

# Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs

## *Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas*

L. A. FEITOSA<sup>a</sup>  
leofeitosa@gmail.com

E. C. ALVES<sup>a</sup>  
elcio.calves1@gmail.com

### Abstract

The use of prestressed concrete flat slabs in buildings has been increasing in recent years in the Brazilian market. Since the implementation of tall and slender buildings a trend in civil engineering and architecture fields, arises from the use of prestressed slabs a difficulty in ensuring the overall stability of a building without beams. In order to evaluate the efficiency of the main bracing systems used in this type of building, namely pillars in formed "U" in elevator shafts and stairs, and pillars in which the lengths are significantly larger than their widths, was elaborated a computational models of fictional buildings, which were processed and analyzed using the software CAD/TQS. From the variation of parameters such as: geometry of the pillars, thick slabs, characteristic strength of the concrete, reduce of the coefficient of inertia for consideration of non-linearities of the physical elements, stiffness of the connections between slabs and pillars, among others, to analyze the influence of these variables on the overall stability of the building from the facing of instability parameter Gama Z, under Brazilian standard NBR 6118, in addition to performing the processing of building using the P-Delta iterative calculation method for the same purpose.

**Keywords:** global stability, analysis of 2nd order, Gama Z, P-Delta, prestressed slabs.

### Resumo

A utilização de lajes planas de concreto protendido em edificações vem crescendo muito nos últimos anos no mercado brasileiro. Sendo a execução de edificações cada vez mais altas e esbeltas uma tendência na engenharia civil e arquitetura, surge a partir do uso das lajes protendidas uma dificuldade em se garantir a estabilidade global de uma edificação sem vigas. A fim de se avaliar a eficiência dos principais sistemas de contraventamento utilizados neste tipo de edificação, a saber, pilares em formato de "U" e pilares-paredes, elaborou-se modelos computacionais de edifícios fictícios, que foram processados e analisados no programa comercial CAD/TQS. A partir da variação de parâmetros de modelagem tais como: geometria dos pilares, espessura das lajes, coeficiente redutor de inércia para consideração das não-linearidades físicas dos elementos, rigidez das ligações entre lajes e pilares, entre outros, buscou-se analisar a influência de tais variáveis na estabilidade global da edificação a partir do parâmetro de instabilidade gama Z, previsto na norma brasileira ABNT NBR 6118 [1].

**Palavras-chave:** estabilidade global, análise de 2° ordem, Gama Z, P-Delta, lajes protendidas.

<sup>a</sup> Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

## 1. Introdução

A grande aceitação pelo mercado do uso das lajes protendidas na construção de edificações, aliada a necessidade de se construir edifícios cada vez mais altos e esbeltos, dada a falta de espaço nas grandes cidades, justifica o estudo de edificações com essas características. Tais edificações apresentam vantagens como: a facilidade na execução de formas, possibilitando o uso extensivo de formas e escoramentos industrializados, a flexibilidade arquitetônica que a ausência de vigas permite, o melhor aproveitamento dos materiais aço e concreto, ganhos de produtividade e tempo de execução, questão muito relevante do ponto de vista de mercado, entre outros.

Entretanto um dos fatores mais vantajosos dessas estruturas, que é a ausência de vigas, leva a mesma a apresentar uma desvantagem importante, a redução da rigidez quanto aos deslocamentos horizontais e a questionamentos quanto à estabilidade global da estrutura. Neste tipo de edificação, o principal sistema de contraventamento utilizado são pilares-paredes em formato de "U" ou "L" localizados na região das escadas e caixas dos elevadores (ver figura 1). Tais elementos apresentam grande rigidez, e quando aliados aos demais pilares, garantem a estabilidade global do edifício. As lajes protendidas por sua vez, garantem que o conjunto dos pilares trabalhem juntos (efeito de diafragma rígido), estabilizando a estrutura. Por possuírem armaduras ativas, as lajes apresentam um baixo nível de fissuração para as solicitações correntes atuantes na estrutura, de modo que, não seria absolutamente equivocado admitir que os coeficientes redutores que levam em consideração a não linearidade física das lajes, previstos na norma ABNT NBR 6118 [1], poderiam apresentar valores diferentes daqueles indicados nesta (valores menos conservadores). Adicionalmente, a distribuição típica das armaduras em lajes protendidas, garante uma elevada taxa de armadura na região dos pilares, aumentando a rigidez das ligações entre tais elementos, contribuindo para a estabilidade global da estrutura.

## 2. Breve revisão bibliográfica

### 2.1 Efeitos de 2ª ordem

Em virtude das solicitações horizontais, sejam estas advindas de cargas de vento, sejam de cargas equivalentes referentes aos desaprumos construtivos e assimetria de carregamentos verticais, as edificações de concreto armado sempre estarão solicitadas por flexão composta. Não obstante, a realidade prática impõem solicitações em intervalos de tempos não imediatos (ao longo do processo construtivo) e em parcelas dos valores totais. Chamamos de análise de 1ª ordem, aquela em que o cálculo da estrutura é realizado em uma configuração geométrica não deformada. Os valores de tensão e deformação do sistema são obtidos a partir das formulações clássicas da resistência dos materiais.

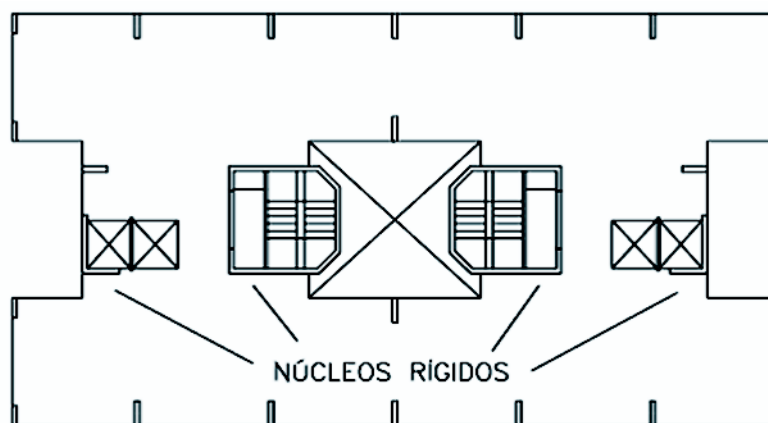
Ao se considerar uma configuração geométrica deformada surge no sistema solicitações adicionais denominadas de efeitos de 2ª ordem, e a análise é dita de 2ª ordem. Em síntese, pode-se dizer que os efeitos de 2ª ordem são efeitos adicionais à estrutura gerados a partir de sua deformação. Eles são responsáveis por provocar um comportamento não linear na estrutura (não linearidade geométrica).

### 2.2 Análise não linear

Segundo Kimura [6], de maneira simplificada, uma análise não linear é um cálculo onde a resposta da estrutura, seja essa em deslocamentos, esforços ou tensões, possui um comportamento não linear, isto é, não linearmente proporcional a um carregamento aplicado na mesma. Tal comportamento é característico de estruturas de concreto armado, e tais efeitos devem sempre ser considerados na análise estrutural.

Os comportamentos não lineares mais relevantes no caso de edifícios de concreto são os de origem física (material) e geométrica, ambos intrínsecos a todas as estruturas reais de concreto armado.

Figura 1 - Núcleos rígidos em planta. Fonte: Silveira (2012)



### 2.3 Não Linearidade Física (NLF)

A variação das propriedades físicas do material para um dado carregamento é um fenômeno usualmente incorporado na análise das estruturas de concreto. A discrepância entre a capacidade de resistir a esforços de compressão e tração do concreto, leva aos engenheiros, à necessariamente trabalhar com este material fora dos limites de proporcionalidade elástica.

O que ocorre na prática da engenharia civil é que o concreto está, na maioria das vezes, submetido a esforços de tração superiores aos que pode resistir. Assim, o concreto sofre ruptura por tração, e o elemento nesta configuração é dito fissurado.

Em edifícios de concreto armado, as propriedades do material alteram-se à medida que ocorre o incremento de cargas (acréscimo de pavimentos e revestimentos), conferindo aos elementos um comportamento não linear, resultado dos efeitos da própria fissuração, além da fluência, a própria presença de armadura, entre outros fatores.

Com a finalidade de simplificar a análise e dimensionamento, a norma ABNT NBR 6118 [1], propõe o artifício de alterar diretamente o valor da rigidez dos elementos componentes da estrutura, adotando coeficientes de redução para cada tipo de elemento de acordo com a relevância deste para a estabilidade global, e tipo de carregamento o qual o elemento é submetido. À rigidez adotada para o cálculo da estrutura, considerando os coeficientes de redução, dá-se o nome de rigidez efetiva ou rigidez secante.

A ABNT NBR 6118 [1] em seu item 15.3, torna obrigatória a análise das estruturas de concreto armado levando-se em consideração da NLF, e no item 15.7.2 indica os valores a serem adotados para a redução da rigidez dos elementos estruturais, quando se leva em conta os efeitos de 2ª ordem globais em edifícios com quatro ou mais pavimentos:

- Lajes:  $(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} I_c$
- Vigas:
  - $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} I_c$  para  $As' \neq As$
  - $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c$  para  $As' = As$
- Pilares:  $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} I_c$

Sendo  $I_c$  o momento de inércia da seção bruta de concreto e  $E_{ci}$  o módulo de deformação tangencial inicial do concreto.

Admite-se ainda que, quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e o fator de instabilidade global gama z ( $\gamma_z$ ) for menor que 1,3, a rigidez secante de vigas e pilares seja tomada como;

- Pilares e Vigas:  $(EI)_{sec} = 0,7 E_{ci} I_c$

Ocorre que, no caso de vigas e lajes protendidas, o nível de fissuração destes elementos é, em princípio, consideravelmente menor que o de um elemento de concreto armado sem armadura ativa. Assim, podemos considerar a possibilidade de trabalhar com valores maiores para os coeficientes de redução da rigidez, que aqueles indicados pela norma como mostrado acima.

### 2.4 Não Linearidade Geométrica (NLG)

Na análise de um sistema estrutural considerando sua situação deformada, verifica-se a ocorrência de efeitos maiores que aqueles previstos em uma análise linear partindo de uma situação não deformada, mesmo para materiais de comportamento elástico-linear. Assim sendo, o efeito não é linearmente proporcional à ação, o que caracteriza e nomeia o fenômeno como não linearidade geométrica.

Ao realizar-se uma análise levando em consideração a NLG, uma formulação de segurança para a combinação das ações é admitida na norma ABNT NBR 6118 [1]. A majoração das ações se dá pelo fator  $\gamma_f/\gamma_{f3}$ , e posteriormente, os esforços solicitantes encontrados são majorados pelo fator  $\gamma_{f3}$  igual à 1,1. Desta forma, para o dimensionamento no Estado Limite Último (ELU) do elemento estrutural o fator  $\gamma_f$  é inteiramente considerado, embora o esforço encontrado seja menor que aquele que seria obtido caso o fator  $\gamma_{f3}$  tivesse sido aplicado ao carregamento solicitante característico num primeiro momento da análise, pois como dito, na NLG não há uma proporção linear entre ações e efeitos.

### 2.5 Estabilidade global

A estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua sensibilidade perante os efeitos de 2ª ordem, Kimura [6]. Dessa forma, é possível distinguir um edifício estável de um instável por meio de um cálculo, ou mesmo de uma estimativa, dos efeitos globais de 2ª ordem que estarão presentes na estrutura.

A norma brasileira ABNT NBR 6118 [1] dispensa o dimensionamento da estrutura considerando as solicitações de 2ª ordem, desde que estas, sejam menores em intensidade que 10% das solicitações de 1ª ordem. Ocorre que, para verificar esta condição, seria necessário a realização de uma análise de 2ª ordem, independentemente de seus efeitos serem utilizados ou não para o dimensionamento da estrutura. Sendo a análise de 2ª ordem mais complexa que a de 1ª ordem, verifica-se a conveniência em se analisar a estrutura a partir de parâmetros práticos que auxiliam na decisão de considerar ou não os efeitos de 2ª ordem, sendo os previstos na norma brasileira o parâmetro  $\alpha$  (alfa) e o coeficiente  $\gamma_z$  (gama z).

### 2.6 Parâmetro de instabilidade Gama Z

O parâmetro de instabilidade Gama z ( $\gamma_z$ ) foi introduzido por Franco e Vasconcelos [5], sendo este, largamente utilizado para a análise dos projetos estruturais no país atualmente. O parâmetro mede a sensibilidade de uma edificação com relação aos efeitos de segunda ordem, e ainda pode ser utilizado para majorar os efeitos de primeira ordem devido às cargas horizontais, obtendo assim, efeitos de segunda ordem aproximados.

A fórmula do parâmetro, já considerando a formulação de segurança, é como segue:

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

Onde  $\Delta M_d$  a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem;  $M_{1d}$  é o momento de tombamento, isto é, a soma dos momentos de todas as forças horizontais em relação à base da estrutura.

### 2.7 Fatores que influenciam na estabilidade global

Dentre os fatores que mais influenciam na estabilidade global de edifícios têm-se os carregamentos solicitantes e a rigidez. Ao se

analisar a formulação do parâmetro gama Z, observa-se que um acréscimo no valor do carregamento horizontal não leva a um aumento no valor do parâmetro, pois, os esforços de 1ª ordem aumentam na mesma proporção que os de 2ª ordem e a relação  $\Delta M_d/M_{1d}$  permanece constante. No entanto, aumentando-se o valor do carregamento vertical verifica-se um aumento no valor dos esforços de 2ª ordem, para um mesmo carregamento horizontal. Em síntese, o carregamento horizontal não teria influência direta na estabilidade da estrutura, desde que esta apresente uma geometria retangular e simétrica, sem trechos em balanço, características que no entanto, não representam os casos mais gerais. Intuitivamente sabe-se que, a estrutura mais rígida é mais estável, tal fato é corroborado nas formulações dos parâmetros de instabilidade. No caso do coeficiente  $\gamma_z$ , um aumento de rigidez leva a menores valores de deslocamentos laterais e consequentemente a menores valores de momentos de segunda ordem, que para um mesmo carregamento, resulta na diminuição do valor do coeficiente.

### 2.8 Método iterativo P-Delta (P- $\Delta$ )

O método do P- $\Delta$  é um procedimento iterativo utilizado na análise de segunda ordem de estruturas, onde o efeito dos deslocamentos laterais sucessivos é transformado em forças horizontais equivalentes. O método consiste em se realizar uma análise de primeira ordem numa dada estrutura (configuração inicial indeformada) considerando os carregamentos horizontais e verticais, e a partir dos deslocamentos ( $\Delta$ ) obtidos desta análise, define-se cargas horizontais fictícias equivalentes ao carregamento de segunda ordem, a serem consideradas numa nova etapa da análise. A cada nova etapa, obtêm-se novas forças laterais fictícias, que tendem a diminuir à medida que a estrutura converge para uma posição de equilíbrio. A iteração é interrompida quando o efeito da n-ésima carga fictícia é pequeno quando comparado ao efeito da carga fictícia anterior.

## 3. Sistemas de contraventamento

Dada à ausência de vigas nos edifícios de lajes protendidas, um sistema de contraventamento formado por pórticos capazes de resistir às solicitações laterais de vento, não seria possível. No entanto, conforme prescreve a norma brasileira em seu item 13.2.4, a espessura mínima para lajes maciças lisas, isto é, sem vigas, é de dezesseis centímetros, sendo comum para as lajes protendidas espessuras de dezoito centímetros ou mais. Tal espessura é suficiente para garantir o efeito do diafragma rígido e consequentemente o travamento dos pilares.

O sistema de contraventamento principal, para edifícios de múltiplos andares constituídos de lajes planas protendidas, mais comumente utilizado é com núcleo rígido. Tal sistema pode ser complementado com paredes estruturais, ou ainda, pilares-paredes isolados e convenientemente posicionados, com suas direções de maior rigidez perpendiculares entre si, a fim de estabilizar a edificação em todas as direções.

O núcleo rígido em edifícios com lajes protendidas é comumente formado por pilares-paredes de concreto armado em formato de "U" ou "L" localizados nas regiões das caixas de elevadores e escadas (Figure 1). Em recentes trabalhos Ching [3] recomenda um posicionamento centralizado para os núcleos rígidos afim de se

evitar excentricidades entre o centro de massa e centro de rigidez do edifício. Mas salienta que, independente da posição, o ideal é a utilização de um elemento fechado, em formato de tubo, formado até mesmo por barras metálicas contraventadas.

## 4. Critérios e modelos

Para a análise e avaliação dos principais fatores que influenciam na estabilidade global de edifícios de múltiplos andares com lajes de concreto protendido, foi modelado no programa comercial CAD/TQS, desenvolvido pela empresa TQS Informática LTDA, uma série de edifícios com ordem de esbeltez de um para quatro, isto é, tomando uma largura de aproximadamente 16 metros entre os pilares de extremidade, adotou-se uma altura com cerca de 64 metros para a edificação. O edifício foi modelado a partir de uma planta arquitetônica idealizada, geometricamente assimétrica em todas as direções, na qual se variou os parâmetros e critérios mais relevantes disponíveis no programa para a avaliação de sua influência nos deslocamentos laterais e valor do parâmetro de instabilidade Gama z (ver figuras 2, 3 e 5).

### 4.1 Efeitos construtivos e método iterativo P-Delta no CAD/TQS

A medida que uma edificação é construída, as deformações axiais sofridas pelos pilares, decorrentes do peso próprio da estrutura, são compensadas no processo construtivo pelo nivelamento dos pavimentos. Essa compensação (efeito construtivo) é incorporada à modelagem, de maneira simplificada, a partir da majoração da rigidez axial dos pilares durante a montagem da matriz de rigidez do pórtico espacial. Essa adaptação garante a obtenção de resultados compatíveis com a realidade, em particular, no caso dos diagramas de momentos fletores das vigas e lajes dos pavimentos superiores.

Esta adaptação, no entanto, é válida somente para a análise do comportamento de edifícios quando da atuação das cargas verticais. Para as ações horizontais, como o vento, a majoração da área dos pilares não é considerada. Para tanto, a TQS Informática, utilizando-se dos trabalhos de Medeiros e França [9], desenvolveu o chamado P-Delta em dois passos.

O método consiste em calcular linearmente a estrutura, num primeiro momento considerando somente os esforços verticais. Nesta etapa, as rigidezes axiais dos pilares são majoradas para contemplar os efeitos construtivos, e a distribuição de forças normais e esforços nos elementos (vigas e pilares) são armazenados. Num segundo momento, o cálculo passa a ser não linear e iterativo, com a aplicação somente das ações horizontais. Agora, a rigidez axial dos pilares não é mais majorada, como no primeiro momento, e consideram-se as deformações obtidas na 1ª etapa (matriz de rigidez armazenada da primeira análise linear). Nas iterações seguintes, corrige-se sucessivamente essa matriz com os acréscimos de esforços normais provocados pelas ações horizontais (não linearidade geométrica). O processo se repete até a obtenção da convergência da estrutura. Os resultados finais, isto é, os deslocamentos nodais, esforços nas barras e reações dos apoios de 1ª e 2ª Ordem, são a somatória das parcelas obtidas nos dois passos, Manuais CAD/TQS [7].

Adicionalmente, com a finalidade de facilitar a interpretação dos dados gerados a partir do processamento da estrutura pelo

método do P-Delta, a TQS Informática criou um coeficiente denominado RM2M1 calculado segundo o mesmo princípio de cálculo do Gama Z.

$$RM2M1 = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (2)$$

Onde,  
 M1: é o momento das forças horizontais em relação à base do edifício;  
 M2: é a somatória das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultante do cálculo de P-Delta em uma combinação não – linear.

#### 4.2 Modelo de análise VI do programa CAD/TQS e a consideração da rigidez transversal das lajes

No modelo de análise VI do programa CAD/TQS, o edifício é modelado como um pórtico único, composto de elementos que simulam as vigas, pilares e lajes de estrutura. Assim, além das vigas e pilares, as lajes passam a resistir a parte dos esforços gerados pelo vento. Neste modelo, também se considera a flexibilização das ligações vigas-pilares. Em síntese no modelo VI, a rigidez da laje é incorporada ao pórtico espacial, logo, o elemento passa a absorver parte dos esforços solicitantes e a contribuir para a estabilidade do edifício.

Martins [8] modelou em elementos finitos, edificações formadas por lajes, vigas e pilares, incluindo um pilar em formato de “U” na região dos elevadores, e concluiu que a consideração da rigidez transversal das lajes influencia significativamente o comportamento estrutural dos edifícios, reduzindo os deslocamentos laterais da

edificação, favorecendo a estabilidade global e reduzindo os parâmetros de instabilidade Alfa e Gama Z.

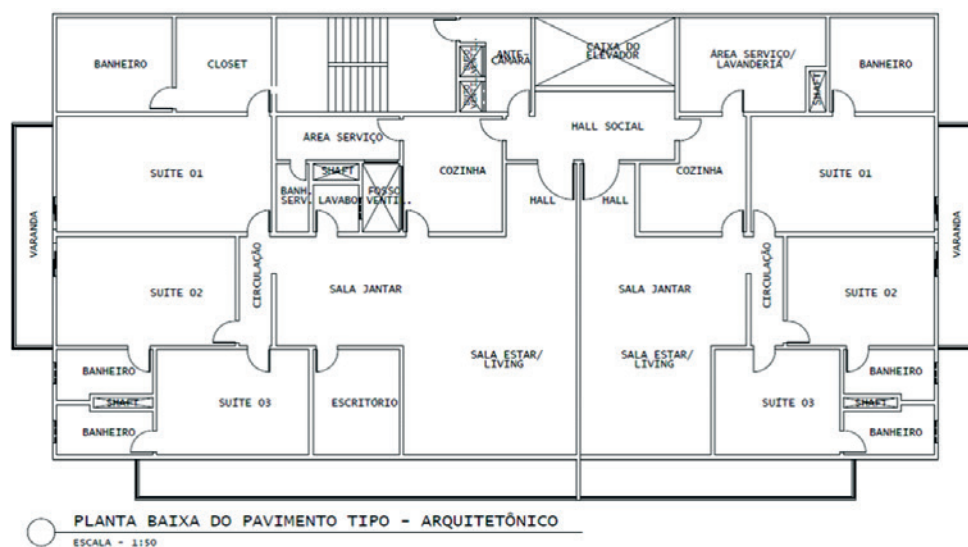
“[...] Isto ocorre porque as lajes, com o modelo estrutural adotado, têm uma participação mais efetiva na interação dos esforços e deslocamentos com os demais elementos (vigas, pilares e núcleo), em comparação a outros modelos que as consideram apenas como diafragmas totalmente flexíveis fora do seu plano. [...] para alguns casos a influência da rigidez transversal da laje chegou a ser tão significativa, que em teoria de 2ª ordem considerando a rigidez transversal da laje, os deslocamentos foram menores do que no modelo em teoria de 1ª ordem sem a consideração da rigidez à flexão das lajes [...]”. (Martins, 2001, p 234).

#### 4.3 Flexibilização das ligações entre vigas e pilares

Embora a edificação alvo possua um número limitado de vigas (característica básica deste tipo de edificação), é comum o uso de vigas na região das escadas e dos elevadores. No caso das vigas que “fecham” o núcleo dos elevadores, tem-se a formação de uma espécie de lintel que contribui para a rigidez do núcleo, restringindo-o parcialmente ao empenamento. Martins [8] mostra que a presença da viga (lintel) contribui para a redução do deslocamento lateral dos pavimentos.

É importante então, considerar corretamente o nível de restrição e travamento que a viga proporciona ao pilar de elevador, além das demais vigas da região das escadas. Para tanto, o programa considera a presença de molas fictícias definidas nas extremidades das vigas, tornando a ligação semi-rígida. A rigidez das “molas” de flexibilização é atribuída de forma aproximada, como sendo o termo 4EI/L definido pelo pilar junto às barras das vigas, onde: E é o módulo de elasticidade longitudinal do pilar, L é o pé-direito do pilar e I é o momento de inércia calculado a partir de uma seção equivalente

Figura 2 – Planta baixa do Pav. Tipo - Proj. Arquitetônico



do pilar que efetivamente será considerada na rigidez da ligação. Dois parâmetros definidos nos critérios gerais do programa, chamados de LPMOL e REDMOL, permitem ao usuário fazer ponderações no cálculo da rigidez dessas molas. O REDMOL, reduz diretamente o valor da rigidez da "mola", enquanto o LPMOL multiplica a largura equivalente do apoio da viga no pilar, sendo que a largura adotada, nunca é menor que a largura da viga ou maior que a largura do pilar.

A flexibilização destas ligações torna a estrutura mais deslocável, no entanto, simula de maneira mais realista o que ocorre na prática. Ressalta-se que os efeitos desta flexibilização, são mais significativos e mensuráveis no caso de edifícios convencionais, isto é, com lajes, vigas e pilares, e que no caso dos edifícios analisados neste trabalho, a flexibilização, ou ainda, redução da rigidez a região da ligação da laje com os pilares, tem maior influência nos resultados dos deslocamentos.

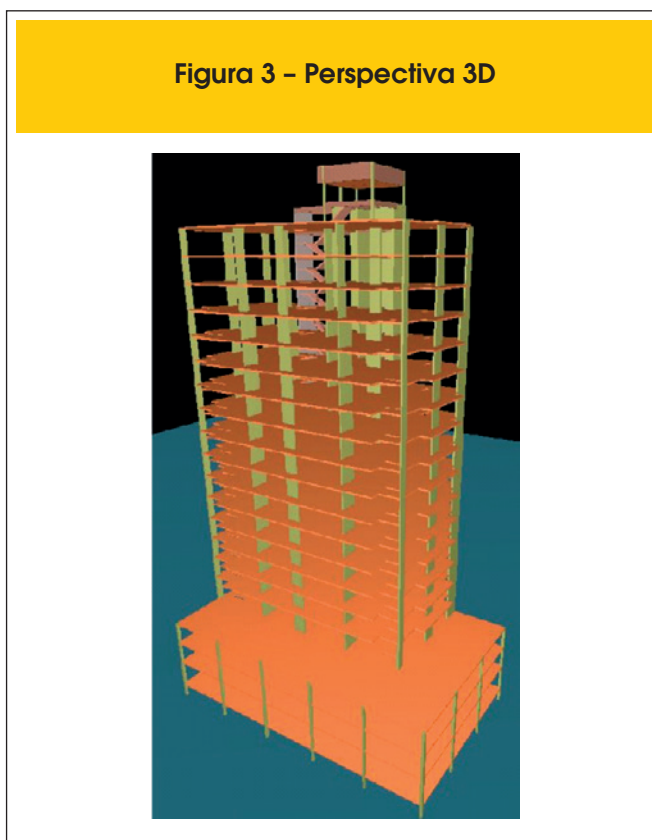
#### 4.4 Modelo de análise IV do programa CAD/TQS

O modelo de análise IV, foi o principal modelo implementado pelo CAD/TQS até sua versão 16. Neste modelo, um pórtico espacial dos pavimentos é montado contemplando somente as vigas e pilares. O efeito do diafragma rígido é incorporado no modelo a partir da majoração da rigidez lateral das vigas. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares são calculados no pórtico espacial. As lajes são modeladas como grelhas de barras a parte do pórtico, sendo os efeitos gerados pelas ações verticais calculados e os esforços resultantes transferidos como cargas para o pórtico espacial. Considera-se também uma flexibilização das ligações viga-pilar.

#### 4.5 Modelo 1

Abaixo é listado os principais critérios adotados no Modelo 1:

- Modelo de Análise VI
- Flexibilização das ligações Vigas-Pilares
  - REDMOL:4
  - LPMOL:1,5



- Sem Capitel
- Base engastada
- P-Delta
- Núcleo de 25 centímetros de espessura
- Fck do concreto:
  - Pilares: 40 Mpa
  - Vigas e lajes: 30 Mpa

**Tabela 1 – Modelo 1 - 1ª análise**

Coeficientes de Instabilidade			Estado Limite de Serviço-ELS		
Vento	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)
90°-270°	1,719	1,732	90°-270°	3,56(2008)	0,2(1645)
0°-180°	1,374	1,209	0°-180°	1,41(5096)	0,1(3282)
Quantitativo dos pilares			Processo P-Delta		
Área de formas (m²)			RM2M1		
Pilar	Total	Taxa	Combinação 31	2,038	
5030,7	18757,7	26,82%	Combinação 35	2,02	
Volume de concreto (m³)			Combinação 59	2,053	
Pilar	Total	Taxa	Combinação 63	2,035	
632	3025,6	20,89%	Combinação 67	1,897	

Tabela 2 – Modelo 1 - 2ª análise

Coeficientes de Instabilidade			Estado Limite de Serviço-ELS		
Vento	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)
90°-270°	1,652	1,662	90°-270°	3,56(2008)	0,2(1645)***
0°-180°	1,344	1,159	0°-180°	1,41(5096)	0,1(3282)

Quantitativo dos pilares			Processo P-Delta	
Área de formas (m²)			RM2M1	
Pilar	Total	Taxa	Combinação 31	
5030,7	18757,7	26,82%	Combinação 35	1,98
			Combinação 59	1,963
			Combinação 63	1,994
			Combinação 67	1,977
				1,847

Volume de concreto (m³)		
Pilar	Total	Taxa
632	3025,6	20,89%

\* Deslocamento lateral máximo do edifício para a combinação de vento do Estado Limite de Serviço.  
 \*\* Deslocamento lateral máximo de um pavimento para a combinação de vento do Estado Limite de Serviço.  
 \*\*\* Os valores entre parêntese indicam a razão entre a altura total e o deslocamento obtido, em cada caso específico.

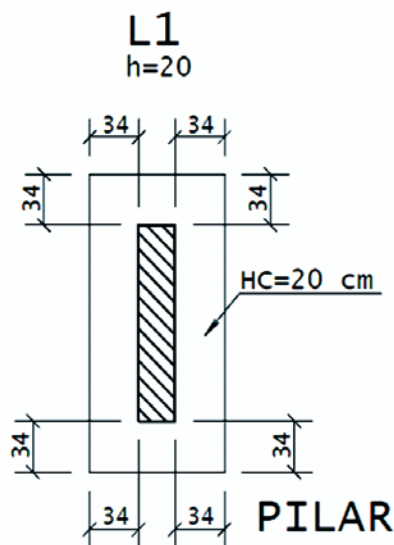
**Lista das Combinações:**

Combinação 31: Peso Próprio + Cargas Permanentes + Cargas Acidentais (com redução) + 0,51.Cargas de Temperatura + 0,6.Vento 270°  
 Combinação 35: Peso Próprio + Cargas Permanentes + 0,8.Cargas Acidentais (com redução) + 0,86.Cargas de Temperatura + 0,6.Vento 270°  
 Combinação 59: Peso Próprio + Cargas Permanentes + 0,8.Cargas Acidentais (com redução) + 0,86 cargas de Temperatura + 0,6 Vento 180°  
 Combinação 63: Peso Próprio + Cargas Permanentes + Cargas Acidentais (sem redução) + 0,51 cargas de Temperatura + Vento 180°  
 Combinação 67: Peso Próprio + Cargas Permanentes + Cargas Acidentais (com redução) + 0,51 cargas de Temperatura + 0,6 Vento 0°

- Vento:
  - Velocidade Característica: 32 m/s
  - Vento de alta Turbulência

- Coeficiente de Não Linearidade Física:
  - Lajes: 0,8
  - Pilares: 0,8
  - Vigas: 0,8

Figura 4 – Dimensões do capitel



A Figura 2 apresenta o projeto arquitetônico utilizado para a análise. A figura 2 apresenta a geometria do pilar parede e a Figura 3 apresenta o modelo espacial do edifício.

Para a análise do modelo desenvolvido, alterou-se um critério do programa intitulado “Cargas verticais para cálculo de momentos de 2ª Ordem”, onde as cargas acidentais podem ser consideradas em sua totalidade ou com redução no cálculo dos momentos de 2ª Ordem. Tal redução (somente das cargas acidentais) deve melhorar os resultados do edifício quanto aos deslocamentos horizontais e valores do parâmetro de instabilidade Gama Z.

Em uma primeira análise, efetuou-se o processamento do edifício considerando a totalidade das cargas acidentais. Numa segunda análise, lançou-se mão do critério de redução das cargas acidentais. Os resultados detalhados deste modelo encontram-se nas tabelas 1 e 2. Abaixo são listados os parâmetros de instabilidade gama Z obtidos:

- 1º Análise:
  - Vento 90°-270°: 1,719
  - Vento 0°-180°: 1,374
- 2º Análise:
  - Vento 90°-270°: 1,652
  - Vento 0°-180°: 1,344

E como esperado, a redução das cargas acidentais para a determinação dos momentos de 2ª ordem, levou a menores valores para o parâmetro de instabilidade do edifício, mantendo entan-

to, os valores dos deslocamentos laterais (conforme se vê nas tabelas 1 e 2).

Durante a concepção estrutural e arquitetônica de edifícios de múltiplos andares com lajes protendida, é relevante e vantajoso trabalhar com materiais leves, como paredes de Drywall, e com técnicas de nivelamento à laser, buscando assim, espessuras de contrapiso mínimas, que contribuam para a estabilidade estrutural. Tal material e metodologia construtiva vêm tornando-se cada vez mais acessível e aceitável no mercado nacional.

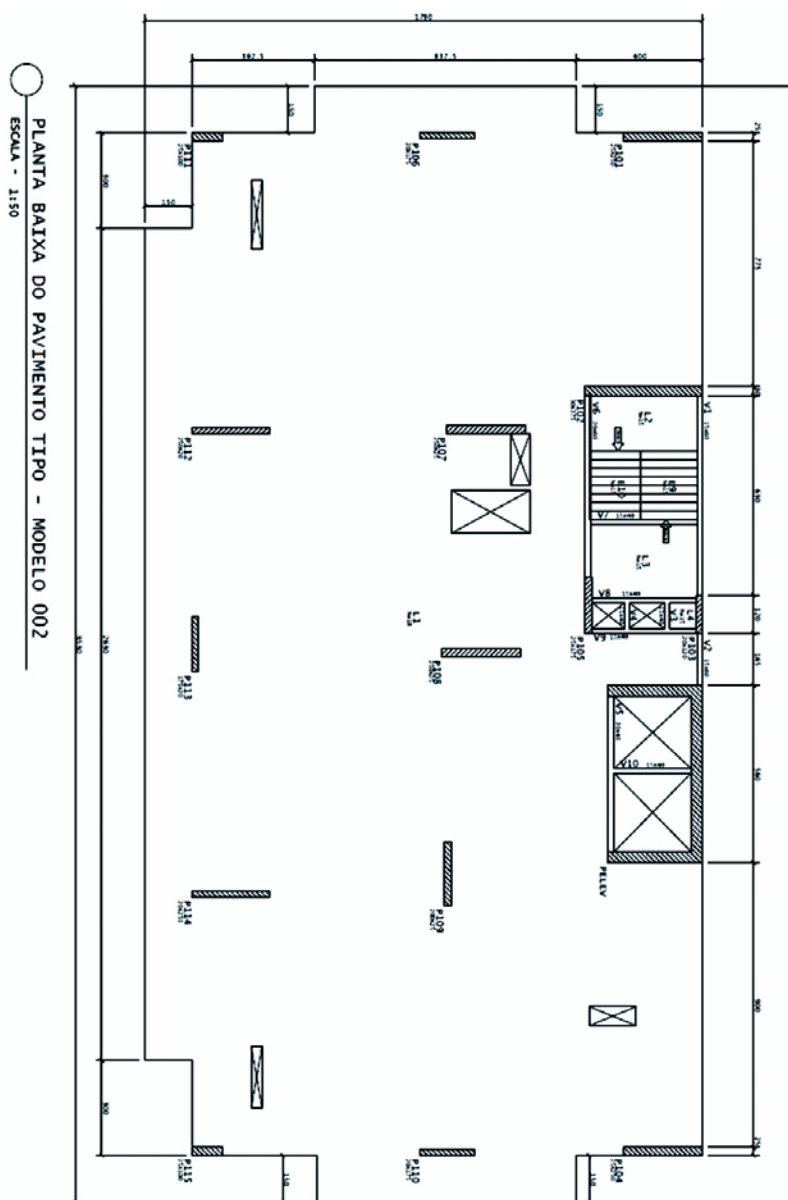
No entanto, no modelo 001, o valor do parâmetro Gama Z encontrado está acima dos limites aceitáveis, sendo a estrutura consi-

derada instável pelos parâmetros da norma ABNT NBR 6118 [1], embora os deslocamentos laterais atendam as prescrições para o Estado Limite de Serviço (ELS). Assim, buscou-se enrijecer o modelo mediante a revisão das dimensões dos pilares.

#### 4.6 Modelo 2

Após o enrijecimento da estrutura, mediante o aumento da geometria dos pilares (Figura 5), inclusive com o aumento da espessura do núcleo rígido de 25 centímetros para 35 centímetros, obteve-se um valor de Gama Z no limite do aceitável pela norma

Figura 5 - Formas do pavimento tipo





**Tabela 3 – Modelo 2 - 1ª análise**

Coeficientes de Instabilidade			Estado Limite de Serviço-ELS		
Vento	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)
90°-270°	1,305	1,298	90°-270°	3,77(1900)	0,27(1412)
0°-180°	1,248	1,030	0°-180°	2,08(3446)	0,18(2117)
Quantitativo dos Pilares			Processo P-Delta		
Área de Formas (m²)			RM2M1		
Pilar	Total	Taxa	Combinação 31	1,536	
6099	19781,4	30,83%	Combinação 35	1,528	
Concrete volume (m³)			Combinação 59	1,564	
Pilar	Total	Taxa	Combinação 63	1,556	
749,6	3135	23,91%	Combinação 67	1,456	

ABNT NBR 6118 [1], isto é, 1,305. Buscou-se então, avaliar a influência que uma variação nos coeficientes de redução para a consideração da não linearidade física teria sobre os valores dos parâmetros de instabilidade e deslocamentos laterais.

Em uma primeira análise, tomou-se os valores indicados pela norma ABNT NBR 6118 [1], para os valores dos coeficientes, sendo estes:

- Lajes: 0,3
- Pilares: 0,8
- Vigas: 0,4

Em uma segunda análise, ainda do Modelo 2, adotou-se os seguintes valores para os coeficientes de não linearidade física:

- Lajes: 0,8
- Pilares: 0,8
- Vigas: 0,8

Comparando os resultados (ver tabelas 3 e 4 com resultados de detalhes abaixo), nota-se que a melhora nos valores dos parâmetros e deslocamentos são insignificantes, mensuráveis apenas para algumas combinações e na terceira casa decimal, em particular o valor de gama z obtido na 2ª Análise foi de 1,303. Tal resultado ficou abaixo da expectativa de melhora na estabilidade global da edificação. Análises e modelos mais refinados devem ser elaborados para verificação dos resultados obtidos, além de eventuais limitações do programa.

#### 4.7 Modelo 3

Embora tenhamos verificado que a redução do peso influencia positivamente na estabilidade global da estrutura, propõem-se aumentar a espessura da laje pretendida do modelo, a fim de analisar

**Tabela 4 – Modelo 2 - 2ª análise**

Coeficientes de Instabilidade			Estado Limite de Serviço - ELS		
Vento	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)
90°-270°	1,303	1,297	90°-270°	3,76(1901)	0,27(1412)
0°-180°	1,248	1,030	0°-180°	2,08(3447)	0,18(2118)
Quantitativo dos Pilares			Processo P-Delta		
Área de Formas (m²)			RM2M1		
Pilar	Total	Taxa	Combinação 31	1,536	
6099	19781,4	30,83%	Combinação 35	1,528	
Concrete volume (m³)			Combinação 59	1,564	
Pilar	Total	Taxa	Combinação 63	1,555	
749,6	3135	23,91%	Combinação 67	1,455	

Tabela 5 – Modelo 3 - 1ª análise

Coeficientes de Instabilidade			Estado Limite de Serviço - ELS		
Vento	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)
90°-270°	1,272	1,226	90°-270°	1,88(3805)	0,16(2466)
0°-180°	1,231	1,002	0°-180°	0,95(7500)	0,07(4348)

Quantitativo dos Pilares			Processo P-Delta	
Área de Formas (m²)			RM2M1	
Pilar	Total	Taxa	Combinação	
6099	19776,5	30,83%	Combinação 31	1,492
			Combinação 35	1,485
			Combinação 59	1,523
			Combinação 63	1,516
			Combinação 67	1,419

Concrete volume (m³)		
Pilar	Total	Taxa
749,6	3306,6	22,67%

se o acréscimo de rigidez na ligação laje-pilar, além do acréscimo da rigidez transversal à flexão, compensaria o aumento de peso da estrutura contribuindo com a estabilidade global da mesma.

Utilizando como base o Modelo 2 da 2ª Análise, aumentou-se a espessura das lajes de 18 centímetros para 20 centímetros. Após o processamento, numa comparação direta com o modelo base, observou-se uma significativa melhora nos resultados do parâmetro de instabilidade, sendo o valor encontrado de 1,27, além de uma redução nos deslocamentos horizontais (Ver resultados detalhados na tabela 5 abaixo). Mantidos os vãos iniciais, evidentemente que um aumento na espessura da laje para 20 centímetros reduziria as taxas de armadura ativa (cordoalhas), para próximo das razões de consumo mínimas indicadas por Emerick [4], que variam de 3,5 Kg/m² à 5,5 Kg/m², o que compensaria em parte o acréscimo no volume de concreto.

O aumento da rigidez na região da ligação laje-pilar juntamente

com o aumento da rigidez transversal à flexão parece justificar a melhora na estabilidade global da estrutura. A fim de se analisar a influência da plastificação da região dos apoios dos pilares, resultado das solicitações de tração naturais da região, propõe-se introduzir capitéis com a mesma espessura das lajes e ajustar a rigidez das barras (barras da grelha que simulam as lajes) desta região.

#### 4.8 Modelo 4

Em um modelo de grelhas como o utilizado pelo programa CAD/TQS, dependendo da discretização da mesma, poucas barras interceptarão o pilar. Assim, introduzindo-se capitéis, aumenta-se a discretização da grelha nesta região e aplicando-se um divisor de inércia à flexão das barras do capitel, assim como um divisor de inércia à flexão no apoio sobre o pilar, obtém-se uma redução de momentos uniformizada e suavizada, mais próxima da realidade,

Tabela 6 – Momento na região dos pilares Modelo 3 - 1ª análise sem capitéis

Momentos (tf.m)			Momentos (tf.m)		
Pilar	COMB17*	COMB25**	Pilar	COMB17	COMB25
P101	-4,1	-4,1	P109	-7	-6,6
P102	-3,5	-3,5	P110	-8,5	-8,7
P103	-10,7	-14,1	P111	-7,9	-8,7
P104	-5,6	-5,6	P112	-9	-8,3
P105	-18,9	-15,6	P113	-6,4	-5,6
P106	-8,9	-9,2	P114	-6,8	-6,2
P107	-8,6	-9,4	P115	-6,8	-6,6
P108	-7,9	-8,4	PELEV	-5	-5,5

Tabela 7 – Modelo 4 - 1ª análise

Coeficientes de Instabilidade			Estado Limite de Serviço - ELS		
Wind	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)
90°-270°	1,274	1,229	90°-270°	1,87(3832)	0,15(2506)
0°-180°	1,231	1,002	0°-180°	0,94(7626)	0,07(4383)

Quantitativo dos Pilares			Processo P-Delta	
Área de Formas (m²)			RM2M1	
Vento	Gama Z	Alfa	Combinação	Valor
6099	19776,5	30,83%	31	1,506
			35	1,499
			59	1,538
			63	1,530
			67	1,428

Volume de Concreto (m³)		
Vento	Gama Z	Alfa
749,6	3306,6	22,67%

sem picos de momentos negativos na sobreposição das barras da grelha com os pilares. A divisão total da rigidez das barras da região é o produto dos dois valores. Alternativamente ao uso dos divisores de inércia à flexão no apoio sobre o pilar, é possível definir um coeficiente de engastamento nas pontas das barras (da laje) que “chegam” ao pilar, Manuais CAD/TQS [7].

Variando-se o valor dos divisores ou do coeficiente de engastamento, buscou-se reduzir os momentos negativos de uma maneira geral sobre os pilares para 85% de seu valor original, isto é, em uma comparação direta com o Modelo 3 – 1ª Análise sem capitéis e com engastamento total entre lajes e pilares (ver resultados detalhados na tabela 6).

Modelou-se os capitéis em todos os pilares dos pavimentos tipo e cobertura. As dimensões adotadas para os capitéis foram de 2d em cada direção dos pilares (ver figura 4), sendo d a altura útil das lajes, equivalente ao perímetro crítico de punção das la-

jes. Buscou-se numa primeira análise redefinir os valores dos momentos negativos a partir do refinamento da malha na região dos apoios dos pilares, pois, ao introduzir os capitéis, é possível alterar localmente a discretização da grelha. Adotou-se uma malha duas vezes maior que a da laje em geral, isto é, a distância entre as barras na região do capitel é metade da distância padrão. Na primeira análise, adotou-se os parâmetros:

- Divisor de inércia à flexão das barras do capitel: 1
  - Coeficiente de engastamento parcial das lajes sobre pilares: 1
- Após o processamento, observa-se que apenas a ação de refinar a malha na região dos apoios, resultou em uma significativa redução nos valores dos momentos fletores (ver resultados detalhados na tabela 8), e afetou os valores do parâmetro de instabilidade Gama Z e deslocamentos laterais de maneira negativa, mas em números absolutos, pouco significante. O valor encontrado de gama Z foi de 1,274, o que equivale a um

Tabela 8 – Momento na região dos pilares Modelo 4 - 1ª análise

Momentos (tf.m)			Momentos (tf.m)		
Pilar	COMB17	COMB25	Pilar	COMB17	COMB25
P101	-2,3	-2,3	P109	-4,6	-4,7
P102	-2,3	-2,1	P110	-4,2	-3,5
P103	-11	-5	P111	-5,7	-5,8
P104	-3,6	-3,3	P112	-4,1	-4,4
P105	19,7	17,9	P113	-3,5	-4
P106	-4,5	-4,3	P114	-4,1	-4,5
P107	-4,3	-3,7	P115	-4,3	-3,9
P108	-3,8	-3,3	PELEV	-4,9	-5,1

Tabela 9 – Modelo 4 – 2ª análise

Coeficientes de Instabilidade			Estado Limite de Serviço - ELS		
Wind	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)
90°-270°	1,275	1,231	90°-270°	1,87(3832)	0,15(2506)
0°-180°	1,232	1,003	0°-180°	0,94(7626)	0,07(4383)
Quantitativo dos Pilares			Processo P-Delta		
Área de Formas (m <sup>2</sup> )			RM2M1		
Vento	Gama Z	Alfa	Combinação 31	1,508	
6099	19776,5	30,83%	Combinação 35	1,501	
Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )			Combinação 59	1,540	
Vento	Gama Z	Alfa	Combinação 63	1,532	
749,6	3306,6	22,67%	Combinação 67	1,430	

acréscimo de 0,115% (ver resultados detalhados na tabela 7). Na 2ª Análise, adotou-se os parâmetros:

- Divisor de inércia à flexão das barras do capitel: 1
  - Coeficiente de engastamento parcial das lajes sobre pilares: 0,85
- Após o processamento, verificou-se que a alteração do parâmetro “coeficiente de engastamento parcial das lajes sobre pilares” de 1 para 0,85 não resultou em alterações significativas, seja quanto à estabilidade global, seja quanto aos valores de momentos fletores (ver resultados detalhados nas tabelas 9 e 10).

Em uma 3ª Análise, adotou-se os seguintes valores para os parâmetros:

- Divisor de inércia à flexão das barras do capitel: 3
  - Divisor de inércia à flexão no apoio sobre pilar intermediário: 50
- Desta vez, a plastificação das barras na região dos capitéis, flexibilizou a estrutura a ponto de novamente esta ser considerada instável pelas premissas da norma ABNT NBR 6118 [1]. O valor

do parâmetro gama z encontrado foi de 1,354 (ver resultados detalhados na tabela 11). Quanto à variação dos momentos fletores, comparando os resultados da 1ª Análise com esta, houve variações com até 69% de redução e acréscimos de momento de até 49%, entre todos os pilares, sendo a média uma redução de 15% no valor dos momentos (ver resultados detalhados na tabela 12). Finalmente, na 4ª Análise, adotou-se os seguintes valores para os parâmetros:

- Divisor de inércia à flexão das barras do capitel: 2
  - Divisor de inércia à flexão no apoio sobre pilar intermediário: 5
- Com esta alteração, a edificação voltou a apresentar valores dentro dos limites prescritos na norma para o parâmetro de instabilidade gama Z, sendo o valor encontrado de 1,3 (ver resultados detalhados na tabela 13). Quanto aos momentos, comparando novamente com os resultados da 1ª Análise, houve variações com até 37% de redução e acréscimo de momentos

Tabela 10 – Momento na região dos pilares Modelo 4 – 2ª análise

Momentos (tf.m)			Momentos (tf.m)		
Pilar	COMB17	COMB25	Pilar	COMB17	COMB25
P101	-2,3	-2,2	P109	-4,4	-4,3
P102	-2,3	-2,6	P110	-4	-4,3
P103	-11	-13,8	P111	-5,7	-5,5
P104	-3,6	-3,6	P112	-4,1	-3,8
P105	-19,7	-16,5	P113	-3,4	-3,2
P106	-4,4	-4,5	P114	-4,1	-3,6
P107	-4,2	-4,3	P115	-4,3	-4,2
P108	-3,8	-3,9	PELEV	-4,9	-5

Tabela 11 - Modelo 4 - 3ª análise

Coeficientes de Instabilidade			Estado Limite de Serviço - ELS		
Wind	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)
90°-270°	1,354	1,371	90°-270°	1,87(3832)	0,15(2506)
0°-180°	1,295	1,088	0°-180°	0,94(7626)	0,07(4383)
Quantitativo dos Pilares			Processo P-Delta		
Área de Formas (m <sup>2</sup> )			RM2M1		
Vento	Gama Z	Alfa	Combinação 31	1,650	
6099	19776,5	30,83%	Combinação 35	1,640	
Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )			Combinação 59	1,685	
Vento	Gama Z	Alfa	Combinação 63	1,675	
749,6	3306,6	22,67%	Combinação 67	1,547	

Tabela 12 - Momento na região dos pilares Modelo 4 - 3ª análise

Momentos (tf.m)			Momentos (tf.m)		
Pilar	COMB17	COMB25	Pilar	COMB17	COMB25
P101	-1,6	-1,5	P109	-3,6	-3,4
P102	-1,8	-1,8	P110	-2,6	-2,7
P103	-10,7	-14,1	P111	-3,8	-3,6
P104	-2	-2	P112	-5,1	-5,7
P105	-22	-18,4	P113	-2,5	-3,1
P106	-1,4	-2,6	P114	-6,1	-5,8
P107	-2,6	-4,7	P115	-2,9	-2,8
P108	-4,9	-4,8	PELEV	-5,2	-5

Tabela 13 - Modelo 4 - 4ª análise

Coeficientes de Instabilidade			Estado Limite de Serviço - ELS		
Wind	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)
90°-270°	1,304	1,293	90°-270°	2,07(3456)	0,16(2341)
0°-180°	1,255	1,037	0°-180°	1,07(6713)	0,08(4055)
Quantitativo dos Pilares			Processo P-Delta		
Área de Formas (m <sup>2</sup> )			RM2M1		
Vento	Gama Z	Alfa	Combinação 31	1,567	
6099	19776,5	30,83%	Combinação 35	1,559	
Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )			Combinação 59	1,600	
Vento	Gama Z	Alfa	Combinação 63	1,591	
749,6	3306,6	22,67%	Combinação 67	1,478	

**Tabela 14 – Momento na região dos pilares Modelo 4 - 4ª análise**

Momentos (tf.m)			Momentos (tf.m)		
Pilar	COMB17	COMB25	Pilar	COMB17	COMB25
P101	-1,8	-1,8	P109	-2,9	-2,8
P102	-2,8	-3,1	P110	-2,8	-3
P103	-11	-14,1	P111	-4,4	-4,2
P104	-2,6	-2,5	P112	-5,1	-4,5
P105	-20,6	-17,2	P113	-2,3	-2,8
P106	-3	-3,1	P114	-5	-4,5
P107	-4,3	-4,4	P115	-3,1	-3,1
P108	-4,3	-4,5	PELEV	-5,2	-5,3

**Tabela 15 – Modelo 5**

Coeficientes de Instabilidade			Estado Limite de Serviço - ELS		
Wind	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)
90°-270°	4,913	2,481	90°-270°	12,81(559)	0,74(440)
0°-180°	2,616	1,782	0°-180°	8,09(884)	0,9(428)

de até 24%, entre todos os pilares, sendo a média uma redução de 9% no valor dos momentos (ver resultados detalhados na tabela 14).

Verificou-se neste modelo, a dificuldade em se ajustar a redução percentual de momento negativo mantendo a edificação dentro do limite de estabilidade, mas é possível constatar a grande influência de tal parâmetro sobre a estabilidade global. Uma metodologia eficiente para a definição de um nível de plastificação da região do apoio das lajes sobre os pilares, deve exigir um número consideravelmente maior de modelos, analisados sobre diferentes aspectos, tais como, as taxas de armaduras ativa e passiva da região, a espessura da laje, além de análises e experimentos de campo.

#### 4.9 Modelo 5

Como último modelo, efetuou-se o processamento do Modelo 3 utilizando o modelo de análise IV do programa CAD/TQS. Como dito anteriormente, neste modelo de análise, as lajes não fazem parte do pórtico espacial, tendo suas reações transmitidas para o pórtico que é posteriormente resolvido. O programa identifica o travamento dos pilares em cada pavimento, no entanto, neste modelo não há contribuição da rigidez transversal à flexão para resistir aos esforços solicitantes horizontais.

Após o processamento, observa-se uma discrepância entre os resultados do Modelo 3 e Modelo 5 (ver resultados detalhados na tabela 15), mostrando que o Modelo de Análise IV do programa CAD/TQS não é adequado para análise de estabilidade global de edifícios de múltiplos andares compostos de lajes protendidas, e exemplificando a relevante diferença em se considerar ou não a laje como elemento resistente as solicitações horizontais.

## 5. Conclusões

A partir das análises realizadas, pode-se observar que a despeito do acréscimo de cargas verticais gerados pelo aumento da espessura das lajes protendidas, a contribuição no enrijecimento das ligações laje-pilares e rigidez transversal à flexão, compensam o aumento da carga vertical, contribuindo significativamente para a estabilidade global da edificação. Conclusões semelhantes foram encontradas por Martins [8] que analisou edifícios de múltiplos andares compostos de lajes, vigas e pilares, além de um pilar em formato de “U” na região da caixa do elevador, funcionando como núcleo rígido. A questão é que, sendo a edificação alvo desprovida de vigas, a consideração das lajes como elemento resistente aos esforços horizontais, torna-se ainda mais relevante, assim como uma coerente consideração do grau de plastificação das barras que simulam as lajes na região de ligação com os pilares. Sendo o ajuste fino desde último parâmetro, algo que deve ser analisado pormenorizadamente em pesquisas futuras. Assim a região de ligação laje-pilar assume mais este papel, de influenciar na estabilidade global da estrutura, além de ser um limitador para os vãos de lajes protendidas devido aos esforços de cisalhamento (punção). Observando o Modelo 5, não resta dúvida de que, um algoritmo que não leva em consideração a contribuição plena da laje para a estabilidade global das edificações de múltiplos andares formada por lajes protendidas, não é adequado à análise deste tipo de edificação, levando a resultados discrepantes, e que inviabilizaria erroneamente este tipo de estrutura.

## 6. Referências bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. - ABNT NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.

- [02] BUENO, M.M.; Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília. Brasília, 2009.
- [03] CHING, F.D.K.; ONOUE, B.S.; ZUBERBUHLER, D.; Building Structures Illustrated. John Wiley & Sons, 2009.
- [04] EMERICK, A.; Projeto e Execução de Lajes Protendidas. Interciência, 2005.
- [05] FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C.D.; Avaliação Prática dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios Altos. Colóquio on the Rio CEB-FIP-Model Code 90, Rio de Janeiro, 1991.
- [06] KIMURA, A.; Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado. São Paulo. PINI, 2007.
- [07] MANUAIS CAD/TQS. TQS Informática LTDA. São Paulo, 2013.
- [08] MARTINS, C.H.; Analysis Não Linear de Estruturas Tridimensionais de Edifícios de Andares Múltiplos com Núcleo Resistentes, considerando a Rigidez Transversal à Flexão das Lajes. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, 2001.
- [09] MONCAYO, W.J.Z.; Analysis de Segunda Ordem Global em Edifícios com Estrutura de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, 2011.
- [10] SILVEIRA, M.; SILVEIRA J.D.; Estabilidade Lateral dos Edifícios em Lajes Planas Protendidas. Fortaleza, Ceará, 2012.