

The collapse of Real Class building

O colapso do edifício Real Class

R. J. C. RIBEIRO ^a
r2engenharia@gmail.com

D. R. C. OLIVEIRA ^a
denio@ufpa.br

Abstract

This paper describes the scene of the Real Class building collapse, a residential building with reinforced concrete structural system and located in the urban area of the city of Belém / PA, occurred in 2011. The unconformities found in the building are displayed using data extracted from reports and verification of structural and architectural designs. The data was compared with the Brazilian code for reinforced concrete structures, NBR 6118 (2007), valid at the time of the accident. The security of the building was evaluated through a computer model with linear analysis with the software used by the designer. The conditions of the structural system designed and as built was evaluated with parameters of global stability and load capacities of columns and foundations. The results showed that the structure of the building was subject to large displacements and the sections of columns were unable to resist the stresses produced by regional wind actions.

Keywords: reinforced concrete structures, structural safety, global stability, columns.

Resumo

Neste texto são descritos o cenário do colapso do edifício Real Class, edifício residencial com sistema estrutural de concreto armado, situado na zona urbana da cidade de Belém/PA, ocorrido em 2011. As inconformidades encontradas no edifício são exibidas através de dados extraídos dos laudos e da verificação dos projetos estrutural e arquitetônico perante a norma de estruturas de concreto armado, NBR 6118 (2007), vigente na época do acidente. A segurança do edifício foi avaliada através da modelagem computacional com análise linear do edifício pelo software utilizado pelo projetista. Foram analisadas as condições do projeto e da estrutura executada diante da estabilidade global, capacidade de carga das fundações e resistência dos pilares. Os resultados obtidos demonstraram que a estrutura do edifício estava sujeita a grandes deslocamentos e as seções dos pilares projetadas eram incapazes de resistir às solicitações das ações de vento incidentes na região da edificação.

Palavras-chave: estruturas de concreto armado, segurança estrutural, estabilidade global, pilares.

^a Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, PA, Brasil.

1. Introdução

As estruturas de concreto são as mais difundidas no Brasil, sendo utilizadas tanto em pequenas construções de caráter residencial quanto em grandes edifícios, pela facilidade que esse sistema construtivo apresenta na sua confecção sem que haja grande investimento técnico na sua execução. Os edifícios altos têm sido utilizados como recursos na ocupação de grandes centros urbanos que sofrem com escassez de áreas habitáveis, taxa de crescimento exagerada e grande densidade populacional. A possibilidade de construir estruturas altas e esbeltas, utilizando este sistema construtivo reside na possibilidade de utilizar resistências maiores para os elementos estruturais e nas facilidades promovidas pela utilização de modelos computacionais das estruturas.

Segundo o CTBHU (Council on Tall Buildings and Urban Habitat), um edifício é classificado como alto se o número de pavimentos for superior a 14 ou altura do mesmo ultrapassar 50 m. A esbeltez (relação entre a altura e a menor dimensão em planta do edifício) também pode ser considerada como impactante, já que estruturas que apresentam este coeficiente maior do que 6 podem apresentar grande sensibilidade dinâmica [1]. A modelagem estrutural de edifícios altos requer a avaliação de efeitos que geralmente são negligenciados em estruturas menores como: estabilidade global, ações dos ventos e interação solo estrutura [2]. A viabilidade da execução de edifícios esbeltos também está ligada a adoção de sistemas estruturais específicos, sendo de extrema importância a avaliação do impacto do vento, pois este aumenta em proporção à altura do edifício [3]. A adoção do sistema de pórtico espacial de vigas e pilares é recomendada para edifícios de até 25 pavimentos, já o sistema de pórtico espacial associado a núcleos com pilares paredes é recomendada para edifícios de até 40 pavimentos [1], sendo esses sistemas os mais utilizados nos edifícios brasileiros. Embora colapsos de edifícios altos sejam raros, quando estes ocorrem, causam grande comoção por impactar socialmente e



Figura 1
Edifício Real Class

economicamente um grande número de pessoas. Pode-se citar como exemplos o colapso dos edifícios Raimundo Farias (Belém – 1987), Palace II (Rio de Janeiro – 1998), Areia Branca (Recife – 2004), Liberdade (Rio de Janeiro – 2012), além do colapso do edifício Real Class, ocorrido na cidade de Belém, em 2011. Essas avaliações são dificultadas pelo fato da estrutura ter atingido o estado limite último e por ter, em alguns casos, documentação e registros muito pobres [4].

2. Descrição do edifício e do cenário do colapso

O edifício residencial Real Class (Figura 1) estava localizado em uma área urbana na parte central da cidade de Belém/PA. A descrição para a região da edificação, de acordo com a norma referente às ações dos ventos [5], é de um terreno urbano plano com obstáculos não superiores a 10 m. O edifício apresentava 35 pavimentos distribuídos em quatro áreas de uso comum (subsolo, térreo, 1º nível e 2º nível), 30 pavimentos tipo e uma cobertura, totalizando uma altura de 104,7 m, com valores máximos de 26,8 m de comprimento e 13,9 m de largura em planta, resultando em uma área de projeção de 298,4 m².

O colapso do edifício ocorreu por volta das 13 h e 45 min do dia 29 de janeiro de 2011, sob uma tempestade tropical com rajadas de vento de 39,4 m/s [6] em alguns pontos da cidade, embora os dados das medições disponíveis ao público só constem o valor máximo de 10 m/s [7]. Os escombros, além de atingir a área do edifício, foram projetados para edificações vizinhas (Figura 2) e parte da rua 3 de Maio. Este acidente, cujas consequências só não foram piores devido ao horário de sua ocorrência, vitimou três pessoas (dois operários e uma residente de uma casa adjacente ao edifício), gerando dúvidas na população quanto à qualidade das estruturas produzidas no estado do Pará.

O sistema estrutural adotado no projeto do edifício foi o de pórticos de concreto armado com lajes convencionais. As vigas externas apresentavam, nos pavimentos tipo, as dimensões de



Figura 2
Edificação afetada pelos escombros do edifício Real Class

120 mm x 650 mm e as internas de 120 mm x 500 mm, sendo essas dimensões variáveis em outros pavimentos da estrutura. As dimensões dos elementos do edifício são mostradas na plan-

ta baixa do pavimento tipo (Figura 3) e nos cortes das seções transversais (Figura 4 e Figura 5). As fundações adotadas foram de blocos sobre estacas do tipo hélice contínuos com 600 mm de

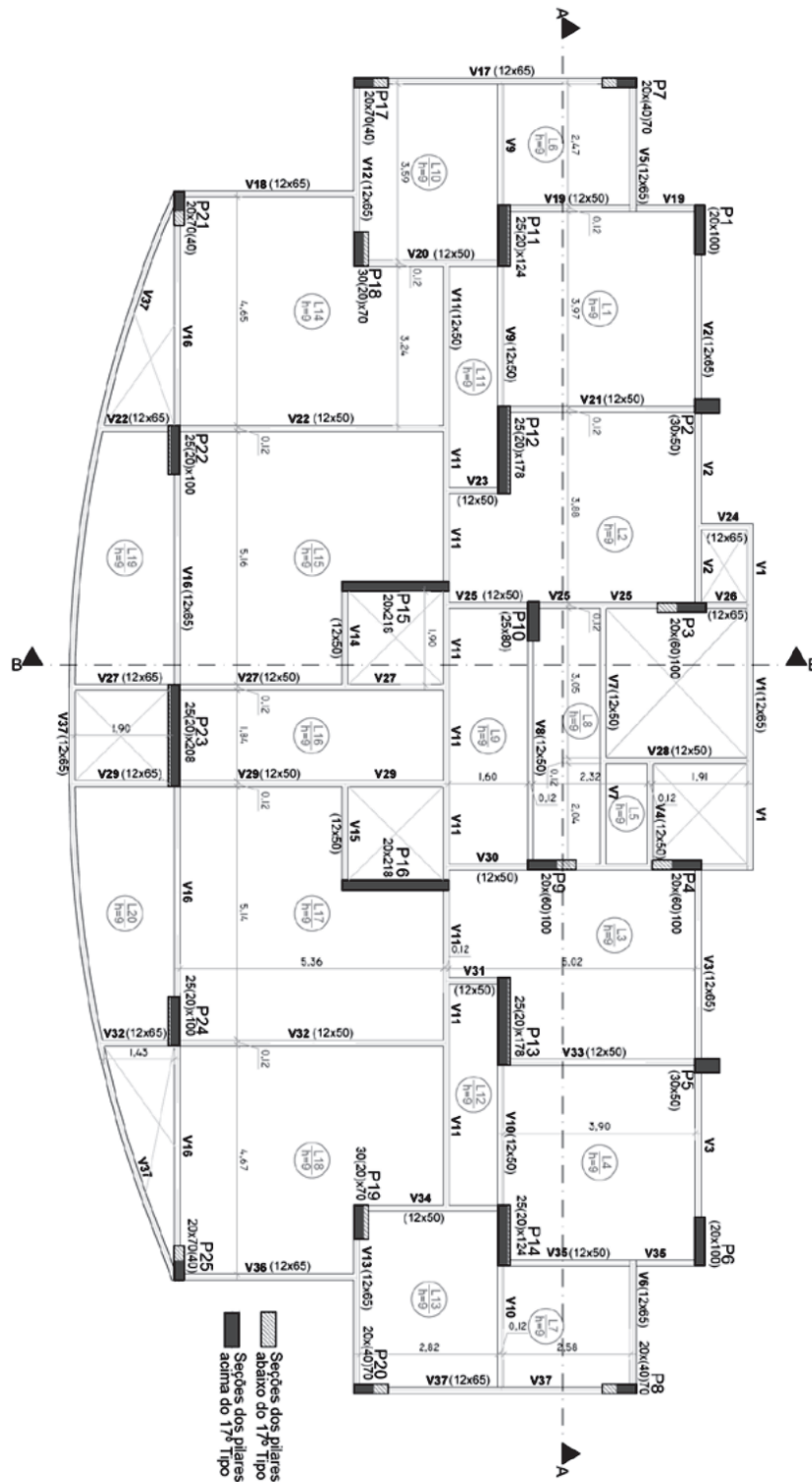


Figura 3
Planta do pavimento tipo

diâmetro e 9 m de comprimento. O concreto foi especificado com uma resistência de 35 MPa para a superestrutura e 20 MPa para as fundações.

Para a avaliação das causas do acidente e prestação de contas à sociedade foram constituídas duas comissões: uma de caráter técnico-científico, representada pelo Grupo de Análise de Estruturas e Materiais (GAEMA) da Universidade Federal do Pará [8], e outra com caráter pericial, instituída pelo estado através do Instituto Renato Chaves (IRC) [9]. Os laudos das duas comissões foram baseados nas análises dos materiais da estrutura, assim como dos projetos arquitetônico, estrutural e de fundações.

As duas equipes periciais adotaram estratégias semelhantes para avaliação do colapso. A equipe pericial do IRC utilizou a verificação da conformidade dos projetos de fundações e estrutural, perante as prescrições normativas vigentes e ensaios laboratoriais dos materiais utilizados na estrutura [9]. Já o parecer técnico GAEMA utilizou, além da abordagem citada anteriormente, a modelagem computacional do edifício para avaliação de características não declaradas ou não detectáveis em uma análise preliminar do projeto e o atendimento, tanto para o estado limite último (ELU) quanto para o estado limite de serviço (ELS) [8].

2.1 Não conformidades de projeto relatadas nos laudos

O cobrimento prescrito pela norma de estruturas de concreto armado [10] recomendava, para a região da construção do edifício, o valor de 20 mm para as lajes e vigas e 25 mm para pilares. Esses valores não foram cumpridos no projeto, sendo utilizados os valores de 15 mm para todos os elementos da estrutura. Os valores de cobrimento, segundo a recomendação da mesma norma, limitavam o diâmetro máximo utilizado nas armaduras longitudinais dos elementos em 12,5 mm. Foram encontrados, no projeto, valores de armaduras com 16,0 e 20,0 mm de diâmetro nas vigas dos pavimentos subsolo, casa de máquinas, forro e nos pilares, estando, nesse último caso, presentes principalmente nos primeiros cinco lances da estrutura. Os estribos adotados no projeto ($\phi_s=4,2$ mm) apresentavam um diâmetro inferior ao recomendado normativamente ($\phi_s=5,0$ mm), assim como a taxa de armadura transversal que em 78% dos elementos apresentavam valores de espaçamentos superiores ao máximo permitido. Os valores de taxa de armadura longitudinal máxima dos pilares são incompatíveis com as recomendações normativas. Conforme as Figuras 6, 7 e 8, os valores de taxa de armadura máxima

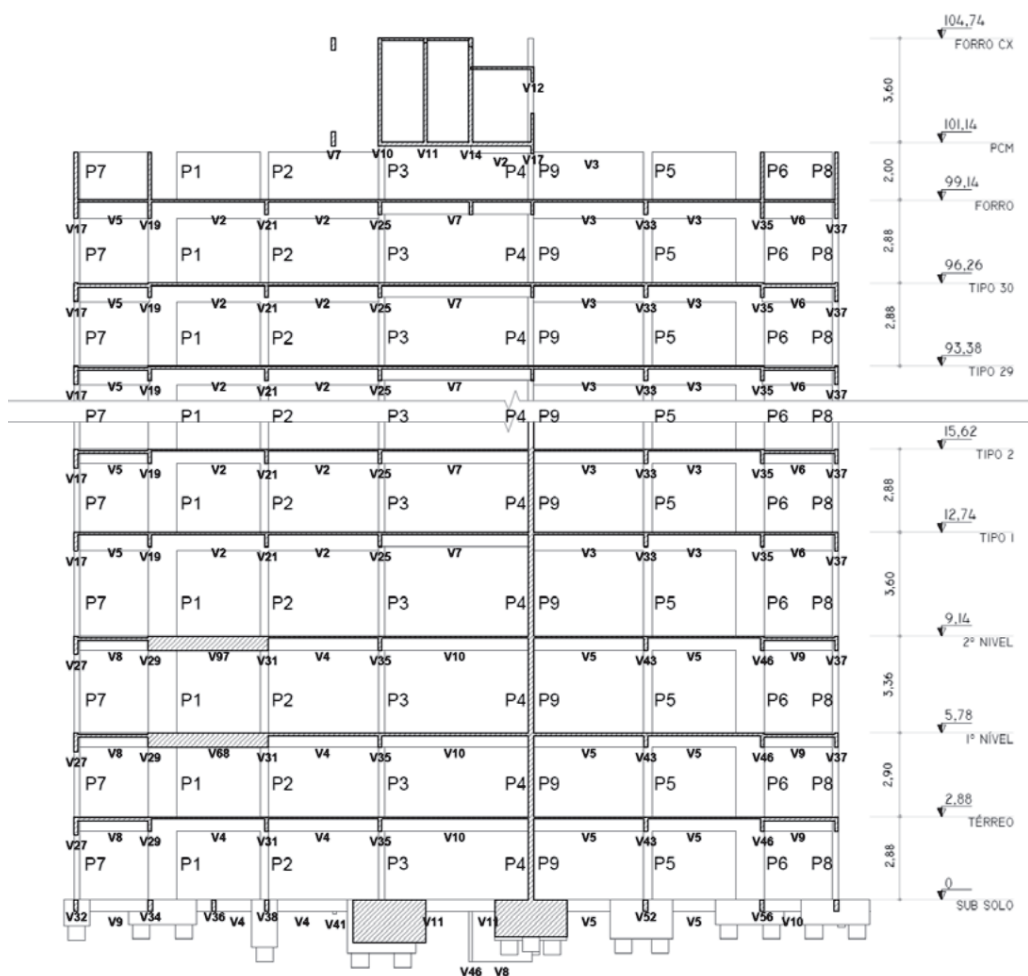


Figura 4
Corte AA

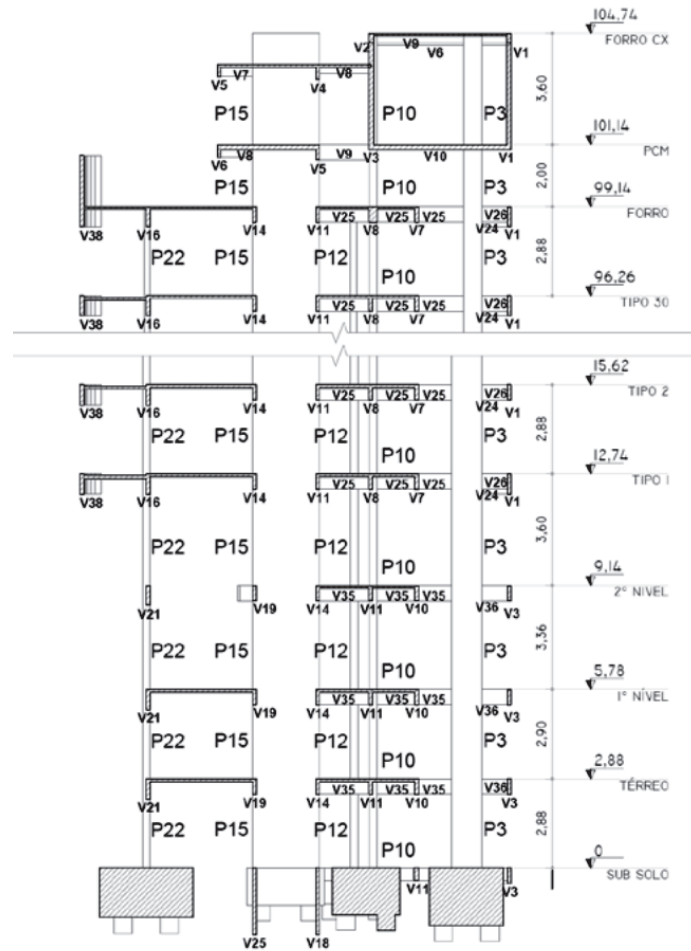


Figura 5
Corte BB

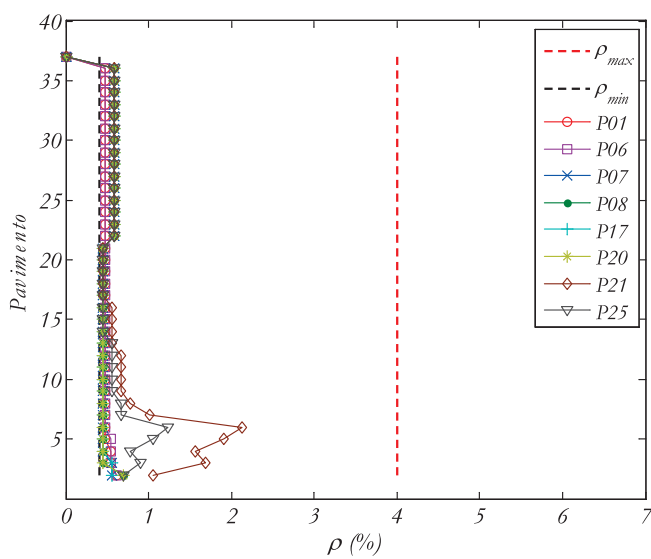


Figura 6
Taxa de armadura dos pilares de canto

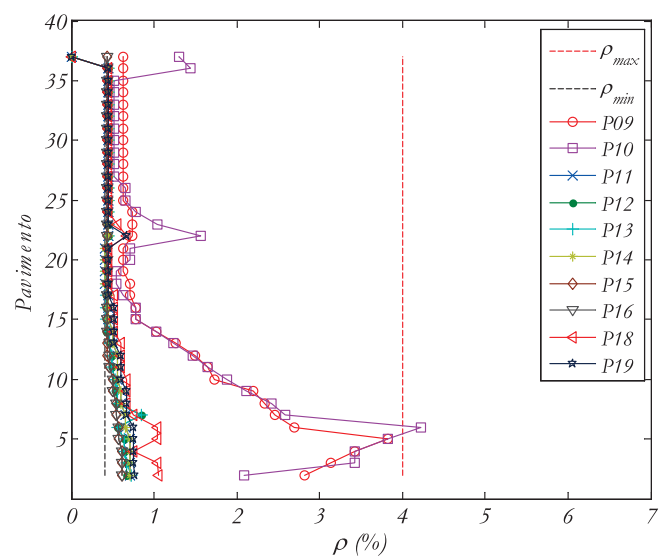


Figura 7
Taxa de armadura dos pilares internos

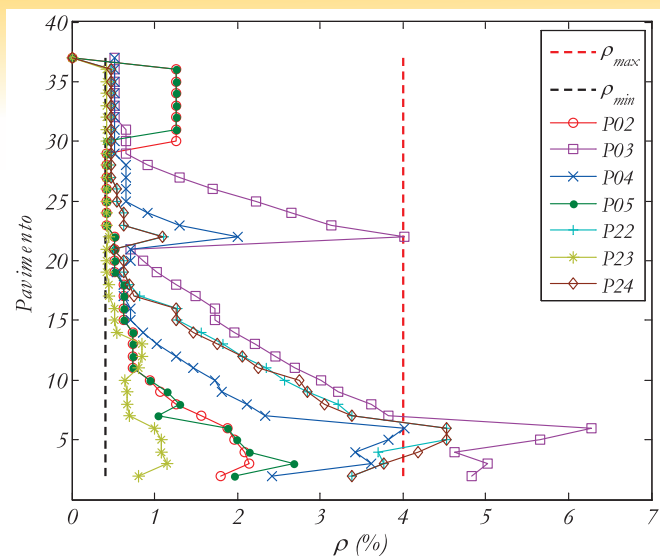


Figura 8
Taxa de armadura dos pilares de extremidade

superaram o valor normativo de 8% de área da seção bruta dos pilares P03, P04, P10, P22 e P24. Também de acordo com o laudo [9], as armaduras longitudinais apresentaram discrepâncias entre o projetado e o executado. A diferença entre a área de aço projetada e a executada é apresentada na Tabela 1 que, no caso dos pilares P04, P10 e P21, superaram o valor de 30%.

Segundo os resultados apresentados pelos dois laudos, o aço utilizado no edifício demonstrou estar em conformidade, já que um parecer técnico apontou uma tensão de escoamento acima de 500 MPa para as amostras de aço CA-50 de 10 mm retiradas dos pilares. A norma para avaliação desse material [11] considera a tensão de escoamento, aquela referente a uma deformação de 2‰ e a tensão mínima de ruptura igual a $1,10 \cdot f_y$.

A resistência do concreto (f_c) foi avaliada de maneira distinta em cada laudo por meio de ensaios de esclerometria e extração de corpos de prova. Foram realizados oito ensaios de esclerometria aleatoriamente em peças não comprometidas, três em lajes, três em vigas e três nos pilares, com resultados de 42 MPa, 40 MPa e 45 MPa, respectivamente [8]. Nos ensaios com corpos-de-prova extraídos, foram identificados os elementos e encontradas as respectivas resistências [9]. A Tabela 2 sintetiza os resultados dos testes sobre o concreto, que foi considerado em conformidade.

Tabela 1
Diferença entre as taxas de armaduras projetadas e executadas [9]

Pilar	Execução		Projeto		Diferença	
	Quantidade	Diâmetro (mm)	Quantidade	Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	ρ (%)
P 01	10	12,5	14	10	-128	-12%
P 02	22	12,5	16	16	517	16%
P 03	48	16	50	16	402	4%
P 04	24	16	36	16	2413	33%
P 05	24	12,5	18	16	674	19%
P 06	10	12,5	14	10	-128	-12%
P 07	10	10	10	10	0	0%
P 08	8	12,5	8	10	-353	-56%
P 09	28	16	20	20	653	10%
P 10	34	12,5	34	16	2664	39%
P 11	18	12,5	28	10	-10	0%
P 12	38	10	38	10	0	0%
P 13	16	16	38	10	-232	-8%
P 14	18	12,5	28	10	-10	0%
P 15	34	10	34	10	0	0%
P 16	34	10	34	10	0	0%
P 17	10	10	10	10	0	0%
P 18	18	12,5	28	10	-10	0%
P 19	8	16	20	10	-38	-2%
P 20	8	12,5	8	10	-353	-56%
P 21	12	12,5	30	10	884	38%
P 22	42	16	30	20	980	10%
P 23	34	12,5	76	10	1797	30%
P 24	42	16	34	20	2237	21%
P 25	8	12,5	16	10	275	22%

2.2 Inconformidades da estrutura e das fundações relacionadas nos laudos

A avaliação da estrutura pelo parecer técnico foi realizada por modelagem computacional por meio do *software* computacional CAD TQS, *software* largamente utilizado no Brasil para o dimensionamento de estruturas de concreto armado. A equipe técnica fez uso do sistema de pórtico espacial com os pavimentos modelados, segundo a analogia de grelha e de acordo com os carregamentos prescritos normativamente. A velocidade do vento adotada no modelo foi de 32 m/s, velocidade média prescrita para a zona em que a cidade se encontra, segundo as normas de ações dos ventos sobre estruturas [8]. Os resultados obtidos pela equipe técnica demonstraram que o edifício apresentava grandes deslocamentos, tanto para o ELU, quanto para o ELS, sendo considerado, sob uma análise de 2ª ordem, a estrutura como de nós móveis. Segundo o parecer téc-

Tabela 2
Avaliação do concreto

Local	f_{cd} (MPa)	Amostra f_c (MPa)	Laudo
P 06	35	30	IRC
P 11	35	37	
P 15	35	41	
P 16	35	29	
Bloco P13	20	26	
Cortinas	20	31	GAEMA
Pilares	35	45	
Vigas	35	40	
Lajes	35	42	

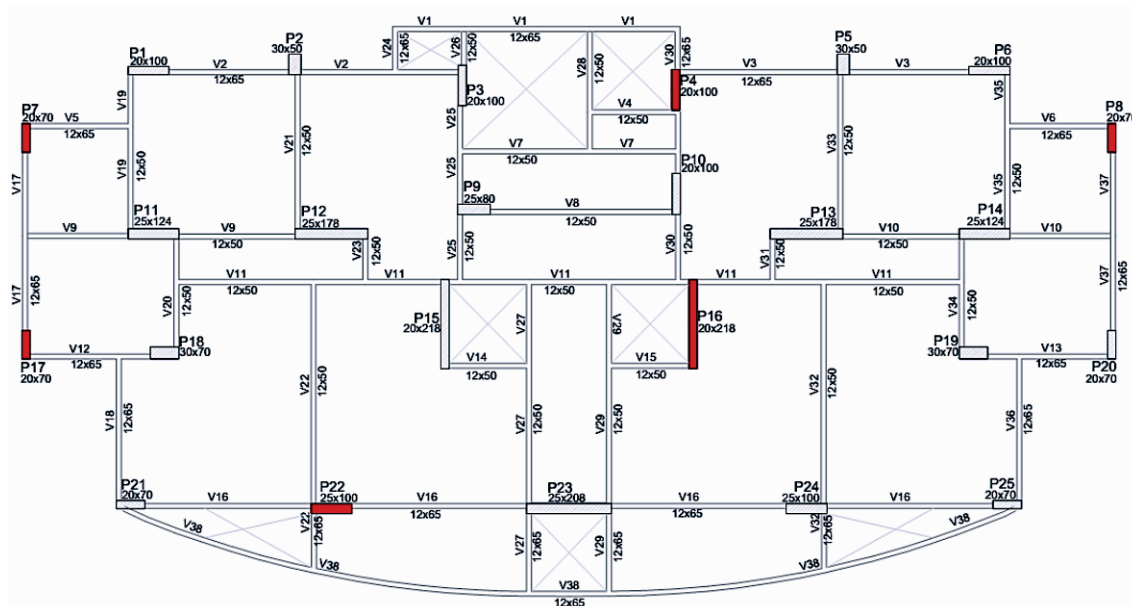


Figura 9
Pilares responsáveis pelo colapso

nico, somente quatro dos 25 pilares apresentaram características geométricas passíveis de dimensionamento sob as solicitações prescritas normativamente, sendo a armadura encontrada pela equipe técnica significativamente superior [8]. Os pilares responsáveis pelo colapso são mostrados na Figura 9, com os pilares P16, P17 e P22 apresentando instabilidade sob ação de vento a 32 m/s [8]. Já os pilares P04, P07 e P08 entrariam em colapso sob ação do vento 23 m/s [8]. Por meio destes resultados, a equipe técnica concluiu que o edifício fora subdimensionado sem a consideração das ações do vento, expondo-o a solicitações de intensidade maiores do que a prevista no projeto.

O projeto de fundações foi considerado adequado às solicitações declaradas no projeto estrutural executado, assim como o detalhamento das estacas e dos blocos de coroamento. Foi verificado que sob o cenário do desabamento os esforços solicitantes eram inferiores à capacidade resistente característica do conjunto bloco-estacas, o que levou o parecer a descartar a possibilidade da ruptura das fundações no momento do colapso, estando no pior caso, o do pilar P17, a 57% da capacidade resistente projetada digura 3. Inspeções visuais relatadas pelo laudo do IRC também não relataram danos às fundações [9].

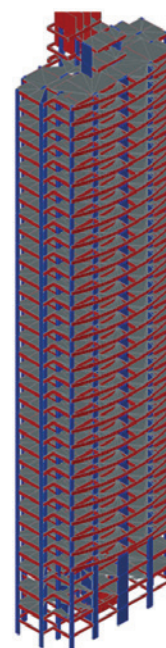


Figura 10
Modelo do edifício Real Class

Tabela 3
Cargas adotadas no modelo computacional

Local	NBR 6120 [12] Carga (kN/m ²)
Dormitórios, salas, cozinhas e banheiros	1,50
Despensas, áreas de serviço e lavanderias	2,00
Forros sem acessos a pessoas	0,50
Escadas com acesso ao público	2,50
Corredores com acesso ao público	2,00
Garagens	3,00
Terraços sem acesso público	2,00
NBR 6123 [5]	
Velocidade do vento (m/s)	30
Coefficiente de arrasto	Baixa turbulência

2.3 Hipóteses adotadas no modelo computacional e na avaliação da segurança do edifício

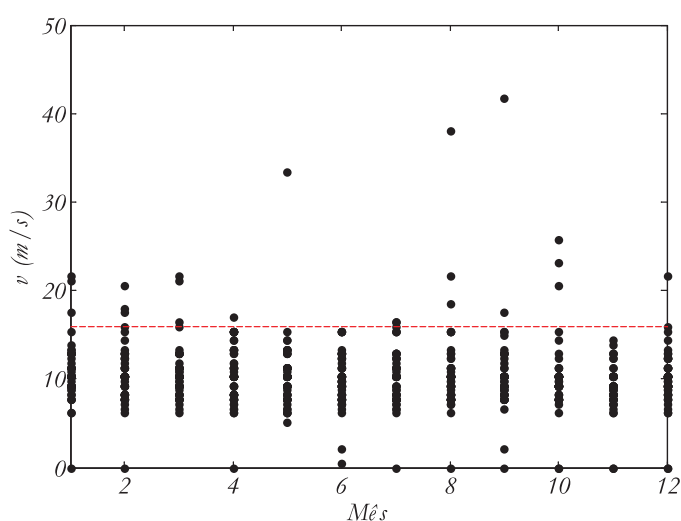
Para o desenvolvimento do estudo, foi utilizado o *software* de cálculo e dimensionamento de estruturas de concreto armado AltoQI Eberick v.6. Esse software é bastante utilizado em escritórios de cálculo no Brasil e foi utilizado pelo projetista do edifício. O *software* realiza uma análise estática linear de 2ª ordem para avaliação das solicitações e dimensionamento dos elementos estruturais (Figura 10), sendo os efeitos de 2ª ordem calculados por meio do processo P-Δ. Os efeitos da não-linearidade física foram contabilizados

através das simplificações sugeridas pela norma de estruturas de concreto armado com redução da rigidez dos elementos. As lajes foram modeladas por meio da analogia de grelha, e as vigas e pilares como elementos de barra.

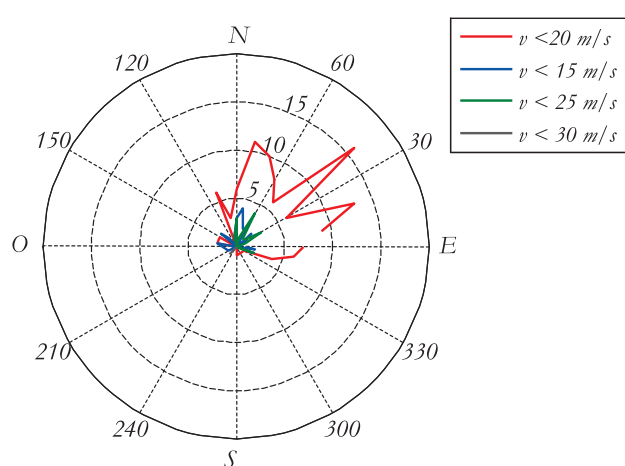
Para abordagem constitutiva do aço, foi adotado o modelo constitutivo adotado pela NBR 6118 [10], utilizando os diferentes limites de deformações para a compressão ($\epsilon_{su} = 2,0\%$) e tração ($\epsilon_{su} = 10,0\%$). A tensão de escoamento e ruptura do aço foram retiradas do parecer técnico GAEMA [8], por ser o diâmetro da amostra utilizada o de maior representatividade nas armaduras utilizadas no projeto. O concreto utilizado regionalmente neste tipo de empreendimento é usinado e confeccionado para a maioria dos projetos estruturais em um intervalo de resistência de 25 a 35 MPa, não constituindo inovação tecnológica. O modelo constitutivo do concreto assim como o módulo de elasticidade foram os prescritos pela NBR 6118 [10]. A resistência adotada (f_c) para o modelo de projeto foi de 35 MPa e o valor adotado para a avaliação do edifício, no momento do colapso, foi o encontrado pela perícia IRC de 29 MPa [9].

2.4 Ações

A formulação normativa brasileira considera combinações normais, de construção e excepcionais para a avaliação de uma possível ocorrência de um ELU (equação 1). As solicitações atuantes (F_q) na estrutura são definidas conforme as combinações de ações, cujos coeficientes de majoração de esforços (γ) e de simultaneidade de ações (ψ) são especificados normativamente [10]. As ações gravitacionais (F_g) utilizadas nos modelos seguiram as recomendações normativas [12], assim como os carregamentos de ocupação (Tabela 3), sendo o peso próprio do concreto armado considerado como 25 kN/m³, conforme as prescrições da norma de estruturas de concreto armado [10]. Não foram considerados os esforços oriundos de ações indiretas como retração (F_{egk}) e temperatura (F_{eqk}).



A Valores de velocidade no período de 1951 - 2011



B Direção das rajadas no período de 2000 - 2011

Figura 11
Caracterização das rajadas na cidade de Belém (ICEA)

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\epsilon gk} \cdot F_{\epsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\epsilon q} \cdot \psi_{0\epsilon} \cdot F_{\epsilon qk} \tag{1}$$

Para o ELU, foram analisados, inicialmente, somente os resultados referentes ao dimensionamento dos pilares do edifício. Tal abordagem foi adotada devido ao fato de que esses elementos são fundamentais para manutenção da estabilidade da edificação, e pelos relatos de testemunhas de que a ruptura do edifício foi brusca, sem que houvesse alguma falha localizada de qualquer elemento do edifício [8]. Assim, para estimar as cargas responsáveis pela ocorrência do ELU, foram geradas 61 combinações para avaliação da conformidade do projeto (configuração padrão do *software*) e 23 combinações de construção para avaliação da estrutura no momento do colapso distribuídas em combinações favoráveis ($\gamma_g=1,00$) e desfavoráveis ($\gamma_g=1,30$).

2.5 Ação do vento

No Brasil, a principal ação horizontal é a decorrente das rajadas de vento, cujas prescrições normativas adotam duas abordagens: estática e dinâmica. Neste trabalho, foi utilizada a abordagem da força estática equivalente, cujo modelo prescrito pela norma [5] equivale a de uma força produzida por uma rajada de 3 segundos de velocidade básica (v_0) com probabilidade de ser excedida uma vez em 50 anos. A velocidade da rajada é medida a uma altura de 10 m acima do solo em campo aberto e plano. A formulação matemática também adota modificadores em função do tipo de terreno (s_1), da sua declividade e do tipo/uso da edificação (s_2), assim como da probabilidade de ocorrência da rajada e importância da estrutura (s_3).

Uma velocidade de 30 m/s foi utilizada para a determinação dos esforços de projeto, conforme recomendação da norma para a região da edificação [5]. Para avaliação da velocidade em que ocorreu o colapso, foi verificado o valor para o qual o *software* não efetuava o dimensionamento das seções dos pilares, sendo esse valor (25 m/s) utilizado como intervalo superior. A velocidade utilizada, inicialmente, como intervalo inferior para análise, foi a

registrada pelo serviço meteorológico local (banco de dados climatológicos do Instituto de Controle do Espaço Aéreo) na data do acidente ($v_0 = 10$ m/s). Conforme os dados (Figura 11), a velocidade média das rajadas é de 12 m/s e a média dos valores máximos anuais corresponde a uma velocidade de 17 m/s.

2.6 Deslocamentos e efeitos de segunda ordem

Os efeitos de 2ª ordem foram calculados por meio do processo $P-\Delta$. Para melhor representação do ELU, a norma utiliza a redução da rigidez dos elementos $E \cdot I = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ para as vigas, $E \cdot I = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ para as lajes e $E \cdot I = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ para os pilares que, de acordo com Oliveira [13], são satisfatórios, sendo E_{ci} o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto e I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto. Os deslocamentos limites (δ_{lim}) considerados na análise foram aqueles, que conforme indicação normativa, causam efeitos em elementos não estruturais devido à movimentação lateral do edifício (equação 2). Este é em função da altura total da edificação (H).

$$\delta_{lim} = \frac{H}{1700} \tag{2}$$

Para avaliação dos efeitos de segunda ordem, foi utilizado o coeficiente γ_z (equação 3), coeficiente utilizado para avaliação de efeitos de segunda ordem largamente utilizado em escritórios de cálculo do país. Esse coeficiente correlaciona os efeitos dos momentos produzidos por todas as forças gravitacionais ($\Delta M_{tot,d}$) com o momento produzido por todas as forças horizontais ($M_{1,tot,d}$), em uma análise de primeira ordem.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \tag{3}$$

2.7 Diagramas de interação

A segurança dos pilares foi avaliada com a utilização de diagramas de interação, e estes foram construídos utilizando as hipóteses

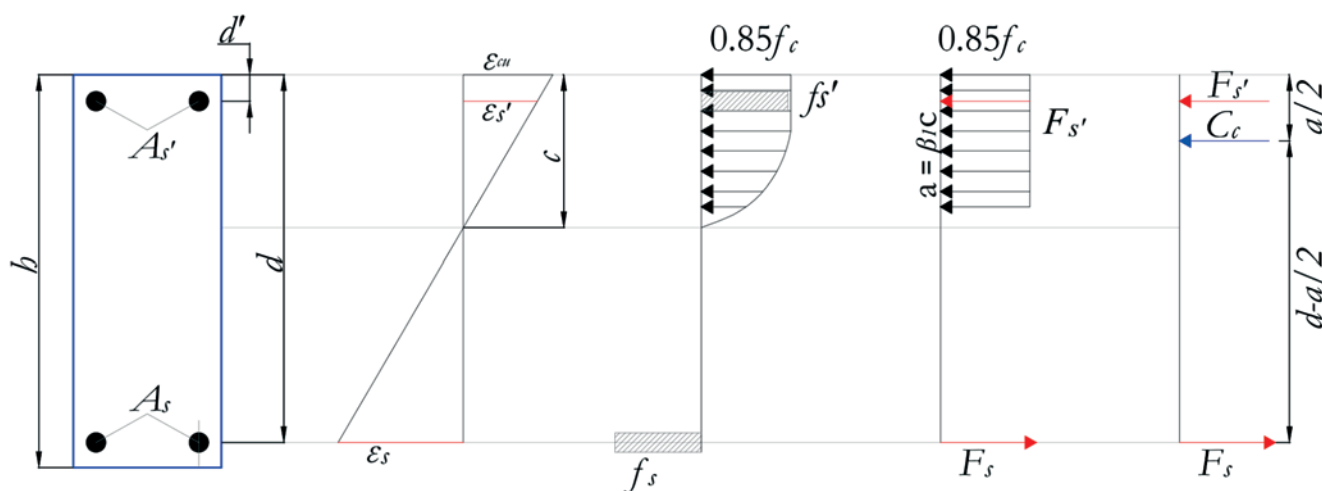


Figura 12
Simplificações adotadas para o cálculo da resistência das seções

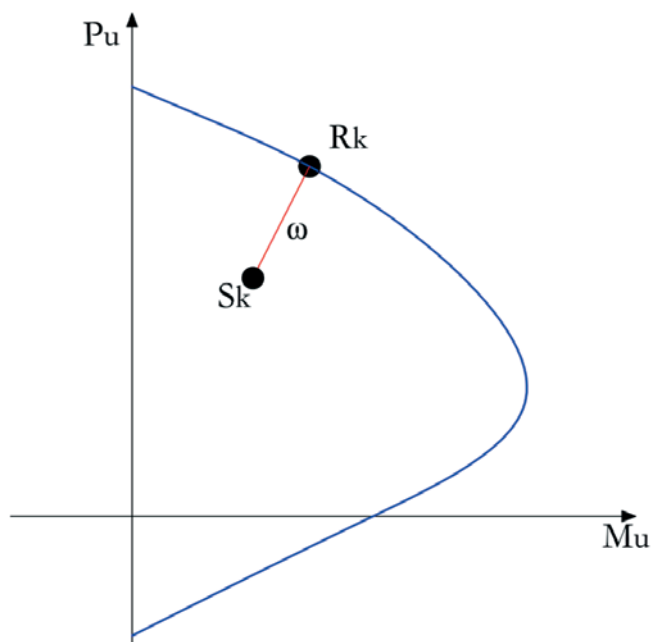


Figura 13
Margem de segurança para os pilares

de compatibilidade de deformações com a limitação das deformações do concreto (ϵ_{cu}) a 3,5‰ e as deformações do aço (ϵ_{su}) a 10‰, conforme a recomendação da NBR 6118 [10]. A Figura 12 mostra a simplificações adotadas para o cálculo da resistência das seções como a adoção do retângulo de compressão. A construção de tais diagramas pode ser vista na literatura [14], e utilizando a altura do retângulo de compressão (λ) equivalente a 0,80 (β_1) da altura da linha neutra (c) [10].

Uma maneira de avaliar a segurança das seções de maneira qualitativa foi a adoção da margem de segurança (equação 4), que no

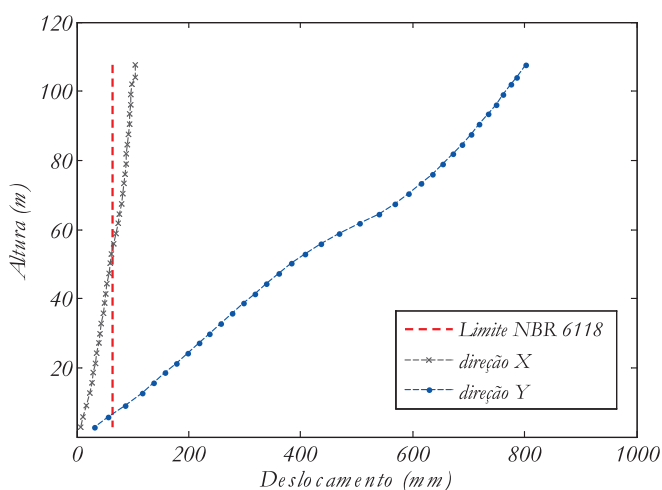
caso dos pilares (Figura 13), representa a reserva de resistência do elemento (ω) sob uma solicitação (S_k) para uma resistência (R_k) [15]. Os diagramas confeccionados para avaliação da conformidade do projeto utilizaram valores de 35 MPa para a resistência do concreto (f_c) e 500 MPa para a tensão de ruptura (f_y) do aço CA – 50. Para os diagramas desenvolvidos para avaliação do momento do colapso foram utilizados os resultados do laudo IRC para o concreto ($f_c = 29$ MPa) armaduras executadas, e do parecer técnico GAEMA - UFPA para a resistência do aço ($f_y = 573$ MPa). Para obtenção da resistência de cálculo (R_d), foram utilizados os coeficientes de minoração da resistência utilizados para o aço ($\gamma_s = 1,15$) e concreto ($\gamma_c = 1,40$) para combinações normais e os coeficientes $\gamma_s = 1,15$ e $\gamma_c = 1,20$ para as combinações de construção.

$$\omega = \frac{R_k - S_k}{R_k} \tag{4}$$

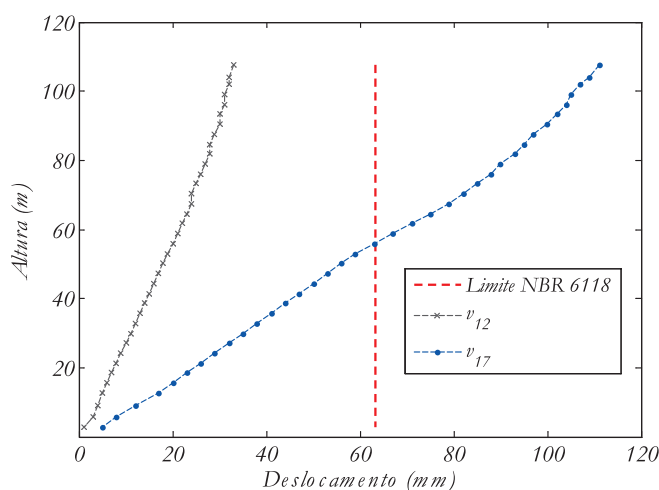
3. Resultados e discussões

Os resultados obtidos no modelo computacional foram analisados para as verificações de compatibilidade normativa, avaliação do estado limite último e segurança do edifício. Estes demonstraram que, além de erro na concepção do sistema estrutural pela falta de redundância (com deslocamento excessivo, mesmo sem incidência de forças horizontais), houve negligência na não consideração das ações dos ventos.

O momento de 2ª ordem sobre a estrutura correspondeu a 24% (direção x – de maior rigidez) e 37% (direção y – menor rigidez) do momento total da estrutura quando verificada a conformidade do projeto. Os efeitos de 2ª ordem corresponderam, sob combinações de construção, a 17% e 27% do momento total da estrutura evidenciando a flexibilidade desta. Os valores do coeficiente γ_2 chegaram a corresponder ao valor de 1,7 superando os valores recomendados normativamente [10]. Na figura 14, são mostrados



A Estimativa normativa para combinação mais desfavorável de projeto



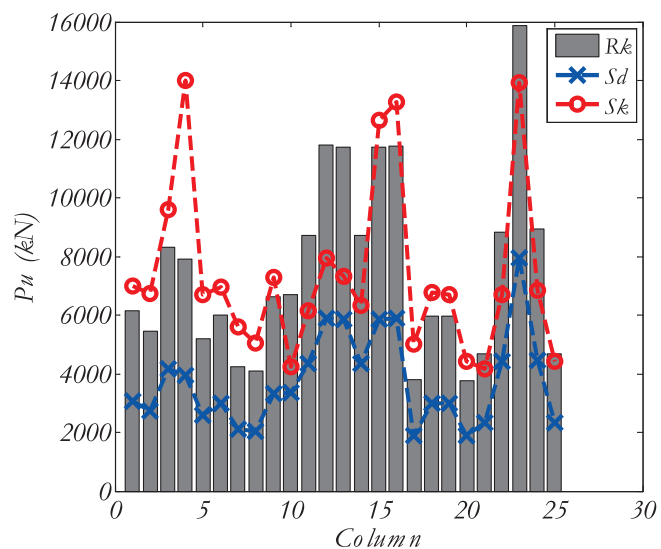
B Estimativa para o momento do colapso

Figura 14
Deslocamentos do edifício

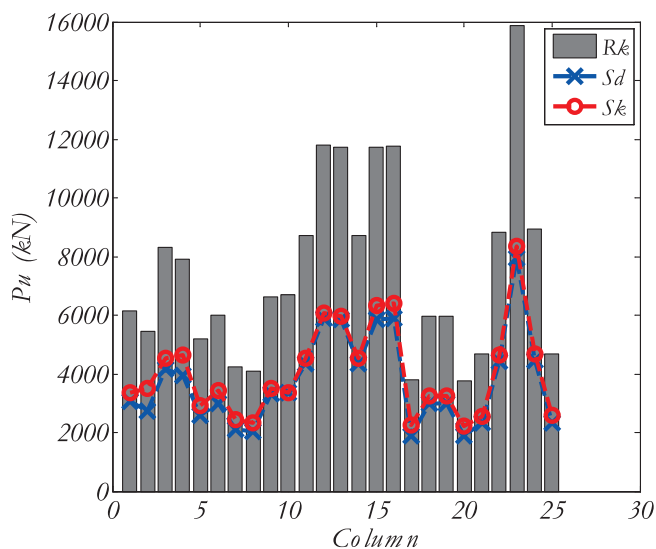
os deslocamentos da estrutura previstos para a situação de projeto (a) e para o cenário do colapso (b) para o valor de velocidade de rajada média anual ($v_0 = 12$ m/s) e a média dos valores de velocidade máxima anual ($v_0 = 17$ m/s). Em ambos os casos a estrutura apresentou grandes deslocamentos, incompatíveis com as recomendações normativas [10].

A segurança das fundações foi avaliada por meio das cargas obtidas nos modelos (S_k) comparadas às apresentadas no projeto

estrutural (S_d) do edifício. O valor característico de resistência considerado (R_k) não fez uso do fator de minoração da resistência, conforme o item 6.2.1.2 da NBR 6122 [16]. As cargas totais nas fundações, constantes no projeto, apresentaram uma diferença de 46% quando comparadas com o modelo. Na avaliação do cenário do colapso, elas apresentaram uma diferença próxima a 5%, resultado que vai ao encontro ao apontado pelos laudos [8] [9] de que não houve, no momento do desabamento, ruptura das

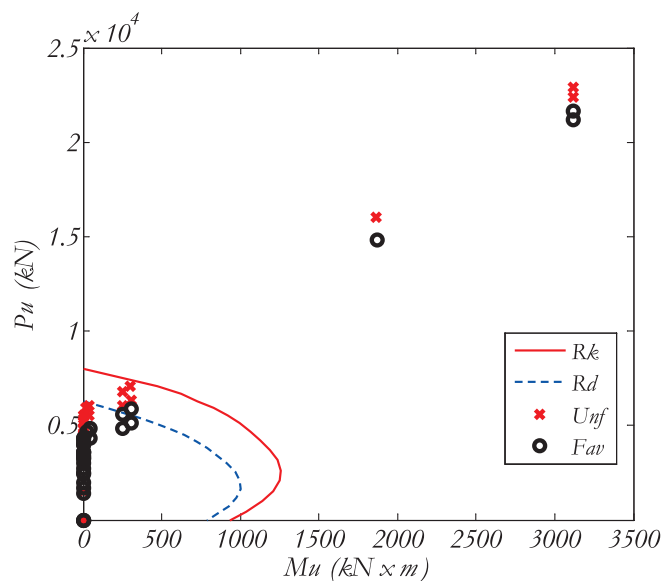


A Design loads

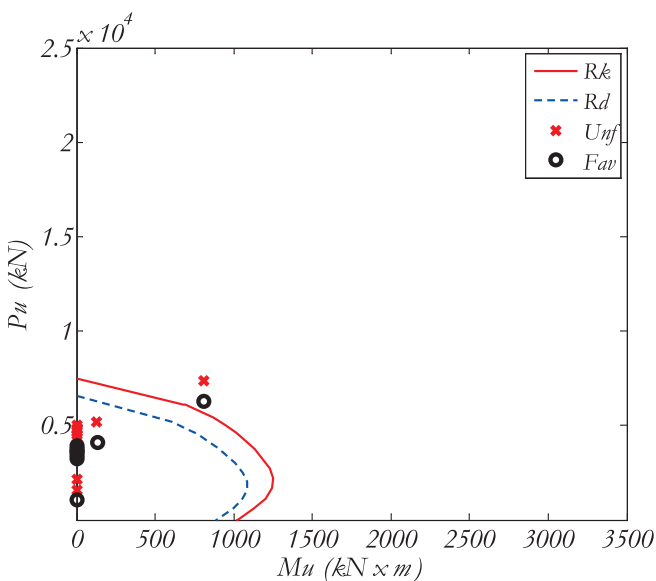


B Loads at the moment of collapse ($v = 23$ m/s)

Figure 15
Foundations loads



A Design loads



B Loads at the moment of collapse ($v = 23$ m/s)

Figure 16
Interaction diagram of column P04

fundações. A Figura 15 (a) mostra as diferenças dos valores de solicitações avaliadas (S_k), conforme os requisitos da NBR 6118 [10] e o projetado (S_d). Os valores de resistência última (R_k) são ultrapassados em 60% dos elementos, apontando um subdimensionamento e a hipótese de possível ruptura caso entrassem em serviço. Para o momento do desabamento do edifício (b), as solicitações estimadas pelo modelo (S_k) ficaram muito próximas as do projeto (S_d) não superando em nenhum caso a resistência última dos elementos avaliados.

A segurança dos pilares foi verificada através de diagramas de

interação com a configuração de armadura utilizada na execução. O software, em sua configuração padrão, gerou um total de 61 combinações para avaliação do ELU, sendo dispostas nos diagramas como favoráveis (*Fav*) e desfavoráveis (*Desf*). Para avaliação do cenário do colapso, o número total de combinações (23) para avaliação do ELU foi inferior, devido a não ocorrência de cargas acidentais (Q) e a não consideração das cargas de água (A), solo (S). As figuras 16 a 21 mostram os diagramas para os pilares citados como possíveis responsáveis pelo colapso [8] sendo demonstradas: a conformidade do elemento perante a

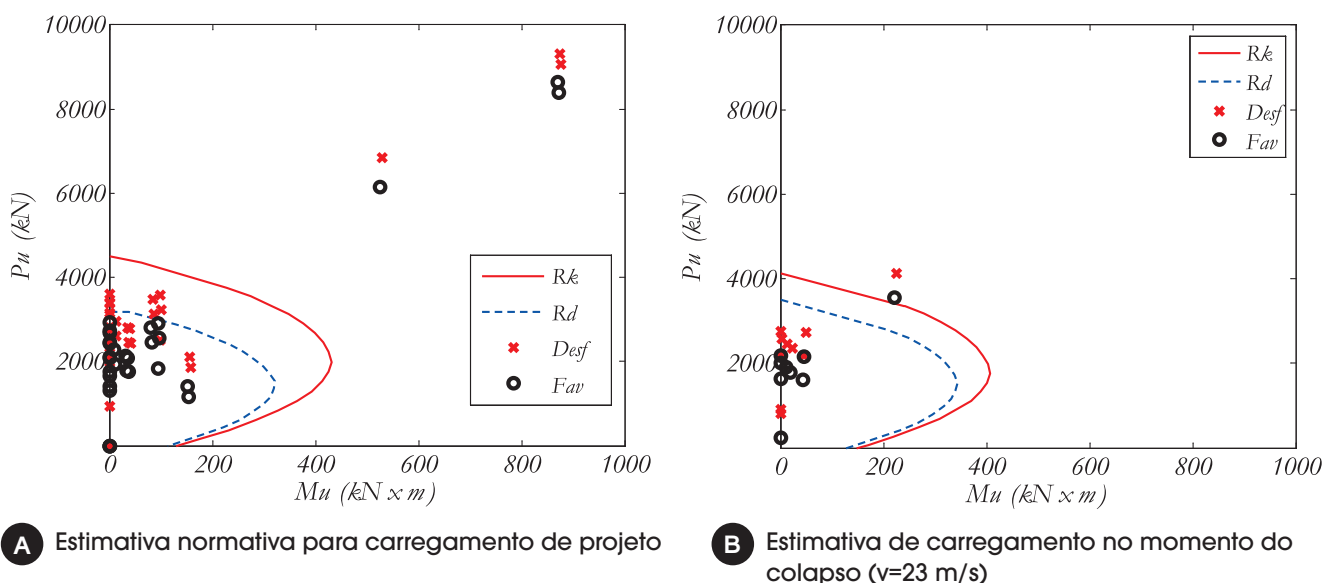


Figura 17
Segurança do pilar P07

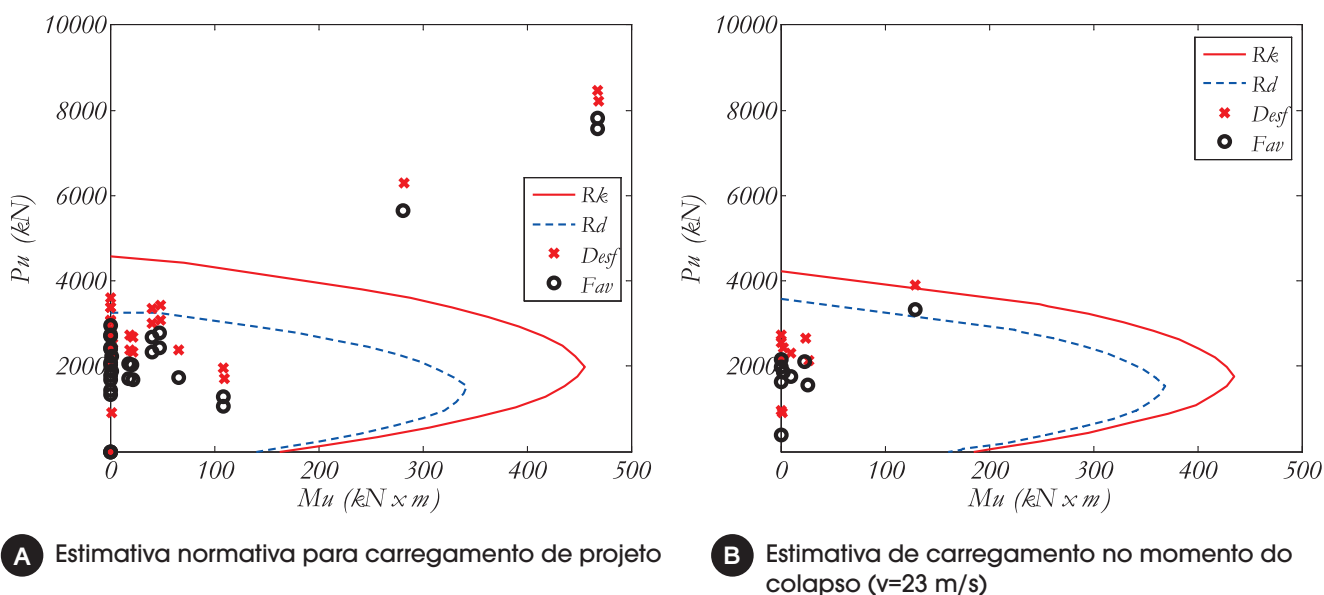


Figura 18
Segurança do pilar P08

NBR 6118 (a) e a configuração de solicitações no cenário do colapso (b). A distribuição de esforços, exibida nos diagramas, demonstra que grande parte dos pilares apresentava um número razoável de combinações muito próximas dos limites de resistência de cálculo (R_d) quando avaliada a conformidade de projeto. Nas tabelas 4 e 5, são apresentadas a margem de segurança (ω) e a probabilidade de ruína (p_r) dos pilares estimadas nos modelos. Como apresentado na Tabela 4, os pilares P15, P16 e P17 apresentavam maior probabilidade de ruína estando com uma margem de segurança muito aquém da necessária para manutenção da capacidade resistente da estrutura. Vale ressaltar também que as

combinações apontadas como mais desfavoráveis aos elementos apresentavam o vento como ação variável principal.

A Tabela 5 apresenta o estado de todos os pilares no momento do colapso. Os resultados apontam que, para as solicitações obtidas, todos os pilares estariam trabalhando com uma margem de segurança pequena (em média 20% da resistência características (R_k) dos mesmos), com a provável ruptura dos pilares P02, P04, P07, P19 e P25. Como os pilares P04 e P07 apresentaram a menor margem de segurança e maior probabilidade de ruína para as combinações utilizadas (9%), estes poderiam ser apontados como os primeiros a apresentar ruptura. Devido à complexidade

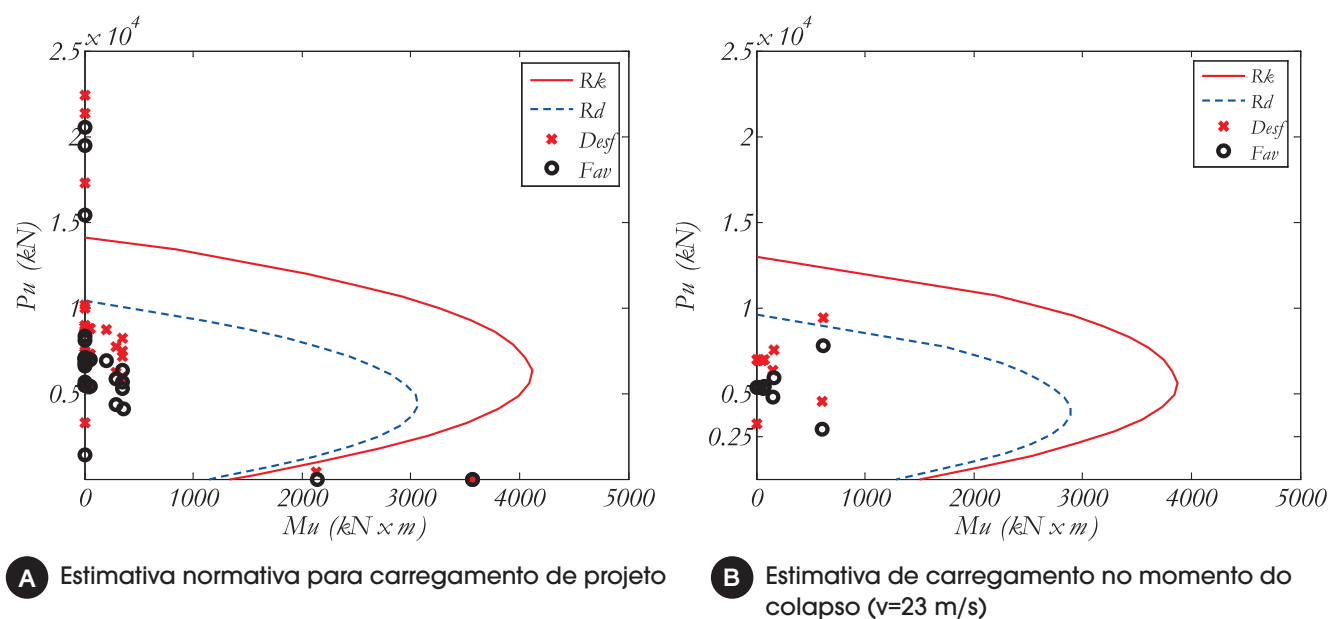


Figura 19
Segurança do pilar P16

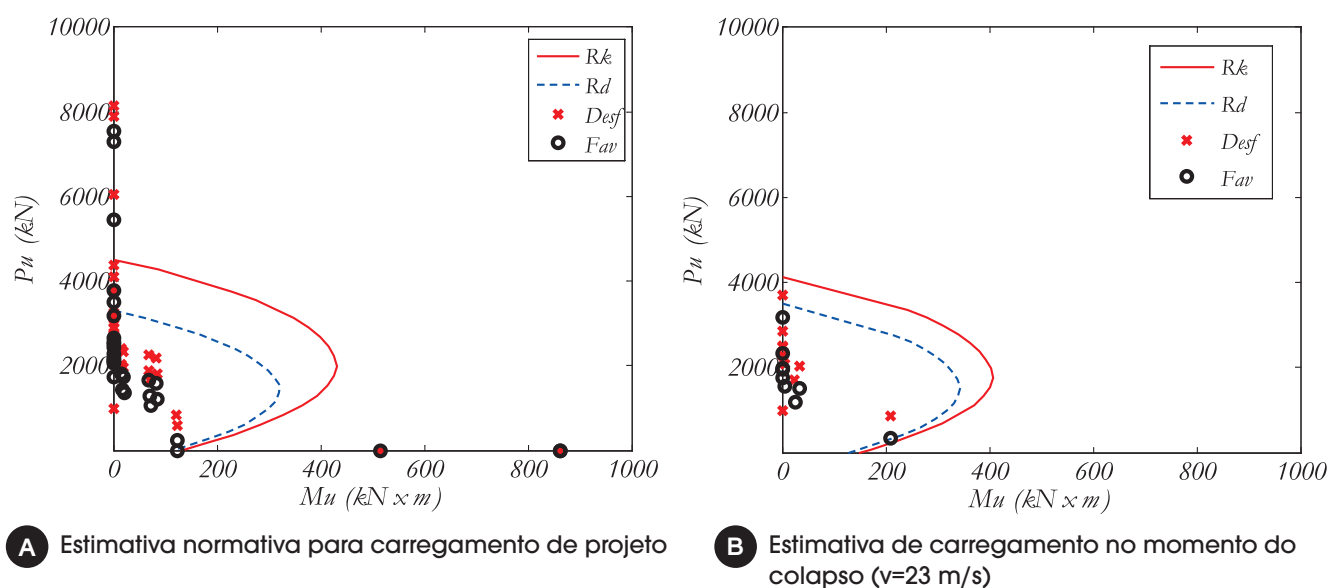


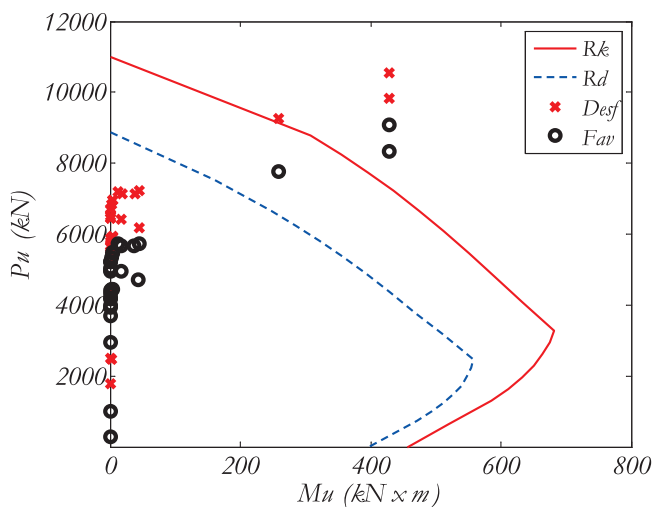
Figura 20
Segurança do pilar P17

da atuação das forças do vento sobre as edificações, são mostradas as solicitações para o cenário do colapso do pilar P04 para as velocidades de rajadas anteriormente citadas (Figura 22) como: de frequente ocorrência na região (12 e 17 m/s), a relatada no parecer técnico (23 m/s) e a provável responsável pela ruptura da seção (19 m/s), segundo os resultados do modelo. Destaca-se que segundo os dados obtidos pelo ICEA, velocidades maiores que 20 m/s apresentam um período de retorno de 10 anos e o maior valor registrado na região foi de 42 m/s, em 1977. Ainda, o pilar P04 resistiria ao dobro dos esforços de cisalhamento gerados por ventos de 23 m/s, mesmo com estribos de 4,2 mm de diâmetro.

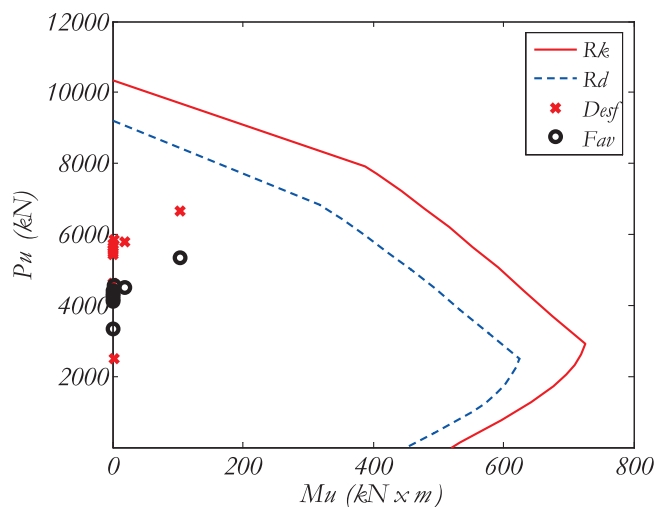
4. Considerações finais

A partir das considerações obtidas através dos laudos, assim como da utilização da análise computacional, foi possível constatar que edifício foi projetado em desacordo com as instruções normativas então vigentes, resultando em uma estrutura incapaz de cumprir os requisitos necessários para evitar o E.L.U.

- Os resultados do modelo apontaram deficiência do arranjo estrutural, com falta de redundância (aumento do grau de hiperestaticidade de um pórtico) e incorreção na consideração das cargas atuantes no projeto do edifício, estando o dimensiona-

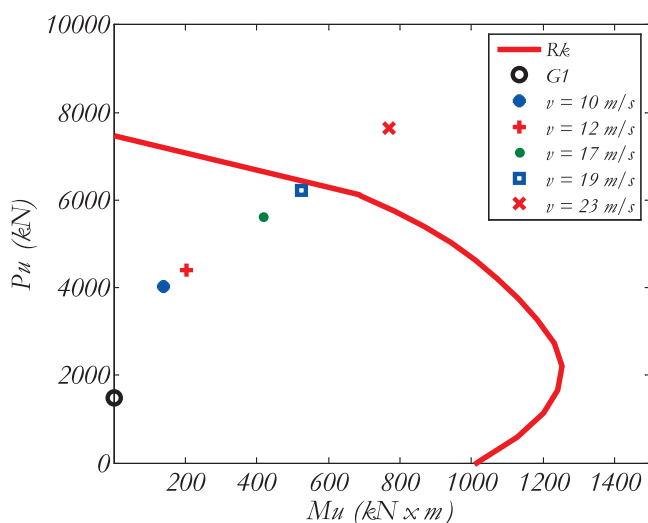


A Estimativa normativa para carregamento de projeto

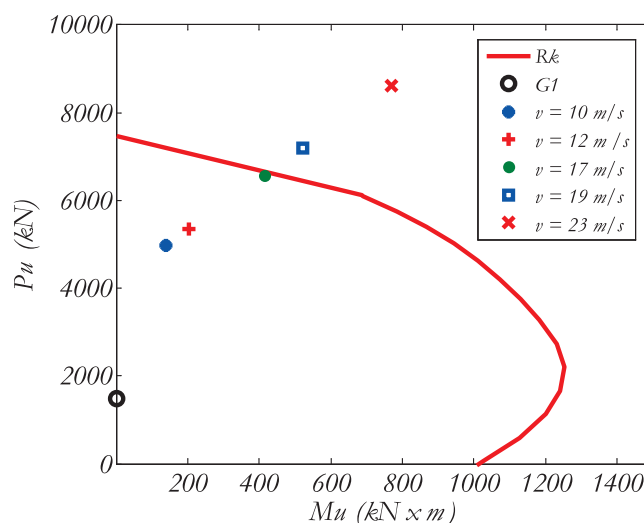


B Estimativa de carregamento no momento do colapso ($v=23$ m/s)

Figura 21
Segurança do pilar P22



A Combinações favoráveis



B Combinações desfavoráveis

Figura 22
Estimativa de carregamento no pilar P04 para diversas velocidades

mento muito próximo de um modelo verificado somente com as cargas gravitacionais permanentes;

- A estrutura projetada apresentava grande flexibilidade, o que pode ser verificado pelos deslocamentos descritos no modelo,

assim como do parâmetro γ_x muito superior ao recomendado normativamente;

- As seções projetadas para os pilares eram incapazes de resistir às combinações de ações atuantes na região, apresentando,

Tabela 4

Avaliação dos pilares sob as recomendações da NBR 6118

Pilar	Combinação	p_f	ω
P04	1,3G1+1,4G2+0,98Q+1,4V3	10%	-3,9
P07	1,3G1+1,4G2+0,98Q+1,4V3	10%	-2,7
P08	1.3G1+1.4G2+1.4V3	10%	-3,6
P15	G1+G2+S+1.4V3	34%	-58,2
P16	G1+G2+S+1.4V3	15%	-33,4
P17	1,3G1+1,4G2+0,98Q+1,4V4	18%	-27,2
P22	1,3G1+1,4G2+0,98Q+1,4V4	8%	-0,7

Tabela 5

Estimativa do estado dos pilares no momento do colapso

Pilar	Combinação	p_f	ω
P01	1.3G1+1.3G2+V3	0%	0,0
P02	1.3G1+1.3G2+V3	4%	-0,1
P03	1.3G1+1.3G2+V3	0%	0,2
P04	1.3G1+1.3G2+V3	9%	-0,2
P05	1.3G1+1.3G2+V3	4%	0,0
P06	G1+G2+V4	0%	0,3
P07	1.3G1+1.3G2+V3	9%	-0,2
P08	1.3G1+1.3G2+V3	4%	0,0
P09	1.3G1+1.3G2+V3	0%	0,3
P10	1.3G1+1.3G2+V4	0%	0,3
P11	1.3G1+1.3G2+V4	0%	0,4
P12	1.3G1+1.3G2+V4	0%	0,4
P13	1.3G1+1.3G2+V4	0%	0,3
P14	1.3G1+1.3G2+V4	0%	0,3
P15	1.3G1+1.3G2+V4	0%	0,3
P16	1.3G1+1.3G2+V4	0%	0,2
P17	G1+G2+V3	0%	0,1
P18	1.3G1+1.3G2+V4	0%	0,1
P19	1.3G1+1.3G2+V4	4%	-0,1
P20	1.3G1+1.3G2+V4	0%	0,1
P21	1.3G1+1.3G2+V4	4%	0,0
P22	1.3G1+1.3G2+V4	0%	0,3
P23	1.3G1+1.3G2+V4	0%	0,1
P24	1.3G1+1.3G2+V4	0%	0,3
P25	1.3G1+1.3G2+V4	4%	-0,1

segundo as recomendações normativas, uma margem de segurança muito aquém da necessária para a manutenção do equilíbrio da estrutura;

- Verificou-se que a velocidade do vento de 19 m/s poderia acarretar, segundo a estimativa do modelo estrutural, a ruptura dos pilares P04 e P07. Essa velocidade, segundo os dados meteorológicos locais, apresenta grande probabilidade de ocorrência em período de 10 anos;
- Embora houvesse diferença nas taxas de armadura projetada e executada, essa diferença não foi significativa para impactar na capacidade resistente global, assim como das seções, de maneira a evitar o colapso do edifício;
- O carregamento atuante nas fundações, considerando as limitações do modelo, não influenciaram no cenário do colapso, estando naquele momento com solicitações inferiores às necessárias para seu comprometimento. O desempenho das fundações projetadas poderia ser questionado, caso o edifício entrasse em serviço, pois o seu dimensionamento foi vinculado ao carregamento do projeto estrutural do edifício.

5. Agradecimentos

O presente trabalho foi realizado com apoio financeiro da CAPES, CNPq e do IPEAM.

6. Referências bibliográficas

- [1] GÜNEL, M. H.; ILGIN, H. E. Tall buildings: structural systems and aerodynamic form. New York, NY: Routledge, 2014.
- [2] OLIVEIRA, J. C. A. D. Avaliação da Rigidez de Pórticos de Concreto Armado, Brasília, 2009, Tese (doutorado) - Universidade Nacional de Brasília, 135 p.
- [3] TARANATH, B. S. Reinforced concrete design of tall buildings. Boca Raton - FL: CRC Press, 2010.
- [4] CUNHA, A. J. P. D.; LIMA, N. A.; SOUZA, V. C. M. D. Acidentes estruturais na construção civil. 1ª. ed. São Paulo: Pini, 1996.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devido ao vento em edificações. - NBR 6123. Rio de Janeiro: [s.n.], 1988.
- [6] DOL. Diário OnLine. Diário OnLine, 2011. Disponível em: <<http://www.diarioonline.com.br/noticias/para/noticia-132473-.html>>. Acesso em: 28 nov. 2014.
- [7] ORM NEWS. Organização Romulo Maiorana News. ORM News, 2011. Disponível em: <http://www.ormnews.com.br/noticia.asp?noticia_id=533554>. Acesso em: 28 nov. 2014.
- [8] GAEMA. Parecer técnico sobre Colapso do Edifício Real Class. UFPA. Belém/PA. 2011. Acesso restrito.
- [9] IRC. Laudo Pericial sobre o desabamento do Edifício Real Class. Belém/PA. 2011. Acesso restrito.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto armado - procedimento. - NBR 6118. Rio de Janeiro: [s.n.], 2014.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. - NBR 7480. Rio de Janeiro: [s.n.], 1996.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para cálculo de estruturas - NBR 6120. Rio de Janeiro: [s.n.], 1980.
- [13] OLIVEIRA, D. M. D. Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração da não - linearidade física e geométrica na análise global de estruturas de concreto armado. Belo Horizonte, 2007, Tese (doutorado) - Universidade Federal de Minas Gerais, 327 p.
- [14] ROCHA, P. A. S. e SILVA, K.I.; 'Construção da curva de interação para pilares mistos de aço e concreto totalmente revestidos com base nos domínios de deformação das seções de concreto armado", Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, vol. 8, pp. 447-466, 2015.
- [15] MELCHERS, R. E. Structural Reliability Analysis And Prediction. Inglaterra: John Wiley & Sons, 1999.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de fundações. - NBR 6122. Rio de Janeiro: [s.n.], 2010.