



UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO
PRÓ-REITORIA ACADÊMICA – PRAC
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DE VIABILIDADE DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO
ARMADO PROJETADOS PARA PERMITIR A RUPTURA DE
QUALQUER DOS SEUS PILARES NA BASE**

MIRELLA ARAUJO TAVARES DA ROCHA SANTOS

Recife, Fevereiro 2012

MIRELLA ARAUJO TAVARES DA ROCHA SANTOS

**ESTUDO DE VIABILIDADE DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO
ARMADO PROJETADOS PARA PERMITIR A RUPTURA DE
QUALQUER DOS SEUS PILARES NA BASE**

Dissertação apresentada à Universidade Católica de Pernambuco como requisito parcial, exigido pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Tecnologia das Construções, orientada pelo Professor Doutor Romilde Almeida de Oliveira.

Recife
2012

S237e

Santos, Mirella Araujo Tavares da Rocha

Estudo de viabilidade de edificios em concreto armado projetados para permitir a ruptura de qualquer dos seus pilares na base / Mirella Araujo Tavares da Rocha Santos ; orientador Romildo Almeida de Oliveira ; co-orientador Túlio Nogueira Bittencurt, 2012.

149 f. : il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Católica de Pernambuco. Pró-reitoria Acadêmica. Curso de Mestrado em Engenharia Civil, 2011.

1. Engenharia Civil. 2. Estabilidade estrutural. 3. Engenharia de estrutura. 4. Colunas. 6. Concreto armado. I. Título.

CDU 624.012.45

TERMO DE APROVAÇÃO

MIRELLA ARAUJO TAVARES DA ROCHA SANTOS

**ESTUDO DE VIABILIDADE DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO
ARMADO PROJETADOS PARA PERMITIR A RUPTURA DE
QUALQUER DOS SEUS PILARES NA BASE**

Dissertação de Mestrado submetida ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, com ênfase em Tecnologia das Construções.

Aprovada por:

Prof. Romilde Almeida de Oliveira, D. Sc.
(Orientador – Engenharia Civil – UNICAP)

Prof. Fernando Artur Nogueira Silva, D. Sc.
(Examinador interno – Engenharia Civil – UNICAP)

Prof. Paulo de Araújo Régis, D. Sc.
(Examinador externo – Engenharia Civil – UFPE)

Recife, PE – Brasil
Fevereiro, 2012

Dedicatória

Primeiramente a Deus, ao qual devo tudo que tenho. Ao meu marido André e filho Arthur, aos meus pais Pedro e Socorro, e aos meus sogros Genival e Graça, pela dedicação, companheirismo, compreensão e amor em todos os momentos desta caminhada.

Agradecimentos

Agradeço, primeiramente, a Deus por proporcionar-me a conclusão de mais essa etapa na minha vida.

Ao meu marido André e filho Arthur pelo grande apoio e estímulo que me deram durante todo curso.

Agradeço ainda aos meus pais Pedro e Socorro que me ofereceram amor e educação durante toda a minha caminhada, fatores preponderantes para a conclusão deste trabalho. Estendo as homenagens a minha sonha Graça, ao meu sogro Genival e a minha cunhada Ana Paula pela ajuda fundamental e inestimável.

E os meus sinceros agradecimentos aos professores do mestrado da Universidade Católica de Pernambuco e, em especial, ao Professor Fernando Artur Nogueira Silva e ao meu orientador Romilde Almeida de Oliveira que possibilitou o aprendizado adquirido com a orientação realizada na elaboração desta dissertação. E por fim, à CAPES que forneceu a bolsa de estudos tão importante para a realização deste estudo.

RESUMO

Nas últimas décadas, ocorreram alguns acidentes em estruturas de concreto armado, como o desabamento do Edifício Areia Branca, na Região Metropolitana do Recife, o desmoronamento parcial do Edifício Palace II, na cidade do Rio de Janeiro e o colapso do Edifício Real Class, em construção, em Belém do Pará. Mais recentemente os casos do Edifício Liberdade no Rio de Janeiro e Senador em São Bernardo, SP. Sabe-se que, com as condições usuais de projeto ocorrendo ruptura em um dos pilares de uma estrutura de concreto armado haverá a possibilidade do chamado "efeito dominó", ou seja, poderá ocorrer o colapso progressivo envolvendo todos os pavimentos. Este fato, na maioria dos casos, impossibilita a recuperação da edificação, causando prejuízos financeiros e, principalmente, risco de morte a trabalhadores ou moradores que se encontrem no local. É cada vez mais comum a construção de prédios altos e esbeltos com pequeno número de pilares. Estas características, no caso de haver ruptura brusca em um dos apoios, podem agravar a situação significativamente. Plataformas marinhas offshore de petróleo são projetadas de tal forma que havendo a ruptura de um dos elementos de apoios como estacas ou amarras os n-1 elementos remanescentes asseguram a estabilidade do conjunto, evitando o colapso da estrutura. Baseado neste conceito o presente estudo visa encontrar condições de projeto de edifícios em que a estabilidade seja assegurada em caso de perda de um dos pilares, aumentando assim a robustez, permitindo que a estrutura sobreviva a situações imprevisíveis ou não usuais. O trabalho apresenta uma aplicação ao caso de um edifício com estrutura de concreto armado, projetado de acordo com a NBR 6118:2007. É feita a análise de verificação da viabilidade técnica e financeira da solução adotada.

Palavras-chave: Estabilidade, Pilares, Colapso Progressivo, Robustez.

ABSTRACT

In recent decades, some accidents occurred in reinforced concrete structures, such as the collapse of the Areia Branca Building in the Metropolitan Region of Recife, the partial collapse of the Palace II Building in the city of Rio de Janeiro and the collapse of the Real Class Building, during construction in Belém, Pará. Most recently, the Liberdade Building in Rio de Janeiro and Senador Building in São Bernardo, SP. Knows that at case of collapse of one of the columns of a reinforced concrete structure similar to "domino effect", that is will be a progressive collapse involving all floors. This fact, in most cases, precludes recovery of the building, causing financial losses and, especially, risk of death to workers or residents who are, by chance, on the site. It is increasingly common to construct tall buildings and slender with small number of columns. These characteristics, if there is a sharp break in the backups, can aggravate the situation significantly. Offshore oil platforms, are designed so that there at case of a collapse of any support, the structure do not collapse. Based on this concept, the present study aims to find conditions of design in which stability is ensured, with the loss of one of the columns, thus increasing robustness, permits the structure to survive to the unexpected or unusual situations. This work presents the application to the case of a reinforced concrete building, designed according to NBR 6118:2007. The work makes possible the verification of technical and financial feasibility of the solution.

Keywords: Stability, Columns, Progressive Collapse, Robustness.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	19
1.1 Importância da pesquisa e Justificativa	19
1.1.1 Manutenção Predial no Brasil	23
1.1.2 Vida Útil e Durabilidade	26
1.1.3 A Esbeltez dos Edifícios de Concreto Armado na Cidade do Recife	28
1.2 Objetivos do trabalho	31
1.3 Metodologia	32
1.4 Descrição dos capítulos seguintes	34
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	35
2.1 Histórico de Acidentes com Edifícios de Concreto Armado no Brasil	35
2.1.1 Edifício Gisele (1977)	36
2.1.2 Edifício Atlântico (1995)	36
2.1.3 Edifício Itália (1997)	37
2.1.4 Edifício Palace II (1998)	39
2.1.5 Edifício Areia Branca (2004)	41
2.1.6 Edifício Real Class (2011)	42
2.1.7 Edifício em Belo Horizonte Colapso de um pilar (2008)	45
2.2 Projetos de Edifícios de Concreto Armado	49
2.2.1 Concepção Estrutural	50
2.2.2 Ações e Combinações em Edifícios	53
2.2.2.1 Estados Limites	53
2.2.2.2 Ações	55
2.2.2.3 Combinações	59
2.2.3 Análise Estrutural	60
2.2.3.1 Modelos estruturais	61
2.2.3.2 Tipos de análise estrutural	64
3. COLAPSO PROGRESSIVO	68
3.1 Casos de colapso progressivo em estruturas de concreto armado	76
3.1.1 Edifício Alfred P. Murrah	76
3.1.2 Edifício Areia Branca	78
3.1.3 Estruturas que sobreviveram a grandes danos: O caso do Pentágono	86
3.2 Estruturas projetadas para fornecer robustez	88
3.2.1 Redundância	89
3.2.2 Continuidade	90
3.2.3 Ductilidade	92
3.2.4 Normas referentes ao colapso progressivo	93
3.2.5 Recomendações acerca do tratamento do colapso progressivo	96

3.2.6	Introdução aos Métodos	98
3.2.6.1	Método indireto	99
3.2.6.2	Método direto	102
3.2.6.2.1	Método direto de resistência localizada específica	102
3.2.6.2.2	Método direto de caminhos alternativos de cargas	104
3.2.7	Regras Práticas	109
<hr/> 4.0 ANÁLISE EFETUADAS E RESULTADOS OBTIDOS		112
4.1	Descrição da estrutura estudada	112
4.2	Condições de carregamento	113
4.3	Estratégia adotada para as análises	114
4.4	Resultados obtidos	115
<hr/> 5.0 ANÁLISE DOS RESULTADOS		131
<hr/> 6.0 CONCLUSÕES E SUGESTÕES		140
6.1	Conclusões	140
6.2	Sugestões para futuros trabalhos	143
<hr/> 7.0 REFERÊNCIAS		144

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –	Situação típica da ligação pilar-sapata. (OLIVEIRA et. al., 2005)	21
Figura 2 –	Estudos dos edifícios altos do Recife – Esbeltez máxima em cada ano ao longo do período 1996 a 2003. (FONTE et. al., 2005)	29
Figura 3 –	Edifícios altos construídos em São Paulo e no Rio de Janeiro – Gráfico altura versus esbeltez. (FONTE et. al., 2005)	30
Figura 4 –	Estudo de alguns edifícios altos em outros países – Gráfico esbeltez versus altura. (FONTE et. al., 2005)	30
Figura 5 –	Colapso do pavilhão de exposições do Parque da Gameleira, em Belo Horizonte. (COLAPSO..., 2011)	35
Figura 6 –	Escombros do edifício Atlântico. (BRUM, 2010)	36
Figura 7 –	Implosão dos edifícios Espanha e Portugal. (SIMIONE, 2010)	38
Figura 8 –	Tragédia do palace II. (ASSOCIAÇÃO DAS VÍTIMAS, 2003 apud GRASSELLI, 2004).	39
Figura 9 –	Edifício Areia Branca antes da tragédia. (OLIVEIRA et. al., 2005).	41
Figura 10 –	Escombros do Edifício Areia Branca. (OLIVEIRA et. al., 2005)	41
Figura 11 –	Edifício Real Class antes do desabamento. (MULLHER..., 2011)	43
Figura 12 –	Escombros do edifício Real Class. (MULHER..., 2011)	43
Figura 13 –	Pilar rompido e escarificado em edificação em Belo Horizonte. (COSTA & CAMARGO, 2011)	50
Figura 14a –	Escoramento do pilar com dormentes de madeira. (COSTA & CAMARGO, 2011)	46
Figura 14b –	Escoramento da edificação. (COSTA & CAMARGO, 2011)	46
Figura 15 –	Modelo matemático. (COSTA & CAMARGO, 2011)	47

Figura 16 –	Deformada da estrutura sem falhas. (COSTA & CAMARGO, 2011)	47
Figura 17 –	Estrutura deformada com P6 rompido (a) e a estrutura deformada sem o pilar P6 (b). (COSTA & CAMARGO, 2011)	48
Figura 18 –	Fachada do edifício de 20 andares do hospital Memorial Batista. (SASANI & SAGIROGLU, 2010)	71
Figura 19 –	Planta do pavimento térreo do edifício do hospital Memorial Batista, com o pilar que foi retirado da estrutura com uma explosão circulado. (SASANI & SAGIROGLU, 2010)	71
Figura 20 –	Remoção do pilar: a) antes da explosão; b) após a explosão. (SASANI & SAGIROGLU, 2010)	72
Figura 21 –	Instabilidade da estrutura remanescente. (NISTIR 7396, 2007)	74
Figura 21 a) –	Modelagem da estrutura análoga	73
Figura 21 b) –	Retirada do pilar escolhido, resposta do primeiro vão.	73
Figura 21 c) –	Perda do pilar escolhido e da coluna adjacente	73
Figura 21 d) –	Estrutura geral na fase de instabilidade	73
Figura 21 d-1) –	Parte do edifício que foi deformado pelo colapso, com forças ainda sendo aplicadas, especialmente no trechos com catenárias	74
Figura 21 d-2) –	Forças aplicadas ao restante da estrutura da edificação	74
Figura 21 d-3) –	A magnitude das forças ou a falta de instabilidade de um componente estrutural pode levar a um colapso global da estrutura	74
Figura 22 –	Edifício Alfred P. Murrah antes da explosão. (NISTIR 7396, 2007)	76
Figura 23 –	a) Vista da área atingida edifício Murrah. b) Lado norte do edifício depois da explosão. (HIMMAN AND HAMMOND, 1997 apud NISTIR 7396, 2007).	77
Figura 24 –	Pescoço do pilar do edifício Areia Branca com sinais de degradação. (OLIVEIRA, et al., 2005)	78
Figura 25 –	Escombros do Edifício Areia Branca. (SPENCER..., 2004)	79

Figura 26 –	Trinca na parede do reservatório inferior. (OLIVEIRA, et.al.,2005)	80
Figura 27 –	Vista geral do reservatório inferior e alagamento. (OLIVEIRA, et.al., 2005)	80
Figura 28 –	Esmagamento da alvenaria situada sob a escada do subsolo. (OLIVEIRA, et.al, 2005)	80
Figura 29 –	Trinca na viga do subsolo próxima ao reservatório inferior. (OLIVEIRA, et.al, 2005)	80
Figura 30 –	Formas indefinidas das sapatas - Detalhes. (OLIVEIRA, et.al., 2005)	82
Figura 31 –	Sapata do Edifício Areia Branca com redução da seção transversal do pilar e armadura oxidada. (OLIVEIRA, et.al., 2005)	82
Figura 32 –	Escombros – Grandes espessuras dos revestimentos. (OLIVEIRA, et.al., 2005).	83
Figura 33 –	O Pentágono. (NISTIR 7396, 2007)	86
Figura 34 –	Área colapsada do Pentágono após a remoção do entulho. (NISTIR 7396, 2007)	88
Figura 35 –	Edifício alcunhado a “Balança”, no centro administrativo da Bahia, Salvador. Um exemplo de estrutura sem redundância. (LARANJEIRAS, 2010)	90
Figura 36 –	Ponte estaiada Octavio Frias de Oliveira, na capital do estado de São Paulo, Brasil, uma estrutura redundante. (LARANJEIRAS, 2010)	90
Figura 37 –	Uma estrutura convencional de viaduto, à esquerda, com juntas e aparelhos de apoio, e uma estrutura integral, à direita. (LARANJEIRAS, 2010)	91
Figura 38 –	Ilustração dos pilares comum, não cintados e dos pilares cintados. (LARANJEIRAS, 2010)	92
Figura 39 –	Diagramas idealizados de carga-deformação de pilares comuns e cintados. (LARANJEIRAS, 2010)	93
Figura 40 –	Diferentes tipos de amarrações incorporados a estrutura para promover a integridade estrutural. (UFC 4-023-03, 2009)	100

Figura 41 –	O antes e depois de um pilar de concreto armado submetido a uma explosão próxima por mochila bomba. (NISTIR 7396, 2007)	104
Figura 42 –	Pilar removido por explosão ou impacto. (SASANI & KROPELNICKL, 2008)	105
Figura 43 –	Modelagem da estrutura analisada	112
Figura 44 –	Planta de vigas, pilares e lajes considerados no pavimento tipo da estrutura de referência.	113
Figura 45 –	Localização dos pilares no subsolo.	115
Figura 46 –	Diferença dos esforços permanentes, nos pilares, antes e depois da retirada do P6, em KN.	117
Figura 47 –	Diferença das sobrecargas, nos pilares, antes e depois da retirada do P6, em KN.	117
Figura 48 –	Diferença dos esforços de vento +x, nos pilares, antes e depois da retirada do P6, em KN.	117
Figura 49 –	Diferença dos esforços permanentes, nos pilares, antes e depois da retirada do P6, em KN.m.	118
Figura 50 –	Diferença das sobrecargas, nos pilares, antes e depois da retirada do P6, em KN.m.	118
Figura 51 –	Diferença dos esforços de vento +x, nos pilares, antes e depois da retirada do P6, em KN.m.	118
Figura 52 –	Repercussão do dano x pavimento atingido.	120
Figura 53–	Deslocamento de pilares na região do subsolo, nas direções x, y, z antes e depois da retirada do P6.	128
Figura 54 –	Deslocamento máximo x retirada dos pilares.	121
Figura 55 –	Planta estrutural do projeto robusto A - subsolo da estrutura analisada.	122
Figura 56 –	Planta estrutural do projeto robusto A – térreo da estrutura analisada.	123
Figura 57 –	Planta estrutural do projeto robusto A – 1º pavimento tipo da estrutura analisada.	123
Figura 58 –	Planta estrutural do projeto robusto A – 2º pavimento tipo da estrutura analisada.	124

Figura 59 –	Planta estrutural do projeto robusto B - subsolo da estrutura analisada.	125
Figura 60 –	Planta estrutural do projeto robusto B – térreo da estrutura analisada.	125
Figura 61 –	Planta estrutural do projeto robusto B – 1º pavimento da estrutura analisada.	126
Figura 62 –	Planta estrutural do projeto robusto B – 2º pavimento da estrutura analisada.	126
Figura 63 –	Deforma da estrutura robusta B, sem o pilar P33.	128
Figura 64 –	Comparação: esforços originais x esforços majorados devido à retirada de um pilar “n”.	132
Figura 65 –	Percentual de aumento de carga permanente normal nos pilares na situação crítica.	133
Figura 66 –	Comparação do consumo de formas por elemento estrutural entre as três estruturas modeladas.	136
Figura 67 –	Comparação do consumo de concreto por elemento estrutural entre as três estruturas modeladas.	136
Figura 68 –	Comparação do consumo de aço por elemento estrutural entre as três estruturas modeladas.	136
Figura 69 –	Consumo de aço por estrutura modelada.	137
Figura 70 –	Percentual de acréscimo de quantidade de material quanto comparado com a estrutura análoga.	138
Figura 71 –	Preço do projeto e da obra para as estruturas calculadas.	139
Figura 72 –	Percentual de aumento de custo referente ao preço da estrutura e ao preço total da obra.	139

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –	Prazos conforme tipo e idade da edificação para a realização de vistorias no estado de Pernambuco. (LEI 13.341:2007 ALEPE)	24
Tabela 2 –	Resumo das principais origens e causas da deterioração do concreto armado. (HELENE, 1986)	27
Tabela 3 –	Resumo das conclusões sobre o desabamento do edifício Palace II. (SOUZA & BITTENCOURT, 2001).	40
Tabela 4 –	Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$ para combinações de ações normais. (NBR 6118, 2007)	56
Tabela 5 –	Valores do coeficiente γ_{f2} . (NBR 6118, 2007)	56
Tabela 6 –	Valores mínimos do fator estatístico S_3 . (NBR 6123, 1988)	59
Tabela 7 –	Tipos de análise estrutural e suas aplicações. (FONTES et. al., 2005).	67
Tabela 8 –	Abordagens para projeto contra o colapso progressivo. (NAIR, 2003)	95
Tabela 9 –	Avaliação da utilização de códigos e normas na concepção do projeto estrutural dos edifícios Ronan Point, Murrah e WTC. (NAIR, 2003)	95
Tabela 10 –	Dimensões e esforços dos pilares.	116
Tabela 11 –	Comparação: esforços originais x esforços majorados devido à retirada de um pilar “n”.	119
Tabela 12 –	Quantidades da obra: estrutura de referência.	129
Tabela 13 –	Quantidades da obra: estrutura robusta A.	129
Tabela 14 –	Quantidades da obra: estrutura robusta B.	129
Tabela 15 –	Comparativo: quantidades da estrutura de referência x estrutura robusta A.	130
Tabela 16 –	Comparativo: quantidades da estrutura de referência x estrutura robusta B.	130
Tabela 17 –	Custos referentes ao projeto análogo e as soluções encontradas.	130

NOTAÇÕES

Nos capítulos deste trabalho, quando não for indicada, prevalecerá a seguinte notação:

A	= Alongamento após ruptura. (NBR 7480, 2007)
A_{gt}	= Alongamento total da força máxima. (NBR 7480, 2007)
ASCE	= American Society of Civil Engineers. (sociedade americana de engenheiros civis)
CODECIPE	= Coordenadoria de Defesa Civil de Pernambuco.
CP	= Corpo de prova.
CREA	= Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura.
DEOP	= Departamento de Obras Públicas.
DOD	= Department of Defense. (departamento de defesa).
E	= Módulo de elasticidade.
ε	= deformação.
ε_s	= Escoamento excessivo da armadura.
ELA	= Estado limite acidental.
ELS-DEF	= estado limite de deformações excessivas. (NBR 6118, 2007)
ELS-F	= estado limite de formação de fissuras. (NBR 6118, 2007)
ELS-VE	= estado limite de vibrações excessivas. (NBR 6118, 2007)
ELS-W	= estado limite de abertura das fissuras. (NBR 6118, 2007)
ELU	= Estado limite último.
f_{ck}	= resistência característica do concreto à compressão.
FEC	= Faculdade de Engenharia Civil.
f_{st}	= Limite de resistência. (NBR 7480, 2007)
f_{yk}	= resistência à tração característica do aço. (NBR 7480, 2007)
G	= força Permanente.

GAEMA	= Grupo de Análise Experimental de Estruturas e Materiais.
ICCE	= Instituto de Criminalística Carlos Éboli.
ITEC	= Instituto de Tecnologia.
N	= Força normal
η	= Coeficiente de conformação superficial mínimo. (NBR 7480, 2007)
p	= força de Protensão.
q	= força Variável.
S_3	= fator estatístico. (NBR 6123, 1988)
STJ	= Superior Tribunal de Justiça.
γ_f	= coeficiente de ponderação das ações. (NBR 6118, 2007)
γ_{f1}	= coeficiente de ponderação das ações que considera as aproximações de projeto. (NBR 6118, 2007)
γ_{f2}	= coeficiente de ponderação das ações que considera a simultaneidade das ações. (NBR 6118, 2007)
γ_{f3}	= coeficiente de ponderação das ações que considera a variabilidade das ações. (NBR 6118, 2007)
σ	= tensão.
σ_e	= tensão de escoamento.
Φ	= diâmetro nominal equivalente da seção transversal típica do fio o da barra, em milímetros. (NBR 7480, 2007)
Ψ_0	= coeficiente redutor ou “pis”.
Ψ_1	= coeficiente redutor ou “pis”.
Ψ_2	= coeficiente redutor ou “pis”.

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO

1.1 Importância da Pesquisa e Justificativa:

O principal parâmetro de um projeto deve ser a segurança, já que vidas humanas e grandes custos estão envolvidos. Esse é um dos motivos que faz o concreto armado ser tão utilizado em obras, pois este material, em certos casos, avisa da ocorrência de problemas na estrutura através de fissuras, trincas e até mesmo sons característicos devido o rompimento de algum elemento estrutural, fato que proporciona a possível remoção de usuários da edificação e a sua recuperação. Porém no caso de ruptura de um dos pilares, geralmente, não há tempo para remoções e recuperações, pois a ruptura de peça comprimida é brusca.

O concreto armado surgiu em 1854 e, entre 1880 e 1910, foi utilizado em muitas construções, graças aos métodos de cálculo desenvolvidos na Alemanha. (ISAIA, 2005).

A utilização do concreto, que possui uma boa resistência à compressão, aliado ao aço, possuidor de excelente resistência à tração, possibilitou a construção de estruturas de edifícios com vãos maiores e cada vez mais altos.

O uso do concreto nos tempos modernos se difundiu, principalmente com o fim da Segunda Guerra Mundial, em 1945, para a reconstrução de países devastados pelo conflito. Sua grande aceitação se deve a várias vantagens, como a versatilidade, que contribuem para o seu emprego extensivo em diversos tipos de construções. (ISAIA, 2005).

Sabe-se que, nas condições atuais de projeto, acontecendo uma ruptura em um dos pilares de uma estrutura de concreto armado poderá haver o chamado “efeito dominó”, ou seja, ocorrerá um colapso progressivo dos pilares acompanhado dos colapsos de todos os pavimentos. Este acontecimento, na maioria dos casos, impossibilita a recuperação da edificação, causando prejuízos financeiros e, principalmente, risco de morte a pessoas que estejam porventura no local.

O colapso progressivo é um fenômeno que ocorre quando as consequências na estrutura são desproporcionais a um dano inicial localizado. Este fato tem sido

objeto de estudo em diversas partes do mundo, sejam por motivos de desastres naturais, sismos ou atentados terroristas.

Ocorreram casos de ruínas de pilares no desabamento de uma parte do Edifício Palace II, no Rio de Janeiro-RJ em 1998 e no conjunto de prédios de São José do Rio Preto-SP em 1997. Nestes casos os prédios foram implodidos, deixando vários de seus proprietários com problemas judiciais para receberem as indenizações (TAKEUTI, 1999).

O município de Jaboatão dos Guararapes teve dois desabamentos de edificações em concreto armado, o Edifício Areia Branca em 14 de outubro de 2004 e o Edifício Gisele em 01 de junho de 1977.

O caso Ronan Point, no passado, teve a sua importância para a engenharia, já que imediatamente após o acidente, ocorrido no ano de 1968, o Reino Unido e o Canadá adotaram recomendações a fim de evitar o colapso progressivo. (NISTIR 7396, 2007).

O edifício Ronan Point, era um prédio em concreto pré-fabricado, de 22 andares, que sofreu colapso progressivo após a explosão de um botijão de gás de cozinha no 18º pavimento que expulsou uma parede propagando o dano para cima e para baixo, o que não causou a queda do edifício, mas, provocou um dano desproporcional à causa. (NAIR, 2003)

Um dos casos com grande repercussão na imprensa brasileira foi o do desabamento do Edifício Areia Branca. A edificação estava situada na Avenida Bernardo Vieira de Melo, Piedade, na cidade de Jaboatão dos Guararapes, Região Metropolitana do Recife, Pernambuco. O desmoronamento ocorreu no dia 14 de outubro de 2004. O prédio de 12 andares tipo além de subsolo e pavimento térreo desabou numa sequência rápida.

O Laudo Técnico "Causas do desabamento do Edifício Areia Branca" promovido pelo CREA-PE em seus registros fotográficos apresenta as situações críticas dos pescoços dos pilares, figura 1.



Existem estruturas que mesmo com a perda de um dos apoios resistem, possibilitando a recuperação e/ou o reforço. É o caso das plataformas flutuantes empregadas nas atividades offshore, dimensionadas de acordo com as normas americanas, como a API RP 2SK de 2005. Neste tipo de plataforma verifica-se o estado limite acidental (ELA) para as situações de rompimento das linhas de ancoragem. A referida norma recomenda que a falha de uma das amarras de ancoragem, sob determinadas condições ambientais, não deve causar inaceitáveis movimentos ou falha progressiva a estrutura, devendo assim as n-1 amarras restantes assegurar a integridade da plataforma.

Outras estruturas que envolvem elevados custos e que se adota uma condição de projeto em que a falha de um componente não conduza a efeitos catastróficos são os navios de grande porte, como os petroleiros, em que, se projeta com casco duplo, para que na ocorrência de impactos, o casco externo sendo afetado, a existência do segundo casco mantenha ainda a integridade do navio.

Nos últimos tempos o assunto robustez vem sendo bastante discutido. Knoll & Vogel (2009) afirmam que robustez é a propriedade de sistemas (estruturais em particular) que lhes permitem sobreviver a situações imprevisíveis ou não usuais.

Nos Estados Unidos, atualmente, as edificações governamentais são projetadas para serem robustas, ou seja, para que não sejam passíveis de colapso progressivo. As agências americanas utilizam diversos métodos a fim de evitar o colapso progressivo, preocupadas, principalmente, com atentados terroristas. (NISTIR 7396, 2007).

Nos dias atuais, em todo o Brasil, na maioria dos casos, utiliza-se para cálculo de edifícios de concreto armado a NBR 6118:2007 - Projeto de estruturas de

concreto armado – Procedimento. O item 19.5.4 da referida norma, refere-se ao “colapso progressivo”. Entretanto, a referência restringe-se à armadura de flexão na parte inferior das lajes sem vigas, no encontro com pilares. Fato que faz com que Vasconcelos (2010) afirme que na norma brasileira falta alguma prescrição relacionada com rupturas localizadas que tenham como consequência o desmoronamento total da estrutura.

Este fato torna as construções nacionais vulneráveis a certos tipos de dano. Além disso, no Brasil os projetos estruturais só recentemente passaram, por exigência normativa, a levar em consideração a ação de sismos, e, os prédios esbeltos são uma realidade nacional e, em especial, pernambucana.

Segundo Oliveira & Nahum (2008) a escassez e o custo elevado do espaço nos centros das grandes cidades fez com que as imobiliárias optassem pela execução de edifícios altos.

Os edifícios modernos construídos no Recife estão classificados entre os mais esbeltos do mundo, o que recomenda tecnologia de projeto e execução de alto nível, que leve em conta as suas peculiaridades e o tratamento como edificações especiais onde muitas das simplificações usuais e mesmo recomendações normativas de caráter geral, deixam de ter validade (FONTE et. al., 2005).

No caso de edifícios esbeltos com um pequeno número de pilares é de grande importância verificar a segurança da estrutura quanto ao colapso progressivo, já que na falha de qualquer um dos apoios a ruptura tende a ser mais rápida, e o dano, possivelmente desproporcional.

O presente trabalho propõe que seja utilizado o conceito no projeto que, no caso de um dos apoios falhar, a estabilidade da edificação não seja comprometida, verificando a viabilidade técnica e econômica da solução encontrada. Para isso será utilizado um software comercial a fim de calcular uma estrutura que permita a ruptura de um dos seus pilares, dando tempo para possíveis reforços e recuperações da edificação.

O edifício escolhido para a pesquisa foi o próprio Edifício Areia Branca, já que o mesmo pode ser considerado como um caso emblemático, pois a edificação tinha estrutura em concreto armado e sofreu colapso progressivo.

No Edifício Areia Branca houve a utilização de normas e hábitos construtivos nacionais. Além do exposto houve a elaboração de dois laudos sobre o acidente realizados por duas instituições: o Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura

de Pernambuco (CREA-PE) e o Instituto de Criminalística Professor Armando Samico.

Foi atribuído o colapso total da estrutura às falhas ou vícios de construção, as quais facilitaram os ataques dos efeitos nocivos do meio ambiente e de reações químicas detectadas na massa do concreto, ocorrendo assim uma intensa e precoce degradação das peças que compunham a infraestrutura.

No Brasil, onde já se tem um vasto histórico de acidentes em edifícios de concreto armado e com a construção de edificações cada vez mais esbeltas observa-se a necessidade de estudos mais profundos sobre colapso progressivo, devendo incluir em suas normas referências abrangentes e claras a fim de evitar este tipo de colapso.

1.1.1 Manutenção Predial no Brasil

Segundo a NBR 5674 (1999) manutenção é conjunto de atividades a serem realizadas para conservar ou recuperar a capacidade funcional da edificação e de suas partes constituintes de atender as necessidades e segurança dos seus usuários.

A vida útil da estrutura depende, substancialmente, de níveis adequados de manutenção, principalmente, porque os eventuais problemas estruturais, sendo descobertos no seu início, teriam seus efeitos minorados e os custos de reparos seriam reduzidos. Em geral, as normas têm dedicado grande atenção às disposições de projeto e execução, tendo a durabilidade como requisito essencial, sem, no entanto, estabelecer critérios objetivos de manutenção. (ZARZAR JÚNIOR, 2007).

Uma estrutura depende de diversos fatores para se manter saudável, como qualidade do projeto e da execução, meio-ambiente e manutenção.

Para um planejamento adequado da manutenção predial é necessário o conhecimento prévio da curva de deterioração de cada material da estrutura.

As ações, tomadas na fase de projeto, se, devidamente executadas na fase de construção, trazem maiores benefícios, reduzindo custos com manutenção preventiva ou corretiva. Um programa eficiente de manutenção e inspeção periódica garante a durabilidade das edificações e permite estabelecer prioridades para as ações necessárias ao cumprimento da vida útil prevista.

Helene (1997) recomenda que devam ser realizadas inspeções periódicas nas obras, com recálculo da vida útil residual, para verificação das hipóteses iniciais adotadas nos projetos.

A política de prevenção e manutenção é de fundamental importância para o prolongamento da vida útil da estrutura. A Lei N° 13.341 da ALEPE (Assembléia Legislativa do Estado de Pernambuco) determina a obrigatoriedade de vistorias periciais e suas respectivas manutenções periódicas.

A referida lei estabelece prazos para que vistorias em edificações do estado de Pernambuco sejam realizadas conforme tabela 1, e ainda estabelece quais os itens receberão maior ênfase na vistoria:

- I- fundações, pilares, lajes e fachadas;
- II- instalações elétricas e hidráulicas de uso comum da edificação;
- III- estado de conservação do sistema de combate a incêndio;
- IV- estado de conservação dos reservatórios de água e casa de máquinas;
- V- estado de conservação do sistema de esgotamento sanitário;
- VI- estado de conservação dos sistemas mecânicos e de potência (elevadores, escadas rolantes, grupos geradores, subestações, climatizadores etc.) quanto à segurança e funcionalidade.

Tabela 1 – Prazos conforme tipo e idade da edificação para a realização de vistorias no estado de Pernambuco. (LEI 13.341:2007 ALEPE)

Tipo	Idade	Prazos para vistorias
Residencial	Até 20 anos	5 anos
	Mais de 20 anos	3 anos
Públicas e comerciais	-	3 anos

O sucesso de uma edificação quanto ao desempenho estrutural e funcional depende de uma série de fatores, que devem ser considerados desde a sua concepção até a sua utilização. A fase de uso, devido ao desgaste sofrido pela estrutura em função da utilização e de fatores ambientais deve ser acompanhada de uma política adequada de manutenção. Este fato evita o surgimento de eventuais problemas que poderiam ser previstos, além de assegurar que, na maioria das vezes, não ocorrerá gastos fora do previsto.

A principal diferença entre manutenção e reforma é que a primeira não altera as características originais da edificação, enquanto que a segunda transforma estas

características, seja na mudança do tipo de utilização, seja na transformação do layout. A reforma deve devolver à edificação a capacidade de desempenhar com qualidade e segurança as funções para qual foi originalmente construída, aumentando assim a sua vida útil.

Por questões financeiras e ambientais é inviável considerar as edificações como produtos meramente substituíveis quando as construções começam a apresentar falhas. As estruturas não podem ser tratadas por seus usuários como descartáveis, elas devem ser mantidas em condições adequadas de uso e sua manutenção deve ser planejada e realizada da melhor forma mesmo para as novas edificações construídas. (NBR 5674, 1999).

Existem dois tipos de manutenção que podem ser realizadas, a manutenção preventiva e a manutenção corretiva.

A manutenção preventiva é aquela que ocorre quando as ações são programadas e executadas antes de uma falha, defeito ou quebra de um elemento ou sistema da edificação acontecer. Pinturas, limpeza de reservatórios de água, calhas, substituição de lâmpadas, interruptores, tomadas, disjuntores, dentre outros são alguns exemplos de manutenção preventiva. (PROCEDIMENTOS..., 2011).

Manutenção é considerada corretiva quando a ação é realizada após o problema ocorrer, como a substituição de telhas quebradas, das calhas, rufos seccionados ou furados, impermeabilização danificada após a detecção do vazamento, dentre outros. (PROCEDIMENTOS..., 2011).

Trabalhos de levantamento de danos realizados em estruturas de concreto armado no Brasil mostraram que as obras vêm apresentando uma degradação precoce, (ANDRADE b, 2005).

A primeira versão da Norma de manutenção de edificações a NBR 5674 foi em 1980, ou seja, antes da referida norma a falta de manutenção nas edificações brasileiras era uma realidade, o que, provavelmente, prejudicou diversas construções, já que, a falta de manutenção pode provocar gastos inesperados e acidentes graves.

Apesar da supracitada norma estar em vigor há mais de trinta anos as manutenções realizadas no Brasil ainda deixam a desejar tanto qualitativa quanto quantitativamente.

1.1.2 Vida Útil e Durabilidade

Vida útil é o intervalo de tempo ao longo do qual a edificação e suas partes constituintes atendem aos requisitos funcionais para os quais foram projetadas, obedecidos os planos de operação, uso e manutenção previstos. (NBR 5674, 1999).

A NBR 6118 (2007) define vida útil como sendo o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais. Este conceito aplica-se tanto a partes da estrutura como a estrutura inteira.

Durabilidade consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto, (NBR 6118, 2007)

A vida útil de um material é o período durante o qual as suas propriedades permanecem acima dos limites mínimos especificados, (SOUZA & RIPPER, 1998).

Segundo Oliveira (2007) o colapso do edifício Areia Branca, significou dizer, para os engenheiros, que não se podem projetar obras sem que se leve em consideração os conceitos de vida útil e durabilidade e um plano de manutenção permanente.

Estudos indicam que os problemas patológicos, em estruturas de concreto armado, ocorrem em aproximadamente 50% dos casos, por falhas de projeto e planejamento das edificações, (PROPSTER, 1981 apud ZARZAR JÚNIOR, 2007). Ou seja, a vida útil está diretamente ligada à durabilidade da estrutura, dependendo de fatores diversos, dentre eles, um dos principais é a qualidade do concreto.

A última versão da NBR 6118 (2007) estabelece critérios, visando a durabilidade, para o projeto de estruturas de concreto armado. A referida norma afirma que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto conservem suas segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

Na NBR 6118 (2007) existe um capítulo inteiro dedicado à durabilidade das estruturas de concreto, o capítulo 7, denominado: Critérios de projeto que visam a durabilidade. A partir de tabelas expostas na referida seção pode-se encontrar

valores para a relação água/cimento e para o cobrimento nominal das peças da estrutura, levando em consideração a classe de agressividade ambiental.

É importante observar que a durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e esforços coordenados de todos os envolvidos nos processos de projeto, construção, manutenção e utilização.

A influência da temperatura tende a ser ignorada nas definições dos processos de degradação da estrutura, porém tem importância, funciona como catalisador. As reações químicas de degradação são aceleradas com o aumento da temperatura. Este fato faz com que os ambientes tropicais sejam consideravelmente mais agressivos que os climas do norte da Europa, por exemplo. Um aumento na temperatura de 10°C dobra a velocidade das reações. (LIMA, 2005).

Além disso, a velocidade com que ocorrerá a perda de desempenho do concreto vai depender dos cuidados e das ações realizadas nas fases de projeto e execução, incluindo o controle dos materiais, de produção, do uso e de manutenção.

Na tabela 2 é possível ter uma visão geral das principais causas para a deterioração do concreto classificadas quanto à origem e como estas contribuem.

Tabela 2 – Resumo das principais origens e causas da deterioração do concreto armado, (HELENE, 1986)

ORIGEM DA DETERIORAÇÃO	CAUSA		SINTOMA
MECÂNICA	SOBRECARGA		FISSURAÇÃO
	IMPACTO		
	CARGAS CÍCLICAS		
	RESTRIÇÃO À VARIAÇÃO DE VOLUMES SOB GRADIENTES NORMAIS DE TEMPERATURA E UMIDADE		
FÍSICA	DESGASTE SUPERFICIAL	ATRITO	DESGASTE SUPERFICIAL
		ABRASÃO EROSÃO	
		CAVITAÇÃO	
	CRISTALIZAÇÃO DE SAIS		FISSURAÇÃO ESCAMAMENTO
	CONGELAMENTO E DEGELO		EXPANSÃO FISSURAÇÃO ESCAMAMENTO
	FOGO		FISSURAÇÃO LASCAMENTO DESIDRATAÇÃO DA PASTA
	QUÍMICA	LIXIVIAÇÃO	
TROCA IÔNICA		AÇÃO DOS SAIS	
		AÇÃO DOS ÁCIDOS	
FORMAÇÃO DE COMPOSTOS	SULFATO DE SÓDIO,		

	EXPANSIVOS	POTÁSSIO, CÁLCIO E MAGNÉSIO	FISSURAÇÃO DECOMPOSIÇÃO QUÍMICA
		REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO	EXPANSÃO
		HIDRATAÇÃO MgO E CaO	FISSURAÇÃO
	CORROÇÃO DA ARMADURA		EXPANSÃO
			FISSURAÇÃO
	BIOLÓGICA		DISSOLUÇÃO
			DECOMPOSIÇÃO QUÍMICA

As causas de deterioração possuem um ou mais agentes atuantes, que por meios de mecanismos de degradação interagem com o concreto armado reduzindo assim o seu desempenho.

O agente de deterioração mais atuante, que participa de praticamente todos os mecanismos de degradação do concreto é a água.

A deterioração de armaduras é o fenômeno responsável por uma parcela dos danos no concreto armado, com índices de ocorrência variando entre 27% e 64%. Outras manifestações patológicas causadas por ataques químicos, ação de sulfatos e reação álcali-agregado também vem degradando as construções, (ANDRADE a, 2005).

Para um planejamento adequado da estrutura é fundamental que o projetista tenha em mente informações para avaliar as mudanças que ocorrem durante o tempo.

1.1.3 A Esbeltez dos Edifícios de Concreto Armado na Cidade do Recife

Devido ao grande crescimento econômico experimentado pelo país na década de 70 ocorreu um aumento significativo de construções verticalizadas.

Segundo Fonte et. al. (2005), nesta época, na cidade do Recife, constatou-se o aparecimento de edifícios comerciais e residenciais com altura correspondente a 20 pavimentos e, a partir de 1996, a ocorrência de uma forte e permanente tendência de aumento de altura destes edifícios, que chegaram a atingir, atualmente, até 50 pavimentos.

Os edifícios altos têm uma série de características especiais que devem ser consideradas no projeto estrutural, entre elas o vento. Segundo Barros (2003) o projeto de uma edificação para resistir à ação do vento deve garantir à estrutura estabilidade e segurança, além de assegurar que não haja deslocamentos laterais

excessivos que possam causar danos significativos à construção, com consequentes problemas de manutenção ou desconforto dos ocupantes.

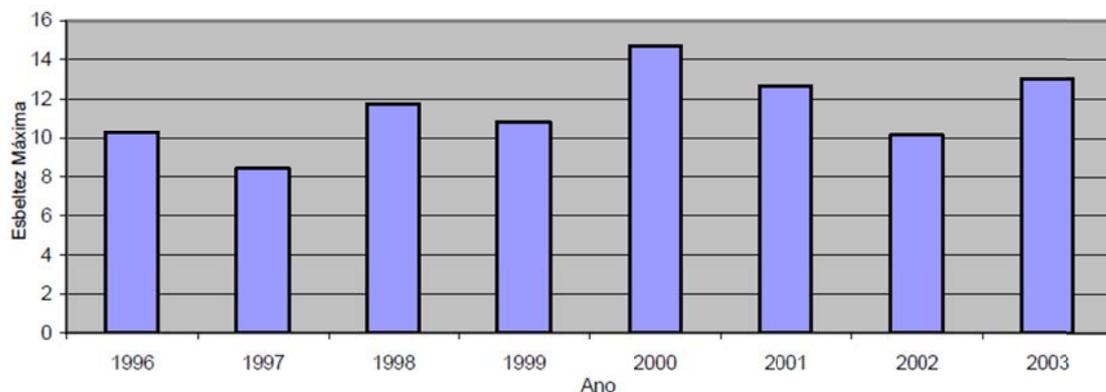
Um dos fatores principais para se levar em conta, no cálculo, o efeito do vento é a esbeltez da edificação, porém, segundo a NBR 6123 (1988) a resposta dinâmica na edificação à excitação do vento depende não só de sua forma externa, mas também dos materiais empregados, do amortecimento e da rigidez estrutural.

A esbeltez é definida como sendo a relação entre a altura total da edificação e a largura média segundo as direções X e Y.

Uma estrutura com múltiplos andares deve ter uma rigorosa análise da ação do vento que influencia de maneira significativa a escolha do sistema estrutural, pois o trabalho analítico torna-se mais complexo. Podem existir edifícios de 25 andares nos quais a ação do vento é um efeito secundário da mesma maneira que existem edifícios de 15 andares onde esta ação, se não considerada, pode colocar em risco a estabilidade da estrutura. (BARROS, 2003).

Fonte et. al. (2005) realizou, na cidade do Recife, uma pesquisa, no período de 1996 a 2003, onde foram verificados diversos parâmetros de 236 edifícios com altura mínima correspondente a 15 pavimentos, entre eles a altura da edificação, as dimensões em planta e o número de pavimentos.

A pesquisa mostrou que a maioria das edificações está compreendida na faixa de 16 a 21 pavimentos, entretanto, ocorreu uma significativa quantidade de edificações com mais de 30 pavimentos. Além disto, foi verificada a esbeltez máxima das edificações, o que pode ser observado na figura 2.



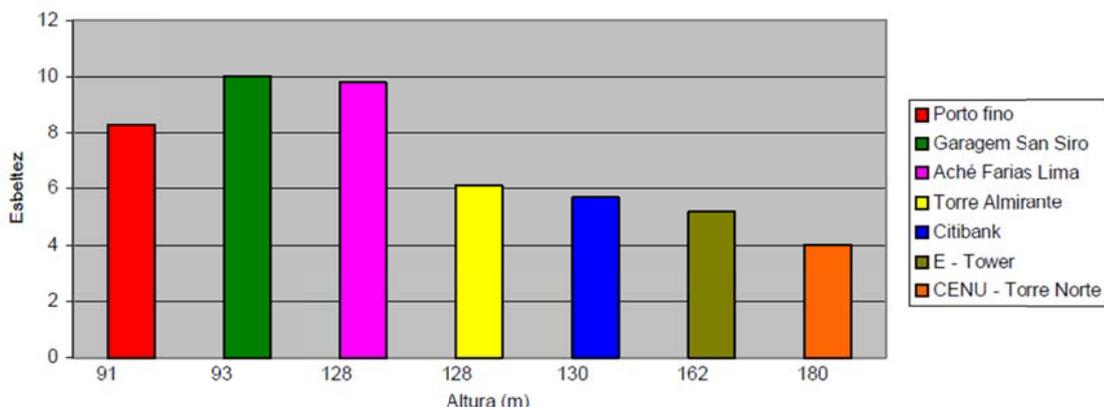
3

Através da figura 2 é possível observar que houve uma tendência de crescimento da esbeltez, atingindo o valor máximo de 14,8 no ano 2000.

Foi apresentada classificação dos edifícios estudados por faixa de esbeltez, sendo: esbeltez menor que 4, pequena esbeltez; esbeltez entre 4 e 6, média e por fim edifícios de grande esbeltez com valor maior do que 6.

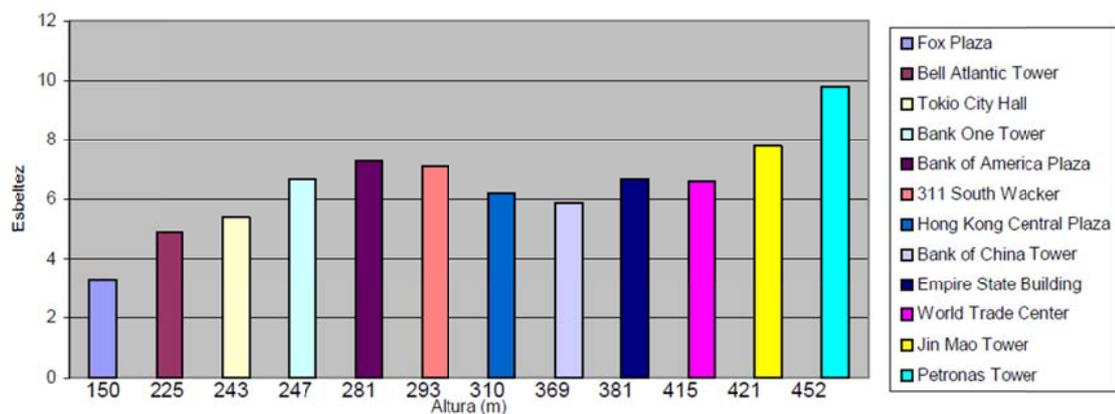
Os edifícios que vêm sendo construídos estão apresentando grandes alturas e maiores valores de esbeltez, o que significa maior desafio ao projeto estrutural, pois com o aumento da altura o carregamento lateral do vento cresce. (FONTE et. al., 2005)

As figuras 3 e 4 mostram a relação entre a altura e a esbeltez de edifícios no sudeste do Brasil e em outros países, respectivamente.



SUS

A figura 3 mostra que os edifícios verificados apresentam uma tendência de diminuição da esbeltez com a altura, nestes edifícios quanto maior a altura maior a proporção das dimensões na planta. (FONTE et. al., 2005).



tura.

Através da figura 4 observa-se que ocorreu uma tendência de crescimento da esbeltez até a altura de 293 m, nos prédios com alturas acima desta ocorreu, na maioria dos casos, uma diminuição da esbeltez com a elevação da altura. Exceto no caso dos edifícios Jim Mao Tower e Petronas Tower. No entanto, edifícios deste porte e mais altos ou de geometrias especiais têm soluções personalizadas para soluções relativas às resistências ao vento.

Como concluído por Fonte et. al. 2005, quando observada a esbeltez nos edifícios da cidade do Recife, do Brasil e em outros países através das figuras 3, 4 e 5 nota-se que as edificações da capital pernambucana estão entre as mais esbeltas do mundo. Este fato torna as estruturas recifenses mais vulneráveis ao colapso progressivo no caso destas serem expostas a algum dano.

1.2 Objetivos do Trabalho

Objetivo geral:

Estudar a viabilidade técnica e econômica de projetos de obras em que a estabilidade de edifícios de concreto armado seja assegurada havendo a perda de um qualquer dos apoios na base.

Objetivos específicos:

- Realizar levantamento bibliográfico sobre o assunto.
- Descrever o atual estado da arte sobre o colapso progressivo.
- Desenvolver o projeto estrutural da estrutura adotada o mais próximo possível da estrutura do Edifício Areia Branca.
- Estudar o comportamento da estrutura análoga ao Edifício Areia Branca frente à perda de um dos seus pilares da base, verificando esforços e deslocamentos, a fim de entender o fenômeno do colapso progressivo.
- Verificar a possibilidade de projetar estrutura com considerações de robustez, com o emprego de software comercial, de acordo com as recomendações da NBR 6118:2007, que seja capaz de perder qualquer dos seus pilares, no trecho entre a fundação e o subsolo, sem que ocorra o colapso progressivo.
- Realizar análise comparativa de custo, esforços e deslocamentos entre a estrutura análoga e a estrutura robusta, verificando a sua viabilidade técnica e econômica.

1.3 Metodologia

A metodologia utilizada consiste na realização das seguintes atividades:

- Estudo e revisão bibliográfica sobre o tema.

Nesta etapa foi efetuado um levantamento do referencial teórico sobre o tema.

- Descrição do atual estado da arte sobre colapso progressivo.

Os estudos foram realizados observando os acidentes já ocorridos em estruturas de concreto armado e os meios utilizados, atualmente, para manter a robustez.

- Fazer o projeto estrutural do edifício Areia Branca o mais próximo possível da estrutura que existiu.

Esta fase será de elaboração do projeto estrutural, de acordo com a NBR 6118:2007, da maneira convencional, o mais próximo possível do Edifício Areia Branca, a fim de obter referenciais técnicos e quantitativos.

A classe de resistência utilizada nesta etapa foi de 30 MPa, por, atualmente, ser bastante comum em várias construções desta natureza.

- Estudar o comportamento da estrutura análoga ao Edifício Areia Branca frente à perda de um dos seus pilares da base, verificando esforços e deslocamentos, a fim de entender o fenômeno do colapso progressivo.

Nesta fase foram observados os esforços e deslocamentos do edifício com e sem o pilar, que foi a origem do colapso da estrutura.

Verificar qual a pior situação de esforço que cada pilar deverá suportar com a retirada de um dos seus adjacentes. Para isto, foi retirado o trecho de um determinado pilar, entre a fundação e o subsolo, e verificar qual seria a carga a ser suportada pelos pilares vizinhos. Desta forma, foi detectado para cada pilar o elemento estrutural que uma vez retirado provocaria, por consequência, um maior dano, estabelecendo então a pior situação de carga para os elementos de apoio.

Observar com a retirada de cada pilar da estrutura até que pavimento ocorre maior repercussão do dano.

- Verificar a possibilidade de projetar estrutura robusta que seja capaz de perder qualquer dos seus pilares da base, no trecho entre a fundação e o subsolo, sem que ocorra o colapso progressivo.

Projetar a estrutura considerando a inexistência de um dos pilares, no trecho entre a fundação e o subsolo, adotando as dimensões necessárias das vigas para garantir a estabilidade da edificação nas novas condições.

Em seguida, foi considerada a inexistência de outro apoio, com a existência do pilar anteriormente referido, com as vigas adequadamente reforçadas, garantindo além da possível ruptura do primeiro pilar considerado, a ruptura do segundo pilar, realizando os ajustes necessários.

O sistema foi reanalisado, e assim, sucessivamente, tratando com todos os pilares da estrutura.

Foram atribuídas condições semelhantes às ocorridas no Edifício Areia Branca. O projeto seguiu as recomendações da NBR 6118:2007.

- Foi realizada análise comparativa de custo entre a estrutura análoga e a estrutura robusta, verificando assim a viabilidade técnica e econômica.

Realizar análise comparativa dos quantitativos de fôrmas, concreto e armaduras da edificação análoga calculada convencionalmente e da maneira que permite a ruptura de qualquer um dos apoios (estrutura robusta). Devendo então ser analisada a viabilidade econômica do método desenvolvido, lembrando que o ganho se refere a vidas humanas.

Analisar a possibilidade do modelo de cálculo, seguindo as recomendações da NBR 6118:2007, de evitar o colapso progressivo e se tornar usual, possibilitando assim, no caso de ruptura do trecho do pilar entre a fundação e o subsolo, a recuperação da estrutura e, principalmente, o afastamento de risco de morte dos usuários.

1.4 Descrição dos capítulos seguintes.

Visando facilitar ao leitor da dissertação, descrevem-se, a seguir, os capítulos que a compõem:

O primeiro capítulo consta de uma introdução, onde é exposta a importância da pesquisa junto com a justificativa, os objetivos do trabalho e a metodologia utilizada.

O segundo capítulo consiste em uma revisão bibliográfica alusiva ao tema, considerando o cenário atual sobre as construções em concreto armado no Brasil, inclusive os acidentes ocorridos.

O terceiro capítulo aborda o colapso progressivo, onde é estudado o caso do Edifício Areia Branca. Além disso, são apresentados as características de projetos e os métodos utilizados com a finalidade de projetar as estruturas para a robustez.

No quarto capítulo são apresentadas as análises efetuadas e os resultados obtidos. Para isso é descrita a estrutura adotada, suas condições de carregamento, a estratégia adotada para as análises e a modelagem estrutural. Também são apresentados os resultados oriundos das análises.

No quinto capítulo são tecidos comentários sobre os resultados encontrados nesta pesquisa, avaliando assim as possibilidades de se projetar estruturas robustas utilizando software comercial e seguindo as recomendações da NBR 6118:2007.

O sexto capítulo contém as conclusões e as sugestões sobre futuros trabalhos a respeito do tema.

No final do texto encontram-se as referências bibliográficas.

Capítulo 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Histórico de Acidentes com Edifícios de Concreto Armado no Brasil

No Brasil, tem-se verificado diversos casos de acidentes, muitas vezes apresentando vítimas fatais. Neste item apresentaremos alguns dos casos brasileiros mais relevantes.

Como um dos exemplos pode ser citado o caso do pavilhão de exposições da gameleira, em Belo Horizonte, Brasil.

A obra, contratada pelo governo de Minas Gerais colapsou em 1971, deixando centenas de operários mortos e vários feridos. Abaixo a figura 5 mostra partes dos escombros.



Figura 5 – Colapso do pavilhão de exposições do Parque da Gameleira, em Belo Horizonte.

(COLAPSO..., 2011)

Segundo depoimentos das testemunhas a junta dilatação da laje sobre as vigas, que era de dois centímetros no início da retirada das escoras, superava a 15 centímetros por ocasião do desabamento, (JUSTIÇA..., 2006).

A perícia realizada na época demonstrou que o concreto utilizado na construção não possuía a resistência especificada em projeto, o que contribuiu para aumentar a possibilidade de rompimento da laje. Apenas em 2006 o Tribunal de Justiça de Minas Gerais condenou o estado, a construtora responsável pela obra e o Departamento de Obras Públicas (Deop) a pagar a indenização às vítimas do acidente. (JUSTIÇA..., 2006).

No caso apresentado foram 35 anos para sair à decisão do Tribunal de Justiça determinando o pagamento das indenizações, este é apenas um exemplo de muitos que acontecem no Brasil. Além das perdas irreparáveis de vidas humanas ocorre um desgaste para o recebimento do que é de direito das vítimas de tragédias como estas.

Seguem alguns casos relevantes de colapso em estruturas de concreto armado em edifícios.

2.1.1 Edifício Gisele (1977)

Desabamento ocorrido em Jaboatão dos Guararapes, na Região Metropolitana do Recife, Pernambuco, em meados de 1977.

Na tragédia foi contabilizado um total de 42 vítimas, sendo 20 feridos e 22 mortos. (MELO, 2007)

2.1.2 Edifício Atlântico (1995)

Acidente envolvendo 33 vítimas, sendo 4 feridos e 29 mortos, em Guaratuba no Paraná, Brasil.

O prédio possuía seis andares. O laudo do instituto de criminalística do Paraná apontou erros na construção da estrutura. A edificação veio desabar um ano após a conclusão da sua construção. Segundo Brum (2010) o colapso aconteceu por volta das 10:00h da manhã de um sábado do dia 28 de janeiro de 1995.



Figura 6 – Escombros do edifício Atlântico. (BRUM, 2010)

Uma semana antes do acidente, barulhos foram ouvidos no prédio, que apresentou rachaduras. Portas e janelas não abriam e nem o elevador funcionava. Os proprietários decidiram contratar uma empresa especializada para orientar o trabalho. A construtora não recomendou a retirada dos residentes. No momento do desabamento os moradores residentes relataram que escutaram estalos. (TRAGÉDIA..., 2007).

Em entrevista concedida a Brum (2010) o Tenente Novochadlo, na época com 25 anos, diz sempre se lembrar do casal com dois filhos encontrados mortos onde seria a escadaria do Atlântico. “O pai estava abraçado sobre a mulher e os filhos, tentando protegê-los. Só com cabeça fria para ver isso e continuar as buscas.”

Segundo relato de doze pedreiros e três mestres-de-obras, que trabalhavam na obra e estavam reforçando os pilares de concreto , 5 dos 40 pilares do edifício estavam esmagados na região do “colarinho” (região entre a base da fundação e a viga que sustenta os pilares do prédio, no caso de uma sapata corrida). (SOUZA & BITTENCOURT, 2001)

Na época do desabamento estava ocorrendo o reforço da estrutura de concreto; foi verificado após o ocorrido que 5 dos 40 pilares estavam esmagados na região do colarinho. (BRUM, 2010).

Em 1998, doze proprietários aceitaram um acordo com o engenheiro civil. Os proprietários receberam R\$ 306 mil em imóveis, que ratearam. Os outros moradores esperam há mais de 15 anos pelas indenizações. (BRUM, 2010). Em 2002, familiares de outras vítimas tentaram reabrir o caso, mas não conseguiram.

O esmagamento da região do colarinho, provavelmente ocorreu devido ao peso causado pela construção de uma piscina de 5.000 litros e de uma caixa d’água, ambas ausentes no projeto estrutural. (SOUZA & BITTENCOURT, 2001)

2.1.3 Edifício Itália (1997)

Em meados de 1997 o edifício Itália, edificação situada em São José do Rio Preto, São Paulo, desabou não deixando feridos nem vítimas fatais. Porém provocando a implosão de mais dois edifícios no ano seguinte. Uma das causas do desabamento foi atribuída a sobrecarga em um dos pilares e falhas no projeto das fundações.

Após moradores escutarem estalos na estrutura a equipe de bombeiros foi chamada constando que a edificação iria colapsar e ordenando a evacuação do

prédio. Segundo Souza & Bittencourt (2001) o edifício não apresentava indicativo de ruínas como fissurações. Algumas famílias moravam na edificação mesmo sem o habite-se da prefeitura.



Figura 7 – Implosão dos edifícios Espanha e Portugal, (SIMIONE, 2010).

Os escombros do desabamento atingiram quatro casas, um posto de gasolina, quatro andares de um prédio e um andar de outro edifício. Devido a estes acontecimentos os moradores foram, em 2010, intimados pela justiça a pagar a prefeitura R\$ 5,1 milhões em um prazo de 15 dias.

A indenização foi estipulada para reparar os estragos causados pela queda da torre, de 17 andares, cujas 500 toneladas de concreto desabaram obrigando os condôminos do Itália a ressarcir a prefeitura pelos serviços de limpeza e reconstrução das vias e serviços públicos, como redes de energia e telefonia, que ficaram destruídos com a queda. O valor, que era inicialmente cerca de R\$ 1 milhão, passou em 2010 para R\$ 5,1 milhões. (SIMIONE, 2010).

Os Edifícios Espanha e Portugal, que faziam parte do mesmo condomínio de luxo do Edifício Itália tiveram de ser implodidos em Abril de 1998, devido a um risco de desabamento. No Edifício Espanha medições indicaram que 2 dos 16 pilares que sustentavam o prédio apresentavam oscilações que variavam de 0,9 mm a 2,2 mm e que os centros destes pilares estavam fora do centro da principal viga que os sustentavam, numa ordem de 10 a 40 cm. (SOUZA & BITTENCOURT, 2001).

A implosão dos edifícios, que possuíam 17 andares, foi falha, os prédios tombaram a partir do sexto andar e caíram sobre a avenida.

Em 2006, a Justiça de Rio Preto mandou a prefeitura pagar R\$ 6 milhões aos moradores dos edifícios Espanha e Portugal, por ter determinado a implosão dos prédios sem necessidade. (SIMIONE, 2010).

Para o laudo da perícia as principais causas do desabamento teriam sido falhas no cálculo da fundação e sobrecarga em um dos pilares, que estariam com pressão 40% maior que a estipulada pelo projeto estrutural. No laudo divulgado pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas), foi afirmado que houve falhas na concepção do projeto de fundação, o que teria provocado o afundamento de duas estacas. Ocorreram sobrecargas de material de acabamento e desalinhamento de pilares. Ainda foi levantada a hipótese do solo ter colaborado na tragédia. (SOUZA & BITTENCOURT, 2001)

Em 2011 o STJ (Superior Tribunal de Justiça) tomou decisão favorável à ação de ex-morador do edifício Itália, responsabilizando a Construtora pela queda. A decisão abre precedente para que o morador cobre indenização da empresa com as perdas que teve com a queda do edifício, (STJ..., 2011).

2.1.4 Edifício Palace II (1998)

Acidente ocorrido em 1998, na cidade do Rio de Janeiro, devido ao subdimensionamento de 2 pilares da estrutura. Os pilares P4 e P44, que deveriam sustentar 480 toneladas, teriam sido construídos para suportar apenas 230 toneladas.

O edifício Palace II ficava situado no bairro da Barra da Tijuca, na cidade do Rio de Janeiro, Brasil. O colapso parcial da estrutura ocorreu no dia 22 de fevereiro de 1998, matando 8,0 pessoas. A edificação possuía 22 andares e 172 apartamentos e veio a ser demolida dias depois.



Figura 8 – Tragédia do palace II. (ASSOCIAÇÃO DAS VÍTIMAS, 2003 apud GRASSELLI, 2004).

Diversos laudos sobre a tragédia foram feitos, porém não foram unânimes em suas conclusões. A tabela 3 apresenta um resumo das conclusões dos laudos citados por Souza & Bittencourt (2001).

Tabela 3 – Resumo das conclusões sobre o desabamento do edifício Palace II, (SOUZA & BITTENCOURT,2001).

LAUDO	CONCLUSÕES SOBRE O DESABAMENTO DO EDIFÍCIO PALACE II
Laudo do Instituto de Criminalística Carlos Éboli (ICCE)	Erro generalizado de projeto estrutural Erros na execução da obra, mas considerou-os como desprezíveis.
Laudos preparados pelo Departamento de Vistoria da Secretaria Municipal de Urbanismo e por uma empresa particular contratada pelas vítimas do Palace II	Erros de cálculo somados a erros na execução da obra.
CREA-RJ	Erros de projeto e de execução

O laudo do ICCE atribuiu à causa do colapso do edifício Palace II a um erro generalizado de projeto estrutural: 78% dos pilares teriam sido construídos abaixo do padrão técnico e, dois deles (P4 e P44), que deveriam sustentar 480 toneladas, teriam sido construídos para suportar apenas 230 toneladas. O referido laudo apontou erros na execução da obra, porém os considerou desprezíveis no contexto do desabamento (SOUZA & BITTENCOURT, 2011).

Ainda Segundo Souza & Bittencourt (2001) os laudos preparados pelo Departamento de Vistoria da Secretaria Municipal de Urbanismo e por uma empresa particular contratada pelas vítimas do Palace II, concluíram que os erros de execução e de cálculo foram juntos responsáveis pelo colapso da edificação. O CREA-RJ também publicou nota endoçando as conclusões.

Segundo matéria publicada na Folha UOL antes da tragédia, o Palace II já era objeto de processos judiciais por suposta má qualidade na construção. O prédio não havia recebido o Habite-se (autorização de ocupação) da Prefeitura do Rio e tinha rachaduras e infiltrações. (DESABAMENTO..., 2002).

Entre os erros de execução estava a deficiência de cobrimento das armaduras, ausência de estribos suplementares dos pilares, concreto fraco, com muitas bolhas de ar e possivelmente feito com areia do mar. (SOUZA & BITTENCOURT, 2001)

Em maio de 2001, o dono da construtora foi absolvido pela Justiça, assim como o engenheiro de campo da obra. Apenas o engenheiro calculista foi condenado a prestar serviços à comunidade. (DESABAMENTO..., 2002).

Foi constatado que o edifício Palace I, prédio do mesmo condomínio do Palace II, também tinha problemas graves no dimensionamento dos pilares, tendo a referida edificação que passar por processos de recuperação estrutural.

O advogado da Associação das Vítimas do Palace II declara que até fevereiro de 2008 apenas 15% das indenizações foram pagas as famílias das vítimas. O processo judicial ainda se arrasta nos tribunais. (INDENIZAÇÕES..., 2008)

2.1.5 Edifício Areia Branca (2004)

Desabamento ocorrido em 14 de outubro de 2004, em edificação com 27 anos, localizada na Av. Bernardo Vieira de Melo, no bairro de Piedade, Jaboatão dos Guararapes, Pernambuco, que deixou 4 mortos. As figuras 10 e 11 mostram a edificação antes e depois da tragédia.



Figura 9 – Edifício Areia Branca antes da tragédia. (OLIVEIRA et. al., 2005).



Figura 10 – Escombros do Edifício Areia Branca.(OLIVEIRA et .al., 2005)

O colapso do edifício Areia Branca chamou atenção para a necessidade de realização de vistorias nas fundações.

Um fato relevante é que a ruptura, que causou o desmoronamento do Edifício Areia Branca, ocorreu na região de ligação com as sapatas. Não se tem conhecimento da realização de vistorias de edifícios nesta região, especialmente pelas dificuldades e transtornos criados por tal operação. Antes do acidente com o Edifício Areia Branca, na Região Metropolitana do Recife, a parte enterrada dos edifícios não fora questionada, não havendo, assim, a prática da inspeção das fundações. É de se inferir que o mesmo ocorra nas demais regiões brasileiras (OLIVEIRA, 2007).

Apenas quatro anos após a tragédia do colapso do edifício Areia Branca foi determinado, ainda em 1º instância, o pagamento das indenizações pela seguradora aos moradores. Porém, segundo informações do diário de Pernambuco, a referida empresa afirmou que não foi contratado seguro contra desmoronamento e que irá recorrer e tomar as medidas judiciais cabíveis em todas as instâncias possíveis. (AREIA..., 2009).

Maiores detalhes sobre o colapso do edifício Areia Branca encontram-se no item 3.1.2.

2.1.6 Edifício Real Class (2011)

O desabamento desta edificação ocorreu em 29 de janeiro de 2011, na cidade de Belém do Pará. O edifício de 34 andares em concreto armado estava em fase de acabamento. O acidente produziu a morte de três pessoas, sendo dois operários e uma vizinha da obra.

O colapso ocorreu de repente. Segundo relatos de vizinhos, não houve nada de anormal na hora do acidente, o edifício desmoronou após uma chuva forte. O que, a princípio, pode ser caracterizado como colapso progressivo, porém para esta afirmativa ser verdadeira se faz necessário um estudo mais profundo do acontecimento. Através das figuras 12 e 13 é possível contemplar a edificação antes da tragédia e seus escombros, respectivamente.



Figura 11 – Edifício Real Class antes do desabamento. (MULHER..., 2011)



Figura 12 – Escombros do edifício Real Class. (MULHER..., 2011)

No início de março de 2011 foi apresentado um laudo técnico elaborado pela Faculdade de Engenharia Civil (FEC), por meio do Grupo de Análise Experimental de Estruturas e Materiais (GAEMA), do Instituto de Tecnologia (ITEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA) sobre as causas do desabamento do Edifício Real Class. O estudo foi coordenado pelo Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura do Pará (CREA-PA).

O laudo concluiu que a queda do edifício ocorreu por erro de cálculo do projeto estrutural, já que a edificação colapsou quando foi submetida a uma combinação elevada de carregamentos verticais e horizontais no momento da tempestade. (GARCIA..., 2011)

O laudo afirma que as fundações foram corretamente projetadas, o concreto e o aço também apresentavam resistências compatíveis com as recomendadas pelas normas brasileiras. Diversos pilares do pavimento térreo não apresentavam

resistência compatível com os esforços atuantes e ruíram bruscamente, sem apresentar fissuras. A pesquisa afirma ainda que a simulação realizada concluiu que, em pouco mais de nove segundos, o prédio veio abaixo. (GARCIA..., 2011).

O Engenheiro civil responsável pelo cálculo estrutural do edifício Real Class, afirma que o prédio caiu por “erro na fundação”, após a contaminação do concreto de algumas estacas de sustentação com lama, e que nem todas as estacas foram vistoriadas pelo laudo emitido pela UFPA. O calculista afirma que calculou a edificação em máquina de calcular e que foi responsável pelo projeto de mais de 50 prédios. (ENGENHEIRO..., 2011)

Esta pesquisa não teve acesso ao laudo emitido pela UFPA. O diário online publicou trechos do referido documento que foram transcritos nos parágrafos seguintes.

Após analisar os projetos de arquitetura, estrutura, fundações, laudos de sondagem e a realização de ensaios em amostras de aço e concreto colhidos no local, esta equipe técnica concluiu que:

- * O concreto e o aço empregados na estrutura apresentavam resistências compatíveis com as recomendadas pelas normas brasileiras;

- * As fundações foram corretamente projetadas considerando-se as cargas informadas no projeto estrutural;

- * Considerando as recomendações normativas para dimensionamento de estruturas de concreto, para carregamentos verticais e para o vento, observou-se que o projeto estrutural não atendia tais recomendações, sendo a situação mais crítica referente à atuação do vento;

- * Para a situação de colapso, caso de construção, observou-se que as fundações apresentavam resistência significativamente superior, descartando-se a hipótese de que o colapso tenha se iniciado por esgotamento de sua capacidade resistente;

- * Ainda para o caso de construção, verificou-se que diversos pilares no nível do pavimento térreo não apresentavam resistência compatível com os esforços atuantes, com alguns apresentando ruptura brusca, sem avisos (fissuras);

Sendo assim, esta equipe concluiu que o colapso ocorreu por problemas de concepção estrutural e que o colapso do edifício ocorreu quando a estrutura foi submetida a uma combinação elevada de carregamentos verticais e horizontais (LAUDO..., 2011).

O laudo elaborado pelo Centro de Perícias Renato Chaves teve conclusões similares ao laudo elaborado pela UFPA. O ponto em que os dois não foram unânimes foi quanto à importância do vento na tragédia. O laudo da UFPA considerou o vento como fator fundamental no desabamento do edifício. Já os autores do segundo laudo afirmam que o colapso só veio acontecer após seis

minutos do fim da tempestade, desconsiderando a ação deste fator no desabamento.

O laudo do instituto Renato Chaves apontou os pilares P15 e P16, localizados no fosso do elevador, como responsáveis pela queda do edifício. Na avaliação foi detectada que o sistema foi calculado sem integração, ou seja, inadequadamente para uma edificação de 34 pavimentos. Os estribos encontrados nos escombros eram de 4,2mm enquanto que o mínimo recomendado pela NBR 6118 (2007) é de 5,0mm. Foram detectadas falhas na concepção do sistema estrutural, ocasionando erro na escolha do modelo matemático aplicado. (CENTRO..., 2011)

Provavelmente os familiares das vítimas e os proprietários dos apartamentos do edifício Real Class deverão travar uma guerra judicial, durante anos, para receber as indenizações cabíveis.

2.1.7 Edifício em Belo Horizonte Colapso de um pilar (2008)

Em 2008, na cidade de Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil, aconteceu o colapso repentino de um pilar em uma edificação mista, com 25 anos de construída. A edificação era uma estrutura em concreto armado no térreo e alvenaria estrutural com blocos cerâmicos a partir do primeiro pavimento. O pilar rompido pode ser visto através da figura 13.



Figura 13 – Pilar rompido e escarificado em edificação em Belo Horizonte, (COSTA & CAMARGO, 2011).

Para a sustentação dos pilares P5, P6 e P7 foi utilizada uma técnica conhecida como “fogueira”, onde os referidos elementos estruturais ficaram envolvidos por dormentes de madeira, além disso, foram providenciados

escoramentos metálicos, posicionados abaixo da primeira laje, nos alinhamentos entre pilares, conforme figuras 15a e 15b.



Figura 14a – Escoramento do pilar com dormentes de madeira. (COSTA & CAMARGO, 2011)



Figura 14b – Escoramento da edificação. (COSTA & CAMARGO, 2011)

Praticamente todos os estribos se encontravam em avançado estado de deterioração corrosiva, e algumas barras longitudinais encontravam-se sem contraventamento, nos primeiros 75cm, contados a partir da fundação, do pilar P6. (COSTA & CAMARGO, 2011)

O concreto da edificação supracitada apresentava trechos segregados, denunciando que foi utilizada uma baixa relação água/cimento. Estudos feitos no local através de ensaios de ultrassonografia mostraram que 2 pilares, distantes do P6 apresentaram boa qualidade, os demais qualidade duvidosa, e o pilar P6 baixa qualidade.

Na década de 80, época da construção do edifício era comum a utilização de concretos com baixa resistência da ordem de 15 MPa.

A partir do modo de ruptura do pilar, dentre outros fatores observados pode-se afirmar que o colapso ocorreu por insuficiência da capacidade resistente. A corrosão observada nos quatro primeiros estribos, com seu rompimento total, fez com que as barras longitudinais do pilar P6 ficasse com “espaçamento” entre estribos de 75,0 cm. (COSTA & CAMARGO, 2011)

Nos pilares as forças normais de compressão são preponderantes. A flambagem é a perda da estabilidade por bifurcação do equilíbrio e deve ser combatida por estribos. A NBR 6118 (2007) estabelece critérios para o espaçamento mínimo entre estribos não sendo permitido que ultrapasse 20,0 cm.

Costa & Camargo (2011) afirmam que quando os concretos atingem tensões acima de 60% da carga última, verificam-se manifestação e propagação de microfissuras, estas podem gerar instabilidade na interface matriz-agregado. Os referidos autores fizeram uma análise linear da estrutura do prédio, sem maiores refinamentos, considerando seus elementos estruturais, antes e depois do esmagamento do P6, e retirando o pilar que colapsou, conforme mostra as figuras 16 a 18.

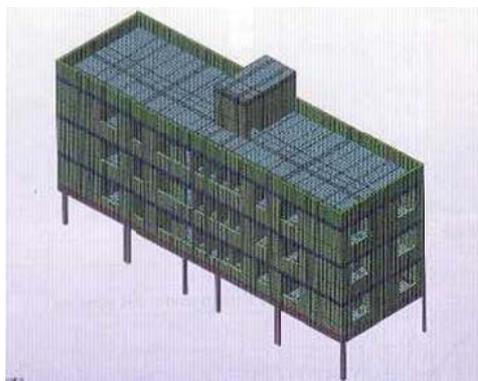


Figura 15 – Modelo matemático. (COSTA & CAMARGO, 2011)

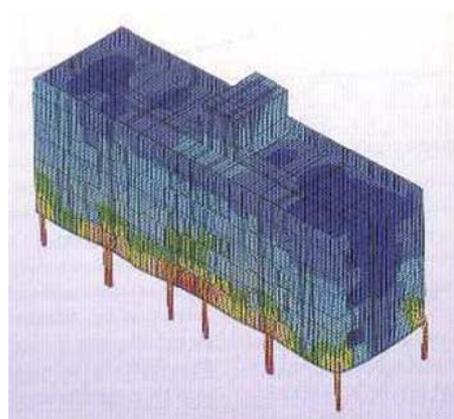


Figura 16 – Deformada da estrutura sem falhas. (COSTA & CAMARGO, 2011)

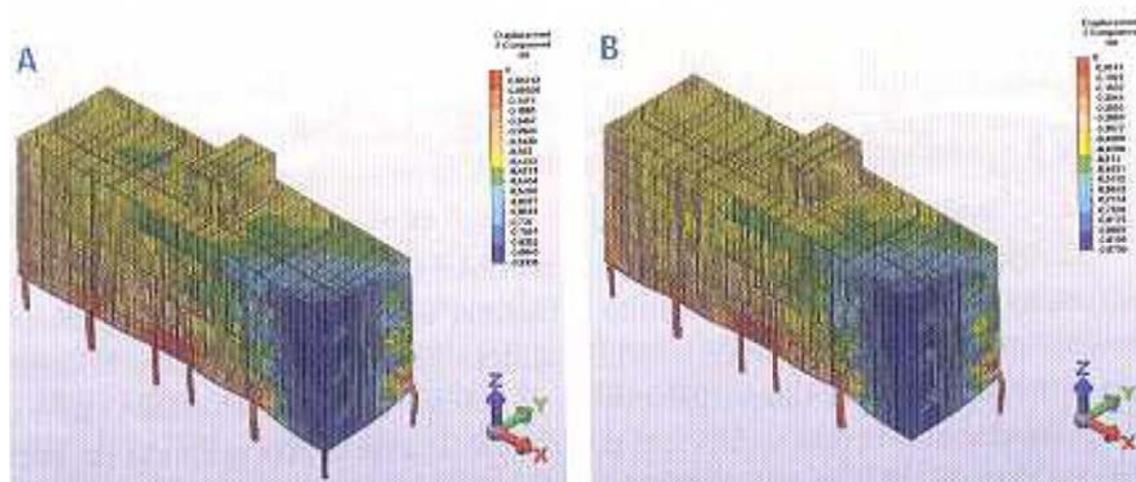


Figura 17 – Estrutura deformada com P6 rompido (a) e a estrutura deformada sem o pilar P6(b).
(COSTA & CAMARGO, 2011)

O deslocamento máximo, na direção z, foi de 0,519 cm, encontrados na figura 16, onde é possível observar a deformada da estrutura sem falhas. Já a figura 17a mostra para a estrutura deformada, com o P6 rompido, um deslocamento máximo, na direção z, de 0,9335 cm. Para o pilar retirado a análise apresentou um deslocamento máximo, na direção z, de 0,9706 cm.

Nota-se um aumento de quase 100% no deslocamento máximo, em z, quando se compara a estrutura com falha e sem falhas. Sendo de 79,87% comparando com o P6 rompido e de 87,01% comparando a retirada do P6. A comparação entre os deslocamentos em z da estrutura com o pilar danificado e sem o mesmo dá praticamente insignificante, da ordem de 3,82%.

Nas figuras é possível observar que as duas estruturas têm comportamento similar, o que pode ser justificado pela distribuição de cargas pelos elementos que compõem a edificação e contribuem para tentativa dela se tornar estável.

Estes colapsos deveriam ser profundamente estudados pelo meio técnico a fim de evitar outras tragédias, porém esta tarefa nem sempre é fácil já que os laudos raramente estão disponíveis para a sociedade. Segundo Souza & Bittencourt (2001) as informações disponíveis sobre os acidentes são em geral sensacionalistas e provêm de noticiários televisivos, jornais e revistas, dotadas de um conteúdo amplamente restrito sobre as efetivas causas técnicas dos acidentes.

2.2 Projetos de Edifícios de Concreto Armado

Para a elaboração de um projeto estrutural seguro é necessário o conhecimento do funcionamento do sistema de distribuição dos esforços.

As estruturas de concreto armado têm a função de resistir às ações transmitindo as cargas ao solo através de seus elementos principais, que são: pilares, lajes, vigas e os elementos de fundação.

As lajes são responsáveis pela distribuição das ações horizontais para os elementos de contraventamento, já que recebem as cargas permanentes, equivalentes ao peso próprio e elementos fixos, e as sobrecargas, referentes às ações de utilização. Além disso, estas placas contraventam os pilares da estrutura.

Já as vigas transmitem as ações para os apoios. Os pilares recebem estas ações das vigas ou das lajes e as passam para os elementos inferiores ou fundação.

A fundação, por sua vez, transmite os esforços recebidos de toda a estrutura, para o solo.

No caso das lajes se apoiarem diretamente nos pilares, sem a existência de vigas, estas são chamadas de lajes lisas. Havendo capitéis nas ligações das lajes com os pilares, elas recebem o nome de lajes-cogumelo.

As vigas-faixa recebem este nome quando uma determinada faixa, nas lajes lisas, é projetada como viga.

Atualmente, a utilização de lajes nervuradas em obras é bastante comum. Quando as nervuras e as vigas possuem a mesma altura, o referido elemento estrutural é denominado lajes lisas nervuradas. Neste tipo de laje é corriqueira a utilização de vigas-faixa e capitéis embutidos.

Os pórticos, que são os pilares alinhados ligados por vigas, são os elementos mais comuns de contraventamento. Como o próprio nome já diz, estes elementos devem resistir a diversas ações, inclusive as ações provenientes dos ventos. Os pórticos treliçados, paredes estruturais ou núcleos são muito utilizados para o travamento de edifícios esbeltos. Os núcleos, geralmente são compostos pelas escadas ou, também, pela caixa de elevadores.

Nos edifícios as caixas d'água, escadas, marquises e consolos, entre outros, são tidos como elementos estruturais complementares.

É importante ressaltar que a utilização de sistemas computacionais é cada vez mais difundida, nos dias atuais, é praticamente impossível elaborar projetos sem o uso de um sistema computacional.

Existem diversas vantagens de se elaborar um projeto com o auxílio de uma ferramenta computacional, não só pela velocidade mas pela possibilidade de otimização do projeto o qual pode ser testado diversas vezes com várias soluções.

2.2.1 Concepção Estrutural

A concepção estrutural é a etapa do projeto onde são definidos os materiais a serem empregados no projeto estrutural e onde é feito o pré-dimensionamento dos elementos e as ações que os mesmos suportarão.

A primeira etapa de um projeto estrutural consiste em definir as partes da construção que farão parte da estrutura, escolher os elementos que resistirão às ações, deve-se definir nesta fase o sistema estrutural adotado e os respectivos materiais. A análise de uma estrutura consiste em determinar esforços solicitantes e deslocamentos por meio de modelos matemáticos (FONTES et. al., 2005)

Um dos principais dados a serem considerados em um projeto estrutural de concreto armado é o tipo de material a ser utilizado. O concreto armado alia a resistência à compressão do concreto com a resistência à tração do aço.

O concreto é um material composto por aglomerante, agregados miúdos e graúdos, água e, em alguns casos adições e aditivos. Sendo o aglomerante mais conhecido para a produção do concreto, o cimento Portland.

O tipo de agregado miúdo geralmente utilizado para a produção do concreto é a areia. Já o agregado graúdo mais utilizado é a brita que possui diâmetro máximo superior a 4,8 mm.

Pode-se definir como aditivo todo o produto não indispensável à composição e finalidade do concreto, que colocado na betoneira imediatamente antes ou durante a mistura do concreto, em quantidade geralmente pequenas e bem homogeneizado, faz aparecer ou reforçar certas características. (BAUER, 2000).

Os aditivos podem ter sua classificação baseada na ação ou no efeito que eles causam no concreto. Os tipos mais comumente utilizados são os plastificantes, superplastificantes, incorporadores de ar, retardadores e aceleradores de pega.

Atualmente as adições minerais utilizadas na produção do concreto são provenientes de resíduos industriais que não a da construção civil. Este fato ajuda a preservar recursos naturais.

Além das vantagens ambientais já citadas quando são utilizadas adições minerais na produção do concreto existem varias vantagens técnicas que explicam a vasta utilização deste produto nos últimos anos.

A maioria dos diversos tipos de adições diminui os poros do concreto, por consequência ocorre o aumento da resistência à compressão, além disto, auxiliam na redução do consumo de cimento, ajudando a manter sob controle problemas de segregação, diminuindo o calor de hidratação, fato que pode evitar a retração do concreto.

Na construção civil o aço estrutural tem grande aplicação na engenharia devido a propriedades como a resistência à tração, ductilidade entre outras.

A classificação das barras de aço em CA 50 e CA 60 e dos fios de aço em CA 60 é feita de acordo com o valor característico da resistência de escoamento.

O escoamento é um fenômeno que ocorre em alguns metais de natureza dúctil como aços, onde o material se deforma plasticamente sem praticamente nenhum aumento de tensão, ou seja, ocorre um grande alongamento sem acréscimo de carga. Pode-se dizer que a tensão de escoamento é a tensão máxima verificada na fase de escoamento.

A NBR 7480:2007 apresenta as propriedades mecânicas exigíveis de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado, inclusive os valores da resistência característica de escoamento que, conforme já citado classificam as barras e fios de aços em suas respectivas categorias.

Sabe-se que a aderência entre a armadura e o concreto tem um comportamento decisivo na capacidade de carga das estruturas de concreto armado.

É de conhecimento geral que os aços mais comumente utilizados na construção de edifícios são os aços CA-50 e CA-60. A distribuição mais habitual é a seguinte: nas vigas e pilares barras com aço CA-50 e estribos com CA-60, nas lajes e sapatas barras CA-60 e a não utilização de estribos, quando estas estiverem submetidas a punção tem-se a utilização de aço CA-50, nos blocos de estaca também é raro é utilização de estribos e o aço é o CA-50.

Segundo a NBR 6118 (2007) vigas com altura maior que 60cm devem apresentar armadura de pele, geralmente, nestes casos usa-se tanto para a barra, quanto para o estribo o aço CA-60.

Para a adequada concepção estrutural é de fundamental importância o conhecimento das características dos materiais de construção que compõem a estrutura. Principalmente quando pretende-se realizar projetos que visem a robustez.

O comportamento do concreto submetido a tensões normais de compressão e de tração só pode ser representado aproximadamente pela lei de Hooke quando a tensão fica abaixo de determinado nível. Nesse caso, as relações entre tensões normais e deformações específicas são definidas pelos módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson do concreto. (SHEHATA, 2005).

O coeficiente de Poisson é a propriedade que ocorre quando um material se alonga em uma determinada direção, ocorre uma contração em um plano perpendicular.

Segundo Shehata (2005), na fase de comportamento linear-elástico, o coeficiente de Poisson do concreto, que relaciona deformações nas direções longitudinais e transversais do concreto submetido à compressão ou a tração centrada varia entre 0,15 e 0,25, sendo comum a utilização do valor 0,20.

A ductilidade é a medida da extensão da deformação que ocorre no material até o momento da ruptura. Um material dúctil é aquele que suporta grandes deformações antes de romper. Um material frágil é um material que não deforma antes de sua ruptura, ou seja, rompe bruscamente.

Ductilidade é uma importante propriedade mecânica. Ela é uma medida do grau de deformação plástica que foi sustentada na fratura. Um material que experimenta muito pouca ou nenhuma deformação plástica antes da fratura é denominado frágil ("brittle"). (CALLISTER, 2000)

O concreto armado, quando submetido à compressão apresenta uma ruptura brusca, frágil.

Segundo Hanai (2005) o concreto é um material de comportamento tipicamente não-linear e sujeito a deformações de caráter visco-plástico, ou seja, o diagrama tensão deformação do concreto é tipicamente não-linear e ainda esta sujeito a deformações dependentes do tempo.

2.2.2 Ações e Combinações em Edifícios

2.2.2.1 Estados Limites

Segundo Kimura (2007) estados limites são situações em que a estrutura deixa de atender aos requisitos necessários para seu uso de forma plena e adequada.

Os estados limites são divididos, basicamente, em dois grupos, estado limite último e estado limite de serviço. O estado limite último, conhecido pela sigla (ELU), está relacionado com a capacidade da estrutura não entrar em colapso parcial, nem total. Já o estado limite de serviço (ELS) é aquele relacionado ao desempenho e ao funcionamento da estrutura.

Abaixo são apresentadas as definições apresentadas na NBR 6118 (2007) sobre os principais estados limites a serem atendidos pelas estruturas de concreto armado:

- estado limite último (ELU): Estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

- estado limite de formação de fissuras (ELS-F): Estado em que se inicia a formação de fissuras.

- estado limite de abertura das fissuras (ELS-W): Estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados pela referida norma.

- estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF): Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal.

- estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE): Estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

O estado limite último é o mais importante, pois o mesmo está ligado à resistência da estrutura. A NBR 6118 (2007) afirma que a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- a) estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;

b) estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica definida na NBR 6118 (2007);

c) estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;

d) estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;

e) estado limite último de colapso progressivo;

f) outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer e casos especiais.

Como exemplo de estado limite último podemos citar a ruína de um pilar, que, na maioria dos casos, provoca o colapso da edificação. E como estado limite de serviço o aparecimento de fissuras, que podem não provocar o desabamento da estrutura mas causa desconforto e, muitas vezes, pânico aos usuários de um prédio.

Os estados limites últimos são, geralmente, a principal preocupação do engenheiro. Pinheiro (2007) exemplifica este estado limite da seguinte forma:

- a) Perda de equilíbrio como corpo rígido: tombamento, escorregamento ou levantamento;
- b) Resistência ultrapassada: ruptura do concreto;
- c) Escoamento excessivo da armadura: $\epsilon_s > 1,0\%$;
- d) Aderência ultrapassada: escorregamento da barra;
- e) Transformação em mecanismo: estrutura hipostática;
- f) Flambagem;
- g) Instabilidade dinâmica - ressonância;
- h) Fadiga - cargas repetitivas.

Pinheiro (2007) exemplifica o estado limite de serviço como :

- a) Danos estruturais localizados que comprometem a estética ou a durabilidade da estrutura - fissuração;

- b) Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou o seu aspecto estético - flechas;
- c) Vibrações excessivas que causem desconforto a pessoas ou danos a equipamentos sensíveis.

2.2.2.2 Ações

Conforme a NBR 8681 (2003) as ações que podem produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais, além das cargas acidentais.

As ações permanentes são aquelas que ocorrerão durante praticamente todo o tempo de vida útil da edificação com valores constantes ou de pequena variação, segundo Kimura (2007) as ações permanentes são divididas em:

Ações permanentes diretas:

- peso próprio da estrutura,
- empuxos permanentes,
- peso dos elementos construtivos,

Ações permanentes indiretas:

- retração do concreto,
- fluência do concreto,
- recalque,
- imperfeições geométricas,
- protensão.

As ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da estrutura. Kimura (2007) exemplifica essas ações com:

Ações variáveis diretas:

- cargas acidentais de uso,
- vento,
- água.

Ações variáveis indiretas:

- ações dinâmicas,
- variação dinâmica.

As excepcionais são os tipos de ações que têm curta duração ou baixa possibilidade de ocorrência.

As cargas acidentais são ações variáveis que ocorrem em função do seu uso, como exemplo deste tipo de carga pode-se citar: materiais, veículos, pessoas, mobiliário, entre outros.

Os valores das ações são alterados para a realização dos cálculos através de um coeficiente de segurança, também chamado de coeficiente de ponderação das ações (γ_f).

Conforme a seção 11.7 da NBR 6118 (2007):

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

Onde:

γ_{f1} considera as aproximações de projeto

γ_{f2} considera a simultaneidade das ações

γ_{f3} considera a variabilidade das ações

A NBR 6118 (2007) separa os valores dos coeficientes em duas tabelas, que estão apresentadas a baixo.

Tabela 4 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$ para combinações de ações normais (NBR 6118, 2007)

Combinação de ações Normais	$\gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$							
	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalque / Retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
	1,4	1	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0

D= Desfavorável /F= Favorável /G= Cargas variáveis em geral /T= Temperatura

Tabela 5 - Valores do coeficiente γ_{f2} (NBR 6118, 2007)

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Sem equipamentos fixos ou concentração de pessoas - EDIFÍCIOS RESIDENCIAIS	0,5	0,4	0,3
	Com equipamentos fixos ou concentração de	0,7	0,6	0,4

	peças - EDIFÍCIOS COMERCIAIS			
	Bibliotecas, arquivos, oficinas, garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica de vento	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes em relação à média local	0,6	0,5	0,3

O coeficiente que considera a simultaneidade das ações γ_{f2} é subdividido, como visto na tabela 5, em ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 , e são comumente chamados de coeficientes redutores ou “pis”. Procuram, em um mesmo carregamento, ponderar a atuação simultânea das ações variáveis.

Das ações variáveis diretas uma das mais importantes para o cálculo de estruturas de concreto armado são as ações devido ao vento. As variáveis referentes a esta ação são estabelecidas pela NBR 6123 (1988) – Forças devidas ao vento em edificações.

Os principais dados sobre o vento a serem inseridos em um software de cálculo estrutural são:

As larguras das faixas: são os comprimentos das fachadas expostas perpendicularmente à ação do vento.

A velocidade básica do vento: Encontrada na norma já citada através das curvas isopleias. As curvas isopleias são curvas de ventos de mesma velocidade. A ação do vento é representada de forma gráfica pela NBR 6123, sobre o mapa do Brasil através das referidas curvas.

A velocidade básica V_0 dada pelas curvas isopleias é a máxima velocidade média medida sobre 3 segundos, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano.

A categoria de rugosidade do terreno: A NBR 6123 (1988) classifica os terrenos nas seguintes categorias:

Categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, como exemplos podem ser citados o mar calmo, lagos e rios e pântanos sem vegetação.

Categoria II: Esta categoria engloba terrenos abertos em nível com poucos obstáculos isolados. Onde a cota média do topo dos obstáculos é menor ou igual a 1,0m. Exemplo: zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias e fazendas sem sebes e muros.

Categoria III: Terrenos planos e ondulados com obstáculos, poucos quebra vento de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplo: granjas e casas de campo com exceção das partes com mato, fazendas com sebes ou muros e subúrbios a considerável distância do centro com casas baixas e esparsas. Neste caso a cota média do topo dos obstáculos é de 3,0 m.

Categoria IV: Este caso considera os terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Onde a cota média do topo dos obstáculos é de 10,0m. Exemplo: Zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades e áreas industriais plenas ou parcialmente desenvolvidas.

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados com a cota média do topo dos obstáculos da ordem de 25,0m. Exemplo: florestas com árvores altas de copas isoladas, centro de grandes cidades e complexos industriais bem desenvolvidos.

No caso do nosso estudo as edificações estão situadas na Região Metropolitana do Recife, ou seja, no centro de uma grande cidade. Conclui-se então que a categoria de rugosidade do terreno a ser considerada será a V.

Dimensões da edificação (Classes): Segundo a NBR 6123 (1988) quanto maior o intervalo de tempo usado no cálculo da velocidade média, tanto maior a distância abrangida pela rajada de vento.

A referida norma afirma que se faz necessário considerar características construtivas ou estruturais da edificação visando avaliar a continuidade estrutural ao longo dela. Exemplo: edificações com juntas que separem a estruturas em duas ou mais partes estruturalmente independentes; ou ainda estruturas com pouca rigidez na direção perpendicular à direção do vento.

A NBR 6123 divide as edificações em 3 classes de acordo com as partes de edificações e seus elementos, com intervalo de tempo para cálculo da velocidade média de respectivamente, 3, 5 e 10 segundos.

As referidas classes estão descritas abaixo:

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20m.

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20m e 50m.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Para os casos em que a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal de uma edificação exceda 80 m, o intervalo de tempo correspondente deverá ser determinado de acordo com indicações específicas da norma.

Fator estatístico (Grupos): Este fator considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

A NBR 6123 (1988) define os mínimos do fator estatístico (S_3) conforme tabela 6.

Tabela 6 – Valores mínimos do fator estatístico S_3 (NBR 6123, 1988)

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja a ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destutiva (hospitais, quateís de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

2.2.2.3 Combinações

As combinações são um conjunto de ações atuando em uma estrutura. Em uma situação real, várias ações estarão incidindo em uma edificação ao mesmo tempo. Um projeto precisa atender a diversas combinações de ações ponderadas, levando em conta os efeitos mais desfavoráveis.

Existem dois grupos principais de combinações, as combinações últimas e as combinações de serviço.

As combinações últimas estão ligadas à resistência da estrutura, ou seja, a verificação dos estados limites últimos. Enquanto as combinações de serviço estão

ligadas ao funcionamento da estrutura, ou seja, a verificação dos estados limites de serviço. A segurança da estrutura está condicionada a verificação desses estados limites.

Geralmente, são realizados os seguintes passos para se calcular uma edificação:

- 1- Análise estrutural para cálculo dos esforços.
- 2- Dimensionamento da armadura atendendo ao estado limite último (ELU).
- 3- Verificação do estado limite de serviço (ELS).

As combinações últimas usuais, também conhecidas como combinações últimas normais levam em consideração as ações permanentes e variáveis, sendo estas diretas e indiretas.

2.2.3 Análise Estrutural

A NBR 6118 (2007) afirma que o objetivo da realização da análise estrutural é determinar os efeitos das ações da estrutura, a fim de efetuar as verificações de estados limites últimos (ELS) e estados limites de serviço (ELS).

Segundo Fontes et. al. (2005) a análise de uma estrutura consiste em determinar esforços solicitantes e deslocamentos, por meios de modelos matemáticos, após a idealização de diversos fatores, como, por exemplo, o comportamento das ações, do material constituinte, das ligações entre os diversos elementos em que a estrutura pode ser dividida e da resposta destes elementos frente às ações.

Realizar a análise estrutural significa calcular e analisar os deslocamentos e os esforços solicitantes nos pilares, nas vigas, e nas lajes que compõem um edifício. Toda a análise estrutural deve ser baseada em um modelo estrutural. (KIMURA, 2007).

Existem vários tipos de modelos estruturais, estes consideram a composição de um ou mais tipos de elementos estruturais, segundo Fontes et. al. (2005) os mesmos devem contemplar os diferentes esforços que solicitam a estrutura.

Os elementos estruturais podem ser divididos em elementos lineares: vigas, pilares, arcos e tirantes; elementos de superfície: placas, chapas, cascas e pilares-paredes; e por fim os elementos de volume: blocos e sapatas.

2.2.3.1 Modelos estruturais:

Abaixo serão apresentados os principais modelos estruturais utilizados para projetar estruturas de concreto armado.

- Viga contínua:

O modelo clássico de viga contínua considera a viga simplesmente apoiada nos pilares, como se não houvesse solidariedade ou transmissão de momentos entre estes elementos. A NBR 6118 (2007) permite o uso deste modelo desde que acompanhado de algumas correções. (FONTES et. al., 2005).

Segundo Kimura (2007) a análise estrutural baseada neste modelo é realizada da seguinte forma:

a) Os esforços e as flechas nas lajes são calculados a partir de tabelas baseadas em vários métodos aproximados, como Marcus e Czerny.

b) As cargas das lajes são transmitidas as vigas por área de influência, esquema “telhado”.

c) Os esforços e as flechas nas vigas são calculados através do modelo clássico de viga com apoio simples que simulam os pilares.

d) As reações verticais obtidas nos apoios das vigas são transferidas como cargas concentradas para os pilares.

Este tipo de modelo apesar de antigo ainda é largamente utilizado nos cursos universitários, pois explica de maneira clara e simples o percurso das cargas na estrutura.

Na prática atual, devido a várias limitações, principalmente por só considerar cargas verticais e elas não apresentarem uma interação entre os elementos estruturais, este modelo deixou de ser utilizado em projetos computacionais elaborados com auxílio de uma ferramenta computacional. Porém o mesmo deve ser usado para validação de resultados. (KIMURA, 2007).

- Pórticos Planos:

Estes são composições de elementos lineares em um mesmo plano. O modelo de pórticos planos considera de uma maneira mais precisa do que o de vigas contínuas, a resposta da estrutura frente as ações verticais, pois leva em conta a transmissão de esforços entre os elementos que constituem o pórtico. (FONTES et. al., 2005).

O modelo de pórticos planos pode ser utilizado na análise de ações horizontais, pois pode associar diferentes pórticos em uma mesma direção, através de barras articuladas nas extremidades que simulam o efeito das lajes considerando-as como um diafragma rígido.

Segundo Kimura (2007) o modelo de pórtico plano é direcionado para realizar uma análise global da edificação, admite ações verticais e horizontais. Cada nó entre os elementos lineares possui três graus de liberdade, possibilitando obter os deslocamentos e esforços (força normal, esforço cortante e momento fletor) em todas as vigas e pilares. O supracitado autor afirma ainda que este modelo, atualmente, foi substituído pelo modelo de pórticos espaciais.

- Pórticos espaciais:

É um modelo tridimensional capaz de determinar momentos de flexão, torção e esforços cortantes e normais de todos os elementos. Pode ser utilizado na análise de carregamentos horizontais e verticais, inclusive com assimetria. (FONTES et. al., 2005).

Para resolver este modelo, geralmente, é necessário o uso de programas de análise matricial, pois é um modelo mais complexo, onde cada elemento passa a ter seis graus de liberdade por nó.

As lajes, geralmente, não estão presentes no modelo de pórticos espaciais, pois são tratadas como elementos que possuem elevada rigidez no plano horizontal, capaz de compatibilizar o comportamento em todos os pontos do mesmo pavimento de uma forma equivalente. Esse tratamento dado as lajes é designado como diafragma rígido, e pode ser simulado facilmente no modelo de diversas formas: enrijecendo lateralmente as vigas, criando elementos especiais no modelo ou por manipulação interna nos cálculos matriciais. (KIMURA, 2007).

Este modelo permite realizar o calculo tanto de estruturas simples quanto complexas, o que faz que o mesmo seja bastante utilizado atualmente, principalmente devido à popularização dos softwares que auxiliam o engenheiro calculista.

- Grelhas:

As grelhas é um modelo de estruturas planas formadas por barras que recebem carregamento perpendicular ao seu plano.

Segundo Fontes et. al. (2005) em edifício, as grelhas são formadas por lajes e vigas de um determinado pavimento.

A princípio o modelo de grelhas só levava em conta a interação entre todas as vigas presentes em um pavimento, posteriormente surgiu o modelo de grelhas de vigas e lajes. Este modelo é composto por elementos lineares que simulam as vigas e lajes, enquanto os pilares são simulados por apoios simples.

Nesse modelo, a interação entre todas as lajes e vigas é considerada de forma bastante precisa, por meio desse modelo não é possível analisar os efeitos das ações horizontais, como vento e empuxo. Mesmo assim, na prática atual, o modelo grelha de vigas e lajes é bastante utilizado na análise de pavimentos de concreto armado. (KIMURA, 2007).

- Elementos finitos:

Este método numérico representa uma estrutura de concreto, inteira ou parcialmente, por um conjunto de elementos ou malhas.

Segundo Kimura (2007) existem inúmeros tipos de elementos finitos já desenvolvidos e testados. Para o supracitado autor pode-se dizer que as barras utilizadas nos modelos de grelha e pórticos espaciais são elementos finitos lineares (elementos de barras). Existem também elementos finitos bidimensionais (placa, chapa, casca, membrana...), bem como elementos finitos tridimensionais (sólidos).

Um modelo composto por elementos finitos de placa pode ser usado na análise de pavimento. As lajes são simuladas como elementos bidirecionais, chamados de placas. Na prática o modelo de casca pode ser utilizado na análise estrutural de pilares-paredes.

É muito comum, nos dias atuais, a combinação de mais de um tipo de modelo estrutura para realização da análise estrutural.

O mais comum é a utilização de dois modelos: grelhas (de vigas e lajes) e pórtico espacial. O primeiro é utilizado nos pavimentos que compõe a edificação, com ele é possível calcular os esforços e deslocamentos nas lajes oriundos das cargas verticais. Já o pórtico espacial é empregado na análise global da estrutura, com ele são calculados os deslocamentos e esforços nas vigas e pilares oriundos da atuação das cargas verticais e horizontais. (KIMURA, 2007).

É importante salientar que os modelos de grelhas e pórticos espaciais devem ser adaptados para que a estrutura de concreto armado seja analisada da forma mais real possível, configurando e determinando algumas características como: apoio elástico, ligação flexibilizada, alteração das rigidezes das barras, entre outras.

2.2.3.2 Tipos de análise estrutural:

Existem diversos tipos de análise estrutural, os projetos estruturais devem sempre buscar por tipos de análises o mais realista possível, fazendo sempre da segurança prioridade.

A NBR 6118 (2007), no item 14.5, apresenta cinco tipos de análise, e o projeto estrutural deve apresentar conformidade com uma delas. Segundo a supracitada norma todos os modelos admitem que os deslocamentos da estrutura sejam pequenos.

- Análise linear:

Esta análise admite o comportamento elástico linear dos materiais. Os resultados de uma análise linear são usualmente empregados para a verificação de estados limites de serviço. É possível estender os resultados para verificações de estado limite último, mesmo com tensões elevadas, desde que se garanta a ductilidade dos elementos estruturais. (NBR 6118, 2007).

Um material possui comportamento elástico quando o mesmo consegue voltar as suas características iniciais após ter sofrido alguma deformação.

Neste tipo de análise é considerada uma relação linear entre tensão e deformação, ou seja, quanto maior a tensão maior a deformação.

O concreto só tem um comportamento puramente elástico para tensões baixas e de curta duração, ou até aproximadamente 1/3 da resistência à compressão. (LEONHARDT & MONNIG, 1997 apud FONTES et. al., 2005)

- Análise linear com redistribuição:

Depois de realizada a análise linear de uma estrutura deve-se redistribuir os esforços calculados decorrente da variação da rigidez dos elementos estruturais.

Segundo Fontes et. al., (2005) a fissuração e conseqüente entrada no estágio II de determinadas seções transversais, provoca um remanejamento dos esforços solicitantes para regiões de maior rigidez.

Na análise linear com redistribuição, os efeitos das ações, determinados em uma análise linear simples, são redistribuídos na estrutura, para as combinações de carregamento do ELU. Nesse caso as condições de equilíbrio e de ductilidade devem ser obrigatoriamente satisfeitas. (NBR 6118, 2007).

Segundo a supracitada norma todos os esforços internos devem ser recalculados de modo a garantir o equilíbrio de cada um dos elementos estruturais e

da estrutura como um todo. Estes efeitos de redistribuição de esforços afeta toda a estrutura, inclusive as condições de ancoragem, corte de armadura e os esforços a ancorar.

Segundo Fontes et. al. (2005) a análise linear com redistribuição promove a redução de momentos sobre os apoios de vigas contínuas e o respectivo aumento dos momentos nos vãos. Esta redistribuição se dá pela multiplicação dos momentos nos apoios por um coeficiente de redistribuição e posterior correção dos momentos nos vãos.

Não é aconselhável que aja redistribuição de esforços em serviços, as verificações do estado limite de serviço ou de fadiga devem ser baseadas na análise linear sem redistribuição.

- Análise plástica:

A análise estrutural plástica ocorre quando a não linearidade é considerada e admitem-se materiais com comportamento rígido-plástico perfeito e elasto-plástico perfeito. A NBR 6118 (2007) não recomenda a análise plástica de estruturas reticuladas quando:

- a) se consideram os efeitos de segunda ordem global;
- b) não houver suficiente ductilidade para que as configurações adotadas sejam atingidas.

A referida norma também afirma que se deve evitar o cálculo plástico no caso de carregamento cíclico com possibilidade de fadiga.

Os efeitos de segunda ordem, também conhecido como Pdelta, é um efeito de suma importância, principalmente para as estruturas esbeltas. Quando as forças horizontais atuam, como o vento, que é a principal força deste tipo, os pilares perdem a sua verticalidade, fazendo com que o esforço axial devido à carga vertical produza um momento em relação à base do pilar, resultando em uma ampliação da ação horizontal, este efeito de amplificação deve sempre ser levado em consideração.

A deformação plástica é uma deformação provocada por tensão igual ou superior ao limite de escoamento. Neste tipo de deformação, ocorre uma mudança na estrutura interna do material resultando em deformações residuais, ou seja, o material não volta ao seu estado de origem, caracterizando então um comportamento plástico.

Lembrando que tensão de escoamento (σ_e) é aquela tensão que quando atingida o material se desorganiza internamente, a nível molecular, e sem que se aumente a tensão ao qual ele é submetido, aumenta significativamente a deformação que ele apresenta.

Escoamento sem contenção ou que produzam a formação de um determinado número de rótulas plásticas que torne a estrutura ou a parte dela um sistema hipostático, ou seja, instável, dão origem a um mecanismo de colapso. A carga mínima que provoca um mecanismo de colapso é chamada de carga limite. Em estruturas hiperestáticas, existe uma reserva de capacidade resistente, visto que, geralmente, é necessária a formação de mais de uma rótula plástica para que se forme um mecanismo de colapso. (FONTES et. al., 2005).

Ao aumentar continuamente o carregamento de um elemento estrutural, um ou mais pontos críticos de momento máximo podem entrar em escoamento, originando assim as rotulas plásticas, segundo Fontes et. al. (2005) uma rótula plástica é caracterizada por um aumento plástico da curvatura, que pode atingir um valor de duas a três vezes maior do que o calculado elasticamente.

Este tipo de análise deve ser realizado para as verificações do estado limite último (ELU). Para o estado limite de serviço deve ser feita análise linear ou não linear, não sendo recomendada a realização de análise plástica para o (ELS).

- Análise não-linear:

Na análise não-linear, considera-se o comportamento não-linear dos materiais, ou seja, a relação entre tensão e deformação não é definida por uma constante.

Segundo a NBR 6118 (2007) toda a geometria da estrutura, incluindo todas as suas armaduras, precisam ser conhecidas para que a análise-não linear possa ser efetuada, pois a resposta da estrutura depende de como ela foi armada.

Uma análise completamente não-linear ainda exige esforços computacionais muito grandes. A maior complexidade deve-se ao fato que toda geometria da estrutura e suas armaduras, dimensionadas por análise linear, devem ser previamente conhecidas, o que requer um cálculo iterativo. (FONTES et. al., 2005).

Análises não-lineares podem ser adotadas tanto para verificações de estados limites últimos como para verificações de estados limites de serviço. Todas as condições de equilíbrio, compatibilidade e de ductilidade devem ser atendidas.

- Análise através de modelos físicos:

Tipo de análise utilizada para obras de grande porte, com grandes investimentos, ou importância política, já que se trata de um método de custo elevado.

Na análise através de modelos físicos, o comportamento estrutural é determinado a partir de ensaios realizados com modelos físicos de concreto, considerando os critérios de semelhança mecânica. A metodologia empregada nos experimentos deve assegurar a possibilidade de obter a correta interpretação dos resultados. Neste caso, estas interpretações devem ser justificadas por modelo teórico do equilíbrio nas seções críticas e análises estatísticas dos resultados. (NBR 6118, 2007).

Segundo Fontes et. al. (2005) o emprego de modelos físicos não é comum, devido ao seu custo elevado, pois esta análise requer equipamentos específicos e pessoal especializado.

A NBR 6118 (2007) determina que obrigatoriamente devam ser obtidos resultados para todos os estados limites últimos e de serviço a serem empregados na análise da estrutura. Todas as ações, condições e possíveis influências que possam ocorrer durante a vida da estrutura devem ser convenientemente reproduzidas nos ensaios.

Esse tipo de análise é apropriado quando os modelos de cálculo são insuficientes ou estão fora do da referida norma.

Na tabela 7 pode-se observar, resumidamente, a que verificação se destina os vários tipos de análise estrutural.

Tabela 7 – Tipos de análise estrutural e suas aplicações. (FONTES et. al., 2005).

Análise	Verificação
Linear	ELU* e ELS
Linear com Redistribuição	ELU
Plástica	ELU
Não-Linear	ELU e ELS
Através de Modelos Físicos	ELU e ELS
* se garantida a ductilidade dos elementos estruturais	

Capítulo 3 - COLAPSO PROGRESSIVO

O colapso progressivo é caracterizado quando um dano localizado a algum elemento estrutural causa um colapso desproporcional à estrutura. (NISTIR 7396, 2007).

O colapso progressivo gera uma reação em cadeia de rupturas progressivas que vão se propagando, provocando um colapso total ou parcial na edificação, desproporcional ao dano inicial. (LARANJEIRAS, 2010).

Pode-se observar nas supracitadas definições sobre colapso progressivo a importância da referida desproporcionalidade.

Do ponto de vista analítico, o colapso progressivo ocorre quando a estrutura tem o seu padrão de carga ou condições de contorno alterado de tal forma que outros elementos estruturais são carregados para além das suas capacidades, levando-os a falha. (KRAUTHAMMER ET AL., 2003 apud SASANI & KROPELNICKL, 2008).

Segundo a BS 5950- 1:2000 (2001) para um colapso ser considerado progressivo é necessário que sua desproporcionalidade atinja mais de 15% na propagação horizontal e mais de dois pavimentos na vertical.

As principais causas para a ocorrência do colapso progressivo são: baixa resistência do concreto, vícios de construção, erros na execução das estruturas, sobrecargas de construção por utilização abusiva.

Existem também as ações excepcionais que podem provocar colapso em estruturas devido a explosões de gás ou bombas, colisão de veículos ou aviões, tornados ou outras ações ambientais extremas.

Erros de projeto e de construção são os responsáveis pela maioria dos danos e colapsos nos edifícios usuais, e não a variabilidade das ações e das resistências, como se poderia supor. (LARANJEIRAS, 2010)

A discussão sobre colapso progressivo ganhou visibilidade internacional após o acidente com o edifício Ronan Point, prédio em concreto pré-fabricado, de 22 andares, que sofreu colapso progressivo após a explosão de um botijão de gás de cozinha no 18º pavimento que expulsou uma parede propagando o dano para cima e

para baixo, o que não causou a queda do edifício, mas, provocou um dano desproporcional a causa.

Imediatamente após o acidente com o Ronan Point, ocorrido no ano de 1968, países do Reino Unido e o Canadá adotaram ações regulamentadoras a fim de evitar o colapso progressivo. Em 1976, no Reino Unido, era exigência a construção de estruturas que ao sofrer um colapso não apresentassem danos desproporcionais ao dano inicial. Nos Estados Unidos, na década de 80, os projetos passaram a incorporar exigências à integridade estrutural, que deveria ser conseguida fornecendo continuidade, redundância e ductilidade necessária as estruturas. (NISTIR 7396, 2007).

Nos Estados Unidos diversas agências governamentais desenvolveram suas próprias exigências de projeto com a finalidade de obter resistência ao colapso progressivo em suas edificações, adotando objetivos de desempenho diferentes para os edifícios sujeitos as cargas anormais. Estas exigências surgiram devido aos ataques terroristas sofridos em várias partes do mundo, principalmente nos Estados Unidos. (GSA, 2003b).

É importante observar a vulnerabilidade das estruturas frente ao colapso progressivo, principalmente no caso das brasileiras, já que elas não são projetadas para suportar sismos nem qualquer outro tipo de desastre natural.

O modo mais simples de evitar estruturas vulneráveis a colapso progressivos é prover graus mínimos de continuidade e ductilidade entre os elementos estruturais e suas ligações. Estas são medidas de baixo custo e práticas e que independem da causa do possível colapso. (LARANJEIRAS, 2010).

A resposta da estrutura frente a um possível colapso progressivo é extremamente dependente do material utilizado. A capacidade de uma estrutura absorver e dissipar a energia no início do dano causado está diretamente relacionada com a energia de deformação armazenada e dissipada nos materiais que compõem os elementos estruturais e suas conexões.

Além disso, os softwares comerciais permitem que os usuários definam materiais e modelos, tendo o analista uma poderosa ferramenta para a caracterização de sistemas estruturais. No entanto, a utilização de modelos constitutivos deve ser manuseada com cuidado e o usuário deve estar ciente das vantagens e limitações dos modelos.

Na maioria dos projetos estruturais o projetista se depara com pequenas deformações quando comparadas as dimensões originais, portanto as definições convencionais de tensão e deformação, no caso de estudos sobre colapso progressivo, devem ser refeitas, já que no segundo caso as deformações são extremamente elevadas.

Nos projetos estruturais convencionais a relação tensão deformação é diferente quando comparados aos projetos que visam à robustez, já que os primeiros pretendem combater pequenas deformações. Para combater o colapso progressivo o sistema estrutural deve conseguir absorver grandes deformações inelásticas, (NISTIR 7396, 2007)

Os modelos elástico-linear são os mais utilizados na engenharia para aplicações simples. Porém, no caso de estudos sobre o colapso progressivo estes modelos não são os mais indicados, podendo ser usados para análises pré-liminares, já que eles ajudam a elucidar um comportamento estrutural deficiente antes de efetuar uma análise mais completa. Na análise do colapso progressivo, as deformações inelásticas devem ser consideradas, já que, na maioria destes casos, quando uma estrutura se dissipa e precisar redistribuir as cargas, a ruptura ultrapassa o limite da elasticidade. (NISTIR 7396, 2007).

Uma abordagem para avaliar o colapso progressivo de estruturas é o estudo dos efeitos da remoção instantânea de um elemento de suporte de carga, como um pilar (SASANI & KROPELNICKL, 2008). Para tal são utilizados programas computacionais de elementos finitos como o Ansys, o software é usado para análise de estruturas dinâmicas e estáticas, análise de transferência de calor e fluidodinâmica, análise de problemas acústicos e também de eletromagnetismo.

Sasani & Sagiroglu (2010) realizaram um estudo com a finalidade de caracterizar a dinâmica de redistribuição de cargas após o um determinado dano inicial em uma estrutura robusta. No trabalho foi analisado sob os pontos de vista analítico e experimental um edifício, em concreto armado, de 20 pavimentos, nos EUA, onde funcionava um Hospital que estava prestes a ser implodido.

Foi escolhido para explodir um dos pilares do térreo e efetuado o acompanhamento da resposta da estrutura "in loco" e comparados os resultados com a sua retirada em softwares específicos. Foram utilizados dois tipos de sensores para medir as tensões e deformações da estrutura na situação real.

A figura 18 mostra a vista da fachada do edifício do Hospital Memorial Batista, e na figura 19 pode-se verificar a planta do térreo do edifício com o pilar que foi repentinamente removido por uma explosão marcado com um círculo.



Figura 18 – Fachada do edifício de 20 andares do hospital Memorial Batista. (SASANI & SAGIROGLU, 2010)

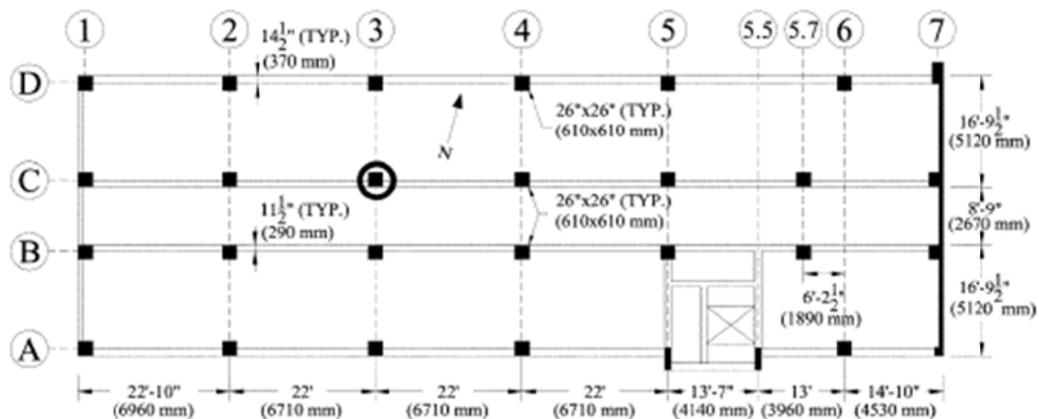


Figura 19 – Planta do pavimento térreo do edifício do hospital Memorial Batista, com o pilar que foi retirado da estrutura com uma explosão circulado, (SASANI & SAGIROGLU, 2010).

Os dados experimentais encontrados mostraram que a estrutura resistiu ao colapso progressivo com deslocamentos verticais máximos no segundo andar de 9,7 e 8,6 cm, não sendo observados sinais de danos nos andares superiores. Foram encontrados valores baixos para os deslocamentos tanto experimentalmente quanto analiticamente. Deslocamentos de pisos superiores foram menores do que em andares inferiores, principalmente as deformações axiais das colunas.

O alongamento dos pilares acima do elemento removido e o encurtamento dos pilares vizinhos devido à mudança em suas forças axiais levaram a menores

deformações das vigas e lajes em andares mais altos em comparação aos pisos inferiores. Outra conclusão foi que, no caso de explosões, as colunas acima do pilar removido perdem força de compressão axial significativamente mais rápido do que ocorre com os deslocamentos verticais, ou seja, toda a estrutura nos andares acima contribui para redistribuir as cargas.

As conclusões sugerem que, em geral, para tipos similares de projeto, considerando a retirada do pilar por explosão, uma edificação com um maior número de pisos não é necessariamente mais suscetível a um colapso progressivo após a perda de um pilar, apesar de carregar uma maior força de compressão de pilares em estruturas mais altas. Ou seja, a capacidade dos sistemas estruturais para fornecerem caminhos alternativos de carga aumenta à medida que aumenta o número de pavimentos. O aumento desta capacidade é devido à resposta do sistema para resistir ao colapso progressivo e a capacidade dos elementos estruturais longe do local do dano.

As estruturas reforçadas, ou seja, robustas, de concreto armado são resistentes à remoção de um pilar, após explosões nos pilares estudados praticamente não houve sinais de danos visíveis nos andares superiores. Resultados analíticos mostram que os deslocamentos máximos e permanentes da estrutura aumentaram em cerca de 70% e 60%, respectivamente, sem levar a edificação a um colapso progressivo. (SASANI & SAGIROGLU, 2010).



Figura 20 – remoção do pilar: a) antes da explosão; b) após a explosão. (SASANI & SAGIROGLU, 2010)

Para que possa ser avaliada a possibilidade de ocorrência de um colapso progressivo deve-se incluir análise dinâmica e não-linear, sendo esta avaliação

dependente da extensão da região atingida pelo dano inicial e do tipo de dano, principalmente nos casos de explosão.

Apesar de parecer lógico a consideração da não-linearidade e das características dinâmicas da resposta de uma estrutura frente a um colapso, uma avaliação, mesmo computacional, global da estrutura considerando este contexto tende a ser demasiadamente exaustiva. Em vez disso, uma abordagem mais eficiente é a utilização de modelos de resolução mais elaborados para analisar os elementos estruturais e conexões nas proximidades do colapso. (NISTIR 7396, 2007).

Uma estrutura danificada pode ser analisada através de uma abordagem inelástica dinâmica, utilizando softwares disponíveis no mercado, porém deve-se tomar cuidado a fim de que sejam evitados erros numéricos, já que para estes tipos de programa serem usados se faz necessária uma vasta experiência.

Após avaliar o evento inicial e a propagação do colapso deve-se analisar a estabilidade do restante da estrutura. A figura 21 mostra os estágios de um colapso progressivo em uma edificação.

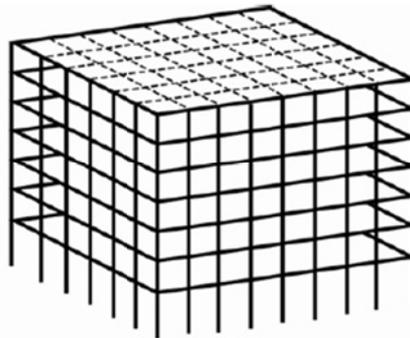
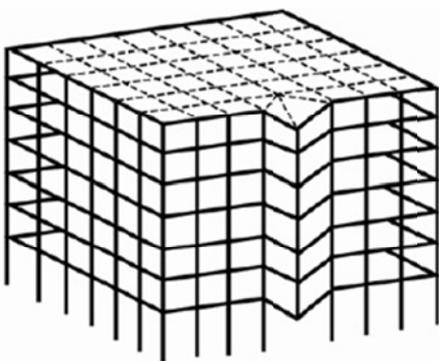
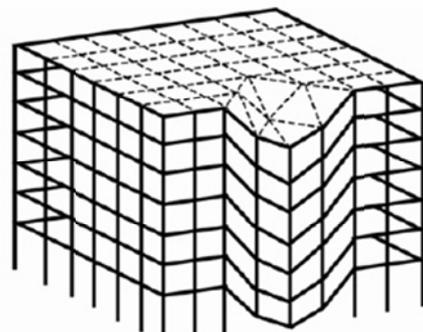


Figura 21 a) – Modelagem da estrutura original.



do



oluna

Figura 21 d): Estrutura geral na fase de instabilidade:

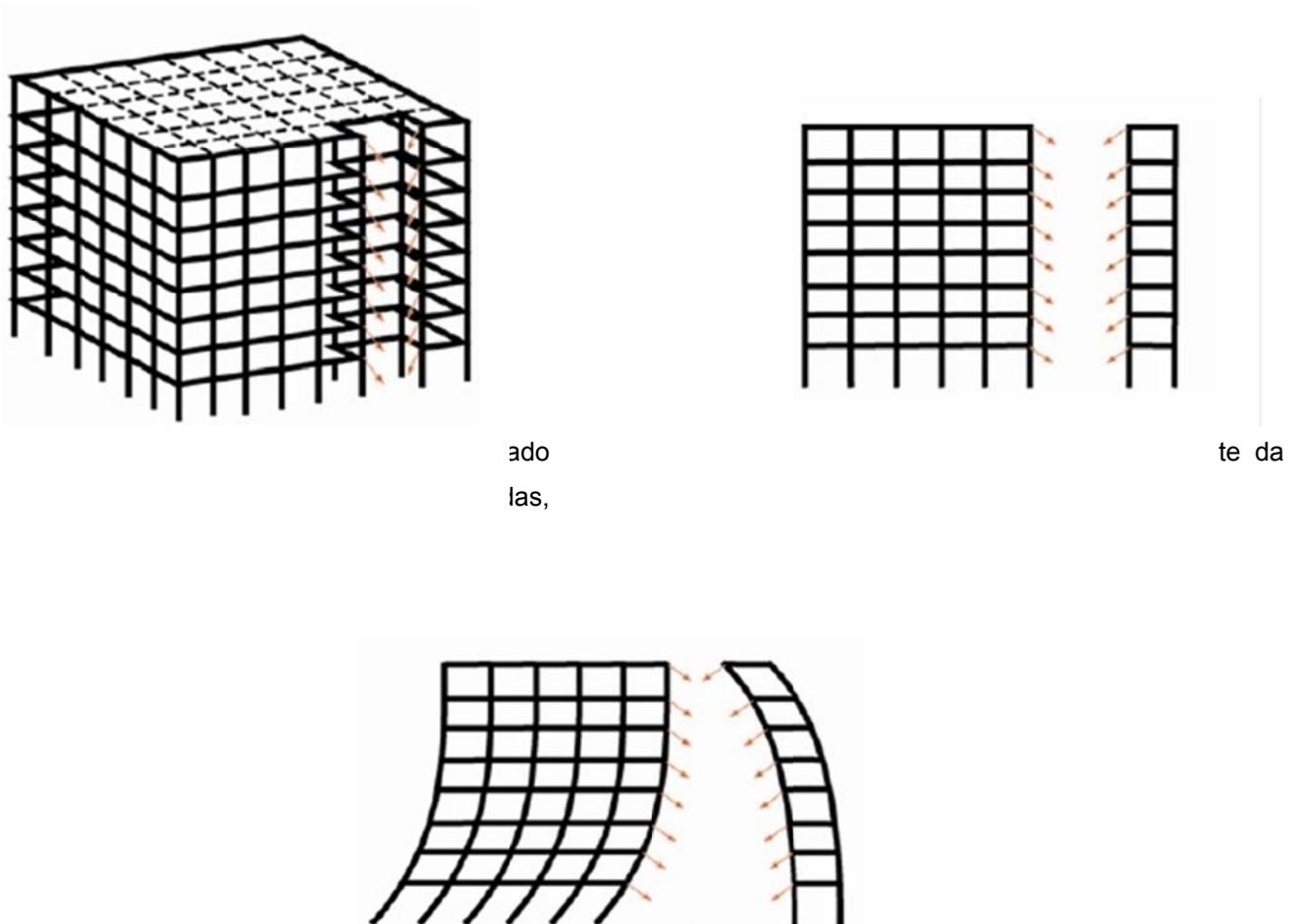


Figura 21 d-3) – A magnitude das forças ou a falta de instabilidade de um componente estrutural pode levar a um colapso global da estrutura.

Figura 21 – Instabilidade da estrutura remanescente. (NISTIR 7396, 2007).

Observa-se através da figura 21 que a retirada de um elemento de suporte do edifício, como um pilar no pavimento térreo, por exemplo, causa um dano inicial em apenas um trecho da estrutura, porém, na figura 21 d-1 pode-se verificar que parte do edifício que foi deformado pelo colapso tem que suportar forças ainda sendo aplicadas, especialmente nos trechos com catenárias, o que provoca uma instabilidade global da estrutura.

A catenária é uma curva instável, suspensa por dois pontos fixos, sob a influência do seu peso próprio. Ou seja, a catenária é uma curva que representa o formato de uma corda suspensa pelas extremidades, como exemplo podemos citar casos de vigas em uma estrutura em colapso que devido as circunstâncias formam catenárias.

No Brasil ocorre uma escassez de estudos experimentais sobre colapso progressivo, principalmente que considerem outras causas de desmoronamento que não sejam explosões.

Chen & Zhang, 2010, apresentam uma discussão sobre alguns trabalhos de diferentes autores mostrando a redistribuição das cargas após a explosão de uma coluna no interior do piso térreo de uma estrutura de vinte andares, em concreto reforçado. Os principais tópicos analisados são: a resposta dinâmica da estrutura, a variação da força axial e a abordagem da análise estática.

Segundo Ettouney et al. (2004) apud Nistir 7396 (2007) o primeiro passo, para analisar o colapso progressivo seria avaliar o desempenho de uma coluna em resposta a um evento explosivo específico. Porém, esta fase pode ser ignorada, o pilar pode ser removido.

A segunda etapa consiste em verificar se o dano, ou seja, a perda do pilar se propaga para os pilares e vigas adjacentes. Se isso ocorrer, a terceira etapa seria averiguar a capacidade de carga do pilar adjacente que será solicitado, ou seja, ver a possibilidade de falha dele, assim como observar o potencial de falha das demais partes da estrutura. A fase final investiga o potencial de uma perda geral da estabilidade estrutural, considerando as falhas que possam ter sido identificados na fase anterior.

Sempre é complicado quantificar os danos causados por um determinado evento inicial, assim como o desempenho da estrutura frente ao referido dano. Este fato é mais preocupante no caso dos edifícios existentes, onde o engenheiro não consegue informações corretas sobre a construção da edificação, o que dificulta a análise. A fim de solucionar o problema deve-se estabelecer critérios de desempenho que sejam mensuráveis e de relevância para as necessidades específicas do proprietário e da edificação.

Os principais critérios de desempenho para a avaliação das edificações sugeridos pelo Nistir 7396 (2007) são os seguintes:

Alto desempenho: É quando o colapso não ocorre, neste caso os elementos estruturais individuais são reforçados para que sobrevivam ao colapso ou para que o dano não se propague além do elemento inicialmente danificado.

Desempenho aceitável: acontece no caso do dano ser limitado. Quando, por exemplo, não se estender mais do que um andar acima ou abaixo da lesão inicial. Ou, no caso da deformação ser limitada, a uma determinada altura da edificação,

protegendo a vida dos indivíduos que por ventura estejam fora do local do dano imediato.

3.1 Casos de colapso progressivo em estruturas de concreto armado

3.1.1 Edifício Alfred P. Murrah

Após o acidente com o Ronan Point uma segunda onda de interesse pelo fenômeno do colapso progressivo aconteceu após o ataque ao edifício Federal Murrah em 1995 e os ataques terroristas nas Torres do World Trade Center e ao Pentágono em 11 de setembro de 2001. (SASANI & KROPELNICKL, 2008)



Figura 22 – Edifício Alfred P. Murrah antes da explosão, (NISTIR 7396, 2007).

O edifício Alfred P. Murrah foi alvo de um ataque terrorista em abril de 1995 quando um caminhão bomba foi detonado na fachada principal da edificação. O prédio, em concreto armado, foi construído entre 1970 e 1976, possuía nove andares, com 30 m de largura e 67 m de comprimento.

A maioria das 168 mortes que ocorreram no acidente do edifício Alfred P. Murrah, localizado na cidade de Oklahoma, foi devido ao colapso parcial da estrutura e não por causa dos efeitos diretos da explosão. (UFC 4-023-03, 2009)

Segundo o Nistir 7396 (2007) a explosão do caminhão-bomba aconteceu no trecho da fachada onde havia uma viga de transição ao nível do 3º piso, com vãos de 12,2 m, que suportavam os pilares dos andares superiores, espaçados de 6,10 m. Os danos da explosão se entenderam cerca de 20,0 m para dentro da edificação, ou seja, praticamente metade da área útil do Murrah entrou em colapso. A bomba atingiu de imediato três dos quatro pilares centrais que serviam de apoio à viga de transição do 3º piso, fato que provocou o colapso progressivo dos andares superiores.

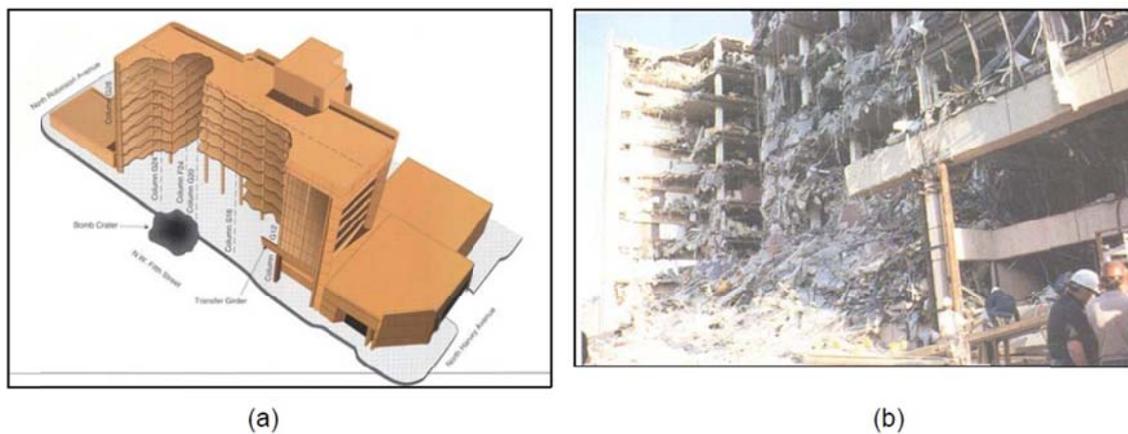


Figura 23 – a) Vista da área atingida edifício Murrah. b) Lado norte do edifício depois da explosão. (HIMMAN AND HAMMOND, 1997 apud NISTIR 7396, 2007).

O edifício foi projetado como uma estrutura aporticada convencional de acordo com a norma americana ACI 318-71, sem considerar ações de sismos e explosões e nenhum outro ao tipo de carga externa, apesar do bom detalhamento do projeto. O Federal Emergency Management Agency realizou investigações sobre o colapso do edifício e concluiu que o projeto foi bem feito, porém foi constatado que a estrutura não poderia suportar a remoção de três pilares da fachada. As mesmas análises mostraram que se o projeto tivesse sido realizado com a norma americana de concreto atual, considerando os efeitos de sismos, a região de colapso teria sido reduzida em 50% a 80%. (FEMA 277, 1996).

O colapso do edifício Murrah destaca a sensibilidade ou vulnerabilidade dos edifícios com pisos de transição ao colapso progressivo, na eventual remoção de pilares que sustentam este piso. Apesar do colapso ter sido em área maior do que 100 m², estendendo por mais de dois andares, ele não foi desproporcional à causa

de origem, já que três pilares foram explodidos de uma só vez. (LARANJEIRAS, 2010).

3.1.2 Edifício Areia Branca

O colapso ocorrido no Edifício Areia Branca em outubro de 2004 pode ser considerado como um caso emblemático, já que ocorreu um caso típico de colapso progressivo de uma estrutura em concreto armado.

O Edifício Areia Branca é um caso em que a realidade da construção brasileira é retratada, houve a utilização de normas nacionais e de hábitos construtivos que podem ser avaliados. Além disso foram elaborados laudos sobre o acidente realizados por duas instituições conceituadas: o Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura de Pernambuco (CREA-PE) e o Instituto de Criminalística Professor Armando Samico.

O CREA-PE colocou a disposição o citado laudo em seu site oficial, o que facilita estudos e análises sobre a tragédia ocorrida.

Abaixo a figura 24 mostra um dos pilares do areia branca, onde é possível visualizar a degradação do concreto e a flambagem da armadura. Na figura 25 pode-se observar a vista aérea na noite do acidente.



Figura 24 – Pescoço do pilar do edifício Areia Branca com sinais de degradação. (OLIVEIRA, et al., 2005)



Figura 25 – Escombros do Edifício Areia Branca. (SPENCER..., 2004)

O prédio possuía 12 pavimentos tipos, o último apartamento de cobertura, ambos com dois apartamentos cada, mais um pavimento térreo e um subsolo. O edifício contava com dois elevadores, um reservatório inferior e um reservatório superior.

Os sinais de desabamento começaram a ocorrer no dia 10 de outubro de 2004, onde moradores ouviram um estrondo no edifício, porém não constataram nada de anormal na estrutura quando vistoriaram o subsolo. Dois dias depois, o síndico do edifício observou, na parede do reservatório inferior, situada no subsolo, fissuras inclinadas e vazamento na parede, inclusive alagamento. (OLIVEIRA et .al., 2005).

Na madrugada do dia 14 de outubro de 2004 novos ruídos assustaram os moradores, na manhã do mesmo dia a equipe da CODECIPE realizou vistoria no local, fazendo registro fotográfico das condições encontradas. No fim da tarde deste dia os serviços de recuperação do edifício foram iniciados, porém não tiveram tempo de serem concluídos, pois aproximadamente as 20:30h do dia 14 de outubro de 2004 o prédio veio a desabar.

As edificações vizinhas ao Areia Branca foram, considerando as proporções do acidente, pouco atingidas, com exceção do edifício Solar da Piedade. O edifício Areia Branca, desabou inclinando para o lado esquerdo, danificando seriamente a fachada direita do edifício Solar da Piedade até o quinto pavimento tipo. A seguir, pode-se verificar as figuras 27, 28, 29 e 30 fotos registradas pela CODECIPE, na madrugada do dia do desabamento, onde podem ser observados as fissuras nas

paredes do reservatório inferior e o alagamento provocado, além dos sinais de esmagamento na alvenaria próxima que servia de fechamento da parte inferior do patamar da escada. Na figura 29 tem-se a visão de uma fissura de 45° em uma viga próxima do primeiro pilar a colapsar que seria a indicação de um provável recalque.



ório



io
il.,



alvenaria
OLIVEIRA,



ra
al,

O edifício Areia Branca possuía lajes pré-moldadas do tipo Volterrana. O conjunto formado por vigas e pilares de concreto formavam um sistema aperticado tridimensional. A distância média entre os pilares era da ordem de 4,0 m. As fundações eram superficiais do tipo sapatas isoladas em concreto armado, com cota de fundação a aproximadamente 1,80 m abaixo do nível do piso do subsolo. Os pescoços dos pilares eram contraventados por cintas de concreto armado com seção transversal 10 cm x 40 cm (OLIVEIRA, et. al., 2005).

Os peritos do instituto de criminalística Prof. Armando Samico realizaram uma vistoria detalhada nos pilares e sapatas ainda existentes sob os escombros e

verificaram que os pilares, em sua grande maioria, apresentavam uma ferragem vertical, barras oxidadas e flambadas, próximo a sapata, sem o uso de ganchos ou “açougueiros” e estribos Ø 4.2 c.15.

A elaboração do projeto estrutural aconteceu no ano de 1975, ou seja, efetuado de acordo com a norma da ABNT NB1/1960 – Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado, cuja versão atual é a NBR 6118/2007 – Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento (OLIVEIRA, et.al., 2005).

A NB1/1960, devido à falta de conhecimento tecnológico sobre concreto na época, proibia concretos com resistências à compressão superiores a 22 MPa, salvo os casos de peças onde ocorria concentração de tensões.

A NB-1/1960 recomendava cobrimentos mínimos de 0,5 cm para lajes, 1,0 cm para vigas e 1,5 cm para pilares, e em pilares em contato com o solo 2,0cm. Quando se analisa a norma atual NBR 6118/2007 observa-se que os valores estabelecidos para cobrimentos das referidas peças de concreto são consideravelmente maiores, já que atualmente considera-se a classe de agressividade ambiental para definição dos cobrimentos e conceitos de durabilidade.

Os estribos usados na época também não seriam permitidos hoje, pois a NBR 6118/2007 limita o diâmetro mínimo a 5,0 mm.

Apesar do cobrimento, considerando a norma atual, ter sido insuficiente, segundo Oliveira et. al. (2005), as peças de concreto, da superestrutura, não apresentaram efeitos acentuados de oxidação das armaduras que pudessem ser responsáveis pelo colapso do edifício.

As sapatas da estrutura foram, claramente, produzidas com concreto apenas lançado, como pode ser observado através da figura 17, sem vibração e acabamento na superfície. A análise nas peças da superestrutura mostrou que elas foram produzidas de forma similar as da infraestrutura. Além disso, em ambos os casos observa-se uma alta possibilidade das peças de concreto apresentarem uma alta relação água/cimento.

A figura 31 mostra uma redução da seção da armadura na base de um dos pilares, ponto de encontro entre o pilar e a sapata, apresentando corrosão, fato que, entre outros fatores, reduz a capacidade de carga do pilar, comprometendo a estabilidade da estrutura.



Figura 30 – Formas indefinidas das sapatas - Detalhes. (OLIVEIRA, et.al., 2005)



Figura 31 – Sapata do Edifício Areia Branca com redução da seção transversal do pilar e armadura oxidada. (OLIVEIRA, et.al., 2005).

A comissão designada para emitir o laudo do CREA sobre o acidente analisou a seção típica de um pilar e as cintas de fundação. Foi verificado, no caso do pilar analisado, que o estribo estava de acordo com a norma da época, foi encontrado, na região de ligação da sapata, estribo com seção reduzida, com presença de carepas no contorno e partido, os extremos partidos escurecidos denunciavam que a ruptura era antiga. Houve redução de seção de pilar, e o concreto das bordas desta região teria uma porosidade elevada ficando mais exposto às ações do meio ambiente.

As cintas de fundação estudadas tinham seções de 10x40cm e parte de suas armaduras apresentavam aderência insuficiente e oxidação. Além disso, encontraram barras de ferro que provavelmente foram utilizadas na tentativa de adensar o concreto, fato comum em obras de pouco ou nenhum controle tecnológico para a execução das peças de concreto.

Outro fato relevante apresentado nos laudos (pericial e do CREA) do acidente foi a grande espessura dos revestimentos de paredes e lajes, fato que pode ser observado na figura 32. Nas alvenarias a espessura dos revestimentos chegou a atingir 18 cm de espessura e nas lajes e pisos foram encontradas espessuras de até 11 cm. Para efeito de cálculo, é comumente utilizada a espessura de 2,5 cm em cada face das peças estruturais, ou seja, provavelmente houve incremento nas ações permanentes sobre as peças estruturais devido a estas espessuras de revestimentos estarem demasiadamente fora dos padrões construtivos.

Nos escombros foram encontrados seis sumidouros, alguns destes extremamente próximos a fundação do prédio. Devido a isto ocorreu uma facilidade de acontecer infiltração dos efluentes com ação de agressividade direta sobre as sapatas o que juntamente com a variação de nível do lençol freático acabou provocando efeitos deletérios e lixiviação dos finos da pasta de cimento superficial nas peças estruturais.



Figura 32 – Escombros: Grandes espessuras dos revestimentos. (OLIVEIRA, et.al., 2005).

Nas peças da superestrutura não foi observado acentuada corrosão das armaduras, a não ser em algumas poucas peças e em grau superficial, como as encontradas nas vigas da fachada de fundo do prédio. Já em relação à infraestrutura, as peças de concreto apresentavam falhas de concretagem, além de grande quantidade de barras de aço expostas, exibindo alto grau de corrosão das armaduras.

Diversos tipos de ensaios foram solicitados, a fim de identificar as causas do acidente. Foram eles: sondagem a percussão, análise física e química da água do subsolo e do próprio solo, retirada de testemunhos e ensaios de resistência à compressão do concreto, resistência à tração do aço, ensaio de reconstituição do traço do concreto, ensaio de reação álcali-agregado (RAA), ensaio de microscopia eletrônica de varredura e análise química por dispersão de raios x.

Testemunhos retirados dos escombros do Areia Branca revelaram que o concreto utilizado tinha resistência à compressão de 15 MPa. Não foi identificada carbonatação do concreto.

As barras de aço ensaiadas, usadas no edifício Areia Branca, estavam com suas características dentro do especificado e permitido pelas normas técnicas brasileiras.

Quanto ao módulo de elasticidade os ensaios realizados indicaram que o concreto examinado apresentou o referido módulo com valor menor do que o teoricamente estimado.

Módulo de elasticidade resultante dos ensaios:

CP04, $E = 23,3 \text{ Gpa}$

CP05, $E = 22,3 \text{ Gpa}$

Módulo de elasticidade calculado:

$E = 5600 \times (Fck)^{1/2}$, Fck em MPa

CP04, $E = 5600 \times (25)^{1/2} = 28 \text{ GPa}$

CP05, $E = 5600 \times (30,7)^{1/2} = 31 \text{ GPa}$

Quanto a este resultado o laudo pericial afirma: “As peças que forneceram as amostras CP04 e CP05, estão com os concretos mais deformáveis que o esperado, acarretando, conseqüentemente, o aumento das deformações longitudinais e transversais, sendo inclusive esta última, quando elevada, responsável pela diminuição da aderência existente entre as barras de aço e o concreto.”

O índice de vazios é o parâmetro indicador da porosidade do concreto, o referido parâmetro foi de 16,31% no pescoço dos pilares das sapatas. O que confirma o alto fator água/cimento utilizado no período da construção do edifício em tela.

Segundo laudo emitido pelo CREA o valor médio do teor de cimento encontrado nos ensaios de reconstituição do traço foi de 234,3 kg/m³, o que confirma uma resistência entre 13 a 15 MPa.

Os ensaios de reconstituição do traço do concreto revelaram que os pilares P22 e P21, a partir dos quais iniciou o processo de colapso, sofreram degradação no pescoço e na região situada acima do nível do subsolo, ou seja, ao longo de todo o espaço compreendido pelo reservatório inferior. Foram constatados indícios de reação álcali-agregado em proporções insuficientes para produzir fissuração do concreto (OLIVEIRA, et.al., 2005).

O início do desmoronamento se deu em um pilar situado no reservatório inferior.

Os referidos laudos sobre o acidente são unânimes em afirmar que não foram detectados problemas quanto à capacidade de suporte do solo de fundação do edifício Areia Branca. Além de não terem sido verificadas fuga de material sob as sapatas, recalques ou ruptura dos solos.

Em ensaio solicitado pelo CREA relativos à análise física e química do solo foi constatado que a agressividade do solo, no que diz respeito a acidez e as ações dos sulfatos foi considerada fraca.

A causa da degradação do concreto de fundação pode ter ocorrido devido a ataques por elementos nocivos através de reações químicas e processos de lixiviação com consequente degradação do concreto das fundações (sapatas e pilares). (ALBUQUERQUE et. al., 2004).

O agente provocador destes ataques teria sido a presença de água intermitentemente na infraestrutura, pois havia variação do nível do lençol freático. Pode ter ocorrido um possível ataque do CO₂, proveniente das reações aeróbicas da matéria orgânica, existentes no solo. Conseqüências da presença de sumidouros extremamente próximos a fundação do prédio.

Foram constatados indícios de reparos, já concluídos, em dois pilares assim como nos reservatórios inferiores. Além disso, também foi encontrado vestígio de preparação para recuperação de um dos pilares que, devido ao desabamento, não teve tempo de ser concluído.

Para o CREA-PE, o acidente se deu devido à ruptura no pescoço dos pilares que foram motivadas por diversos fatores tais como: má qualidade de execução do concreto; uso de estribos finos, permitidos pela NB 1/1960, contribuindo para a flambagem das barras longitudinais, antes da ruptura do concreto, na maioria dos pilares; cobrimentos insuficientes; ausência de detalhes construtivos importantes, como a falta do patamar necessário para o apoio da forma do pilar sobre a sapata;

sapatas com o tronco de pirâmide que compõe sua parte superior com geometria incompleta e disforme.

O referido laudo ressalta ainda a degradação do concreto das sapatas e pescoço dos pilares ao longo do tempo, a lixiviação foi atribuída a variação do lençol freático e a agressividade constatadas nos ensaios, já que se considerou a existência de seis sumidouros, que juntos lançavam cerca de 24.000 litros de efluentes diariamente no contorno da região da fundação.

Foi atribuído o colapso total da estrutura às falhas ou vícios de construção, as quais facilitaram os ataques dos efeitos nocivos do meio ambiente e de reações químicas detectadas na massa do concreto, ocorrendo assim uma intensa e precoce degradação das peças que compunham a infraestrutura.

3.1.3 Estruturas que sobreviveram a grandes danos: O caso do Pentágono

Existem edificações que apesar de terem sofrido algum dano considerável apresentaram um desempenho elevado, mantendo, parcialmente a estabilidade da estrutura.

O edifício do Departamento de Defesa Americano, Pentágono, foi atingido por um Boeing 757 durante a série de atentados terroristas que ocorreram no dia 11 de setembro de 2011, nos EUA.



Figura 33 – O Pentágono. (NISTIR 7396, 2007).

O Nistir 7396 (2007) descreve o acidente ocorrido, as características da estrutura e as lições tiradas do evento.

O avião colidiu com a edificação, entre o térreo e o piso seguinte, da fachada oeste, a uma velocidade de 850 km/h sob um ângulo de 42°, abrindo um buraco de 36,6m de largura e avançando cerca de 95m para dentro do prédio.

No impacto 50 pilares do primeiro andar foram destruídos, o que foi seguido de um forte incêndio. A estrutura apesar do tamanho do dano respondeu de forma robusta. Nenhuma parte do edifício entrou em colapso imediatamente, apenas vinte minutos após o incidente parte do piso superior veio a desabar, o incêndio e a perda do cobrimento dos elementos estruturais contribuíram para instabilidade da estrutura. O fogo acabou atingindo as armações das vigas e dos pilares fazendo com que eles não resistissem às redistribuições dos esforços.

As seções que permaneceram, mesmo com graves danos ao nível do primeiro andar, resistiram principalmente porque o sistema de piso era redundante (ou seja, moldado com caminhos alternativos de cargas), com reforço de aço em vigas e prolongamento delas em pontos de apoio, fornecendo assim maior capacidade para estes elementos, no caso de falha de um pilar.

A edificação de cinco pavimentos teve sua construção concluída em 1942. A estrutura é em concreto armado com fck de 17,0 MPa e barras de aço com f_y de 270 MPa. Os pilares possuíam espaçamentos de 3; 4,6 e 6,1 metros. Os que sustentavam mais de um pavimento, na maioria dos casos, foram executados com estribos helicoidais. As lajes possuíam espessura de 14,0 cm. A sobrecarga de projeto foi de 7,0 KN/m², aproximadamente metade das barras longitudinais das vigas entendiam-se continuamente sobre os pilares, com emendas por transpasse.

Mesmo ocorrendo danos nos pilares atingidos pelo avião o colapso dos andares acima foi extremamente limitado. Este fato ajudou a salvar diversas vidas, o que foi possível devido a estrutura possuir as seguintes características:

- Um sistema apertado de vigas redundantes e caminhos alternativos para cargas;
- espaçamento curto entre pilares;
- continuidade das armações inferiores das vigas sobre os pilares;
- projeto para elevadas sobrecargas;
- significativa ductilidade e capacidade de carga residual dos pilares danificados devido ao cintamento;

Na figura 34 é possível observar o Pentágono após o ataque de 11 de setembro de 2001.



Figura 34 – Área colapsada do Pentágono após a remoção do entulho. (NISTIR 7396, 2007).

Meysan (2003) contestou o fato do Pentágono realmente ter sido atingido por um Boeing 757 devido ao fantástico desempenho da estrutura frente ao dano causado pelo avião.

3.2 Estruturas projetadas para fornecer robustez

A *robustez* é definida como a insensibilidade de uma estrutura a uma falha local. A quantificação da insensibilidade e da falha local deve estar entre os objetivos do projeto. É uma propriedade apenas da estrutura e independe das possíveis causas de falhas e da probabilidade de falha local, (STAROSSEK; HABERLAND, 2008).

As estruturas de concreto armado para serem projetadas a fim de serem mais resistentes ao colapso progressivo devem levar em consideração o estado em que se encontrarão após um determinado dano, e providenciar outras possibilidades de caminhos para as cargas atuantes.

É recomendável iniciar um projeto que vise à robustez cuidando inicialmente do layout, uma vez que o projeto arquitetônico contribui para se obter um projeto estrutural que permita à estrutura suportar cargas anormais, possibilitando acrescentar à edificação detalhes dúcteis que deverão ajudar o edifício a suportar deformações inelásticas.

Na grande maioria das edificações o método indireto atende adequadamente. Para estruturas especiais os métodos diretos analíticos podem ser usados para

projetar elementos chave a fim de resistir a uma ameaça específica ou desenvolver uma resistência plena contra imprevistos. (NISTIR 7396, 2007)

O UFC 4-023-03 (2009) fornece dois métodos de concepção de estruturas a fim de projetá-las para a robustez: um emprega o método indireto e o outro emprega o método de caminho alternativo de cargas (método direto). A distinção dos modos de falha dúctil e frágil, os critérios de admissão consistem em requisitos de resistência e nos limites de deformação.

Se um elemento não atende aos limites de deformação ou o seu comportamento é frágil e não consegue satisfazer aos requisitos mínimos, o elemento é retirado e as suas forças internas são (dinamicamente) redistribuídas. (SASANI & KROPELNICKL, 2008)

Existem características que garantem robustez as estruturas de concreto, as principais são redundância, continuidade e ductilidade.

De uma maneira simplificada pode-se definir redundância como sendo uma condição de projeto que ofereça alternativas de redistribuição de esforços para outros apoios. A continuidade é caracterizada pela conectividade entre os elementos o que facilita a redistribuição de esforços. Já a ductilidade é a capacidade da estrutura suportar deformações sem romper.

3.2.1 Redundância

A redundância é caracterizada pela possibilidade de redistribuição de esforços quando um sistema estrutural apresenta alguma parte danificada. Laranjeiras (2010) afirma que uma estrutura redundante é aquela que ao ter um apoio danificado, por exemplo, oferece alternativas de redistribuição dos esforços por outros apoios.

Na figura 35 é apresentada uma edificação sem redundância, um edifício no centro administrativo de Salvador, Bahia, Brasil, que possui como estrutura principal de sustentação dois pilares centrais e dois cabos. No caso de ocorrer uma ruptura em qualquer um destes elementos o prédio colapsará totalmente.



Figura 35 – Edifício alcinhado a “Balança”, no centro administrativo da Bahia, Salvador. Um exemplo de estrutura sem redundância. (LARANJEIRAS, 2010)

Em São Paulo, Brasil, a ponte estaiada Octavio Frias de Oliveira, é um exemplo de estrutura redundante, já que seus diversos cabos podem servir de alternativa de redistribuição de cargas no caso de falha de algum dos elementos.



Figura 36 – Ponte estaiada Octavio Frias de Oliveira, na capital do estado de São Paulo, Brasil, uma estrutura redundante. (LARANJEIRAS, 2010)

3.2.2 Continuidade

A continuidade representa a conectividade de seus elementos. Este atributo é de grande importância para as estruturas já que, no caso de falha de um dos apoios ocorre à redistribuição dos esforços, e esta redistribuição depende da continuidade, pois sem continuidade a redistribuição será interrompida.

Isto quer dizer que não adianta uma estrutura ser redundante se ela não dispuser de continuidade, ou seja, a edificação deve ser capaz de realizar transferência de cargas no caso de colapso de algum elemento.

As estruturas integrais são aquelas sem juntas, nem aparelhos de apoio. O deslocamento das vigas ocorre apenas nas extremidades, no solo.

Estes trechos são considerados como pontos fracos de uma edificação, já que interrompem a continuidade.

Uma das principais vantagens da estrutura integral quando comparada com a convencional é que, uma vez que não há articulações entre as vigas, a entrada de água e detritos é reduzida de forma significativa, aumentando o estado de conservação da estrutura da ponte. (PINHO, 2011)

A transferência de cargas através de aparelhos de apoios é acompanhada de concentração de tensões e esforços, nas regiões próximas aos aparelhos. Essa condição crítica limita a capacidade suplementar de carga dessas regiões, em caso de redistribuição de cargas por colapsos localizados. Já a transferência de cargas através de ligações monolíticas, integrais, não gera concentração de esforços e tensões, essa continuidade oferece reservas adicionais de capacidade de carga, úteis em situações de colapso. (LARANJEIRAS, 2010)



Figura 37 – Uma estrutura convencional de viaduto, à esquerda, com juntas e aparelhos de apoio, e uma estrutura integral, à direita. (LARANJEIRAS, 2010)

Os sistemas pré-moldados possuem fragilidades quanto à sua continuidade, pois a ligação entre pilares lajes e vigas não conseguem estabelecer todos os vínculos de uma estrutura monolítica, como as estruturas maciças de concreto armado convencional.

3.2.3 Ductilidade

A ductilidade pode ser considerada como a capacidade da estrutura suportar deformações sem romper, transferindo as cargas necessárias no caso do colapso de algum elemento fundamental da edificação, mesmo com possíveis flechas e rotações.

Pode-se conseguir ductilidade estrutural pelo confinamento do concreto, pela continuidade das armações através de emendas adequadas, sejam por transpasse ou por luvas, e por conexões entre os elementos, lajes, vigas e pilares, com reservas excedentes de resistências. (LARANJEIRAS, 2010)

Para realização do confinamento do concreto nos pilares é necessário a utilização de estribos poucos espaçados.

Os pilares cintados, com estribos pouco espaçados, helicoidais, transformam o comportamento do elemento de frágil em dúctil. O pilar consegue absorver maiores deformações antes de entrar em colapso. Laranjeiras (2010) afirma que os pilares cintados pela sua ductilidade, têm grande importância na prevenção de colapsos progressivos e seu uso deveria ser, por isso, resgatado e estimulado.

Na figura 38 é possível observar a ilustração de pilares cintados e não-cintados. Já na figura 39 pode-se verificar o comportamento de pilares cintados e não-cintados analisados através de um diagrama unitário carga x encurtamento unitário, onde se nota a capacidade de absorção de energia do pilar cintado, quando comparado ao pilar não-cintado.

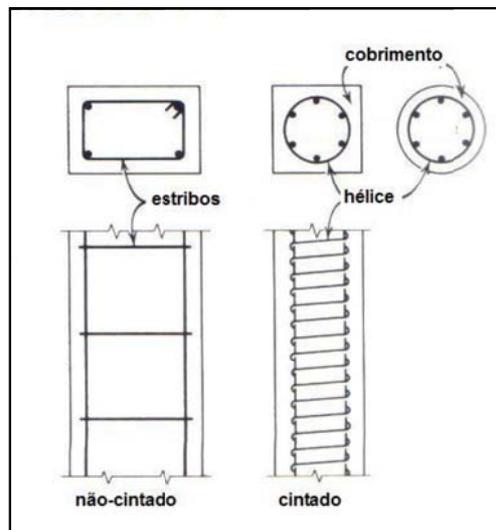


Figura 38 – Ilustração dos pilares comuns e dos pilares cintados. (LARANJEIRAS, 2010)

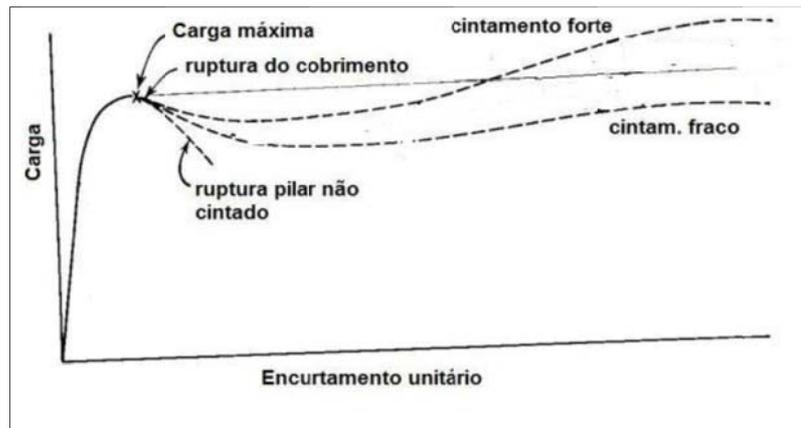


Figura 39 – Diagramas idealizados de carga-deformação de pilares comuns e cintados, (LARANJEIRAS, 2010).

3.2.4 Normas referentes ao colapso progressivo

A NBR 6118/ 2007 considera que a segurança das estruturas deve ser verificada quanto a diversos estados limites últimos inclusive ao de colapso progressivo. A referida norma brasileira faz referência ao colapso progressivo no item 19.5.4, a fim de garantir a ductilidade, onde se solicita que a armadura de flexão inferior das lajes no encontro com pilares, no caso de lajes sem vigas, esteja suficientemente ancorada.

Já para lajes protendidas, sem vigas, no item 20.3.2.6, da NBR 6118/2007, denominado armaduras passivas e ativas, existe a recomendação de que é possível prescindir de armadura passiva contra o colapso progressivo, se pelo menos um cabo, em cada direção ortogonal, passar pelo interior da armadura longitudinal contida na seção transversal dos pilares ou elementos de apoio das lajes-cogumelos de edifícios comerciais e residenciais.

Observa-se que apesar da NBR 6118/2007 recomendar a verificação do estado limite último de colapso progressivo a norma só instrui para evitar o fenômeno quando na estrutura houver lajes sem vigas, e se omite quanto ao assunto na vasta gama de formas de estruturas existentes atualmente, mostrando-se bastante omissa no quesito colapso progressivo.

A sociedade americana de engenheiros civis (ASCE) recomenda em sua norma que os edifícios e outras estruturas devem ser projetados para que se

mantenham estáveis no caso de sofrer algum dano, não apresentando colapso desproporcional ao dano original.

Segundo a ASCE (2002) deve ser feito um arranjo estrutural que proporcione estabilidade para toda a edificação, transferindo as cargas a partir de qualquer local para regiões adjacentes, capaz de resistir às cargas sem entrar em colapso. Para tal deve-se garantir uma continuidade suficiente entre os elementos, redundância, ou ductilidade.

A ASCE (2002) estabelece seus requisitos para evitar o colapso progressivo independente da ameaça, e utiliza, como principais métodos, a redundância e os caminhos alternativos de cargas para garantir Robustez as estruturas.

A norma do Instituto Americano de Concreto ACI 318-02 não se refere à redundância, nem a nenhum método direto ou indireto para evitar o colapso progressivo. O que se tem é apenas uma preocupação com a interligação dos elementos estruturais a fim de manter a integridade da edificação, principalmente quanto aos elementos pré-moldados. Esta norma estabelece prescrições para aumentar a interligação dos elementos estruturais.

Nos Estados Unidos existem normas específicas para a construção de edifícios públicos, com a finalidade de tornar estas estruturas mais robustas já que o risco de ataques terroristas é real. A GSA (2000) prescreve que a estrutura deve ser capaz de sofrer danos locais sem desestabilizar o restante da estrutura. A ruptura de uma viga, laje, ou pilar não deve resultar em falha do sistema estrutural nas áreas adjacentes. O colapso de pisos ou tetos é proibido. Nesta norma não é considerado o grau de vulnerabilidade do elemento nem o nível de ameaça para a estrutura.

A principal metodologia da GSA (2000) para atingir a robustez nas estruturas é a redundância.

Três anos depois saíram às normas GSA (2003a) e a GSA (2003b). A primeira passou a considerar apenas os edifícios com risco de explosão, fornecendo orientações gerais de desempenho e diversas referências a manuais técnicos para o estudo dos efeitos da explosão. Já a segunda norma estabelece critérios para determinar quais as estruturas devem ser dimensionadas a fim de evitar o colapso progressivo.

Segundo a GSA (2003b) as estruturas que devem ser dimensionadas para a robustez precisam ser capazes de tolerar a remoção de uma coluna ou um comprimento de 30 m de parede de sustentação, sem entrar em colapso.

Nair (2003) fez um resumo comparativo entre as referidas normas que se encontra na tabela 8.

Tabela 8 – Abordagens para projeto contra o colapso progressivo. (NAIR, 2003)

Abordagens para projeto contra colapso progressivo: códigos e normas:	Redundância	Resistência Local	Interligação	Ameaça-Análise Dependente
ASCE 7-02	x			
ACI 318-02			x	
GSA...PBS, 2000	x			
GSA...PBS, 2003				x
GSA PC Guidelines	x			

O estudo verificou se a utilização dos cinco códigos e normas citados na tabela 8 alterariam o desempenho de três estruturas, o edifício Ronan Point, o edifícios Alfred Murrah e as torres gêmeas (word trade center- wtc), estas últimas eram estruturas metálicas que foram destruídas em um atentado terrorista em 11 de setembro de 2001, em Nova York, nos Estados Unidos. A pesquisa verificou que as normas não necessariamente forneceriam uma garantia contra os tipos de colapso que ocorreram naqueles edifícios, observar a tabela 9.

Tabela 9 – Avaliação da utilização de códigos e normas na concepção do projeto estrutural dos edifícios Ronan Point, Murrah e WTC. (NAIR, 2003)

Normas avaliadas	Método utilizado				Edificações utilizadas para avaliar as normas		
	Redundância	Resistência Local	Interligação	Ameaça-Análise Dependente	Ronan Point	Edifício Murrah	WTC 1 & 2
ASCE 7-02	x				?	não	não
ACI 318-02			x		sim	?	não
GSA...PBS, 2000	x				?	não	não
GSA...PBS, 2003				x	não	sim	não
GSA PC Guidelines	x				não	não	não

Sim: alteraria o desempenho do edifício.

Não: Não alteraria o desempenho do edifício.

?: talvez alterasse o desempenho do edifício.

Através da tabela 9 pode-se verificar que, das cinco normas avaliadas, três utilizam o método da redundância para evitar o colapso progressivo. Mesmo assim apenas no caso do edifício Murrah, utilizando a GSA (2003b), o colapso seria evitado.

3.2.5 Recomendações acerca do tratamento do colapso progressivo

Projeto COST

O projeto COST - European Cooperation in the field of Scientific and Technical Research é um projeto financiado pela Comunidade Europeia. Tem a participação de diversos países membros da União Europeia. O objetivo é o de desenvolver vários tipos de ações para unificação de processos tecnológicos no âmbito da Comunidade Europeia, (COST, 2006).

Dentro projeto COST é desenvolvida a ação TU061 relativa à Robustez de Estruturas. O objetivo é o de desenvolver os fundamentos para o tratamento da robustez nas futuras normas estruturais, especialmente o Eurocódigo. O nível de robustez de um sistema estrutural deve ser adequado e suficiente em relação a sua função ao longo de sua vida útil e estar equilibrado aos aspectos sociais que envolvem a segurança das pessoas, respeitando as condições ambientais e aspectos econômicos. Tem a participação de diversas associações internacionais como IABSE, ECCS, CIB, fib, Rilem, ISO and the Joint Committee on Structural Safety (JCSS).

A consciência da necessidade de se introduzir o conceito de robustez teve como marco inicial o acidente com o edifício Ronan Point onde ocorreu colapso progressivo. Nos últimos anos, os ataques terroristas produziram interesse adicional.

Entre as diversas atividades do TU061 podem ser citadas: coleta e preparação de informações, avaliações de risco, desenvolvimento de métodos teóricos para avaliar a robustez, modelagem de condições de exposição, representação da vulnerabilidade estrutural e modos de falha dos componentes, identificação de medidas para produzir robustez nos projetos, representação das consequências de dano e modos de colapso, cálculo da robustez das estruturas, desenvolvimento de diretrizes práticas para o projeto de estruturas robustas ,

desenvolvimento de uma Norma Probabilística de Projeto para a Robustez, (COST, 2006).

Nos Estados Unidos, o desenvolvimento paralelo de estudos sobre robustez atingiram níveis comparáveis com os atingidos na Europa. Os atos terroristas como o ataque a bombas ao Oklahoma City e o ataque ao World Trade Center impulsionaram a pesquisa com mais intenso apoio econômico. O National Institute of Standards and Technology (NIST) lidera o conhecimento acerca do colapso progressivo.

MC10 – Código Modelo 2010 da fib:

O Código Modelo da fib (Federação Internacional de Concreto), da mesma forma que os correspondentes do CEB (Comissão Europeia de Concreto), tem por objetivo servir de proposta para as futuras normas. A última versão, foi aprovada em 2011.

O Código Modelo 2010, o denominado MC10, certamente influenciará decisivamente as futuras normas de Concreto do mundo inteiro, inclusive na NBR 6118. Assim, as suas recomendações são uma antevisão da NBR 6118, do Eurocódigo 2 e de várias outras normas.

O MC10 recomenda para a Segurança Estrutural de estruturas novas a verificação ao colapso progressivo. Considera a vida útil de projeto de 50 anos e o índice de confiabilidade de 3,8. Tem-se muitas referências a detalhes de armaduras com o objetivo de evitar o colapso progressivo. Há também recomendações relativas a detalhes de armaduras de lajes sem vigas na região de apoios nos pilares com a finalidade de evitar o colapso progressivo.

Para estruturas em que existam regiões com elevada capacidade de deformações recomenda que seja usado uma das seguintes condições de projeto: (a) prever caminhos alternativos de cargas e (b) identificar os potenciais pontos localizados de ruptura e efetuar o detalhe assegurando que não ocorra colapso progressivo embora haja a possibilidade de falha local. O caso (a) é mais fácil de se obter quando é possível determinar as esforços atuantes de forma precisa.

O MC10 tem uma seção dedicada especificamente à robustez obtida através de medidas estruturais. São previstos dois procedimentos que correspondem aos conceitos contidos nos itens (a) e (b) anteriores.

1. Caminho alternativo de cargas:

No caso do procedimento com caminho alternativo de cargas o MC10 prevê duas alternativas que podem ser seguidas para verificar a redundância de um sistema: procedimento refinado e procedimento simplificado.

No procedimento refinado, a ocorrência de acidentes e os efeitos de acidentes ou ações excepcionais (impacto, explosão, etc.) são simulados para todos os cenários possíveis. Os danos estruturais nos componentes são calculados e a estabilidade da estrutura remanescente é determinada. As consequências são estimadas em termos do número de fatalidades e de perdas econômicas. Diversas medidas não podem ser comparadas tomando como base critérios econômicos.

No enfoque simplificado considera-se que qualquer componente estrutural que tenha relevância para a capacidade portante da estrutura possa perder sua função. É então verificado se a parte remanescente da estrutura pode suportar as cargas que frequentemente ocorrem através de caminhos alternativos de cargas com um nível de confiabilidade pré-fixado para um tempo relativamente curto de tempo, necessário para mobilizar os usuários da estrutura e/ou efetuar os reparos ou reforços necessários.

2. Capacidade do projeto:

A capacidade do projeto assegura a hierarquia das resistências dos componentes estruturais e modos de falhas. São tomadas precauções relativas aos modos de rupturas frágeis e são promovidas condições de ductilidade. São verificados os modos de falhas frágeis para assegurar as condições de equilíbrio considerando que todos os elementos dotados de ductilidade desenvolvam suas capacidades de resistir aos esforços. Os componentes estruturais dúcteis são projetados para as deformações plásticas neles induzidas pelas ações de projeto.

3.2.6 Introdução aos Métodos para evitar o colapso progressivo

Os métodos mais conhecidos para a prevenção do colapso progressivo em fase de projeto são: método direto e o indireto. O método direto divide-se em método da resistência localizada específica e método de caminhos alternativos de cargas.

3.2.6.1 Método indireto

Segundo Laranjeiras (2010) o método indireto é uma aproximação simplificada, prescritiva, que consiste em prover à estrutura um nível mínimo de conectividade entre os diversos componentes estruturais.

O projeto pode usar uma abordagem prescritiva para aumentar a robustez geral da estrutura. Isto pode ser conseguido através da incorporação de medidas gerais de integridade estrutural em todo o processo de seleção do sistema, como a disposição das vigas e pilares e o detalhamento das amarrações. (NISTIR 7396, 2007).

Breen (1975) apud sasani & Kropelnickl (2008) sugeriu que a integridade estrutural melhorada é obtida pela disposição de amarrações em toda a estrutura (método indireto) e que o número de ligações pode ser determinado a partir de considerações sobre o carregamento, o dano sofrido, sem necessidade da determinação da magnitude da carga de explosivos ou outros eventos anormais.

Embora o método de concepção indireta possa reduzir o risco de colapso progressivo à estimativa da falha de pós-execução de estruturas concebidas com base em tal método não é prontamente possível. (FEMA 277, de 1996; CORLEY et. al., 1998;. SOZEN et. al., 1998;. CORLEY, 2004 apud SASANI & KROPELNICKL, 2008).

O importante no método indireto é aumentar a integridade estrutural da edificação, acrescentando medidas que elevem a robustez.

Segundo o NISTIR 7396 (2007), para a maioria das edificações é baixo o risco de acontecer um colapso progressivo, sendo o método indireto adequado para estes casos.

O projeto arquitetônico, inclusive a forma da edificação, pode influenciar no desempenho da estrutura se ela for submetida a algum dano que venha a provocar um possível colapso. A regularidade das formas auxilia na transferência das cargas, favorecendo a continuidade e a redundância. Já irregularidades na estrutura facilitam a possíveis colapsos progressivos. Além disso, o uso de vigas de transição deve ser evitado, pois produzem a concentração de cargas.

O método indireto refere-se ao cuidado com a concepção estrutural inicial, incluindo a preocupação com a locação dos pilares, o detalhamento das ligações entre os elementos, o dimensionamento e espaçamento das peças, tudo pensado

para aumentar a robustez da estrutura de uma maneira prévia, sem maiores análises numéricas.

Este método é relativamente fácil de ser usado, já que não leva em consideração as causas, nem os danos possíveis. Segundo o NISTIR 7396 (2007), as recomendações para a integridade geral da estrutura podem ser formuladas sob forma de prescrições de resistências mínimas das ligações entre os elementos, de continuidade e de amarrações entre as peças.

As amarrações são de extrema importância para o bom desempenho da estrutura frente a um colapso, devendo ser capazes de transferir as cargas necessárias. As principais amarrações a serem consideradas em um projeto são as periféricas, internas, horizontais ligadas aos pilares e verticais, conforme pode ser observado na figura 40.

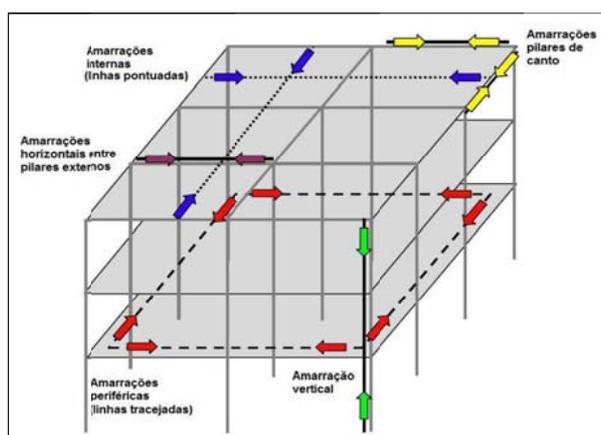


Figura 40 – Diferentes tipos de amarrações incorporados a estrutura para promover a integridade estrutural. (UFC 4-023-03, 2009)

As capacidades específicas de tais amarrações, geralmente, são consideradas separadamente as forças devido às cargas de projeto normal, e não deve ser menor do que a capacidade determinada pelas cargas do referido projeto. (NISTIR 7396, 2007)

No Reio Unido, segundo o NISTIR 7396 (2007), em prol da segurança das estruturas, frente ao colapso progressivo, foi aceito um aumento do custo-benefício das edificações. Lá é estabelecido um nível aceitável de proteção contra o colapso progressivo, onde o melhor método é escolhido em função do nível de proteção exigido para a edificação. Sendo o método indireto usado exclusivamente para construções que exijam um nível muito baixo de proteção. O Departamento de

Defesa do Reino Unido (DOD) indica o método indireto complementado pelo método direto de caminhos alternativos de cargas.

Laranjeiras (2010) enfatiza determinadas condições mínimas para as armações dispostas a fim de resistir as ações normais do projeto:

- Nas amarrações periféricas, dispor de armações longitudinais contínuas, nas faces superiores (negativas) de pelo menos $1/6$ da armação exigida nos apoios, e , nas faces inferiores, $1/4$ da armação exigida a meio vão, nunca usando menos de duas barras.

- Nas armações internas, dispor apenas, nas faces inferiores, $1/4$ da armação exigida a meio vão, nunca usando menos de duas barras.

É importante ressaltar a ancoragem dessas barras, que devem ser estendidas além de todas as outras barras com que se cruzam de um comprimento igual ao comprimento de ancoragem.

- Os pilares de canto devem apresentar amarrações nas duas direções perpendiculares

- Deve-se garantir amarrações ortogonais para as armações internas nos pisos e na cobertura, elas devem ser contínuas e ancoradas nas extremidades. Essas armações internas não devem apresentar espaçamento superior a 1,5 vezes o espaçamento entre eixos dos pilares, que suportam dois painéis de lajes adjacentes, na mesma direção dessas amarrações. A regra de continuidade e disposição em cada piso e na cobertura também vale para as amarrações periféricas.

- Os pilares ou paredes portantes devem ser amarrados continuamente do nível mais baixo ao mais alto a fim de resistir à maior força normal de cálculo que é transferida ao respectivo pilar pelo piso mais desfavorável.

- No caso da existência de vigas de transição, o que não é aconselhável, pois os pilares deixam de ter continuidade, deve-se realizar uma verificação geral da integridade da estrutura a fim de que sejam garantidos meios seguros de transferências das cargas para as fundações.

A continuidade é de grande importância para o método indireto, pois garante as transferências de cargas no caso de ocorrer algum dano à estrutura.

A princípio, pode-se pensar que as construções desenvolvidas para as regiões sísmicas possam levar alguma vantagem quanto à robustez. Na verdade, segundo o NISTIR 7396 (2007) apesar das experiências de construções de

estruturas em regiões sísmicas ter mais de cinquenta anos, incluindo pesquisa e conscientização pública os eventos anormais de carga que poderiam causar danos localizados provocando um colapso progressivo podem não reproduzir a natureza cíclica dos fortes movimentos de terra para que os referidos detalhes foram desenvolvidos. Portanto, pesquisas adicionais sobre este assunto são necessárias.

3.2.6.2 Método direto

O método direto é dividido em dois tipos: o método direto de resistência localizada específica e o método de cainhos alternativos de cargas. O primeiro aumenta a resistência de um elemento principal para uma ação que excepcionalmente venha a ocorrer. O segundo assegura a transferência de cargas para o entorno de um local em colapso.

Estes métodos exigem um grau de análise numérica e detalhamento maior quando comparado ao método indireto.

3.2.6.2.1 Método direto de resistência localizada específica.

Este método leva em consideração a ação excepcional que venha, por ventura, causar o colapso, já que o mesmo eleva a resistência dos principais elementos para que as peças resistam às possíveis causas de acidentes.

O método direto de resistência localizada específica consiste em projetar explicitamente os elementos de sustentação das cargas verticais para resistir a uma ação excepcional prevista, assim como das pressões devidas às explosões de bombas. As pressões de uma explosão podem ser consideradas em um projeto pelo método de análise não-linear dinâmico. (NISTIR 7396, 2007)

No caso de se considerar, por exemplo, um atentado a bomba, os elementos chave a serem reforçados seriam os situados no estacionamento de veículos.

O método de resistência local específica é mais comumente aplicado aos projetos para ameaças que geralmente se dão em forma de impactos, explosões e incêndios. Muitas vezes, esta é a única abordagem racional no caso de adaptação de prédios já existentes, pois o custo para conformidade com outro método, na maioria das vezes, é inviável financeiramente.

Neste método deve-se identificar quais são os elementos críticos e reforçá-los, para que os mesmos resistam sem falhas. Toda a estrutura deverá ser

detalhada para permitir a inversão de cargas e a resistência adequada das conexões.

Os elementos chaves devem ser projetados para desenvolver sua capacidade máxima contra o cisalhamento, flexão e carga axial, porém estes elementos reforçados podem responder de maneira inelástica ou anormal diante de situações extremas, portanto deve ser demonstrado através de métodos analíticos que estes elementos terão uma compatibilidade adequada com o restante da estrutura.

As vigas de transição devem ser evitadas, pois são pontos vulneráveis, que em caso de acidentes criam seções críticas que podem provocar colapso progressivo. Estas estruturas de transferência e as colunas de apoio representam um risco particular devido à influência da maior área de apoio e são particularmente vulneráveis a um eventual carregamento anormal, incluindo os efeitos do fogo. Vigas de transferência tipicamente concentram o sistema de suporte de carga em menos elementos estruturais. Este sistema é contrário ao conceito de redundância que protege as estruturas de condições anormais de carga. (NISTIR 7396, 2007)

Se uma viga de transferência for necessária, e se essa viga pode ser vulnerável a uma carga anormal, recomenda-se que haja enquadramento estrutura substancial na viga de transferência para criar uma redundância em dois sentidos e, assim, um caminho alternativo de carga no caso de uma falha localizada.

O desempenho da estrutura que é projetada pelo método da resistência local específica deve apresentar também ductilidade adequada, providenciando, por exemplo, confinamento das peças usando estribos pouco espaçados.

O método de resistência local específica requer simulação numérica ou utilização de dados empíricos a fim de demonstrar que os elementos chave têm capacidade para resistir a uma determinada ameaça especificada pelo projeto.

A simulação bem sucedida da resposta estrutural a uma carga extrema, quando comparados com os resultados dos testes de explosivos em pilares, paredes, vigas e lajes, geralmente são realizadas utilizando métodos analíticos que dão conta da dinâmica não-linear do comportamento dos membros. (NISTIR 7396, 2007)

Este método geralmente utiliza programas computacionais, porém eles devem ser aplicados apenas a uma parte do sistema estrutural. Figura 41 mostra o desempenho de um pilar em concreto armado, submetido ao contato com uma mochila explosiva.

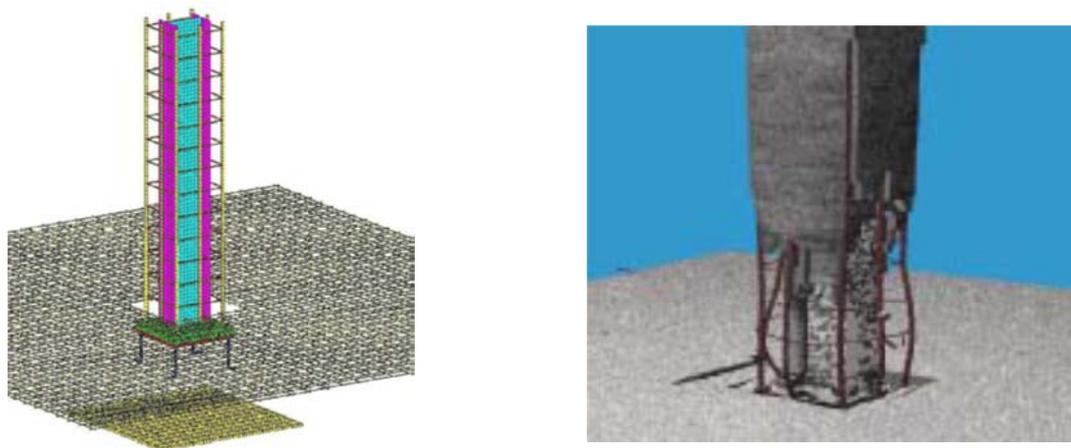


Figura 41 – O antes e depois de um pilar de concreto armado submetido a uma explosão próxima por mochila bomba, (NISTIR 7396, 2007).

Os pilares devem ser modelados tridimensionalmente, com análise não linear de malha de elementos finitos, com software específico e analisados para prever o dano devido. A simulação computacional do evento requer software no qual se aplica a explosão dinâmica através carregamento diretamente no pilar e que inclui a não-linearidades geométricas.

O método aqui exposto pode ser usado para aumentar a resistência da estrutura em eventos que poderiam danificar dois ou mais pilares e invalidar o método de caminhos alternativos de cargas, esta último baseado na remoção de um único elemento.

3.2.6.2.2 Método direto de caminhos alternativos de cargas.

O caminho alternativo de cargas é uma abordagem que considera um nível de dano estipulado, isso é, na maioria das vezes, interpretado como a remoção de um dos elementos de suporte da estrutura. (GSA 2003b)

Este método permite uma verificação da capacidade de suporte da estrutura quando é retirado um determinado elemento. Esta metodologia é a mais utilizada pelos órgãos institucionais americanos.

Segundo NISTIR 7396 (2007) o método permite uma verificação formal da capacidade de um sistema estrutural resistir à remoção de um elemento específico, como um pilar, por exemplo.

O método de caminhos alternativos de cargas não leva em consideração a causa do acidente, trata-se de um instrumento de cálculo que tenta assegurar a

redundância na resistência às cargas verticais, não necessitando de uma simulação numérica da condição da estrutura frente a um determinado colapso inicial.

Este método possui a vantagem de promover sistemas estruturais com ductilidade e continuidade, muito parecida com as características utilizadas por projetos que levam em consideração as ações sísmicas, promovendo assim uma estrutura regular bem amarrada.

O método de caminhos alternativos de cargas trabalha com a hipótese de ignorar todos os outros danos em elementos estruturais que podem acompanhar a perda de uma pilar de sustentação da estrutura em uma situação real (NISTIR 7396, 2007).

No trabalho realizado por sasani & Kropelnickl (2008) foi utilizado o método de caminho alternativo de cargas, para uma estrutura robusta de concreto armado com sete andares, foram retirados alguns elementos de suporte a fim de avaliar a resistência ao colapso progressivo.

A Figura 42 mostra esquematicamente a remoção de uma coluna, o que resulta em uma redistribuição dinâmica de cargas através das vigas, pisos e pilares. Após a redistribuição de cargas, se a estrutura encontra uma posição de equilíbrio o colapso progressivo não ocorre. No entanto, se alguns elementos são tensionados além de suas capacidades o colapso progressivo pode ser iniciado.

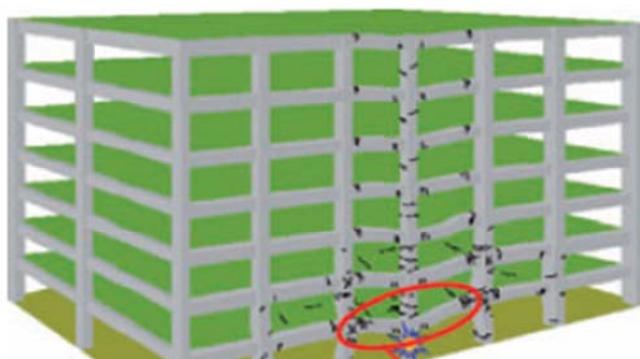


Figura 42 – Pilar removido por explosão ou impacto. Fonte: (SASANI & KROPELNICKL, 2008)

É mostrado que a utilização de um piso rígido leva a maiores forças de compressão quando comparado a utilização a um sistema estrutural que usa um piso não-rígido. Essa maior forças resultará em superestimar o momento de flexão da viga, que por sua vez, resulta em subestimar o máximo deslocamento vertical das vigas sobre o pilar retirado.

A transição da estrutura intacta para um estado danificado é considerada pelo método aqui abordado instantânea, expondo a edificação a um efeito dinâmico. Os efeitos dinâmicos podem ser considerados de formas diferentes. A seguir serão considerados os procedimentos analíticos que podem ser utilizados: linear e não-linear.

Elástica estática

A GSA, em 2003, desenvolveu diretrizes a fim de estabelecer requisitos mínimos para avaliação do potencial de colapso progressivo, em especial para edifícios de 10 andares ou menos.

Após a perda repentina de um dos pilares a estrutura responde dinâmica e inelasticamente, as diretrizes apresentadas pela GSA (2003b) utilizam um método “equivalente” de análise estática e elástica. Nesta abordagem, a carga característica consiste do peso próprio mais 25% da sobrecarga e é amplificada por um fator de amplificação dinâmico igual a 2,0. (NISTIR 7396, 2007).

Já as recomendações da (UFC 4-023-03, 2009), semelhantemente ao GSA (2003b) considera uma carga característica, consistindo em 90% ou 100% do peso próprio, 50% da sobrecarga e 20% da carga de vento. Inclui também um fator de carga dinâmico 2,0 sobre a análise estática.

O deslocamento dinâmico máximo de uma carga instantânea aplicada e sustentada em uma análise linear é o dobro do deslocamento obtido quando a carga é aplicado de modo estático. Se uma estrutura é projetada para permanecer elástica, um fator de 2,0 seria adequado. No entanto, em eventos de carregamento extremo, é típico para o dimensionamento de estruturas para responder na faixa não-lineares. (UFC 4-023-03, 2009)

O fator de amplificação tem o objetivo estimar o valor que seria obtido em uma análise dinâmica, a partir do correspondente valor obtido de uma análise estática equivalente.

As orientações GSA (2003b) e do UFC 4-023-03 (2009) fornecem os passos para a realização de análises estáticas linear elástica. Estas abordagens podem exigir que o software utilizado seja sofisticado, porém o que se consegue são aproximações para o comportamento de edifícios sob condições de colapso progressivo. Embora, muitas vezes, resultando em projetos conservadores, métodos elásticos estáticos podem, em alguns casos, mascarar perigosos efeitos dinâmicos. These methods should be limited to simple structures with predictable

behavior (Marjanishvili 2004). Estes métodos devem ser limitados a estruturas simples com comportamento previsível. (MARJANISHVILI, 2004 apud NISTIR 7396, 2007).

Um método de análise linear estática, na maioria das vezes, e principalmente no caso do dano a edificação ser causado por explosões ou impactos, não expressa a verdadeira redistribuição de forças de uma estrutura em colapso, principalmente devido a não linearidade dos materiais utilizados nas construções.

O Nistir 7396 (2007) avalia a análise elástica estática como uma abordagem de projeto bastante subjetiva para definir a continuidade e a ductilidade de um sistema estrutural, não sendo considerada muito melhor do que o método indireto, apesar de todo o esforço que é gasto no processo.

Inelástica estática

Quando uma coluna é retirada da edificação a opção correta de projeto seria incluir a não-linearidade da redistribuição das cargas por conta das grandes deformações.

Os esforços que originalmente eram suportados por um determinado elemento devem ser distribuídos agora entre duas peças estruturais, nestes casos, os detalhes de conexão e reforço podem ter uma capacidade limitada para desenvolver momentos positivos.

As análises não-lineares dependem de uma representação precisa do comportamento dos materiais para representar a resposta inelástica, pois Because these responses are path dependent, inaccuracies in material modeling tend to propagate errors throughout the model. imprecisões na modelagem do material tendem a propagar erros ao longo do modelo. Este tipo de abordagem requer experiência em software de análise não-linear.

As lajes são consideradas como membranas de enrijecimento. Nesta metodologia deve-se verificar a capacidade de tração dos membros e se as suas ligações são capazes de suportar forças axiais.

A abordagem não-linear estática geralmente simula um reforço dinâmico através de um fator de carga e aplica de forma incremental a reação da força de gravidade do pilar removido para gerar um "empurrão para baixo" do comportamento estrutural, (NISTIR 7396, 2007).

Esta aplicação controlada das cargas de gravidade normalmente envolvem os membros estruturais nas proximidades do dano inicial. No entanto, mesmo para estruturas regulares em que a rigidez de todos os sistemas de piso é idêntica, a dinâmica de resposta real vai conter muitos resultados significativos. Os métodos estáticos inelásticos são preferíveis aos métodos estáticos elásticos, porém, em ambos os casos, efeitos dinâmicos significativos podem ser negligenciados. (NISTIR 7396, 2007)

Elástica dinâmica

O Nistir 7396 (2007) considera que a abordagem elástica dinâmica realiza a análise do colapso progressivo incorporando os efeitos dinâmicos associados com a súbita remoção de um elemento estrutural, porém não representam a deformação elástica ou redistribuição das forças nos elementos estruturais.

A análise destes modelos são mais fáceis de serem realizadas quando comparada com a modelagem inelástica, porém é de suma importância verificar se os efeitos P-Delta são significados para o projeto estrutural analisado.

Inelástica dinâmica

Para a realização de uma abordagem mais rigorosa sobre colapso progressivo é necessário lançar mão de softwares de elementos finitos que de preferência apresentem análises não lineares, como o DIANA, FLEX, ANSYS, entre outros, estes programas possuem diversos níveis de refinamento que podem ou não considerar a não-linearidade de forma adequada.

Estas análises dependem do uso destes pacotes de software por um analista experiente para que se possa produzir previsões mais precisas de colapso progressivo. No entanto, a complexidade computacional tem um alto custo, que pode resultar em projetos demasiadamente caros. (NISTIR 7396, 2007)

Tanto o GSA (2003b) quanto o UFC 4-023-03 (2009) apresentam procedimentos gerais para a realização de análise dinâmica não-linear, estabelecendo critérios para o desempenho de membros estruturais em termos de limites de deformação.

No documento do Departamento de Defesa Americano 4.3.6 General Purpose Approach for Progressive Collapse Potential (DOD) UFC 4-023-03 (2009) este

método é considerado para alguns casos de baixo nível de proteção, e nível médio e elevado de proteção.

Laranjeiras (2010) considera que para a maioria das estruturas o método indireto atende de uma forma satisfatória, pois elas passariam a ser mais robustas possuindo maior capacidade de sustentar ações excepcionais. Já o método direto seria indicado para edificações potencialmente objeto de atentados. Porém para o referido autor afirmar tal condição seria necessário estudos mais abrangentes dentro da realidade nacional.

3.2.7 Regras Práticas

Para melhorar o desempenho da estrutura, de uma maneira generalizada, independente do tipo de estrutura, frente a um possível colapso progressivo o NISTIR 7396 (2007) recomenda uma série de regras a serem seguidas:

- Vigas e pilares pouco espaçados geralmente melhoram a redistribuição e transferência de cargas.

- Deve-se considerar a resistência ao colapso em ambas as direções, não visualizando a estrutura como um pórtico plano.

- Evitar vigas de transição ou outras discontinuidades que causaram concentração de cargas.

- Para melhorar a redundância e a transferência de cargas as estruturas devem ser as mais simétricas possíveis.

- Vigas contínuas são indicadas, pois, no caso de perda de um pilar, elas apresentam menores deformações e ainda aumentam a capacidade de redistribuição de cargas.

- Excentricidades, no caso de cargas adicionais podem gerar momentos demasiadamente grandes.

- Os pilares-paredes e as caixas de escada oferecem caminhos alternativos de cargas e ajudam na estabilidade das estruturas.

As estruturas de concreto armado possuem uma série de vantagens quando comparadas, no quesito resistência ao colapso progressivo, com outros tipos de estrutura.

A estrutura de concreto armado apresenta uma continuidade maior do que estruturas pré-moldadas e em aço, devido às peças delas terem a possibilidade de

serem concretadas juntas, sem descontinuidades como as ligações entre os elementos.

Outra vantagem do concreto armado é que o mesmo resiste melhor às explosões, devido a massa de concreto proteger a armadura, deixando a estrutura bem menos exposta ao fogo como as estruturas metálicas.

Segundo Laranjeiras (2010) outra vantagem das estruturas de concreto frente a um colapso seria as dimensões relativamente maiores dos seus pilares, pois no caso de perda de um andar, os mesmos estariam menos susceptíveis aos efeitos de segunda ordem.

O NISTIR 7396 (2007) afirma que o confinamento do concreto pelo uso de cintamento ou de estribos pouco espaçados aumenta a capacidade dos pilares às forças cortantes horizontais e a eficiência das emendas por transpasse, no caso de perda do concreto de cobertura, isso causa um aumento de ductilidade do pilar significativo.

Alem disso o NISTIR 7396 (2007) faz uma série de recomendações a fim de evitar o colapso progressivo, em estruturas de concreto armado, moldado “in loco”, tanto para vigas, quanto para pilares e lajes, que serão transcritas a seguir:

Para as lajes em concreto armado

- Para garantir maior redundância as estruturas deve-se utilizar lajes armadas em duas direções.

- As armaduras inferiores e superiores das lajes devem ser estendidas até o centro das vigas e pilares, esta continuidade aumenta a capacidade de resistir a possíveis conversões de cargas.

- Garantir que a laje de piso, quando solicitadas além da sua resistência à flexão, possam ser capazes de desenvolver sua capacidade de escoamento.

- As lajes lisas ou tipo cogumelo devem ter sua resistência à punção elevada, o que pode ser feito com a utilização de capitéis, armaduras especiais de punção ou aumentando a espessura das lajes nas regiões dos apoios. Nestes tipos de lajes é importante manter a armação inferior contínua através dos pilares, nas duas direções. Devem-se utilizar, nas fachadas dos edifícios, vigas de bordo.

- Realizar as emendas afastadas das extremidades e do meio do vão.

- Realizar a moldagem das lajes e vigas juntas a fim de melhorar a redistribuição de cargas e a continuidade.
- Vigas aporricadas e periféricas devem ser colocadas nas estruturas com lajes tipo cogumelo ou lisas.
- É de fundamental importância saber que armações ortogonais, superiores e inferiores podem permitir, a uma determinada laje, no caso de perda de um dos seus apoios de bordo, inverter a posição do vão portante.

Para as vigas em concreto armado

- As estruturas devem possuir vigas em direções ortogonais com armações contínuas, positivas e negativas com emendas de tração por transpasse.
- Os estribos devem ser pouco espaçados e combater a capacidade total das vigas a força cortante e também à torção.
- A ruptura por flexão deve proceder a ruptura por força cortante, para tal deve-se utilizar armações transversais.
- As emendas da estrutura devem ser afastadas das ligações com pilares e do meio dos vãos.
- Projetar as estruturas com vigas largas, pois oferecem uma resistência maior à torção.

Para os pilares em concreto armado.

- Os pilares devem ser cintados, conforme já dito anteriormente.
- O confinamento dos estribos devem ser prolongados ao longo da região das ligações com as vigas.
- Providenciar emendas a um terço do comprimento dos pilares, e não a meia altura, nem nas extremidades.
- Garantir que as rótulas plásticas não sejam formadas nos pilares e sim nas vigas, para tal deve-se dimensionar os pilares para momentos maiores do que as vigas podem transferir aos mesmos.
- Deve-se considerar a possibilidade de momentos e cargas normais maiores nos pilares vizinhos aos de canto, no caso de perda dos mesmos.

Capítulo 4 - ANÁLISES EFETUADAS E RESULTADOS OBTIDOS

No trabalho foram realizadas análises estáticas. O programa utilizado nesta pesquisa usa o modelo de pórtico espacial, e faz análise linear, ou seja, admite um comportamento elástico-linear dos materiais. O software ainda permite a obtenção dos quantitativos projetados.

O programa não calcula flecha deferida em lajes maciças e nervuradas, levando em conta a fluência. As flechas instantâneas foram consultadas pelo gráfico de isovalores

4.1 Descrição da estrutura estudada

A modelagem da estrutura análoga ao edifício Areia Branca foi realizada considerando o prédio com 13 pavimentos tipos, mais a cobertura, além disso, foi adicionado o subsolo o pavimento térreo, caixa de elevador, escadas, reservatórios superior e inferior e casa de máquina, o mais próximo possível do projeto original, porém considerando as restrições estabelecidas pela NBR 6118:2007.

O reservatório superior foi locado acima da caixa de escadas.

A vista 3D da edificação esta na figura 43. Na figura 44 é possível observar a localização dos pilares no pavimento tipo e as lajes utilizadas.

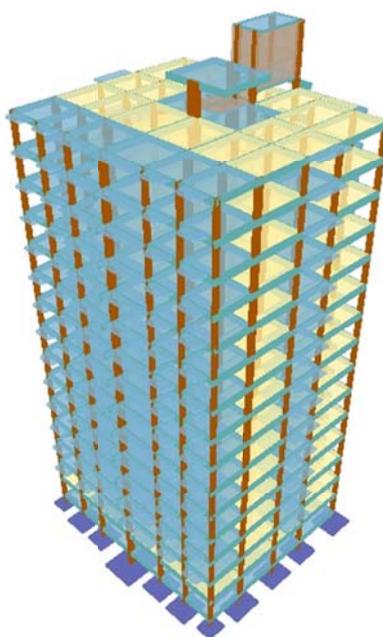


Figura 43 - Modelagem da estrutura analisada.

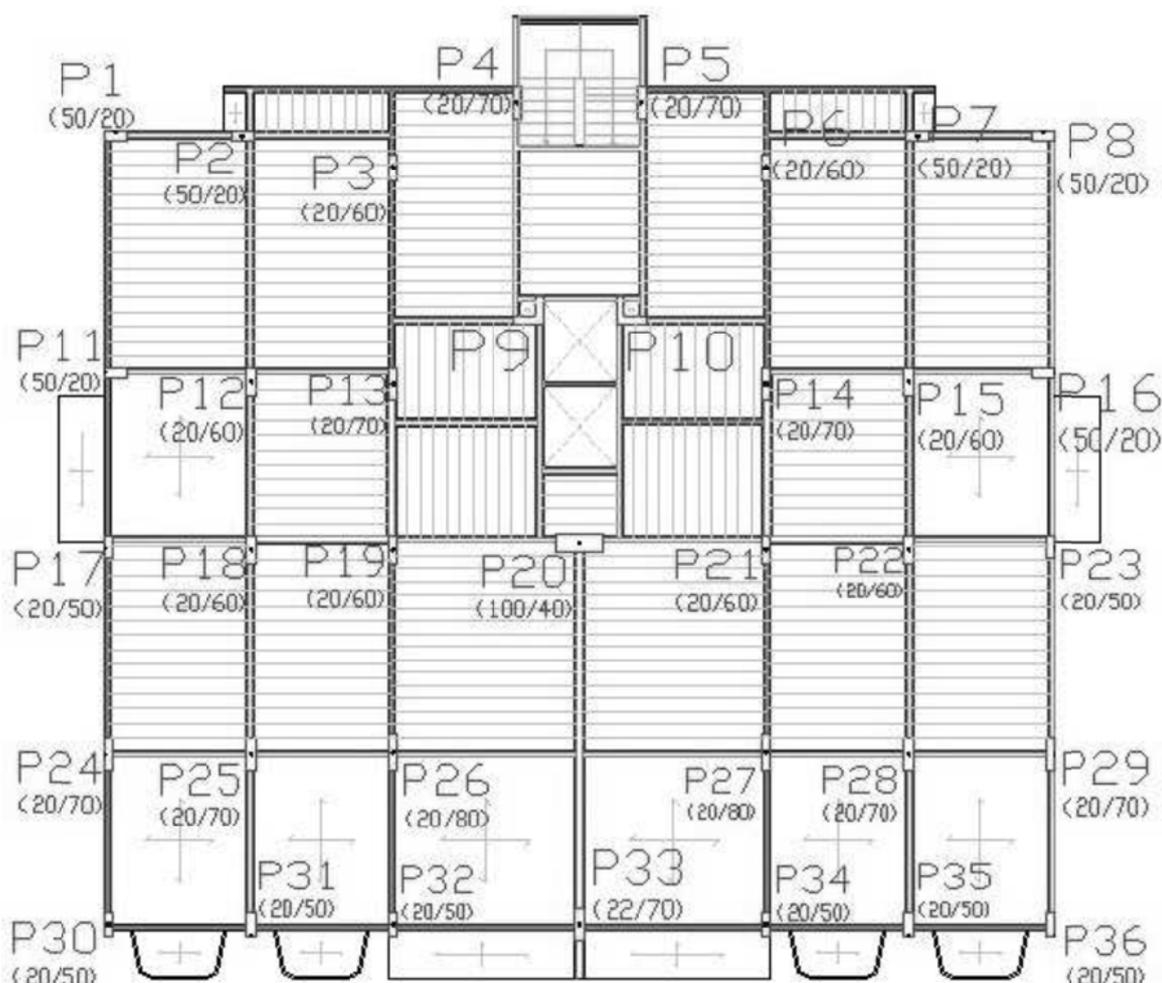


Figura 44 - Planta de vigas, pilares e lajes consideradas no pavimento tipo da estrutura de referência.

Na modelagem de todos os pavimentos tipos da estrutura analisada foram utilizadas lajes pré-moldadas, exceto nos trechos onde ocorriam balanços, nestes foram consideradas lajes maciças, inclusive nas lajes ligadas aos balanços, que na época da construção do edifício Areia Branca, provavelmente, eram utilizadas por questões de facilidades de cálculo.

As lajes típicas da estrutura foram pré-moldadas com 15 cm de espessura, exceto em alguns trechos mais carregados. No subsolo foi realizado o lançamento de lajes maciças com espessura padrão de 12cm de espessura.

Ainda no subsolo foram consideradas paredes em concreto armado no reservatório inferior e na caixa de elevador.

4.2 Condições de carregamento

As sobrecargas admitidas foram de 1,5 KN/m² e, 2,0 KN/m² para despensa, área de serviço e lavanderia, conforme a NBR 6120 (1980). As cargas permanentes lineares foram calculadas em função das alvenarias que foram consideradas em

tijolos cerâmicos com 15 cm de espessura, no pavimento tipo os valores destas cargas foram de 5,2 KN.m.

4.3 Estratégia adotada para as análises

Primeiramente foi calculada a estrutura análoga ao edifício Areia Branca, com todos os pilares, e o mais próximo possível do prédio que existiu antes do desabamento, com projeto seguindo as recomendações da NBR 6118 (2007), utilizando resistência característica de 30 MPa. Não foi utilizada a resistência usada na época do desabamento por dois motivos. Primeiro a norma atual não permite construções com resistências tão baixas, e segundo, a resistência de 30 MPa é bastante corriqueira nos dias atuais.

A seguir, foi efetuada a retirada do pilar P6, provável pilar em que se deu a partida para o desabamento do edifício. Nesta etapa foram verificados os deslocamentos dos pilares nas direções \underline{x} , \underline{y} e \underline{z} , com e sem a presença do P6, a fim de se observar a distribuição destes deslocamentos ao longo da estrutura. Além disso, foram analisados, quais esforços mais atuantes, na região de arranque dos pilares, e verificada a diferença destes antes e depois da retirada do P6, com a finalidade de saber qual o esforço mais representativo no caso de ruptura na base de um dos apoios do edifício. Foi analisada repercussão dos danos, quando os apoios forem retirados.

Feita a análise da forma como a estrutura se comporta com a perda de um dos seus pilares, com inspiração no método direto de caminhos alternativos de cargas, foram retirados os apoios um a um, fazendo os reforços necessários, nos pilares e nas vigas, em cada retirada de apoio para que a estrutura se mantenha estável. Na retirada seguinte, o outro pilar retornará a estrutura com os reforços realizados.

Entenda-se retirada de pilar como sendo a abstração do trecho do pilar entre a fundação e o subsolo, conforme ocorreu no desabamento do Edifício Areia Branca.

Nesta fase de retirada de apoios foram realizadas análises para verificar os deslocamentos dos pilares, os esforços nos arranques e os quantitativos da obra visando conseguir uma estrutura que, projetada seguindo as recomendações da NBR 6118 (2007), tenha viabilidade econômica e seja, para as condições estudadas, robusta, resistente ao colapso progressivo.

Os quantitativos foram verificados, sendo possível, através de estimativa de custo, utilizando a tabela da SINAPI de janeiro de 2012 como referência de preço, para estabelecer qual a variação de custo entre a estrutura análoga ao Edifício Areia Branca calculada e as soluções encontradas.

4.4 Resultados obtidos

Esforços

Abaixo é apresentada, através da figura 45, a locação dos pilares, no subsolo, e na tabela 10 as dimensões e esforços, todos referentes à estrutura análoga a original que foi modelada.

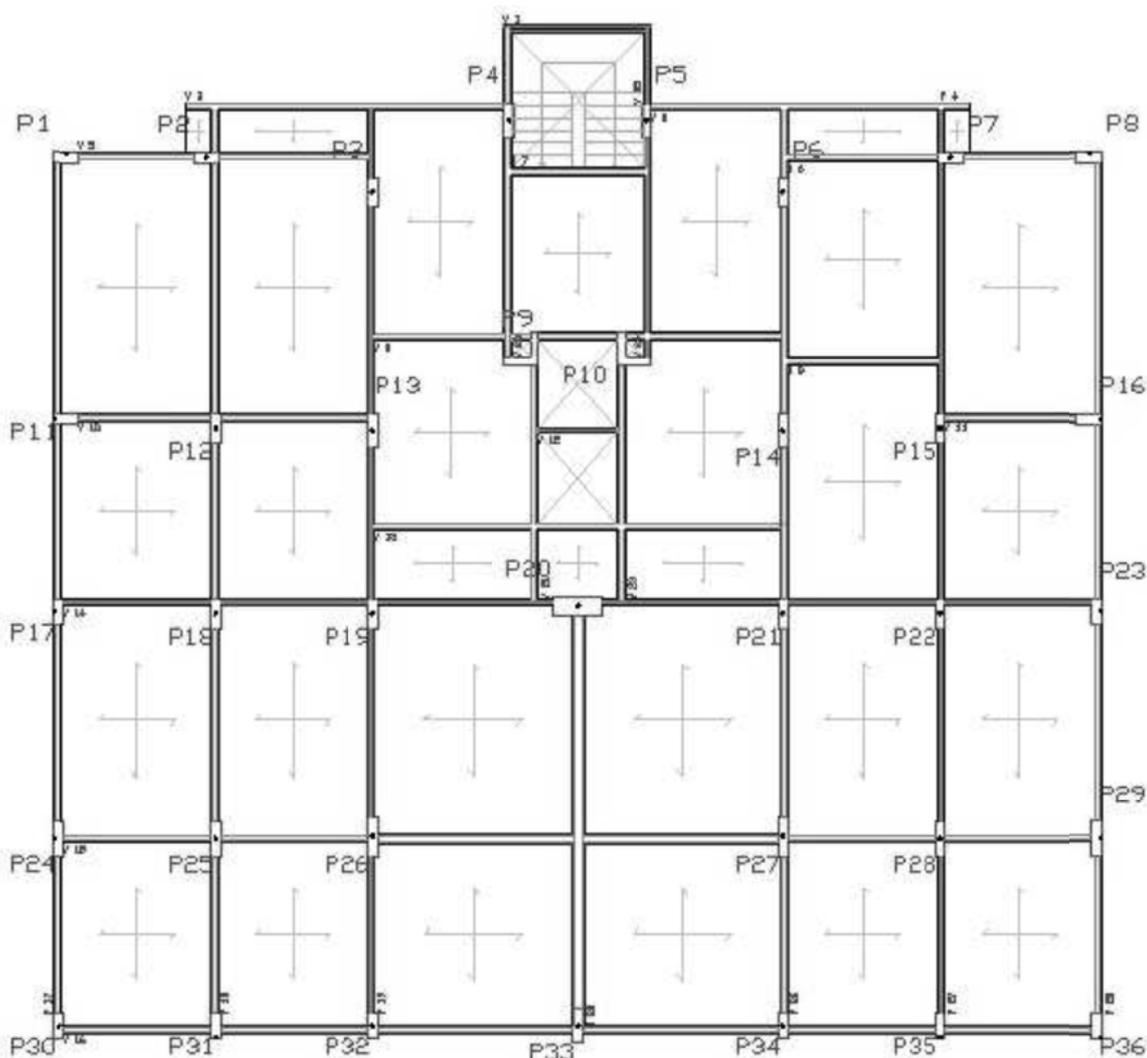


Figura 45 – Locação dos pilares no subsolo

Os esforços da tabela 10 são os do arranque, primeiramente, considerando o projeto análogo, com a presença de todos os pilares, inclusive o P6 e, em um

segundo momento, considerando a retirada do P6 a fim de observar a distribuição destes esforços nos pilares remanescentes. Foi escolhido para a representação o esforço normal permanente, pois este é o que sofre maior alteração, em valores, no caso da retirada do pilar P6, conforme figuras 47 e 53.

Tabela 10 – Dimensões e esforços dos pilares.

PILAR	DIMENSÕES DOS PILARES(cm)		ESFORÇO NORMAL PERMANENTE NO ARRANQUE DO PILAR (KN)		
			ANTES DA RETIRADA DO P6	APÓS A RETIRADA DO P6	PERCENTUAL DE DIFERENÇA DE CARGA
P1	20	50	991,9	975,5	-1,65%
P2	20	50	1339,3	1364,0	1,84%
P3	20	60	1600,5	1606,5	0,37%
P4	20	70	2115,2	2137,0	1,03%
P5	20	70	2303,5	3081,6	33,78%
P6	20	60	1660,8	RETIRADO	
P7	20	50	1291,7	1469,3	13,75%
P8	20	50	994,5	1048,8	5,46%
P9	face externa horizontal =0,68	face externa vertical = 0,65	1996,0	2001,0	0,25%
P10	face externa horizontal =0,68	face externa vertical = 0,65	2300,7	2459,0	6,88%
P11	20	50	1354,5	1349,2	-0,39%
P12	20	60	1725,0	1737,8	0,74%
P13	20	70	1860,2	1870,6	0,56%
P14	20	70	2058,2	2742,4	33,24%
P15	20	60	1671,1	1693,3	1,33%
P16	20	50	1338,1	1358,0	1,49%
P17	20	50	1246,5	1240,3	-0,50%
P18	20	60	1688,5	1685,7	-0,17%
P19	20	60	1688,1	1678,4	-0,57%
P20	100	40	4354,5	4356,5	0,05%
P21	20	60	1591,1	1576,3	-0,93%
P22	20	60	1622,6	1624,5	0,12%
P23	20	50	1177,5	1189,1	0,99%
P24	20	70	1267,4	1264,4	-0,24%
P25	20	70	1673,1	1676,6	0,21%
P26	20	80	2138,7	2147,6	0,42%
P27	20	80	2302,6	2130,8	-7,46%
P28	20	70	1656,3	1658,2	0,11%
P29	20	70	1241,6	1251,6	0,81%
P30	20	50	823,1	802,5	-2,50%
P31	20	50	1186,1	1171,8	-1,21%
P32	20	50	1403,0	1389,5	-0,96%
P33	22	70	2453,1	2443,7	-0,38%
P34	20	50	1406,6	1390,9	-1,12%
P35	20	50	1190,8	1175,0	-1,33%
P36	20	50	825,7	817,3	-1,02%

Foi realizada uma comparação entre os diversos esforços atuantes na estrutura antes e depois da retirada do pilar P6, onde foi verificada a diferença entre estes esforços na região de arranque dos pilares, como já dito, parte onde se deu a ruptura do P6.

A diferença destes valores pode ser observada através das figuras 47 a 55, a fim de que sejam identificados os esforços mais críticos no caso de uma ruptura.

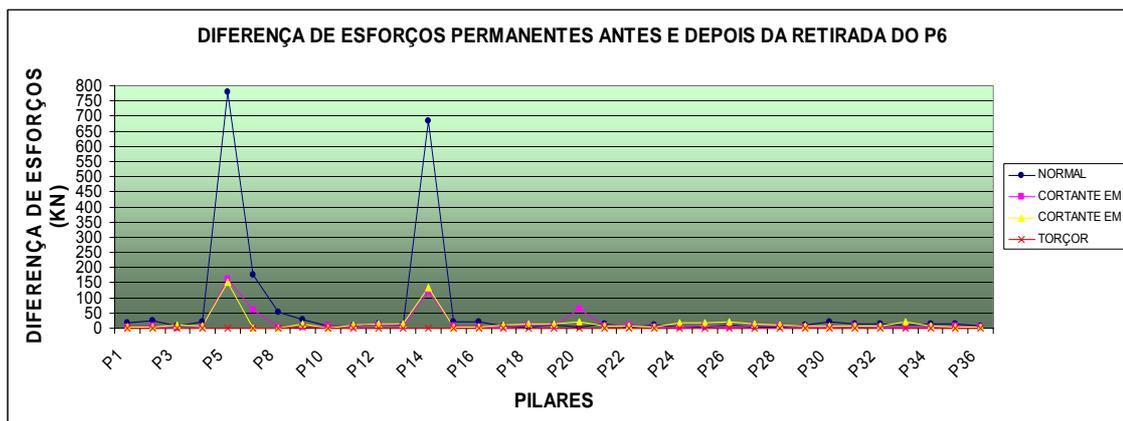


Figura 46 – Diferença dos esforços permanentes nos pilares, antes e depois da retirada do P6, em KN.

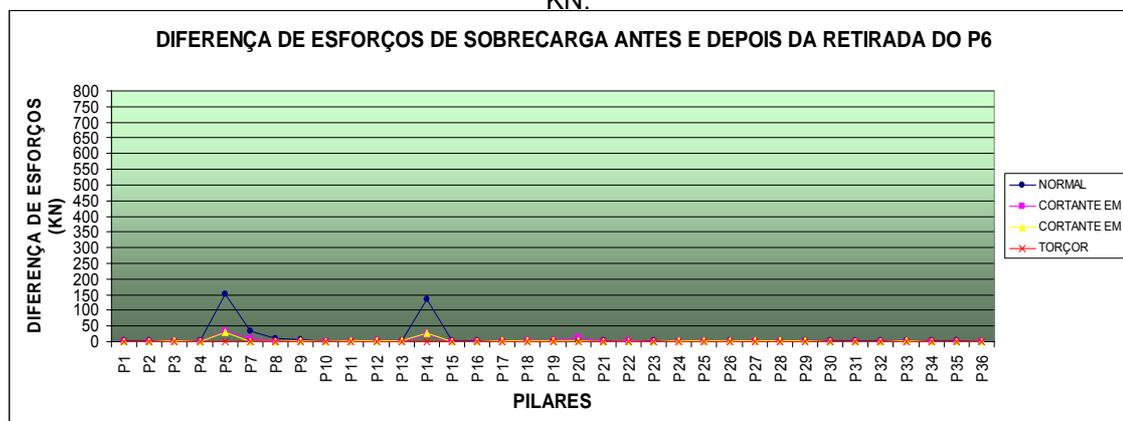


Figura 47 – Diferença das sobrecargas nos pilares, antes e depois da retirada do P6, em KN.

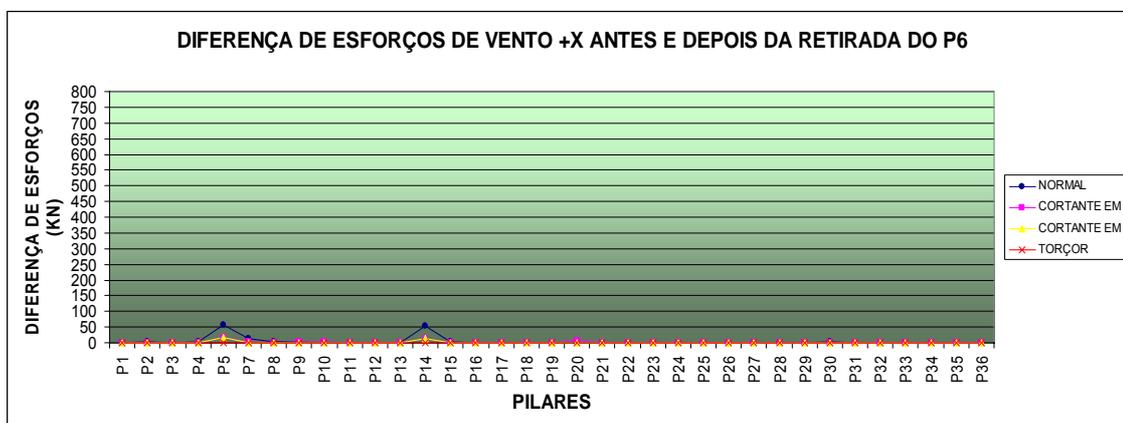


Figura 48 – Diferença dos esforços de vento +x, nos pilares, antes e depois da retirada do P6, em KN.

As figuras de 53 a 55, também são referentes aos esforços permanentes, de sobrecarga e de vento só que elas mostram as diferenças quanto ao momento fletor, tanto em x, quanto em y.

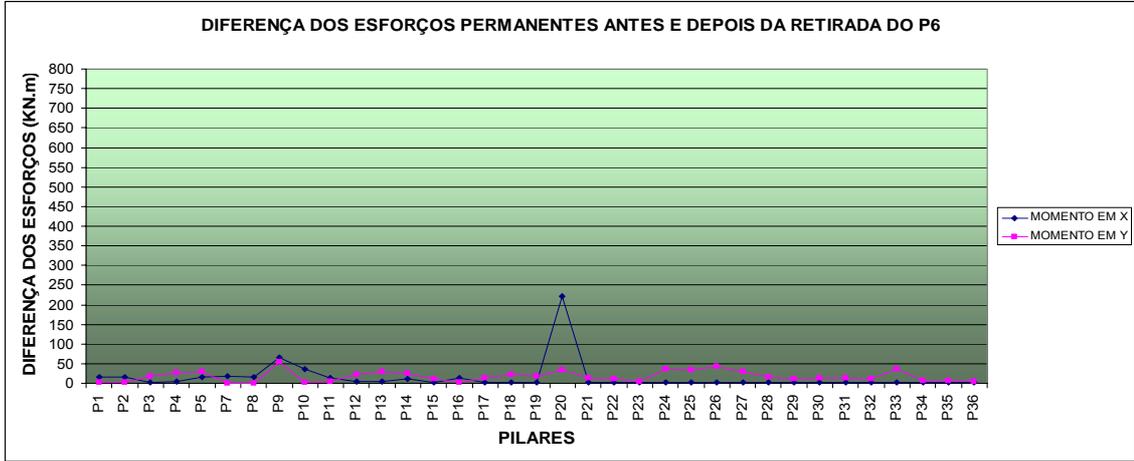


Figura 49 – Diferença dos esforços permanentes nos pilares, antes e depois da retirada do P6, em KNm.

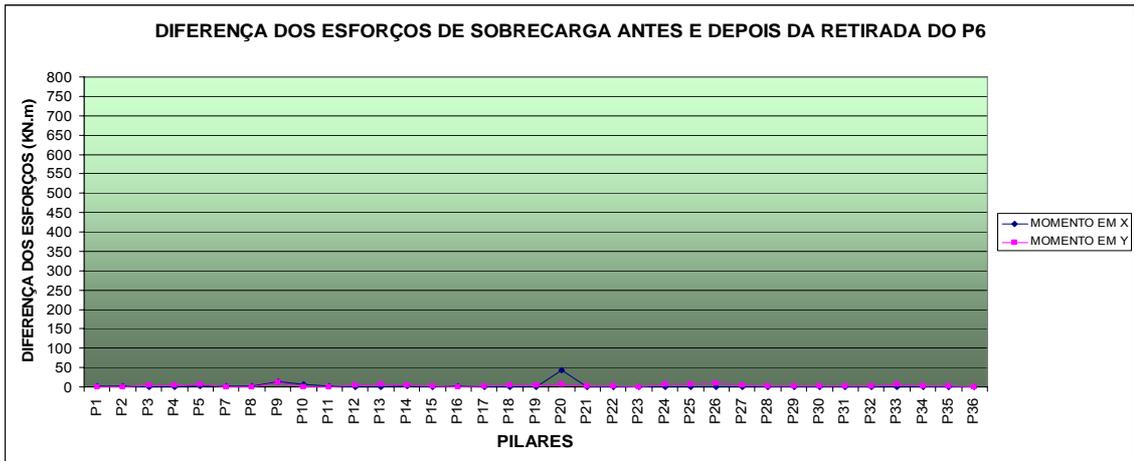


Figura 50 – Diferença das sobrecargas, nos pilares, antes e depois da retirada do P6, em KNm.

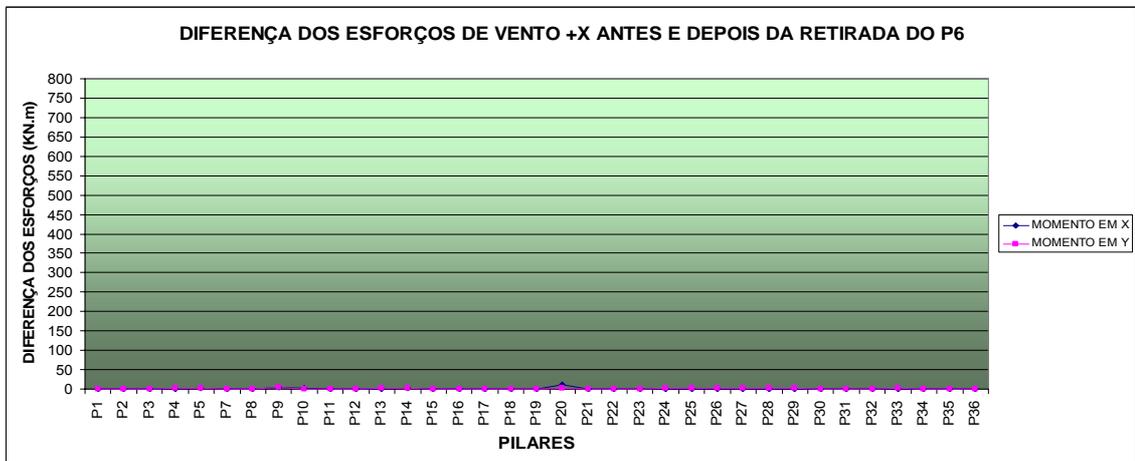


Figura 51 – Diferença dos esforços de vento +x, nos pilares, antes e depois da retirada do P6, em KNm.

As diferenças de esforços de vento foram similares em todas as direções, apresentando valores baixos, como exemplificado nas figuras 49 e 55.

Com a finalidade de se modelar a estrutura com considerações de robustez foi verificado com a retirada de um pilar n, no trecho entre a fundação e o subsolo, qual seria o esforço permanente normal a ser suportado pelos pilares vizinhos. Foi possível assim detectar para cada pilar qual seria o elemento estrutural que se retirado provocaria, por consequência, um maior dano, estabelecendo então a pior situação de carga normal para cada apoio, os dados são apresentados na tabela 11.

Tabela 11 – Comparação: esforços originais x esforços majorados devido à retirada de um pilar “n”.

PILAR	RETIRADA PILAR (PIOR SITUAÇÃO)	N (KN) (PIOR SITUAÇÃO)	ESFORÇOS N(KN) DO PROJ. ANÁLOGO	PERCENTUAL DE AUMENTO DE CARGA
P1	P2	1784,4	991,9	79,90%
P2	P1	2118,5	1339,3	58,18%
P3	P4	2674,5	1600,5	67,10%
P4	P3	2655,7	2115,2	25,55%
P5	P6	3078,2	2303,5	33,63%
P6	P5	3488,8	1660,8	110,07%
P7	P8	2061,7	1291,7	59,61%
P8	P7	1746,6	994,5	75,63%
P9	P10	3751,0	2620,4	43,15%
P10	P9	4006,4	2260,2	77,26%
P11	P12	1891,8	1354,5	39,67%
P12	P11	2380,5	1725,0	38,00%
P13	P12	2280,7	1860,2	22,61%
P14	P6	2750,2	2058,2	33,62%
P15	P16	2299,1	1671,1	37,58%
P16	P15	1857,9	1338,1	38,85%
P17	P11	1650,5	1246,5	32,41%
P18	P17	2092,8	1688,5	23,94%
P19	P20	2960,9	1688,1	75,40%
P20	P19	4767,4	4354,5	9,48%
P21	P20	2827,3	1591,1	77,69%
P22	P23	2004,5	1622,6	23,54%
P23	P16	1578,6	1177,5	34,06%
P24	P30	1695,8	1267,4	33,80%
P25	P26	2281,5	1673,1	36,36%
P26	P33	2632,6	2138,7	23,09%
P27	P33	2626,2	2132,6	23,15%
P28	P27	2262,8	1656,3	36,62%
P29	P36	1671,9	1241,6	34,66%
P30	P24	1277,2	823,10	55,17%
P31	P32	1684,6	1186,1	42,03%
P32	P33	2247,1	1403,0	60,16%
P33	P32 e P34	2854,8	2453,1	16,38%
P34	P33	2249,9	1406,6	59,95%

P35	P34	1688,5	1190,8	41,80%
P36	P29	1271,8	825,7	54,03%

Deslocamentos

Foi retirado cada pilar da estrutura e conservado a existência dos demais para serem verificados deslocamentos globais, de pilares e a repercussão dos danos. Isto feito um a um. Na figura 52 pode ser observado um gráfico da repercussão do dano para a retirada de cada pilar, na estrutura análoga.

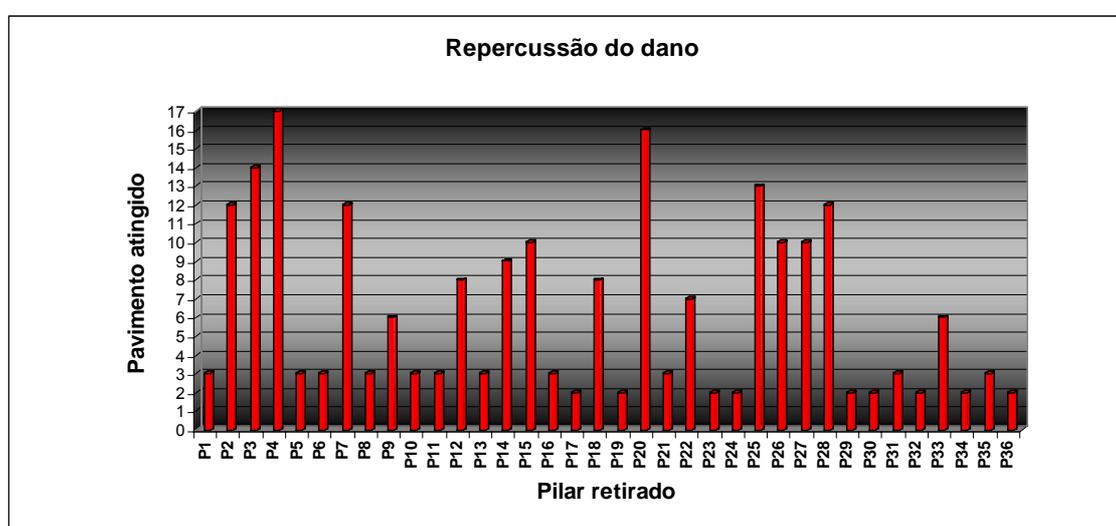


Figura 52 – Repercussão do dano x pavimento atingido.

Dos dezessete pavimentos apresentados na figura 52, doze eram pavimentos tipo, um a cobertura, um o subsolo, um o térreo, um a coberta do edifício e o outro a coberta da casa de máquinas.

É importante salientar que muito da alta repercussão do dano por vários andares deve-se ao fato da estrutura análoga ter sido modelada com a maioria das lajes pré-moldadas, principalmente nos pavimentos tipo. Este tipo de laje não apresenta rigidez suficiente para determinados esforços dinâmicos, como o ventos, por exemplo.

Este fato pode ser confirmado quando se observa a repercussão dos danos apenas nos pilares e nas vigas. Estes, na grande maioria dos casos, não ultrapassaram o 4º ou 6º pavimento.

Foram verificados os deslocamentos da estrutura. Na figura 53 são apresentados os deslocamentos dos pilares, na região do subsolo, nas direções x, y, z, antes e depois da retirada do pilar P6.

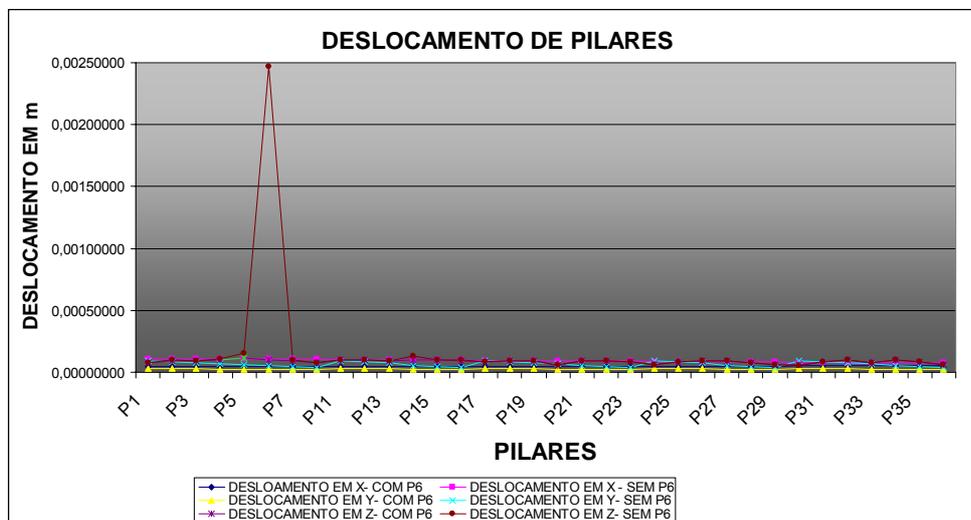


Figura 53 – Deslocamento de pilares na região do subsolo, nas direções x, y, z antes e depois da retirada do P6.

Foi observado, para cada retirada de pilar da estrutura, através da deformada, o deslocamento global máximo. Destes, todos os deslocamentos máximos ocorreram considerando a combinação de sobrecarga, força permanente e esforços de vento na direção x. Os resultados podem ser vistos na figura 54. Na referida figura foram colocados os deslocamentos globais máximos da estrutura análoga e das estruturas modeladas para apresentar robustez.

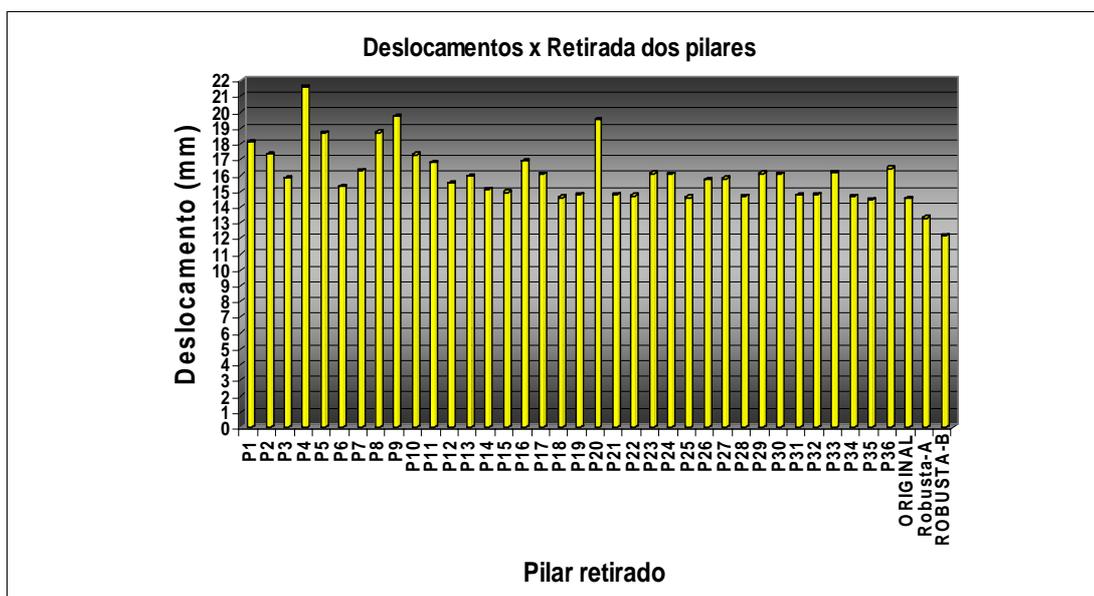


Figura 54 – Deslocamento máximo x retirada dos pilares.

Características da estrutura com considerações de robustez

A estrutura com considerações de robustez foi calculada a princípio com 30 MPa, e foi denominada robusta “A”, e posteriormente, para otimizá-la, foi alterado o f_{ck} do concreto nos pilares do piso inicial até o 5º pavimento, esta segunda opção de estrutura com considerações de robustez será chamada de robusta “B”.

Devido a grandes flechas apresentadas nas vigas e nas lajes no trecho entre o pilar 20 e o 33 foi adicionado outro pilar na edificação, o P37, apenas no subsolo.

Na estrutura robusta A observa-se através das figuras 55 a 58 que a edificação só precisou de reforços até o 3º pavimento.

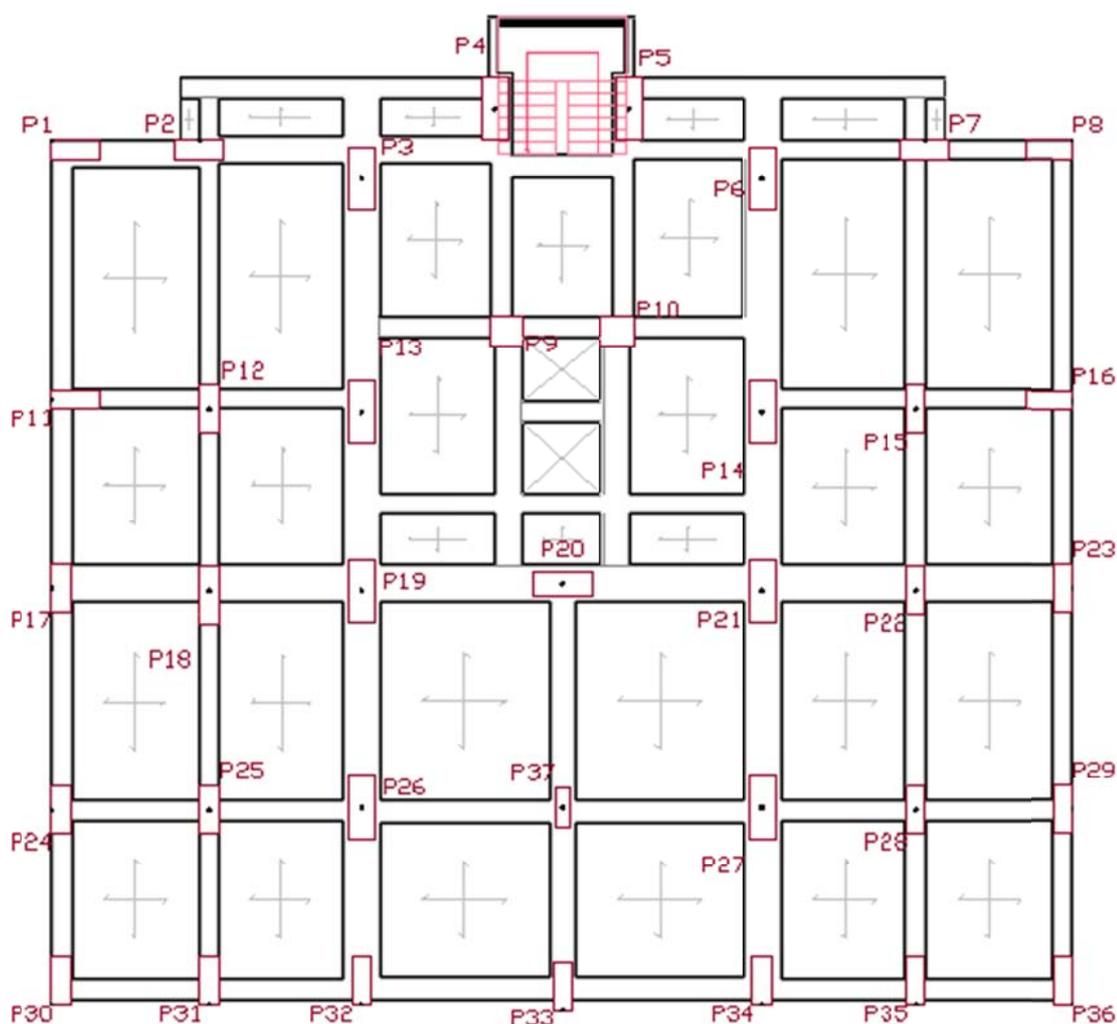


Figura 55 – Planta estrutural do projeto robusto A - subsolo da estrutura analisada.

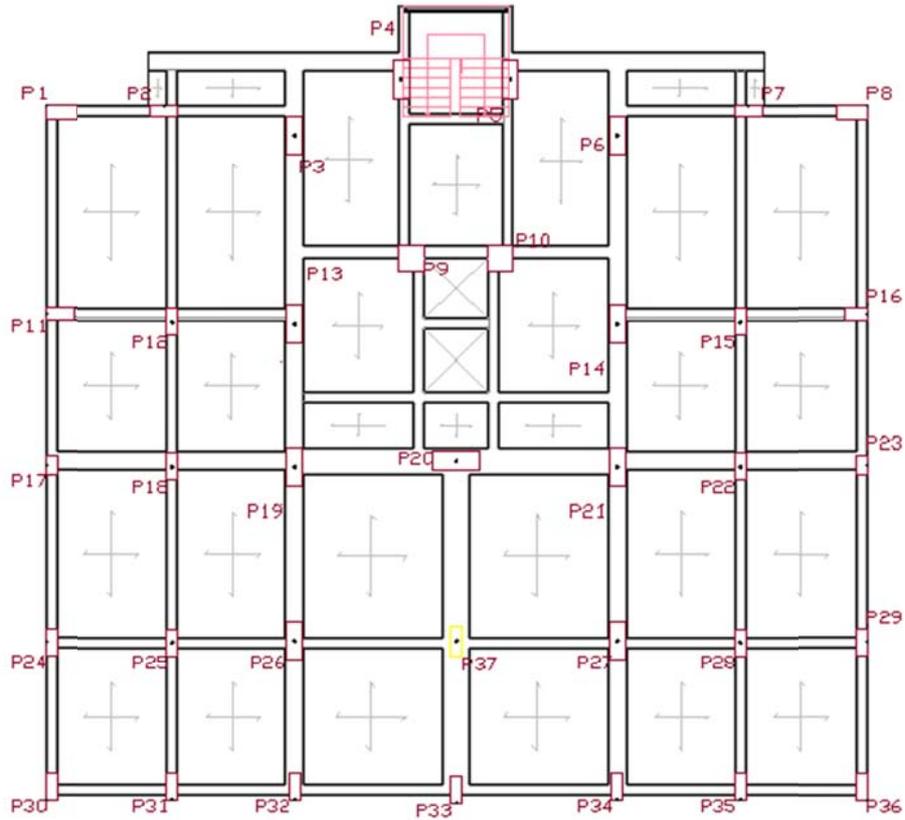


Figura 56 – Planta estrutural do projeto robusto A – térreo da estrutura analisada.

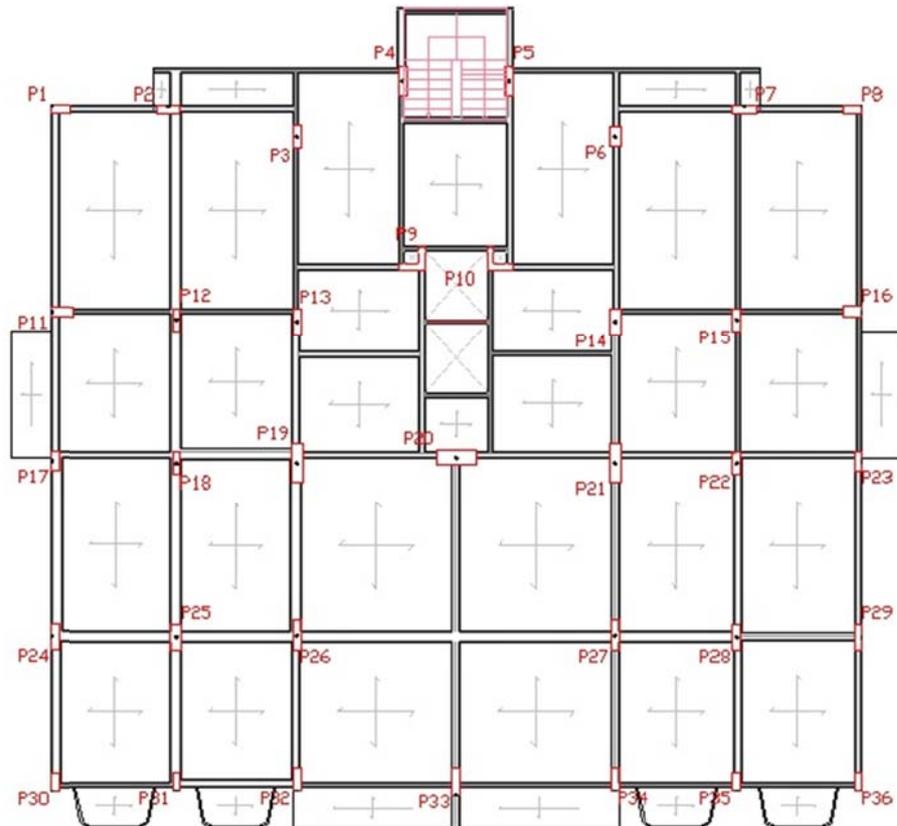


Figura 57 – Planta estrutural do projeto robusto A – 1º pavimento tipo da estrutura analisada.

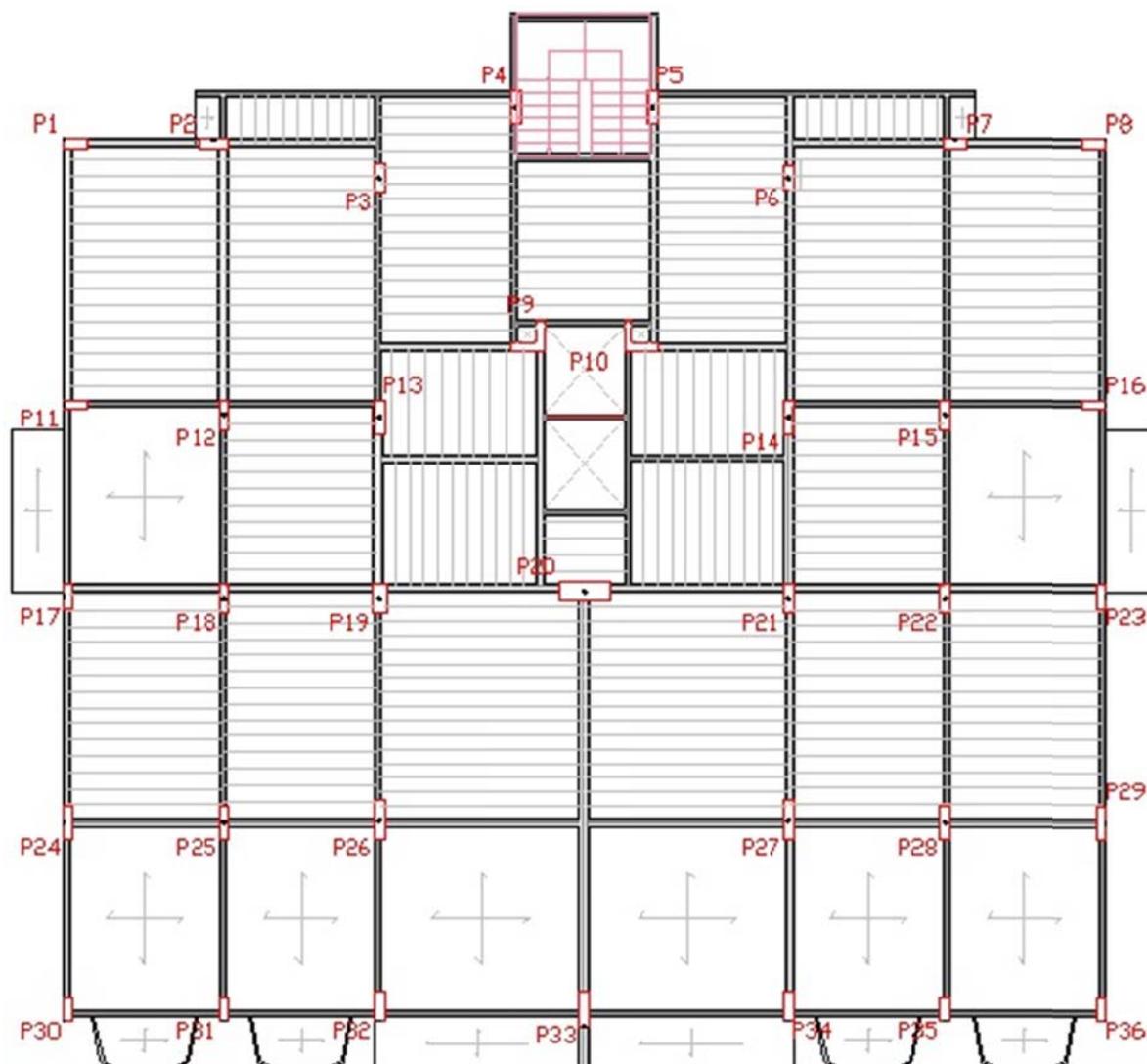


Figura 58 – Planta estrutural do projeto robusto A – 2º pavimento tipo da estrutura analisada.

Observa-se que o 4º pavimento da estrutura robusta A é igual ao pavimento tipo da estrutura de referência, ou seja, a partir deste andar não foi necessário realizar alterações.

No projeto robusto B acontece algo semelhante, a estrutura para garantir a robustez com a retirada de qualquer um dos pilares da base no trecho entre o subsolo e a fundação não precisou ser alterada após o 3º pavimento, conforme pode ser vistos nas figuras de 59 a 62.

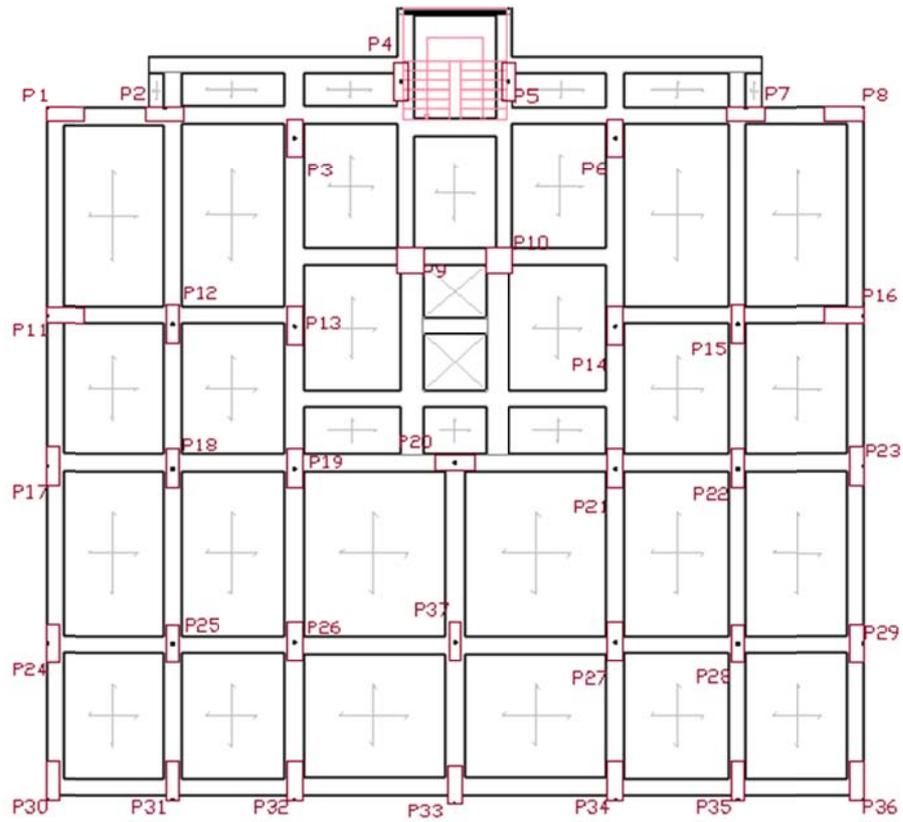


Figura 59 – Planta estrutural do projeto robusto B - subsolo da estrutura analisada.

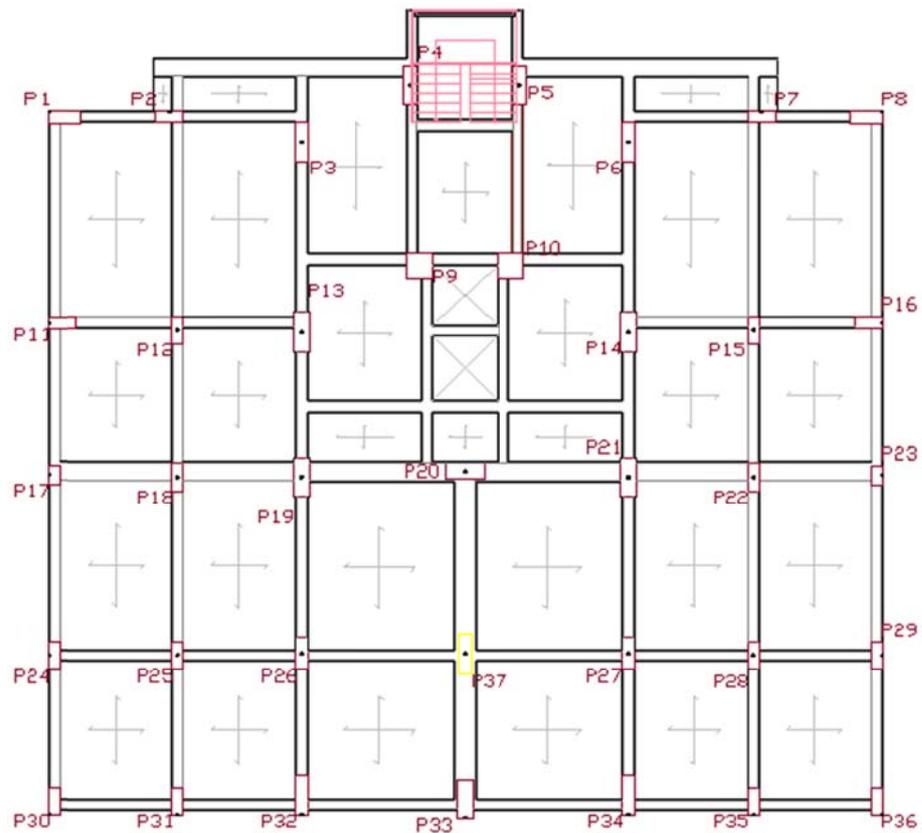


Figura 60 – Planta estrutural do projeto robusto B – térreo da estrutura analisada.

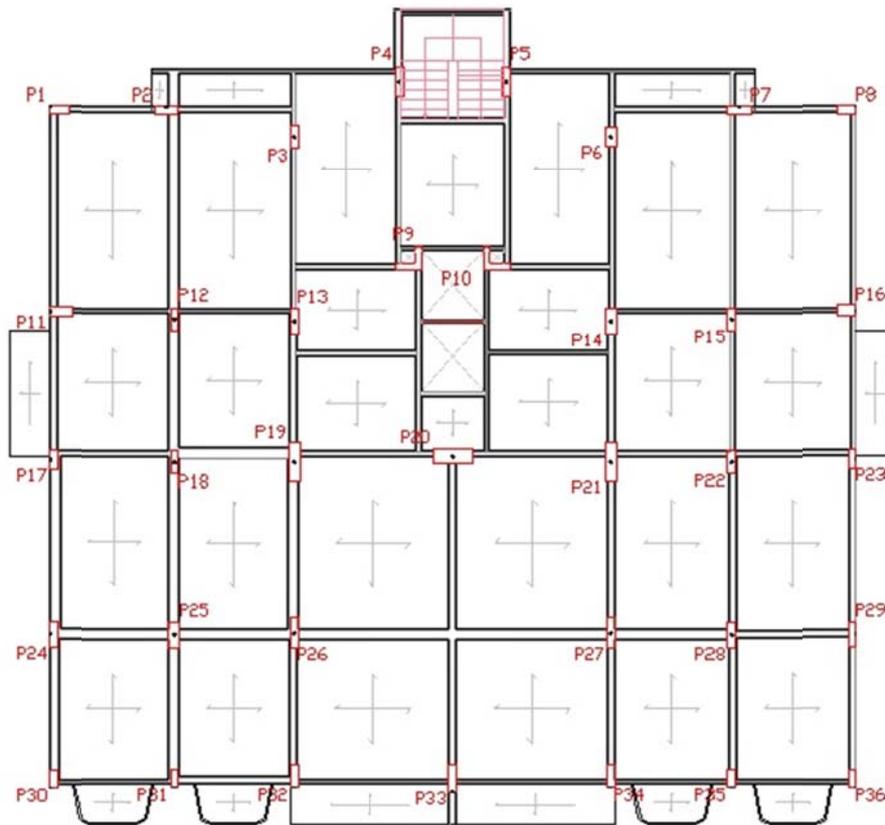


Figura 61 – Planta estrutural do projeto robusto B – 1º pavimento da estrutura analisada.

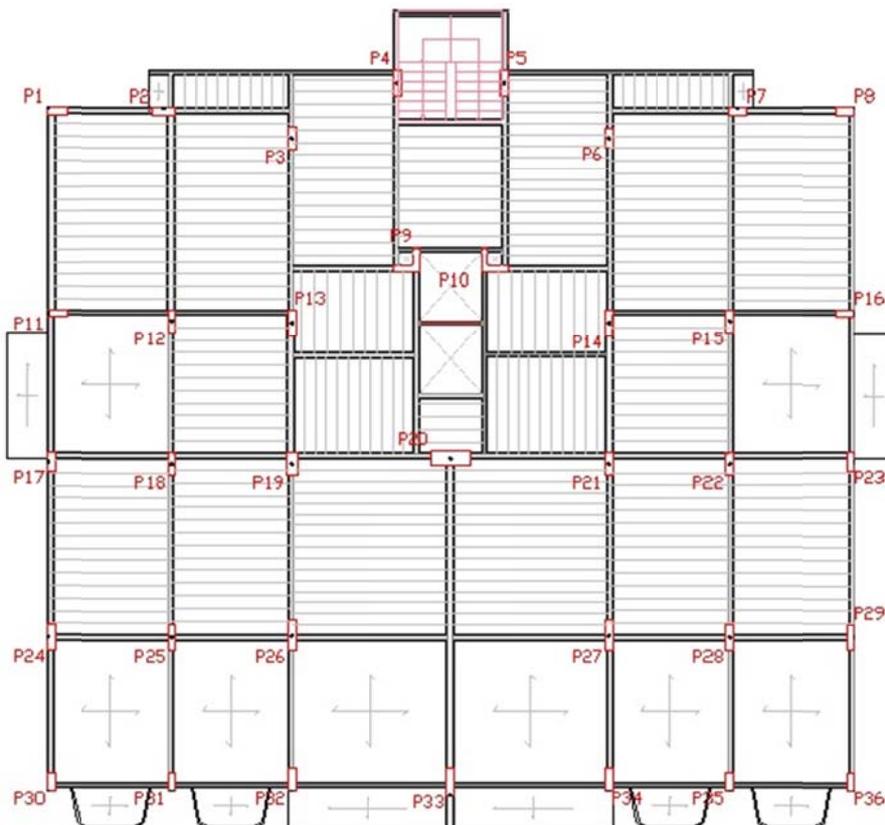


Figura 62 – Planta estrutural do projeto robusto B – 2º pavimento da estrutura analisada.

Nas duas opções de estrutura robusta foram consideradas lajes maciças de 12 cm de espessura no subsolo e de 15 cm nos térreo e 1º pavimento, a fim de conferir maior rigidez ao sistema.

Na estrutura robusta A as dimensões dos pilares e das vigas ficaram maiores que o habitual nos dois primeiros pavimentos, conforme pode ser visto nas figuras 55 e 56.

Já na estrutura robusta B as dimensões dos pilares ficaram mais próximas do usual, apesar de ainda maiores do que o corriqueiramente usado na construção civil. Como pode ser visto na figura 59, as vigas também apresentaram dimensões grandes.

Abaixo as diferenças das principais características entre a estrutura análoga, estrutura robusta A e estrutura robusta B, no subsolo.

As seções e armadura típicas dos pilares:

- Estrutura análoga: As seções típicas dos pilares ficaram com 20 cm x 60 cm sendo a armadura: 8 Ø 20.0 mm + 6 Ø 16.0 mm, estribos de Ø 6.3 mm com 15,0 cm de espaçamento.

- Estrutura robusta A: As seções típicas dos pilares ficaram com 40 cm x 100 cm, geralmente até o primeiro pavimento, na região do arranque a armadura foi: 4 Ø 25.0mm + 22 Ø 25.0 mm + 4 Ø 25.0 mm, estribos de Ø 8.0 mm com 15,0 cm de espaçamento. Nesta opção alguns pilares maiores ficaram com 55 x 130 cm.

- Estrutura robusta B: As seções típicas dos pilares ficaram com 35 cm x 100 cm e, na região do arranque, as armaduras foram: 4 Ø 25.0 mm + 16 Ø 25.0 mm + 4 Ø 25.0 mm, estribos de Ø 8.0 mm com 15,0 cm de espaçamento.

Em alguns poucos casos os pilares chegaram a ter dimensões de 40 cm x 100 cm.

As seções típicas das vigas:

- Estrutura análoga: Todas as vigas do subsolo apresentaram seção de 15 cm x 50 cm.

- Estrutura robusta A: A seção típica das vigas do subsolo ficou com 45 cm x 80 cm. Algumas foram demasiadamente solicitadas pela estrutura, chegando a ficar com dimensão máxima de 80 cm x 105 cm.

- Estrutura robusta B: A seção típica das vigas do subsolo ficou com 45 cm x 50 cm. Algumas que foram mais solicitadas pela estrutura em situações críticas apresentaram dimensões de até 55 cm x 80 cm.

Deslocamentos máximos na deformada da estrutura, na pior situação. (combinações: sobrecarga + cargas permanentes + vento direção na direção x):

- Estrutura análoga: 14,49 mm
- Estrutura robusta A: 13,28 mm
- Estrutura robusta B: 12,14 mm

Também podem ser observados os supracitados deslocamentos através da figura 54.

A deformada da estrutura robusta B, sem o pilar P33 e seus deslocamentos podem ser observados na figura 63.

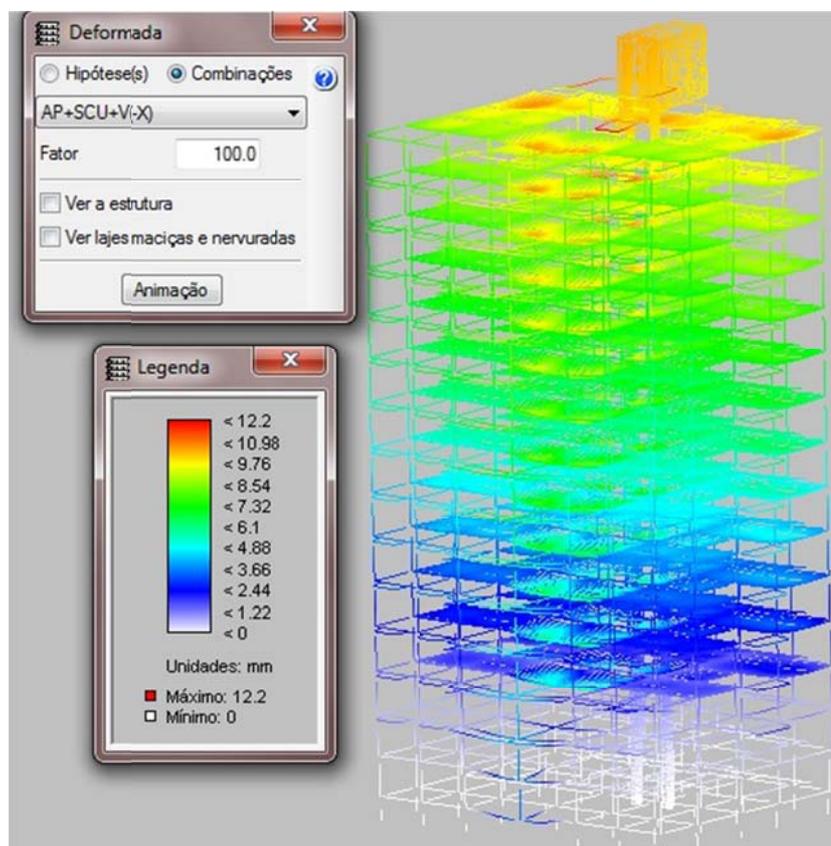


Figura 63 – Deformada da estrutura robusta B, sem o pilar P33.

Quantidades:

As quantidades de forma, concreto e aço para as três estruturas modeladas nesta pesquisa encontram-se nas tabelas 12, 13 e 14. Além disso, foi realizado um comparativo de quantidades previstas de materiais para a estrutura análoga, robusta A e robusta B que podem ser observados nas tabelas 15 e 16.

Tabela 12 – Quantidades da obra: estrutura de referência.

Elemento	Formas (m2)	Volume (m3)	Barras (kg)
Lajes maciças	2.180,73	269,53	21.177,32
Pré-fabricadas	3.828,74	355,47	10.550,12
Vigas: fundo	697,91	396,06	33.833,20
forma lateral	3.879,67		0,00
Cortinas	202,39	10,89	2.061,68
Pilares (Sup, Formas)	2.109,94	155,92	58.098,64
Escadas	233,21	17,28	2.750,28
Total	13.132,59	1.205,15	128.471,24
Índices (por m2)	2,02	0,19	19,76

Tabela 13 – Quantidades da obra: estrutura robusta A.

Elemento	Formas (m2)	Volume (m3)	Barras (kg)
Lajes maciças	2.888,69	338,59	26.617,50
Pré-fabricadas	3.552,60	314,29	9.917,38
Vigas: fundo	1.110,73	538,27	69.213,62
forma lateral	4.203,84		
Cortinas	490,94	10,28	2.276,82
Pilares (Sup, Formas)	2.531,85	186,44	176.138,54
Escadas	520,76	17,10	2.758,78
Total	15.299,41	1.404,97	286.922,64
Índices (por m2)	2,35	0,22	44,13

Tabela 14 – Quantidades da obra: estrutura robusta B.

Elemento	Formas (m2)	Volume (m3)	Barras (kg)
Lajes maciças	2.860,71	341,90	26.925,51
Pré-fabricadas	3.506,75	314,55	9.923,64
Vigas: fundo	1.059,75	519,19	67.154,72
forma lateral	4.174,79		
Cortinas	445,09	10,56	2.276,32
Pilares (Sup, Formas)	2.487,20	180,77	84.084,42
Escadas	474,91	16,95	2.758,48
Total	15.009,20	1.383,92	193.123,09
Índices (por m2)	2,31	0,21	29,71

Tabela 15 – Comparativo: quantidades da estrutura de referência x estrutura robusta A.

COMPARAÇÃO	Formas (m2)	Volume (m3)	Barras (kg)
PROJETO ANÁLOGO Total	13.132,59	1.205,15	128.471,24
PROJETO ROBUSTO A Total	15.299,41	1.404,97	286.922,64
DIFERENÇA	2.166,82	199,82	158.451,40
% DE DIFERENÇA	16,50%	16,58%	123,34%

Tabela 16 – Comparativo: quantidades da estrutura de referência x estrutura robusta B.

COMPARAÇÃO	Formas (m2)	Volume (m3)	Barras (kg)
PROJETO ANÁLOGO Total	13.132,59	1.205,15	128.471,24
PROJETO ROBUSTO B Total	15.009,20	1.383,92	193.123,09
DIFERENÇA	1.876,61	178,77	64.651,85
% DE DIFERENÇA	14,29%	14,83%	50,32%

Custos:

Na tabela 17 é possível observar o valor dos projetos calculados nesta pesquisa referente ao custo da etapa de estrutura e do valor global da obra. Para tal foi considerado que a etapa estrutural equivale a 20% do valor total da obra. Os preços foram estimados através da tabela, de serviços, de janeiro de 2012, da SINAPI (Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil), usada pelo Governo Federal em diversas obras para estimativa de custos.

Tabela 17 – Custos referentes ao projeto análogo e as soluções encontradas.

Projeto	Preço da estrutura	Preço da obra	Aumento de custo (R\$)	Aumento de custo referente à estrutura (%)	Aumento de custo referente à obra (%)
PROJETO ANÁLOGO	R\$ 1.535.145,03	R\$ 7.675.725,14	-	-	-
PROJETO ROBUSTO A	R\$ 2.617.830,23	R\$ 13.089.151,17	R\$ 1.082.685,20	70,53%	14,11%
PROJETO ROBUSTO B	R\$ 2.147.378,37	R\$ 10.736.891,84	R\$ 612.233,34	39,88%	7,98%

5.0 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O pilar P6 não era o mais carregado da edificação, porém, provavelmente devido às condições de concretagem, além de, na época, ter sido banhado por sumidouros e pela água do reservatório que se encontrava com vazamento, ele não resistiu.

Retirando o trecho entre a fundação e o subsolo do P6, apoio este que com sua ruptura provavelmente ocasionou o colapso progressivo do Edifício Areia Branca, observa-se, através da tabela 10, que o P5 e o P14 passaram a ser os mais carregados. O que explica o rompimento do P14 logo em seguida, já que ele encontrava-se em estado de degradação e também estava recebendo efluentes na região do arranque da fundação devido aos sumidouros e ao vazamento da caixa d'água.

Durante a pesquisa foi feita a tentativa de calcular a estrutura sem o P5 e o P14 na região do arranque da sapata, porém, o programa não permitiu o cálculo, muito menos a verificação das ações e esforços.

Os esforços, normais, cortantes e torção, tanto os de sobrecarga, permanente ou de vento, com a retirada do P6, foram transmitidos diretamente aos apoios mais próximos, P5 e P14. O restante da edificação não apresentou uma distribuição de carregamento tão significativa quanto o esperado, ver figuras 46 a 51.

A eliminação do pilar P6 fez com que os pilares P5 e P14 tivessem que suportar esforços permanentes normais de quase 800KN e 700KN, respectivamente, a mais do que o projetado inicialmente. Para os esforços cortantes este aumento foi da ordem de 150KN e, a diferença quanto ao esforço torção foi praticamente insignificante, ver figura 46.

Foi verificado, através dos gráficos apresentados, nas figuras 47 a 58 que os esforços normais seguidos dos esforços cortantes são os mais atuantes no caso de ruptura da base de um pilar quantitativamente. Porém, quando são verificadas as diferenças de esforços, entre a estrutura completa e a que retira o trecho do pilar entre o subsolo e a fundação, considerando o percentual e não os valores em KN observa-se que os esforços cortantes e os momentos fletores são bastante significativos.

Com os dados obtidos pode-se constatar que para projetos que visam à robustez é recomendável a utilização de pilares pouco espaçados, com alta resistência à compressão e, com a finalidade de combater os esforços cortantes, o uso de estribos com pequeno espaçamento é fundamental.

Os estribos helicoidais, indicado pelo Nistir (2007) combate o esforço cortante adequadamente no caso de pilares com seções circulares, para pilares retangulares, as quinas podem causar concentração de tensão, não sendo, portanto a solução adequada para o caso estudado.

O acréscimo nos esforços de vento, com a retirada do P6, referentes aos momentos foram extremamente baixos, o que pode ter ocorrido devido ao edifício apresentar uma pequena esbeltez máxima da ordem de 2,28.

Com a retirada do P6 pode-se, através da figura 49, observar a transmissão dos esforços de momento, principalmente os permanentes, para o apoio de maior capacidade resistente na estrutura, o P20.

Na figura 64 é possível verificar, para cada pilar, os esforços majorados no momento mais crítico, referente ao esforço normal, o que foi mostrado na tabela 11 dos resultados.

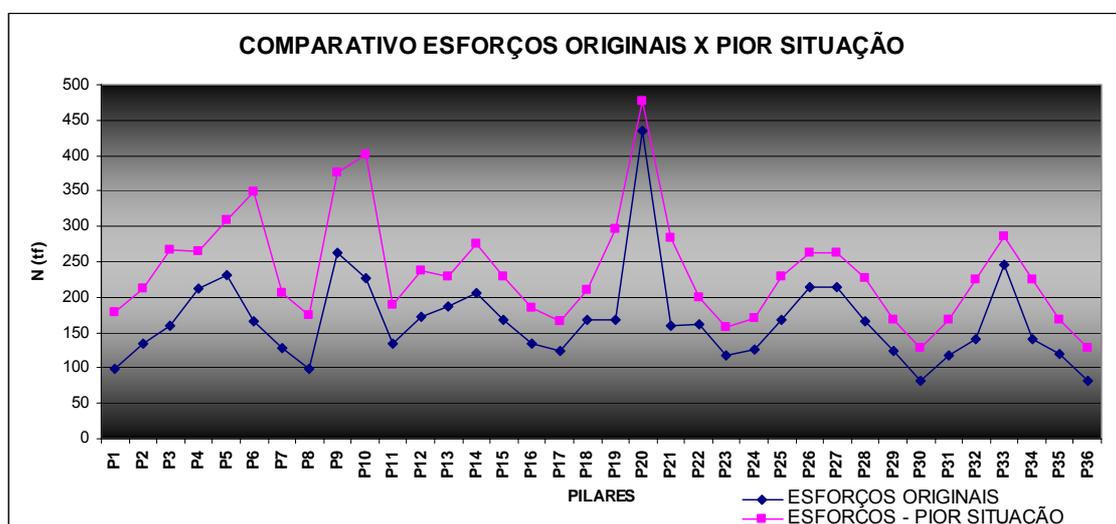


Figura 64 – Comparação: esforços originais x esforços majorados devido à retirada de um pilar “n”.

O gráfico mostrado na figura 64 mostra os esforços originais e os esforços normais na situação mais crítica vivida pelo apoio. Dos 36 pilares apenas 13 tiveram um aumento de mais de 50% no esforço permanente normal, como pode ser visto no gráfico da figura 65.

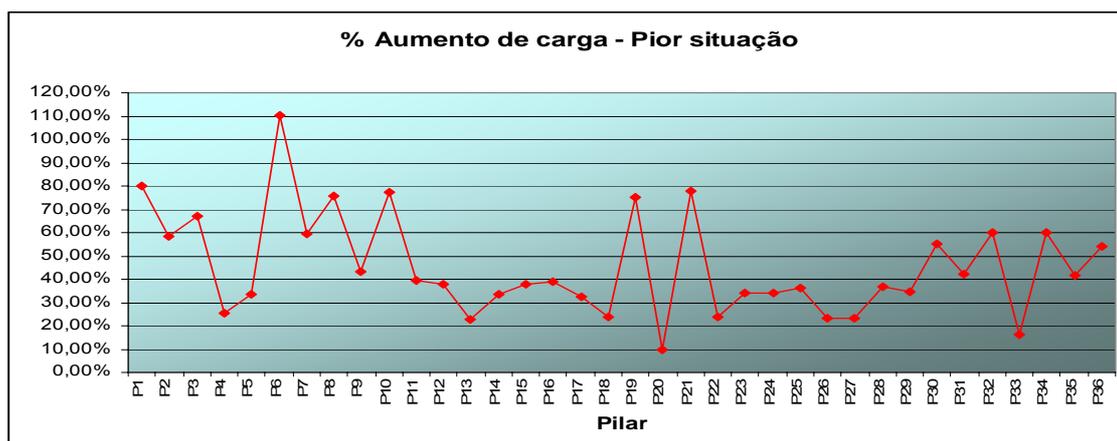


Figura 65 – Percentual de aumento de carga permanente normal nos pilares na situação crítica.

A pior situação de acréscimos de carga permanente normal para um apoio é sempre a retirada do seu adjacente mais próximo, observar tabela 11.

Através da figura 52, apresentada nos resultados, observa-se que se retirado, o trecho entre a fundação e o subsolo, de um pilar com a presença dos demais, 20 dos 36 apoios terão seus danos repercutindo até no máximo o 3º pavimento. Este fato também foi confirmado na modelagem das estruturas robustas, ambas só apresentaram necessidade de alterações geométricas no projeto análogo até o 3º pavimento, ver figuras 55 a 62.

Com embasamento no texto supracitado e devido à transferência de carga para os pilares mais próximos, já citada neste capítulo, pode-se dizer que ocorrendo um dano a resposta imediata da estrutura é localizada, ou seja, não globalizada, e sim centralizada nos elementos próximos ao colapso ocorrido.

Quanto aos deslocamentos na estrutura antes e depois da retirada do P6 os na direção z foram os maiores, como pode ser observado através da figura 53. Observa-se também que os deslocamentos em todas as direções, fora da zona crítica de retirada do P6 do trecho entre a fundação e o subsolo não foram significativos, o que pode explicar a edificação ter resistido alguns dias sem colapsar.

Os maiores deslocamentos globais apresentados foram os considerando a combinação entre cargas permanentes, sobrecargas e forças de vento na direção x. A maioria dos deslocamentos ficou muito próxima da estrutura análoga. As estruturas projetadas para serem robustas apresentaram deslocamentos globais máximos menores do que a análoga, principalmente as modeladas com concreto de 50 MPa nos pilares até o quinto pavimento.

As pequenas diferenças entre os deslocamentos globais apresentados quando comparada a edificação completa com as incompletas também seria uma possível explicação para o Edifício Areia Branca só ter colapsado após a ruptura de um segundo pilar, pois o P14 estava inabilitado durante a fase de tentativa de recuperação.

Como visto na revisão bibliográfica, segundo o Nistir 7396 (2007), após a perda repentina de um dos pilares a estrutura responde dinamicamente e inelasticamente. O UFC 4-023-03 (2009) afirma que o deslocamento dinâmico máximo de uma carga instantânea aplicada e sustentada em uma análise linear é o dobro do deslocamento obtido quando a carga é aplicada de modo estático, e que se uma estrutura é projetada para permanecer elástica, um fator de 2,0 seria adequado.

Além disso, as diretrizes apresentadas pela GSA (2003b) utilizam um método “equivalente” de análise estática e elástica. Nesta abordagem, a carga característica consiste do peso próprio mais 25% da sobrecarga e também é amplificada por um fator de amplificação dinâmico igual a 2,0

Este fator 2,0 de amplificação tem o objetivo de estimar o valor que seria obtido em uma análise dinâmica, a partir do correspondente valor encontrado em uma análise estática equivalente.

Ou seja, existem possibilidades dos deslocamentos encontrados pelo software comercial estarem minorados. A questão é que o método de caminhos alternativos de cargas que usa o procedimento analítico, conhecido como “equivalente”, utilizando uma análise elástica-estática é indicado para estruturas com menos de 10 pavimentos, o que não é o caso do Edifício Areia Branca.

Existe ainda a questão de que os esforços são calculados pelo software de acordo com a NBR 8681 (2003), em função do carregamento fornecido, dificultando assim a utilização de fatores de amplificação nos mesmos.

Observa-se então uma limitação do software comercial para modelar estruturas que visam à robustez, já que o referido método “equivalente” seria o mais adequado ao programa computacional, pois o mesmo trabalha com modelo linear.

Outro fator que impossibilita determinadas ações que otimizariam a estrutura é em relação a ancoragem da armadura. As condições de ancoragem são importantíssimas para se evitar o colapso progressivo. Porém, o programa utilizado calcula a ancoragem necessária e automaticamente dispõe as barras nas extremidades de acordo com a geometria da viga, realizando ainda, quando for

necessário, dobra dupla, tomando a barra a forma de um U. Permite-se ao usuário apenas escolher dobrar as barras nas extremidades, mesmo quando não exigido pelo cálculo.

O programa segue as recomendações da NBR 6118 (2007) para realizar as ancoragens não permitindo ao projetista maiores alterações a fim de se melhorar o desempenho da estrutura frente a um colapso progressivo.

As dimensões dos elementos estruturais são função da ordem do reforço feito nas peças. Na metodologia usada, quando o trecho do pilar entre o subsolo e a fundação é retirado ocorre à necessidade de se incrementar os pilares e as vigas adjacentes para suportar a nova situação. Em um segundo momento, depois do reforço feito, aquele trecho retirado foi recolocado. Quando outro trecho entre o subsolo e a fundação é retirado de um outro pilar aquele reforço feito anteriormente contribui para impedir deslocamentos, ou seja, será necessário um reforço menor nos elementos estruturais adjacentes deste novo pilar alterado.

Pode-se constatar que as peças reforçadas primeiramente apresentaram dimensões maiores do que as reforçadas depois, já que os primeiros elementos estruturais reforçados ajudaram a absorver os esforços oriundos das retiradas posteriores do trecho dos pilares.

As peças de concreto dos primeiros pavimentos das estruturas com considerações de robustez, principalmente do subsolo e do térreo, apresentaram dimensões maiores do que as usuais, o que causa possíveis interferências em relação à arquitetura da edificação. Este fato, provavelmente deve-se aos grandes vãos que as vigas tiveram que vencer quando retirado os trechos entre o subsolo e a fundação dos pilares correspondentes, o que por consequência aumentou a dimensão dos pilares. Como solução pode-se usar a protensão para diminuir o tamanho das vigas.

Através dos gráficos apresentados nas figuras que vão de 66 a 68 é possível analisar claramente o consumo de material por elementos da estrutura.

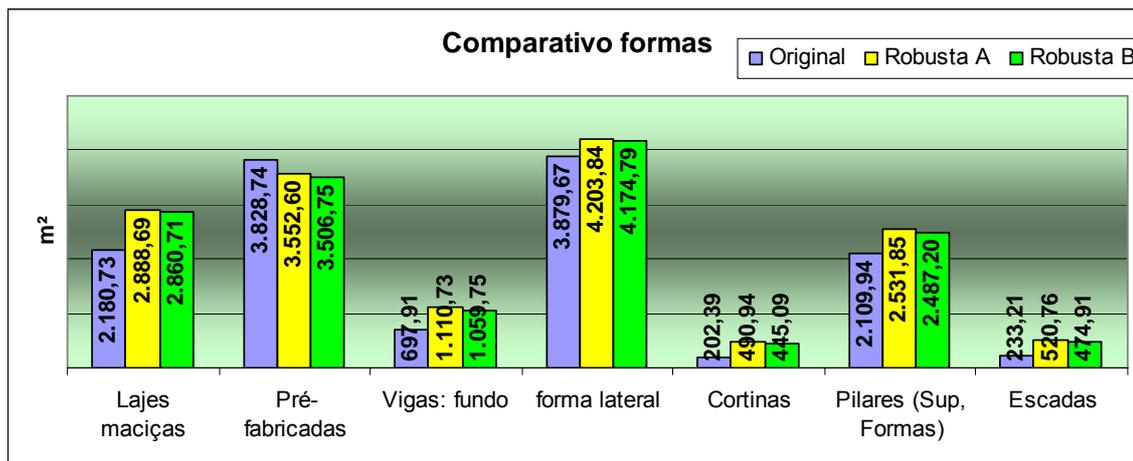


Figura 66 – Comparação do consumo de formas por elemento estrutural entre as três estruturas modeladas.

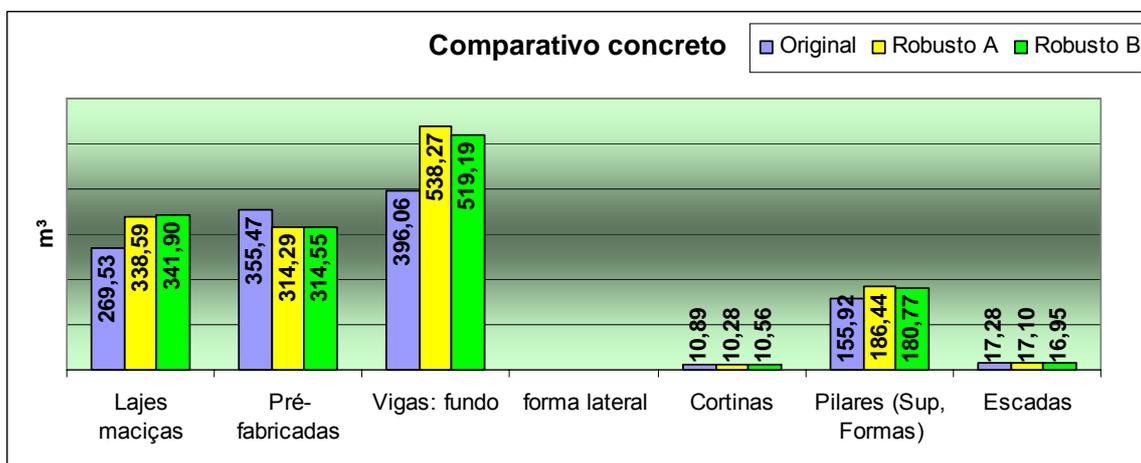


Figura 67 – Comparação do consumo de concreto por elemento estrutural entre as três estruturas modeladas.

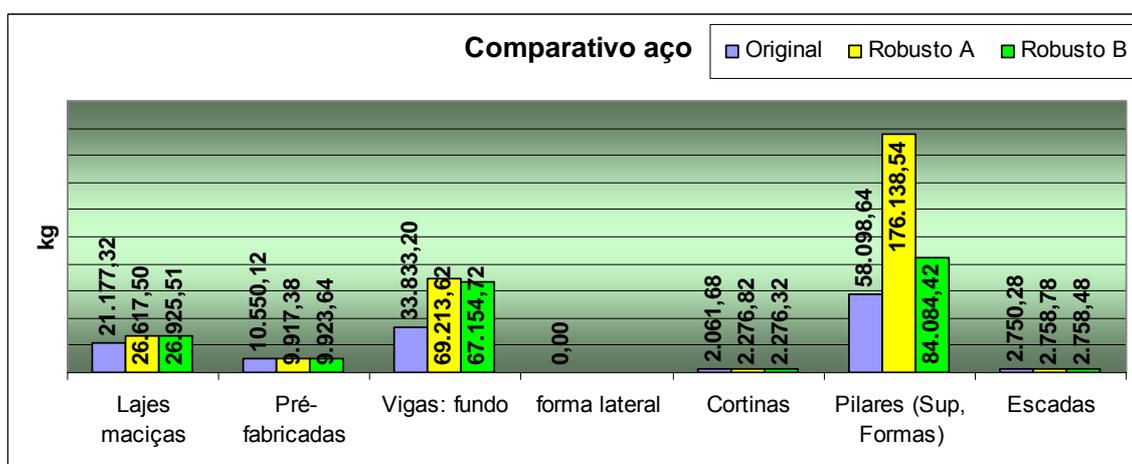


Figura 68 – Comparação do consumo de aço por elemento estrutural entre as três estruturas modeladas.

Na figura 66 verifica-se a variação de consumo de formas das três estruturas modeladas. A figura 67 revela que as vigas foram os elementos que mais consumiram concreto nas estruturas robustas quando comparadas com a análoga. Já a figura 68 mostra uma diferença significativa na quantidade de aço tanto nas vigas como nos pilares. O que pode ser melhorado utilizando concreto de alta resistência e diminuindo o espaçamento entre os estribos, o que diminui a propagação do dano.

A estrutura robusta B apresentou um desempenho superior a estrutura robusta A extremamente significativo no consumo de aços nos pilares, o que ocorreu pelo acréscimo de resistência de 20 MPa nos apoios até o 5º pavimento, observar figura 68.

Nas figuras 69 é apresentado o consumo total de aço, em kg, para cada estrutura modelada, detalhadamente.

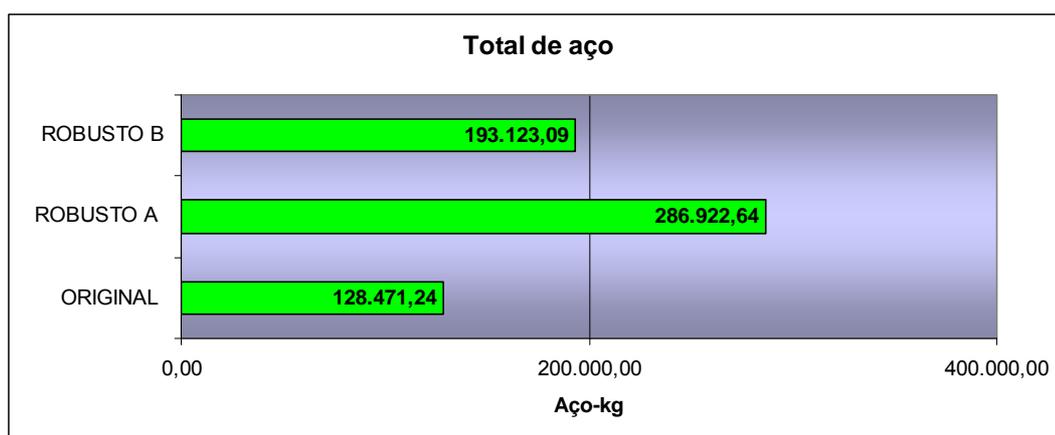


Figura 69 – Consumo de aço por estrutura modelada.

Através da figura 69 é possível verificar como a estrutura robusta B conseguiu uma otimização significativa na economia do aço, o que é de extrema importância, já que é um dos itens mais caros da construção civil.

A estrutura robusta A, projetada inicialmente com resistência característica à compressão de 30 MPa, apresentou dimensões geométricas das peças do 1º ao 3º pavimento grandes, além de um consumo de aço maior que 120% quando comparado ao projeto análogo, conforme visto na figura 70.

Com a finalidade de melhorar a estrutura robusta A, a edificação foi projetada com os pilares do arranque até o 5º pavimento com 50 MPa, sendo esta modelagem chamada de estrutura robusta B, nesta situação a dimensão das peças foram

bastante reduzidas, e o consumo do aço, quando comparado a estrutura robusta A teve uma redução de 73%, como, observar figura 70.

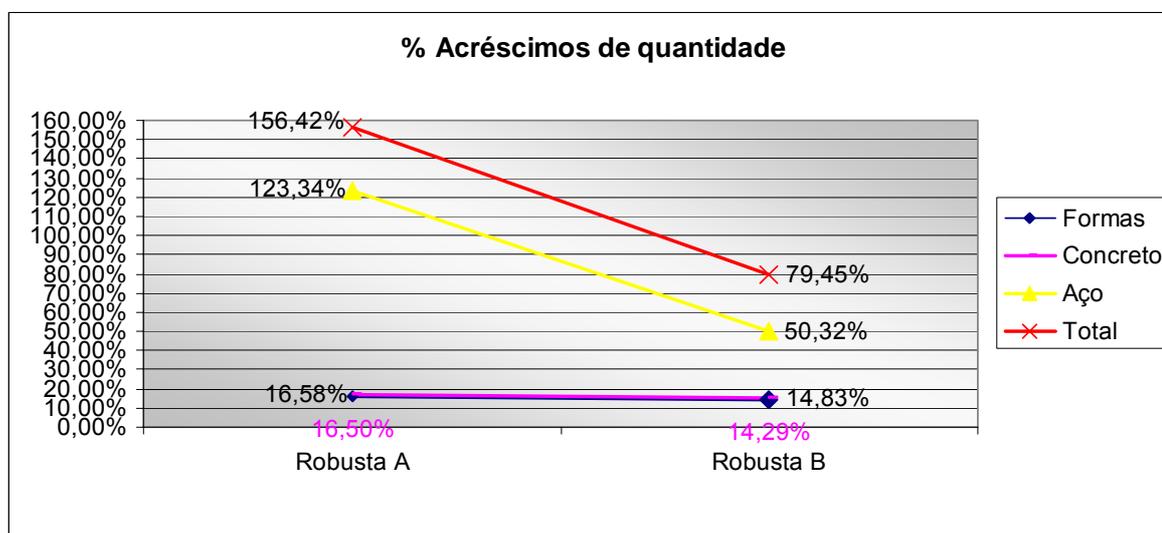


Figura 70 – Percentual de acréscimo de quantidade de material quando comparado com a estrutura análoga.

A robusta B, como mostra a figura 70, apresenta um acréscimo de 79,45% no quantitativo total da estrutura da obra, já na estrutura A o acréscimo foi de 156,42%. Observa-se ainda que com a utilização de pilares nos primeiros cinco pavimentos com fck de 50,0 MPa ocorreu uma redução, considerando o total de acréscimo de materiais, de 76,97% quando comparadas a estrutura robusta B e A. Esta alternativa possibilitou uma significativa redução dos custos, principalmente em relação ao consumo de aço.

Deve-se analisar este aumento de 79,45% no total do consumo de materiais da estrutura para transformar uma edificação vulnerável em uma com considerações de robustez dentro do percentual de aproximadamente 20% de gastos com superestrutura geralmente previstos na obra. O que pode ainda ser otimizado, principalmente com a utilização de concretos de alta resistência.

A figura 71 mostra que houve uma economia significativa quando foi utilizado o concreto de 50 MPa, considerando apenas a estrutura de concreto armado pode-se dizer que a economia da ordem de R\$ 470.451,87. Se for levado em consideração o custo total da obra a economia quando comparada as soluções A e B fica em torno de R\$ 2.352.259,33.

Os custos foram estimados através da tabela de serviços, para o estado de Pernambuco, da SINAPI, de janeiro de 2012. Para a estimativa do valor global da

obra foi considerado que a estrutura de concreto armado equivale a 20% do valor total da construção.

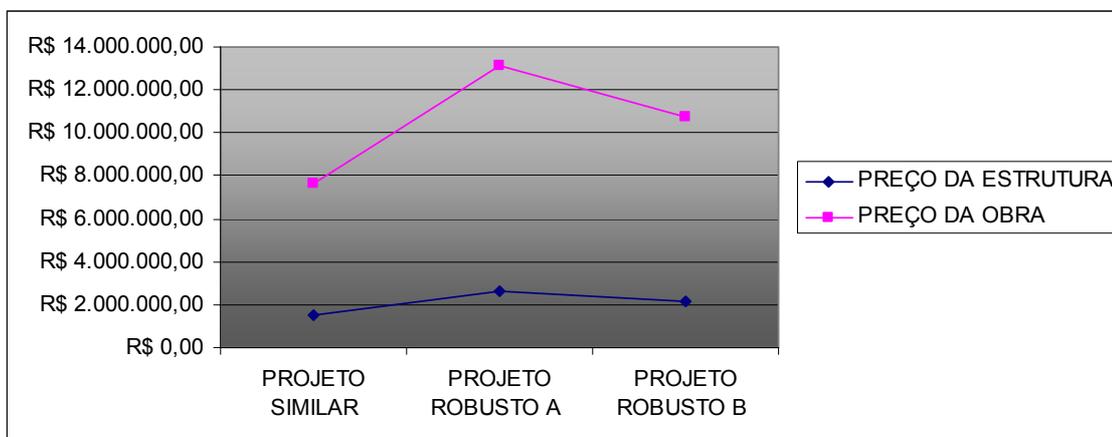


Figura 71 – Preço do projeto e da obra para as estruturas calculadas.

A figura 72 mostra o percentual estimado de incremento de custo quando se compara um projeto convencional, com as características apresentadas no trabalho, e um projeto com considerações de robustez.

Observa-se na figura 72 que, considerando apenas a etapa de estrutura de concreto armado, ocorre um aumento no custo de 70,53% quando compara-se um projeto convencional com um projeto com considerações de robustez, tendo o fck de 30 MPa. No caso do projeto com 50 MPa o custo desce para 39,88%. Isto para as condições expostas na pesquisa aqui apresentada.

Considerando o preço global da obra o custo no caso da estrutura robusta A desce para 14,11% e na robusta B 7,98%. O que torna a solução perfeitamente viável financeiramente.

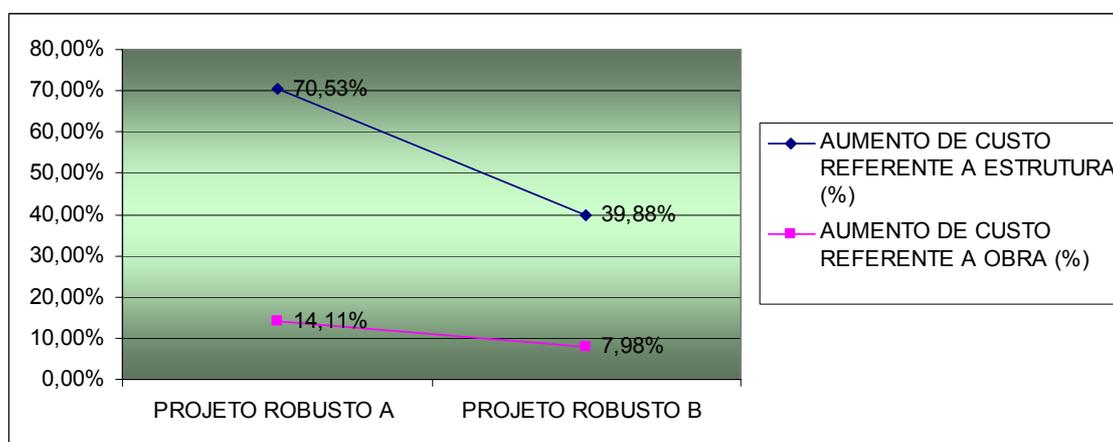


Figura 72 – Percentual de aumento de custo referente ao preço da estrutura e ao preço total da obra.

6.0 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 Conclusões

A norma brasileira de concreto NBR 6118 (2007) é omissa quanto às recomendações para se evitar o colapso progressivo. No Brasil existe uma escassez de trabalhos sobre o tema, dificultando o avanço científico e a normatização deste assunto. Nota-se que internacionalmente o assunto colapso progressivo vem sendo abordado com frequência e estudado a fim de garantir maior segurança as estruturas de concreto armado.

No edifício Areia Branca, o pilar P6, provavelmente, não rompeu por problemas de dimensionamento estrutural, já que não era o mais solicitado da edificação. Com a ruptura do P6 o pilar P14 passou a ser um dos mais carregados, o que causou o seu rompimento logo em seguida, provocando o colapso progressivo.

A distribuição de esforços normais, cortantes e torção, tanto os de sobrecarga, os permanente ou de vento dar-se de forma intensa nos apoios próximos ao pilar retirado, no restante da edificação os pilares não sofrem acréscimo de carga significativo.

Os esforços normais, momentos e os cortantes, principalmente os de sobrecarga e de carga permanente, são os mais atuantes no caso de ruptura brusca da base de um pilar. Já o acréscimo nos esforços de vento e torção, para a estrutura estudada não apresentaram valores relevantes.

Quanto ao momento, o acréscimo nos esforços de vento, com a retirada do P6 foram consideravelmente baixos, o que pode ter ocorrido devido ao edifício apresentar uma pequena esbeltez máxima da ordem de 2,28.

Na estrutura pesquisada observou-se a transmissão dos esforços de momento, principalmente os permanentes, para o apoio de maior capacidade resistente na estrutura, o P20, diferente dos demais esforços que eram transmitidos para os pilares mais próximos.

O fato de uma viga suportar uma alta carga concentrada, que são todos os pilares que estavam acima do pilar que teve seu trecho entre o subsolo e a fundação retirado, vai fazer com que esta viga funcione como um braço de alavanca,

acarretando em altos momentos fletores e esforços cortantes nos pilares adjacentes ao que teve o trecho retirado. Para combater estes esforços cortantes o pilar necessita ter a sua dimensão alterada ou lançar mão de estribos com grandes diâmetros e pouco espaçados. Para evitar o transtorno é possível aumentar o tamanho da viga para conferir maior rigidez ao conjunto, porém esta solução é limitada, aumentando demasiadamente o tamanho da viga, quando acontecer a supressão do trecho do pilar adjacente, a própria viga devido ao seu peso próprio vai gerar tensões que exigem maiores dimensões do pilar remanescente.

Para combater os esforços mais atuantes em estruturas que visam à robustez, recomenda-se a utilização de pilares pouco espaçados, com alta resistência à compressão. Os esforços cortantes devem ser combatidos com o uso de estribos com pequeno espaçamento.

Uma das possíveis soluções para as dimensões dos elementos estruturais não afetarem o leiaute da edificação seria a utilização de vigas protendidas para resistir aos esforços e manter as dimensões das vigas e dos pilares o mais usual possível.

A pior situação de acréscimos de carga permanente normal para um pilar, no caso de ruptura do elemento estrutural entre a fundação e o subsolo, é sempre a retirada do seu adjacente mais próximo.

Considerando a situação mais crítica de carga normal para um pilar no caso de ruptura na base do apoio, dos 36 pilares analisados apenas 13 tiveram um aumento de mais de 50% no esforço permanente normal.

Retirando o trecho entre a fundação e o subsolo de um pilar, com a presença dos demais, aproximadamente, 56% dos apoios terão seus danos repercutindo até no máximo o 3º pavimento. A grande maioria da repercussão do dano aos pavimentos seguintes deve-se a laje pré-moldada utilizada no prédio, pois ela possui baixa rigidez e interligação quando comparada com outros tipos de laje, como a maciça.

Na modelagem das estruturas com considerações de robustez, ambas só apresentaram necessidade de alterações geométricas no projeto análogo até o 3º pavimento. Este fato juntamente com as considerações sobre a repercussão do dano leva a conclusões sobre a resposta da estrutura ao dano, de uma maneira imediata, ser localizada, ou seja, não globalizada, e sim centralizada nos elementos próximos ao colapso ocorrido.

No caso de ruptura na base de um pilar os deslocamentos em z são os mais significativos.

Os maiores deslocamentos globais apresentados foram os considerando à combinação entre cargas permanentes, sobrecargas e forças de vento na direção x.

A maioria dos deslocamentos considerando a retirada do trecho dos pilares e a estrutura análoga apresentou valores muito próximos, o que seria uma possível explicação para o Edifício Areia Branca só ter colapsado após a ruptura de um segundo pilar, ou ainda os esforços calculados pelo software comercial podem ter sido minorados. O que não invalida a proposta do trabalho na pesquisa, pois considerou-se falha como sendo a inexistência de um trecho do pilar, já que no Brasil raramente colapso em pilares ocorrem por causas dinâmicas.

O software comercial, que serviu de auxílio para os cálculos das estruturas estudadas, apresenta algumas limitações que dificultam a elaboração de edificações robustas principalmente por não permitir alterações de configurações quanto à ancoragem das armaduras. Esta característica é de suma importância para projetar estruturas que resistam ao colapso progressivo.

Na metodologia usada, os reforços feitos primeiramente, quando o trecho do pilar entre o subsolo e a fundação é retirado, ajudam a combater os deslocamentos para as futuras retiradas a fim de se executar os demais reforços, conseqüentemente diminuem as dimensões necessárias das últimas peças reforçadas.

A quantidade de material e os custos não aumentaram significativamente quando comparado o projeto convencional com os robustos calculados. O custo estimado da segurança, considerando o valor total da obra para estruturas de 30 MPa foi de 14,11% e para estruturas com considerações de robustez com 50 MPa nos pilares dos primeiros pavimentos foi de 7,98%.

Diante do exposto nota-se a possibilidade de se construir, estruturas com considerações de robustez, utilizando software comercial e seguindo as recomendações da NBR 6118 (2007), porém para o caso apresentado nesta pesquisa, e lançando mão de concretos de alta resistência e protendidos, para diminuir as dimensões dos elementos estruturais.

Contudo estudos mais profundos sobre as diferenças de deslocamentos e esforços calculados por uma análise linear, usada na maioria dos softwares comerciais, e análise dinâmica devem ser realizados, inclusive para danos

provocados por causas não dinâmicas, como o caso do colapso progressivo do Edifício Areia Branca.

A utilização de concretos especiais, principalmente o de alta-resistência, e a otimização da distribuição das armaduras podem possibilitar a elaboração de projetos robustos com viabilidade econômica.

6.2 Sugestões para futuros trabalhos

Podem ser realizados estudos sobre alguns aspectos do colapso progressivo a fim de esclarecer determinados pontos.

Estudar a diferença entre a propagação do colapso progressivo com vários tipos de estribos diferentes nos pilares, como os convencionais, com diversos espaçamentos.

Utilizar variadas classes de resistência nos pilares, como 30, 40 e 50 MPa e observar a economia que estas proporcionam na execução de um projeto robusto que permita a ruptura de qualquer um dos seus pilares da base.

Estudar a diferença entre esforços e deslocamentos globais e de pilares em estruturas realizando análises diversas: elástica estática, inelástica estática, elástica dinâmica, inelástica dinâmica. Podendo ainda compará-las com casos reais.

Comparar o comportamento da estrutura quando ela entrar em colapso devido a um dano explosivo ou não explosivo.

Verificar a possibilidade da elaboração de projeto estrutural em estruturas esbeltas que permita a ruptura de qualquer um dos seus pilares da base.

7.0 REFERÊNCIAS

ACI (2002), **Building Code Requirements for Structural Concrete** (ACI 318-02), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ALBUQUERQUE, Jose Moacir M., et al. **Laudo Pericial de Exame em Local de Desabamento - Caso Registro nº 0988.3/04**. Instituto de Criminalística Prof. Armando Samico. 2004. Recife.

ALMEIDA, A. C. de. **Análise de Fadiga de uma Plataforma Offshore HTLP**. Dissertação de mestrado. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2007.

ANDRADE a, J. O. **Vida útil das estruturas de concreto**. In: Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. Vol. 2, pp. 923 - 951.

ANDRADE b, T. **Tópicos sobre durabilidade do concreto**. In: Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. Vol. 1, pp. 753 - 792.

API, **Design and Analysis of Stationkeeping Systems for Floating Structures**, API RP 2SK, American Petroleum Institute, Third Edition, 2005.

AREIA Branca: enfim a indenização. **Diário de Pernambuco**. Recife, 13 fev. 2009. Vida urbana. Disponível em: <http://www.diariodepernambuco.com.br/2009/02/13/urbana10_0.asp>. Acesso em: 20 dez. 2010.

ASCE (2002), **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures** (SEI/ASCE 7-02), American Society of Civil Engineers, Washington, DC.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003) – ABNT. NBR 8681- **Ações e Segurança nas Estruturas** – Procedimento - março, 15p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007) – ABNT. NBR 7480 - **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação**, fevereiro, 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980) – ABNT. NBR 6120 - **Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações** – novembro, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988) – ABNT. NBR 6123 - **Forças devidas ao vento em edificações** –Procedimento - novembro, 84p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999) – ABNT. NBR 5674 – **Manutenção de edificações** –Procedimento - setembro, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1960) – **Projeto e execução de obras de concreto armado: NB -1**. Rio de Janeiro: ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007) – ABNT, NBR 6118/2007 – **Projeto de estruturas de concreto armado** - procedimento.

BARROS, Cristiane B. C. **Considerações Sobre Alguns Modelos Clássicos Para Análise Estrutural de Edifícios de Andares Múltiplos Sujeitos à Ação de Forças Laterais**. Dissertação de mestrado, UFMG, Belo Horizonte, 2003.

BAUER, L. A. Falcão. **Materiais de Construção/ L. A. Falcão Bauer** – Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2000 V.1 il.

BRUM, Adriana. 15 anos à espera de indenização. **Gazeta do Povo**. Paraná, 2010. Caderno Vida e Cidadania. Disponível em: <<http://www.gazetadopovo.com.br/vidaecidadania/conteudo.phtml?id=968813>>. Acesso em: 21 abr. 2010.

BS 5950-1:2000. **Structural use of steel in building** – Part: Code of practice for design – Rolled and welded sections. Londres. British Standards Institution (BSI), 2001.

CALLISTER, W. **Materials science and engineering: an introduction**. New York: Wiley, 2000.

CENTRO de Perícias Renato Chaves apresenta laudo sobre a queda do Real Class. **Agência norte de notícias**. Belém, 2011. Disponível em: <<http://www.agencianortedenoticias.com.br/??=noticias&id=5829>>. Acesso em: 20 abri. 2011.

CHEN, S. & ZHANG, X. **Gravity Load Redistribution and Progressive Collapse Resistance of 20-Story Reinforced Concrete Structure following Loss of Interior Column by Mehrdad Sasaki and Serkan Sagiroglu**. Disc. 107-S62. ACI Structural Journal, p. 636, November-December, 2010.

COLAPSO de edificações. **Consultoria e análise**. Disponível em: <<http://www.consultoriaeanalise.com/2009/09/desmoranamento-edificio-areia-branca.html>>. Acesso em: 04 jan. 2011.

COST - European Cooperation in the field of Scientific and Technical Research. **Memorandum of Understanding (MoU) for the implementation of a European Concerted Research Action designated as COST Action TU0601: Robustness of Structures**. Brussels, December, 2006.

COSTA, R. M.; CAMARGO U. A., **Colapso Estrutural: Ruptura Brusca de Pilar**. Técnica 172, São Paulo, 2011.

CYPE Ingenieros, S.A. **Memória de Cálculo**. Versão 2003.2. Alicante, Espanha, 2003.

DESABAMENTO do Palace 2 matou 8 no Rio. **Folha.com**. 29 set. 2002. Cotidiano. Disponível em: <<http://www1.folha.uol.com.br/folha/cotidiano/ult95u59779.shtml>>. Acesso em: 20 dez. 2010.

ENGENHEIRO contesta o laudo da UFPA. **Associação das construtoras de obras públicas do estado do Pará**. Belém, 2011. Disponível em: <http://www.acop.com.br/index.php?option=com_content&view=article&id=46:engenheiro-contesta-o-laudo-da-ufpa&catid=8:todas-as-noticias&Itemid=19>. Acesso em: 15 mar. 2011.

FEMA 277. 1996. **The Oklahoma City Bombing: Improving Building Performance Through Multihazard Mitigation**. Building Performance Assessment Team, Federal Emergency Management Agency: Washington, DC.

FONTE, Antonio O. C. da; FONTE, Felipe L. F. da; CASTILHO, Arlen A. H. E.; PEDROSA, André V. A. da C. **Características e Parâmetros Estruturais de Edifícios de Múltiplos Andares em Concreto Armado Construídos na Cidade do Recife**. Recife: 47º Congresso Brasileiro do Concreto, 2005.

Fontes F. F.; Pinheiro L. M.; Bittencourt T. **Conceitos de Análise estrutural**. In: Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações. São Paulo IBRACON, 2005. Vol. 1, p.109 - 141.

GARCIA, Julize. Gaema entrega laudo sobre desabamento de prédio em Belém. **Imprensa UFPA**. Pará, 11 mar. 2011. Notícias. Disponível em: <<http://www.portal.ufpa.br/imprensa/noticia.php?cod=4499>> Acesso em: 15 mar. 2011.

GRASSELLI, Vitor A. **Controle das edificações: uma contribuição ao processo de gestão pelos órgãos públicos**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo, UFES, Vitória, 2004.

GSA (2000), **Facilities Standards for the Public Buildings Service**, P100-2000, General Services Administration.

GSA (2003a), **Facilities Standards for the Public Buildings Service**, P100-2003, General Services Administration.

GSA (2003b), **Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects**, General Services Administration.

HANAI, J. B. **Comportamento Resistente, Ductilidade e Confinamento**. In: Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações. São Paulo IBRACON, 2005. Vol. 1, p.165 - 200.

HELENE, P. Vida útil das estruturas de concreto. IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções e VI Congresso de Controle de Qualidade. **Anais**, v. 1. Porto Alegre, 1997. p. 1-30.

HELENE, Paulo. **Corrosão em Armaduras para Concreto Armado**. São Paulo: PINI / IPT, 1986.

INDENIZAÇÕES para vítimas do palace II deve ser paga em até dois anos, diz advogado. **Globo.com**. Rio de Janeiro, 22 fev. 2008. Extra. Notícias. Rio. Disponível em: <<http://extra.globo.com/noticias/rio/indenizacoes-para-vitimas-do-palace-ii-deve-ser-paga-em-ate-dois-anos-diz-advogado-467590.html>>. Acesso em: 24 jan. 2011.

ISAIA, G. C. **O Concreto: da Era clássica à contemporânea**. In: Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. Vol. 1, pp.01 - 43.

JUSTIÇA condena responsáveis por desabamento ocorrido em 1971. **JusBrasil**. 14 nov. 2006. Notícias. Notícias jurídicas. Disponível em: <<http://www.jusbrasil.com.br/noticias/135565/justica-condena-responsaveis-por-desabamento-ocorrido-em-1971>>. Acesso em: 21 dez. 2010.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: Cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo. Pini, 2007.

KNOLL, Franz; VOGEL, Thomas. **Design for Robustness**. Zurich, IABSE, 2009. SED 11.

LARANJEIRAS, A.C.R., **Colapso Progressivo dos Edifícios** - Breve introdução, ABENC-BA, Bahia, 2010.

LAUDO aponta erro de cálculo no Real Class. **Diário online**. Pará, 11 mar. 2011. Notícias. Disponível em: <<http://www.diarioonline.com.br/noticia-139028-laudo-aponta-erro-de-calculo-no-real-class.html>>. Acesso em: 15 mar. 2011.

LIMA, M. G. **Ação do meio ambiente sobre as estruturas de concreto**. In: Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. Vol. 1, pp.713 - 751.

MELO, Mauro J. A. C. de. **Análise de laudos emitidos sobre “prédios tipo caixão” da Região Metropolitana do Recife: Causas apontadas para os desabamentos e interdições**. Dissertação de mestrado, UNICAP, Recife, 2007.

MEYSSAN, Thierry. **11 de setembro de 2001: uma terrível farsa**. São Paulo: Usina do livro, 2003.

MULHER desaparecida após prédio cair no PA é encontrada em casa. **Folha.com**. 30 jan. 2011. Cotidiano. Disponível em: <<http://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/868080-mulher-desaparecida-apos-predio-cair-no-pa-e-encontrada-em-casa.shtml>>. Acesso em: 30 jan. 2011.

NAIR, R. S., **Progressive Collapse Basics**. Proc. AISC Steel Building Symposium: Blast and Progressive Collapse Resistance, 4-5, New York, 2003.

NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, U.S. – Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings. **NISTIR 7396**. February 2007, 216p.

OLIVEIRA, D. R. C; NAHUM, K. A. R. **Contribuição ao estudo numérico-experimental da estabilidade de edifícios altos em concreto armado**. 50º Congresso Brasileiro do Concreto. Salvador, 2008.

OLIVEIRA, Romilde Almeida, et al. **Laudo técnico – Causas do Desabamento do Edifício Areia Branca**. CREA – PE. (2005), Recife.

OLIVEIRA, R. A. **O colapso do Edifício Areia Branca e novos conceitos de vistorias de edifícios**. Concreto (São Paulo), v. 46, 2007, pp. 49-52.

PERNAMBUCO. **Lei n. 13.341**, de 27 de novembro de 2007. Ementa: Modifica a Lei nº 13.032, de 14 de junho de 2006.

PINHEIRO, L. M. (2007) **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. (Notas de aula). São Carlos, EESC-USP.

PINHO, M. F. Pontes Integrais – **Aspectos de projeto e construção**. Dissertação de Mestrado, PPGEC, UFPE, 2011.

PROCEDIMENTOS: manutenção e obras. **USP COESF**. São Paulo, 2011.
Manutenção. Disponível em: <<http://www.coesf.usp.br/procedimentos/?atividade=manutencao>>. Acesso em: 04 jan. 2011.

SIMIONE, Juliana. Rio Preto - SP : prefeitura culpa moradores por queda de prédio. Em: <<http://www.guiame.com.br/v4/32700-1456-Rio-Preto-SP-prefeitura-culpa-moradores-por-queda-de-pr-dio.html>>. Acesso em 20/04/2010.

Sasani, M.; Sagioglu, S., **Gravity Load Redistribution and Progressive Collapse Resistance of 20-Story Reinforced Concrete Structure following Loss of Interior Column**, ACI Structural Journal Title no. 107-S62, 2010.

Sasani, M.; Kropelnickl, J., **Progressive Collapse Analysis of an RC structure**, Struct. Design Tall Spec. Build. 17, 757–771, Boston, 2008.

SHEHATA, L.D. **Deformações instantâneas do concreto**. In: Concreto: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo IBRACON, 2005. Vol. 1, pp.633 - 654.

SINAPI - Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil. **CAIXA**. 14 jan. 2012. Disponível em: <<http://www1.caixa.gov.br/download/asp/download.asp?subCategId=915&CategId=120&subCategLayout=Relat%F3rios%20de%20Servi%E7os%20Janeiro/12;CategLayout=SINAPI%20Sist.%20Nac.%20Pesq.%20Custos%20e%20Indices%20Const.%20Civil>> Acesso em: 16 fev. 2012.

SOUZA, R. A.; BITTENCOURT, T. N., **Ruínas recentes de edifícios no Brasil**. Maringá: II Encontro Tecnológico da engenharia civil e da arquitetura de Maringá, 2001.

SOUZA V.C.M.; RIPPER, T.J.C. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo, Brasil, Ed. Pini, 1998.

SPENCER, Renato. **Flickr do Yahoo**. Recife, 14 out. 2004. Disponível em:<<http://www.flickr.com/photos/rspencer/page5/>>. Acesso em: 27 nov. 2010.

STAROSSEK, U; HABERLAND, M. **Measures of Structural Robustness – Requirements & Applications**. ASCE SEI Structures Congress, Vancouver, Canada, 2008, 10p.

STJ multa à construtora que responde por desabamento do edifício Itália. **Rede Bom dia**. Disponível em:<<http://www.redebomdia.com.br/Noticias/Dia-a-dia/45638/STJ+multa+construtora+do+Italia>>. Acesso em: 27 fev. 2011.

TAKEUTI, Adilson R. **Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho**. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo, 1999.

TRAGÉDIA difícil de esquecer. **Guaratuba online**. Guaratuba, 28 jan. 2007. Policial. Disponível em:<http://www.guaratubaonline.com.br/index.php?pag=noticia&cod_n=5139>. Acesso em: 05 fev. 2011.

U.S. DoD, **Design of Structures to Resist Progressive Collapse**, UFC 4-023-03, 14 July 2009.

VASCONCELOS, A.C., **Robustez**, TQS News n. 30, São Paulo, 2010.

ZARZAR JÚNIOR, Fuad C. **Metodologia para estimar a vida útil de elementos construtivos baseada no método dos fatores**. Dissertação de mestrado, UNICAP, Recife, 2007.