

## **XVIII COBREAP - CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA DE AVALIAÇÕES E PERÍCIAS - IBAPE/MG – 2015**

### **NATUREZA DO TRABALHO: PERÍCIA**

#### **Resumo**

O histórico de recentes colapsos em obras de engenharia no Brasil, com graves consequências materiais e perdas humanas, tem preocupado o meio técnico nacional que busca aprimorar os mecanismos disponíveis de diagnóstico e investigação a fim de que tais eventos sejam evitados. Sendo a perícia em engenharia, no seu conceito mais amplo que inclui particularmente as edificações, a atividade que tem por objetivo determinação da origem, causa e mecanismo de ação de um fato, condição ou direito relativo a uma edificação o presente estudo tem por objetivo identificar as causas e mecanismo do desabamento do edifício residencial ocorrido no ano de 2014 na cidade de Aracaju-SE. Neste trabalho inicialmente é feita uma revisão dos conceitos de perícias e engenharia diagnóstica, seguido da descrição da metodologia utilizada. Na sequência são apresentadas as características da edificação colapsada, feitas as análises dos subsistemas fundações e estrutura da edificação, o cotejamento do projeto com a realidade da obra com observações de campo e realização de diversos ensaios, e por fim estabelecidas as conclusões que permitiram não somente a identificação as causas como também descrever o mecanismo de colapso.

***Palavras-chave: Colapso de edificação, Perícia de engenharia, Causas de desabamento***

### **Introdução, objetivo e justificativa**

O histórico de recentes colapsos em obras de engenharia no Brasil, sejam elas edificações ou de infraestrutura, tem preocupado o meio técnico nacional, ao qual cabe realizar estudos para não só determinar as suas causas como também aprimorar a prática da engenharia a fim de que tais eventos não mais se repitam.

Segundo IBAPE (2009), acidentes envolvendo edificações decorrentes de falhas na construção ou na manutenção predial têm sido causa de mortes e prejuízos materiais injustificáveis. Têm sido inúmeros os casos de desabamentos de edificações, marquises, viadutos e pontes, deslocamento de fachadas, que poderiam ser evitados ou minimizados por meio da prática de uma correta inspeção predial.

Considerando o conceito de perícia em edificações proposto por Gomide, Fagundes Neto e Gullo (2009), a perícia em edificações é atividade que tem por objetivo determinação da origem, causa e mecanismo de ação de um fato, condição ou direito relativo a uma edificação. Nesse toar, o presente estudo tem por objetivo identificar as causas e mecanismo do desabamento do edifício aqui chamado de Edifício Coroa do Meio<sup>1</sup>.

### **Engenharia diagnóstica e perícias em edificações**

De acordo com Gomide, Fagundes Neto e Gullo (2009), a Engenharia Diagnóstica consiste na determinação de ações proativas que possibilitem diagnósticos, prognósticos e prescrições que levam à qualidade das edificações. Os mesmos autores apresentam conceitos de *origem* e *causa* da manifestação patológica, sendo a *origem* a fase da obra em que surgiu o defeito ou vício, enquanto que a *causa* seria o que motivou seu surgimento.

Segundo a norma NBR 13752 (ABNT, 1996), as anomalias construtivas podem ser classificadas em *vícios*, quando causam prejuízo material ou financeiro ao consumidor e *defeitos*, quando ameaçam a saúde ou a segurança do consumidor.

De acordo com IBAPE (2009), os tipos de anomalias mais comuns nas edificações têm suas causas ligadas a fatores *endógenos*, quando são originários da própria edificação (projetos, materiais e execução), *exógenos*, quando ligados a fatores externos provocados por terceiros, *naturais*, quando ligados a fenômenos da natureza (enchentes, vendavais, etc.) ou ainda *funcionais*, casos em que decorrem do uso ou término da vida útil da edificação.

### **Metodologia utilizada**

Ampliando o modelo de investigação proposto por Gomide, Fagundes Neto e Gullo (2009) para as perícias em edificações, a metodologia utilizada no desenvolvimento desse trabalho foi composta das seguintes etapas:

- a. Pesquisa bibliográfica dos fundamentos que norteiam a engenharia diagnóstica;
- b. Visita ao local do sinistro para coleta de evidências que pudessem contribuir para a elucidação do acidente, tais como distribuição espacial dos

---

<sup>1</sup> Uma vez que o edifício sinistrado ainda não havia recebido um nome de identificação, para efeito deste trabalho foi adotada a denominação Ed. Coroa do Meio.

escombros, características dos materiais empregados e das técnicas construtivas, dentre outros;

c. Análise do solo de fundação a partir de relatório de sondagens realizadas após o acidente, face à inexistência de sondagem do terreno da obra;

d. Análise do aço empregado por meio de ensaio de resistência à tração;

e. Análise das resistências dos concretos existentes nas peças do edifício, por meio da retirada de testemunhos;

f. Obtenção de outros dados de resistência por meio de ensaios esclerométricos;

g. Análise dos projetos de fundações e estrutural para verificação do dimensionamento nas situações original e na situação final de obra (*as built*)<sup>2</sup>;

h. Estabelecimento de conclusões.

### **Características da edificação colapsada**

A edificação colapsada situava-se em Aracaju-SE, na Rua Poeta José Sales de Campos nº 1998, bairro Coroa do Meio, conforme mostrado na Figura 1



Figura 1 – Detalhe da localização (CREA, 2014)

O prédio em estudo trata-se de um edifício residencial composto por uma única torre. O projeto legal, apresentado para licenciamento consistia em 04 pavimentos, sendo 01(um) térreo, destinado a estacionamento dos condôminos, e 03 (três) pavimentos tipo, havendo ainda uma última laje destinada à cobertura do prédio onde estavam localizados o telhado<sup>3</sup> e o reservatório (Figura 2).

A área total de construção projetada foi de 980,50m<sup>2</sup> implantada em terreno de formato retangular com dimensões 20,00m x 25,00m (área total de 500,00m<sup>2</sup>). Na Figura 2 apresenta-se o corte esquemático da torre.

---

<sup>2</sup> As situações consideradas nas análises foram: a) edificação composta por 01 pavimento térreo e 03 pavimentos tipo, b) edificação composta por 01 pavimento térreo e 03 pavimentos tipo; e c) edificação composta por 01 pavimento térreo e 04 pavimentos tipo (realidade da obra executada).

<sup>3</sup> Em que pese haver sido projetada cobertura em telhado verificou-se haver sido executada laje impermeabilizada.

A obra contava com projeto de arquitetura devidamente aprovado pela municipalidade, de autoria de arquiteto devidamente registrado no CAU-SE, e projetos complementares (estrutural e de fundações, elétrico, hidro-sanitário e prevenção contra incêndio), todos esses de autoria de um único profissional, o qual figurava junto ao CREA-SE também como responsável técnico pela execução da obra, em que pese haver indícios de que não a assistia com frequência, havendo a presença diária de um construtor não habilitado.

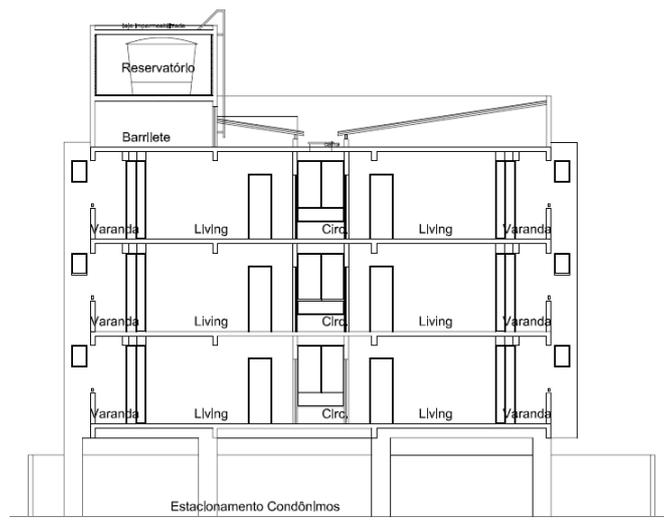


Figura 2 – Corte esquemático da edificação (Rosa, 2011)

### Estágio de execução por ocasião do colapso

A obra encontrava-se em fase final de execução de revestimento de pisos e paredes, e instalações. As fachadas encontravam-se concluídas conforme se pode ver na Figura 3.



Figura 3 – Vista da fachada posterior da obra antes do colapso em maio/2014 (fCREA, 2014)

### O acidente

Segundo CREA (2014), o colapso da edificação se deu por volta das 02:15h do dia 19 de julho de 2014,. Tendo em vista a presença de vítimas sob os escombros, de imediato teve início uma operação de resgate conduzida pelo Corpo de Bombeiros Militar de Sergipe com apoio técnico da Força Nacional, num total de 151 pessoas. As ações prolongaram-se até o meio-dia do dia seguinte ao do desabamento, num total de cerca de 34 horas de trabalho.

### Inspeção dos escombros

As visitas feitas ao local do sinistro permitiram que fosse verificada uma série de características da obra e anomalias construtivas. Dentre os vícios e imperfeições detectados (figuras 4 a 13), destacam-se revestimentos espessos, diferentes materiais utilizados nas lajes, desagregação e excessiva porosidade do concreto.



Figura 4 - Visita geral dos escombros (CREA 2014)



Figura 5 – Grande compactação dos escombros (CREA 2014)



Figura 6 - Espessura da camada de proteção mecânica da cobertura com 9 cm (CREA 2014)



Figura 7- Lajes pré-moldadas executada com blocos cerâmicos e excesso de concreto no capeamento com duas camadas perfazendo 12 cm aproximadamente (CREA 2014)



Figura 8 - Problema idêntico ao anterior em lajes com material inerte em isopor (CREA 2014)



Figura 9 - Alvenarias com excesso de revestimento. Emboço com 10cm de espessura (CREA 2014)



Figura 10 - Desagregação do concreto (CREA 2014)



Figura 11 – Enchimento de laje (CREA 2014)



Figura 12 - Armadura das nervuras (CREA 2014)



Figura 13 – Conc. poroso e desagregado (CREA 2014)

### **Levantamentos de campo e ensaios realizados**

A fim de subsidiar a análise das causas do desabamento foi feita uma série de estudos, cujas características estão resumidamente apresentadas a seguir:

#### Levantamento planialtimétrico (mapeamento) da superfície dos escombros

A movimentação da edificação no processo de ruína é um dos fatores que pode auxiliar na compreensão do mecanismo de colapso e, por consequência, indicar hipóteses para suas causas. A fim de obter tal informação foi elaborado um mapeamento dos escombros que indicou ter havido um deslocamento da edificação na direção sudeste, conforme adiante analisado (CREA, 2014).

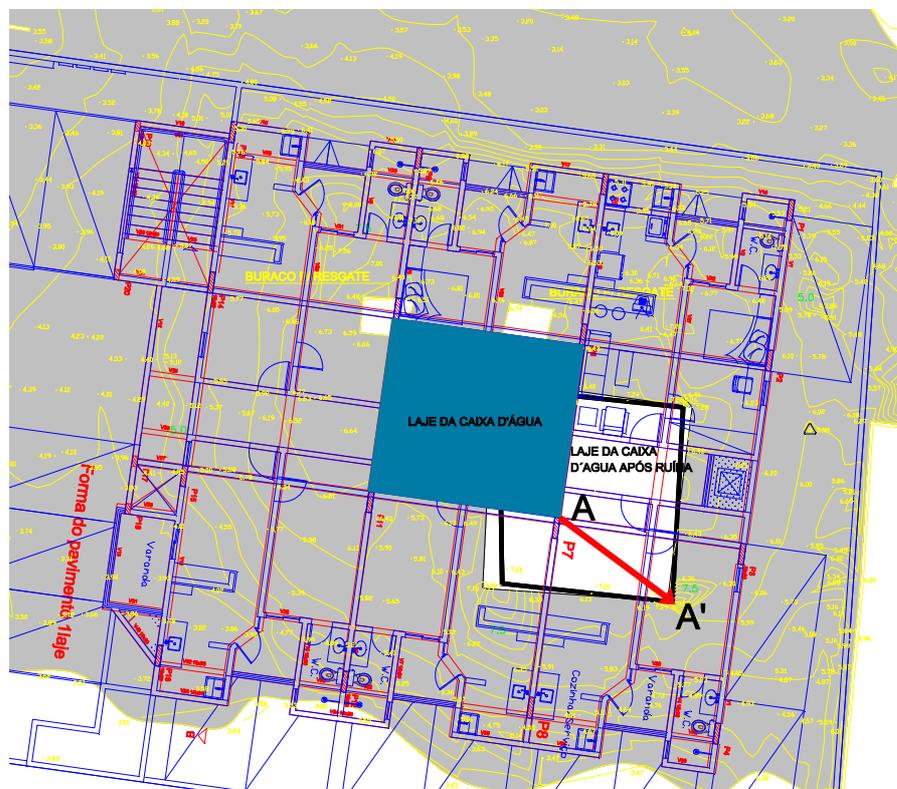


Figura 14 – Cadastramento planialtimétrico dos escombros com indicação do deslocamento do reservatório superior (CREA 2014)

Na Figura 14, que mostra uma superposição entre a arquitetura prevista, a estrutura e o levantamento topográfico, é possível ver que o ponto A, localizado em um dos vértices do reservatório elevado, deslocou-se para a posição A'. Isso demonstra que o edifício sofreu um deslocamento em relação à sua posição inicial na direção indicada pela seta.

#### Características do terreno de implantação do prédio

De acordo com os furos de sondagem (SONDA, 2014a) verifica-se que o terreno de fundação é caracterizado por uma camada superficial de areia fina, de compactidade fofa a medianamente compacta e cor amarela claro, seguida por outra

camada de areia fina, de compactidade pouco compacta a medianamente compacta, cor amarelo escuro. Abaixo das camadas superficiais, ocorre uma camada de areia fina siltosa, com presença de matéria orgânica, de compactidade fofa, cor cinza escuro, com espessura entre 0,55m e 0,85m. As camadas subjacentes são formadas por areia fina siltosa, compactidade compacta a muito compacta, de cor marrom claro.

Nos furos SP-01 e SP-04 foi identificada uma camada superficial de areia fina, semelhante aos furos SP-02 e SP-03. Entretanto, no furo SP-01, abaixo da camada de areia fina superficial encontra-se uma camada de argila orgânica, cor cinza escuro, de consistência rija, seguida por uma areia fina muito compacta de cor amarela escuro. Já no furo SP-04, abaixo da camada superficial de areia fina encontra-se uma camada de argila orgânica com areia fina, de consistência muito mole a média, cor cinza escuro, seguida por uma areia fina, compactidade muito compacta e cor marrom claro. Nas quatro sondagens o nível da água foi identificado entre 2,54m e 2,90m, medidos a partir da boca do furo.

#### Resistência mecânica dos concretos da obra obtidas numa primeira aproximação, por esclerometria

A fim de se obter uma avaliação inicial da estrutura de sustentação da obra (valores de resistência à compressão do concreto e carbonatação) foram feitos ensaios de esclerometria e profundidade de carbonatação em 5 (cinco) pilares, em diferentes níveis, e 3 (três) vigas dos níveis superiores.

Os resultados dos ensaios esclerométricos (GERENCIAL, 2014) revelaram grande variação de valores de resistência à compressão de 7,0MPa a 28,5MPa (Tabela 1). Destaque-se que, tendo em vista a dificuldade de realização dos ensaios devido à situação de ruína da edificação, não foi possível realizar previamente à esclerometria o ensaio de pacometria, o que pode em parte explicar as variações de valores obtidas.

Quanto ao ensaio de carbonatação, foi encontrado esse processo em 3 (três) das 8 (oito) peças ensaiadas, em valores máximos de profundidade de 1,0cm (GERENCIAL, 2014).

Tabela 1 – Resultados de ensaios de esclerometria e carbonatação (Gerencial, 2014)

<b>Elemento</b>	<b>Leitura</b>	<b>Carbonatação</b>	<b>MEDIÇÃO MPA</b>
<i>Pilar cobertura</i>	1537	-	7,0
<i>Viga reservatório</i>	1546	-	13,5
<i>Viga da penúltima laje</i>	1555	-	10,0
<i>Viga da penúltima laje</i>	1564	-	11,5
<i>Pilar lance do térreo</i>	1573	0,3cm	21,5
<i>Pilar lance do térreo</i>	1582	0,3cm	23,5
<i>Pilar lance do 1º pav</i>	1591		28,5
<i>Pilar lance do 4º pav (5º lance)</i>	1600	1 cm	24,5

### Resistências mecânicas dos concretos obtidas por rompimento de corpos de prova em testemunhos extraídos em elementos estruturais no local

Para se conhecer a resistência à compressão do concreto empregado na obra foram executados 7 (sete) ensaios sendo 3 (três) em vigas (V5, V32 e V37) e 4 (quatro) em pilares (P1, P8, P13 e P14). Os resultados encontrados demonstram grande variabilidade da resistência do concreto à compressão, indo de 7,7MPa a 34,5MPa (SONDA, 2014b), e podem ser vistos na Tabela 2.

Este intervalo grande de valores também é característico de concretos fabricados de forma manual e no canteiro de obras, uma vez que não há controle da dosagem ou da fabricação, ficando a quantidade de água adicionada a critério do operário responsável pela mistura dos componentes do concreto. Como a trabalhabilidade é diretamente proporcional à quantidade de água adicionada à mistura, é natural que os operários, para terem maior facilidade na homogeneização e no lançamento do concreto, adicionem mais água, o que diminui sobremaneira a sua resistência característica.

Tabela 2 – Resultados de ensaios de resistência à compressão (Sonda, 2014)

Local	d (cm)	h/d	fator	Carga (kN)	Tensão corrigida(MPa)
P14	10,02	1,53	0,953	88,6	10,7
V37	10,01	1,34	0,934	87,5	10,4
V5	10,01	1,26	0,926	71,2	8,4
P8	10,02	1,62	0,962	62,0	7,6
V32	10,06	1,40	0,94	231,6	27,4
P1	10,04	1,44	0,944	90,3	10,8
P13	10,04	1,44	0,944	218,7	26,1

### Ensaio de tração em barras de aço

Para se aferir a resistência à tração do aço utilizado na estrutura foram colhidas amostras que foram ensaiadas no Laboratório de Construção Civil da Universidade Federal de Sergipe. O gráfico tensão x deformação (Figura 15), no qual se vê que o valor da tensão de escoamento se aproxima de 600MPa e o módulo de elasticidade próximo ao valor teórico utilizado de 210GPa.

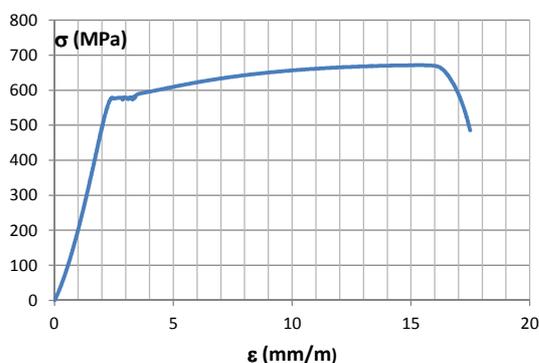


Figura 15 – Resultados de ensaios de resistência à tração (CREA, 2014)

### **Levantamento de hipóteses quanto às causas do acidente**

Processos de ruína de edificações usualmente são provocados por falhas de concepção (projeto), de execução (materiais e/ou processos), de manutenção ou devido a fatores exógenos (causas externas), não se descartando a ocorrência de mais de um desses fatores atuando concomitantemente (Gomide, Fagundes Neto e Gullo, 2009)

Considerando a fase em que se encontrava a edificação (ainda em execução), a hipótese de falha ou falta de manutenção foi descartada, o mesmo ocorrendo com a hipótese de ruína devido a fatores externos, visto não haver qualquer relato de tais ocorrências nos dias que antecederam o sinistro.

Analisando os entulhos, pode-se perceber que, face à superposição das lajes o colapso se deu com o esmagamento da estrutura de sustentação do pavimento formada pelos pilares em concreto armado.

Esse colapso pode ter obedecido a uma das sequências abaixo:

- i) Falha de um elemento de fundação de um determinado pilar anulando-o estruturalmente, com redistribuição da carga desse pilar aos circunvizinhos levando esses a esforços superiores aos de ruptura;
- ii) Falha de um ou mais pilares com idêntica consequência;
- iii) Falha de uma ou mais vigas, acarretando incremento de esforços em um ou mais pilares, levando-os ao colapso.

Essas falhas podem ter sido provocadas por:

- Inadequada concepção (modelagem) da estrutura;
- insuficiência das seções transversais (subdimensionamento) das peças (pilares), ou das taxas de armadura (aço), devido a processo inadequado de cálculo ou imprecisa avaliação das cargas e esforços atuantes na estrutura;
- má qualidade dos materiais básicos produzidos (concreto) ou empregados (aço);
- baixa qualidade de execução, controle inadequado ou inexistente, perda do controle das espessuras das peças e revestimentos, com considerável aumento do peso morto;
- pela associação de uma ou mais das causas enunciadas.

Com o intuito de estudar a(s) causa(s) do colapso foram feitas análises da estrutura da edificação e de suas fundações, conforme desenvolvido a seguir.

### **Análise das fundações**

De acordo com a planta de locação e cargas do projeto estrutural original (Almeida, 2012), a torre é suportada por 16 (dezesesseis) pilares, com carga mínima na fundação de 19,7 tf (P01) e máxima de 74,1 tf (P07). A periferia é composta por 04 (quatro) pilares com carga mínima na fundação de 4,3 tf (P17) e máxima de 9,5 tf (P20).

Foi adotada a solução de fundação superficial em sapatas isoladas considerando uma tensão admissível do terreno de 0,26 MPa (26 tf/m<sup>2</sup>) e cota de assentamento das sapatas de -1,62m (1,5m de profundidade em relação à cota do térreo - L0).

### Análise da solução de fundação adotada

Com relação à segurança nas fundações, a Norma brasileira NBR-6122 – Projeto e Execução de Fundações (ABNT, 2010) define que estruturas sensíveis a recalques devem ser analisadas considerando-se a interação solo-estrutura.

Ainda de acordo com a mesma norma, a determinação da tensão admissível ou tensão resistente de projeto a partir do estado limite de serviço (ELS) deve ser fixada com base nos princípios de que as tensões determinadas a partir do estado limite último (ELU) devem também atender ao estado-limite de serviço e que a tensão admissível ou tensão resistente de projeto é o valor máximo da tensão aplicada ao terreno que atenda às limitações de recalque ou deformação da estrutura, devendo ser respeitados os fatores de segurança.

### Taxa de carregamento na fundação

A taxa de carregamento na fundação é calculada como sendo a carga total da estrutura dividido pela sua área em planta e pelo número de pavimentos. O valor resultante, para empreendimentos em concreto armado e residenciais, varia entre 1,0 a 1,2 tf/m<sup>2</sup> por pavimento. Esse parâmetro é utilizado comumente para verificar se o carregamento utilizado no dimensionamento da estrutura e da fundação está coerente. Para as três situações analisadas, foram obtidos os seguintes valores:

Tabela 3 – Taxa de carregamento nas fundações (CREA, 2014)

Situação estudada	Parâmetro usual	Resultados obtidos
<i>Original (T+3)</i>	<b>De 1,0 a 1,2 tf/m<sup>2</sup></b>	<b>0,68 tf/m<sup>2</sup></b>
<i>Original (T+3) com cargas corrigidas</i>		<b>1,05 tf/m<sup>2</sup></b>
<i>Real (T+4)</i>		<b>1,10 tf/m<sup>2</sup></b>

Dos resultados obtidos (Tabela 3), verifica-se que para a situação original, a taxa de carregamento está abaixo dos valores padrão, enquanto que para as demais situações os valores obtidos estão coerentes com os valores padrão.

### Tensões atuantes na base das sapatas ( $\sigma_b$ )

Considerando-se as dimensões das sapatas indicadas em projeto e tomando-se os valores de carregamento apresentados nas plantas de locação e cargas para as 03 (três) situações de carregamento, chega-se aos seguintes valores de tensões nas bases das sapatas (Tabela 4).

Tabela 4 – Tensões atuantes na base das sapatas (CREA, 2014)

Situação estudada	Condição admitida em projeto	Tensões nas bases das sapatas
<i>Original (T+3)</i>	<b>26 tf/m<sup>2</sup></b>	<b>21,15 tf/m<sup>2</sup> ≤ <math>\sigma_b</math> ≤ 26,08 tf/m<sup>2</sup> (média de 24,12 tf/m<sup>2</sup>)</b>
<i>Original (T+3) com cargas corrigidas</i>		<b>27,67 tf/m<sup>2</sup> ≤ <math>\sigma_b</math> ≤ 50,4 tf/m<sup>2</sup> (média de 36,67 tf/m<sup>2</sup>)</b>
<i>Real (T+4)</i>		<b>36,86 tf/m<sup>2</sup> ≤ <math>\sigma_b</math> ≤ 56,85 tf/m<sup>2</sup> (média de 47,61 tf/m<sup>2</sup>)</b>

Verificação da tensão admissível ( $\sigma_s$ ) a partir do estado limite último.

A fim de efetuar a verificação das tensões adotadas em projeto, procedeu-se a determinação da tensão admissível a partir do estado limite último, através do método teórico da capacidade de carga de Terzaghi.

A Tabela 5 apresenta os valores das tensões admissíveis ( $\sigma_s$ ) encontradas para os pilares mais carregados de cada furo de sondagem, bem como os fatores de segurança (F.S.) calculados por meio da divisão entre a tensão admissível ( $\sigma_s$ ) e a tensão atuante ( $\sigma_b$ ), para cada uma das situações em análise.

Tabela 5 – Tensões admissíveis (CREA, 2014)

Sondagem	Situação 1			Situação 2		Situação 3	
	$\sigma_s$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (tf/m <sup>2</sup> )	F.S.	$\sigma_b$ (tf/m <sup>2</sup> )	F.S.	$\sigma_b$ (tf/m <sup>2</sup> )	F.S.
SP-01	5,8	8,85	0,66	11,37	0,51	14,95	0,39
SP-02	6,63	9,45	0,7	14	0,47	20,7	0,32
SP-03	6,55	19,2	0,34	33,53	0,2	42,51	0,15
SP-04	6,63	9,9	0,67	16,48	0,4	19,15	0,35

**\*Valores referentes ao pilar mais carregado, representado por cada furo de sondagem.**

A determinação da tensão admissível ou da tensão resistente de projeto a partir do estado-limite último (ELU), através do método teórico, permite comprovar que as tensões adotadas em projeto não atendem as condições normativas referentes à segurança contra a ruptura.

Conclui-se assim, que do ponto de vista da capacidade de carga geotécnica, os fatores de segurança contra a ruptura (estado-limite último) estabelecidos por norma não estão sendo atendidos mesmo para a Situação 01 (planta de locação e cargas apresentada no projeto legal).

Verificação da tensão admissível a partir do estado limite de serviço.

A fim de efetuar a verificação das tensões adotadas em projeto, em relação ao estado limite de serviço, procedeu-se a estimativa de recalque através da aplicação do método de Schmertmann, para as camadas granulares, combinado com o cálculo de recalque por adensamento primário da camada de argila. Deve-se registrar que esta análise já seria dispensável para o caso em estudo, posto que a condição referente ao estado-limite último não foi atendida.

Na Tabela 6 estão apresentados para cada furo de sondagem, os valores dos recalques obtidos dos pilares mais carregados, para cada uma das situações em análise.

Tabela 6 – Estimativas de recalques (CREA, 2014)

Recalque final - Combinação dos métodos (cm)			
Sondagem	Situação 1	Situação 2	Situação 3
SP-01	2,76	3,45	4,41
SP-02	4,80	6,71	9,02
SP-03	13,81	17,57	19,38
SP-04	7,51	10,51	11,57

A estimativa de recalque efetuada aponta para a ocorrência de valores de recalques acima dos toleráveis, causados pela presença da camada de argila situada pouco abaixo da base da fundação. Em função dos valores de recalque estimados e variação dos perfis de sondagem, verifica-se que a fundação projetada estaria sujeita a ocorrência de recalques diferenciais e distorções angulares acima do limites estabelecidos como toleráveis na literatura técnica.

#### **Análise da estrutura de concreto armado**

De acordo com a concepção original feita pelo projetista (Almeida, 2012), trata-se de uma estrutura convencional de concreto armado, moldada *in loco*, com vigas, pilares e lajes maciças. O pavimento térreo, pilotis, foi destinado aos estacionamentos e os demais com destino ao uso residencial.

No projeto estrutural da edificação consta em algumas pranchas de desenho a especificação de concreto ora com resistência à compressão de 50 MPa, ora de 25 MPa, não ficando claro a quais peças estas resistências se aplicam.

Outras falhas de projeto verificadas foram na prancha 1, que contém as cargas na fundação, as cargas não estão explicitadas por hipótese (permanente, sobrecarga, vento, etc.), como também não é informado se os valores apresentados são de projeto ou característicos (majoradas por coeficiente de segurança ou não). Já na segunda prancha, é possível observar a total ausência de notas, informando cobrimento a ser utilizado, cargas consideradas, a classe de agressividade ambiental adotada, etc. São especificadas três resistências à compressão do concreto, uma na tabela “Características do material” onde se especifica a resistência do concreto de 500 kgf/cm<sup>2</sup> para pilares e vigas, e 250 kgf/cm<sup>2</sup> para as sapatas. Já na informação do quantitativo de concreto (volume de concreto), na mesma prancha (que mostra apenas armação de vigas e fôrma), mostra-se concreto classe C-20, o que corresponde, de acordo com a classificação utilizada pela NBR 6118:2007, concreto com resistência à compressão de 20MPa (200kgf/cm<sup>2</sup>).

Nota-se a ausência de cotas nas fôrmas, o que facilita ou induz a erros durante a execução da obra uma vez que é necessário utilizar o escalímetro no campo para que sejam conhecidas as distâncias entre os elementos. O detalhamento dos pilares é bastante simplificado, não mostrando a prumada

(desenvolvimento da dimensão vertical do pilar), para que se visualizem as alterações das armações longitudinais ao longo da altura.

O lançamento da estrutura atendeu à arquitetura, no que diz respeito às posições de esquadrias, dimensões de cômodos e fachadas. Notou-se alteração da posição do reservatório elevado, que na arquitetura é prevista à noroeste da edificação, e foi deslocada no projeto estrutural apoiando-se sobre os pilares P02, P03, P06 e P07.

#### Modelagem da estrutura

Da modelagem feita, de acordo com as normas NBR 6120:1980 e NBR 8681:2003, foram extraídos os valores das cargas mostrados na Tabela 7 a seguir (coluna 4), as quais comparadas com as indicadas pelo autor do projeto (coluna 5), apresentam-se todas superiores, cuja relação está indicada na coluna 6.

Tabela 7 – Cargas atuantes (CREA, 2014)

Elemento	Permanente	Sobrecarga	Total	Projeto	Total/projeto
P1	32,36	3,38	35,74	19,7	1,81
P2	72,81	8,39	81,2	39	2,08
P3	86,07	10,57	96,64	38,9	2,48
P4	50,1	5,72	55,82	25,3	2,21
P5	57,06	7,45	64,51	36,9	1,75
P6	114,27	17,15	131,42	67,2	1,96
P7	143,5	21,82	165,32	74,1	2,23
P8	74,94	10,51	85,45	47	1,82
P9	63,65	8,06	71,71	31,8	2,26
P10	111,24	17,16	128,4	66,2	1,94
P11	130,56	20,78	151,34	71,9	2,10
P12	94,13	12,99	107,12	44,7	2,40
P13	34,37	3,55	37,92	22,9	1,66
P14	78,94	11,38	90,32	53,7	1,68
P15	93,04	13,5	106,54	50,9	2,09
P16	59,94	7,3	67,24	34,5	1,95
P17	6,46	0,39	6,85	4,3	1,59
P18	12,27	1,27	13,54	7,3	1,85
P19	8,28	0,55	8,83	6,6	1,34
P20	9,32	1,09	10,41	9,5	1,10

Observa-se uma grande discrepância das cargas obtidas com a modelagem em relação àquelas que constam no projeto estrutural original. Em alguns casos valores uma vez e meia superior (148%), como é o caso do pilar P03.

Uma segunda verificação foi feita, excluindo-se as cargas relativas ao peso das alvenarias. Nesse caso é possível ver que a relação entre o valor encontrado na análise e aquele informado no projeto é em torno de 1,0.

Dessa análise é possível concluir que as cargas referentes a alvenaria possivelmente não foram consideradas.

#### Verificação das lajes na situação de projeto

Para realizar a verificação das lajes foi identificado em qual domínio de deformação a mesma trabalha, e depois calculado o momento máximo resistido pela

laje. Caso o Momento Resistente ( $M_{res}$ ) seja maior que o Momento Atuante ( $M_K$ ) a laje resiste aos esforços.

Verificou-se a laje com maior momento (L17), já que as alturas são constantes nos pavimentos e as sobrecargas foram consideradas iguais. As ações atuantes consideradas foram: peso próprio, revestimento, sobrecarga e vento.

Nesse caso, a seção de aço utilizada nas lajes é compatível com os esforços atuantes. No que se refere à deformação (flecha), a laje atende o estado limite último de deformação excessiva, conforme prescreve a NBR 6118:2007. A Figura 18 demonstra as verificações feitas.

$M_d = 2,9 \text{ kN.m/m}$  (direção y)  
 $A_s = 1,94 \text{ cm}^2$   
 $b = 1 \text{ m}$   
 $h = 0,08 \text{ m}$   
 $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$   
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$   
 $d = 0,06 \text{ m}$

$x = A_s \cdot f_{yd} / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8) = 0,009 \text{ m}$  (0,9 cm)  
 Domínio 2 com  $\xi_c < 2\%$   
 \*\*Momento máximo resistido  
 $z = 0,057 \text{ m}$   
 $M_{d,res} ==> 4,68 \text{ kN.m/m}$   
 Momento atuante ==> 2,90 kN.m/m

Figura 18 – Verificação de momento na laje L17 (CREA, 2014)

### Verificação das vigas na situação de projeto

Para a situação original do projeto, a verificação foi feita com os esforços obtidos através de envoltória, ou seja, a combinação mais desfavorável de esforços, considerando a atuação simultânea das ações e com valores conforme previsto na norma NBR 8681:2003. As vigas foram verificadas levando em conta os coeficientes de minoração das resistências de acordo com a norma vigente. Foram estudadas as vigas V27 e V37 que apresentaram resultados semelhantes. A seguir são apresentados os estudos feitos para a primeira.

A Figura 16 mostra o gráfico da envoltória de momento fletor da viga V27 e na Figura 17 se tem o estudo da Seção 1 da citada viga, o que foi repetido para as demais seções.

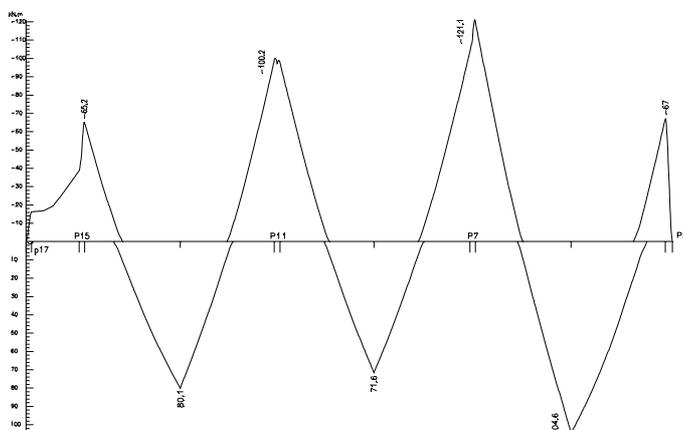


Figura 16 - Envoltória de momento fletor da viga V27 do 3º pavimento - unidade kN.m (CREA, 2014)

### Seção 1

$A_s = 3,2 \text{ cm}^2$   
 $b = 0,2 \text{ m}$   
 $h = 0,4 \text{ m}$   
cobrimento =  $0,03 \text{ m}$   
 $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$   
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$d = 0,36 \text{ m}$   
 $x = A_s \cdot f_{yd} / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot w \cdot 0,8) = 0,072 \text{ m}$   
Domínio 2 com  $\rho_c > 2\%$   
\*\*Momento máximo resistido  
 $M_{d,res} ==> 44,92 \text{ kN.m}$   
Momento atuante  $==> 65,2 \text{ kN.m}$

**Conclusão:** a seção não resiste aos esforços atuantes.

Figura 17– Verificação de momento na viga V27 (CREA, 2014)

A verificação à força cortante foi realizada usando-se o modelo I da NBR 6118:2007, no qual a inclinação das diagonais é fixa em  $45^\circ$ . Uma vez que a viga V27 apresenta a mesma área de armadura transversal em toda a sua extensão, verificou-se apenas a seção com maior força cortante.

A Figura 18 mostra a envoltória de força cortante para a referida viga enquanto que a Figura 19 traz o demonstrativo dos cálculos efetuados.

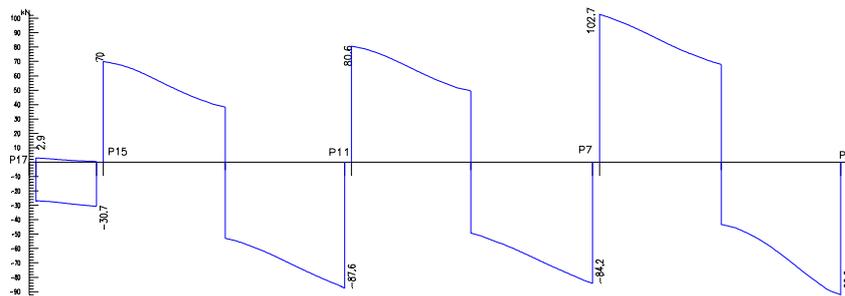


Figura 18 - Envoltória de força cortante da viga V27 do 3º pavimento - unidade kN (CREA, 2014)

$A_s ==> 3,27 \text{ cm}^2/\text{m}$

$b = 0,2 \text{ m}$

$d = 0,4 \text{ m}$

$h = 0,36 \text{ m}$

$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

$f_{yk} = 600 \text{ MPa}$  (CA 60)

Parcela de contribuição do concreto

$V_c ==> 0,09 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d = 53,05 \text{ kN}$  (Modelo I da NBR 6118:2007, Item 17.4.2.2)

Verificação do esmagamento das bielas

$V_{rd2} ==> 0,27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 283,88$

kN

Parcela dos estribos

$V_e = 61,4 \text{ kN}$

Cortante resistido

$V_{rd} = 114,47$

Cortante atuante =  $102,7 \text{ kN}$

**Conclusão:** a seção suporta os esforços atuantes

Figura 19 – Verificação de esforço cortante na viga V27 (CREA, 2014)

Como pode ser visto nos cálculos efetuados anteriormente, a viga V27 apresenta armadura de flexão insuficiente para os esforços obtidos considerando as cargas conforme prevê norma ABNT e a prática vigente no meio técnico.

#### Verificação dos pilares na situação de projeto

Uma vez que todos os pilares (com exceção de P17, P18, P19 e P20), têm a mesma seção transversal de 15cm x 60cm, a análise foi feita nos pilares mais representativos, quais sejam, P08 e P07, este último o mais carregado. O lance desses pilares, escolhido para verificação, foi entre o cintamento e a 1ª laje, pois nesse trecho há a atuação de maior força normal em conjunto com momento fletor. Nos lances superiores aumentam os momentos e diminui a força normal.

A verificação foi feita pelo método exato, já que se trata de pilar submetido à compressão oblíqua. Como os pilares apresentam a menor dimensão inferior a 19cm, a NBR 6118:2007 prescreve que os esforços sejam majorados pelo coeficiente apresentado na tabela do item 13.2.3 da referida norma, reproduzida na Tabela 15.3:

Os esforços obtidos da análise para o pilar P07 são os seguintes:

<u>Permanente</u>	<u>Sobrecarga de utilização</u>	<u>Vento</u>
$N_g = 939,1 \text{ kN}$	$N_q = 164,4 \text{ kN}$	$N_v = 8,8 \text{ kN}$
$M_{xg} = -10,6 \text{ kN.m (base)}$	$M_{xq} = -1,3 \text{ kN.m (base)}$	$M_{xv} = -8,1 \text{ kN.m (base)}$
$M_{xg} = 22,0 \text{ kN.m (topo)}$	$M_{xq} = 2,9 \text{ kN.m (topo)}$	$M_{xv} = 7,0 \text{ kN.m (topo)}$
$M_{yg} = 3,0 \text{ kN.m (base)}$	$M_{yq} = 0,5 \text{ kN.m (base)}$	$M_{yv} = 8,1 \text{ kN.m (base)}$
$M_{yg} = -4,7 \text{ kN.m (topo)}$	$M_{yq} = -0,9 \text{ kN.m (topo)}$	$M_{yv} = -9,1 \text{ kN.m (topo)}$

Empregando-se os coeficientes previstos na NBR 8681:2003 obtêm-se os seguintes esforços majorados:

$N_d = 1552,3 \text{ kN}$ ;  $M_{xd} = -28,08 \text{ kN.m (base)}$ ,  $M_{xd} = 51,15 \text{ kN.m (topo)}$ ,  $M_{yd} = 22,24 \text{ kN.m (base)}$  e  $M_{yd} = -23,94 \text{ kN.m (topo)}$

A carga máxima de um pilar em compressão centrada pode ser avaliada através da expressão:

$$N_{d,res} = 0,85 \cdot f_{cd}(b_w \cdot h - A_s) + A_s \cdot \sigma_2$$

Onde :

$A_s$  – área de aço da seção

$\sigma_2$  - tensão na armadura para uma deformação de 2‰

A expressão acima corresponde a toda seção comprimida com uma deformação de 2‰, o que corresponde ao domínio 5, com a linha neutra no infinito.

Aplicando a equação acima ao pilar P07, utilizando os coeficientes de minoração de 1,4 para o concreto e 1,15 para o aço e  $f_{ck}$  de 20MPa, conforme norma NBR 6118:2007, obtêm-se  $N_{d,res} = 1500 \text{ kN}$ . Portanto, a seção não atende aos esforços atuantes, combinados conforme norma.

O mesmo procedimento foi realizado para o pilar P08, com resultados semelhantes.

### Situação real de obra

Neste item a estrutura é avaliada conforme executada, ou seja, com cinco lajes, pré-fabricadas, do tipo treliçada, revestimento com espessuras obtidas das observações feitas durante as inspeções nos escombros e com as resistências do concreto obtidas dos ensaios de testemunhos extraídos.

### Cargas atuantes

As cargas atuantes na estrutura consideradas na análise foram apenas o peso próprio, o peso do revestimento e a ação do vento. Não foi considerada sobrecarga de utilização, uma vez que o edifício ainda não estava em uso.

O peso próprio foi avaliado considerando o peso específico do concreto ( $25\text{kN/m}^3$ ), o peso das alvenarias (peso específico de  $13\text{kN/m}^3$  com uso de bloco cerâmico e espessura de 12cm) e o peso da argamassa de revestimento ( $21\text{kN/m}^3$  com espessura de 3cm).

Em algumas peças a camada de revestimento foi superior ao valor considerado. Como não foi possível medir esta espessura em todos os locais, adotou-se o valor de 3cm normalmente considerado.

O reservatório elevado foi considerado na sua posição conforme executado, no centro da edificação, diferente do que consta no projeto original.

As lajes foram consideradas com capa de 9,0cm, de acordo com medições realizadas nos escombros, onde se mediu a espessura na cobertura e na laje imediatamente inferior.

A espessura da camada de argamassa de regularização na cobertura e na laje inferior foi considerada, conforme medições nos escombros, igual a 6cm.

### Verificação das lajes na situação real de obra

Neste tópico, o objetivo foi analisar a laje L17 de um dos níveis, o nível da cobertura, por certo uma das lajes mais desfavoráveis deste pavimento da estrutura. O modelo usado para a análise é o de laje nervurada, com as nervuras pré-moldadas, treliçadas, e enchimento em isopor.

Foi verificada a laje L17 conforme executada "in loco", quanto à sua capacidade resistente no ELU (Estado Limite Último), notadamente no que se refere o item 10.3 b da NBR 6118:2007, e no ELS (Estado Limite de Serviço), especialmente aos relacionados à durabilidade da estrutura e ao conforto do usuário (deformações excessivas).

Para efeito da análise, como não foi possível a extração de corpos de prova nas lajes, a resistência à compressão do concreto das lajes será de 20MPa, conforme utilizado no projeto original, e os aços considerados foram CA-50 e CA-60.

Considerando-se as cargas atuantes, as características geométricas da laje, e calculados os esforços de cisalhamento e de flexão e cálculo da flecha verificou-se que, embora resista aos esforços de cisalhamento, a laje não resiste aos esforços de flexão por insuficiência de armadura, bem como apresenta flecha de 5,78cm (L/47) em muito superior ao o limite de L/250 (1,08cm) prescrito na NBR 6118:2007.

### Verificação das vigas na situação real de obra

Nessa situação foram analisadas as vigas V27, por ser uma das mais carregadas, e a V37, pela análise já feita na situação do projeto original e por se ter os resultados da resistência à compressão obtidos através do ensaio nos corpos de prova extraídos. Os esforços utilizados para a análise foram apenas peso próprio, alvenaria, revestimento e vento. Estes esforços não foram combinados ou majorados, usou-se apenas soma simples.

Adotou-se para a resistência do concreto 8,4MPa, que foi a menor resistência obtida para as vigas, de acordo com o relatório de extração de testemunhos.

Como os cálculos verificou-se que a viga V27 rompe mesmo quando se considera a resistência do aço obtida no ensaio a partir de amostras colhidas nos escombros.

A viga V37, da qual foram extraídos dois testemunhos, também foi avaliada na seção de maior momento (apoio dado por V27), apresentando resistência insuficiente.

### Verificação dos pilares na situação real de obra

Na situação real do edifício, as ações foram tomadas com seus valores característicos e somadas diretamente sem combinação e sem majoração. Considerou-se apenas o peso próprio dos elementos, as alvenarias e vento e não se computou a sobrecarga de utilização. Foram analisados os mesmos pilares: P07 e P08, pelas razões já descritas anteriormente.

Para o pilar P07 a verificação feita apontou que os valores atuantes de compressão são 56% superiores ao que a seção do pilar resiste. Apesar da esbeltez da seção na direção y superar a esbeltez limite, a verificação dos efeitos de 2ª ordem foi dispensada, uma vez que a seção não suporta o esforço normal sem a atuação dos momentos fletores.

Resultados semelhantes foram encontrados para o estudo do pilar P08 que indica que provavelmente a ruptura do edifício se deu por insuficiência da seção de um dos pilares P07 ou P08.

### Mecanismo do colapso

Através do levantamento topográfico realizado nos escombros (ver Anexo X), é possível ver que o edifício não desmoronou sobre seu próprio eixo e sim apresentando deslocamentos horizontais.

Não se teve conhecimento sobre ocorrência de vibrações em lajes, nem deformações em lajes ou em vigas. Também não foi relatado surgimento de fissuras nas alvenarias de vedação ou em elementos estruturais, bem como deslocamentos verticais (recalques) das fundações.

Apesar das vigas apresentarem seções insuficientes, como já citado, é pouco provável que estas tenham rompido e desencadeado o denominado colapso progressivo dos demais elementos, sem que estas deixassem de atender aos estados limites de serviço, ou seja, sem que fossem inicialmente percebidas fissuras e deformações verticais (flechas excessivas).

Da análise dos itens anteriores, é possível ver que os elementos com maior discrepância entre esforços atuantes e capacidade resistente são os pilares analisados. Como exposto anteriormente, os pilares apresentam ruptura abrupta, por

trabalharem predominantemente à compressão, não demonstrando se estão ou não na iminência da ruptura.

Dessa forma, levando em consideração esse fato, a topografia dos escombros e a superposição desta com a arquitetura/estrutura, é possível afirmar que a ruptura da edificação iniciou-se por um dos pilares, P7 ou P8, haja vista o deslocamento imposto ao edifício, quando da sua ruína.

### **Conclusões**

De acordo com os estudos feitos a já apresentados, pode-se concluir que o desabamento do Ed. Coroa do Meio ocorreu devido a uma associação de erros de projeto e de execução, conforme detalhado a seguir.

#### Erros de projeto (dimensionamento de fundações e estrutura de concreto armado)

No que diz respeito às fundações verificou-se que do ponto de vista da capacidade de carga geotécnica os fatores de segurança estabelecidos por norma não foram atendidos ainda na situação referente ao projeto original, sem a majoração das cargas devidas ao não cumprimento das espessuras das peças.

Também foi constatado que o carregamento indicado na planta de locação e cargas original está subestimado e que o projeto foi desenvolvido sem que tenham sido feitas sondagens no terreno.

A estimativa de recalques efetuada aponta para a ocorrência de recalques acima dos limites toleráveis, causados pela presença de camada de argila situada pouco abaixo da base da fundação. Em ocorrendo os prováveis recalques de fundação acima dos limites toleráveis, conforme já descrito, ocorreriam solicitações adicionais à estrutura de concreto armado da edificação, o que poderia contribuir para a sua ruína.

Com relação às vigas os resultados obtidos para as vigas analisadas V27 e V37 demonstraram insuficiência de armadura para combate aos momentos fletores em todas as seções transversais onde se situam os esforços máximos, muito embora tenham atendido aos esforços provocados pelas forças cortantes. As vigas analisadas não apresentaram capacidade resistente suficiente, mesmo sem a aplicação dos coeficientes de segurança das ações e dos materiais.

Quanto aos pilares analisados da estrutura, P07 e P08, estes apresentaram resistências incompatíveis com as solicitações atuantes, tanto na versão original do projeto, quanto nas condições em que a obra foi executada. Na versão original do projeto, os elementos da estrutura com situação crítica foram não só as vigas, mas principalmente os pilares, onde os esforços atuantes superaram em muito a capacidade resistente.

#### Erros na execução da obra

Conforme verificado a obra vinha sendo executada sem a atuação regular de engenheiro e sem a atuação de mestre de obras. Outro fato relevante é de que o concreto era produzido na obra sem elaboração de traço específico, com quantidades de materiais medidas em carros de mão, sem medição do abatimento por meio de slump-test antes do lançamento nas formas e sem retirada de corpos de prova para aferição da resistência mecânica, contrariando frontalmente a norma

NBR 14931/2014 – Execução de estruturas de concreto – procedimento. Tal prática levou à produção de concretos heterogêneos, de baixa resistência e, conseqüentemente, de baixa qualidade.

Também chama a atenção na vistoria dos escombros a excessiva espessura de revestimentos de paredes de fachada e de lajes de piso, impondo à estrutura uma sobrecarga não prevista.

Outro erro relevante de execução diz respeito ao fato de ter sido acrescido mais um pavimento-tipo à edificação, sem que tenha sido feito um novo projeto tanto de arquitetura (para aprovação pela EMURB) quanto estrutural e de fundações, já que esse acréscimo implicou numa majoração de cargas.

Mesmo a substituição das lajes maciças inicialmente projetadas por lajes nervuradas deveria ser objeto de análise pelo projetista, visto que tal mudança traz implicações não só nas cargas atuantes como também na rigidez da estrutura.

A espessura de 8cm e a área da seção da armadura usada na construção atendem aos esforços de cálculo referentes ao projeto original (com laje maciça), mas demonstraram ser insuficientes para a situação real (laje pré-moldada), pois seria necessária a adição de mais 1Ø 4,2mm em cada nervura (1/3 a menos do que o necessário). Essa deficiência, entretanto não seria suficiente para provocar o colapso da estrutura.

No que diz respeito aos pilares, P07 e P08, estes não apresentaram resistência suficiente aos esforços atuantes. No caso de P07, a carga atuante é 56% superior ao que a seção resiste, assumindo para este, resistência à compressão igual àquela obtida nos ensaios dos testemunhos extraídos. Essa discrepância da capacidade resistente com as cargas atuantes é decorrência da não consideração da carga de alvenaria sobre as vigas, da mudança de posição do reservatório (diferente do projeto), do acréscimo de um pavimento e ainda da resistência à compressão do concreto muito inferior ao valor especificado no projeto. Para o pilar P08 a situação é idêntica, sendo os valores dos esforços atuantes superiores aos suportados pelo pilar, situação esta agravada no meio do vão, face aos esforços de segunda ordem aí atuantes.

Não se considerou na análise a interação solo-estrutura, decorrência das deformações do solo quando carregado. Essa interação pode proporcionar de um modo geral, um alívio de carga dos pilares internos e acréscimo dos pilares da periferia do edifício. Neste caso, teríamos alívio de carga do pilar P07 e acréscimo do pilar P08, colaborando mais ainda para a ruptura.

Também causa estranheza a modificação da posição do reservatório de água superior, inicialmente projetado pelo arquiteto para ser localizado no vértice nordeste da edificação, posteriormente deslocado para o interior da edificação na sua porção leste (sobre os pilares P02, P03, P6 e P07), e finalmente executado no centro da edificação sobre os pilares P06, P07, P10 e P11.

#### Mecanismo do colapso

A ruptura da edificação teve início por um dos pilares P07 ou P08, desencadeando o colapso progressivo.

## **Referências bibliográficas**

ABNT, NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento, Rio de Janeiro, 2007a.

ABNT, NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – procedimento, Rio de Janeiro, 1980.

ABNT, NBR 6122 – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT, NBR 13752 – Norma de Perícias de Engenharia na Construção Civil, Rio de Janeiro, 1996.

ALMEIDA, Antônio Carlos – Projeto estrutural – Construção inicial, Aracaju, 2012

CREA-SE, Parecer Técnico de Análise das Causas do Desabamento do Ed. Coroa do Meio, Aracaju, 2014.

GERENCIAL Engenharia, Relatório de Ensaio Não Destrutivos-END – Esclerometria s/nº, Aracaju, 2014.

GOMIDE, T. L.; FAGUNDES Neto, J. C. P e GULLO, M. A. – Engenharia Diagnóstica em Edificações, São Paulo, PINI, 2009

IBAPE-SP – Inspeção predial: check-up predial: guia da boa manutenção, São Paulo, LEUD, 2009

ROSA, Herval - Projeto residencial – Residência multifamiliar, Aracaju,

SONDA Engenharia e Construções Ltda., Relatório de Sondagens de Simples Reconhecimento de Solo com SPT SSG Nº 165/14, Aracaju, 2014a.

SONDA Engenharia e Construções Ltda., Ensaio de Extração e Análise de Testemunhos s/nº, Aracaju, 2014b.