



COLAPSO PROGRESSIVO DE EDIFICAÇÕES DE CONCRETO ARMADO EM CONSTRUÇÃO

Thiago da Cruz Sessa

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Lidia da Conceição Domingues
Shehata
Ibrahim Abd El Malik Shehata

Rio de Janeiro
Junho de 2017

COLAPSO PROGRESSIVO DE EDIFICAÇÕES DE CONCRETO ARMADO EM
CONSTRUÇÃO

Thiago da Cruz Sessa

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:



Prof. Lidia da Conceição Domingues Shehata, Ph.D.



Prof. Ibrahim Abd El Malik Shehata, Ph.D.



Prof. Eliane Maria Lopes Carvalho, DSc.



Prof. André Maués Brabo Pereira, Dsc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

JUNHO DE 2017

Sessa, Thiago da Cruz

Colapso progressivo de edificações de concreto armado em construção / Thiago da Cruz Sessa. – Rio de Janeiro: UFRJ/ COPPE, 2017.

XV, 117 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Lidia da Conceição Domingues
Shehata

Ibrahim Abd El Malik Shehata

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p110-117.

1. Colapso Progressivo. 2. Concreto Armado. 3. Estruturas em Construção. I. Shehata, Lidia da Conceição Domingues, *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

A Deus pelo dom da vida, por me dar forças para enfrentar as dificuldades e superar os desafios ao longo dessa jornada.

À minha orientadora Lidia Shehata, pela dedicação, confiança, paciência e suporte em cada fase deste trabalho.

Aos professores do PEC pelos ensinamentos transmitidos, em especial ao professor Ibrahim Shehata pelas excelentes aulas ministradas.

Aos meus pais, Claudio e Lourdes, pelo amor incondicional, apoio irrestrito e terem me dado toda a estrutura para me tornar a pessoa que sou hoje.

Ao meu irmão Bruno, pela convivência e amizade durante todo o tempo.

À minha noiva Tayane pelo amor, incentivo, cumplicidade e compreensão no período em que estive ausente.

Ao restante dos familiares pelo suporte afetivo.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências em (M.Sc.)

COLAPSO PROGRESSIVO DE EDIFICAÇÕES DE CONCRETO ARMADO EM CONSTRUÇÃO

Thiago da Cruz Sessa

Junho/2017

Orientadores: Lidia da Conceição Domingues Shehata

Ibrahim Abd El Malik Shehata

Programa: Engenharia Civil

Já nos anos 70 verificou-se que o colapso progressivo em edifícios prontos é de ocorrência rara e que havia crescimento significativo dos casos de edifícios em construção que sofriam propagação horizontal e/ou vertical de falhas a partir de um dano inicial, causando muitas vezes perdas de vidas. A história das construções mostra que a maioria das ruínas em estruturas de concreto ocorreu quando elas estavam ainda em construção. Isto traz à tona a necessidade de pesquisas e recomendações que visem minimizar o risco do colapso progressivo não só das estruturas já existentes, mas também das ainda em construção.

Este trabalho resume recomendações de projeto que visam evitar colapso progressivo e reúne casos de edificações de concreto armado que tiveram colapso total ou parcial quando ainda em execução ou, quando já completas, ainda sem estarem em serviço, casos menos enfocados na literatura. Esta coleta de casos objetiva identificar as causas mais comuns dos colapsos ocorridos e apontar providências que possam vir a evitá-los.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

PROGRESSIVE COLLAPSE IN REINFORCED CONCRETE BUILDINGS UNDER CONSTRUCTION

Thiago da Cruz Sessa

June/2017

Advisors: Lidia da Conceição Domingues Shehata

Ibrahim Abd El Malik Shehata

Department: Civil Engineering

Already in the 1970s it was found that the progressive collapse of existing buildings was rare, and that there was significant growth in cases of buildings under construction suffering horizontal and/or vertical collapse from an initial damage, causing many times loss of lives. History has shown that most failures of concrete structures occurred when they were still under construction. This brings to light the need for research and recommendations that aim to minimize the risk of the progressive collapse of not only existing structures but also those still under construction.

This work summarizes structures design recommendations to prevent progressive collapse and lists cases of reinforced concrete buildings that had partial or total collapse while under construction or, when completed, still not in service. From these cases, it is possible to identify the most common causes of the occurred collapses and point out procedures to prevent them.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	APRESENTAÇÃO DO TEMA	1
1.2	DEFINIÇÃO DE COLAPSO PROGRESSIVO	4
1.3	MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS DO TRABALHO	4
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	6
2	TIPOS DE COLAPSO PROGRESSIVO E MEDIDAS DE PROJETO PREVENTIVAS	7
2.1	TIPOS DE COLAPSO PROGRESSIVO	7
2.1.1	COLAPSO TIPO PANQUECA	7
2.1.2	COLAPSO TIPO DOMINÓ	9
2.1.3	COLAPSO TIPO ZÍPER	11
2.1.4	COLAPSO TIPO INSTABILIDADE	12
2.2	MEDIDAS DE PROJETO PREVENTIVAS	14
3	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS RESISTENTES AO COLAPSO PROGRESSIVO	15
3.1	MÉTODO INDIRETO	15
3.2	MÉTODO DIRETO	16
3.2.1	MÉTODO DA RESISTÊNCIA LOCAL ESPECÍFICA	17
3.2.2	MÉTODO DOS CAMINHOS ALTERNATIVOS DE CARGA	17
4	RECOMENDAÇÕES DE PROJETO E ITENS DE NORMAS RELATIVOS AO COLAPSO PROGRESSIVO	21
4.1	MÉTODO INDIRETO	21
4.2	MÉTODOS DIRETOS	29
4.2.1	GSA (2013)	29
4.2.2	DOD (2016)	35
4.3	ITENS DE NORMAS	37

4.3.1	EN1991-1-7:2006 E EN1990:2002+A1:2005	37
4.3.2	MC 2010 (FIB, 2013)	39
4.3.3	ABNT NBR 6118:2014.....	42
4.3.4	ACI 318-14	44
5	CASOS DE DESABAMENTOS TOTAIS OU PARCIAIS DE EDIFICAÇÕES EM	
	CONSTRUÇÃO	47
5.1	BRASIL.....	47
5.1.1	EDIFÍCIO SÃO LUIZ REI – RIO DE JANEIRO (1958)	47
5.1.2	EDIFÍCIO COMURBA – PIRACICABA, SÃO PAULO (1964)	50
5.1.3	EDIFÍCIO RAIMUNDO FARIAS – BELÉM, PARÁ (1987)	54
5.1.4	EDIFÍCIO PARA HOTELARIA – RIO DE JANEIRO (1993).....	57
5.1.5	EDIFÍCIO RESIDENCIAL – SÃO PAULO (1994).....	58
5.1.6	EDIFÍCIO REAL CLASS – BELÉM, PARÁ (2011)	59
5.1.7	SHOPPING RIO POTY – TERESINA, PIAUÍ (2013).....	60
5.1.8	EDIFÍCIO COMERCIAL – SÃO PAULO (2013)	62
5.1.9	EDIFÍCIO RESIDENCIAL – ARACAJU, SERGIPE (2014)	64
5.1.10	OUTROS	65
5.2	OUTROS PAÍSES	69
5.2.1	NEW YORK COLISEUM – NOVA YORK, EUA (1955)	69
5.2.2	EDIFÍCIO RESIDENCIAL – BOSTON, EUA (1971)	71
5.2.3	EDIFICAÇÕES NO SKYLINE PLAZA – VIRGINIA, EUA (1973)	75
5.2.4	HARBOUR CAY CONDOMINIUM – FLORIDA, EUA (1981).....	78
5.2.5	L’AMBIANCE PLAZA – CONNECTICUT, EUA (1987).....	81
5.2.6	PIPERS ROW CAR PARK – WOLVERHAMPTON, INGLATERRA (1997)	83
5.2.7	TROPICANA CASINO RESORT – NOVA JERSEY, EUA (2003)	85
5.2.8	EDIFÍCIO RESIDENCIAL – XANGAI, CHINA (2009).....	87
5.2.9	UHS WEST PARKING GARAGE – TEXAS, EUA (2011).....	88
5.2.10	EDIFÍCIO-GARAGEM – FLORIDA, EUA (2012)	91

6 ANÁLISE DOS DADOS COLETADOS – CAUSAS PRINCIPAIS DE COLAPSOS	94
6.1 AÇÕES DURANTE A CONSTRUÇÃO E SISTEMAS DE ESCORAMENTO.	97
6.2 PARÂMETROS QUE AFETAM A RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS	101
7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	105
7.1 CONCLUSÕES	105
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	109
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	110

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Edifício Ronan Point após colapso parcial (CANISIUS, 2011).....	1
Figura 1.2 – Resumo a respeito da probabilidade de ocorrência do colapso progressivo (adaptado de KOKOT e SOLOMOS, 2012)	5
Figura 2.1 – Evolução do colapso progressivo tipo panqueca: a) perda de resistência do pilar; b) transformação da energia potencial em energia cinética; c) excesso de carga nos elementos da estrutura abaixo daquele onde houve falha inicial; d) propagação do colapso (KOZLOVA, 2013).....	8
Figura 2.2 – Exemplo de colapso do tipo panqueca (STAROSSEK, 2009).....	9
Figura 2.3 – Evolução do colapso progressivo tipo dominó: a) falha inicial e redistribuição de carga para o elemento adjacente; b) tombamento dos pilares; c) colapso progressivo na direção horizontal (KOZLOVA, 2013)	10
Figura 2.4 – Exemplo de colapso do tipo dominó (STAROSSEK, 2009).....	10
Figura 2.5 – Evolução do colapso progressivo tipo zíper: a) perda de resistência do pilar; b) aumento de carga nos elementos adjacentes; c) excesso de carga nos pilares adjacentes ocasionando o colapso progressivo (KOZLOVA, 2013)	11
Figura 2.6 – Exemplo de colapso do tipo zíper (STAROSSEK, 2009).....	12
Figura 2.7 – Evolução do colapso progressivo tipo instabilidade: a) estrutura original com sistema de contraventamento; b) falha inicial no contraventamento; c) perda de estabilidade da estrutura; d) colapso (KOZLOVA, 2013).....	13
Figura 3.1 – Diferentes tipos de amarrações que proveem integridade estrutural em estruturas apertadas (adaptado de DOD, 2016).....	16
Figura 3.2 – Formas de remoção dos pilares no MCAC – Adaptado de (GSA, 2013) .	19
Figura 4.1 – Posições dos tirantes de amarração periféricos e internos no caso de haver sub-áreas com cargas diferentes no mesmo piso (adaptado de DOD, 2016)....	27
Figura 4.2 – Restrições para localização das amarrações internas e periféricas	28
Figura 4.3 – Locais de interrupção e disposição dos tirantes (adaptado de DOD, 2016)	28
Figura 4.4 – Locais de remoção dos pilares externos (adaptado de GSA, 2013).....	29
Figura 4.5 – Locais de remoção dos pilares internos (adaptado de GSA, 2013).....	30

Figura 4.6 – Locais de remoção das paredes estruturais externas (adaptado de GSA, 2013)	31
Figura 4.7 – Locais de remoção das paredes estruturais internas (adaptado de GSA, 2013)	31
Figura 4.8 – Localização das cargas a considerar quando da remoção de elementos e análise linear estática - elemento externo à esquerda e interno à direita (adaptado de GSA, 2013).....	33
Figura 4.9 – Áreas de colapso aceitáveis para não consideração de colapso progressivo (adaptado de GSA, 2013).....	34
Figura 4.10 – Estratégias para situações de projeto com ações excepcionais (adaptado de EM 1991-1-7:2006, item 3.1)	37
Figura 4.11 – Esquemas de armadura para prevenção do colapso progressivo: a) barras retas; b) barras dobradas; c) disposição das armaduras em planta (adaptado de FIB, 2013).....	40
Figura 4.12 – Armadura contra colapso progressivo (ABNT NBR 6118, 2014)	42
Figura 4.13 – Definição do contorno C' para pilares internos (ABNT NBR 6118, 2014)	43
Figura 4.14 – Definição do contorno C'' considerando duas disposições de armadura de punção (ABNT NBR 6118, 2014).....	43
Figura 4.15 – Detalhamento da armadura contra colapso progressivo em lajes sem vigas (ABNT NBR 6118, 2014)	44
Figura 4.16 – Disposição das armaduras contra colapso progressivo nas lajes de concreto armado apoiadas em pilares (ACI 318-14).....	45
Figura 5.1 – Edifício São Luiz Rei inclinado antes e depois do desabamento (DECOURT, 2008).....	48
Figura 5.2 – Planta de fundação do Edifício São Luiz Rei (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998)	49
Figura 5.3 – Etapas de execução de uma estaca Simplex (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998)	49
Figura 5.4 – Edifício Comurba antes do colapso (TOMAZELA, 2014).....	51
Figura 5.5 – Vista parcial do Edifício Comurba após o colapso (VASCONCELOS, 1998)	51

Figura 5.6 – Maquete do Edifício Comurba contemplando a fachada lateral com os pés-de-ferro (PELOSI, 2015)	52
Figura 5.7 – Planta do pavimento tipo do Edifício Comurba (VASCONCELOS, 1998)	53
Figura 5.8 – Esquema que explica um dos possíveis mecanismos de colapso do Edifício Comurba (VASCONCELOS, 1998)	53
Figura 5.9 – Escombros do edifício Raimundo Farias (PORTAL ORM, 2011)	54
Figura 5.10 – Concepção estrutural básica do Edifício Raimundo Farias (BATTISTA e CARVALHO, 1998).....	56
Figura 5.11 – Colapso do edifício que seria um anexo do Hotel Intercontinental no Rio de Janeiro, em 1993 (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998)	58
Figura 5.12 – Colapso total do edifício residencial em São Paulo no ano de 1994 (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998)	58
Figura 5.13 – Escombros do edifício Real Class (JORNAL O PROGRESSO, 2011) ..	59
Figura 5.14 – Setores do Shopping Rio Poty que desabaram (CREA-PI, 2013)	60
Figura 5.15 – Furos existentes nas lajes junto às faces dos pilares do Shopping Rio Poty (CREA-PI, 2013).....	61
Figura 5.16 – Procedimentos incorreto e correto de concretagem do Shopping Rio Poty (FREITAS, 2013)	62
Figura 5.17 – Equipes de resgate após o desabamento do prédio em São Mateus (PORTO, 2013).....	62
Figura 5.18 – Pilares esbeltos na obra do prédio em São Mateus (FRAZÃO e YARAK, 2013)	63
Figura 5.19 – Escombros resultantes do desabamento do prédio em Aracaju (CREA-SE, 2015).....	64
Figura 5.20 – Notícia da época sobre o acidente com o Edifício Assis Brasil (JORNAL CORREIO DA MANHÃ, 1946)	65
Figura 5.21 – Edifício Giselle ainda em construção (JABOATÃO ANTIGO, 2014)	67
Figura 5.22 – Inclinação do edifício em Icaraí momentos antes do colapso (RAMOS, 2001)	67

Figura 5.23 – Parte da estrutura do residencial Esmeralda remanescente (PORTAL TERRA, 2011)	68
Figura 5.24 – Vista do edifício em Novo Hamburgo após colapso de parte da laje superior (JORNAL NH, 2015)	69
Figura 5.25 – Vista do New York Coliseum após construído em 1956 (SCHWAB, PINKETT, <i>et al.</i> , 2010).....	70
Figura 5.26 – Exemplo de <i>buggy</i> (disponível em http://www.everything-about-concrete.com/concrete-buggy.html)	70
Figura 5.27 – Colapso do prédio em Boston (KING e DELATTE, 2004).....	72
Figura 5.28 – Planta da laje de cobertura do edifício em Boston (KING e DELATTE, 2004)	72
Figura 5.29 – Extensão do colapso do edifício em Boston (KING e DELATTE, 2004)	74
Figura 5.30 – Edifício A-4 após o colapso (SCHELLHAMMER, DELATTE e BOSELA, 2013)	76
Figura 5.31 – Plano de concretagem do edifício A-4 (PERKINS, 2009)	76
Figura 5.32 – Vista aérea do Harbour Cay Condominium antes do colapso (KUKORLO, 2009)	79
Figura 5.33 – Harbour Cay Condominium após o colapso progressivo (KUKORLO, 2009)	80
Figura 5.34 – L’Ambiance Plaza durante a fase de construção (McNAMARA e PARFITT, 2010).....	81
Figura 5.35 – L’Ambiance Plaza após o colapso (McNAMARA e PARFITT, 2010)	82
Figura 5.36 – Colapso parcial do Pipers Row Car Park (WOOD, 2003).....	83
Figura 5.37 – Pilar e parte da laje intactos após o colapso do Pipers Row Car Park (WOOD, 2003).....	84
Figura 5.38 – Planta da quarta laje do Pipers Row Car Park com indicação das áreas reparadas (WOOD, 2003).....	84
Figura 5.39 – Vista geral do colapso da parte oeste do estacionamento do Tropicana Casino Resort (ENGEL, JULIUS, <i>et al.</i> , 2010)	85
Figura 5.40 – Quatro pilares e uma parede permaneceram em pé após o colapso do edifício-garagem do Tropicana Casino Resort (OSHA, 2004)	86

Figura 5.41 – Prédio tombado em Xangai (JI, 2010).....	88
Figura 5.42 – Causas que contribuíram para o colapso da estrutura do edifício em Xangai (KHUDEIRA, 2010).....	88
Figura 5.43 – Vista aérea do colapso da parte norte do <i>UHS West Parking Garage</i> (JIANG, 2012).....	89
Figura 5.44 – Desenvolvimento da construção do setor norte do <i>UHS West Parking Garage</i> até o dia do colapso, baseado em imagens de satélite e relatórios de investigação (JIANG, 2012).....	90
Figura 5.45 – Típica conexão pilar moldado <i>in loco</i> – pilar pré-moldado com a existência de graute logo abaixo da placa de base (adaptado de JIANG, 2012).....	90
Figura 5.46 – Vista área de parte do edifício-garagem colapsado na Florida (OSHA, 2013).....	91
Figura 5.47 – Planta do edifício-garagem na Florida (OSHA, 2013).....	92
Figura 5.48 – Vigas tipo “double tee” no chão depois do desabamento do edifício-garagem na Florida (OSHA, 2013).....	93
Figura 6.1 – Principais ações de construção em um edifício de três pavimentos (NAPOLEÃO FILHO, 1998).....	98
Figura 6.2 – Processo construtivo com um sistema temporário de apoio (2 + 1) (FREITAS, 2004).....	99
Figura 6.3 – Causas de colapso de estruturas inacabadas relacionadas às ações de construção e falhas no sistema de escoramento: a) recalques na fundação temporária de escoras; b) desalinhamento vertical das escoras; c) cargas de impacto ocasionadas pelo lançamento do concreto e por equipamentos; d) ação horizontal de vento em edifícios sem contraventamento necesssário (NAPOLEÃO FILHO, 1998).....	100
Figura 6.4 – Exemplo de falha por punção de laje lisa (RUSSEL, 2015).....	103
Figura 6.5 – Aspecto pós-ruptura por punção de região com pilar interno (EGBERTS, 2009).....	103
Figura 6.6 – Aspecto pós-ruptura por punção de região de pilar interno, mostrando a armadura de integridade e o “tronco de pirâmide de punção” (HABIBI, 2012).....	104
Figura 6.7 – Aspecto pós-ruptura por punção de região de pilar de canto (ZHANG, 2014).....	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Forças a serem resistidas pelos tirantes de amarração segundo a EN 1992-1-1:2004	22
Tabela 4.2 – Forças a serem resistidas pelos tirantes de amarração segundo o Anexo Nacional do Reino Unido da EN 1992-1-1:2004.....	23
Tabela 4.3 – Forças a serem resistidas pelos tirantes de amarração segundo a EN 1991-1-7:2006	24
Tabela 4.4 – Forças a serem resistidas pelos tirantes de amarração segundo o DOD (2016)	25
Tabela 6.1 – Resumo dos casos de colapso progressivo no Brasil.....	95
Tabela 6.2 – Resumo dos casos de colapso progressivo em outros países	96

1 INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO DO TEMA

O colapso parcial do edifício Ronan Point na Inglaterra (Figura 1.1), em 1968, causado por uma explosão de gás na cozinha de um apartamento, deu origem às primeiras prescrições de projeto relacionadas com colapso progressivo de edificações. Desde essa época vêm sendo realizados estudos sobre esse assunto, que suscitou particular interesse a partir dos atentados ao A.P. Murrah Federal Building em 1995 e às torres gêmeas do World Trade Center em setembro de 2001, nos EUA (CANISIUS, 2011, KOKOT e SOLOMOS, 2012).



Figura 1.1 – Edifício Ronan Point após colapso parcial (CANISIUS, 2011)

Em geral, as publicações sobre falhas estruturais enfocam apenas, ou principalmente, as estruturas já em serviço, sem dar a devida importância àquelas em fase de construção. Segundo CANISIUS (2011), há razões éticas, legais e econômicas para que existam também investigações e medidas preventivas com relação à fase de execução das estruturas, primeiramente pelo motivo dos projetistas terem que prezar

pela proteção dos trabalhadores da construção civil e também porque um colapso traria um impacto econômico negativo para qualquer projeto.

Além disso, BREEN (1975) verificou que o colapso progressivo em edifícios prontos era de ocorrência rara e que havia crescimento significativo dos casos de edifícios em construção com propagação horizontal e/ou vertical de falhas a partir de um dano inicial, ocasionando muitas vezes várias mortes. De acordo com CARPER (2004), a história das construções tem mostrado que a maioria das ruínas em estruturas de concreto ocorreu quando elas estavam ainda em construção. Isto traz à tona a necessidade de pesquisas e recomendações que visem minimizar o risco deste tipo de colapso.

Vulnerabilidades localizadas decorrentes de falhas no projeto, na construção, e na manutenção, e ações maiores que as previstas, têm levado a colapso de edifícios prontos. Segundo BYFIELD, KASIM, *et al.* (2014), ruptura por punção em lajes apoiadas em pilares é o caso mais comum em edifícios com estruturas de concreto armado. O colapso pode decorrer também de ações excepcionais como, por exemplo, explosão causada por gás e bombas, colisão de automóveis e aviões, incêndios e ações ambientais extremas. São solicitações difíceis de prever em projeto e de consideração economicamente inviável em edificações usuais, tomando-se, em geral, apenas medidas para minimizar os efeitos dessas ações excepcionais. Erros de projeto resultantes de posteriores modificações no projeto original também têm ocasionado colapsos.

As estruturas ainda em construção podem ser afetadas por erros de projeto e de construção, além de ações variáveis temporárias excessivas não previstas nos projetos.

Outros fatores podem levar a situações desfavoráveis nas estruturas em construção, como indica BREEN (1975):

- Menor resistência dos elementos de concreto armado na fase de construção, principalmente no que diz respeito à força cortante. Isto pode resultar na ocorrência do colapso progressivo durante a execução de lajes lisas, fato que possivelmente não aconteceria se a estrutura já estivesse em serviço. Problemas relacionados à cura inadequada do concreto e à remoção precoce das formas têm sido verificados.
- Maior vulnerabilidade do sistema estrutural. Em muitas estruturas há falta de redundância e ductilidade nos primeiros estágios da construção.

Alguns elementos como paredes divisórias e escadas, que fornecem maior estabilidade à estrutura, ainda não estão posicionados. Por isso, algumas estruturas que sofreram colapso progressivo durante sua construção possivelmente não estariam susceptíveis ao colapso se já estivessem finalizadas.

- Técnicas de construção inadequadas. Projetos incorretos de cimbramento ou remoção precoce das formas prejudicam a estabilidade da estrutura. Escoramentos e reescoramentos comumente usados fazem com que grandes cargas sejam impostas nos andares mais baixos da estrutura, aspecto nem sempre levado em conta de maneira adequada.

A dificuldade da divisão de responsabilidades no processo construtivo e a imprecisão do controle de qualidade durante as obras fazem com que medidas contra o colapso nessa fase se tornem mais difíceis e são algumas das justificativas para a maior probabilidade de o colapso progressivo ocorrer durante a construção.

Há susceptibilidade ao colapso progressivo nos sistemas estruturais de diferentes materiais: concreto armado, alvenaria estrutural e aço. Alguns exemplos indicam que a velocidade no desenvolvimento dos projetos e economia dos materiais usados nas obras acentuam o risco da ocorrência de uma ruína parcial ou total da edificação, mas há outros fatores que tornam as estruturas mais vulneráveis durante a construção. Apesar disso, a comunidade em geral parece se preocupar apenas com a segurança e comportamento da edificação completa, esquecendo-se que os riscos são até maiores durante a fase de construção, situação que precisa ser mudada.

As análises existentes para verificação da resistência ao colapso progressivo em estruturas completas deveriam ser adotadas para diferentes fases dos edifícios em construção. O projetista deve ser conhecedor dessas fases, dos carregamentos atuantes e do desempenho esperado durante a obra. Seções onde se tem esforços solicitantes pequenos ou nulos com a estrutura finalizada podem ter esforços solicitantes consideráveis durante a construção.

É consenso que várias falhas de construção poderiam ser evitadas com o estabelecimento de uma melhor comunicação entre os projetistas, arquitetos, construtores e seus subcontratados. Embora seja complexo estabelecer recomendações nessa área devido aos diferentes padrões e interesses compreendidos, em toda obra deveria haver uma maior aproximação entre os profissionais envolvidos a fim de garantir a qualidade do produto final. A adoção de BIM (*Building Information Modeling*) poderá contribuir para que isso ocorra.

1.2 DEFINIÇÃO DE COLAPSO PROGRESSIVO

Segundo ASCE/SEI 7 (2010), o colapso progressivo é definido como a propagação de um dano local, a partir do evento inicial, de um elemento a outro, resultando, eventualmente, no colapso de toda ou uma parte da estrutura desproporcional em relação à causa inicial. O colapso desproporcional, como também é conhecido, ocorre devido à sequência de falhas nos elementos estruturais próximos ao local de origem do primeiro dano, já que tais elementos não foram projetados para resistir às novas solicitações impostas.

O conceito de desproporcionalidade pode ser subjetivo, havendo algumas tentativas de quantificá-la. O *General Services Administration - GSA* (2013) considera que o colapso progressivo envolve não somente os elementos estruturais diretamente ligados ao elemento inutilizado, se estendendo por mais de um vão. Já o NISTIR 7396 (2007) do *National Institute of Standards and Technology - NIST* e a norma EN 1991-1-7:2006 consideram que um colapso é progressivo quando, na propagação horizontal, mais de 15% da área total do piso (ou teto) ou mais de 100 m² são atingidos; e, na propagação vertical, mais de dois andares.

1.3 MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS DO TRABALHO

Os projetos estruturais consideram as ações de cargas permanentes e variáveis em diversas combinações e com coeficientes de segurança parciais, fazendo com que, de certa forma, as estruturas ofereçam determinado nível de resistência ao colapso progressivo. Mesmo com uma probabilidade reduzida dessa forma de colapso acontecer, seu estudo e abordagem em normas são justificados pelo número de vidas humanas que podem ser perdidas no caso dele ocorrer, além das implicações sociais, econômicas e ambientais.

De acordo com KOKOT e SOLOMOS (2012), a avaliação para a probabilidade do colapso progressivo pode ser avaliada pela equação 1.1.

$$P(C) = P(C|DH) \times P(D|H) \times P(H) \quad (1.1)$$

Onde:

$P(C)$ = Probabilidade do colapso progressivo

$P(H)$ = Probabilidade de ocorrência de um perigo H

$P(D|H)$ = Probabilidade de um dano local D como consequência de um perigo H

$P(C|DH)$ = Probabilidade de um colapso progressivo C da estrutura como resultado de dano local D causado por um perigo H

A probabilidade do colapso progressivo pode ser minimizada de três maneiras: controlando os eventos anormais, verificando o comportamento local dos elementos estruturais ou controlando o comportamento global do sistema. Sabe-se, porém, que é difícil prever a ocorrência de um evento extraordinário, de modo que os projetistas podem influenciar apenas no comportamento local [$P(D|H)$] e global [$P(C|DH)$] da estrutura. O contexto da probabilidade do colapso progressivo é resumido pela Figura 1.2.

$$\begin{array}{c} \text{Resistência ao colapso} \\ \left. \begin{array}{ccc} \text{Robustez} & \text{Comportamento} & \text{Controle} \\ & \text{do elemento} & \text{do evento} \end{array} \right\} \text{Maximizar} \\ \\ P(C) = P(C|DH) \times P(D|H) \times P(H) \\ \left. \begin{array}{cc} \text{Vulnerabilidade} & \text{Perigo} \end{array} \right\} \text{Minimizar} \end{array}$$

Figura 1.2 – Resumo a respeito da probabilidade de ocorrência do colapso progressivo (adaptado de KOKOT e SOLOMOS, 2012)

Diante do cenário exposto, este trabalho objetiva fazer um resumo do estado atual do conhecimento sobre colapso progressivo e reunir casos de edificações de concreto armado que tiveram colapso parcial ou total quando ainda em execução ou quando já completas, mas ainda sem estarem sendo utilizadas. Esta coleta de informações visa identificar as causas mais comuns dos colapsos ocorridos ao longo do tempo em diferentes países e propor providências com o intuito de evitá-los.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Os capítulos 2 a 4 buscam resumir o estado atual do conhecimento sobre colapso progressivo em geral. O capítulo 2 aborda tipos de colapso progressivo e medidas de projeto de estruturas preventivas. No capítulo 3, é feito um resumo dos métodos de dimensionamento de estruturas resistentes ao colapso progressivo de edificações, enquanto o capítulo 4 enfoca recomendações de projeto e itens de normas relacionados com colapso progressivo.

A partir do capítulo 5, passa-se ao tema principal do trabalho. O capítulo 5 reúne casos de desabamentos totais ou parciais de edificações, em construção ou prontas mas ainda sem utilização, no Brasil e em outros países. No capítulo 6 é feita análise das informações coletadas e são comentadas as causas principais do colapso progressivo de estruturas ainda em execução. As conclusões do estudo realizado e sugestões para estudos futuros formam o capítulo 7, e, por fim, é apresentada a lista de referências bibliográficas.

2 TIPOS DE COLAPSO PROGRESSIVO E MEDIDAS DE PROJETO PREVENTIVAS

2.1 TIPOS DE COLAPSO PROGRESSIVO

Inúmeros fatores podem levar ao colapso progressivo de uma edificação e, segundo STAROSSEK (2007), o estudo do colapso progressivo e a indicação de medidas preventivas podem vir a ser facilitados se diferentes grupos de possíveis colapsos com aspectos em comum forem considerados. Em função da causa inicial e do seu desenvolvimento, que depende das características da estrutura, o colapso progressivo pode ser considerado como sendo dos tipos: panqueca, dominó, zíper, instabilidade e misto. Os dos tipos panqueca e dominó caracterizam-se por terem o desenvolvimento ativado por forças de impacto e o do tipo zíper por redistribuição de esforços. O do tipo instabilidade, como o nome indica, decorre da perda de estabilidade de elementos comprimidos e o misto inclui aspectos de mais de um desses tipos.

A seguir são listadas características dos tipos panqueca, dominó, zíper e instabilidade. Também são apresentados exemplos de casos reais desses tipos de colapso citados na literatura, mas, em geral, é difícil classificar determinado colapso em um único tipo.

2.1.1 COLAPSO TIPO PANQUECA

Nesse mecanismo de colapso, esquematizado na Figura 2.1, tem-se (STAROSSEK, 2007):

- Falha inicial de elementos que resistem às cargas verticais;
- Separação de elementos estruturais e queda dos mesmos na direção vertical;
- Conversão de energia potencial gravitacional em energia cinética;
- Falha de outros elementos verticais, devido à força de impacto decorrente da queda daqueles onde houve falha;
- Propagação do colapso na direção vertical.

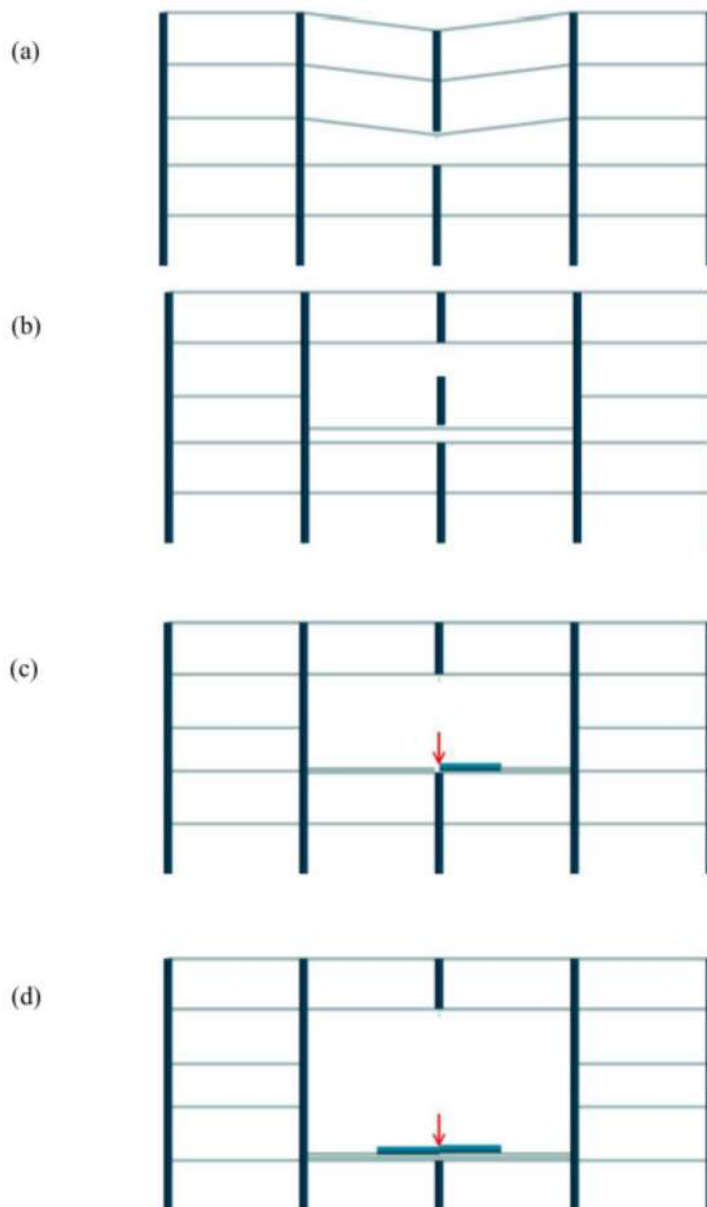


Figura 2.1 – Evolução do colapso progressivo tipo panqueca: a) perda de resistência do pilar; b) transformação da energia potencial em energia cinética; c) excesso de carga nos elementos da estrutura abaixo daquele onde houve falha inicial; d) propagação do colapso (KOZLOVA, 2013)

O exemplo de colapso tipo panqueca mostrado na Figura 2.2 é de um edifício de 10 andares na cidade de Islamabad, no Paquistão, que desabou após a ocorrência de um terremoto no ano de 2005 (STAROSSEK, 2009).



Figura 2.2 – Exemplo de colapso do tipo panqueca (STAROSSEK, 2009)

2.1.2 COLAPSO TIPO DOMINÓ

As fases do mecanismo do colapso tipo dominó, ilustradas na Figura 2.3 são (STAROSSEK, 2007):

- Falha e tombamento de um elemento vertical (rotação em relação à sua base);
- Conversão de energia potencial em energia cinética;
- Aparecimento de forças horizontais decorrente do impacto do tombamento;
- Tombamento progressivo dos elementos verticais adjacentes.

O colapso de torre de linha de transmissão na Alemanha (Figura 2.4), em 2005, ocasionado pelo acúmulo de gelo em seus elementos, é exemplo do colapso tipo dominó (STAROSSEK, 2009).

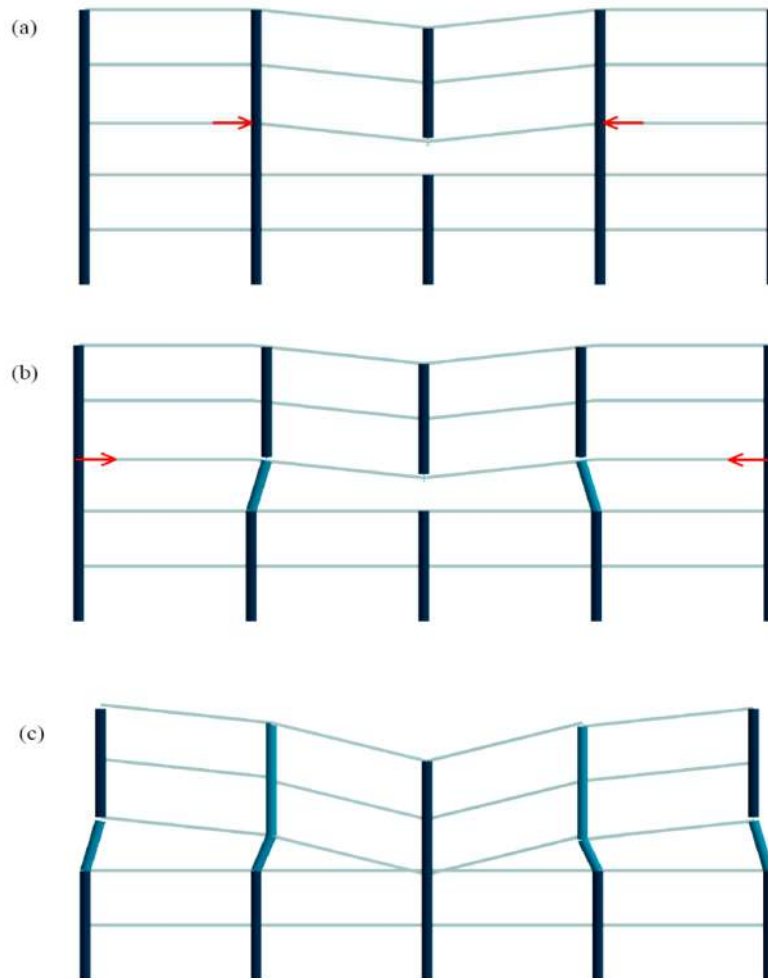


Figura 2.3 – Evolução do colapso progressivo tipo dominó: a) falha inicial e redistribuição de carga para o elemento adjacente; b) tombamento dos pilares; c) colapso progressivo na direção horizontal (KOZLOVA, 2013)



Figura 2.4 – Exemplo de colapso do tipo dominó (STAROSSEK, 2009)

2.1.3 COLAPSO TIPO ZÍPER

O colapso tipo zíper, ilustrado na Figura 2.5, é caracterizado pelas seguintes etapas:

- Falha inicial de um ou mais elementos da estrutura;
- Redistribuição da carga suportada pelos elementos afetados para os restantes;
- Resposta dinâmica da estrutura remanescente devido à evolução rápida da falha e da redistribuição de cargas;
- Concentração de esforços em elementos estruturais adjacentes aos elementos que perderam resistência quando ocorreu a falha inicial e ruptura desses elementos, tendo-se colapso progressivo na direção transversal à dos elementos afetados.

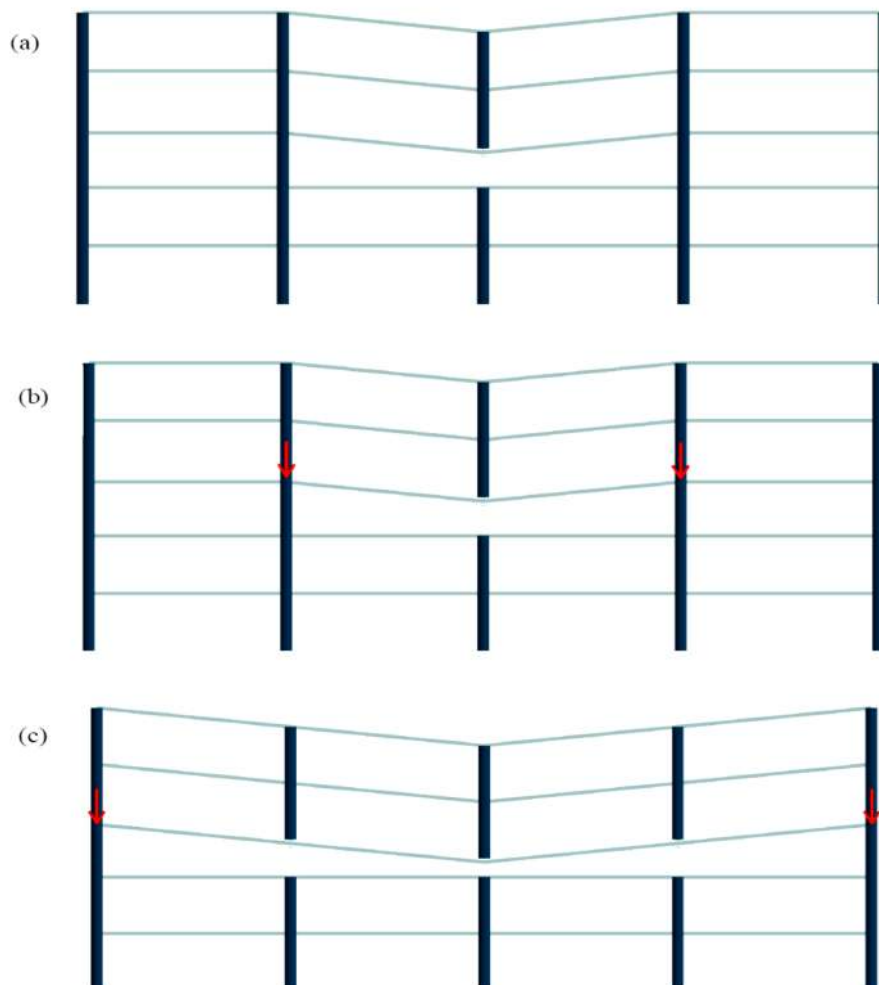


Figura 2.5 – Evolução do colapso progressivo tipo zíper: a) perda de resistência do pilar; b) aumento de carga nos elementos adjacentes; c) excesso de carga nos pilares adjacentes ocasionando o colapso progressivo (KOZLOVA, 2013)

O colapso da ponte Tacoma Narrows (Figura 2.6), ocorrido em 1940 no estado americano de Washington em decorrência de vibrações causadas pela ação do vento, é mencionado como exemplo de colapso tipo zíper (STAROSSEK, 2009).



Figura 2.6 – Exemplo de colapso do tipo zíper (STAROSSEK, 2009)

2.1.4 COLAPSO TIPO INSTABILIDADE

Pequenas imperfeições ou cargas transversais podem levar a grandes deformações ou mesmo ao colapso de elementos comprimidos. O colapso progressivo por instabilidade pode ocorrer, por exemplo, devido a falhas iniciais em elementos de contraventamento, como mostra a Figura 2.7.

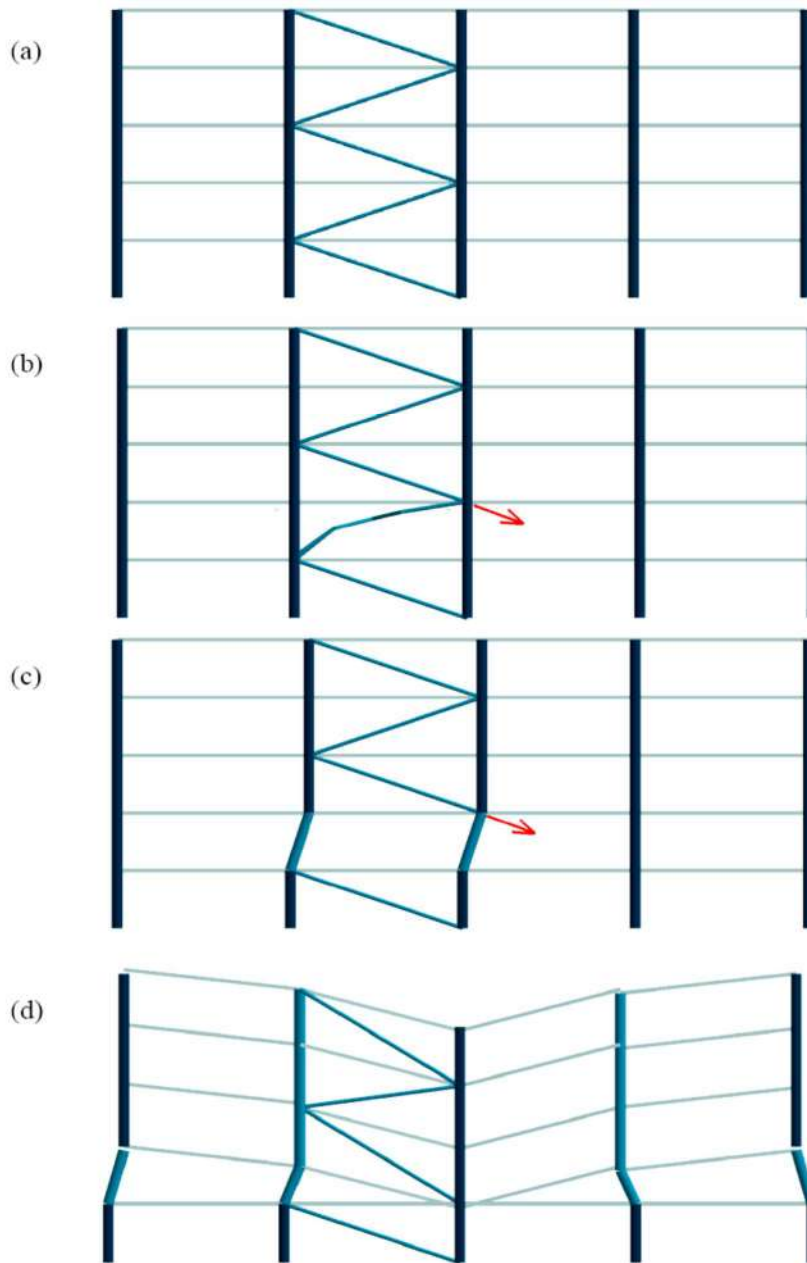


Figura 2.7 – Evolução do colapso progressivo tipo instabilidade: a) estrutura original com sistema de contraventamento; b) falha inicial no contraventamento; c) perda de estabilidade da estrutura; d) colapso (KOZLOVA, 2013)

2.2 MEDIDAS DE PROJETO PREVENTIVAS

Existem três características fundamentais de um sistema estrutural que podem contribuir para evitar o colapso progressivo, para torná-lo robusto: redundância, continuidade e ductilidade (LARANJEIRAS, 2011).

Segundo a EN 1991-1-7:2006, robustez é a capacidade de a estrutura suportar eventos, como fogo, explosões, impacto ou erros humanos, sem danos desproporcionais aos da causa inicial.

A redundância é caracterizada pela existência de caminhos de carga alternativos com capacidade de redistribuição de esforços, quando o sistema estrutural é afetado por uma ruptura localizada.

A interconexão necessária para que seja possível a redistribuição de esforços entre lajes, vigas e pilares é garantida pela continuidade adequada da estrutura, que está associada à hiperestaticidade e monolitismo da estrutura e à capacidade de transferência de cargas.

As estruturas redundantes, por exemplo, podem se tornar ineficazes caso não haja continuidade, já que a redistribuição de esforços ficará prejudicada.

A ductilidade é a capacidade de um sistema estrutural suportar grandes deformações antes do colapso, ou seja, está relacionada com a plastificação da estrutura.

A robustez de uma estrutura de concreto depende, portanto, não só da sua configuração (arranjo dos elementos), como também dos seus dimensionamento e detalhamento. As normas de projeto de estruturas de concreto, em geral, se limitam a fazer recomendações de dimensionamento e detalhamento que visam provê-las de ductilidade e continuidade, não incluindo verificações quanto à sua sensibilidade ao colapso progressivo.

Deve-se ressaltar que a robustez é desejável não só nas estruturas concluídas, mas também naquelas ainda em construção, em seus diferentes estágios (CANISIUS, 2011).

3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS RESISTENTES AO COLAPSO PROGRESSIVO

Os métodos de projeto que visam a prevenção do colapso progressivo podem ser classificados em indiretos e diretos. Esses métodos são a seguir descritos de maneira resumida.

Algumas recomendações de projeto associam os procedimentos a serem adotados ao número de andares, à área e à ocupação da edificação (DEPARTMENT FOR COMMUNITIES AND LOCAL GOVERNMENT, 2011).

3.1 MÉTODO INDIRETO

O método indireto considera que a resistência ao colapso progressivo é implícita a partir da consideração de níveis mínimos de resistência, ductilidade e continuidade dos elementos estruturais. De acordo com o *U. S. Department of Defense - DOD* (2016), este método, conhecido como *tie forces*, é baseado num sistema integrado de amarrações que atribui à estrutura uma resistência mínima a esforços de tração, permitindo a transferência de esforços das áreas danificadas para as outras.

Esse sistema consiste de amarrações periféricas e internas horizontais ligadas aos pilares e amarrações verticais. As amarrações internas em cada piso e na cobertura devem ser dispostas ortogonalmente e contínuas em todo o seu comprimento, e devidamente ancoradas em suas extremidades nas amarrações periféricas. As amarrações periféricas também devem ser contínuas e dispostas em cada piso e na cobertura. Os pilares de canto devem ser amarrados nas duas direções perpendiculares. A Figura 3.1 mostra, de maneira esquemática, o sistema de amarrações. As armaduras dimensionadas, para que os elementos estruturais resistam aos esforços solicitantes previstos, podem ser consideradas como parte dos tirantes de amarração.

A vantagem do método indireto é não demandar análise para projetar um sistema estrutural resistente ao colapso progressivo, bastando acrescentar detalhes que visem o aumento da robustez e integridade da estrutura. Pela simplicidade, este método acaba por ser mais limitado quanto à sua efetividade em evitar colapso progressivo, podendo ser adequado apenas para estruturas com geometria regular e sem elementos de transferência de cargas complexos.

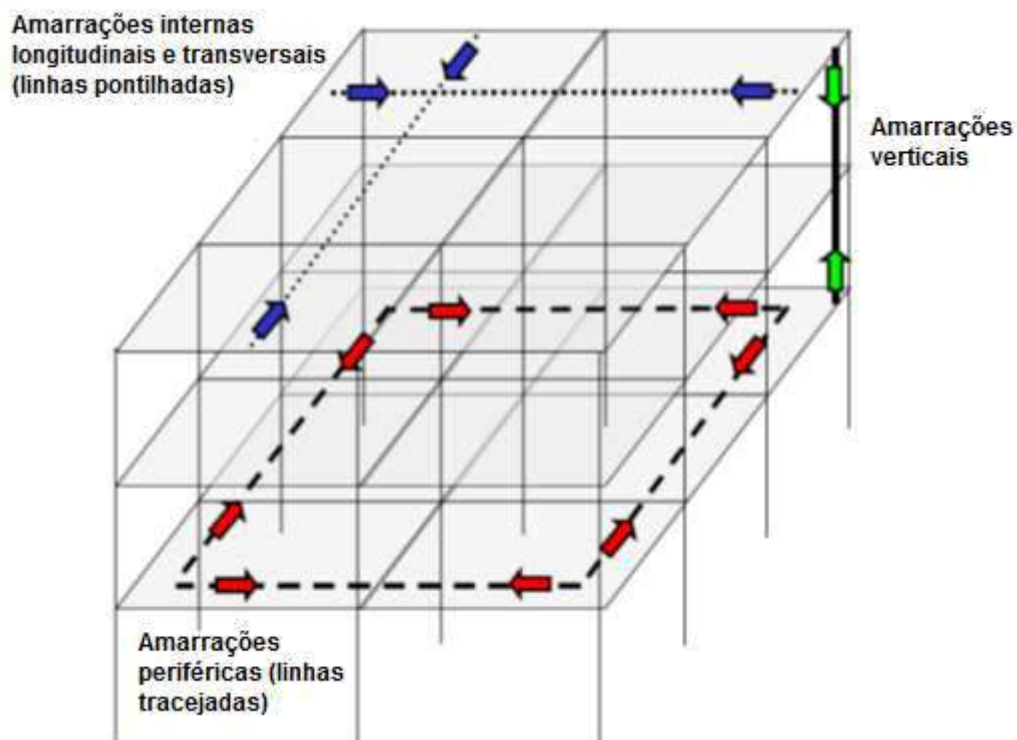


Figura 3.1 – Diferentes tipos de amarrações que proveem integridade estrutural em estruturas a pórtico (adaptado de DOD, 2016)

Os valores das forças a serem resistidas pelos tirantes indicados em diferentes recomendações diferem entre si e são apresentados no item 4.1. Das recomendações dos Estados Unidos da América, as do GSA (2013) não incluem esse método.

3.2 MÉTODO DIRETO

O método direto é baseado na análise de situações específicas e certos membros estruturais são dimensionados para resistir a carregamentos anormais extremos a fim de torná-los capazes de absorver e redistribuir os esforços solicitantes após algum dano a um elemento-chave da edificação para resistir às cargas verticais. De acordo com o DOD (2016), para atingir o objetivo de ruptura dúctil, o elemento de sustentação nunca deve romper por cisalhamento antes do desenvolvimento de sua resistência à flexão.

Neste método, a resistência ao colapso progressivo é obtida considerando duas hipóteses: aumento da resistência dos elementos estruturais principais à solicitação de uma ação excepcional específica (Método da Resistência Local Específica - MRLE) ou

dimensionamento da estrutura considerando um caminho de cargas alternativo no caso de ruptura local (Método dos Caminhos Alternativos de Carga – MCAC).

3.2.1 MÉTODO DA RESISTÊNCIA LOCAL ESPECÍFICA

Neste método, que não é incluído nas recomendações mais recentes do GSA (2013), o projetista estipula a possível causa do colapso progressivo e aumenta a capacidade resistente dos elementos-chave da edificação em função dessa causa específica, reduzindo a probabilidade e a extensão dos danos iniciais (DOD, 2016).

Precisa-se inicialmente identificar quais são os elementos-chave, o que é feito por meio de análises estruturais. Assume-se inicialmente a ruptura de um elemento estrutural importante e verifica-se se isso levará a danos na estrutura aceitáveis. Se os danos não forem aceitáveis, esse elemento é um elemento-chave e deve ter sua capacidade resistente aumentada (STAROSSEK, 2009).

Para a aplicação desse método, portanto, precisa-se definir os possíveis locais de ruptura inicial sob um determinado conjunto de ações e avaliar se o dano total é considerado aceitável.

De acordo com o DOD (2016), os pilares do pavimento térreo são os elementos cuja consequência de ruptura é verificada e aos quais o Método da Resistência Local Específica (MRLE) pode ser aplicado, talvez pelo fato deles se situarem em locais mais susceptíveis às ações externas, como atentado a bomba. A escolha da posição exata em planta dos pilares a serem analisados se dá de acordo com a categoria de risco à qual a edificação está associada.

3.2.2 MÉTODO DOS CAMINHOS ALTERNATIVOS DE CARGA

O Método dos Caminhos Alternativos de Carga (MCAC) tem a finalidade de dar à estrutura a capacidade de transferir esforços em torno de uma ruptura localizada previamente estabelecida. Deve-se considerar no projeto a perda de um importante elemento estrutural do edifício e dimensionar a estrutura de forma a estabelecer caminhos de carga alternativos, verificando a capacidade resistente do sistema estrutural perante a perda de tal elemento. Nesse método, ao contrário do MRLE, a causa da falha não é explícita.

A grande vantagem deste método é a garantia da redundância da edificação frente às combinações de carga consideradas, resultando em um sistema estrutural dúctil e contínuo, características indispensáveis para garantir a resistência ao colapso progressivo.

No MCAC, considera-se a perda de um elemento estrutural desprezando-se o fato dos outros elementos sofrerem dano. Na retirada instantânea de um pilar, a estrutura fica sujeita a um efeito dinâmico que deve ser considerado na análise, mesmo que de maneira aproximada (GSA, 2013). A justificativa para tal consideração é o fato da estrutura não responder elasticamente a tal remoção, apresentando capacidade de formar rótulas plásticas e suportar deformações inelásticas consideráveis quando solicitada a cargas extremas.

Segundo o NISTIR 7396 (2007), a avaliação do MCAC se dá por meio das análises estática linear, estática não-linear, dinâmica linear e dinâmica não-linear. Porém, a análise dinâmica linear não consta nas prescrições do GSA (2013) nem do DOD (2016).

Os métodos lineares consideram que o material tem comportamento elástico e que os efeitos de segunda ordem podem ser ignorados, enquanto que os métodos não-lineares consideram o comportamento plástico do material, podendo também levar em conta os efeitos geométricos não lineares, sendo capazes de produzir resultados mais próximos dos da realidade.

O procedimento de análise mais comumente utilizado em estruturas sem grandes irregularidades é o estático linear, pelo menos para uma análise preliminar, e ele é aqui abordado de maneira menos resumida que os demais.

3.2.2.1 ANÁLISE ESTÁTICA

- Análise estática linear

A análise estática linear é indicada tanto pelo GSA (2013) quanto pelo DOD (2016). Trata-se de uma análise simplificada, que assume comportamento linear elástico do material, linearidade geométrica e cargas estáticas, considerando-se fatores multiplicativos para estimar os resultados que seriam obtidos em uma análise dinâmica.

Nesse método, após o dimensionamento da estrutura com todos os seus elementos, retiram-se pilares, um de cada vez, em diversos locais do edifício e faz-se

a análise da estrutura sem tais pilares para uma combinação especial de cargas. Então, os esforços solicitantes obtidos são comparados com os resistentes dos elementos estruturais e, com base em um critério de aceitação definido, identificam-se os elementos que devem ser redimensionados para que se enquadrem neste critério de aceitação.

Segundo o GSA (2013), mesmo com a retirada dos pilares, a estrutura não deve perder sua continuidade, o que permitirá a transferência de cargas para os elementos adjacentes. É necessário, portanto, que não se interrompa a ligação entre vigas quando da remoção dos pilares, como ilustra a Figura 3.2.

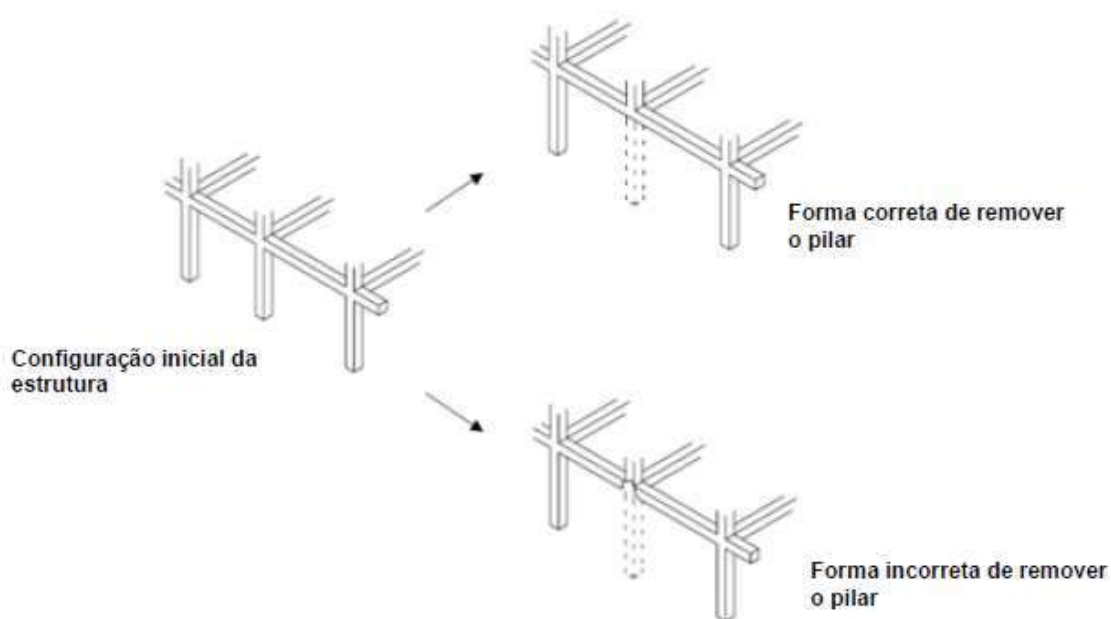


Figura 3.2 – Formas de remoção dos pilares no MCAC – Adaptado de (GSA, 2013)

As recomendações GSA (2013) e DOD (2016) indicam em quais locais pilares e paredes estruturais devem ser removidos da estrutura para aplicação do Método dos Caminhos Alternativos de Carga. Esses locais, bem como as cargas a considerar nas análises, são apresentados no item 4.2.

Em geral, é feita apenas a análise do efeito da retirada de pilares na superestrutura, apesar da interação solo-estrutura ter também impacto nos resultados. Tende-se a considerar que a análise referente à retirada dos pilares fornece boa indicação sobre a adequação ou não das fundações (BALDRIDGE e HUMAY, 2003).

- Análise estática não-linear

A relação entre força aplicada e deslocamentos da estrutura nem sempre pode ser considerada como linear, o que dependerá das propriedades do material e do regime em que irá trabalhar a estrutura.

A consideração da não-linearidade do material permite ao projetista levar em conta os efeitos da plasticidade. Essa consideração é particularmente importante em estruturas esbeltas que são incapazes de resistir a grandes cargas laterais (NISTIR 7396, 2007).

Ainda segundo o NISTIR 7396 (2007), a vantagem do uso da análise não-linear é a determinação de zonas frágeis e possíveis mecanismos de colapso não identificáveis na aplicação de uma análise linear. Porém, esse tipo de análise depende da representação adequada do comportamento dos materiais na fase inelástica.

3.2.2.2 ANÁLISE DINÂMICA

- Análise dinâmica linear

De acordo com NISTIR 7396 (2007), a análise dinâmica linear leva em consideração os efeitos dinâmicos associados à súbita remoção de um elemento estrutural, mas não representa a deformação inelástica ou redistribuição dos esforços nos elementos estruturais.

As recomendações GSA (2013) e DOD (2016) não incluem a análise dinâmica linear em seu texto.

- Análise dinâmica não-linear

Uma abordagem mais rigorosa é feita com programas de elementos finitos que realizam análises não lineares e possuem a capacidade de caracterizar o comportamento da estrutura quando um dano local se inicia. Essas análises demandam maior conhecimento e tempo computacional, o que implica em aumento de custo.

As recomendações GSA (2013) e DOD (2016) apresentam procedimentos gerais a serem adotados e estabelecem critérios de aceitação para o desempenho dos elementos estruturais impondo limites de deformação.

4 RECOMENDAÇÕES DE PROJETO E ITENS DE NORMAS RELATIVOS AO COLAPSO PROGRESSIVO

Neste capítulo são apresentadas diferentes recomendações que visam reduzir o potencial de colapso progressivo em edificações. Pela sua maior aplicação, no caso dos métodos diretos, aborda-se apenas o caso do caminho alternativo de cargas com análise estática linear.

São também resumidos itens de normas de projeto com indicações que visam reduzir a susceptibilidade das estruturas ao colapso progressivo.

4.1 MÉTODO INDIRETO

O sistema de amarrações que constitui o método indireto visa garantir a segurança nas zonas de ligação de elementos para que, sob solicitação maior que a esperada, a estrutura tenha capacidade de redistribuição de esforços para outros elementos.

As forças a serem resistidas pelos tirantes de amarração variam de acordo com a norma ou publicação. A Tabela 4.1, a Tabela 4.2, a Tabela 4.3 e a Tabela 4.4 indicam, respectivamente, os valores adotados pela EN 1992-1-1:2004, Anexo do Reino Unido da EN 1992-1-1:2004 (BS NA EN 1992-1-1:2004), EN 1991-1-7:2006 e DOD (2016). Os valores indicados no Anexo do Reino Unido da EN 1992-1-1:2004, em substituição aos gerais que constam nessa norma, são os da norma britânica BS 8110-1:1997, vigente no Reino Unido antes da adoção das normas europeias.

Tabela 4.1 – Forças a serem resistidas pelos tirantes de amarração segundo a EN 1992-1-1:2004

Recomendação	Tirantes horizontais internos	Tirantes horizontais periféricos	Tirantes verticais	Tirantes horizontais de paredes e pilares periféricos
EN 1992-1-1:2004	<p>Em cada direção de piso ou teto, os tirantes devem ser capazes de resistir a:</p> $T_{int} = 20\text{kN/m}$ <p>As barras devem ser contínuas em todo comprimento e ancoradas nas extremidades nos tirantes periféricos. Podem ser distribuídas nas lajes ou agrupadas em vigas ou paredes. Em paredes, devem ficar dentro do comprimento de 0,5m do topo ou base de pisos.</p>	<p>Tirantes contínuos dentro do comprimento igual a 1,2m da borda em cada piso ou teto</p> $T_{per} = L \times 10\text{kN/m} \leq 70\text{kN}$ <p>L = comprimento do vão da extremidade</p>	<p>Em edifícios com 5 andares ou mais, amarração contínua entre os andares mais baixo e mais alto, em pilares ou paredes, com tirantes capazes de resistir às cargas no piso acima quando do eventual colapso do pilar ou parede abaixo.</p>	<p>Pilares e paredes periféricos devem ser amarrados à estrutura horizontalmente em cada piso ou teto. As amarrações devem resistir a uma força de tração de:</p> <p>Fachada: $T_{fac} = 20\text{kN}/(\text{m de largura de fachada})$</p> <p>Pilar: $T_{pilar} \leq 150\text{kN}$</p>
<p>O sistema de amarração deve ser capaz de prover caminhos alternativos de carga após dano local. Os tirantes devem ser projetados considerando que estão com sua resistência característica. Armaduras projetadas com outro objetivo podem ser consideradas como parte dos tirantes.</p>				

Tabela 4.2 – Forças a serem resistidas pelos tirantes de amarração segundo o Anexo Nacional do Reino Unido da EN 1992-1-1:2004

Recomendação	Tirantes horizontais internos	Tirantes horizontais periféricos	Tirantes verticais	Tirantes horizontais de paredes e pilares periféricos
Anexo Nacional do Reino Unido da EN 1992-1-1:2004 (valores nacionais diferentes dos recomendados)	<p>Em cada direção, os tirantes devem ser capazes de resistir a:</p> $T_{int} = \left[\frac{G_k + Q_k}{7,5} \right] \cdot \frac{L}{5} \cdot F_t \geq F_t$ <p>T_{int} em kN/m $(G_k + Q_k)$ = soma das cargas permanentes e variáveis médias nos pisos (kN/m²) $F_t = (20 + 4n) \leq 60$kN, n = número de andares L= maior das distâncias entre pilares, pórticos ou paredes que apoiam dois vãos adjacentes na direção do tirante considerado (m) Máximo espaçamento dos tirantes: 1,5L</p>	<p>$T_{per} = L \times (20 + 4n) \leq 60$kN</p> <p>L= comprimento do vão na extremidade</p> <p>n = número de andares</p>	-	<p>T_{fac} (kN por m de fachada) = T_{pilar} (kN por pilar)</p> <p>Tirante capaz de resistir ao maior valor de força entre:</p> <ul style="list-style-type: none"> • $2F_t \leq L_s/2,5$, onde: L_s = distância entre piso e teto • 3% da carga última vertical de projeto no pilar ou na parede no nível considerado <p>Em pilar de canto, a amarração deve ser nas duas direções</p>

Tabela 4.3 – Forças a serem resistidas pelos tirantes de amarração segundo a EN 1991-1-7:2006

Recomendação	Tirantes horizontais internos	Tirantes horizontais periféricos	Tirantes verticais	Tirantes horizontais de paredes e de pilares periféricos
EN 1991-1-7:2006	<p>Em estruturas aporticadas:</p> <p>Tirante deve ser capaz de resistir ao maior valor entre:</p> $T_{int} = 0,8 (G_k + \mu Q_k) s L$ $T_{int} = 75kN$ <p>G_k = carga permanente Q_k = carga variável μ = fator usado na combinação dos efeitos de carga acidental s = espaçamento entre as amarrações L = vão do tirante</p>	<p>Em estruturas aporticadas:</p> <p>Tirante deve ser capaz de resistir ao maior valor entre:</p> $T_{per} = 0,4 \cdot (G_k + \mu \cdot Q_k) \cdot s \cdot L$ $T_{per} = 75kN$	<p>Cada pilar ou parede estrutural deve ser provido de amarração contínua desde a fundação até a cobertura.</p> <p>Em estruturas aporticadas, os pilares e paredes devem ser capazes de resistir a uma força de tração igual à maior reação vertical de projeto, referente à combinação de cargas acidentais e permanentes, aplicada ao elemento vertical de qualquer andar.</p>	-
<p>As amarrações horizontais devem ser adotadas ao redor do perímetro de cada teto ou piso e internamente de modo ortogonal para amarrar pilares e paredes à estrutura do edifício. Pelo menos 30% das amarrações devem estar localizadas na vizinhança de linhas de pilares e paredes estruturais.</p>				

Tabela 4.4 – Forças a serem resistidas pelos tirantes de amarração segundo o DOD (2016)

Recomendação	Tirantes horizontais internos	Tirantes horizontais periféricos	Tirantes verticais	Tirantes horizontais de paredes e de pilares periféricos
DOD (2016)	<p>Em cada direção, os tirantes devem ser capazes de resistir à força por unidade de comprimento:</p> $T_{int} = 3 (1,2G_k + 0,5Q_k) L$ <p>G_k e Q_k são cargas permanentes e acidentais (kN/m²) L= maior distância entre pilares, porticos ou paredes que apoiam dois painéis adjacentes na direção considerada (m).</p> <p>Os tirantes longitudinais e transversais devem ser distribuídos ortogonalmente uns aos outros e suas extremidades devem ser ancoradas nos tirantes periféricos. Seu espaçamento não deve ser maior que 0,2 vezes a maior distância entre pilares, pórticos ou paredes onde se apoiam dois painéis adjacentes.</p>	<p>Os tirantes periféricos devem ser capazes de resistir à força:</p> $T_{per} = 6(1,2G_k + 0,5Q_k) L \times L_p + 3,6 G'$ <p>G_k e Q_k são cargas permanentes e acidentais (kN/m²) L= maior distância entre pilares, pórticos ou paredes periféricas na direção considerada. Em locais com aberturas, L passa a ser o comprimento do vão onde se situa a abertura (m) – Ver Figura 4.3 $L_p=1m$ G' = carga referente ao revestimento no comprimento L (kN).</p> <p>Os tirantes devem ser posicionados nos pisos ou tetos, dentro do comprimento de 1m a partir da borda da estrutura; Em vigas e na região acima delas, não são permitidos tirantes, a não ser que as vigas apresentem capacidade de rotação de 0,2rad – ver Figura 4.2</p>	<p>Os tirantes verticais em pilares e paredes devem ser capazes de resistir à maior carga vertical recebida por esses elementos em qualquer andar. Neste caso, a armadura do próprio pilar, dimensionado normalmente, funcionará como amarração vertical.</p> <p>Tirantes verticais são contínuos e retos da cobertura até o térreo, não precisando se estender até as fundações.</p>	-
<p>O somatório das cargas permanentes e variáveis ($1,2G_k + 0,5Q_k$) que aparece no cálculo dos tirantes horizontais refere-se ao carregamento de piso uniformemente distribuído. Se a carga permanente ou variável sofrer alterações em um mesmo pavimento, deve haver uma consideração especial para essa não-uniformidade. Espaçamento dos tirantes não deve ser maior que 0,2L</p>				

De acordo com DOD (2016), para que o método dos tirantes de amarração possa ser aplicado, deve-se ter pelo menos quatro panos de pavimento delimitados por pilares ou paredes estruturais.

As recomendações do DOD (2016) enfocam casos de cargas concentradas e variação de cargas distribuídas num pavimento e apresentam algumas restrições em relação ao posicionamento dos tirantes de amarração, como resumido a seguir.

Se num vão houver uma carga concentrada ou diferentes valores de carga distribuída, deve-se considerar carga distribuída em todo o vão, incluindo valor adequado na soma $(1,2G_k + 0,5Q_k)$, onde G_k são ações permanentes, em kN/m^2 , e Q_k ações variáveis, em kN/m^2 , limitadas a $2,4 \text{ kN/m}^2$.

Caso a magnitude do carregamento varie significativamente em um mesmo pavimento, deverá ser adotada a carga vertical para cada vão da estrutura. Os valores efetivos dos tirantes de amarração devem seguir os seguintes critérios:

- Se a diferença entre o menor e o maior carregamento em um mesmo piso for menor ou igual que 25% do menor carregamento e a área associada ao maior carregamento for:
 - a) Menor ou igual a 25% da área total do pavimento, calcula-se o carregamento efetivo dividindo o carregamento total atuante no piso pela área total.
 - b) Maior que 25% da área total, usa-se o carregamento máximo.
- Se a diferença entre o menor e o maior carregamento nos vãos de um mesmo piso for maior que 25% do menor carregamento,
 - a) Usa-se o maior carregamento ou
 - b) Divide-se o pavimento em sub-áreas de vãos contíguos ou adjacentes que possuam o mesmo carregamento. Cada sub-área deve ter suas próprias amarrações longitudinais e transversais internas, além de amarrações periféricas nos limites de cada sub-área, conforme mostrado na Figura 4.1. A amarração periférica entre duas sub-áreas pode ser omitida caso as amarrações longitudinais e transversais da sub-área mais carregada sejam adotadas na menos carregada e ancoradas nas amarrações periféricas externas.

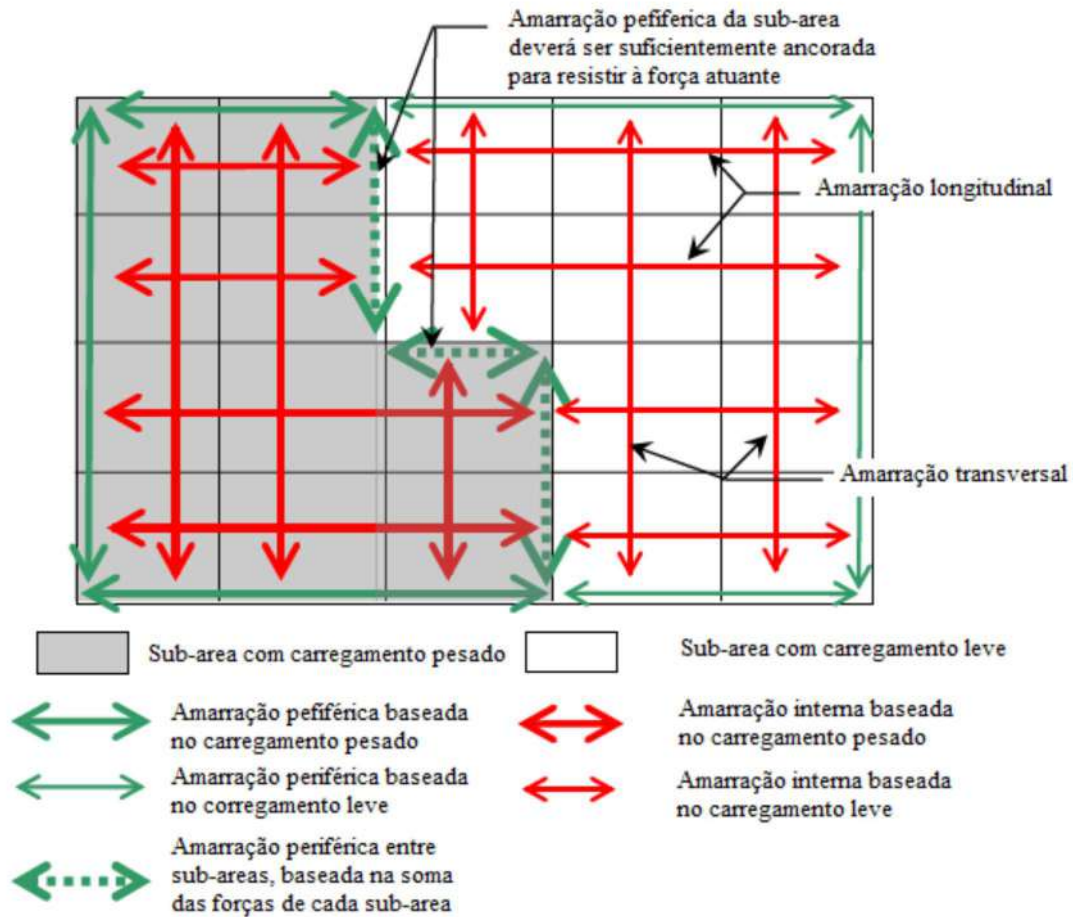


Figura 4.1 – Posições dos tirantes de amarração periféricos e internos no caso de haver sub-áreas com cargas diferentes no mesmo piso (adaptado de DOD, 2016)

Nas estruturas aporticadas, os tirantes horizontais são distribuídos ortogonalmente nas lajes e devem ser ancoradas nas amarrações periféricas em suas extremidades, havendo restrição quanto ao posicionamento dos tirantes na direção das vigas, como indicado na Figura 4.2, a menos que as vigas tenham capacidade de rotação de 0,20 rad.

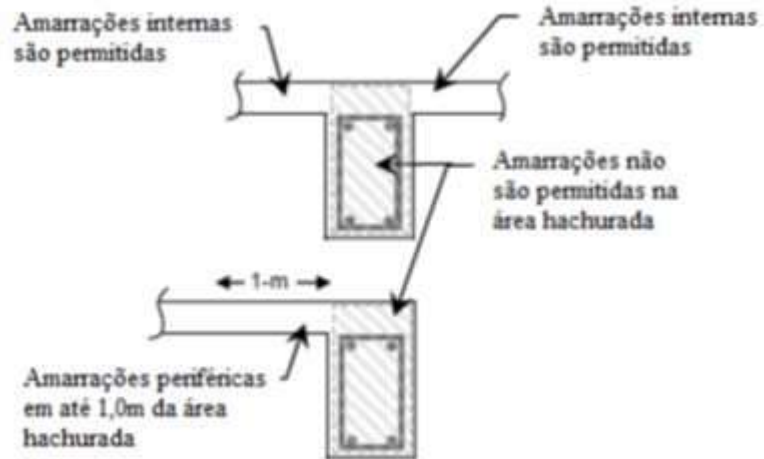


Figura 4.2 – Restrições para localização das amarrações internas e periféricas (adaptado de DOD, 2016)

As amarrações internas só podem ser interrompidas caso haja uma abertura, tal como a para elevadores e escadas. Nesse caso, tais amarrações devem ser ancoradas nos tirantes periféricos da abertura como mostra a Figura 4.3 (DOD, 2016).

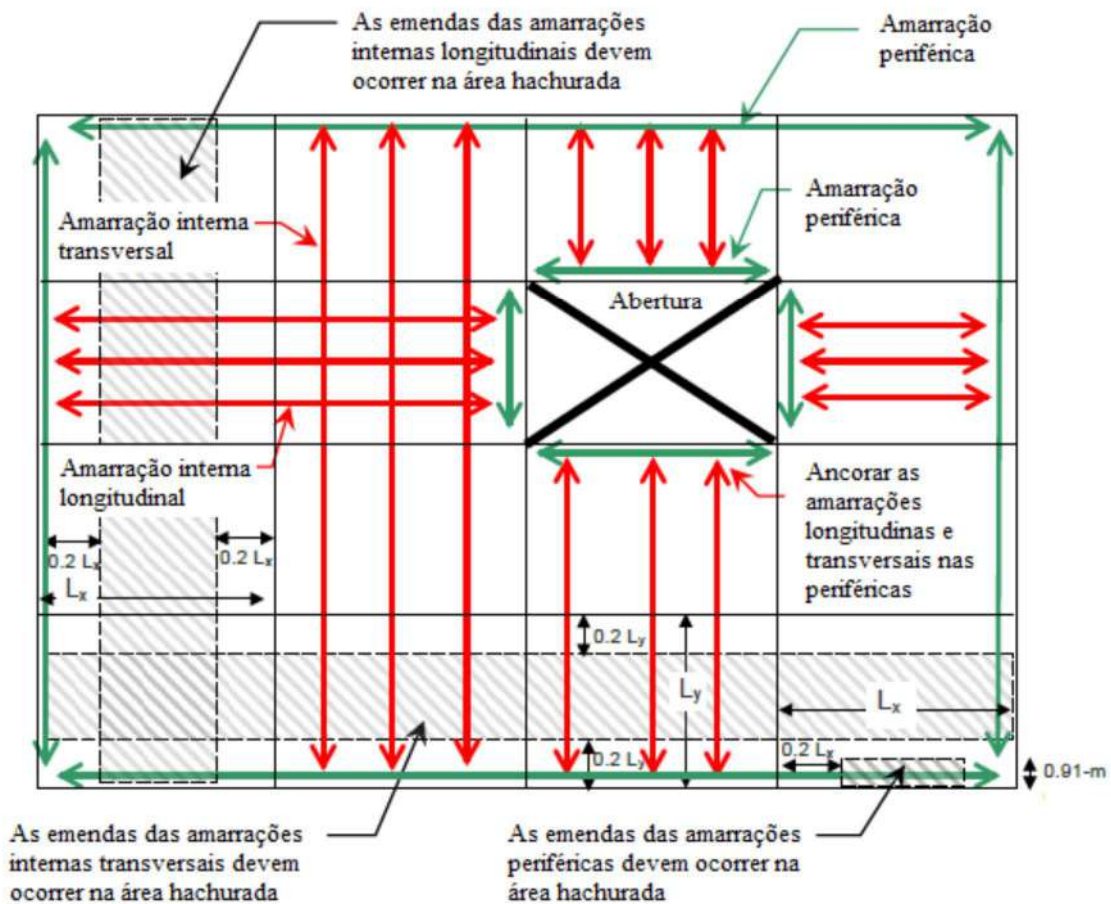


Figura 4.3 – Locais de interrupção e disposição dos tirantes (adaptado de DOD, 2016)

4.2 MÉTODOS DIRETOS

4.2.1 GSA (2013)

Os procedimentos a adotar dependem do nível de segurança exigido para as edificações e do número de ocupantes e de andares. As com menor nível de segurança e pouca ocupação não precisam ser analisadas quanto ao colapso progressivo. As com nível de segurança médio e com 4 ou mais andares devem ser analisadas pelo Método dos Caminhos Alternativos de Carga (MCAC) e as com nível de segurança máximo devem ser analisadas pelo MCAC independentemente do número de andares.

Para um edifício com geometria regular, a retirada dos pilares externos deve acontecer no canto, adjacente ao canto e próxima à metade do maior e do menor lado em planta. Já os pilares internos a serem removidos são os próximos à metade de cada lado e no canto da região onde há maior concentração de pessoas. A Figura 4.4 e a Figura 4.5 ilustram o posicionamento dos pilares que devem ser retirados para aplicação da análise linear estática.

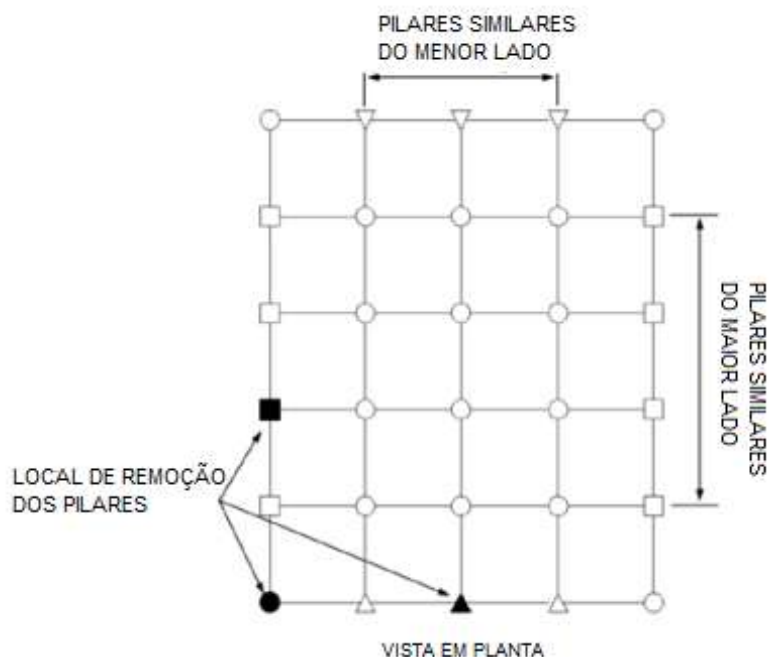


Figura 4.4 – Locais de remoção dos pilares externos (adaptado de GSA, 2013)

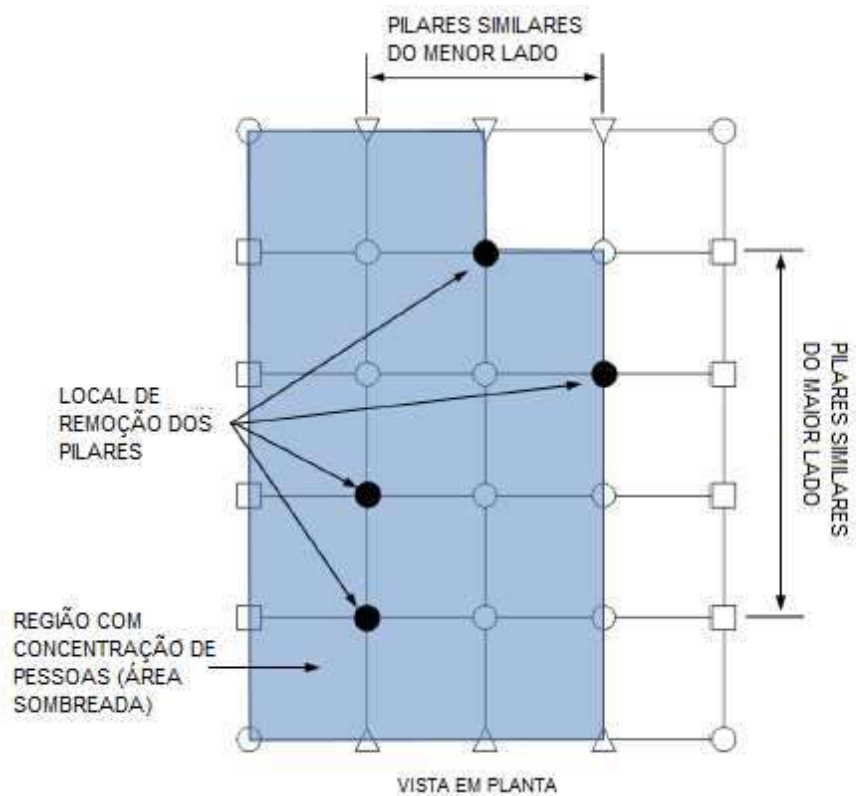


Figura 4.5 – Locais de remoção dos pilares internos (adaptado de GSA, 2013)

Nos edifícios com geometrias mais complexas, o projetista deve avaliar a remoção que leva ao cenário mais desfavorável. A remoção desses elementos limita-se ao térreo do edifício, uma vez que é a região com maior risco de sofrer danos estruturais.

No caso de paredes estruturais, removem-se pelo menos paredes externas e internas perto do meio de cada lado e nos cantos como indicam a Figura 4.6 e a Figura 4.7. O comprimento das paredes removidas deve ser igual à altura livre do andar para cada direção.

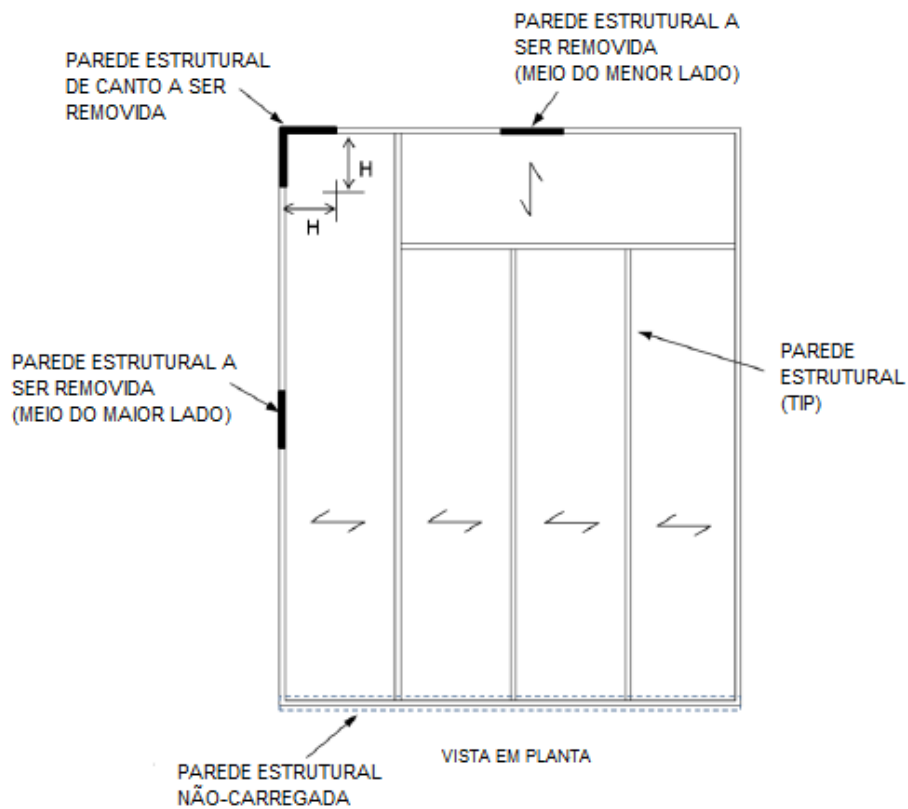


Figura 4.6 – Locais de remoção das paredes estruturais externas (adaptado de GSA, 2013)

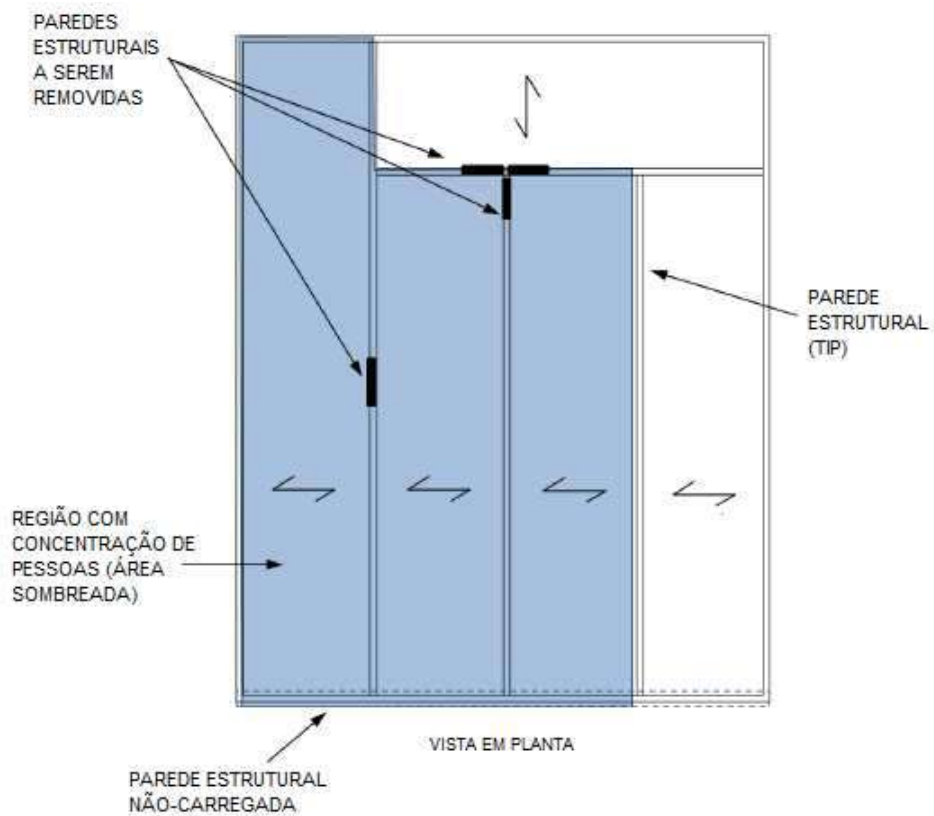


Figura 4.7 – Locais de remoção das paredes estruturais internas (adaptado de GSA, 2013)

Segundo a versão de 2013 das recomendações do GSA, onde foram feitas várias modificações com relação à edição de 2003, as ações F a considerar na análise linear estática da estrutura, com a retirada de cada pilar ou parede no pavimento térreo, dependem da posição do elemento removido (Figura 4.8) e são dadas pelas Equações 4.1 e 4.2. Nelas, a parcela $0,5Q_k$ pode ser substituída por 20% da carga relativa a neve. Vale ressaltar que o uso da análise estática linear é limitado aos casos de edifícios com 10 andares ou menos.

- Para os vãos adjacentes e acima do elemento removido (pilar ou parede estrutural) em todos os pisos:

$$F = 2 (1,2G_k + 0,5Q_k) \quad (4.1)$$

- Para os vãos afastados do elemento removido (pilar ou parede estrutural):

$$F = (1,2G_k + 0,5Q_k) \quad (4.2)$$

O fator 2 da Equação 4.1 representa o efeito dinâmico no fenômeno do colapso progressivo (fator de amplificação dinâmica) e o coeficiente 0,5 leva em conta a baixa probabilidade da atuação de toda carga variável considerada em projeto quando do colapso de um elemento.

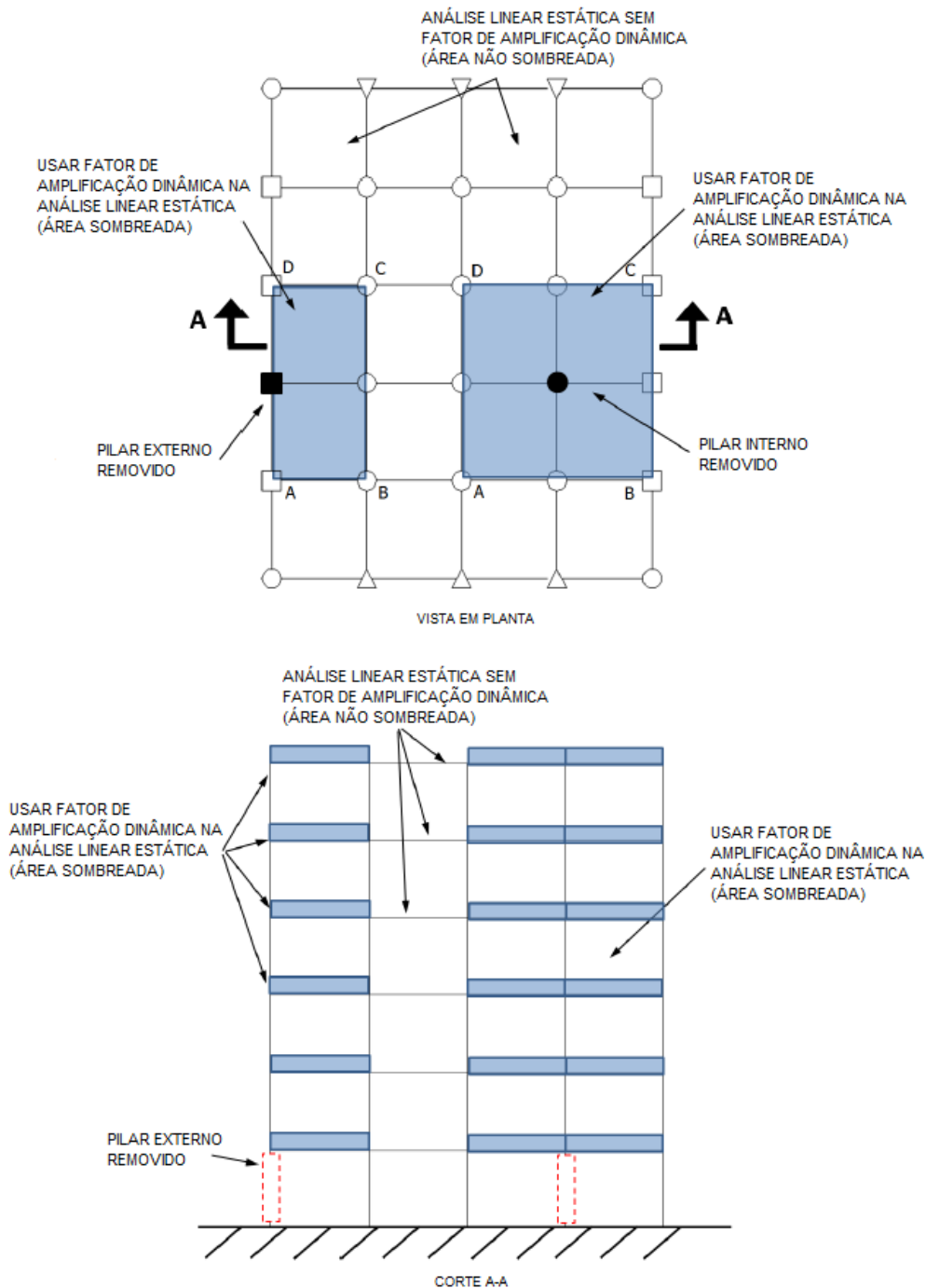


Figura 4.8 – Localização das cargas a considerar quando da remoção de elementos e análise linear estática - elemento externo à esquerda e interno à direita (adaptado de GSA, 2013)

Ao retirar um elemento estrutural vertical, o colapso provocado deve ser limitado. Normalmente, a área aceitável de colapso é baseada no vão estrutural. No entanto, estruturas com grandes vãos resultariam em grande área de colapso aceitável, devendo, por isso, ser estabelecido algum limite. Os limites indicados pelo GSA (2013) são:

- Ao ser retirado um pilar externo: a área de colapso deve ser limitada aos vãos diretamente associados ao pilar removido, no andar e nos imediatamente acima, mas sem exceder 15% da área total do piso de cada um desses andares (Figura 4.9).
- Ao ser retirado um pilar interno: a área de colapso deve ser limitada aos vãos diretamente associados ao pilar removido, no andar e nos imediatamente acima, mas sem exceder 30% da área total do piso de cada um desses andares (Figura 4.9).

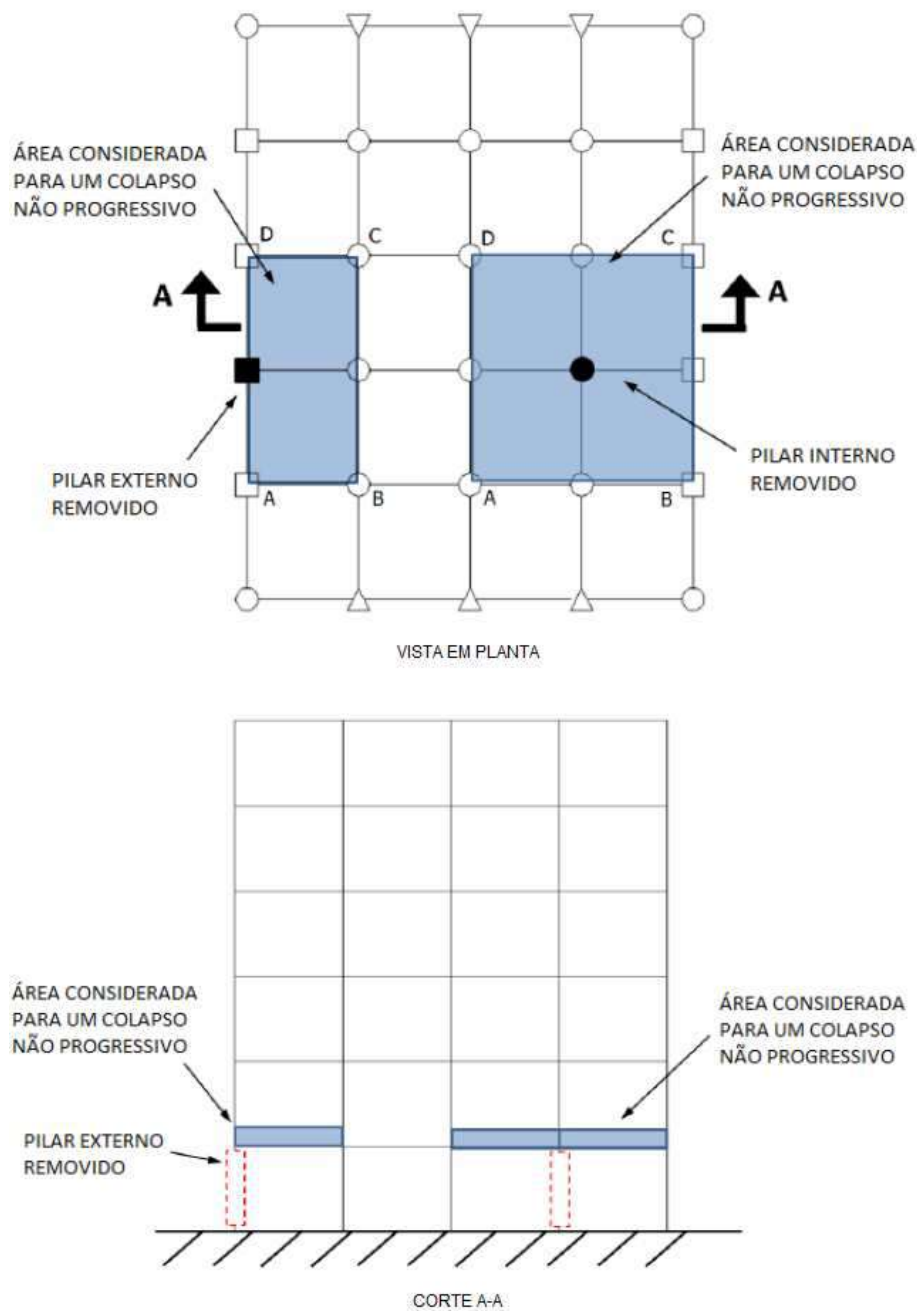


Figura 4.9 – Áreas de colapso aceitáveis para não consideração de colapso progressivo (adaptado de GSA, 2013)

Ao examinar os resultados da análise linear estática do MCAC com a perda de um pilar ou parede estrutural, é possível avaliar seu impacto nos demais elementos estruturais relativos à redistribuição de esforços, por meio da Relação Demanda-Capacidade (RDC) indicada na Equação 4.3.

$$RDC = \frac{S}{R} \quad (4.3)$$

Onde: RDC = Relação entre esforços solicitantes demandado e resistente

S = esforço solicitante decorrente da retirada do elemento

R = capacidade resistente do elemento

Se a estrutura tiver geometria regular, a análise linear estática pode ser realizada. Caso a estrutura tenha irregularidades como desvios nos elementos verticais principais, vigas de transição, vãos muito diferentes adjacentes aos pilares e vigas adjacentes aos pilares com alturas muito diferentes (relação entre rigidez e resistência menor que 0,5), paredes curvas e RDC > 2 em algum elemento, a análise linear elástica deve ser descartada, passando-se para outro tipo de análise.

4.2.2 DOD (2016)

Várias têm sido as modificações do *U. S. Department of Defense - DoD (Unified Facilities Criteria)* ao longo do tempo, sendo de 2016 a mais recente versão.

As primeiras publicações de recomendações GSA e DOD divergiam em diversos pontos, tais como: a extensão máxima do dano que caracterizava um colapso progressivo, a classificação das edificações quanto ao risco do colapso, o local da remoção dos elementos estruturais no MCAC e as cargas a considerar nas análises estáticas e dinâmicas. Em suas últimas versões (GSA de 2013 e DOD de 2016), entretanto, as diferenças entre elas são menores.

Segundo DOD (2016), as edificações são classificadas em categorias de risco e os procedimentos de projeto de suas estruturas a adotar dependem dessa classificação. As edificações com pouca ocupação (risco baixo) não precisam atender a condições específicas quanto ao colapso progressivo, enquanto que as de maior risco devem ser providas de sistema de amarrações ou analisadas pelo Método dos

Caminhos Alternativos de Carga e ter aumento de resistência em pilares e paredes do andar térreo (Método da Resistência Local Específica).

Com relação à extensão dos elementos, o comprimento do pilar removido deve ser igual à altura livre entre as restrições laterais. Para as paredes estruturais, o comprimento a ser retirado tem de ser igual à duas vezes a altura livre da parede entre as restrições laterais. No caso das paredes de canto, o comprimento removido é igual à altura livre em cada direção.

A recomendação dos locais em planta dos elementos a serem removidos é a mesma do GSA (2013) (Figura 4.4, Figura 4.5, Figura 4.6 e Figura 4.7). O que distingue as duas publicações neste ponto é em qual pavimento essas remoções acontecem. Enquanto o GSA (2013) indica a remoção dos elementos no térreo, o DOD (2016) propõe a retirada em outros andares, a depender do tipo de pilar ou parede estrutural em questão (se externo ou interno).

Para pilares e paredes externos, a retirada dos elementos deve ocorrer no:

- 1) Primeiro andar acima do nível do terreno;
- 2) Andar diretamente abaixo da cobertura;
- 3) Andar a meia altura do edifício;
- 4) Andar acima do local onde há mudança na seção do pilar ou da parede.

Nos edifícios com estacionamento subterrâneo e com área sem acesso controlado de público (maior concentração de pessoas), os pilares e paredes internos devem ser removidos apenas nesses pavimentos até o andar imediatamente superior.

As restrições para adoção da análise linear estática de acordo com a relação demanda-capacidade, as equações dos carregamentos a serem considerados e os critérios para definição de uma estrutura irregular são os mesmos das recomendações do GSA (2013).

Nas versões anteriores do UFC 4-023-03, órgão responsável pela publicação do DOD, os limites aceitáveis para os danos estruturais decorrentes da remoção de pilares ou paredes estruturais era de 15% e 30% da área do piso para elementos externos e internos, respectivamente. Na publicação vigente, esses critérios foram retirados e nenhum dano para o piso é permitido. Os vãos acima do elemento removido têm de ser dimensionados para não falharem.

4.3 ITENS DE NORMAS

4.3.1 EN1991-1-7:2006 E EN1990:2002+A1:2005

A EN 1991 (*Eurocode 1: Actions on Structures*), apesar de tratar das ações nas estruturas, não aborda especificamente as ações excepcionais causadas por explosões ou atentados terroristas. De acordo com o EN 1991-1-7:2006 (*General actions – Accidental actions*), as estratégias a serem adotadas no sentido de evitar o colapso progressivo são as mostradas na Figura 4.10, que dependem da identificação ou não das possíveis ações excepcionais.

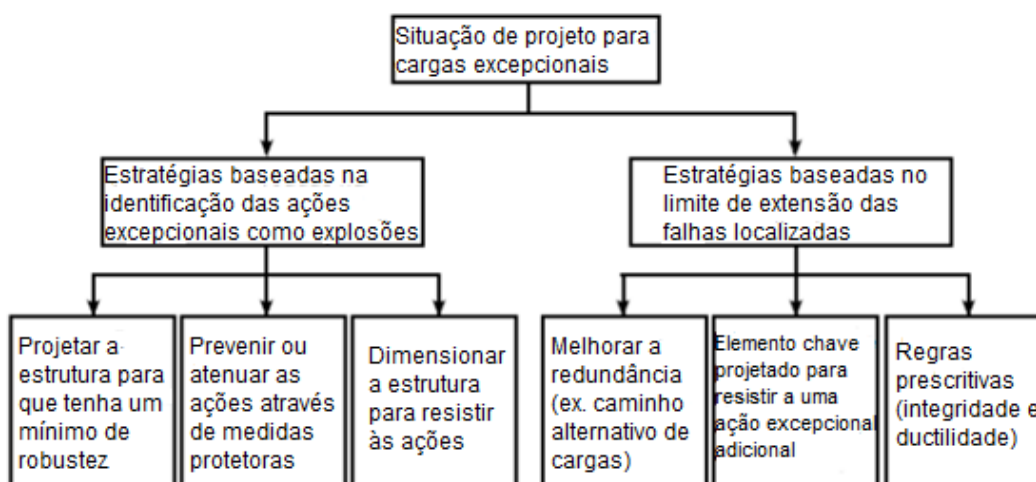


Figura 4.10 – Estratégias para situações de projeto com ações excepcionais
(adaptado de EN 1991-1-7:2006, item 3.1)

Os danos potenciais podem ser evitados ou minimizados a partir de escolhas apropriadas na concepção da estrutura tais como: evitar riscos aos quais a estrutura possa estar submetida, optar por um sistema estrutural que possa resistir à remoção de um elemento individual, evitar sistemas estruturais que entrem em colapso sem aviso e prover a estrutura de amarrações entre seus elementos.

A EN1990:1992+A1:2005, anexo B, define as estratégias de projeto de estruturas em função de três classes de consequências:

- CC1 – baixa consequência de perdas de vidas humanas ou econômicas; consequências sociais ou ambientais pequenas ou desprezíveis.
- CC2 – média consequência de perdas de vidas humanas ou econômicas; consequências sociais ou ambientais consideráveis.

- CC3 – alta consequência de perdas de vidas humanas ou econômicas; consequências sociais ou ambientais muito grandes.

Cada classe de consequência pode ser associada a diferente índice de confiabilidade recomendado (estado limite último) e a diferente nível de verificação de projeto e de execução.

Segundo o Anexo A da EN1991-1-7:2006, essas classes podem ser relacionadas aos tipos de edificação e de ocupação do seguinte modo:

- Classe CC1:

Casas de ocupação individual com até 4 andares;

Edifícios raramente ocupados por pessoas, desde que fiquem a uma distância maior que uma vez e meia a sua altura de edifícios ou áreas onde há pessoas.

- Classe CC2a (risco menor):

Casas de ocupação individual com 5 andares;

Hotéis, edifícios residenciais ou de escritórios de até 4 andares.

- Classe CC2b (risco maior):

Hotéis e edifícios residenciais com mais de 4 andares, mas não mais que 15;

Escolas com até 15 andares;

Locais de comércio com mais de 3, mas não mais que 15 andares;

Hospitais com até 3 andares;

Locais de escritórios com mais de 4, mas não mais de 15 andares;

Todas edificações com áreas entre 2000m² e 5000m² em cada andar onde o público é admitido;

Edifícios-garagem com até 6 andares.

- Classe CC3:

Todos edifícios não enquadrados nas classes CC2a e CC2b, bem como construções que abrigam um número significativo de pessoas;

Estádios com capacidade para mais de 5000 pessoas;

Edificações com substâncias ou processos perigosos.

Para cada classe, são recomendadas estratégias de projeto que deverão prover as estruturas de aceitável nível de robustez, fazendo-as capazes de sustentar rupturas localizadas sem nível desproporcional de colapso.

No caso de edificações CC1, é preciso apenas atender aos requisitos mínimos indicados pelas normas de projeto europeias para satisfazer estabilidade sob uso normal. Não há necessidade de considerar ações excepcionais de causas não identificadas. As edificações CC2a devem ser providas de tirantes horizontais e de ancoragens efetivas de pisos suspensos em paredes, enquanto as CC2b devem ter tirantes horizontais e verticais e ser verificadas para que a remoção de algum elemento estrutural não acarrete danos excedendo limites estabelecidos. Já para as CC3 deve ser feita análise de risco levando em consideração perigos previsíveis ou imprevisíveis.

4.3.2 MC 2010 (FIB, 2013)

O Código Modelo 2010 para estruturas de concreto (*FIB Model Code for Concrete Structures 2010*) objetiva servir de base para outras normas e enfatiza a importância da verificação ao colapso progressivo na segurança das estruturas, cuja vida útil de projeto é estipulada em 50 anos.

No item 7.3.5, sobre punção, é mencionado que em lajes apoiadas diretamente em pilares, a falha em um pilar pode ser propagada para pilares adjacentes, ocasionando colapso do restante da estrutura. Para evitar que isto aconteça é necessário aumentar a capacidade de deformação de zonas potenciais de falhas de modo a permitir a redistribuição das forças internas. O item 7.3.5.6 indica as armaduras a usar em lajes sem armadura transversal, mostradas na Figura 4.11, que objetivam evitar o colapso progressivo.

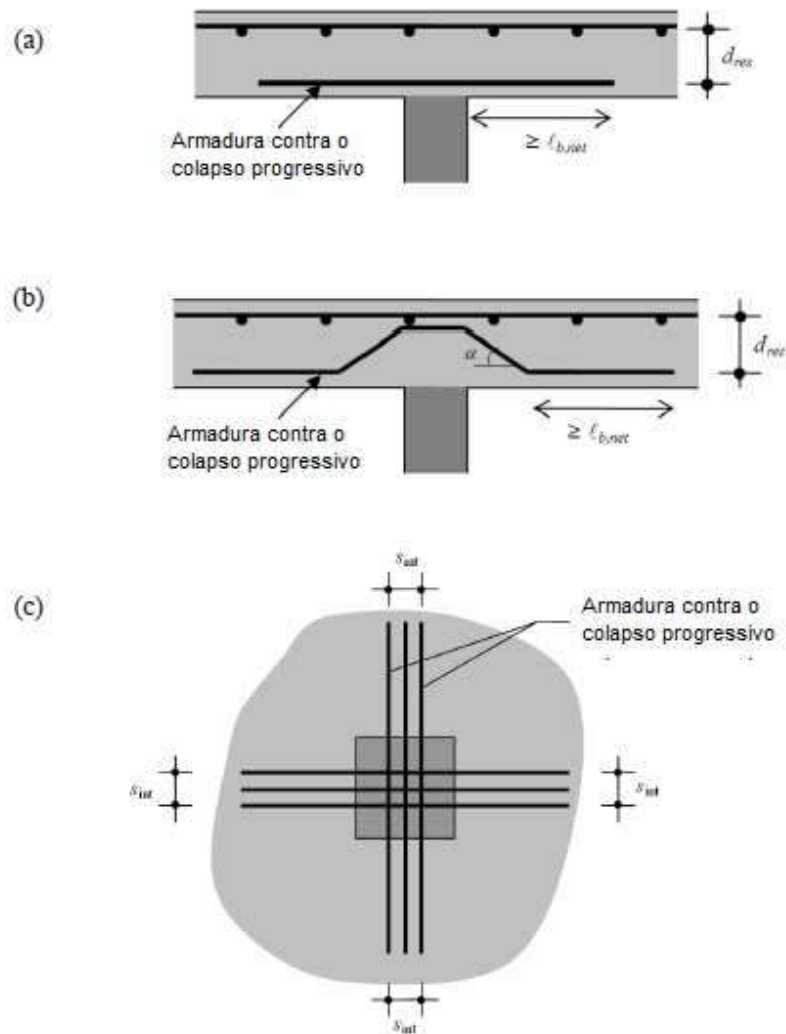


Figura 4.11 – Esquemas de armadura para prevenção do colapso progressivo: a) barras retas; b) barras dobradas; c) disposição das armaduras em planta (adaptado de FIB, 2013)

A armadura adicional contra o colapso progressivo deve ser composta de pelo menos quatro barras posicionadas sobre o pilar na região de compressão da laje. Tais barras devem ter diâmetro menor que ou igual a $0,12d_{res}$, onde d_{res} é a distância entre o centróide da seção da armadura de flexão e o centróide da seção dessa armadura adicional (Figura 4.11).

A resistência pós-punção provida pela armadura contra o colapso progressivo é dada pela Equação 4.4 e depende da área da seção (ΣA_s), da tensão de escoamento de cálculo (f_{yd}) e da ductilidade dessa armadura (definida pela razão característica entre a resistência à tração e a tensão de escoamento $(f_t/f_y)_k$, do ângulo pós-punção entre as barras de aço e o plano da laje (α_{ult} , definido em função da ductilidade da armadura), da altura efetiva da laje e do perímetro de controle ativado pela armadura

adicional depois da punção b_{int} , dado pela equação 4.5, onde s_{int} é a largura da faixa onde se encontra a armadura (Figura 4.11).

$$V_{Rd} = \sum A_s f_{yd} (f_t/f_y)_k \text{sen } \alpha_{ult} \leq \frac{0,5\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} d_{res} b_{int} \quad (4.4)$$

$$b_{int} = \sum \left(s_{int} + \frac{\pi}{2} d_{res} \right) \quad (4.5)$$

O colapso progressivo é focado também no item 7.4.2, que trata das cargas causadas por impacto e explosão, que são cargas dinâmicas que provocam elevadas taxas de deformações. Neste caso, o MC 2010 recomenda duas opções para projetar a estrutura levando em conta uma eventual falha:

- Prever caminhos alternativos de carga de acordo com a magnitude dos carregamentos aos quais a estrutura possa estar submetida. Isto só leva a um dimensionamento seguro se esses carregamentos puderem ser quantificados com suficiente acurácia;
- Identificar as possíveis áreas de ruptura e garantir que não ocorra colapso progressivo. O dano local é aceitável, mas o colapso total da estrutura tem que ser evitado.

Na seção 7.9.2, o MC 2010 aborda os métodos específicos que melhoram a robustez da estrutura, seja pela criação de caminhos alternativos de carga ou pelo chamado “projeto de capacidade”.

No primeiro caso, são previstos dois procedimentos que verificam a redundância do sistema estrutural: refinado e simplificado. No refinado, os efeitos de ações excepcionais previstas, como impacto ou explosão, são simulados para diferentes cenários, os danos estruturais nos elementos são verificados e a estabilidade do restante da estrutura é avaliada. No simplificado, é considerado que qualquer componente estrutural relevante para a capacidade portante da estrutura possa perder sua função e, então, é verificado se a parte remanescente da edificação suporta as cargas de ocorrência frequente advindas dos caminhos alternativos de cargas, com um nível de confiabilidade definido, durante um relativo curto período de tempo necessário para mobilizar os usuários da estrutura e/ou para realizar os reparos ou reforços necessários.

O “projeto de capacidade” assegura uma hierarquia de resistência dos componentes estruturais e de modos de ruptura, promovendo as rupturas dúcteis e evitando as frágeis, e dimensionando os elementos para as deformações plásticas neles induzidas pelas ações de projeto.

4.3.3 ABNT NBR 6118:2014

A ABNT NBR 6118 (2014) cita o colapso progressivo de maneira sumária em apenas três itens. No 10.3 - Estados-limites últimos (ELU), indica que as estruturas de concreto armado devem ser verificadas em relação ao estado-limite último de colapso progressivo, sem mencionar como realizar essa verificação.

O item 19.5.4, referente a lajes lisas, menciona que, para garantir a ductilidade local e a conseqüente proteção contra o colapso progressivo, a armadura de flexão inferior que atravessa o contorno C deve estar suficientemente ancorada além do contorno C' ou C'', conforme mostrado na Figura 4.12. O somatório das áreas das barras que cruzam cada uma das faces do pilar, multiplicado pela resistência de escoamento de cálculo do aço, deve ser maior ou igual à 1,5 vezes a reação no pilar como indica a Equação 4.6.

$$f_{yd}A_{s,ccp} \geq 1,5F_{sd} \quad (4.6)$$

Os contornos C, C' e C'' são mostrados nas Figura 4.13 e Figura 4.14, nas quais a letra d é a altura útil e l_b o comprimento de ancoragem básico.

C → Contorno da área de aplicação da carga

C' → Contorno crítico, externo e distante 2d do contorno C, no plano da laje

C'' → Contorno afastado 2d do último contorno de armadura

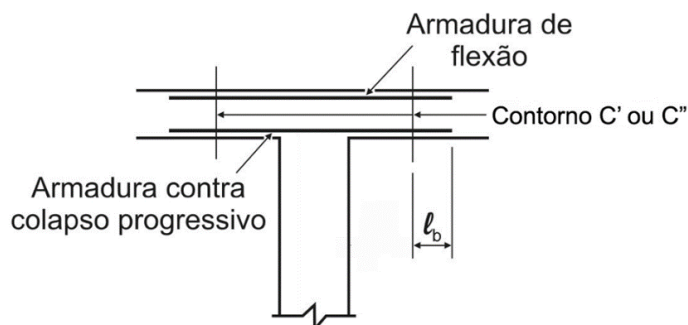


Figura 4.12 – Armadura contra colapso progressivo (ABNT NBR 6118, 2014)

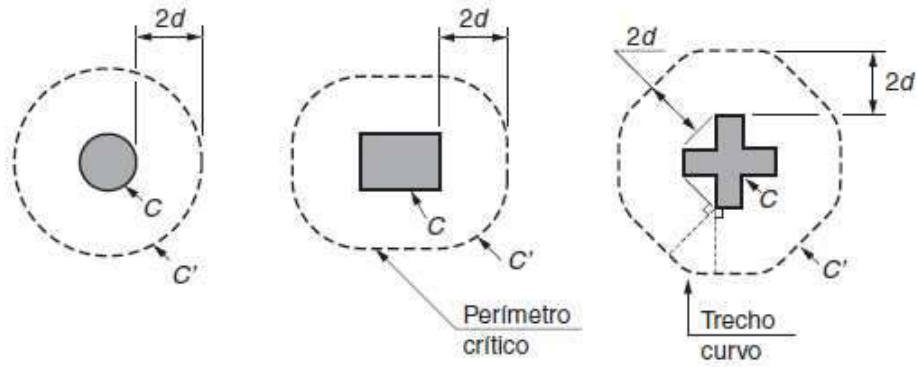


Figura 4.13 – Definição do contorno C' para pilares internos (ABNT NBR 6118, 2014)

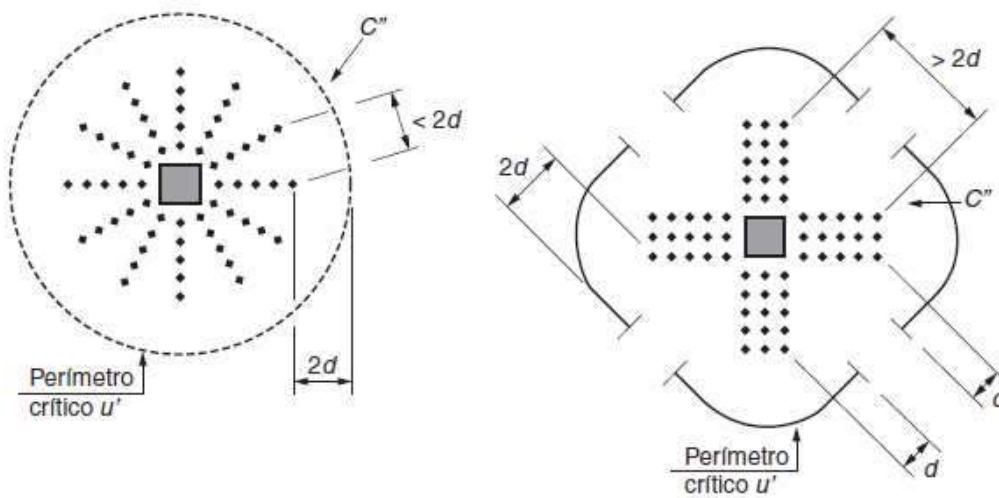


Figura 4.14 – Definição do contorno C'' considerando duas disposições de armadura de punção (ABNT NBR 6118, 2014)

Por fim, o item 20.3 - Lajes sem vigas - no que diz respeito ao detalhamento de lajes com armadura passiva, indica a colocação de pelo menos duas barras inferiores passando continuamente sobre os apoios, respeitando-se a armadura contra colapso progressivo (Figura 4.15).

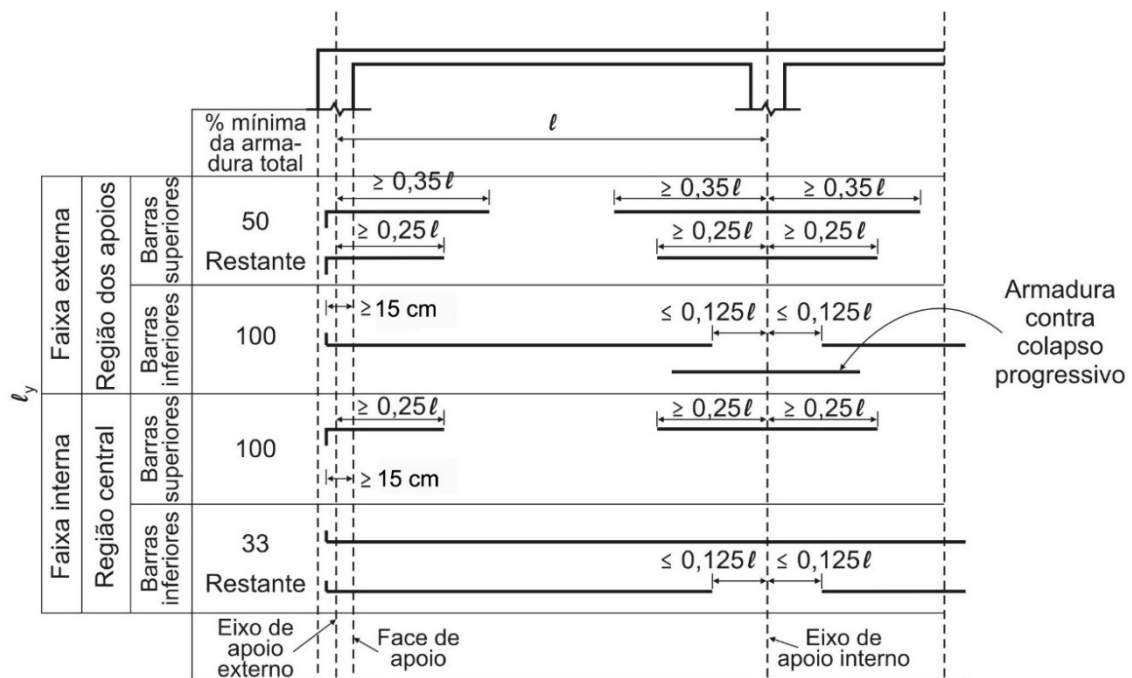


Figura 4.15 – Detalhamento da armadura contra colapso progressivo em lajes sem vigas (ABNT NBR 6118, 2014)

Essas são as únicas menções do termo colapso progressivo na norma brasileira de concreto, sem maiores esclarecimentos do que seja exatamente esse fenômeno e sua importância. As citações apenas reforçam que há uma relação direta entre a ductilidade da estrutura e o colapso progressivo.

4.3.4 ACI 318-14

O item 4.10 da ACI 318-14, sobre integridade estrutural, é o que mais se relaciona ao colapso progressivo. Nele, é mencionado que armaduras e ligações devem ser detalhadas de maneira a melhorar a redundância e a ductilidade estrutural, para que, no caso de dano de elemento de apoio relevante ou de cargas anormais, as consequências sejam localizadas e a estrutura tenha grande probabilidade de manter a estabilidade global. Em outros itens, encontram-se recomendações que visam a integridade estrutural.

Os itens 8.7.4.1 e 8.7.4.2 abordam o detalhamento de armaduras das lajes de concreto armado apoiadas em pilares. Todas as barras inferiores que estiverem dentro da faixa que contém os pilares (largura de $0,25L$ para cada lado do eixo do pilar, onde L é o vão), em cada direção, devem ser contínuas e emendadas mecanicamente ou por solda. Pelo menos duas dessas barras, em cada direção, devem passar dentro da

região delimitada pelas armaduras longitudinais dos pilares e serem ancoradas nos apoios externos. A disposição e comprimentos das armaduras são indicados pela Figura 4.16.

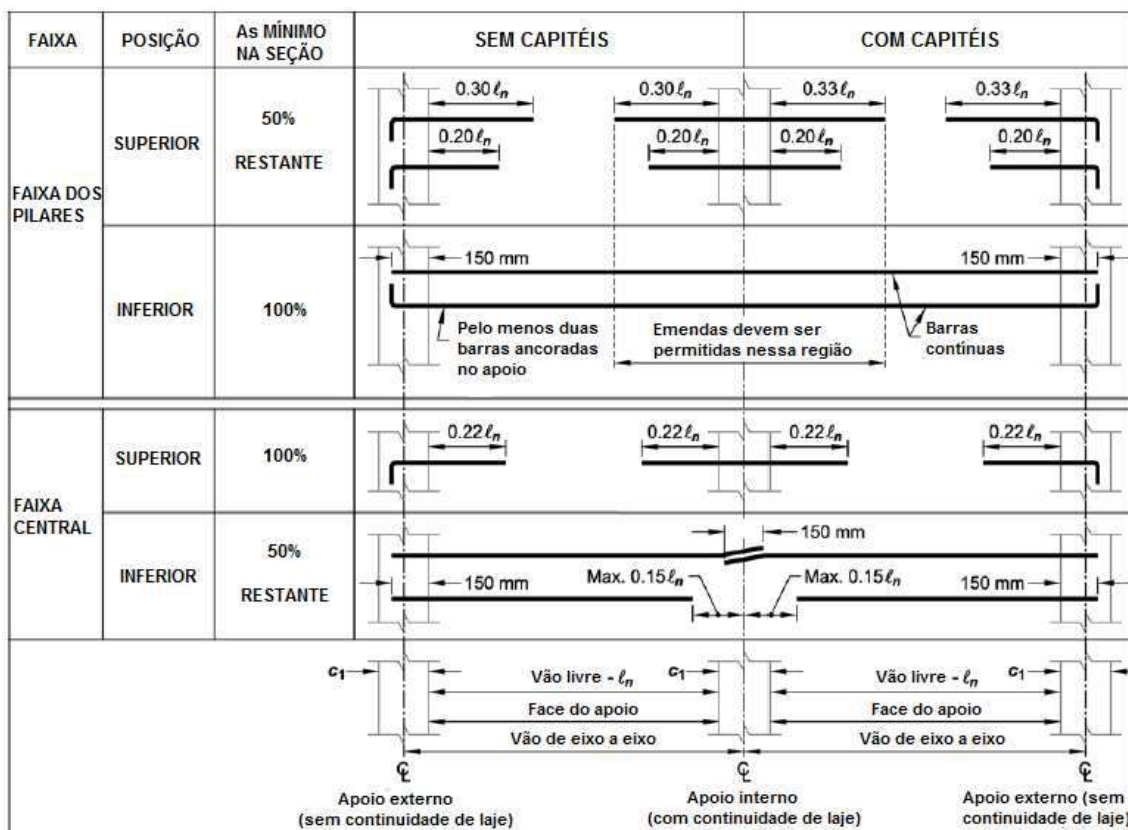


Figura 4.16 – Disposição das armaduras contra colapso progressivo nas lajes de concreto armado apoiadas em pilares (ACI 318-14)

O item 8.7.5.6, sobre o detalhamento de armaduras das lajes protendidas apoiadas em pilares, cita que pelo menos duas cordoalhas com diâmetro igual ou superior a 12,7mm devem ser posicionadas sobre o pilar nas duas direções, podendo elas atravessarem a região delimitada pelas armaduras longitudinais dos pilares ou serem ancoradas em tal região. Lajes protendidas sem essa armadura ativa sobre os pilares são permitidas, desde que ela seja substituída por armadura passiva, em cada direção, com área de seção mínima que atenda as Equações 4.7 e 4.8, posicionada na região delimitada pelas armaduras longitudinais dos pilares e ancorada em apoios externos.

$$A_s = \frac{0,37\sqrt{f_c}b_w d}{f_y} \quad (4.7)$$

$$A_s = \frac{2,1b_w d}{f_y} \quad (4.8)$$

onde b_w é a largura da face do pilar onde as armaduras passam.

Para as vigas periféricas moldadas *in loco*, o item 9.7.7.1 recomenda que pelo menos 1/4 da armadura positiva (no mínimo duas barras) e 1/6 da armadura negativa (no mínimo duas barras) sejam contínuas e que essas armaduras longitudinais sejam envolvidas por estribos ao longo de seu comprimento. Essas recomendações são também dadas para as vigas não-periféricas (item 9.7.7.2), a menos da relativa à armadura negativa. No item 9.7.7.5, é indicado que, em caso de necessidade de emenda das barras longitudinais contínuas, a da armadura positiva seja feita nas proximidades do apoio e a da armadura negativa perto do meio do vão.

5 CASOS DE DESABAMENTOS TOTAIS OU PARCIAIS DE EDIFICAÇÕES EM CONSTRUÇÃO

A seguir são descritos casos de colapso progressivo em estruturas de edifícios em construção ou já concluídas, mas sem estarem em serviço, tanto no Brasil quanto em outros países. Sempre que possível, a coleta dos dados foi realizada em laudos técnicos. No caso de indisponibilidade de laudos, tentou-se verificar as informações a partir de comparações entre o que foi encontrado em diferentes fontes como reportagens de jornais e revistas.

5.1 BRASIL

5.1.1 EDIFÍCIO SÃO LUIZ REI – RIO DE JANEIRO (1958)

O edifício São Luiz Rei, localizado na Rua Figueiredo Magalhães em Copacabana no Rio de Janeiro, era propriedade do Asilo São Luiz e tombou sobre três outros prédios em janeiro de 1958, destruindo-os completamente. Não houve vítimas fatais uma vez que a edificação já estava condenada e isolada, sendo o desabamento, inclusive, transmitido ao vivo pelos meios de comunicação e com muito público no local (JORNAL DIÁRIO DA NOITE, 1958).

A edificação de concreto armado possuía um pavimento de garagem no subsolo ocupando toda área do terreno e mais 11 andares ocupando metade da projeção do terreno. O prédio já estava com a estrutura finalizada e na fase de acabamento, quando começou a se inclinar em direção às casas localizadas na Rua Décio Vilares e à Praça Edmundo Bittencourt, levando a estrutura ao colapso mostrado na Figura 5.1. Essa inclinação acentuada ocorreu devido aos recalques diferenciais significativos na parte de trás do prédio (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998).

O primeiro sinal da possibilidade de ruína ocorreu no ano anterior ao desabamento, quando foi evidenciado um leve movimento da estrutura. Esse deslocamento foi considerado na ocasião como parte do processo de acomodação natural do terreno. Apurou-se na época que a parte do prédio que ficava no fundo do terreno sofria variações nas cotas originais de projeto. Por meio de instrumentos de precisão foi constatado um recalque diferencial de 2mm por dia nos dois dias anteriores ao acidente (JORNAL DIÁRIO DA NOITE, 1958).

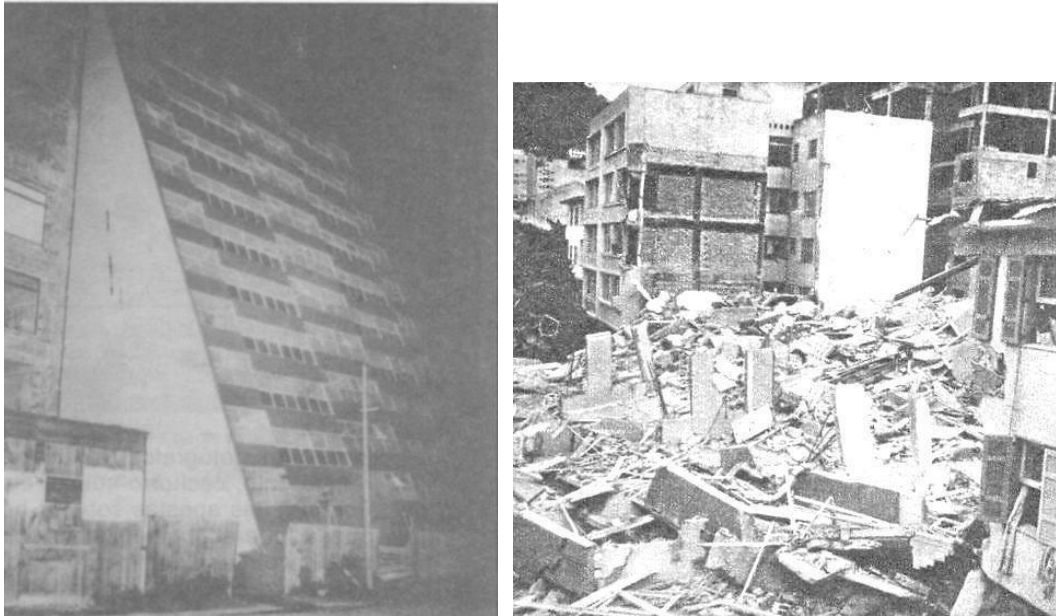


Figura 5.1 – Edifício São Luiz Rei inclinado antes e depois do desabamento (DECOURT, 2008)

Nesta altura, já estava claro que se tratava de problemas nas fundações do prédio, que eram constituídas de 11 estacas Simplex e 68 estacas Duplex com 21m de comprimento e cargas de trabalho de até 400kN e 910kN, respectivamente. A planta de fundações da estrutura e o método de execução das estacas Simplex são apresentados na Figura 5.2 e na Figura 5.3, respectivamente. As estacas Duplex foram executadas repetindo-se a execução de uma Simplex sobre ela mesma ainda com o concreto fresco, obtendo-se, assim, estacas com diâmetro maior e, por conseguinte, com maior capacidade de carga.

As sondagens no local indicaram uma camada de argila orgânica muito mole com 15m de profundidade, seguida de uma sucessão de camadas arenosas a argilo-arenosas, de compactidade ou consistência média, até uma profundidade de cerca de 29m. Daí até o final das sondagens a 42m de profundidade, o solo era arenoso, compacto a muito compacto. As sondagens também caracterizaram um solo não residual e um nível superficial do lençol freático (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998).

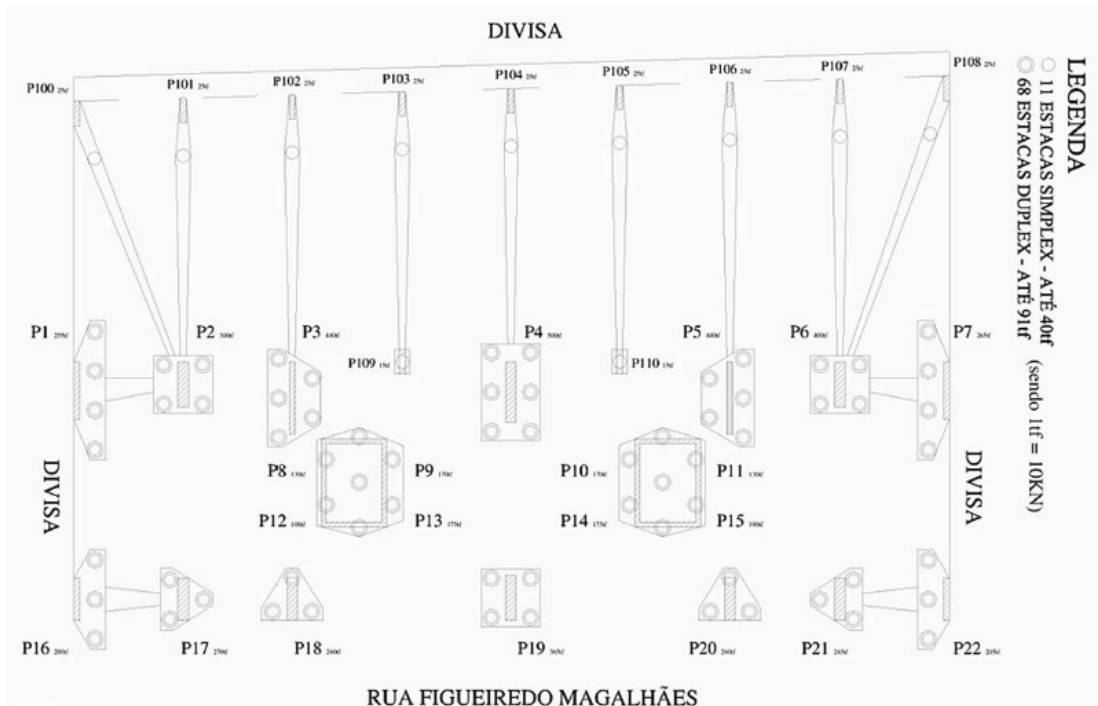


Figura 5.2 – Planta de fundação do Edifício São Luiz Rei (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998)

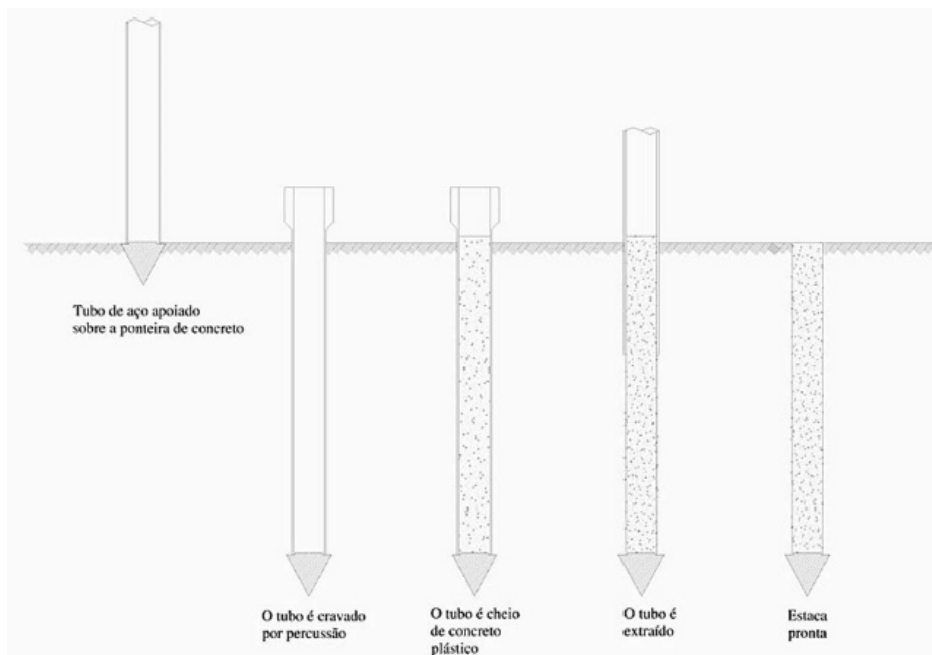


Figura 5.3 – Etapas de execução de uma estaca Simplex (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998)

De acordo com o JORNAL DIÁRIO DA NOITE (1958), rachaduras começaram a aparecer no edifício chamando a atenção de quem passava no local cinco dias antes da tragédia. Alguns testes foram feitos por especialistas e tudo já levava a crer que a estrutura não demoraria a ruir. Na expectativa de salvar o prédio, ainda se pensou em

tentar reforçar as fundações, escavando os blocos executados, aumentando-os e cravando estacas tipo Mega com ao menos 25m de comprimento, mas isso acabou não sendo feito em virtude da alta velocidade de aumento da inclinação do prédio. A ocorrência de um forte estalo foi o sinal de alerta para que os trabalhadores abandonassem o prédio, que veio a ruir momentos depois.

Concluiu-se que o tipo de fundação adotada não era adequado para terrenos com camadas de argila muito mole, já que estacas Simplex e Duplex não eram armadas e a extração do tubo se torna uma operação extremamente delicada, sobretudo num terreno que pode ser capaz de exercer forte empuxo horizontal e, conseqüentemente, provocar estrangulamento nos fustes das estacas (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998). Além disso, as estacas deveriam ter tido maior comprimento para que atingissem camadas de solo mais resistentes. Vale ressaltar que os prédios vizinhos com o mesmo gabarito do edifício São Luiz Rei tinham fundação de estacas com 27m de comprimento (JORNAL DIÁRIO DA NOITE, 1958).

5.1.2 EDIFÍCIO COMURBA – PIRACICABA, SÃO PAULO (1964)

Na tarde de 6 de novembro de 1964, um prédio de 15 andares em fase de acabamento, considerado na época uma das mais arrojadas obras de engenharia por seu formato em “s”, desabou repentinamente e cobriu de poeira a região central de Piracicaba, em São Paulo. A queda do Edifício Luiz de Queiroz, mais conhecido como Comurba, sigla da Companhia de Melhoramentos Urbanos, deixou 54 mortos e mais de uma dezena de feridos. A queda do Comurba acabou sendo um marco e até hoje é apontado como o primeiro grande acidente da engenharia nacional (TOMAZELA, 2014).

A construção abrigaria escritórios, lojas, apartamentos e até um cinema recém-inaugurado que ficava anexo ao prédio. A estrutura do Comurba foi projetada inicialmente para suportar 12 andares e uma caixa d’água. No decorrer da obra, os responsáveis pelo empreendimento resolveram acrescentar mais três andares à estrutura (VASCONCELOS, 1998). Com 15 pavimentos, o edifício passou a ter 40m de altura e 22000m² de área construída, tornando-se o maior do interior do Brasil até então (TOMAZELA, 2014). A Figura 5.4 e a Figura 5.5 mostram as fotos do Edifício Comurba antes e depois do acidente, respectivamente.



Figura 5.4 – Edifício Comurba antes do colapso (TOMAZELA, 2014)



Figura 5.5 – Vista parcial do Edifício Comurba após o colapso (VASCONCELOS, 1998)

O prédio, quase concluído, com dimensões de aproximadamente 10,2m de largura e 83m de comprimento, era dividido ao meio por uma junta de dilatação. No dia da tragédia, a parte reservada a 54 apartamentos e 6 lojas foi ao chão em alguns segundos. Sobrou pouco menos que a metade do conjunto contendo um clube, salas de escritórios e uma galeria de lojas. Na parte subterrânea, uma área reservada para estacionamento também foi destruída (VASCONCELOS, 1998).

A estrutura era composta por vigas, pilares e lajes de concreto armado. As extremidades do prédio eram constituídas, até certa altura, por uma parede maciça de concreto, sem aberturas. Para compor a fachada lateral, foi previsto um grande vazio em forma de V invertido na base, criando uma abertura que abrangia os primeiros andares, como mostra a maquete da Figura 5.6. Essa parede lateral tinha apenas duas regiões de apoio no nível do térreo (teto da garagem), formando um grande pórtico, que precisaram ser executadas em aço, face à concentração de tensões nelas existentes. Essas regiões de apoio da parede foram chamadas de "pés-de-ferro" (VASCONCELOS, 1998).



Figura 5.6 – Maquete do Edifício Comurba contemplando a fachada lateral com os pés-de-ferro (PELOSI, 2015)

A investigação para descobrir as causas do acidente começou com o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) de São Paulo que, ao analisar as peças encontradas nos escombros, descartou de imediato algumas hipóteses, já que as resistências do concreto e das amostras de aço se mostraram satisfatórias. Após a análise de alguns especialistas, chegou-se à conclusão que as duas situações descritas por VASCONCELOS (1998) podem ter sido as principais causadoras do desabamento.

A primeira hipótese é que os pilares P40 e P47, situados no limite lateral do edifício (Figura 5.7) onde se encontravam os pés-de-ferro, sofreram uma rotação no sentido anti-horário ocasionando a perda de estabilidade da estrutura. Estes pés-de-ferro eram maciços, com 21cm de espessura e cerca de 2,0m de altura, com sua superfície superior levemente inclinada para que pudessem receber as barras de aço que foram colocadas nos pilares (seção variável, afunilando-se na base). Foram

previstos nos pés-de-ferro furos de 25mm de diâmetro, rosqueados, para atarrachar as barras de mesmo diâmetro.

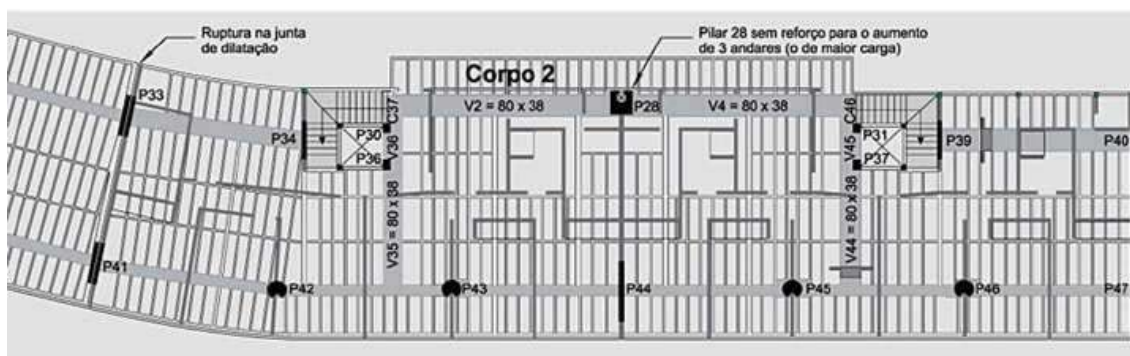


Figura 5.7 – Planta do pavimento tipo do Edifício Comurba (VASCONCELOS, 1998)

Essa suposição surgiu porque, ao serem removidos os escombros, notou-se que o pé-de-ferro do pilar P40 havia caído dentro do sub-solo e o do P47 fora lançado para o lado oposto, como indica o esquema da Figura 5.8. A posição do pé-de-ferro do P47, caído na área externa, mostrava que a maioria das barras havia rompido na seção da interface, ou seja, as barras foram efetivamente solicitadas à tração e, portanto, havia boa aderência entre concreto e aço. Já o pé-de-ferro do P40 não apresentava nenhuma barra rompida e sim uma porção de ferros retorcidos, provando não ter havido boa aderência entre concreto e aço. Provavelmente, a existência de grandes vazios internos teria causado a instabilidade das barras junto ao pé-de-ferro, dobrando o pilar no formato de um joelho. Portanto, os pilares P40 e P47, ao perderem a sustentação, arrastaram o restante da estrutura até o limite da junta de dilatação.

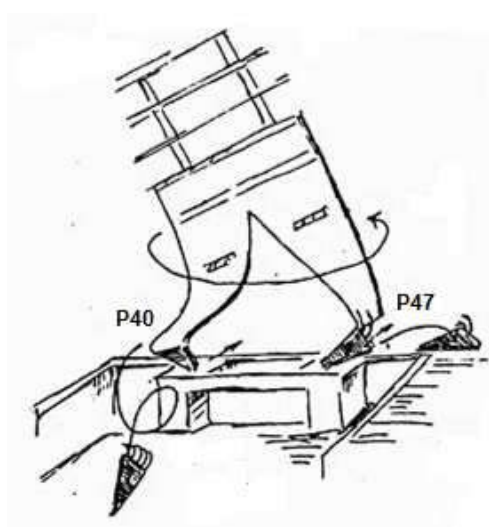


Figura 5.8 – Esquema que explica um dos possíveis mecanismos de colapso do Edifício Comurba (VASCONCELOS, 1998)

A outra hipótese indicada pelos especialistas foi a ruína ter se iniciado no pilar P28, que não teve qualquer reforço diante do acréscimo de carga provocado pela adição dos três pavimentos não previstos inicialmente. Esse pilar era o apoio central de uma viga contínua (V2-V4) simétrica de dois tramos de 8,70m e com seção transversal de 80cmx38cm (Figura 5.7). Os apoios extremos da viga ficavam em um balanço de cerca de 1,0m de outras vigas (C37 e C46) também com largura de 80cm, configurando um consolo. A viga contínua provocava torção no consolo, que não possuía armadura transversal suficiente para esse tipo de solicitação. Análises posteriores indicaram que as rotações nos extremos da viga alcançaram valores até três vezes a capacidade de rotação por torção do consolo. A partir da ruptura por cisalhamento dos apoios extremos da viga V2-V4, toda a carga foi transferida para o apoio central (P28), que não foi capaz de suportá-la.

5.1.3 EDIFÍCIO RAIMUNDO FARIAS – BELÉM, PARÁ (1987)

No dia 13 de agosto de 1987, o Edifício Raimundo Farias, no bairro do Umarizal em Belém-PA, desabou matando 39 operários que trabalhavam na obra do prédio de 13 andares que estava na fase final de acabamento (Figura 5.9). O colapso repentino da estrutura de concreto armado ocorreu antes de sua utilização plena (PORTAL ORM, 2011).



Figura 5.9 – Escombros do edifício Raimundo Farias (PORTAL ORM, 2011)

O edifício era constituído de um pavimento estrutural sobre pilotis e mais doze pavimentos-tipo para apartamentos, além de cobertura com casa de máquinas e caixa d'água elevada. A estrutura foi construída sobre blocos de fundações e estacas metálicas com pontas de concreto. Os pilares foram projetados sem transições ao longo de toda a altura da estrutura, com cintamento no nível térreo sem laje armada de piso (BATTISTA e LOPES, 1987).

BATTISTA e CARVALHO (1998) identificaram outras características da estrutura:

- Os pavimentos-tipo não apresentavam vigamentos contínuos transversais, com exceção das vigas interligando os pilares centrais (do poço de elevadores e caixa de escadas) nem vigamento contínuo longitudinal, interligando os pórticos típicos ao núcleo estrutural;
- A concepção estrutural semi-aporticada com balanços ilustrada na Figura 5.10 resultava em desbalanceamento de momentos, transferidos por equilíbrio aos pilares em cada pavimento-tipo. Esses momentos nos pilares em todos os pavimentos eram voltados para o interior da estrutura;
- O núcleo estrutural, formado pela caixa de escadas e poço de elevadores, não era um núcleo resistente de contraventamento, já que era constituído por pilares de pouca rigidez;
- O primeiro pavimento estrutural não possuía em seu interior vigamento contínuo longitudinal e a estrutura de cobertura não apresentava vigamento rígido nos sentidos transversal e longitudinal para, em caso de ação do vento, aumentar a rigidez à flexão global da estrutura;
- O cintamento dos pilares junto aos blocos de fundação sobre estacas era inadequado e, para os pilares mais carregados, inexistente na direção longitudinal.

As sondagens indicaram uma camada de argila orgânica muito mole com profundidade entre 10m a 12m, seguida de uma camada de areia silto-argilosa de compactidade variável (pouco compacta a compacta) com 3m a 4m de profundidade. Sob a areia havia uma espessa camada de argila silto-arenosa rija. Por volta de 27m de profundidade surgia uma segunda camada de areia.

As fundações do edifício eram em estacas mistas compostas de perfis metálicos com uma ponteira de concreto de seção quadrada de 30cmx30cm e 3m de comprimento. As estacas tinham comprimentos cravados que variavam de 13,0m na frente do prédio a 15,6m nos fundos (sentido P3 a P8 mostrados na Figura 5.10).

Estes comprimentos indicavam que as estacas tinham suas ponteiros cravadas na camada de areia silto-argilosa abaixo da argila orgânica muito mole. As sondagens executadas no terreno indicaram uma compactidade menor da camada de areia no sentido dos fundos do prédio, o que justificou o aumento no comprimento das estacas neste mesmo sentido (BATTISTA e LOPES, 1987).

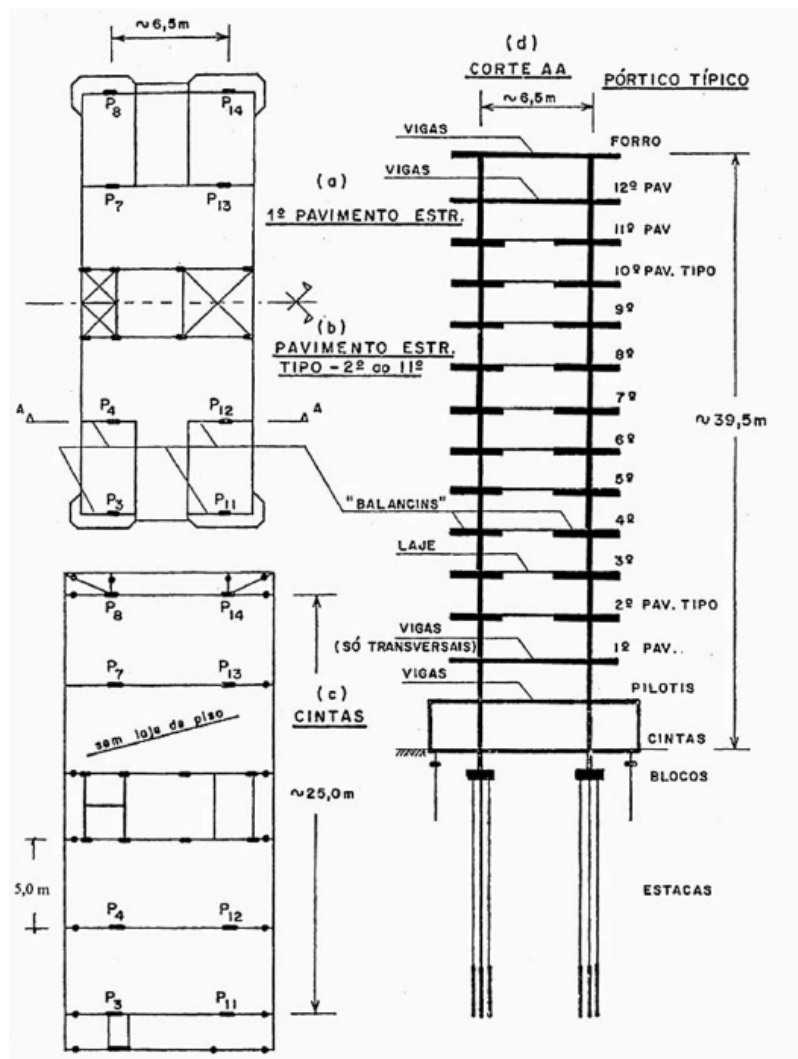


Figura 5.10 – Concepção estrutural básica do Edifício Raimundo Farias (BATTISTA e CARVALHO, 1998)

Apesar de não ter havido preocupação em posicionar as estacas de maneira que os perfis metálicos tivessem sua menor inércia no sentido contrário ao da menor dimensão dos pilares, a avaliação da capacidade de carga concluiu que, embora com fator de segurança reduzido ($FS=1,3$) em relação à prescrição da norma de fundações da época ($FS=2,0$), as fundações não entrariam em colapso por perda de capacidade de carga para as solicitações devidas às cargas permanentes efetivamente atuantes na data do colapso estrutural.

BATTISTA e CARVALHO (1998) utilizaram o método dos elementos finitos com intuito de analisar os deslocamentos da estrutura e os esforços internos resultantes dos carregamentos aplicados. Devido à deficiência de cintamento na direção longitudinal da estrutura, a estabilidade dos conjuntos compostos por cada um dos pilares de concreto armado mais carregados (P12 e o P13), blocos de coroamento da fundação e grupos de estacas metálicas, se encontravam em situação potencialmente crítica para as cargas às quais estavam submetidos. A carga de ruptura por flexo-compressão de um desses pilares foi alcançada durante o processo de acréscimos sucessivos de carga.

Com a ruptura brusca do pilar P12 ou P13, todos os demais que constituíam os pórticos transversais principais (P3/P11, P4/P12, P7/P13 e P8/P14 – ver Figura 5.10) foram levados à ruptura. Isto porque não havia elementos de ligação (vigamento nas duas direções ortogonais travando esses pilares) com rigidez à flexão suficiente para promover o necessário travamento e conseqüente distribuição de cargas. Além disso, o desbalanceamento existente de momentos transversais, voltados para dentro da estrutura no nível de cada pavimento devido aos balanços, fez com que o colapso do edifício ocorresse de modo súbito.

Em suma, esse colapso se deveu fundamentalmente à concepção estrutural não convencional adotada tanto para as fundações quanto para os pavimentos (sem vigamentos contínuos), o que exigia uma verificação rigorosa da estabilidade e um dimensionamento dos elementos estruturais (estacas metálicas e pilares) com adoção de coeficientes de segurança majorados a fim de minimizar os erros cometidos na estimativa da distribuição de cargas nos pilares e fundações (BATTISTA e CARVALHO, 1998).

5.1.4 EDIFÍCIO PARA HOTELARIA – RIO DE JANEIRO (1993)

No dia 20/03/1993, uma edificação de quatro pavimentos que estava sendo erguida no Rio de Janeiro desabou, causando a morte de duas pessoas e deixando onze feridos. Essa construção seria uma extensão do Hotel Intercontinental já construído no local. O sistema estrutural era formado por lajes, vigas e pilares, com sistema de escoramento vertical.

A queda do prédio ocorreu durante a concretagem do segundo pavimento. Presumiu-se que o sistema de escoramento usado para sustentar a primeira e a segunda lajes não foi capaz de resistir às solicitações a que foi submetido, levando ao

colapso da estrutura, cujos destroços são mostrados na Figura 5.11 (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998).



Figura 5.11 – Colapso do edifício que seria um anexo do Hotel Intercontinental no Rio de Janeiro, em 1993 (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998)

5.1.5 EDIFÍCIO RESIDENCIAL – SÃO PAULO (1994)

Um edifício residencial na zona norte de São Paulo colapsou em sua totalidade no dia 11/08/1994 (Figura 5.12), resultando na morte de três pessoas. A estrutura, formada por lajes, vigas e pilares, já tinha cinco lajes concretadas quando ocorreu o desabamento logo após a remoção das escoras do segundo pavimento. O acidente foi atribuído a falha no sistema de escoramento (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998).



Figura 5.12 – Colapso total do edifício residencial em São Paulo no ano de 1994 (VELLOSO, NAEGELI e VIDEIRA, 1998)

5.1.6 EDIFÍCIO REAL CLASS – BELÉM, PARÁ (2011)

O edifício Real Class, da construtora Real Engenharia, que estava sendo construído em Belém, no Pará, desmoronou por volta das 14h do dia 29 de janeiro de 2011. O desabamento (Figura 5.13) causou a morte de três pessoas: dois operários e uma pessoa, que estava em uma casa vizinha. O número de vítimas só não foi maior porque era um sábado e havia pouca movimentação na rua (JORNAL O GLOBO, 2011).



Figura 5.13 – Escombros do edifício Real Class (JORNAL O PROGRESSO, 2011)

Em um primeiro momento, desconfiou-se que o motivo do desabamento fosse a incapacidade das fundações de suportar o prédio de 34 andares. No solo da região há locais com camada superior bem resistente e camada menos resistente abaixo dela e as estacas poderiam ter sido fincadas na camada pouco resistente. Porém, isto não foi comprovado por estudo realizado por peritos do Centro de Perícias Científicas (CPC) Renato Chaves, que concluiu que o desabamento teve diversas causas, entre elas falhas na concepção do projeto para um prédio de 34 andares e erros de detalhamento da estrutura (DIÁRIO ONLINE, 2011).

De acordo com o parecer técnico, a concepção da estrutura como um todo foi inadequada; consideraram-se os pavimentos isoladamente, em vez de pórticos múltiplos ou um modelo tridimensional. Observou-se também que os pilares deveriam ter estribos com diâmetro de pelo menos 5mm (prescrição de norma), porém os que

foram usados tinham diâmetro de 4,2mm. Os dois pilares centrais do prédio não resistiram às cargas verticais e horizontais e romperam bruscamente.

O desabamento, que durou poucos segundos, aconteceu no instante em que a estrutura foi submetida a uma combinação elevada de carregamentos verticais (peso próprio) e horizontais (vento).

Segundo o estudo, as fundações foram corretamente projetadas, considerando as cargas informadas no projeto estrutural. O concreto e o aço empregados na obra também apresentavam resistências compatíveis com o especificado no projeto.

5.1.7 SHOPPING RIO POTY – TERESINA, PIAUÍ (2013)

Parte da obra do Shopping Rio Poty, em Teresina, desabou por volta de 1h45min do dia 11/07/2013. Cerca de 12 pessoas trabalhavam no local no momento do acidente, mas apenas um técnico em edificação ficou ferido. Uma comissão foi criada para averiguar as possíveis causas do acidente (ARAÚJO, 2013).

A estrutura tinha uma forma complexa e a planta do shopping era dividida em 18 setores (setor A ao setor R). O desabamento, mostrado na Figura 5.14, ocorreu nos setores H, J, L, M, N, P e Q, com área de cerca de 40.000m², que incluíam térreo, três pavimentos e laje de cobertura (CREA-PI, 2013).



Figura 5.14 – Setores do Shopping Rio Poty que desabaram (CREA-PI, 2013)

O sistema estrutural era formado por pilares e laje lisa protendida com 18cm de espessura. Chamou a atenção dos engenheiros da comissão do CREA-PI que investigou o caso a existência de furos na laje, circulares ou retangulares e com dimensões da ordem de 20cm, próximo às 4 faces dos pilares, para passagem de tubulações (Figura 5.15).

A existência de lajes remanescentes com grandes deformações sugeriu à comissão possíveis falhas de execução. Como a estrutura da edificação não estava ainda submetida às cargas de serviço, era de se esperar que houvesse apenas pequenas flechas ou até mesmo contraflechas devido à protensão.



Figura 5.15 – Furos existentes nas lajes junto às faces dos pilares do Shopping Rio Poty (CREA-PI, 2013)

A conclusão do laudo foi que o acidente decorreu de erro de execução pontual, que consistiu na retirada precoce do escoramento da laje do 4º pavimento (L4), que se encontrava parcialmente tensionada antes de iniciada a concretagem de um trecho específico da laje do 5º pavimento (L5). Na fase final da concretagem de trecho da L5, a soma das cargas de duas lajes (L4+L5), agindo na laje L4 parcialmente tensionada e não escorada, levou ao colapso em cadeia da estrutura. A Figura 5.16 mostra o procedimento adotado e aquele que deveria ter sido usado.

A propagação desproporcional da ruína do setor J, atingindo toda a ala norte da edificação, indica que deve ter havido outros fatores relacionados ao colapso, como resistência à punção da laje comprometida pela existência de furos junto ao pilar, dificultando a colocação adequada das armaduras de flexão e punção nessa região, além do seccionamento da armadura passiva negativa sobre o pilar, que reduziu ainda mais a resistência da estrutura.

A justificativa para a continuação da execução da obra, sem a implosão da parte que permaneceu de pé, foi que as estruturas eram separadas em duas asas distintas por meio de juntas de dilatação, e a estrutura intacta não estaria comprometida estruturalmente.



Figura 5.16 – Procedimentos incorreto e correto de concretagem do Shopping Rio Poty (FREITAS, 2013)

5.1.8 EDIFÍCIO COMERCIAL – SÃO PAULO (2013)

Na manhã do dia 27 de agosto de 2013, um prédio comercial em construção desabou em São Mateus, zona leste de São Paulo (Figura 5.17). O acidente matou dez pessoas e deixou outras 26 feridas. A edificação já estava em estágio de acabamento quando ruiu; tinha pilares, paredes, vigas e lajes executadas, portas instaladas e até aparelhos de ar-condicionado de grande porte prestes a serem instalados. A obra, que havia sido objeto de multas duas vezes, estava em situação irregular, pois o responsável não apresentou o pedido de alvará de execução (PORTO, 2013).



Figura 5.17 – Equipes de resgate após o desabamento do prédio em São Mateus (PORTO, 2013)

O sistema estrutural adotado na construção era composto por lajes nervuradas, com preenchimento de isopor entre as nervuras, e pilares de seção circular esbeltos, como indica a Figura 5.18.



Figura 5.18 – Pilares esbeltos na obra do prédio em São Mateus (FRAZÃO e YARAK, 2013)

O proprietário do prédio e o suposto responsável pela obra foram indiciados sob suspeita de desabamento doloso, quando há a intenção, pois, no entendimento das autoridades policiais, não seguiram o projeto e, por isso, assumiram o risco de acidente, haja visto que a condição da obra apresentava riscos para a vida e a integridade física dos funcionários (UOL, 2014).

Após meses de investigação, o Instituto de Criminalística concluiu que a estrutura de concreto era insuficiente para suportar o peso do prédio. Embora a planta arquitetônica original previsse uma edificação térrea, o prédio que ruiu tinha dois pavimentos. Além disso, houve erros no gerenciamento da obra: não havia fiscalização da construção ou controle dos materiais usados. O laudo apurou ainda que a empresa responsável pela obra não fez o estudo geológico para avaliar as condições do terreno e que o colapso se iniciou na parte central do edifício, levando ao chão uma laje de aproximadamente 400m² (LOUZAS, 2014).

Diante de fotografias tiradas de dentro do prédio dias antes da tragédia, dois engenheiros especialistas disseram que a estrutura demonstrava fragilidade. Houve indícios de excesso de sobrecarga no andar superior, onde paredes de alvenaria estavam sendo levantadas e, por conta disso, mais de 2500 tijolos estavam armazenados neste piso. Alguns operários relataram que a estrutura era aparentemente insegura e que pensaram em parar a obra três dias antes do colapso (FRAZÃO e YARAK, 2013).

5.1.9 EDIFÍCIO RESIDENCIAL – ARACAJU, SERGIPE (2014)

Um prédio residencial de 4 andares que estava em construção desabou no dia 19/07/2014 no bairro Coroa do Meio, zona sul de Aracaju, Sergipe. O desabamento (Figura 5.19) deixou um servente de pedreiro e mais 3 pessoas de sua família, que dormiam no local, soterrados por mais de 34 horas. A família foi resgata com vida pelo Corpo dos Bombeiros, mas um bebê de 11 meses faleceu a caminho do hospital.

Quatro meses após o acidente, o Conselho Regional de Engenharia e Agronomia de Sergipe (CREA-SE), apresentou o laudo sobre as causas do desabamento, segundo o qual houve uma associação de erros na execução da obra e desobediência ao projeto estrutural. O laudo apontou ainda que a queda da edificação ocorreu após a ruptura de um dos pilares acima da viga baldrame, tipo comum de fundação rasa construída diretamente no solo (SOARES, 2014).



Figura 5.19 – Escombros resultantes do desabamento do prédio em Aracaju (CREA-SE, 2015)

Os peritos constataram que o projeto foi desenvolvido sem a execução de sondagens no terreno e que o carregamento indicado na planta de fundação foi subestimado. Além disso, os fatores de segurança estabelecidos por norma não foram atendidos. Os engenheiros constataram também que houve um acréscimo de mais um pavimento à edificação, sem que tenha sido feito um novo projeto. Essa nova imposição de esforços pode ter sido determinante para a queda, pois a estrutura não apresentava capacidade resistente suficiente para tal (CREA-SE, 2015).

A falha de execução da obra já começou logo pela falta de fiscalização, uma vez que a presença de um engenheiro civil não era constante. O laudo constatou ainda que o concreto produzido na obra não dispunha de controle tecnológico, o que levou à

produção de concretos heterogêneos e de baixa resistência, que não atendiam às recomendações de projeto.

Ainda de acordo com o laudo do CREA-SE, foram encontrados outros erros no andamento da obra como, por exemplo, alteração na posição do reservatório elevado e excessiva espessura de revestimentos de paredes da fachada e de lajes de piso, impondo à estrutura uma sobrecarga não prevista.

5.1.10 OUTROS

Neste item são citados casos de desabamento parcial ou total de estruturas inacabadas para as quais não foi encontrada divulgação oficial das causas que levaram ao acidente.

- Edifício Assis Brasil – RJ (1946)

Em 10/02/1946, o Edifício Assis Brasil, que teria 12 andares e ainda estava em construção, desabou em Copacabana, no Rio de Janeiro, soterrando vários operários. A tragédia teve uma ampla repercussão na época, sendo noticiada em diversos jornais (Figura 5.20).



Figura 5.20 – Notícia da época sobre o acidente com o Edifício Assis Brasil (JORNAL CORREIO DA MANHÃ, 1946)

A obra estava quase finalizada, já na fase de revestimento. O acidente causou uma nuvem de poeira na região próxima ao local, porém as residências vizinhas não foram abaladas. A causa do colapso não foi divulgada oficialmente, mas falou-se em pequeno cobrimento e caixa d'água com dimensões maiores que as planejadas (JORNAL CORREIO DA MANHÃ, 1946).

- Edifício residencial em Santos – SP (1967)

No dia 06/12/1967, parte de um prédio de três andares em fase final de construção desabou, na rua Paraná, em Santos, estado de São Paulo. A edificação seria entregue para habitação em 13 dias. O desabamento ocorreu à noite e não houve vítimas, já que os três operários que trabalhavam na obra estavam dormindo na parte dos fundos do edifício que continuou em pé. Entretanto, duas casas ao lado tiveram que ser interditadas.

Pouco antes do acidente, a construção chegou a ser interditada pela prefeitura por não apresentar os requisitos necessários para o andamento da obra. A falta de qualidade dos materiais empregados pode ter sido uma das motivações do colapso parcial (A TRIBUNA, 1990).

- Edifício Giselle – PE (1977)

O Edifício Giselle, situado no município de Jaboatão dos Guararapes, no estado de Pernambuco, era um dos maiores edifícios da cidade e desabou, quando ainda inacabado e com 7 andares, em 02/06/77 (Figura 5.21), tendo-se notícia da morte de 22 pessoas e de dezenas de feridos.

O Edifício Giselle abrigaria 28 apartamentos e no térreo já funcionava uma agência bancária, inaugurada no ano anterior. O colapso aconteceu às 13h15min, quando muitos operários ainda trabalhavam na obra, e o prédio foi ao chão em poucos segundos. Posteriormente, foi veiculado que a construção tinha um andar a mais do que constava no projeto original, o que pode ter contribuído para o acidente (JABOATÃO ANTIGO, 2014).



Figura 5.21 – Edifício Giselle ainda em construção (JABOATÃO ANTIGO, 2014)

- Edifício residencial em Niterói – RJ (1982)

Na tarde do dia 02/09/1982, um prédio de 20 andares pronto situado na rua Fagundes Varela, no bairro de Icaraí em Niterói, Rio de Janeiro, para o qual faltava apenas o habite-se, desabou. O edifício possuía 56 apartamentos, dos quais mais de 70% já estavam vendidos (RAMOS, 2001).

O colapso ocorreu após a inclinação do prédio (Figura 5.22), em decorrência de falha dos pilares.



Figura 5.22 – Inclinação do edifício em Icaraí momentos antes do colapso (RAMOS, 2001)

- Edifício Esmeralda – GO (2011)

No dia 23 de setembro de 2011, três operários morreram e outros cinco ficaram feridos no desabamento da laje de um prédio em construção na região sudoeste de Goiânia, em Goiás. O empreendimento, denominado residencial Esmeralda, estava em construção há dois anos e tinha previsão de entrega para novembro daquele ano (A REDAÇÃO, 2011).

A laje de concreto armado que separava o 20º do 21º andar veio abaixo (Figura 5.23) e dois operários morreram ao caírem do alto do prédio. O outro trabalhador morto foi atingido por parte da estrutura que desabou (PORTAL TERRA, 2011).



Figura 5.23 – Parte da estrutura do residencial Esmeralda remanescente (PORTAL TERRA, 2011)

- Edifício comercial em Novo Hamburgo – RS (2015)

Parte da estrutura de um prédio em construção no Bairro Vila Nova, em Novo Hamburgo, no Rio Grande do Sul, desabou na manhã do dia 19 de março de 2015 deixando feridas pelo menos cinco pessoas que trabalhavam na obra. O edifício estava sendo construído junto a um residencial, mas o imóvel, quando pronto, abrigaria salas comerciais (Figura 5.24).



Figura 5.24 – Vista do edifício em Novo Hamburgo após colapso de parte da laje superior (JORNAL NH, 2015)

O sistema estrutural era de vigas, pilares e lajes de concreto armado moldados no local. Segundo testemunhas, no momento da queda, os funcionários trabalhavam na concretagem da laje superior do prédio de aproximadamente 100m², quando uma área de 25m² acabou cedendo (JORNAL NH, 2015).

5.2 OUTROS PAÍSES

5.2.1 NEW YORK COLISEUM – NOVA YORK, EUA (1955)

New York Coliseum era um centro de convenções situado na cidade de Nova York, nos EUA, contendo uma construção baixa com espaço para exposições e uma torre anexa com 23 andares que abrigava escritórios (Figura 5.25). O empreendimento começou a ser erguido em 1954. No dia 9 de maio do ano seguinte, parte da estrutura do espaço reservado para shows e exposições, equivalente a 930m², colapsou, matando uma pessoa e ferindo 50 operários. Após o acidente, a obra recomeçou e foi finalizada em 1956 (GEBERER, 2016).



Figura 5.25 – Vista do New York Coliseum após construído em 1956 (SCHWAB, PINKETT, *et al.*, 2010)

O coliseu, como era conhecido, era uma estrutura de concreto armado com lajes nervuradas de 50cm de espessura. As formas das lajes eram suportadas por escoramentos de madeira conectados por vigas transversais. Na obra, a concretagem das lajes estava sendo feita com auxílio de *buggies* - carros pequenos motorizados (Figura 5.26). A falha se iniciou com 500m³ de concreto já lançados e no momento em que circulavam 12 *buggies* cheios (cerca de 1360kg). O uso dessa tecnologia na época ainda era uma novidade para este tipo de estrutura (SCHWAB, PINKETT, *et al.*, 2010).



Figura 5.26 – Exemplo de *buggy* (disponível em <http://www.everything-about-concrete.com/concrete-buggy.html>)

A presença dos *buggies* circulando a uma velocidade de quase 20km/h criou uma força horizontal sobre os elementos estruturais. Entretanto, as vigas transversais

que faziam parte da estrutura temporária não apresentavam resistência à instabilidade lateral, fazendo com que a estrutura falhasse sem aviso prévio. A inadequação da estrutura temporária, que não foi capaz de resistir ao movimento e frenagem dos buggies, foi a causa do colapso (SCHWAB, PINKETT, *et al.*, 2010).

Ficou o ensinamento de que os sistemas de escoramento devem ser projetados para levar em conta os efeitos de equipamentos modernos usados na concretagem. De acordo com SCHWAB, PINKETT, *et al.* (2010), como consequência desse acidente, a indústria americana reviu as recomendações sobre estruturas temporárias e ajustou a norma de forma e escoramento, obrigando a necessidade de inspeções rotineiras em canteiros de obras.

5.2.2 EDIFÍCIO RESIDENCIAL – BOSTON, EUA (1971)

No dia 25 de janeiro de 1971, dois terços de um edifício residencial de 16 pavimentos na cidade de Boston, em Massachusetts nos EUA, ruíram durante a etapa final de construção, ocasionando a morte de 4 trabalhadores e deixando outros 30 feridos (Figura 5.27). O prédio, que estava há 6 anos em construção, desabou em poucos minutos, mas de maneira suficientemente lenta de forma que a maior parte dos 100 operários que trabalhavam no local no momento do acidente conseguiram escapar.

A estrutura do edifício de concreto armado, que tinha valor estimado em 5 milhões de dólares, era composta por lajes lisas e um núcleo de elevador no centro do edifício para resistir às cargas de vento. Apresentava dois andares de estacionamento subterrâneo, uma piscina e área de lazer localizados no primeiro andar e 132 apartamentos do segundo ao décimo sexto pavimento. No momento da queda, a alvenaria já estava totalmente concluída e os sistemas de aquecimento e ventilação estavam sendo instalados (KING e DELATTE, 2004).

As dimensões em planta do edifício eram 55,1m x 20,9m. A espessura da laje era de 19cm, exceto nos vãos próximos ao núcleo do elevador e das escadas, onde chegava a 23cm, permitindo um pé-direito de 2,7m. A área do fosso do elevador media 6,9m x 5,1m e os vãos entre colunas variavam de 5,4m a 7,2m. A planta da laje de cobertura é apresentada na Figura 5.28.



Figura 5.27 – Colapso do prédio em Boston (KING e DELATTE, 2004)

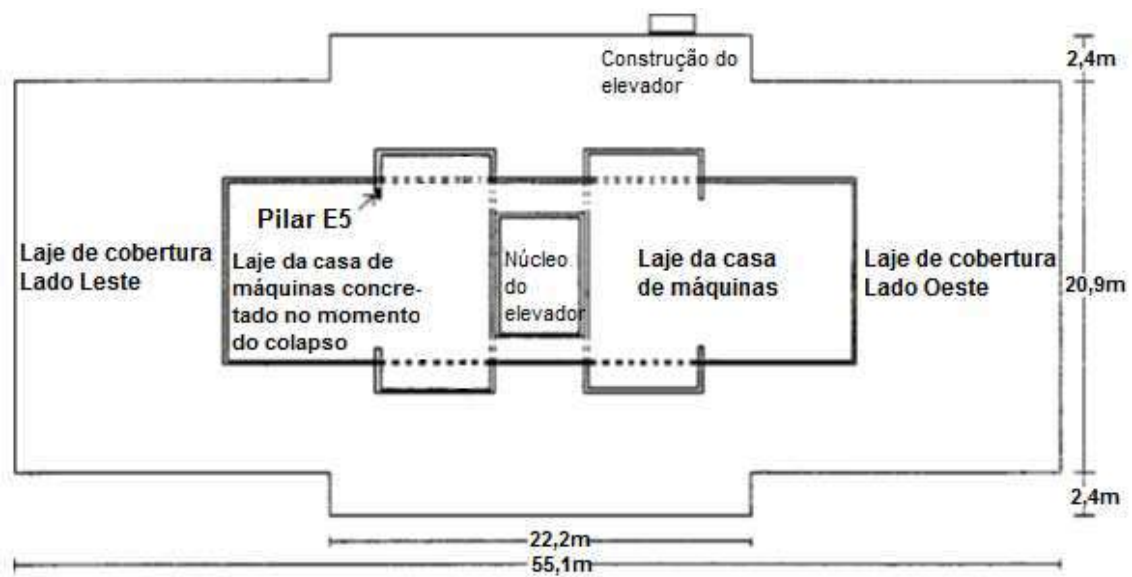


Figura 5.28 – Planta da laje de cobertura do edifício em Boston (KING e DELATTE, 2004)

Segundo KING e DELATTE (2004), a falha estrutural que resultou no acidente pode ser desmembrada em três fases: ruptura por puncionamento no topo do pilar E5 (Figura 5.28), colapso da laje de cobertura e colapso progressivo de parte da estrutura (Figura 5.27).

Fase 1: Ruptura por puncionamento no topo do pilar E5:

No dia do acidente estava acontecendo uma concretagem na laje de cobertura do edifício, quando dois trabalhadores notaram que a laje cedeu em um primeiro momento cerca de 25mm e alguns segundos depois desceu mais 75mm. No mesmo instante, a concretagem foi interrompida e o mestre de obras, ao descer para o 16º andar, constatou deslocamento vertical de aproximadamente 15cm e uma fenda se abrindo na região da laje ao redor do pilar E5.

Fase 2: Colapso da laje de cobertura:

A maioria dos operários que trabalhava na área do pilar E5 conseguiu correr para um lugar seguro no outro lado do prédio. Segundo testemunhas, o colapso da laje de cobertura aconteceu rapidamente. A laje cedeu formando uma espécie de “barriga” e as armaduras foram expelidas da laje. A estrutura começou a vibrar e a metade leste da laje de cobertura desabou sobre o 16º andar.

No momento do acidente estava sendo colocada a armadura nas escadas do 14º e 15º andares no lado leste do prédio. Os trabalhadores conseguiram atravessar para o lado oeste do edifício, que foi a parte da estrutura que permaneceu de pé (Figura 5.29) e serviu de fuga para os sobreviventes.

Fase 3: Colapso progressivo da estrutura:

Vinte minutos após a queda de parte da laje de cobertura, todo o lado leste do edifício começou a desmoronar. O peso da laje de cobertura causou o colapso no 16º andar que, por sua vez, caiu sobre o 15º andar causando também seu colapso e assim sucessivamente até a base.

A ruína causou uma imensa nuvem de poeira e, quando a poeira baixou, dois terços da estrutura já tinham colapsado e o lado leste do edifício estava no chão. Provavelmente a estrutura do núcleo do elevador impediu a propagação do colapso para a outra metade da estrutura, como ilustra a Figura 5.29.

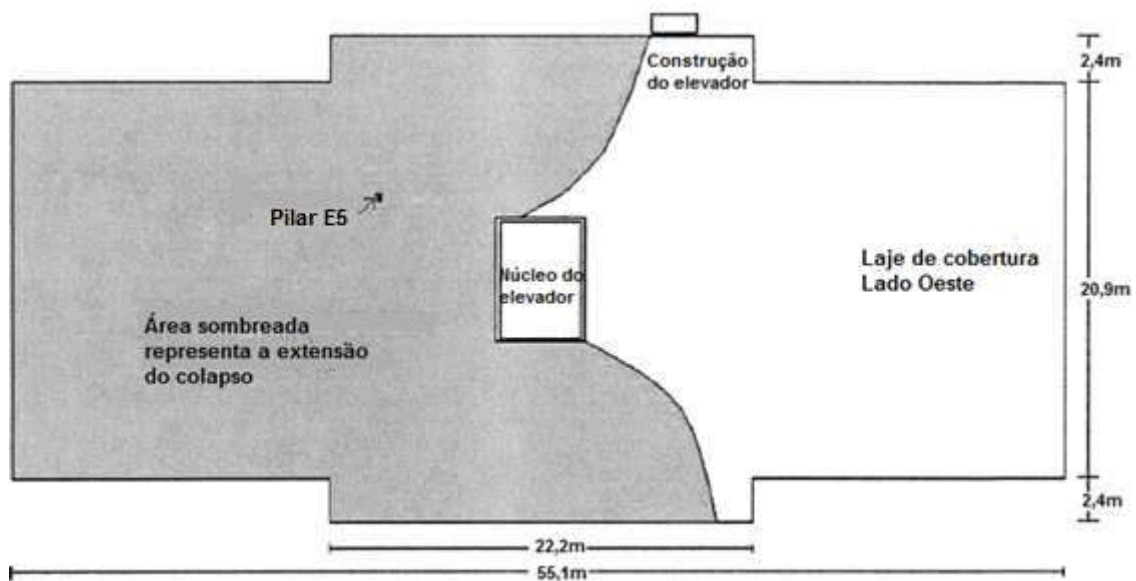


Figura 5.29 – Extensão do colapso do edifício em Boston (KING e DELATTE, 2004)

Uma semana após o colapso, foi nomeada uma comissão de inquérito para apurar o acidente composta por empreiteiros, arquitetos e engenheiros civis da região, além de um professor do Instituto de Tecnologia de Massachusetts. A comissão verificou a documentação, realizou ensaios de laboratório e entrevistas com testemunhas e concluiu que houve uma série de irregularidades na emissão da licença de construção, como a existência de desenhos sem assinatura de qualquer profissional habilitado e memória de cálculo não disponibilizada pelo engenheiro estrutural. Além disso, arquitetos e engenheiros encarregados do projeto foram mudados várias vezes (LITTLE, 1972).

Embora o projeto estrutural tivesse considerado um carregamento de construção equivalente a 1,44kPa, as cargas atuantes sobre a laje de cobertura foram estimadas em 6,22kPa. Anteriormente ao colapso, a estrutura da casa de máquinas dos elevadores estava sendo construída com o armazenamento de equipamentos no local onde começou a falha. Testemunhas informaram que havia poucas escoras sob a laje de cobertura recém-concretada.

A investigação mostrou também que houve falha no controle tecnológico do concreto. A verificação do concreto por meio de ensaios era uma exigência do Código de Construção de Boston, porém não foram realizadas verificações em 65% dos dias de concretagem. Análises químicas comprovaram a existência de amostras com baixo teor de cimento e constatou-se cura inadequada.

A comissão concluiu que as deficiências mais relevantes foram o escoramento ineficaz sob a laje de cobertura e a baixa resistência do concreto. O projeto estrutural especificava uma resistência do concreto de 20MPa aos 28 dias, porém, no momento da falha, 47 dias após a concretagem, o concreto apresentava resistência de 11MPa. Foi constatado também que o projeto não atendia a exigência de espessura mínima da norma ACI 318 vigente na época para a laje de cobertura. Embora a espessura mínima exigida seja baseada na flecha e não na resistência, uma maior espessura teria propiciado uma maior margem de segurança contra o puncionamento (KING e DELATTE, 2004).

Outra questão levantada pela comissão foi a falta de cuidado na colocação das armaduras; os cobrimentos adotados para as barras verticais dos pilares variaram de 1,3cm a 2cm, ao passo que o especificado no projeto era de 4,8cm, e foram colocadas 6 barras de 3/4" ao invés de 8 barras 3/4" no pilar E5. Embora esses erros de armadura não tenham contribuído para o início do colapso, eles provavelmente influenciaram a extensão e a velocidade de propagação da ruína.

5.2.3 EDIFICAÇÕES NO SKYLINE PLAZA – VIRGINIA, EUA (1973)

Skyline Plaza era um grande complexo situado na Virginia, EUA, composto por oito edifícios de apartamentos, seis edifícios de escritórios, um hotel e um centro comercial. Durante sua construção, em 2 de março de 1973, o edifício residencial A-4 e o parque de estacionamento a ele adjacente entraram em colapso (Figura 5.30), resultando na morte de 14 trabalhadores e ferindo outros 34 (PERKINS, 2009).

O edifício A-4 possuía um sistema estrutural de concreto armado com lajes lisas, projetado para ter 26 andares, sendo quatro subsolos e uma cobertura. Todas as lajes lisas tinham 20cm de espessura e o pé direito era de 2,7m. Os engenheiros responsáveis especificaram que cada laje concretada deveria ser escorada em, pelo menos, dois andares abaixo.

Devido às grandes dimensões do edifício, as lajes foram divididas em 4 seções e concretadas em etapas, como indica a Figura 5.31. No momento do colapso, as seções 1 e 2 do 24º andar já haviam sido concretadas, a seção 3 estava em processo de concretagem e a seção 4 ainda não havia sido executada. Com base em depoimentos de trabalhadores e fotografias, concluiu-se que as formas das seções 1 e 2 do 22º andar haviam sido removidas antes do colapso e o escoramento da seção 3

deste mesmo andar estava sendo retirado no instante do desabamento (PERKINS, 2009).



Figura 5.30 – Edifício A-4 após o colapso (SCHELLHAMMER, DELATTE e BOSELA, 2013)

Não concretado		Não concretado		25º andar
Concretado 28/02/73	Concretado 01/03/73	Processo de Concretagem 02/03/73		
		Não concretado		24º andar
Concretado 23/02/73	Concretado 24/02/73	Concretado 26/02/73	Concretado 27/02/73	23º andar
Concretado 14/02/73	Concretado 15/02/73	Concretado 20/02/73	Concretado 21/02/73	22º andar
Concretado 05/02/73	Concretado 06/02/73	Concretado 07/02/73	Concretado 13/02/73	21º andar
Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	

Figura 5.31 – Plano de concretagem do edifício A-4 (PERKINS, 2009)

Três dias após a ruína do prédio, o *Center for Building Technology of National Bureau of Standards* foi chamado para investigar o colapso. Foi feita análise tridimensional com elementos finitos nos 22º e 23º andares para determinar se as lajes poderiam suportar os esforços nelas atuantes. Como, nas entrevistas realizadas com os trabalhadores da obra, não houve consenso quanto à remoção do escoramento do 22º andar (se a remoção teria sido parcial, total ou se não chegou a ocorrer a remoção do escoramento), foi necessário considerar três casos possíveis no momento do colapso (PERKINS, 2009):

- Caso I: Todas as formas do 22º andar foram removidas antes do colapso. Com isto, a laje do 23º andar teria que suportar seu próprio peso, o da laje do 24º andar e o das formas da laje do 24º andar. A resistência à compressão do concreto da laje do 23º andar utilizada para esta análise foi de 8,3MPa.
- Caso II: Admitiu-se que o concreto da laje lisa do 23º andar atingiu a sua resistência à compressão de projeto de 20MPa.
- Caso III: Somente algumas das formas do 22º andar foram removidas e as lajes lisas do 22º e 23º andares compartilharam a carga que havia em cima. A resistência à compressão do concreto da laje do 22º andar utilizada foi de 9,2MPa.

A partir dessas análises, concluiu-se que os momentos fletores nos pilares não eram suficientemente grandes para causar qualquer falha. Por outro lado, foi mostrado que, para os casos I e III, regiões em torno de quatro pilares apresentavam forças cortantes maiores que sua capacidade resistente, indicando que a remoção parcial ou completa das formas foi uma contribuição determinante para o colapso. A análise do caso II mostrou ainda que a tensão de cisalhamento na laje não excedeu a tensão resistente de projeto, sugerindo que a resistência à compressão do concreto da laje lisa do 23º andar era inferior à resistência de projeto de 20MPa no momento do colapso.

Esse tipo de falha ocorrida no Skyline Plaza é altamente indesejável porque é brusca e pode levar facilmente ao colapso progressivo. A ruptura local por puncionamento no entorno dos pilares do 23º andar desencadeou uma sequência de falhas nas lajes lisas abaixo delas, criando um dano total muito maior do que o inicial.

Juntamente com a realização da análise da estrutura, foi feita uma investigação sobre descumprimentos de normas da *Occupational Safety & Health Administration - OSHA* (2013) durante a concepção e construção da Skyline Plaza. Algumas irregularidades foram descobertas, mas nem todas foram consideradas como fatores que contribuíram para o colapso da estrutura. Dentre as infrações, as principais foram que no 22º andar não foi seguida a regra de manter as formas por um período mínimo de 10 dias com temperaturas superiores a 10°C quando se tem vãos maiores que 6m e que não foram realizados testes nas amostras de concreto para auferir que o material possuía capacidade resistente necessária para suportar as cargas às quais a estrutura estaria submetida.

Segundo PERKINS (2009), da tragédia do Skyline Plaza, resultaram algumas lições para a indústria da construção, tais como:

1. Redundância em projeto estrutural é essencial para evitar o colapso progressivo.
2. As cargas de construção devem sempre ser consideradas no projeto da estrutura. Há muitos casos em que estas cargas irão comandar o dimensionamento.
3. Os projetos de forma e escoramento devem ser detalhados pelo contratante.
4. Ensaio de resistência do concreto devem ser realizados antes da remoção do escoramento.

5.2.4 HARBOUR CAY CONDOMINIUM – FLORIDA, EUA (1981)

Harbour Cay Condominium era um edifício residencial de concreto armado composto por 5 andares, localizado na cidade de Cocoa Beach, na Florida, EUA, que, no final de sua construção, sofreu um colapso progressivo de toda a estrutura na tarde do dia 27 de março de 1981, ocasionando a morte de 11 pessoas e ferindo outras 23. As informações sobre o acidente e as suas causas foram relatadas por KUKORLO (2009).

O edifício tinha aproximadamente 74m de comprimento, 18m de largura e andares com pé direito de 2,65m. O sistema estrutural era constituído por lajes com 20cm de espessura apoiadas diretamente sobre pilares. As maiores lajes possuíam vãos de 8,45m e 6,75m nas duas direções, e para suas concretagens foram utilizadas formas do tipo mesa voadora formadas por módulos de madeira compensada com treliças de alumínio. Havia uma torre de elevador na extremidade leste e as escadas

estavam localizadas nas extremidades norte e sul. A Figura 5.32 mostra como era o empreendimento antes do acidente.



Figura 5.32 – Vista aérea do Harbour Cay Condominium antes do colapso (KUKORLO, 2009)

A estrutura estava quase completa no momento do colapso. O concreto, cuja resistência era de 28MPa, já havia sido colocado em sete das nove formas voadoras da última laje. Segundo testemunhas, a parte central do quinto andar foi a primeira a ceder e, então, os pisos superiores foram caindo sobre os inferiores, caracterizando o colapso progressivo do edifício.

Antes do acidente, a estrutura já apresentava algumas fissuras nas lajes e deslocamentos verticais excessivos (da ordem de 4,5cm). As equipes de investigação concluíram que erros de projeto e construção levaram ao desabamento do Harbour Cay Condominium.

Com relação aos erros de projeto, destaca-se que a espessura de 20cm da laje era menor que a exigida pela norma americana para resistir à punção face aos carregamentos, vãos e dimensões dos pilares em questão (28cm). Embora a ruptura por puncionamento seja o modo de falha mais comum para lajes lisas, os cálculos da resistência à punção foram omitidos do projeto. Após o colapso, alguns dos pilares permaneceram em pé (Figura 5.33), e as lajes ficaram empilhadas umas sobre as outras no chão. Além disso, havia congestionamento de armadura nos pilares, o que dificultou sua concretagem.



Figura 5.33 – Harbour Cay Condominium após o colapso progressivo (KUKORLO, 2009)

No que tange aos erros de construção, a investigação comprovou que a armadura superior da laje foi colocada abaixo do nível onde deveria estar, reduzindo a altura efetiva da laje e, portanto, diminuindo sua resistência à punção. Também foi verificado que as barras inferiores das lajes não foram posicionadas imediatamente acima dos pilares em diversos casos.

Os profissionais envolvidos na análise do colapso ressaltaram que a estrutura só não desmoronou anteriormente porque os escoramentos e reescoramentos suportaram inicialmente as cargas permanentes e transferiram-nas para o solo. Uma vez removidos os reescoramentos abaixo do primeiro andar, as lajes de concreto armado foram forçadas a suportar o peso da estrutura, porém não apresentavam capacidade resistente para tal.

Constatou-se que a resistência ao cisalhamento da laje perto dos pilares foi excedida em vários locais, resultando no colapso progressivo de toda estrutura. O colapso, portanto, poderia ter sido evitado se tivesse havido a verificação do projeto. Ademais, a obra deveria ter sido parada quando foram notadas aberturas de fissuras e flechas excessivas, para averiguação das suas causas.

5.2.5 L'AMBIANCE PLAZA – CONNECTICUT, EUA (1987)

L'Ambiance Plaza era um prédio de 16 andares (13 pavimentos de apartamentos e 3 de estacionamento) localizado na cidade de Bridgeport, no estado americano de Connecticut, que entrou em colapso durante sua construção no dia 12 de abril de 1987, ocasionando a morte de 28 pessoas (McNAMARA e PARFITT, 2010).

O edifício estava sendo construído pelo método conhecido como *lift-slab*, um sistema estrutural sem vigas, onde as lajes são concretadas ao nível do chão e, posteriormente, içadas individualmente até a posição desejada por meio de macacos hidráulicos. As lajes possuem aberturas nas posições dos pilares previamente posicionados, nas quais são concretados colares de aço com uma pequena folga em relação à seção transversal dos pilares, que permitem essa elevação. Quando a laje atinge a localização pretendida, os colares são soldados aos pilares de modo que as ações nas lajes sejam para eles transferidas. A vantagem deste método é a de não haver necessidade de escoramento para a concretagem e maior velocidade de execução.

O L'Ambiance Plaza foi projetado para ter duas torres idênticas, designadas como leste e oeste, com medidas em planta de aproximadamente 19m x 34m cada uma. O sistema estrutural era composto por pilares metálicos e placas de concreto protendido de 18cm de espessura. A Figura 5.34 mostra como era a estrutura em sua fase de construção (McNAMARA e PARFITT, 2010).



Figura 5.34 – L'Ambiance Plaza durante a fase de construção (McNAMARA e PARFITT, 2010)

As placas pré-moldadas que compunham a laje protendida eram agrupadas em pacotes de dois ou três andares como pode ser visto na Figura 5.34. No momento do colapso, os trabalhadores estavam fazendo as soldas referentes às lajes do 9º ao 11º pavimento da torre oeste que estavam sendo posicionadas. Após um forte barulho, a torre oeste entrou em colapso, seguido imediatamente pela torre leste. Ambos edifícios ruíram de maneira similar, com propagação na direção vertical (colapso tipo panqueca), como pode ser visto na Figura 5.35.



Figura 5.35 – L’Ambiance Plaza após o colapso (McNAMARA e PARFITT, 2010)

A investigação após o desastre constatou que algumas deficiências estruturais podem ter contribuído para o colapso, tais como posicionamento inadequado dos cabos de protensão das lajes adjacentes às aberturas, tensões excessivas em algumas regiões, instabilidade no sistema de levantamento das lajes e problema na ligação temporária entre pilares e laje que asseguraria estabilidade do conjunto (KOKOT e SOLOMOS, 2012).

Este colapso mostrou a necessidade de se atentar para os detalhes de ligação e para os carregamentos temporários que surgem durante a construção. A repercussão negativa do acidente fez com que o estado de Connecticut passasse a exigir em seus regulamentos de construção uma revisão independente dos projetos estruturais (McNAMARA e PARFITT, 2010).

5.2.6 PIPERS ROW CAR PARK – WOLVERHAMPTON, INGLATERRA (1997)

Pipers Row era um edifício-garagem com capacidade para 400 carros, localizado na cidade de Wolverhampton, na Inglaterra, que foi construído nos anos 1964 e 1965, mas que até 1997 não havia sido utilizado. Sua estrutura era formada por lajes apoiadas diretamente sobre os pilares, adotando-se o sistema construtivo *lift-slab*, o mesmo utilizado no L’Ambiance Plaza (KOBIELAK, HUTNIK e ZAMIAR, 2015).

Na madrugada do dia 20 de março de 1997, uma área do quarto andar com aproximadamente 15m x 15m (120 toneladas) desabou. Felizmente, o estacionamento estava vazio no instante do acidente e não houve feridos. Optou-se posteriormente pela demolição de todo edifício, uma vez que o restante da estrutura já estava comprometido (WOOD, 2003).

O colapso começou a ser investigado pouco depois pelo *Health & Safety Executive* (HSE) – órgão governamental do Reino Unido responsável por regulamentos e normas no âmbito da segurança do trabalho. Os relatórios apontaram que aspectos relacionados com projeto e construção reduziram os fatores de segurança da estrutura e que inspeção e reparos inadequados levaram à falha por punção no entorno de um dos pilares, o que acarretou falha no entorno de outros pilares (Figura 5.36 e Figura 5.37).



Figura 5.36 – Colapso parcial do Pipers Row Car Park (WOOD, 2003)

Segundo WOOD (2003), as investigações mostraram que parte do concreto utilizado possuía baixo teor de cimento e má compactação, resultando em concreto de algumas regiões com resistência abaixo dos 20,5MPa especificados em projeto, o que reduziu a resistência ao puncionamento da estrutura. A laje possuía 22,9cm de

espessura e o alto valor do cobrimento da armadura superior diminuiu sua altura útil, contribuindo também para menor resistência à punção.



Figura 5.37 – Pilar e parte da laje intactos após o colapso do Pipers Row Car Park (WOOD, 2003)

Na década anterior ao colapso, sinais de deterioração do concreto e corrosão das armaduras foram surgindo gradualmente, principalmente na interface pilar-laje. Ocorreram até alguns reparos nos locais indicados na Figura 5.38, porém nenhuma avaliação estrutural mais detalhada foi realizada (WOOD, 2003).

De acordo com WOOD (2003), a falha foi iniciada ao redor do pilar H2 ou I2 (Figura 5.38) e progrediu para os demais pilares das linhas 1 e 2. A resistência da rampa entre I3 e J3 impediu a propagação horizontal dos danos.

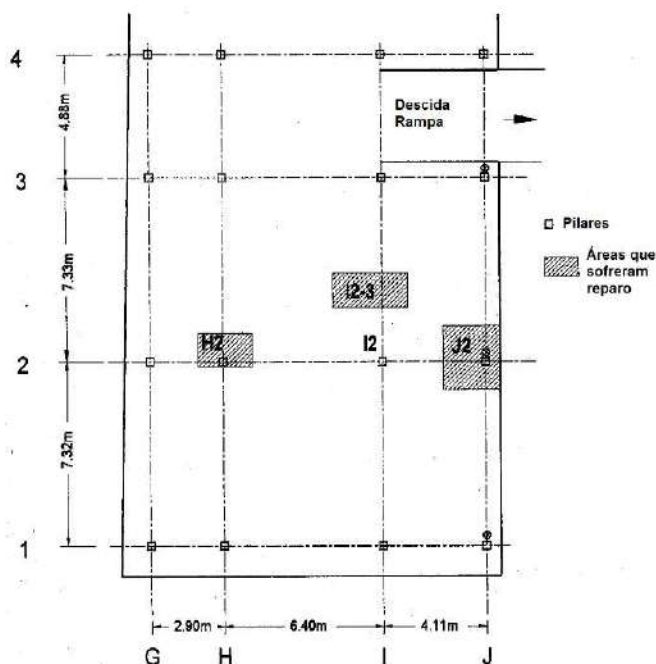


Figura 5.38 – Planta da quarta laje do Pipers Row Car Park com indicação das áreas reparadas (WOOD, 2003)

5.2.7 TROPICANA CASINO RESORT – NOVA JERSEY, EUA (2003)

Na manhã do dia 30 de outubro de 2003, um edifício-garagem que fazia parte do projeto de expansão do Tropicana Casino Resort em Atlantic City, Nova Jersey nos EUA, desabou, matando 4 trabalhadores e ferindo outros 21. O amplo estacionamento ofereceria 3000 vagas e ficaria anexo a um hotel de 500 quartos com áreas de lazer e restaurante (OSHA, 2004).

A estrutura ainda estava incompleta e com previsão de entrega para março do ano seguinte. O incidente ocorreu quando estava sendo feita a concretagem do oitavo pavimento do estacionamento. O colapso resultou na ruína de 5 andares (do sétimo até o terceiro pavimento), que foram completamente separados dos pilares e paredes no extremo oeste, enquanto a extremidade leste continuou no lugar, como indica a Figura 5.39.



Figura 5.39 – Vista geral do colapso da parte oeste do estacionamento do Tropicana Casino Resort (ENGEL, JULIUS, *et al.*, 2010)

Dias antes da tragédia, alguns dos trabalhadores tinham notado problemas em partes da estrutura já concluídas: existência de fissuras em algumas lajes recém-concretadas bem como a inclinação de escoras que sustentavam estes pavimentos. Essa situação chegou até os empreiteiros que, no entanto, a ignoraram (ENGEL, JULIUS, *et al.*, 2010).

O projeto do edifício previa 10 andares e estrutura com pilares, vigas, lajes e paredes de concreto armado. As lajes armadas em uma direção (leste para oeste)

eram sustentadas por vigas concretadas (direção norte-sul) no local que, por sua vez, apoiavam-se em pilares também concretados no local. Os vãos na direção leste-oeste variavam de 11m nos trechos centrais até 14,6m nos exteriores, onde ocorreu o colapso. As lajes eram compostas por pré-lajes que serviam de forma para a camada superior concretada no local, que se uniam por meio de treliças de aço (OSHA, 2004).

No momento do acidente, um operário lançava concreto numa vasta área no oitavo piso do edifício, situação em que os escoramentos estão sob o valor mais alto de tensão. Meia dúzia de escoras metálicas que ficavam sob o piso começaram a fletir, levando a crer que os pisos estavam se movendo ligeiramente. Após a queda dos escoramentos, a estrutura começou a entrar em colapso com os elementos pré-moldados e já concretados ruindo em cinco níveis consecutivos. O colapso parou no quinto andar e, além das lajes colapsadas, um dos pilares também foi ao chão. Uma parede de cisalhamento e quatro pilares ficaram em pé, sem qualquer tipo de apoio lateral, como mostra a Figura 5.40. Esses elementos foram posteriormente cortados e demolidos em segmentos de modo a não comprometer o restante da estrutura que não foi afetado (ENGEL, JULIUS, *et al.*, 2010).



Figura 5.40 – Quatro pilares e uma parede permaneceram em pé após o colapso do edifício-garagem do Tropicana Casino Resort (OSHA, 2004)

O acidente foi investigado pela *Occupational Safety & Health Administration* - OSHA (2004), que concluiu que o colapso foi resultado principalmente de uma falha nos escoramentos temporários necessários para suportar o concreto em seu estado fresco.

A investigação comprovou que, entre o 4º e 7º andares, as armaduras não possuíam os comprimentos de ancoragem necessários na ligação de lajes e vigas com os pilares. Ficou constatado também que o projeto especificava a necessidade de escoramento dos pavimentos 4, 5, 6 e 7 durante a execução do 8º nível, porém no momento do colapso só o 6º e 7º andares estavam escorados. Essa remoção precoce foi muito prejudicial para a integridade da estrutura.

Ficou clara a negligência por parte dos engenheiros da obra e dos profissionais responsáveis pela inspeção, que não deram a devida importância ao surgimento de fissuras nas lajes. Com relação ao engenheiro estrutural responsável pelo projeto, a OSHA concluiu que faltou clareza em alguns desenhos, principalmente nos de detalhamento da armadura. A resistência do concreto e o carregamento de vento não tiveram qualquer influência sobre o colapso.

5.2.8 EDIFÍCIO RESIDENCIAL – XANGAI, CHINA (2009)

No dia 27 de junho de 2009, um prédio de 13 andares em construção, situado em Xangai, na China, desabou, apresentando a peculiaridade de ruptura nas estacas e posterior tombamento, permanecendo inteiro, como mostra a Figura 5.41. Apenas um trabalhador morreu nessa tragédia, pois o edifício estava desocupado quando do colapso (KHUDEIRA, 2010).

O edifício fazia parte de um conjunto de outros 10 prédios que estavam em construção. Depois da ruína, nenhum dos outros edifícios pareceu estar em perigo imediato. A fundação da estrutura era do tipo profunda composta por estacas de concreto com seção circular vazada. Junto ao lado sul do prédio que caiu, estavam sendo feitas escavações que chegavam a 4,6m de profundidade para construção de um estacionamento subterrâneo e o solo retirado foi estocado junto ao lado norte do prédio, formando um monte com uma altura de aproximadamente 10m.

Segundo KHUDEIRA (2010), as causas que contribuíram para a tragédia foram a sobrecarga gerada no lado norte do prédio devido à estocagem do solo e a falta de uma estrutura de contenção durante a escavação do lado sul que impedisse o movimento horizontal do solo mostrado na Figura 5.42. A ocorrência de fortes chuvas algumas horas antes do colapso pode ter agravado a situação.

As condições dos dois lados do edifício permitiram que a movimentação horizontal (de norte para sul) do solo por baixo da estrutura provocasse o surgimento

de forças laterais nas estacas para as quais elas não foram projetadas, levando-as à ruptura e consequente tombamento do edifício.



Figura 5.41 – Prédio tombado em Xangai (JI, 2010)

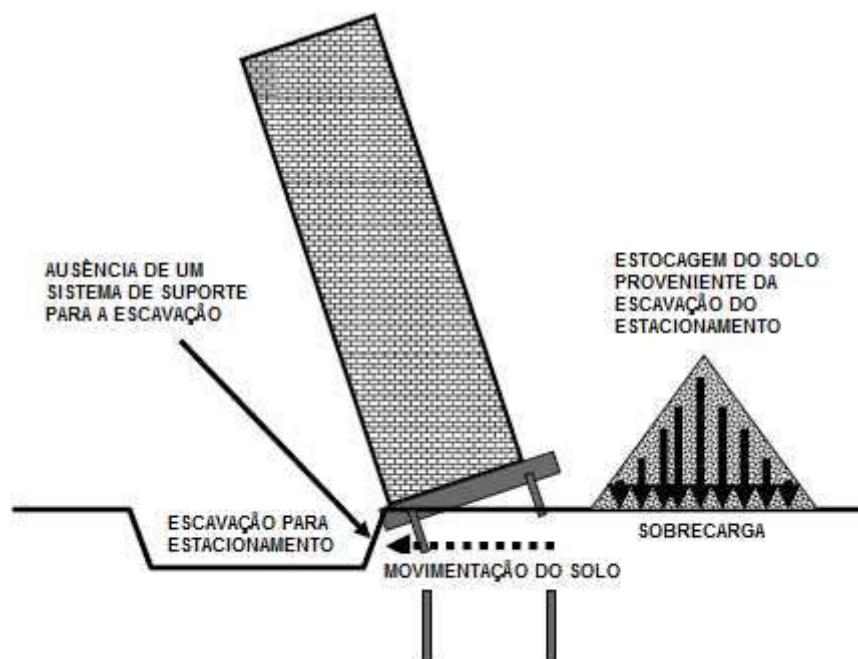


Figura 5.42 – Causas que contribuíram para o colapso da estrutura do edifício em Xangai (KHUDEIRA, 2010)

5.2.9 UHS WEST PARKING GARAGE – TEXAS, EUA (2011)

No dia 14 de fevereiro de 2011, o setor norte do estacionamento de um hospital universitário (*University Health System - UHS*) em San Antonio, no estado americano do Texas, entrou em colapso durante a construção, deixando dois operários que

trabalhavam na obra feridos. O restante da estrutura permaneceu em pé, uma vez que o setor norte e a estrutura principal eram separadas por uma junta de dilatação (JIANG, 2012). A Figura 5.43 mostra a parte norte colapsada e a estrutura principal do estacionamento intacta.



Figura 5.43 – Vista aérea do colapso da parte norte do *UHS West Parking Garage* (JIANG, 2012)

Segundo JIANG (2012), O *UHS West Parking Garage* foi projetado para ter 10 andares e 300 vagas de automóveis. Depois de 11 meses do início da obra, o setor norte do edifício com aproximadamente 1500m² (equivalente a 13% da área de todo o estacionamento) desmoronou. Seu sistema estrutural era basicamente composto por pilares pré-moldados que suportavam as vigas protendidas pré-moldadas que, por sua vez, serviam de apoio para as lajes protendidas moldadas *in loco*.

A planta do setor norte possuía três vãos em cada direção (eixos O a R e 2 a 5 mostrados na Figura 5.44) e lajes do nível 4 ao nível 10. Até o quarto nível, 12 pilares de concreto armado moldado *in loco* com 4,6m de altura foram projetados para conectar e suportar os pilares pré-moldados que iriam até o último nível (Figura 5.44). Esses pilares pré-moldados, por sua vez, eram formados por partes superior e inferior, que eram unidos no sexto ou sétimo nível e tinham consolos para o apoio das vigas.

No dia do colapso, os operários estavam erguendo os pilares pré-moldados do eixo 4 e quase metade da estrutura do setor norte do estacionamento estava construída. Os pilares pré-moldados já haviam sido erguidos até o último nível entre os eixos O-R e 2-3, enquanto nas posições O-4 e O-5 apenas as partes inferiores dos pilares estavam instaladas. As vigas entre os eixos O e P e as lajes de todos os andares ainda não tinham sido posicionadas (JIANG, 2012).

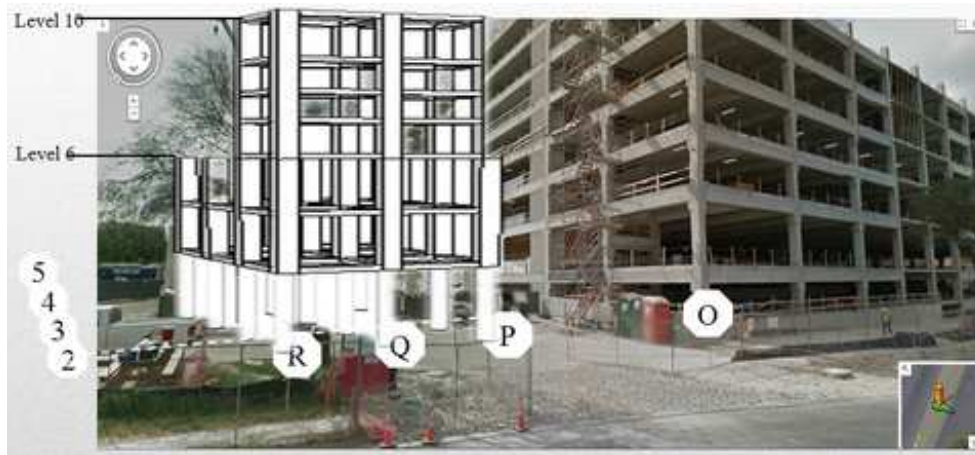


Figura 5.44 – Desenvolvimento da construção do setor norte do *UHS West Parking Garage* até o dia do colapso, baseado em imagens de satélite e relatórios de investigação (JIANG, 2012)

As investigações apontaram que a principal causa do colapso foi a falta de graute em todas as conexões de pilares, o que contribuiu para a instabilidade geral da estrutura. Embora no projeto houvesse a especificação de que o espaço imediatamente abaixo da placa de base dos pilares pré-moldados devesse ser preenchido com graute logo após a montagem do elemento, isso não foi realizado durante a construção. Além disso, a conexão entre as partes dos pilares pré-moldados também demandava graute nos tubos que faziam a emenda da armadura longitudinal.

A colocação do graute sob a placa de base era necessária para transferir os esforços de compressão entre os elementos estruturais e a emenda da barra longitudinal era essencial para transferência dos esforços de tração. O atendimento desses requisitos faria com que as partes separadas dos pilares atuassem como um pilar contínuo, garantindo sua integridade estrutural. A Figura 5.45 mostra como deveria ser executada a conexão entre o pilar moldado *in loco* e o pilar pré-moldado.

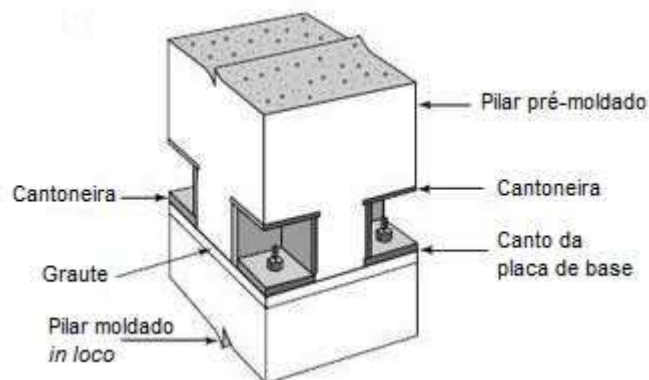


Figura 5.45 – Típica conexão pilar moldado *in loco* – pilar pré-moldado com a existência de graute logo abaixo da placa de base (adaptado de JIANG, 2012)

Investigações sobre o acidente indicaram que outras condições irregulares também contribuíram para a redução da capacidade resistente dos pilares, como a existência de algumas placas de base com furos maiores que os de projeto e chumbadores desgastados, mas a falha da estrutura não teria ocorrido se o graute tivesse sido instalado corretamente. A não existência do graute levou a grandes deslocamentos dos elementos estruturais, resultando no colapso de todo conjunto.

5.2.10 EDIFÍCIO-GARAGEM – FLORIDA, EUA (2012)

Em 10 de Outubro de 2012, no campus oeste da Universidade de Miami Dade, na Florida, EUA, parte de um prédio para estacionamento que estava em construção desabou (Figura 5.46), matando quatro funcionários e ferindo outros três. O colapso ocorreu em uma área de cerca de 1500m² e foi investigado pelo *Occupational Safety & Health Administration* - OSHA (2013).

O edifício-garagem foi projetado com uma estrutura de concreto de seis andares com pilares, vigas pré-tracionadas e painéis de parede pré-fabricados. A fundação era composta por sapatas concretadas no local.



Figura 5.46 – Vista área de parte do edifício-garagem colapsado na Florida (OSHA, 2013)

Os pilares pré-moldados em geral possuíam seção transversal com dimensões de 60cmx60cm; apenas abaixo do segundo piso essas dimensões passavam para 107cmx60cm. Todos eles, em cada andar, apresentavam consolos para apoio das vigas e eram compostos de duas partes: inferiores e superiores. A parte inferior era

çada e posicionada para, em seguida, a superior ser colocada sobre ela e feita a ligação das partes por meio de quatro chumbadores. O espaço de 5cm entre as peças era concretado posteriormente com graute de alta resistência (OSHA, 2013).

A resistência do concreto para a maioria dos elementos estruturais era de aproximadamente 40MPa. O vão típico do prédio era por volta 15m em uma direção e 18,5m na outra direção. O pé direito era de 3,2m em todos os andares, exceto no primeiro andar que era de 5m. O edifício tinha cerca de 93mx119m em planta e 19m de altura. As sapatas tinham dimensões de 7mx7m em planta e profundidade de 1,5m, com concreto de 27,5MPa.

No momento do colapso, a grua estava carregando uma viga para ser colocada no sexto andar entre as colunas A2 e A3 (Figura 5.47). Os elementos estruturais pré-moldados erguidos no mesmo dia e em dias anteriores, de maneira instantânea foram ao chão dos eixos A para C na direção norte-sul, e dois eixos 2 para 5 na direção leste-oeste. A área afetada pelo colapso tinha aproximadamente 40m na direção leste-oeste, e 37m na direção norte-sul (Figura 5.48). Todas as 111 vigas do tipo “*double tee*” pesando cerca de 3000 toneladas, a partir do sexto até o segundo andar entre os eixos A e C, desmoronaram quase diretamente abaixo de sua posição original (OSHA, 2013).

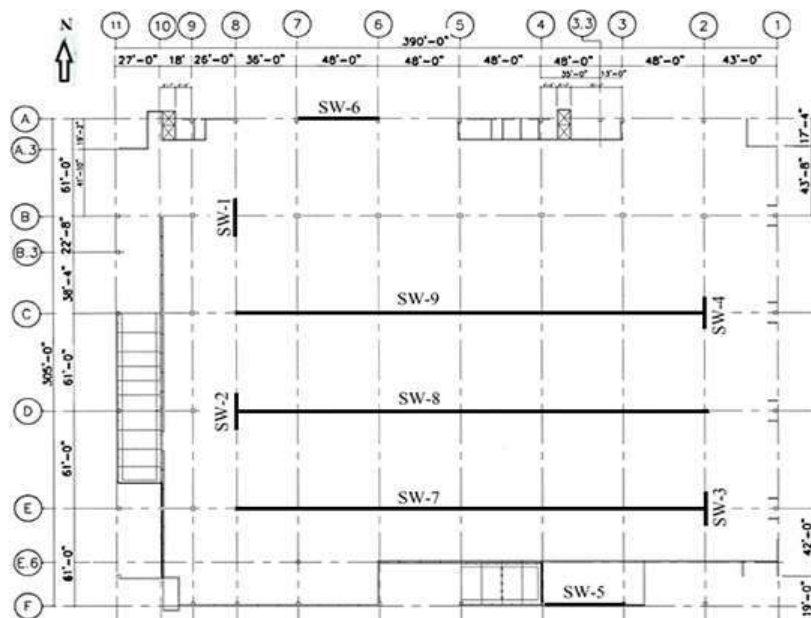


Figura 5.47 – Planta do edifício-garagem na Florida (OSHA, 2013)



Figura 5.48 – Vigas tipo “double tee” no chão depois do desabamento do edifício-garagem na Florida (OSHA, 2013)

Análises sobre as causas do acidente realizadas por profissionais especializados constataram que o prédio entrou em colapso porque não foi colocado graute, como requerido no projeto, na base de um pilar, a fim de transferir adequadamente os esforços para a fundação. Dessa maneira, essa transferência passou a ocorrer através dos chumbadores. Com a carga sobre o pilar aumentando gradualmente no dia do incidente, a tensão atuante sobre as placas de aço excedeu a sua capacidade resistente, ocasionando a ruína. Isso desencadeou um colapso em cadeia de pilares e vigas em todos os cinco andares já construídos.

Além da empreiteira responsável pela construção, que não colocou o graute na base do pilar, houve negligência por parte da empresa responsável pela inspeção da obra, haja visto que o tempo decorrido entre a não colocação do graute e a tragédia foi de 26 dias, enquanto que o projeto deixava claro que esse preenchimento deveria ser realizado em no máximo 48 horas após o posicionamento dos pilares (OSHA, 2013).

6 ANÁLISE DOS DADOS COLETADOS – CAUSAS PRINCIPAIS DE COLAPSOS

Os casos de colapso progressivo relatados no capítulo anterior, que ocorreram ainda durante a construção ou antes da edificação estar habitada, estão resumidos na Tabela 6.1 (casos ocorridos no Brasil) e na Tabela 6.2 (casos ocorridos em outros países), contendo o ano e o local do acidente e a causa principal do colapso parcial ou total das estruturas, quando identificada.

Nessas tabelas, constata-se que os colapsos decorreram de falhas de projeto e/ou de execução. Dentre as falhas de execução, podem ser destacadas a falta de controle da resistência do concreto, o posicionamento inadequado das armaduras e a retirada precoce de formas e escoramentos. Em estruturas com elementos pré-fabricados, constataram-se falhas de execução das ligações de pilares com os outros elementos. Em relação ao projeto das estruturas, verificaram-se principalmente concepção e análise inadequadas, não atendimento a normas e falha na avaliação das cargas atuantes durante a execução das estruturas.

Dos casos de colapso coletados, boa parte se deveu a falhas no sistema de escoramento, reescoramento e formas das lajes e, em muitos casos, o colapso teve como origem a ruptura por punção ao redor de um pilar de laje lisa. Em face disso, enfocam-se a seguir ações durante a construção e sistemas de escoramento e parâmetros que afetam a resistência de lajes à punção, fatores que devem ser levados em conta ao se planejar a execução de uma estrutura. As ações durante a construção referem-se ao caso de estruturas moldadas no local, que é ainda o mais comum no Brasil.

Tabela 6.1 – Resumo dos casos de colapso progressivo no Brasil

Colapso parcial ou total de edificações no Brasil			
Identificação	Ano	Local	Causa
Edifício São Luiz	1958	Rio de Janeiro/RJ	Fundação inadequada para o terreno.
Edifício Luiz de Queiroz	1964	Piracicaba/SP	Rotação das regiões de apoio de parede levando a perda de estabilidade e/ou torção em consolo com armadura transversal insuficiente.
Edifício Raimundo Farias	1987	Belém/PA	Concepção estrutural inadequada (sem vigamento contínuo nas direções longitudinal e transversal) causou a ruptura por flexo-compressão de um pilar
Edifício para Hotelaria	1993	Rio de Janeiro/RJ	Sistema de escoramento das duas primeiras lajes não resistiu às solicitações a que foi submetido
Edifício Residencial	1994	São Paulo/SP	Falha no sistema de escoramento das lajes
Edifício Real Class	2011	Belém/PA	Concepção e análise estrutural inadequadas causou a ruptura de dois pilares centrais quando a estrutura foi submetida à combinação de ações verticais e horizontais
Shopping Rio Poty	2013	Teresina/PI	Retirada precoce do escoramento de laje lisa e furos junto a pilar levaram a ruptura por punção
Edifício Comercial	2013	São Paulo/SP	Desobediência ao projeto (sobrecarga excessiva) e erros no gerenciamento da obra (falta de fiscalização e controle de qualidade dos materiais)
Edifício Residencial	2014	Aracaju/SE	Carregamento da fundação subestimado, desobediência ao projeto (sobrecarga não prevista) e concreto com baixa resistência
Edifício Assis Brasil (1946) – Rio de Janeiro/RJ; Edifício Residencial (1967) – Santos/SP; Edifício Giselle (1977) – Jaboatão dos Guararapes/PE; Edifício Residencial (1982) – Niterói/RJ; Edifício Esmeralda (2011) – Goiânia/GO; Edifício Comercial (2015) – Novo Hamburgo/RS			Causa oficial não divulgada

Tabela 6.2 – Resumo dos casos de colapso progressivo em outros países

Colapso parcial ou total de edificações em outros países			
Identificação	Ano	Local	Causa
New York Coliseum	1955	Nova York/EUA	Sistema de escoramento incapaz de resistir às forças horizontais decorrentes da movimentação de <i>buggies</i>
Edifício Residencial	1971	Boston/EUA	Escoramento ineficaz e falha no controle tecnológico do concreto ocasionou a ruptura por punção de laje
Skyline Plaza	1973	Virgínia/EUA	Retirada precoce da forma e escoramento e baixa resistência do concreto ocasionaram a ruptura por punção de laje
Harbour Cay Condominium	1981	Flórida/EUA	Espessura de laje menor que a exigida e armaduras na região de pilar mal posicionadas causaram ruptura por punção
L'ambiance Plaza	1987	Connecticut/EUA	Deficiência na ligação temporária entre pilares e laje e posicionamento inadequado dos cabos de protensão
Pipers Row Car Park	1997	Wolverhampton/Inglaterra	Baixa resistência do concreto e cobrimento maior das armaduras causaram a falha de laje por punção
Tropicana Casino Resort	2003	Nova Jersey/EUA	Falha nos escoramentos temporários de lajes, remoção precoce de alguns escoramentos e deficiência no comprimento de ancoragem de armaduras
Edifício Residencial	2009	Xangai/China	Ruptura das estacas causada por forças horizontais decorrentes de escavação em um dos lados do edifício e sobrecarga excessiva no oposto
UHS West Parking Garage	2011	Texas/EUA	Ausência de graute sob as placas de base e na emenda de armadura longitudinal das partes dos pilares pré-moldados
Edifício-Garagem	2012	Flórida/EUA	Ausência de graute na região de transferência de esforços de pilar para a fundação

6.1 AÇÕES DURANTE A CONSTRUÇÃO E SISTEMAS DE ESCORAMENTO

As ações que atuam nos pavimentos durante a construção podem ser maiores que as ações em serviço previstas em projeto e, por outro lado, o concreto pode ter propriedades menores que as especificadas no projeto. O cenário piora em estruturas de edifícios residenciais e comerciais, onde a ação variável de projeto é pequena em relação à permanente, ficando as estruturas submetidas a uma parcela relevante da carga total de projeto já nas etapas iniciais de construção (PRADO, 1999).

As ações permanentes e variáveis que ocorrem durante as obras são suportadas por um conjunto de estruturas provisórias, constituídas por peças acopladas e depois desmontadas, conhecido como cimbramento, utilizado até que a estrutura se torne auto-portante. O principal objetivo do cimbramento é transferir com segurança as solicitações atuantes para o solo ou outra estrutura de apoio.

O cimbramento é constituído por formas, escoras ou pontaletes e reescoras, que são comumente de madeira ou metálicas. As escoras servem de apoio para as formas de lajes e vigas e as reescoras apoiam as lajes após a remoção das formas e escoras.

Segundo FREITAS (2004) e ACI 347R-14 (2014), as ações durante a construção são:

- Ações verticais: ações permanentes, peso próprio do sistema de formas e escoras e ações variáveis como peso dos operários, equipamentos, material estocado, componente vertical do impacto produzido pelo lançamento do concreto e operação de equipamentos.
- Ações horizontais: ações causadas pelo vento, componentes horizontais do impacto produzido pelo lançamento do concreto, por equipamentos móveis usados na concretagem e operação liga/desliga de tais equipamentos.
- Ações verticais induzidas: ações induzidas por forças axiais desenvolvidas nas escoras quando ações horizontais são resistidas por escoras inclinadas, cuja magnitude depende do ângulo de inclinação das escoras.
- Ações especiais: ações produzidas pelo lançamento assimétrico do concreto.

A Figura 6.1 exemplifica as principais ações permanentes e variáveis durante a execução da estrutura de um edifício com três pavimentos, tendo-se um sistema de escoramento vertical típico com escoras, reescoras e contraventamento.

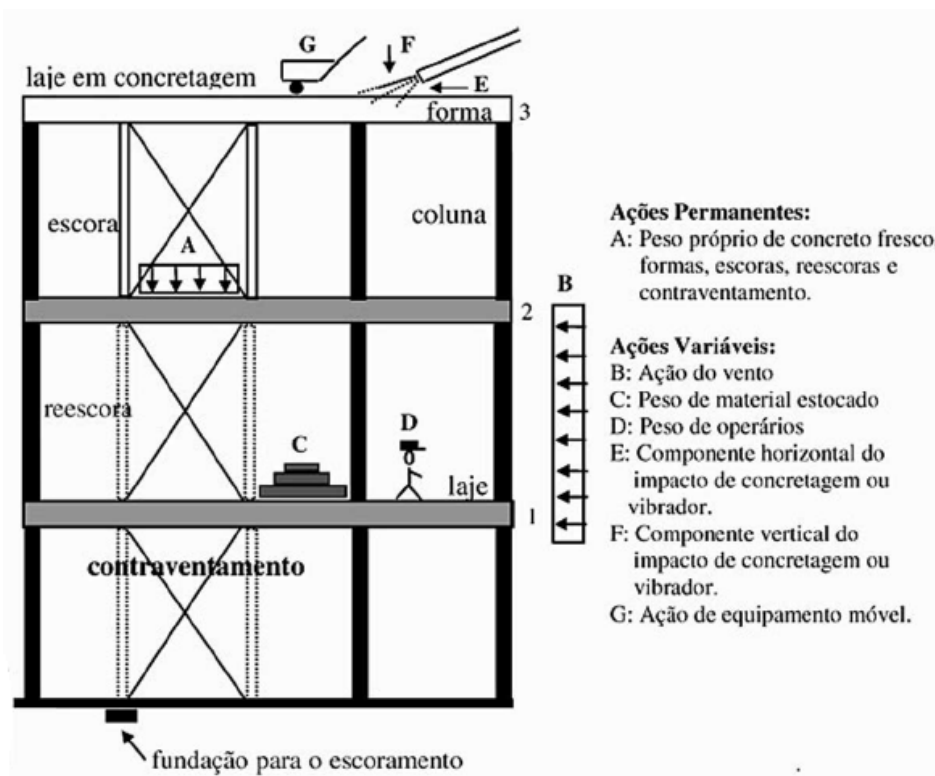


Figura 6.1 – Principais ações de construção em um edifício de três pavimentos (NAPOLEÃO FILHO, 1998)

O processo construtivo convencional de uma estrutura de concreto engloba uma sequência repetida de operações. Alguns dias após a concretagem de um pavimento, são feitas a remoção das escoras e formas e instalação das reescoras no nível abaixo e, nesse pavimento, são posicionadas escoras e formas para a concretagem do próximo pavimento.

A Figura 6.2 mostra um exemplo do processo construtivo convencional, com um sistema temporário de apoio tendo dois níveis de pavimentos escorados e um nível reescorado (2 + 1).

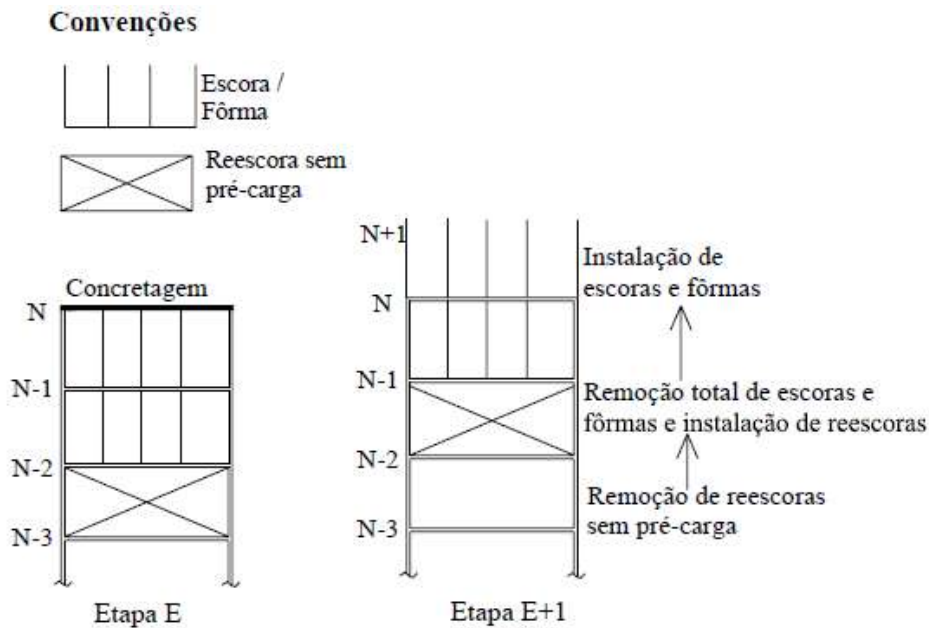


Figura 6.2 – Processo construtivo com um sistema temporário de apoio (2 + 1) (FREITAS, 2004)

NAPOLEÃO FILHO (1998) relata algumas causas de colapso parcial ou total de edifícios durante a fase de construção:

- **Fundação temporária de escoras que suportam a primeira laje:** recalques decorrentes da falta de estabilidade do solo, muitas vezes devido à presença de água no local, geram aumento da carga axial nas escoras adjacentes (ΔN), provocando a ruptura da escora e conseqüente punção da laje recém-concretada (Figura 6.3a).
- **Desalinhamento vertical das escoras:** a distribuição de cargas axiais nas escoras é alterada, ocasionando sobrecarga em escoras adjacentes (ΔN), momento fletor e carga horizontal na escora desalinhada, bem como carga horizontal induzida na laje (Figura 6.3b). Isso pode levar ao colapso do sistema de escoramento, ruptura da laje ou mesmo deslocamento de corpo rígido horizontal da laje, na ausência de contraventamento externo do pavimento.
- **Cargas de impacto:** o lançamento do concreto causa impacto sobre o sistema de escoramento (Figura 6.3c). A ação de equipamentos de concretagem, como mangueiras e vibradores, pode ser responsável pela ruptura da forma, permitindo o impacto do concreto fresco sobre o sistema de escoramento, na falta de contraventamento lateral adequado.

- **Ação horizontal do vento:** edifícios com grandes áreas laterais expostas à força do vento necessitam de um sistema de contraventamento capaz de transferir as ações horizontais resultantes para as fundações da estrutura (Figura 6.3d). Vale ressaltar que a ação do vento responsável por colapso de edifícios em construção tem, geralmente, um valor menor do que aquele referente ao do edifício na fase de serviço.

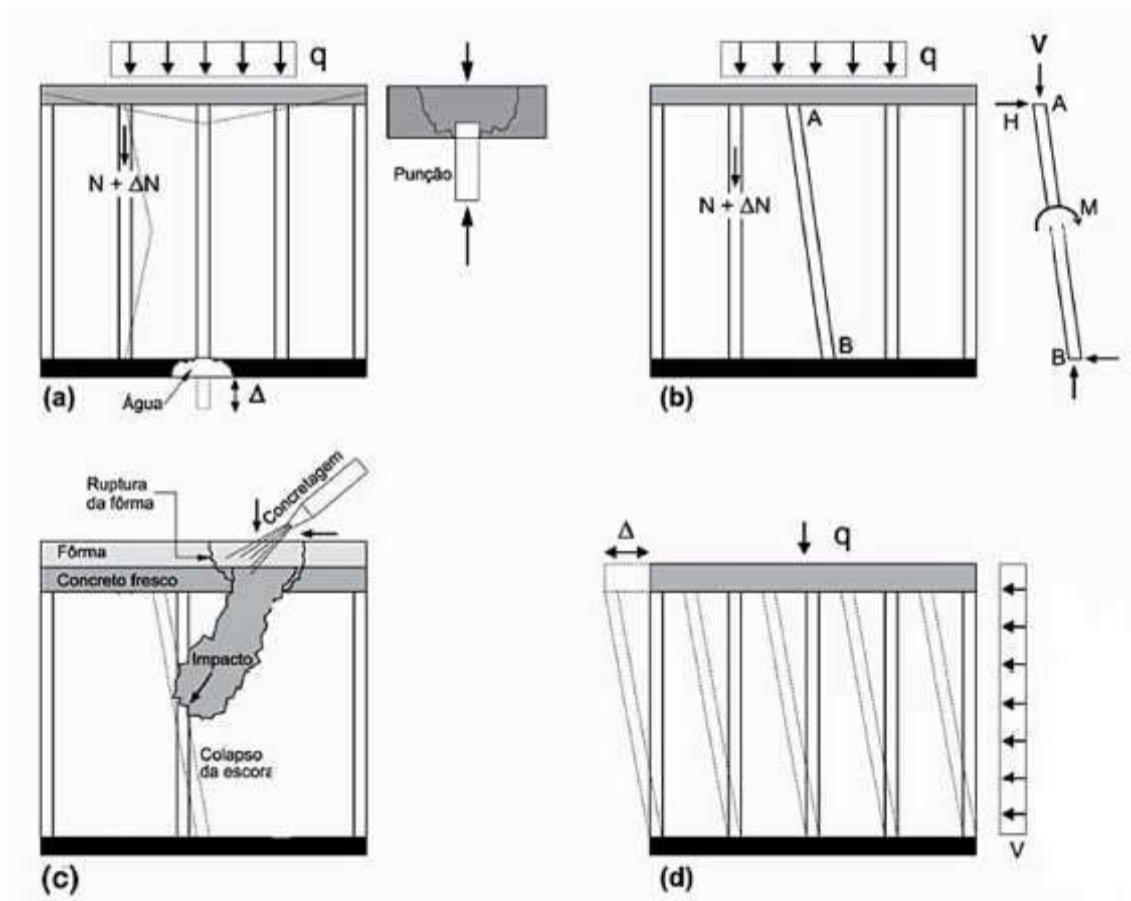


Figura 6.3 – Causas de colapso de estruturas inacabadas relacionadas às ações de construção e falhas no sistema de escoramento: a) recalques na fundação temporária de escoras; b) desalinhamento vertical das escoras; c) cargas de impacto ocasionadas pelo lançamento do concreto e por equipamentos; d) ação horizontal de vento em edifícios sem contraventamento necessário (NAPOLEÃO FILHO, 1998)

De acordo com FREITAS (2004), estudos sobre a evolução das ações de construção concluíram que, para um ciclo de construção (intervalo de tempo entre a concretagem de dois pavimentos consecutivos) de 7 dias, a força máxima atuante em uma escora acontece durante o impacto do lançamento do concreto e que a maior parte da ação dinâmica resultante desse lançamento é absorvida nas escoras ligadas

à laje concretada, ou seja, os níveis reescorados abaixo não apresentam solicitações dinâmicas significativas durante a concretagem.

Os benefícios de considerar as etapas construtivas na análise estrutural vão além da questão da segurança na construção. De acordo com FREITAS (2004), essa consideração pode ainda contribuir da seguinte maneira:

- Racionalizar os trabalhos de escoramento e reescoramento, considerando as idades corretas de instalação e remoção do sistema de escoramento;
- Otimizar o tempo de mobilização dos equipamentos sem comprometer a segurança estrutural;
- Adotar de forma correta o número necessário de pavimentos interligados simultaneamente, evitando a utilização desnecessária de pavimentos escorados ou reescorados;
- Reduzir a influência das ações de construção nas deformações da estrutura.

A possibilidade de haver colapso progressivo devido às falhas no sistema de escoramento e ações de construção não previstas depende de diferentes variáveis, como resistência à compressão do concreto, ciclo de construção e espaçamento entre escoras, sendo que a resistência do concreto parece ser a mais relevante (FREITAS, 2004).

Assim sendo, cuidados especiais devem ser tomados durante a concretagem das lajes, e quanto à cura e ao adensamento do concreto que, uma vez mal executados, podem reduzir sua resistência. Outro procedimento importante para segurança das etapas construtivas é evitar ciclos de construção pequenos, pois ciclos maiores dão mais tempo para que haja aumento da resistência do concreto.

6.2 PARÂMETROS QUE AFETAM A RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS

A laje lisa, que se apoia diretamente em pilares, tem vantagens como economia com formas, facilidade de concretagem, flexibilidade para projetos arquitetônicos e maior velocidade de execução. Por outro lado, nesse tipo de laje há a possibilidade da falha por punção, decorrente de tensões elevadas ao redor dos pilares, que pode ocorrer de maneira brusca e levar ao colapso progressivo de toda estrutura.

A resistência à punção de lajes depende de vários fatores: resistência do concreto, altura efetiva da laje no entorno dos pilares, forma e dimensões da seção dos pilares, posição dos pilares na laje (internamente, nas bordas ou nos cantos), existência de furos no entorno dos pilares, taxa de armadura de flexão e taxa de armadura transversal (nem sempre é usada). Quanto maiores forem a resistência do concreto, a altura efetiva, a seção dos pilares e as taxas de armaduras, maior será a resistência à punção da laje, e quanto maiores os furos, menor será a resistência à punção. Pilares de seção circular tendem a levar a maior resistência à punção que os de seção retangular de mesma área e, destes, quanto menor a relação entre as dimensões da seção, maior é a resistência. Ligações pilar-laje internas tendem a ser mais resistentes à punção que ligações nas bordas (MUTTONI, 2008; FARIA, BISCAIA, *et al.*, 2011; FIB, 2013).

Vários autores constataram o benefício da armadura de integridade ou armadura contra o colapso progressivo (armadura de flexão na face inferior) no comportamento pós-punção, assim como da armadura na face superior.

Em seu estudo experimental, HABIBI (2012) verificou que a armadura de integridade é eficiente quando posicionada entre as armaduras longitudinais do pilar e que estender essa armadura além do comprimento igual à duas vezes o comprimento de ancoragem a partir da face do pilar não resulta em acréscimos significativos na resistência pós-punção, mas provê a laje de maior capacidade de deformação. Foi constatado também que a armadura superior concentrada na região em torno do pilar aumenta a resistência pós-punção da laje.

Segundo RUSSEL (2015), a armadura localizada na parte inferior da laje na região da ligação com o pilar aumenta a ductilidade da ligação laje-pilar na fase pós-puncionamento, redistribuindo os esforços de modo a evitar a ocorrência do colapso progressivo. As ligações sem armadura transversal e sem a armadura de integridade apresentam ruptura por punção brusca. Ruptura por punção numa ligação laje-pilar leva ao aumento de esforços nos pilares adjacentes, que pode acarretar outras falhas por punção e desencadear o colapso progressivo da estrutura (RUIZ, MIRZAEI e MUTTONI, 2013).

Estudo de RUSSEL (2015), sobre a possibilidade de colapso progressivo em uma estrutura com laje lisa mediante a perda repentina de pilar, mostrou que a existência de armadura de integridade contínua ao longo de todo vão da laje diminui a extensão dos danos sofridos e o risco imediato do colapso da estrutura.

De acordo com RUIZ, MIRZAEI e MUTTONI (2013), após a punção, a armadura de integridade provê capacidade de apoio residual para a laje devido à ação de pino e efeito de membrana; a armadura de flexão na face superior pode também contribuir se devidamente ancorada, mas a perda do cobrimento reduz essa contribuição (Figura 6.4). A eficiência da armadura de integridade contra o colapso progressivo, entretanto, depende da capacidade de deformação dessa armadura.

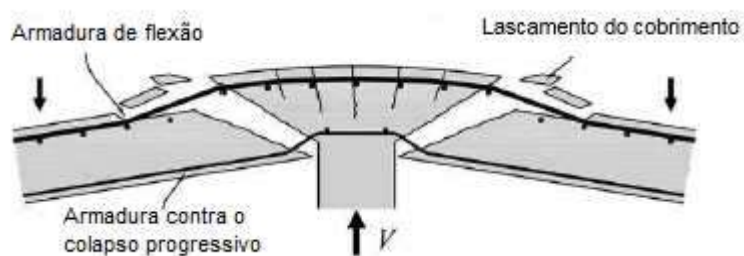


Figura 6.4 – Exemplo de falha por punção de laje lisa (RUSSEL, 2015)

EGBERTS (2009) também constatou a contribuição da armadura superior para o aumento da resistência pós-punção, desde que bem ancorada.

A Figura 6.5, a Figura 6.6 e a Figura 6.7 mostram o aspecto pós-ruptura de lajes que foram providas de armadura de integridade.



Figura 6.5 – Aspecto pós-ruptura por punção de região com pilar interno (EGBERTS, 2009)



Figura 6.6 – Aspecto pós-ruptura por punção de região de pilar interno, mostrando a armadura de integridade e o “tronco de pirâmide de punção” (HABIBI, 2012)



Figura 6.7 – Aspecto pós-ruptura por punção de região de pilar de canto (ZHANG, 2014)

Nos casos de colapso iniciado por punção relatados no capítulo 5 deste trabalho, verificaram-se concreto com baixa resistência, retirada precoce de formas e escoramento, menor altura útil decorrente de posicionamento errado da armadura de flexão e furos junto aos pilares.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1 CONCLUSÕES

O colapso progressivo de estruturas é um tema que vem despertando interesse desde 1968, quando se deu o colapso parcial do edifício Ronan Point, que deu origem às primeiras recomendações em normas de projeto visando evitar o colapso progressivo. No Brasil, apenas mais recentemente esse assunto passou a receber alguma atenção, em decorrência do que foi apontado por LARANJEIRAS (2011).

A revisão bibliográfica realizada mostrou que há métodos de dimensionamento de estruturas resistentes ao colapso progressivo diretos e indiretos. O método indireto objetiva aumentar a robustez da estrutura por meio de amarrações contínuas entre os elementos estruturais, possibilitando uma redistribuição dos esforços das áreas danificadas para outras. Nos métodos diretos, aumenta-se a resistência de elementos-chave específicos para que a estrutura seja capaz de suportar uma eventual ação excepcional, ou projeta-se a estrutura para que, no caso de falha de um elemento importante, ela seja capaz de transferir esforços para os elementos adjacentes.

A opção por um ou outro método pode ser baseada nos tipos de estrutura e de sua ocupação. No caso de edificações menores e com menor ocupação, é preciso apenas atender aos requisitos mínimos indicados pelas normas de projeto para satisfazer a estabilidade sob uso normal. As edificações de tamanho e ocupação de nível médio devem ser providas de amarrações horizontais e verticais, podendo também ser verificadas para que a remoção de algum elemento estrutural não acarrete danos excessivos. Para estruturas de grande porte e ocupação (estádios, por exemplo) deve ser feita análise de risco levando em consideração perigos previsíveis ou imprevisíveis.

As normas de projeto de estruturas de concreto, em geral, indicam procedimentos que visam prover as estruturas de redundância e ductilidade, e recomendações específicas quanto às armaduras contra o colapso progressivo de lajes apoiadas em pilares.

As estruturas de concreto armado moldadas no local, que são o foco principal deste trabalho, possuem vantagens quanto à resistência ao colapso progressivo, pois

não apresentam as descontinuidades nas ligações existentes nas estruturas pré-moldadas. E os danos nessas estruturas decorrentes de ações não previstas em projeto podem ser evitados ou minimizados a partir de escolhas apropriadas quando da concepção da estrutura.

O NISTIR 7396 (2007) enumera algumas recomendações gerais e específicas para cada elemento, visando aumentar a capacidade da estrutura de formar rótulas plásticas e suportar grandes deformações. As gerais são:

- a) Evitar vigas de transição ou descontinuidades que possam causar concentração de tensões;
- b) Dar preferência a sistemas estruturais regulares e simétricos;
- c) Usar como modelos de análise pórticos espaciais;
- d) Evitar grandes espaçamentos entre vigas e pilares, que dificultam a redistribuição de esforços;
- e) Assegurar que a ruptura por flexão (dúctil) precederá a ruptura por força cortante (frágil), que as rótulas plásticas se formem nas vigas, e continuidade das armaduras;
- f) Considerar a inclusão de núcleos rígidos a fim de ajudar na estabilidade da estrutura.

Especificamente para as lajes, vigas e pilares de concreto armado, as recomendações são:

Lajes:

- Dar preferência a lajes armadas em duas direções, que possibilitam maior redundância;
- As armaduras superiores e inferiores devem se estender até os eixos de vigas e pilares;
- Colocar as emendas de armaduras afastadas da extremidade e do meio do vão;
- No caso das lajes lisas, garantir elevada resistência à punção, com a utilização de capitéis ou de armaduras de punção. Prover armadura inferior (contra o colapso progressivo) contínua através dos pilares nas duas direções. Nas fachadas devem-se utilizar vigas de bordo.

Vigas:

- Posicionar emendas das armaduras afastadas da ligação com os pilares e do meio do vão;
- Adotar pequeno espaçamento para os estribos a fim de melhorar a resistência à força cortante e à torção;
- Dar preferência a vigas largas, que possuem maior resistência à torção;
- Garantir continuidade das armaduras positivas e negativas ao longo de seu comprimento.

Pilares:

- Posicionar emendas das armaduras a um terço do comprimento dos pilares, evitando emendas a meia altura e nas extremidades;
- Assegurar o confinamento com estribos pouco espaçados que devem, inclusive, ser colocados ao longo da região de ligação com as vigas;
- Garantir que as rótulas plásticas se formem nas vigas e não nos pilares;
- Dimensionar os pilares vizinhos aos de canto com certa folga, considerando valores de momentos fletores e cargas normais maiores que os calculados, para que eles resistam aos esforços adicionais no caso de falha dos pilares de canto.

Embora o foco da maior parte das investigações venha sendo o colapso de estruturas existentes, tem-se verificado grande vulnerabilidade ao colapso progressivo de estruturas durante a fase de construção. Neste trabalho, reuniram-se 25 casos de colapsos, que levaram a 204 mortes e centenas de feridos.

Durante a construção de edificações, as cargas impostas tendem a ser maiores que as de serviço para as quais a estrutura foi projetada, e a retirada de formas, escoras e reescoras antes que a estrutura seja capaz de suportar essas cargas pode levar ao colapso parcial ou total da estrutura. Para evitar isso, deve haver boa interação entre as equipes de projeto e de execução da estrutura. O tipo de estrutura, o processo construtivo, o ciclo da construção, o tipo de cimbramento, o tipo de concreto e seus processos de lançamento e de cura, as cargas de construção e a

possível distribuição de cargas entre os pavimentos, escoras e reescoras devem ser levados em conta quando do planejamento e da execução da obra. Ressalte-se que particular importância deve ser dada à execução de estruturas com lajes lisas, tipo estrutural mais propenso a colapsos progressivos.

Segundo ALAMIN (1999), a maior parte dos colapsos de estruturas em construção teve origem na falha de escoras e durante o processo de concretagem e, de acordo com KAMINETZY e STIVAROS (1994), falhas no cimbramento, cargas excessivas e baixa resistência do concreto quando da retirada do cimbramento têm sido causas comuns desses colapsos.

A análise dos casos que constam na Tabela 6.1 e na Tabela 6.2 indicou que os colapsos decorreram de falhas de projeto e/ou de execução. Dentre as falhas de execução, podem ser destacadas a falta de controle da resistência do concreto, o posicionamento inadequado das armaduras e a retirada de formas e escoramentos antes que o concreto tivesse a resistência necessária. Em estruturas com elementos pré-fabricados, constataram-se falhas de execução das ligações de pilares com os outros elementos. Em relação ao projeto das estruturas, verificaram-se principalmente concepção e análise inadequadas e falha na avaliação das cargas atuantes durante a execução das estruturas.

As cargas relativas ao peso do cimbramento, do concreto e da armadura são de fácil avaliação, mas as variáveis não (operários, equipamento, empilhamento de material de construção, etc.), havendo sugestão de se considerar pelo menos $2,4\text{kN/m}^2$ para cargas verticais ou, no caso de emprego de equipamento motorizado, $3,6\text{kN/m}^2$ (ACI 347R-14) sendo a carga total pelo menos $4,8\text{ kN/m}^2$ ou $6,0\text{ kN/m}^2$, respectivamente. Mas há outras cargas a considerar: cargas horizontais decorrentes do processo construtivo, cargas de vento, impacto, etc. Além das incertezas quanto às cargas atuantes, há a dificuldade em estimar razoavelmente a distribuição de cargas pelos elementos da estrutura e cimbramento em cada estágio da construção.

Também na fase de construção, a redundância da estrutura é essencial para evitar o colapso progressivo. Além disso,

- As cargas de construção devem sempre ser consideradas no projeto da estrutura. Há muitos casos em que estas cargas irão comandar o dimensionamento.
- Os projetos de forma, escoramento e reescoramento devem ser bem detalhados e discutidos com quem projeta a estrutura.

- Devem ser especificadas as resistências e módulos de elasticidade mínimos do concreto para diferentes etapas de execução e ensaios do concreto devem ser realizados antes da remoção de formas e escoramento. O ciclo de construção adotado deve ser compatível com a evolução da resistência do concreto usado com o tempo.
- A execução de uma estrutura deve ser gerenciada/fiscalizada por profissionais com qualificação para tal.
- Os desenhos da estrutura enviados para a obra devem apresentar todos os detalhes necessários para a sua boa execução. Ferramentas computacionais disponíveis atualmente possibilitam a confecção de desenhos 3D com relativa facilidade, que melhoram o entendimento da estrutura como um todo e em detalhe, em suas diferentes etapas de execução.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Há ainda muito a investigar acerca do colapso progressivo, seja durante a construção ou com a estrutura finalizada.

A reunião de casos de colapso e a investigação detalhada de suas causas podem servir de lição importante para que eles venham a ser evitados. No caso particular de estruturas em construção, há particular falta de informações; muitos dos casos nem chegam a ser divulgados quando não há mortes envolvidas. Nos Estados Unidos, há o OSHA (Occupational Safety and Health Administration), que disponibiliza relatórios periódicos sobre acidentes na construção e suas causas, o que facilita a detecção de vícios inadequados de projeto e de execução de estruturas e sua consequente correção. No Brasil há falta de entidade que reúna informações confiáveis sobre colapsos de edificações, pontes, etc.

Além da criação de um centro de documentação e disseminação de informações sobre colapsos de estruturas no Brasil, sugere-se que o tema colapso progressivo venha a ser mais discutido nos meios acadêmico e de atuação prática, face à sua relevância social, econômica e ambiental. Isso indicará os caminhos a seguir em termos de pesquisa e recomendações de procedimentos a serem adotados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A REDAÇÃO, 2011. Disponível em: <<http://aredacao.com.br/noticias/3368/tres-operarios-morrem-em-queda-de-laje-no-21-andar>>. Acesso em: 11 mar. 2017.

A TRIBUNA, 1990. Disponível em: <<http://www.novomilenio.inf.br/santos/h0236b.htm>>. Acesso em: 26 maio 2017.

ABNT NBR 6118. **Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 2014.

ACI 318-14. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318RM-14)**. Farmington Hills, Michigan, EUA: American Concrete Institute (ACI), 2014.

ACI 347R-14. **Guide to Formwork for Concrete**. Farmington Hills, Michigan, EUA: American Concrete Institute (ACI), 2014.

ALAMIN, B. **Analysis of Construction Loads on Concrete Formwork**. Tese de M.Sc., Concordia University. Montreal, Canadá. 1999.

ARAÚJO, J. **G1**, 2013. Disponível em: <<http://g1.globo.com/pi/piaui/noticia/2013/07/obra-de-shopping-desaba-e-deixa-uma-pessoa-ferida-em-teresina.html>>. Acesso em: 13 jan. 2016.

ASCE/SEI 7. **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**. Virginia, EUA: America Society of Civil Engineers, 2010.

BALDRIDGE, S. M.; HUMAY, F. K. Preventing progressive collapse in concrete buildings. **Concrete International**, v. 25, n.11, p. 73-79, 2003.

BATTISTA, R. C.; CARVALHO, E. M. L. "Relato e Análise do Colapso Total de um Edifício em Concreto Armado". In: CUNHA, A. J. P. D.; LIMA, N. A.; SOUZA, V. C. M. D. **Acidentes Estruturais na Construção Civil**. São Paulo, SP: Pini, v. II, 1998.

BATTISTA, R. C.; LOPES, F. R. **Análise das Causas do Desabamento do Edifício RF-PA**. Relatório Técnico COPPETEC ET-15334. Rio de Janeiro. 1987.

BREEN, J. E. **Research workshop on progressive collapse of building structures**. University of Texas at Austin. Texas. 1975.

BS NA EN 1992-1-1. **UK National Annex to Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules - Accidental actions**. Brussels: European Committee for Standardization - Eurocode 2, 2004.

BYFIELD, M. et al. **A Review of Progressive Collapse Research and Regulations**. School of Civil Engineering and the Environment - University of Southampton. Inglaterra. 2014.

CANISIUS, T. D. G. **Structural Robustness Design for Practising Engineers. COST Action TU0601 Robustness of Structures**, 2011.

CARPER, K. **Beware of vulnerabilities during construction**, 2004. Disponível em: <<http://www.djc.com/news/co/11155170.html>>. Acesso em: 12 nov. 2015.

CREA-PI. **Relatório técnico sobre o desabamento da obra do Shopping Rio Poty**. Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia do Piauí. Teresina, Piauí. 2013.

CREA-SE. **Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia de Sergipe**, 2015. Disponível em: <<http://www.crea-se.org.br/laudo-sobre-desabamento-de-predio-na-coroa-do-meio-sera-analisado-pela-camara-de-engenharia-civil/>>. Acesso em: 22 fev. 2016.

DECOURT, A. **Rio que Passou**, 2008. Disponível em: <<http://www.rioquepassou.com.br/2008/01/31/50-anos-do-desabamento-do-ed-sao-luiz-rei/>>. Acesso em: 09 jul. 2016.

DEPARTMENT FOR COMMUNITIES AND LOCAL GOVERNMENT. **Review of International Research on Structural Robustness and Disproportional Collapse**. London: Centre for the Protection of National Infrastructure (CPNI), 2011.

DIÁRIO ONLINE, 2011. Disponível em: <<http://www.diarioonline.com.br/noticia-139028-laudo-aponta-erro-de-calculo-no-real-class.html>>. Acesso em: 12 jan. 2016.

DOD. **Design of Buildings to Resist Progressive Collapse**. EUA: Department of Defense - Unified Facilities Criteria (UFC 4-023-3), 2016.

EGBERTS, M. J. L. **Preventing Progressive Collapse of Flat Plate Structures with an Irregular Layout of Structural Integrity Reinforcement**. Dissertação de M.Sc., McGill University. Montreal, Canadá. 2009.

EN 1990. **Basis of structural design**. Brussels: European Committee for Standardization - Eurocode 0, 2002.

EN 1991-1-7. **Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions**. Brussels: European Committee for Standardization - Eurocode 1, 2006.

EN 1992-1-1. **Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels: European Committee for Standardization - Eurocode 2, 2004.

ENGEL, R. H. et al. Tropicana Casino Parking Garage. **Failures Wiki**, 2010. Disponível em: <<https://failures.wikispaces.com/Tropicana+Casino+Parking+Garage>>. Acesso em: 2016 jan. 25.

Everything about concrete. Disponível em: <<http://www.everything-about-concrete.com/concrete-buggy.html>>. Acesso em: 20 mar. 2017.

FARIA, D. et al. **Material and Geometrical Parameters affecting Punching of Reinforced Concrete Flat Slabs with Orthogonal Reinforcement**. FIB Symposium Prague 2011- Concrete engineering for excellence and efficiency. Praga, República Tcheca. 2011.

FIB. **fib Model Code for Concrete Structures 2010**. Berlin, Alemanha: Fédération Internationale du Béton (FIB), 2013.

FRAZÃO, F.; YARAK, A. **Revista Veja**, 2013. Disponível em: <<http://veja.abril.com.br/noticia/brasil/fotos-as-vesperas-de-desabamento-de-sp-revelam-estrutura-fragi>>. Acesso em: 25 fev. 2016.

FREITAS, A. A. D. **Situações Críticas no Projeto de Edifícios de Concreto Armado Submetidos a Ações de Construção**. Dissertação de M.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo, Brasil. 2004.

FREITAS, L. **Capital Teresina**, 2013. Disponível em: <<http://www.capitalteresina.com.br/noticias/teresina/shopping-rio-poty-diz-que-obra-desabou-por-retirada-inadvertida-de-escoramento-2541.html>>. Acesso em: 13 jan. 2016.

GEBERER, R. **Chelsea News**, 2016. Disponível em: <<http://www.chelseaclintonnews.com/local-news/20160817/moses-built-new-yorks-coliseum>>. Acesso em: 20 mar. 2017.

GSA. **Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance**. EUA: General Services Administration, 2013.

HABIBI, F. **Post-Punching Shear Response of Two-Way Slabs**. Tese de PhD., McGill University. Montreal, Canadá. 2012.

JABOATÃO ANTIGO, 2014. Disponível em: <<https://www.facebook.com/JaboataoVelho/posts/603048379814541>>. Acesso em: 27 maio 2017.

JI, Y. **3D Numerical Analysis of a Building under Construction Collapse in Shanghai**. Shanghai. 2010.

JIANG, L. Parking Garage Collapse in San Antonio. **Failures Wiki**, 2012. Disponível em: <<https://failures.wikispaces.com/Parking+Garage+Collapse+in+San+Antonio>>. Acesso em: 26 abr. 2017.

JORNAL CORREIO DA MANHÃ. **Biblioteca Nacional Digital**, 1946. Disponível em: <http://memoria.bn.br/DocReader/Hotpage/HotpageBN.aspx?bib=089842_05&pagfis=29992&url=http://memoria.bn.br/docreader#>>. Acesso em: 26 maio 2017.

JORNAL DIÁRIO DA NOITE. **Biblioteca Nacional Digital**, 1958. Disponível em: <<http://memoria.bn.br/hdb/uf.aspx>>. Acesso em: 09 jul. 2016.

JORNAL NH, 2015. Disponível em: <http://www.jornalnh.com.br/_conteudo/2015/03/noticias/regiao/140075-predio-em-construcao-desaba-no-bairro-vila-nova.html>. Acesso em: 11 mar. 2017.

JORNAL O GLOBO, 2011. Disponível em: <<http://oglobo.globo.com/brasil/edificio-em-construcao-real-class-desaba-em-belem-2830760>>. Acesso em: 12 jan. 2016.

JORNAL O PROGRESSO, 2011. Disponível em: <<http://www.progresso.com.br/caderno-a/brasil-mundo/laudo-aponta-que-erro-estrutural-causou-desabamento-de-predio-no-pa>>. Acesso em: 12 jan. 2016.

KAMINETZY, D. V.; STIVAROS, P. C. Early-Age Concrete: Construction Loads, Behavior and Failures, , 1994. **Concrete International**, v. 16, n.1, p. 58-63, 1994.

KHUDEIRA, S. Building Collapse during Construction. **ASCE Library**, 2010. Disponível em: <[http://ascelibrary.org/doi/full/10.1061/\(ASCE\)SC.1943-5576.0000058](http://ascelibrary.org/doi/full/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000058)>. Acesso em: 08 jan. 2016.

KING, S.; DELATTE, N. **Collapse of 2000 Commonwealth Avenue: Punching Shear Case Study**. Cleveland State University. EUA. 2004.

KOBIELAK, S.; HUTNIK, E.; ZAMIAR, Z. **Construction disasters caused by punching in the support zone of reinforced concrete slab-and-column ceilings as well as means of their repair and reinforcement**. Journal of Science of the Military Academy of Land Forces. Breslávia, Polônia. 2015.

KOKOT, S.; SOLOMOS, G. **Progressive collapse risk analysis: literature survey, relevant construction standards and guidelines**. European Commission - Joint Research Centre. Italy. 2012.

KOZLOVA, P. **The Phenomenon of Progressive Collapse according to Russians Norms**. Saimaa University of Applied Sciences. Lappeenranta, Finlândia. 2013.

KUKORLO, J. D. Harbour Cay Condominiums. **Failures Wiki**, 2009. Disponível em: <<http://failures.wikispaces.com/Harbour+Cay+Condominiums>>. Acesso em: 17 abr. 2017.

LARANJEIRAS, A. C. R. Colapso Progressivo dos Edifícios – breve Introdução. **TQS News**, n. 33, 2011.

LITTLE, W. A. **Boston collapse - Structural failures: Modes, causes, and responsibilities**. ASCE - American Society of Civil Engineers. EUA. 1972.

LOUZAS, R. **Revista Técnica - PINI**, 2014. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/obras/estrutura-de-predio-que-desabou-em-sao-paulo-era-insuficiente-305429-1.aspx>>. Acesso em: 25 fev. 2016.

McNAMARA, L. J.; PARFITT, M. K. L'Ambiance Plaza. **Failures Wiki**, 2010. Disponível em: <<http://failures.wikispaces.com/L%27Ambiance+Plaza>>. Acesso em: 02 mar. 2017.

MUTTONI, A. **Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement**. ACI Structural Journal, v.105, n. 4. EUA. 2008.

NAPOLEÃO FILHO, J. "Ações de Construção em Edifícios: Casos de Colapso". In: CUNHA, A. J. P. D.; LIMA, N. A.; SOUZA, V. C. M. D. **Acidentes Estruturais na Construção Civil**. São Paulo, SP: Pini, v. II, 1998.

NISTIR 7396. **Best Practice for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings**. EUA: National Institute of Standards and Technology (NIST), 2007.

OSHA. Construction Incidents Investigation Engineering Reports. **Occupational Safety and Health Administration**, 2004. Disponível em: <https://www.osha.gov/doc/engineering/2003_10.html>. Acesso em: 25 jul. 2016.

OSHA. Construction Incidents Investigation Engineering Reports. **Occupational Safety and Health Administration**, 2013. Disponível em: <https://www.osha.gov/doc/engineering/2013_r_02.html>. Acesso em: 28 fev. 2016.

PELOSI, M. **Skyscraper City**, 2015. Disponível em: <<http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1698892&page=203>>. Acesso em: 14 mar. 2017.

PERKINS, S. A. Skyline Plaza - Bailey's Crossroads (March 2, 1973). **Failures Wiki**, 2009. Disponível em: <<http://failures.wikispaces.com/Bailey%27s+Crossroads++Skyline+Plaza>>. Acesso em: 07 jan. 2016.

PORTAL ORM, 2011. Disponível em: <<http://noticias.orm.com.br/noticia.asp?id=513063&%7Crelembre+o+desabamento+do+pr%C3%A9dio+raimundo+farias+em+1987#.V4680fkrLIX>>. Acesso em: 16 jul. 2016.

PORTAL TERRA, 2011. Disponível em: <<https://noticias.terra.com.br/brasil/desabamento-em-obra-mata-3-operarios-em-goiania,9bca917ca69ea310VgnCLD200000bbccceb0aRCRD.html>>. Acesso em: 11 mar. 2017.

PORTO, A. **Jornal Metro**, 2013. ISSN JORNAL METRO, 2013. Disponível em: <<http://www.metrojornal.com.br/nacional/foco/laudo-aponta-falha-em-estrutura-de-obra-na-zona-leste-de-sao-paulo-65478>>. Acesso em 25/02/2016. Disponível em: <<http://www.metrojornal.com.br/nacional/foco/laudo-aponta-falha-em-estrutura-de-obra-na-zona-leste-de-sao-paulo-65478>>. Acesso em: 25 fev. 2016.

PRADO, J. F. M. D. A. **Estruturas de Edifícios em Concreto Armado Submetidas a Ações de Construção**. Tese de D.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, Brasil. 1999.

RAMOS, A. **A história bem na foto**, 2001. Disponível em: <<http://ahistoriabemnafoto05.blogspot.com.br/>>. Acesso em: 27 maio 2017.

RUIZ, M. F.; MIRZAEI, Y.; MUTTONI, A. **Post Punching Behavior of Flat Slabs**. ACI Structural Journal, V. 110. EUA. 2013.

RUSSEL, J. **Progressive Collapse of Reinforced Concrete Flat Slab Structures**. Tese de PhD., University of Nottingham. Nottingham, Inglaterra. 2015.

SCHELLHAMMER, J.; DELATTE, N.; BOSELA, P. A. **Another Look at the Collapse of Skyline Plaza at Bailey's Crossroads, Virginia**. Cleveland State University. EUA. 2013.

SCHWAB, A. et al. New York Coliseum. **Failures Wiki**, 2010. Disponível em: <<https://failures.wikispaces.com/New+York+Coliseum>>. Acesso em: 20 mar. 2017.

SOARES, D. **G1**, 2014. Disponível em: <<http://g1.globo.com/se/sergipe/noticia/2014/12/laudo-sobre-desabamento-de-predio-e-apresentado-em-aracaju.html>>. Acesso em: 22 fev. 2016.

STAROSSEK, U. **Topology of progressive collapse**. Hamburg University of Technology. Alemanha. 2007.

STAROSSEK, U. Collapse types and robustness measures. **COST Action TU0601 Robustness of Structures**, Coimbra, Portugal, 2009.

STAROSSEK, U. **Progressive collapse of structures**. Hamburg University of Technology. Alemanha. 2009.

TOMAZELA, J. **Estadão**, 2014. Disponível em: <<http://sao-paulo.estadao.com.br/blogs/pelo-interior/piracicaba-lembrara-os-50-anos-da-tragedia-do-comurba/>>. Acesso em: 14 mar. 2017.

UOL, 2014. Disponível em: <<https://noticias.uol.com.br/cotidiano/ultimas-noticias/2014/02/12/laudos-apontam-que-estrutura-de-obra-que-desabou-em-sp-era-insuficiente.htm>>. Acesso em: 12 jan. 2016.

VASCONCELOS, A. C. D. "O Desabamento Repentino de um Edifício de 15 andares". In: CUNHA, A. J. P. D.; LIMA, N. A.; SOUZA, V. C. M. D. **Acidentes Estruturais na Construção Civil**. São Paulo, SP: Pini, v. II, 1998.

VELLOSO, D. D. A.; NAEGELI, C. H.; VIDEIRA, H. D. C. "O Desabamento do Edifício São Luiz Rei". In: CUNHA, A. J. P. D.; LIMA, N. A.; SOUZA, V. C. M. D. **Acidentes Estruturais na Construção Civil**. São Paulo, SP: Pini, v. II, 1998.

WOOD, J. G. M. Pipers Row Car Park, Wolverhampton - Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997. **Health and Safety Executive (HSE)**, 2003. Disponível em: <<http://www.hse.gov.uk/research/misc/pipersrowpt1.pdf>>. Acesso em: 23 abr. 2017.

ZHANG, L. **Post-Punching Shear behaviour of Full-Scale Slab Structure with Edge and Corner Columns**. Tese de M.Sc., McGill University. Montreal, Canadá. 2014.