

Analysis of the global tall buildings stability in flat slabs considering the soil structure interaction

Análise da estabilidade global de edifícios altos em lajes lisas considerando a interação solo-estrutura

E. C. ALVES ^a

elcio.calves1@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-6971-2645>

L. A. FEITOSA ^a

leofeitosa@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0003-4666-6572>

Abstract

The global stability of tall reinforced concrete buildings made up of flat slabs is guaranteed, among other factors, by the existence of considerably rigid elements such as elevator cores and stairways. Such rigid cores recurrently have the "L" or "U" format because they fit the architectural design better. However, it should be emphasized the considerable relevance and influence of the slabs transversal bending stiffness in the building stability. The slabs act in conjunction with the columns in the building stability, in the so-called rigid diaphragm effect. That is, they combine the horizontal displacements in each floor and promote a partial restriction to the warping of the rigid cores and the rotation of the ends of the columns, thus reducing the horizontal displacements and the effects of 2nd order. In contrast the slabs transversal bending stiffenes, it should be emphasized the importance of considering the soil-structure interaction (ISE) in the buildings stability. In buildings formed by flat slabs ISE gains considerable relevance because of their characteristics, ie such buildings are particularly sensitive to the influences of soil-structure interaction. In this work, emphasis is placed on the influence of cross-bending rigidity on slabs and on Soil-Structure Interaction in the analysis and verification of the global stability of multi-storey buildings formed by flat slabs and rigid cores.

Keywords: stability, global, interaction, soil structure.

Resumo

A estabilidade global de edifícios altos de concreto armado formados por lajes planas é garantida, entre outros fatores, pela existência de elementos consideravelmente rígidos, como os núcleos de elevadores e regiões das escadas. Tais núcleos rígidos apresentam recorrentemente o formato de "L" ou "U" por se adequarem melhor ao projeto arquitetônico. No entanto, deve-se ressaltar a considerável relevância e influência da rigidez à flexão transversal das lajes na estabilidade da edificação. As lajes atuam em conjunto com os pilares na estabilidade do edifício, no denominado efeito de diafragma rígido. Ou seja, elas compatibilizam os deslocamentos horizontais em cada pavimento e promovem uma restrição parcial ao empenamento dos núcleos rígidos e ao giro das extremidades dos pilares, reduzindo assim os deslocamentos horizontais e os efeitos de 2ª ordem. Em contraponto à rigidez à flexão transversal das lajes, deve-se ressaltar a importância da consideração da interação solo-estrutura (ISE) na estabilidade das edificações. Em edifícios formados por lajes planas a ISE ganha uma relevância considerável, devido às suas características, isto é, tais edificações são particularmente sensíveis às influências da interação solo-estrutura. Neste trabalho dá-se ênfase à influência da rigidez à flexão transversal das lajes e à Interação Solo-Estrutura na análise e verificação da estabilidade global de edifícios de múltiplos andares formados por lajes planas e núcleos rígidos.

Palavras-chave: estabilidade, global, interação, solo-estrutura.

^a Federal University of Espírito Santo, Department of Civil Engineering, Technological Center, Vitória, ES, Brazil.

1. Introdução

O grande crescimento da verticalização das construções no Brasil exigiu critérios mais detalhados de projeto de modo a garantir a segurança estrutural das edificações. Neste contexto, um dos fatores relevantes na análise da estabilidade global das estruturas é o parâmetro Gama z (γ_z) introduzido por Franco e Vasconcelos [1]. Por outro lado a ABNT NBR 6118 adota desde a sua revisão em 2003 também o parâmetro Alfa (α) como um parâmetro para análise da estabilidade global de edifícios altos.

Um sistema construtivo que vem sendo muito difundido trata da utilização de lajes lisas, protendidas ou não, sendo um dos seus fatores mais vantajosos a ausência de vigas. Por outro lado, este tipo de sistema estrutural apresenta uma desvantagem relevante, a redução da rigidez aos deslocamentos horizontais, levando a questionamentos quanto à estabilidade global da estrutura. Neste tipo de edificação o sistema de contraventamento mais utilizado é o de núcleos rígidos, formados por pilares-paredes, em formato de "U" ou "L", geralmente

localados na região das escadas e caixas dos elevadores. Tais elementos apresentam elevada rigidez e, aliados aos demais pilares, garantem a estabilidade global do edifício. As lajes protendidas, por sua vez, atuam em conjunto com os pilares (efeito de diafragma rígido), estabilizando a estrutura. Por possuírem armaduras ativas, estas lajes apresentam um baixo nível de fissuração para as solicitações recorrentes na estrutura, de modo que não seria equivocado admitir que os coeficientes redutores que levam em consideração a não linearidade física das lajes, previstos na norma ABNT NBR 6118:2014 [2], poderiam apresentar valores menos conservadores.

Pesquisas importantes na análise da estabilidade global vem sendo feitas. Dentre os trabalhos mais recentes, pode-se destacar Passos et al. [3], Freitas et al. [4], Feitosa e Alves [5] e Kimura [6]. Entretanto, nesses trabalhos o parâmetro de instabilidade global foi estudado levando somente em consideração a superestrutura, ou seja, o efeito das deformações do solo nos deslocamentos da superestrutura não foi considerado.

Tendo em vista o exposto, objetiva-se neste trabalho apresentar

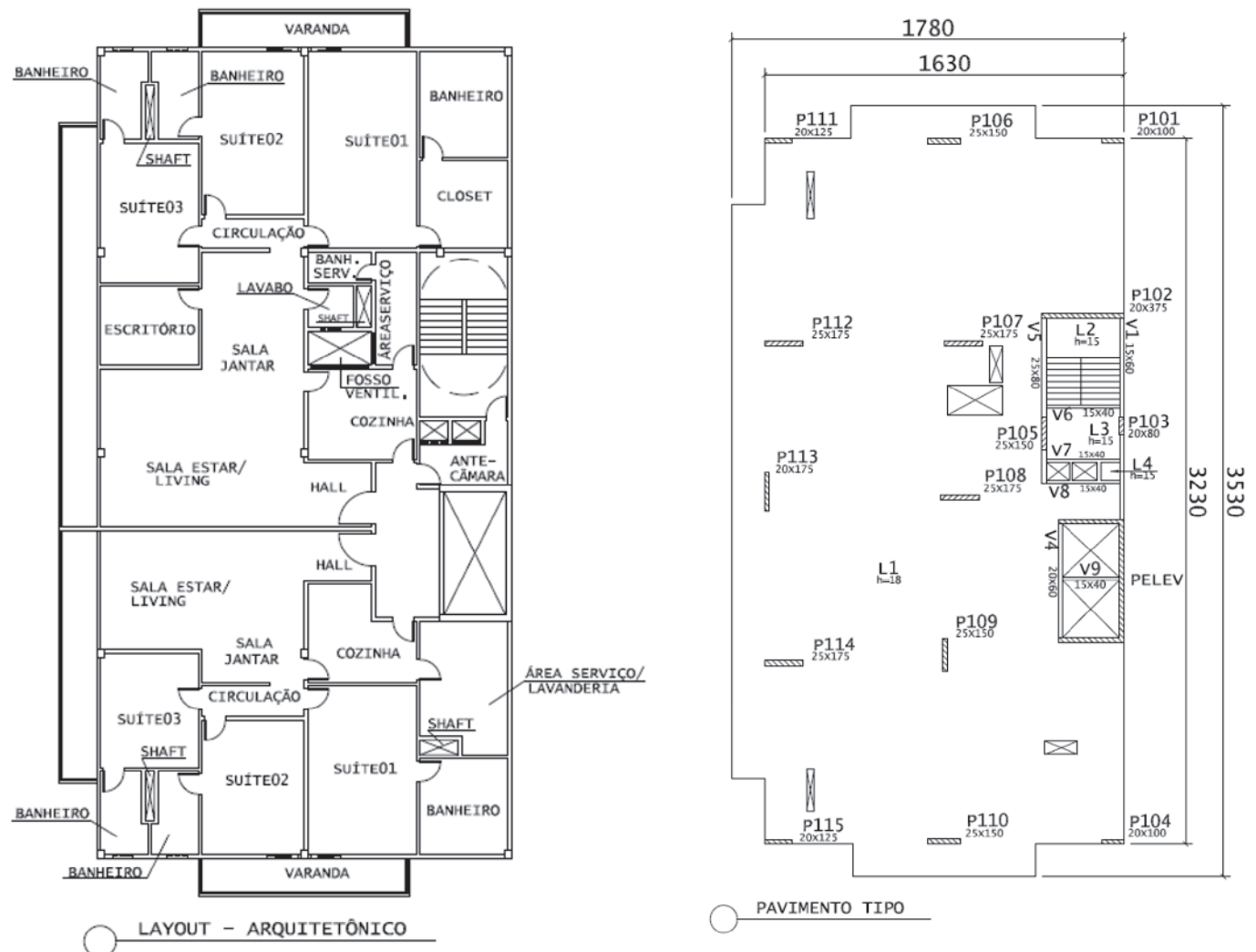


Figura 1 Layout arquitetônico e lançamento estrutural do pavimento tipo

um estudo do parâmetro γ_z levando em consideração o efeito da interação solo-estrutura. Para tanto, dois modelos de edifícios foram estudados, o primeiro com o pé-direito do pavimento tipo definido pela razão H/4, em que H corresponde à altura total da edificação, enquanto o pé-direito do segundo foi dado pela razão H/6. Ou seja, a altura do edifício corresponde a 4 e 6 vezes o a dimensão horizontal em planta, respectivamente. Para as análises foi utilizado o programa comercial CAD/TQS.

1.1 Justificativa

O coeficiente de instabilidade γ_z , introduzido por Franco e Vasconcelos [1], mensura a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem, também podendo ser utilizado para majorar os esforços globais de 1ª ordem devido às cargas horizontais para obtenção dos efeitos aproximados de 2ª ordem. O coeficiente γ_z é definido por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_d}} \quad (1)$$

Onde:

- ΔM_d : É a soma dos produtos de todas as forças verticais que atuam na estrutura pelos deslocamentos horizontais aplicados em seus respectivos pontos, os quais são obtidos na análise de 1ª ordem;
- M_{1d} : É o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos produzidos pelas forças horizontais em relação à base da estrutura.

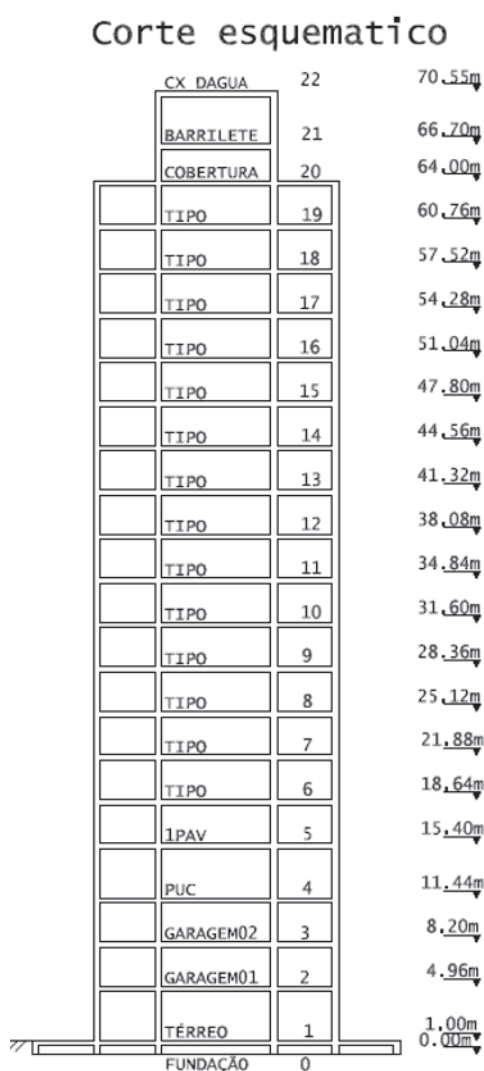


Figura 2
Corte esquemático - primeira série de modelos (h = h/4)

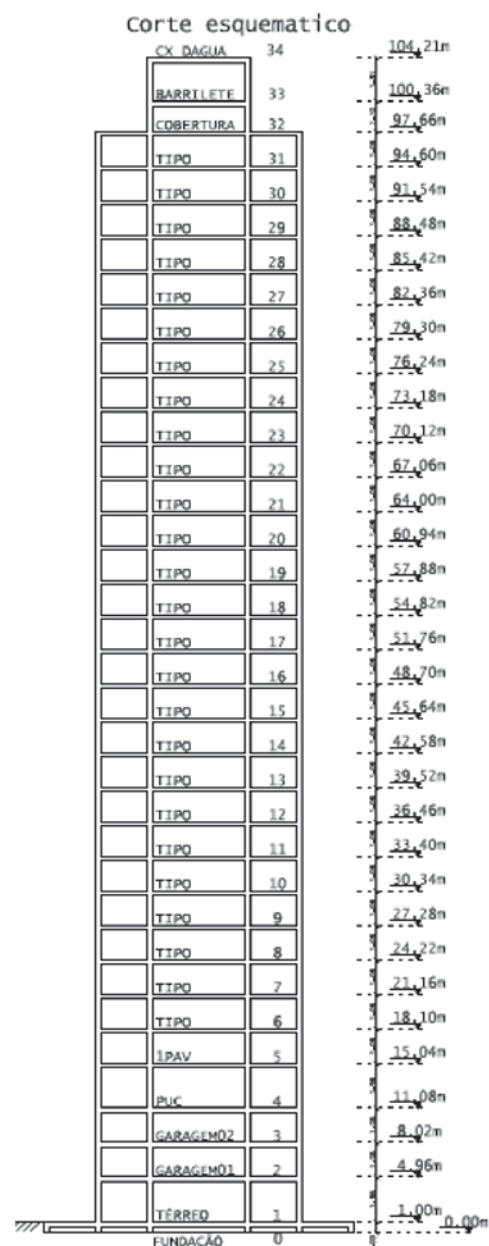


Figura 3
Corte esquemático - segunda série de modelos (h = h/6)

Dos trabalhos recentes em edifícios altos para instabilidade global destaca-se os trabalhos de Passos et al. [3], Freitas et al. [4] e Feitosa e Alves [5]. Nestes trabalhos o parâmetro γ_z é analisado para diferentes situações de projeto e suas influências. Porém, estudos considerando o efeito da interação solo-estrutura e o quanto este efeito impacta neste parâmetro são escassos. Logo, o presente trabalho contribuirá na discussão dos parâmetros γ_z e α , e o quanto estes são impactados quando o efeito da interação solo estrutura é considerado em projetos de edifícios altos com lajes lisas.

2. Modelos de análise

Para a apresentação e discussão dos resultados foram estudadas duas séries de modelos. A diferença entre as séries se dá na razão entre a altura total da edificação (H) e a dimensão do edifício em planta. Desta forma, uma série possui relação H/4 enquanto a outra é de H/6. A Figura 1 apresenta o edifício em planta e as Figuras

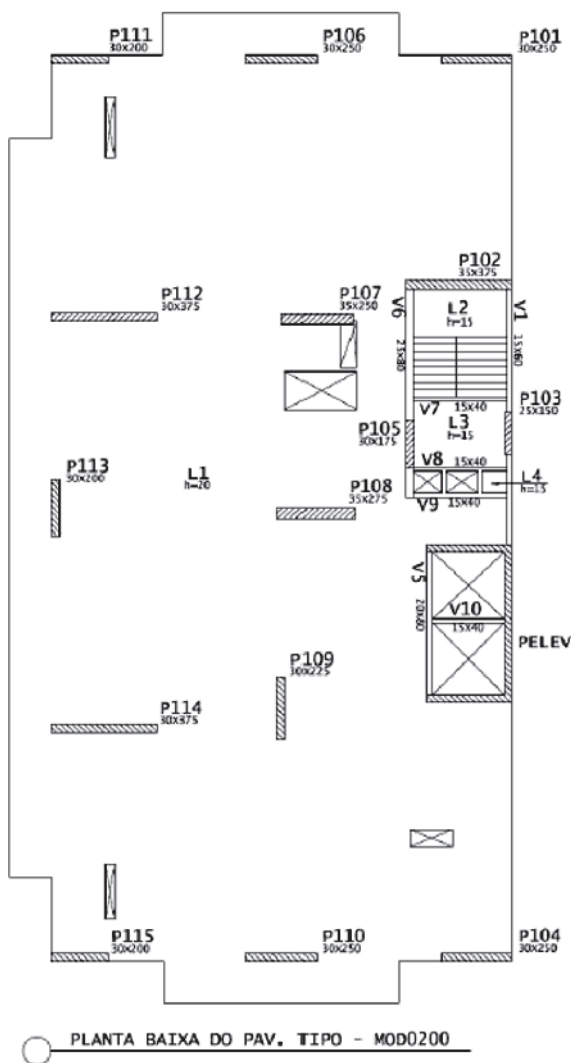


Figura 4
Planta baixa do pavimento tipo do modelo segunda série

Tabela 1

Cargas distribuídas por área

Pavimento	Permanente [kN/m ²]	Acidental [kN/m ²]
Térreo	1,75	3,0
Garagem 1	1,0	3,0
Garagem 2	1,0	3,0
PUC	2,0	3,0
1º pav.	1,15	1,5
Pav. tipo	1,15	1,5
Cobertura	1,0	0,5

2 e 3 apresentam o corte esquemático das edificações analisadas. A Figura 4 apresenta a planta baixa do Modelo do Edifício H/6. Os modelos da primeira série possuem os pavimentos: Térreo, Garagem 1, Garagem 2, PUC (área de lazer), 1º Pavimento, 14 Pavimentos Tipo, Cobertura e Ático, sendo o pé-direito do pavimento tipo de 3,24 metros.

A segunda série de modelos, com razão H/6, foi modelada a partir da primeira série, sendo alterado o número de pavimentos tipo para 26, e o pé-direito destes pavimentos foi reduzido para 3,06 metros, como pode ser visto na Figura 3.

A resistência característica do concreto dos elementos estruturais foi:

- Vigas e lajes: 30 MPa;
- Pilares: 40 MPa;
- Elementos de fundação (bloco de coroamento das estacas): 30 MPa.

As características consideradas para a determinação das cargas de vento foram:

- Velocidade básica do vento: 32 m/s;
- S1 – Fator topográfico do terreno: 1;
- S2 – Categoria de rugosidade: V – Terreno com obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Para o dimensionamento dos pilares e elementos de fundação foi considerada a redução nas cargas acidentais prevista no item 2.2.1.8 da ABNT NBR 6120:1980 [7] conforme a Tabela 4 da mesma norma. As cargas distribuídas por área utilizadas nos modelos estão apresentadas na Tabela 1 e seguem às recomendações da ABNT NBR 6120:1980 [7].

As cargas permanentes consideradas são decorrentes de revestimentos de regularização e acabamento dos pisos, além de impermeabilização, no caso dos pavimentos cobertura e PUC (área de lazer). Quanto às cargas de alvenaria, adotou-se os seguintes valores:

- Paredes externas e internas em blocos cerâmicos: 5,5 kN/m;
- Paredes internas em drywall: 1,6 kN/m.

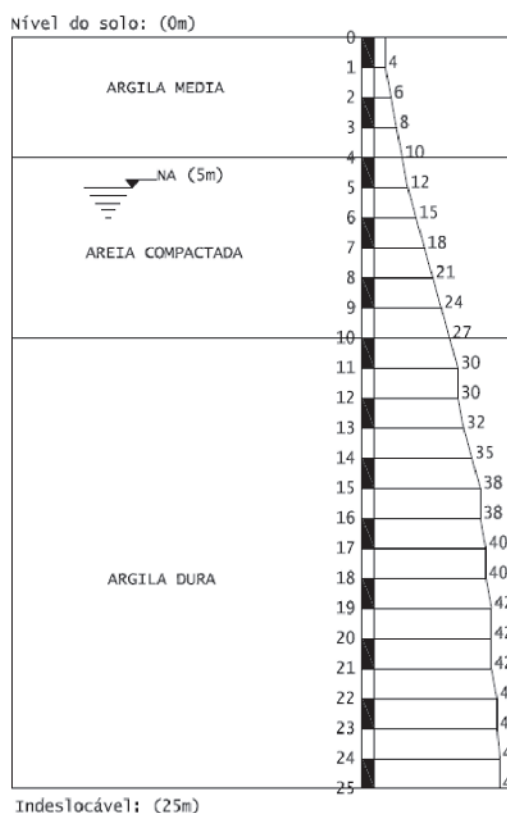
Para a análise da interação solo-estrutura utilizou-se os perfis de sondagem do terreno, apresentados na Figura 5.

3. Resultados e análises

3.1 Resultados da 1ª série de modelos

O ponto de partida para a análise dos modelos de cada série foi o desenvolvimento de um modelo (MOD0100) que apresentasse o valor do parâmetro de instabilidade γ_z o mais próximo possível do limite indicado pela ABNT NBR 6118:2014 [2], que é de 1,3.

SONDAGEM 1



SONDAGEM 2

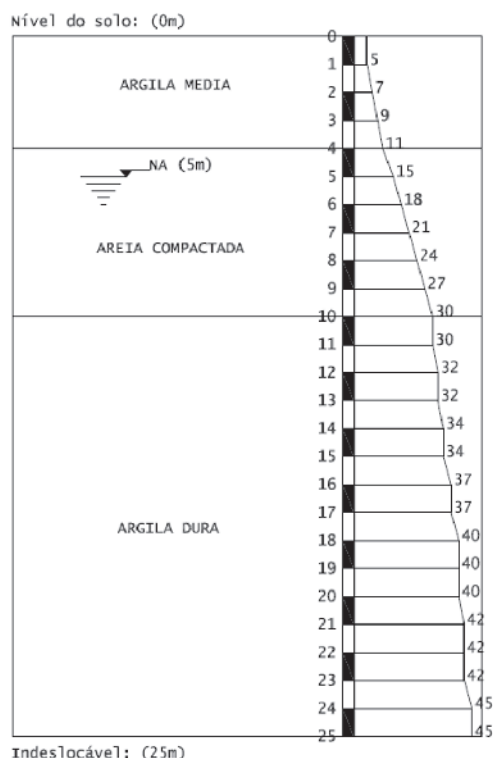


Figura 5
Perfis de sondagem

Mediante uma sequência de tentativas, nas quais foram alteradas as seções transversais dos pilares da edificação, obteve-se o valor de 1,292 (para o caso de vento mais crítico), como pode ser observado na Tabela 2.

Baseado nos resultados de Feitosa e Alves [5] e Passos et al. [3], definiu-se um novo modelo onde todos os parâmetros que

contribuíram de forma efetiva na melhoria do γ_2 da edificação foram aproveitados.

O modelo MOD0101 apresenta os coeficientes que simulam a não linearidade física (NLF) das vigas e lajes com valores menos conservadores que aqueles adotados no modelo de referência MOD0100 e previstos na ABNT NBR 6118:2014 [2]. Para todas

Tabela 2

Resultados para os coeficientes de instabilidade e deslocamentos para 1ª série de modelos

Vento	Coefficiente de instabilidade	MOD0100	MOD0101	MOD102	MOD103	MOD104
90° - 270°	Gama Z	1,292	1,225	1,307	2,11	1,268
0° - 180°	Gama Z	1,183	1,15	1,176	1,769	1,243
90° - 270°	Alfa	1,401	1,253	1,433	2,004	1,254
0° - 180°	Alfa	1,01	0,938	0,98	0,98	1,15
Deslocamentos						
90° - 270°	Des. global [cm]	2,27 (H/3102)	2,27 (H/3102)	2,39 (H/2957)	4,04 (H/1748)	1,93 (H/3503)
0° - 180°	Des. global [cm]	0,92 (H/7670)	0,92 (H/7670)	0,94 (H/7505)	1,59 (H/4436)	0,75 (H/8977)
90° - 270°	Des. local [cm]	0,25 (h/1276)	0,25 (h/1276)	0,23 (h/1662)	0,33 (h/1165)	0,23 (h/1703)
0° - 180°	Des. local [cm]	0,22 (h/1495)	0,22 (h/1495)	0,09 (h/4213)	0,22 (h/1460)	0,10 (h/3786)

Tabela 3

Análise dos quantitativos dos pilares para 1ª série de modelos

		Quantitativos	MOD0100	MOD0101	MOD102	MOD103	MOD104
Formas (m ²)	Pilares		5234	5234	5234	5234	6815
	Total		19118	19118	19118	19118	20905
	Taxa		27,38%	27,38%	27,38%	27,38%	32,60%
Volume de concreto (m ³)	Pilares		531	531	531	531	912
	Total		2943	2943	2943	2943	3583
	Taxa		18,04%	18,04%	18,04%	18,04%	25,45%

as vigas foi adotado o valor de 0,7, valor este que era indicado pela ABNT NBR 6118:2007 quando se considerava as vigas e os pilares como componentes do sistema de contraventamento. Para as lajes, assumindo a premissa de lajes protendidas, com um nível de fissuração inferior ao das lajes de concreto armado convencional, adotou-se o valor de 0,5. Para os pilares manteve-se o valor de 0,8. Os resultados do MOD0101 para os parâmetros de instabilidade e quantitativos nos pilares são apresentados Tabela 2 e Tabela 3 respectivamente.

A análise dos resultados da Tabela 2 indica que a alteração dos critérios adotados no MOD0100 produziu uma redução considerável no valor do coeficiente γ_z e do parâmetro α . A manutenção dos valores dos deslocamentos horizontais era esperada, uma vez que, para a verificação no ELS, o coeficiente de NLF dos elementos não sofreu alterações. Este resultado novamente demonstra a relevância da rigidez à flexão transversal das lajes para a estabilidade da estrutura, pois, devido ao baixo número de vigas presentes, a redução obtida deve ser atribuída em maior parte ao acréscimo de rigidez conferido às lajes ao se adotar um valor igual a 0,5EI ao invés de 0,3EI para a rigidez. Este resultado vai ao encontro das expectativas de Feitosa e Alves [5]. Em relação aos quantitativos, os valores foram os mesmos, tendo em vista que as seções dos pilares permaneceram inalterados.

O modelo MOD0102 trata de um refinamento da malha na região da ligação laje-pilar, tema a ser analisado pormenorizadamente em pesquisas futuras, sendo indiscutível, no entanto, sua influência na estabilidade global da estrutura, principalmente em lajes apoiadas diretamente sobre pilares, conforme pode ser observado na Tabela 2. Os valores adotados para os divisores foram:

- Divisor de inércia à flexão das barras do capitel: 2;
- Divisor de inércia à flexão no apoio sobre pilar intermediário: 5.

Como pode ser observado na Tabela 2, o refinamento da malha levou a um acréscimo nos parâmetros de instabilidade na ordem

de 6,3% no parâmetro γ_z na direção do vento 90°-270° e 12,6% no parâmetro α na mesma direção. Os resultados apontam que o valores padrão do sistema, pode gerar valores aquém daqueles que deveriam ser previstos. Os quantitativos permanecem inalterados neste modelo, conforme apresentado na Tabela 3.

No modelo MOD0103, foi utilizado o módulo de análise SISE – Sistema de Interação Solo-Estrutura do programa CAD/TQS. Para tanto, foram inclusos os elementos de fundação: cintas, estacas e blocos de coroamento que, juntamente com os perfis de sondagem, foram utilizados para o cálculo dos coeficientes de reação vertical e horizontal a serem incorporados ao pórtico espacial. Neste modelo foram consideradas estacas pré-moldadas com diâmetro de 40 centímetros para os pilares da torre e diâmetro de 25 centímetros para os pilares que “morrem” ao final do embasamento. A capacidade estrutural das estacas foi retirada de catálogos comerciais, enquanto a capacidade do sistema estaca-solo, para o comprimento adotado, foi estimada a partir do método de Aoki-Velloso [8]. Adotou-se um fator de segurança igual a dois para a determinação da capacidade de carga admissível das estacas, conforme recomendações da ABNT NBR 6122:2010 [9]. Os resultados do MOD0103 para os parâmetros de instabilidade e deslocamentos são apresentados na Tabela 2 e quantitativos na Tabela 3.

Os resultados do MOD0103 mostram a grande influência da Interação Solo-Estrutura (ISE) na análise dos deslocamentos horizontais e da estabilidade da estrutura. Comparando os resultados, pode-se dizer que, considerar a ISE no dimensionamento da estrutura leva a uma flexibilização desta, semelhante a não considerar a rigidez à flexão transversal das lajes. Entretanto, enquanto a não consideração da rigidez das lajes leva a resultados conservadores, pois nem todos os elementos da estrutura são considerados para a determinação de sua rigidez, ignorar a ISE leva a resultados contra a segurança.

Finalmente, buscou-se elaborar um modelo que incluísse todos os

Tabela 4

Descrição dos parâmetros dos modelos propostos – 2ª série

Modelos	Espessura do núcleo rígido	2ª série de modelos - H/6			Modelo de análise TQS	Sise
		Coef. de NLF				
		Lajes	Vigas			
MOD 200	25	0,3	0,4	VI	Não	
MOD 201	35	0,3	0,4	VI	Não	
MOD 202	25	0,5	0,7	VI	Não	
MOD 203	25	0,3	0,4	VI	Sim	
MOD 204	35	0,5	0,7	VI	Sim	

Tabela 5

Resultados para os coeficientes de instabilidade e deslocamentos 2a. série de modelos

Vento	Coefficiente de instabilidade	MOD0200	MOD0201	MOD202	MOD203	MOD204
90° - 270°	Gama Z	1,287	1,282	1,208	1,699	1,268
0° - 180°	Gama Z	1,226	1,279	1,17	1,481	1,206
90° - 270°	Alfa	1,286	1,203	1,115	1,686	1,207
0° - 180°	Alfa	1,051	1,018	0,93	1,385	1,023
Deslocamentos						
90° - 270°	Des. global [cm]	3,10 (H/3364)	3,02 (H/3449)	3,10 (H/3364)	5,18 (H/2013)	3,66 (H/2849)
0° - 180°	Des. global [cm]	0,21 (H/1451)	1,28 (H/8134)	1,37 (H/7634)	1,89 (H/5519)	1,27 (H/8174)
90° - 270°	Des. local [cm]	1,36 (h/7636)	0,21 (h/1451)	0,21 (h/1541)	0,31 (h/1244)	0,25 (h/1514)
0° - 180°	Des. local [cm]	0,20 (h/1558)	0,2 (h/1558)	0,20 (h/1558)	0,12 (h/3159)	0,12 (h/3148)

Tabela 6

Análise dos quantitativos dos pilares da 2ª série

	Quantitativos	MOD0200	MOD0201	MOD202	MOD203	MOD204
Formas (m ²)	Pilares	10788	1552	10788	10788	13699
	Total	31732	5571	31732	32043	36898
	Taxa	34,00%	27,86%	34,00%	33,67%	37,13%
Volume de concreto (m ³)	Pilares	1447	10767	1447	1447	2251
	Total	5468	31697	5468	5496	6438
	Taxa	26,46%	33,97%	26,46%	26,33%	34,96%

parâmetros analisados aqui, que contribuirão para a estabilização da estrutura, além do ISE, por ser este fundamental e indispensável na análise estrutural (MOD104). Os resultados encontrados para os parâmetros de instabilidade e quantitativos são apresentados na Tabela 2 e Tabela 3 respectivamente.

Uma sequência de tentativas foi realizada até a obtenção dos resultados apresentados na Tabela 3. Além da adoção de todos os parâmetros favoráveis, as seções transversais dos pilares sofreram sucessivas revisões manuais até se alcançar os resultados apresentados. Ressalta-se que os valores totais de consumo de concreto e formas apresentados Tabela 3, incluem as quantidades das cintas e dos blocos de coroamento das estacas, elementos não considerados no modelo de referência MOD0100. É possível, no entanto, comparar as quantidades de volume de concreto dos pilares entre os modelos. No modelo MOD0100 o volume de concreto dos pilares foi de 531 metros cúbicos, enquanto o modelo MOD0104 apresentou uma quantidade de 912 metros cúbicos, um acréscimo percentual de 71,75% no volume de concreto.

3.2 Resultados da 2ª série de modelos

Para os modelos da segunda série, adotou-se a relação H/6, sendo que os parâmetros foram variados conforme mostrado na Tabela 4. O modelo de referência desta série foi denominado MOD0200 e os resultados dos parâmetros de instabilidade deste modelo são apresentados na Tabela 5 e os quantitativos para os pilares na Tabela 6.

Para o modelo MOD0201 adotou-se a espessura de 35 centímetros, ao invés dos 25 centímetros adotados no modelo de referência para o núcleo rígido. Os resultados deste modelo são apresentados na Tabela 5 e Tabela 6 para os parâmetros de instabilidade e quantitativos dos pilares respectivamente.

Observa-se que a redução no valor do coeficiente γ_z foi discreta, da ordem de 0,4%. Este resultado difere significativamente do obtido com o modelo análogo da primeira série. Ocorre que, com o aumento do número de pavimentos, os demais pilares da estrutura também tiveram suas seções transversais aumentadas, de maneira que a contribuição da rigidez do núcleo na rigidez global da estrutura, que neste caso inclui também a rigidez à flexão transversal das lajes, diminuiu significativamente em comparação aos modelos da primeira série.

Cabe, no entanto, ressaltar que, no programa CAD/TQS o núcleo rígido é simulado como uma barra com rigidez axial e flexional equivalente à da seção transversal do núcleo (Feitosa [11]), e que o efeito da restrição parcial ao empenamento proporcionada pelos lintéis e pela laje plana não foi considerado para o cálculo dos deslocamentos horizontais, sendo esta uma limitação importante do programa.

No modelo MOD0202, redefiniu-se os valores dos coeficientes de não linearidade física (NLF) para as vigas e lajes, em uma análise análoga à desenvolvida no MOD0101. Novamente, adotou-se para as vigas o valor de 0,7 e para as lajes o valor de 0,5. Os resultados são apresentados na Tabela 5 e Tabela 6.

Os resultados da Tabela 5, reafirmam a significativa influência que os ajustes dos coeficientes de NLF têm sobre a estabilida-

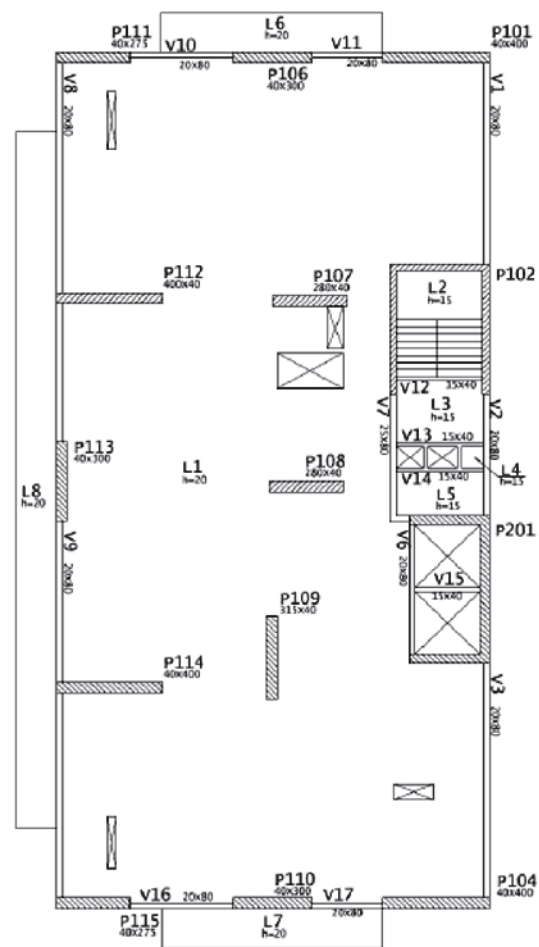


Figura 6
Planta baixa do pavimento tipo do modelo final da Se

de da estrutura. Em particular, a consideração da rigidez à flexão transversal das lajes associada ao aumento da rigidez efetiva considerada para estas, assume grande relevância na estabilidade da estrutura.

No modelo MOD0203, novamente utilizou-se o módulo de análise SISE do programa CAD/TQS, tendo sido incorporado ao pórtico espacial as “molas” que simulam a rigidez do solo. Para os modelos da segunda série, adotou-se estacas do tipo hélice contínua de 50 e 60 centímetros de diâmetro para os pilares da torre e de 30 centímetros para os pilares que “morrem” no embasamento. O método de cálculo para a estimativa da capacidade resistente do sistema estaca-solo adotado foi o de Alonso [10] *apud* Manual TQS (2013)[12]. A Tabela 5 e Tabela 6 apresentam os resultados encontrados para o MOD0203 para os parâmetros de instabilidade e quantitativos dos pilares respectivamente.

Os resultados da Tabela 5 reforçam as observações apresentadas para os modelos da primeira série, em particular o fato de que, ao se desprezar a ISE na análise da estabilidade de edifícios altos formados por lajes lisas o projetista estaria tomando uma atitude significativa contra a segurança e ao bom funcionamento da estrutura projetada.

Por fim, adotando-se todos os critérios e parâmetros que contribuem para a estabilização da estrutura, além do ISE, elaborou-se o modelo MOD0204. Novamente uma sequência de tentativas, com ajustes manuais sucessivos das seções transversais dos pilares, foi realizada até que se obtivesse um coeficiente g_z inferior a 1,3. Particularmente neste modelo, além do ajuste nas seções dos pilares, lançou-se mão de vigas em todo o contorno da planta baixa dos pavimentos tipo, como mostrado na Figura 6. Os resultados obtidos para o MOD0204 são apresentados na Tabela 5 e Tabela 6.

Assim como no modelo MOD0104, os valores totais de consumo de concreto e formas da Tabela 6 incluem as quantidades das cintas e dos blocos de coroamento das estacas, elementos não considerados no modelo de referência (MOD0200). Como pode ser observado, houve um acréscimo de 8,63% quando se comparado com o MOD203 devido a necessidade do redimensionamento da estrutura de forma a estabilizá-la.

4. Conclusões

Após a análise dos resultados aqui apresentados, pode-se concluir que, os coeficientes de não linearidade física dos elementos, a rigidez transversal da laje e a discretização da região de encontro entre laje e pilar contribuem de forma efetiva para a redução do γ_z e α , assim como anteriormente verificado por Feitosa e Alves (2015) e Passos et al (2016).

A consideração do efeito da interação solo-estrutura torna a estrutura mais flexível, algo que era de se esperar, porém aumenta em muito o parâmetro g_z de tal forma que se faz necessário um superdimensionamento da superestrutura ou até mesmo uma mudança geral no lançamento inicialmente proposto. Assim, nota-se que a análise desse efeito é importante, devido à sua grande influência, apesar de não ser adotada na prática do dia a dia dos escritórios de cálculo.

Destaca-se que a análise da interação solo estrutura foi realizada somente para dois modelos de edificação e, portanto, é necessária a análise de mais modelos, com diferentes tipologias de edificações, para observar o comportamento das mesmas e efetivamente verificar a influência no projeto final.

5. Referências bibliográficas

- [1] FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. D. Avaliação Prática dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios Altos. Colloquium on the CEB-FIP MC 90, COPPE/UFRJ. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 1991.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR6118. Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos. ed. Rio de Janeiro, 2014.
- [3] PASSOS, V. M.; FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C.; AZEVEDO, M. S. Instability Analysis of Tall Buildings with Prestressed and Waffle Slabs. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 9, p. 244-252, Abril 2016.
- [4] FREITAS, F. C.; LUCHI, L. A. R. FERREIRA, W. G. Global Stability Analysis of Structures and Actions to Control their Effects. Revista IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS, São Paulo, v. 9, p. 192-213, Abril 2016.

- [5] FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. Study of Global Stability of Tall Buildings with Prestressed Slabs. Revista IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS, São Paulo, v. 8, p. 196-224, April 2015.
- [6] KIMURA, A. Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado. São Paulo: Editora PINI, 2007.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR6120. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. ed. Rio de Janeiro, 1980.
- [8] AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. Proceeding. Buenos Aires, v. 1, 1975
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR6122. Projeto e Execução de Fundações . ed. Rio de Janeiro, 2010.
- [10] ALONSO, U.R. (1996). Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPTT. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, 2: 141 151, 1996.
- [11] FEITOSA, L. A., Estudo da Estabilidade Global de Edifícios de Múltiplos Andares com Lajes Lisas, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo, 2016.
- [12] MANUAIS CAD/TQS. TQS Informática LTDA. São Paulo, 2013.