

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

GUILHERME BITTARELLO

**COLAPSO PROGRESSIVO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO
PRÉ - MOLDADO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2013

GUILHERME BITTARELLO

COLAPSO PROGRESSIVO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ- MOLDADO

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para a conclusão do curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco.

Orientador: Prof. Dr. Rodolfo André Kuche Sanches

PATO BRANCO

2013



TERMO DE APROVAÇÃO

COLAPSO PROGRESSIVO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

GUILHERME BITTARELLO

Aos 13 dias do mês de agosto do ano de 2013, às 10h, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná– UTFPR, conforme Ata de Defesa Pública nº 16-TCC/2013.

Orientador: Prof. Dr. RODOLFO ANDRÉ K. SANCHES (DACOC / UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Dr. GUSTAVO LACERDA DIAS (DACOC / UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof^a. Dr^a. HELOIZA A. P. BENETTI (DACOC / UTFPR-PB)

AGRADECIMENTOS

Ao nos depararmos com o momento de conquista, devemos nos lembrar de que muitas pessoas contribuíram para que alcançássemos tais metas. Àqueles que fizeram parte desse momento em minha vida, tenham a certeza que têm minha gratidão.

Gostaria de agradecer primeiramente a Deus, essência da minha vida, O qual sempre esteve ao meu lado me amparando quando eu mais precisava, agradeço também a minha família, em especial, meus pais, Newton e Rosane e meus irmãos Henrique, Fernando e Felipe, pelo apoio e compreensão durante todo esse período. Agradeço imensamente a minha amada Sandra por toda atenção e compreensão por todos esses meses de estudo.

Aos meus colegas e amigos de turma pelo apoio concedido durante essa fase e em especial ao colega Luiz Antônio que contribuiu diretamente no desenvolvimento desse trabalho, o resultado não seria o mesmo sem vocês.

Agradeço a UTFPR pela disponibilização da sua estrutura para o desenvolvimento do trabalho, bem como para todo o período de graduação, estendo para todos os professores que ministraram aula nesse período, contribuindo para minha formação.

Agradeço ainda ao meu orientador, professor Rodolfo André Kuche Sanches que muitas vezes deixou compromissos pessoais para o auxílio na elaboração desse trabalho. Também aos membros da banca examinadora, professor Gustavo Lacerda Dias e professora Heloiza A. Piassa Benetti, pelo tempo disponibilizado e colaboração para melhorias deste mesmo.

RESUMO

Ao mesmo tempo em que as construções em elementos de concreto pré-moldado ganham mais espaço no mercado e edifícios com maiores alturas são produzidos, surge uma maior preocupação quanto à possibilidade de que ações excepcionais venham a desencadear o problema de colapso progressivo. No intuito de contribuir com técnicas para se projetar edifícios em concreto pré-moldado resistentes ao colapso progressivo, o presente trabalho apresenta uma metodologia baseada em análises geometricamente não lineares estáticas e dinâmicas para ser aplicada durante o projeto. Para tal inicia-se com o estudo dos mecanismos e características de tais problemas, de onde nota-se a necessidade de se recorrer a análises que pelo menos admitam grandes deslocamentos e considerem os efeitos dinâmicos. Assim escolhe-se trabalhar com elementos de pórtico bidimensionais em uma formulação não linear geométrica. A metodologia proposta é empregada e testada numericamente em exemplos onde são considerados modelos estruturais de edifícios de vários pavimentos, se mostrando bastante eficiente do ponto de vista numérico.

Palavras-chave: Colapso Progressivo. Pré-moldados. Análise não linear geométrica. Análise dinâmica.

ABSTRACT

While pre-cast concrete building has gained more market and greater heights are reached, there is more concern about the possibility of exceptional actions may induce the problem of progressive collapse. In order to contribute with techniques for design of progressive collapse resistant buildings, this work presents a methodology based on geometrically nonlinear static and dynamic analysis to be applied during the structural design. In order to get this methodology, we begin with the study of mechanisms and characteristics of such problems. From these studies, we observe the necessity of employing structural analysis which at least admit large displacements and considers the dynamic effects. So we choose to work with two-dimensional frame elements in a geometric nonlinear formulation. The proposed methodology is employed and numerically tested for building structural models with several floors, showing to be very efficient from the numerical point of view.

Keywords: Progressive collapse. Precast. Geometric nonlinear analysis. Dynamic analysis.

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1 - Exemplos de elementos estruturais pré- fabricados.....</i>	<i>5</i>
<i>Figura 2 - Construção pré-fabricada entre anos de 1950 a 1970.</i>	<i>8</i>
<i>Figura 3 - Construção pré-fabricada entre anos de 1970 a 1980</i>	<i>9</i>
<i>Figura 4 - Construção pré-fabricada pós 1980.</i>	<i>9</i>
<i>Figura 5 - Exemplo de colapso progressivo</i>	<i>11</i>
<i>Figura 6 - Edifício em Ronan Point, Londres, 1968.</i>	<i>14</i>
<i>Figura 7–Khobar Towers, Arábia Saudita.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 8–Khobar Towers com a fachada destruída.</i>	<i>16</i>
<i>Figura 9 - Linhas de ruptura nas paredes internas.</i>	<i>16</i>
<i>Figura 10–Exemplo de estrutura redundante.</i>	<i>19</i>
<i>Figura 11 - Uma estrutura convencional de viaduto, à esquerda, com juntas e aparelhos de apoio, e uma estrutura integral, à direita.</i>	<i>20</i>
<i>Figura 12 - Aparelhos de apoio; figura à esquerda. Apoios integrais, monolíticos; à direita.</i>	<i>21</i>
<i>Figura 13 - Uma estrutura pré-moldada sem continuidade entre seus elementos. ...</i>	<i>21</i>
<i>Figura 14 - Uma ligação para o caso de inversão de esforços.</i>	<i>22</i>
<i>Figura 15 - Ilustração dos pilares comuns, não-cintados e dos pilares cintados.....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 16 - Arranjo dos tirantes para proteger contra colapso progressivo.....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 17 - Ação de balanço.</i>	<i>27</i>
<i>Figura 18 - Ação de membrana.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 19 - Armadura contra colapso progressivo.</i>	<i>32</i>
<i>Figura 20 - Exemplo de Malha de Elementos Finitos.</i>	<i>33</i>
<i>Figura 21 - Planta Baixa da edificação fictícia.</i>	<i>39</i>
<i>Figura 22 - Corte da edificação fictícia.</i>	<i>40</i>
<i>Figura 23- Exemplo Ligação Rotulada em vigas pré-fabricadas.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 24- Malha Inicial do estudo.</i>	<i>42</i>
<i>Figura 25 - Deslocamento eixo Y – pórtico principal.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 26 - Momento Fletor – pórtico principal.</i>	<i>43</i>
<i>Figura 27 - Esforço Normal – pórtico principal.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 28 - Esforço Cortante – pórtico principal.</i>	<i>44</i>
<i>Figura 29 - Detalhe seção vigas e pilares- Modelo Principal.</i>	<i>45</i>

<i>Figura 30 - Malha Principal do estudo.</i>	46
<i>Figura 31 - Deslocamento eixo Y – pórtico sem pilar.</i>	46
<i>Figura 32 - Momento Fletor – pórtico sem pilar.</i>	47
<i>Figura 33 - Esforço Normal – pórtico sem pilar.</i>	47
<i>Figura 34 - Esforço Cortante – pórtico sem pilar.</i>	48
<i>Figura 35 - Deslocamento em Y – Modelo I.</i>	49
<i>Figura 36 - Momento Fletor – Modelo I.</i>	49
<i>Figura 37 - Esforço Normal – Modelo I.</i>	50
<i>Figura 38 - Esforço Cortante – Modelo I.</i>	50
<i>Figura 39 - Deslocamento em Y – Modelo II.</i>	51
<i>Figura 40 - Momento Fletor – Modelo II.</i>	51
<i>Figura 41 - Esforço Normal – Modelo II.</i>	52
<i>Figura 42 - Esforço Cortante – Modelo II.</i>	52
<i>Figura 43 - Momento Fletor- tirante na horizontal.</i>	53
<i>Figura 44 - Esforço Normal – tirante na horizontal.</i>	53
<i>Figura 45 - Momento Fletor – tirante na horizontal e inclinado.</i>	54
<i>Figura 46 - Esforço Normal – tirante na horizontal e inclinado.</i>	55
<i>Figura 47 - Exemplo Ligação Rígida em pré-fabricados.</i>	56
<i>Figura 48 - Deslocamento em Y – Modelo III.</i>	56
<i>Figura 49 - Momento Fletor – Modelo III.</i>	57
<i>Figura 50 - Esforço Normal – Modelo III.</i>	57
<i>Figura 51 - Esforço Cortante – Modelo III.</i>	57
<i>Figura 52 - Detalhe seção vigas e pilares- Modelo III.</i>	58
<i>Figura 53 - Deslocamento em Y – Modelo IV.</i>	59
<i>Figura 54 - Momento Fletor – Modelo IV.</i>	60
<i>Figura 55 - Esforço Normal – Modelo IV.</i>	60
<i>Figura 56 - Esforço Cortante – Modelo IV.</i>	61
<i>Figura 57 - Detalhe seção vigas e pilares- Modelo IV.</i>	61
<i>Figura 58 - Deslocamento em Y – análise dinâmica com tirantes - $t=19 \times 10^{-5}$ s.</i>	63
<i>Figura 59 - Momento Fletor – análise dinâmica com tirantes - $t=19 \times 10^{-5}$ s.</i>	63
<i>Figura 60 - Esforço Normal – análise dinâmica com tirantes - $t=19 \times 10^{-5}$ s.</i>	64
<i>Figura 61 - Esforço Cortante – análise dinâmica com tirantes - $t=19 \times 10^{-5}$ s.</i>	64
<i>Figura 62 - Detalhe seção vigas e pilares- análise dinâmica com tirantes.</i>	65
<i>Figura 63 - Deslocamento em Y – análise dinâmica sem tirantes - $t=50 \times 10^{-5}$ s.</i>	66

<i>Figura 64 - Momento Fletor – análise dinâmica sem tirantes - $t=50 \times 10^{-5}$ s.</i>	<i>67</i>
<i>Figura 65 - Esforço Normal – análise dinâmica sem tirantes - $t=50 \times 10^{-5}$ s.</i>	<i>67</i>
<i>Figura 66 - Esforço Cortante – análise dinâmica sem tirantes - $t=50 \times 10^{-5}$ s.</i>	<i>68</i>
<i>Figura 67 - Detalhe seção vigas e pilares - análise dinâmica sem tirantes.</i>	<i>69</i>
<i>Figura 68 - Deslocamento em Y – análise 06 pavimentos - $t=45 \times 10^{-5}$ s.</i>	<i>70</i>
<i>Figura 69 - Momento Fletor – análise 06 pavimentos - $t=45 \times 10^{-5}$ s.</i>	<i>70</i>
<i>Figura 70 - Esforços Normais – análise 06 pavimentos - $t=45 \times 10^{-5}$ s.</i>	<i>71</i>
<i>Figura 71 - Esforços Cortantes – análise 06 pavimentos - $t=45 \times 10^{-5}$ s.</i>	<i>71</i>
<i>Figura 72 - Detalhe seção vigas e pilares - análise 06 pavimentos.</i>	<i>72</i>

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS	2
1.1.1 Objetivo geral	2
1.1.2 Objetivos específicos	2
1.2 METODOLOGIA	3
1.3 JUSTIFICATIVA.....	4
2. CONCRETO PRÉ - MOLDADO	5
2.1 EVOLUÇÃO DO CONCRETO PRÉ- MOLDADO.....	5
2.1.1 Pré-fabricados de concreto no Brasil	6
2.2 ETAPAS DO DESENVOLVIMENTO DO CONCRETO PRÉ- MOLDADO.....	7
3. COLAPSO PROGRESSIVO	10
3.1 DEFINIÇÃO	10
3.2 CARACTERIZAÇÃO DO COLAPSO PROGRESSIVO	12
3.3 CAUSAS DO COLAPSO PROGRESSIVO	12
3.4 ALGUNS ACIDENTES.....	13
3.4.1 Ronan Point.....	13
3.4.2 Khobar Towers	15
3.5 FILOSOFIA DE PREVENÇÃO NA FASE DE PROJETO DAS ESTRUTURAS.....	17
3.5.1 Redundância	19
3.5.2 Continuidade	20
3.5.3 Ductilidade	22
3.6 MÉTODO INDIRETO	23
3.6.1 Amarrações	24
3.7 MÉTODO DIRETO	25
3.7.1 Método da resistência localizada específica (MRLE)	26
3.7.2 Método de caminhos alternativos de carga (MCAC)	26
3.8 NORMAS E CÓDIGOS.....	28
3.8.1 ASCE 7-05.....	28
3.8.2 ACI 318-11.....	29
3.8.3 GSA PBS Facilities Standards 2003	29
3.8.4 GSA Progressive Collapse Guidelines 2003.....	30
3.8.5 U.S. Department of Defense (DoD2005) standard.....	30

3.8.6	U.S. Department of Defense (DoD2009) standard.....	31
3.8.7	NBR 6118	32
4.	ANÁLISE NUMÉRICA	33
4.1	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	33
4.2	ANÁLISE NÃO LINEAR GEOMÉTRICA	34
4.3	ANÁLISE DINÂMICA.....	35
4.4	PROGRAMA E FORMULAÇÃO ADOTADOS.....	36
5.	MODELO PROPOSTO	38
6.	ESTUDOS NUMÉRICOS.....	39
6.1	EDIFICAÇÃO COM 03 PAVIMENTOS.....	39
6.2	LEVANTAMENTO DE CARGAS	41
6.3	DISCRETIZAÇÃO.....	42
6.4	ANÁLISE DOS ESFORÇOS E DIMENSIONAMENTO	42
6.5	RUPTURA DO PILAR - ANÁLISE ESTÁTICA.....	45
6.5.1	Com adição de tirante na diagonal – Modelo I	48
6.5.2	Tirantes em “V” duplo – Modelo II	51
6.5.3	Ligações Rígidas Viga-Pilar– Modelo III.....	53
6.5.4	Ligação com Vigas Engastadas e adição de tirante inclinado – Modelo IV.....	59
6.6	ANÁLISE DINÂMICA.....	62
6.6.1	Modelo II	62
6.6.2	Modelo III	66
6.6.3	Solução para edifício acima de 04 pavimentos	69
7.	CONCLUSÃO	73
	REFERÊNCIAS	75
	ANEXO A – Dimensionamento das peças estruturais	80
	ANEXO B – Tabelas e ábacos para auxílio no dimensionamento.....	89

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento da construção pré-fabricada se deu juntamente com a evolução da indústria da construção civil. Esse processo ocorreu em diversas fases, sendo que cada uma possui suas particularidades devidas à diversidade dos métodos construtivos empregados, tecnologias e arquiteturas próprias. Atualmente todo o processo de projeto, produção e montagem passaram a ter uma significativa organização devido aos modernos sistemas construtivos e processos de gestão industrial desenvolvidos.

O setor da construção civil atualmente ocupa uma posição de destaque na economia brasileira, contando com intenso crescimento no número de obras desencadeado pelos incentivos governamentais concedidos e pelo desenvolvimento econômico vivenciado pelo país (SERRA et al., 2005).

Aliado ao crescimento da construção civil, a quantidade de obras em elementos pré-moldados tem aumentado devido a algumas características significativas: rapidez de execução, controle de qualidade, projetos de modulação e relativo nível organizacional de produção, conforme Pederiva (2009) salienta em seu trabalho, gerando assim, obras cada vez maiores em estruturas pré-moldadas.

O campo de aplicação do concreto pré-moldado é bastante amplo. Ele abrange praticamente toda a construção civil, indo das construções menores até as mais avantajadas, como edificações industriais, comerciais e habitacionais até obras como ginásios, estádios, etc.

A utilização das obras em concreto pré-moldado usualmente envolve muitas vidas humanas. Com o aprimoramento das técnicas de transporte e montagem, essas obras têm também alcançado níveis mais altos de elevação. Assim, surge grande preocupação quanto à ocorrência do fenômeno chamado de colapso progressivo, o qual envolve uma grande quantidade de vidas além de onerosos danos financeiros.

Assim, este trabalho tem como filosofia a prevenção contra esse efeito, buscando reduzir a extensão de eventuais danos e evitar colapso desproporcional das edificações, pelo menos até que tenham sido evacuados.

O colapso progressivo consiste na ruína da totalidade ou de uma grande parte de uma estrutura devido a fenômenos excepcionais (terremotos, tornados,

atentados terroristas) ou falhas humanas (projeto e/ou execução). O fenômeno é particularmente preocupante, pois o colapso progressivo é muitas vezes desproporcional ao evento que o aciona, de forma que pequenos eventos podem ter consequências catastróficas (NAIR, 2007).

Para o presente trabalho adotou-se a seguinte sequncia de capítulos: (i) levantamento bibliográfico, passando pelas variáveis: pré-moldado, colapso progressivo e análise numérica; (ii) desenvolvimento da pesquisa por modelos estruturais de edifícios resistentes ao colapso progressivo com a realização da análise numérica; (iii) considerações finais referente aos resultados provenientes das análises numéricas.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Estudar o efeito de colapso progressivo em estruturas de concreto pré-moldado, visando desenvolver metodologia para prever a ocorrência do mesmo com base em análise numérica.

1.1.2 Objetivos específicos

- Realizar análises numéricas estáticas não linear geométricas de caminhos alternativos de carga em estrutura de edifício de concreto pré-moldado;
- Realizar análises numéricas estáticas e dinâmicas não linear geométricas de estrutura de edifícios em concreto pré-moldado em situação de colapso de pilar;
- Desenvolver metodologia para prever colapso progressivo através de comparações dos esforços obtidos nas análises numéricas com os esforços resistentes dos elementos estruturais;
- Outro objetivo não menos importante é consolidar a formação acadêmica do aluno.

1.2 METODOLOGIA

Para se alcançar o objetivo, adotou-se uma metodologia que consiste em primeiramente levantar o estado da arte acerca do tema proposto. Com base em tal levantamento, observa-se a necessidade de realizar análises não lineares geométricas para que se possam obter resultados mais fiéis à realidade, bem como a necessidade de que fossem realizadas análises dinâmicas.

Para tal, utiliza-se o módulo de análise não linear geométrica de pórticos do programa fluidstruc2D (SANCHES, 2006 e SANCHES E CODA, 2008) desenvolvido por Coda (2003), o qual é escrito em linguagem FORTRAN 77, sendo compilado e executado no sistema operacional LINUX. Neste programa foram implementadas novas sub-rotinas para leitura dos esforços resistentes de cada elemento, verificação/eliminação dos elementos que sofrem ruptura a cada passo de tempo e impressão de dados para pós-processamento dos resultados.

O programa permite arbitrar o número de nós dos elementos, sendo o grau da função aproximadora dado por $n-1$, sendo n o número de nós do elemento. Assim, adotaram-se elementos de quarta ordem (cinco nós) para obter diagramas de esforços bem definidos.

No pré-processamento, onde se incluem a escolha do edifício, o levantamento de cargas e a geração da malha são feitos de forma manual, fornecendo-se os dados para o programa em forma de arquivo de texto. Já o pós-processamento é feito com o uso do visualizador Kitware Paraview®, que é um software livre de código aberto.

As análises partem de um modelo estrutural de edifício bastante simples, dimensionado de acordo com a norma NBR 6118:2003 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento). Inicialmente realizaram-se análises estáticas, utilizadas para se propor modificações que proporcionem caminhos alternativos para o carregamento inicialmente suportado pelo pilar removido.

Os estudos realizados são considerados conservativos, uma vez que a estrutura é analisada no regime elástico e considerada rompida ao atingir os esforços resistentes de projeto. No entanto, sabe-se que uma análise que envolva plasticidade, modelo de dano ou mecânica da fratura podem prever de forma muito mais realística a ruptura dos elementos, bem como seu comportamento pós-ruptura.

Na sequência, foram realizadas análises dinâmicas nas quais o pilar é removido instantaneamente, tal como em acidentes reais, e verificado se a estrutura resiste aos esforços decorrentes das vibrações geradas. Por fim, é proposto um edifício com maior número de pavimentos e a metodologia anterior é empregada novamente.

1.3 JUSTIFICATIVA

O uso de estruturas de concreto pré-moldadas é uma forma de aumentar produtividade, diminuir desperdícios de materiais e aumentar o controle de qualidade da construção civil em relação às demais indústrias.

Embora esse tipo de estruturas seja ainda pouco utilizado no Brasil em comparação com países mais desenvolvidos (EL DEBS, 2000), notam-se edifícios em estruturas pré-moldadas com maior número de pavimentos e bastante frequentados, o que é facilitado principalmente pelo desenvolvimento de tecnologias do concreto, possibilitando resistências cada vez maiores, porém, em geral, com menor ductilidade.

Esse fato, associado à dificuldade em executar ligações rígidas entre elementos pré-moldados resultando em sistemas estruturais com descontinuidades (menos monolíticos), gera uma preocupação quanto à resistência dessas estruturas ao colapso progressivo.

Apesar de que a frequência deste evento no Brasil possa ser questionada, uma vez que quase não há incidência relevante de eventos que em geral potencializam o surgimento deste tipo de ruína, tal como atentados à bomba, explosões e sismos, a perda de vidas e os graves danos físicos e financeiros possivelmente gerados quando o fenômeno colapso progressivo (parcial ou total) ocorre são bastante significativos.

Portanto, com o intuito de evitar estes desastres, a engenharia atual presou pela prevenção a ruína da edificação, principalmente depois dos acontecimentos de 11 de setembro de 2001.

Neste contexto, ficam justificados quaisquer esforços no sentido de melhor compreender o comportamento das estruturas pré-moldadas quando existe perda repentina de elementos estruturais, bem como desenvolver métodos práticos para se estudar a capacidade da estrutura de resistir ao colapso progressivo.

2. CONCRETO PRÉ - MOLDADO

Segundo a NBR 9062:2006 (Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado), os elementos pré-moldados são peças executadas industrialmente, mesmo em instalações temporárias em canteiros de obras, em condições rigorosas de controle de qualidade. Portanto, o processo da pré-moldagem / pré-fabricação pode ser entendido como uma metodologia de construção, na qual a obra como um todo ou parte dela, é moldada fora de seu local de utilização.

As denominações dos elementos pré-moldados de uso mais comum estão apresentados na Figura 1 a seguir.

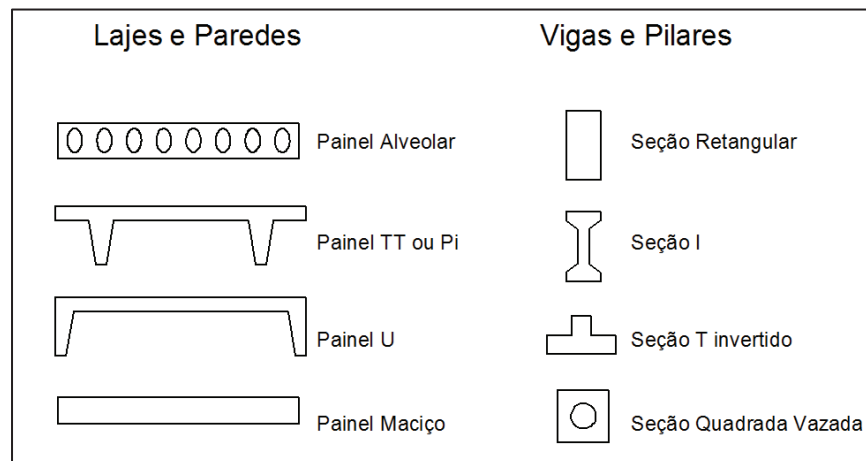


Figura 1 - Exemplos de elementos estruturais pré- fabricados
 Fonte: Adaptado de El Debs (2000).

2.1 EVOLUÇÃO DO CONCRETO PRÉ- MOLDADO

Não se pode precisar a data em que começou a pré-moldagem. Contudo, o próprio nascimento do concreto pré-moldado ocorreu com a invenção do concreto armado, meados do ano de 1870. Sendo assim, pode-se afirmar que a pré-moldagem começou com a invenção do concreto armado (VASCONCELLOS, 2002).

Todavia, a evolução do sistema pré-fabricado se deu juntamente com a evolução da industrialização, ou seja, com a evolução das ferramentas e máquinas para produção de bens.

Essa evolução da mecanização segundo Serra et al (2005), pode ser dividida em três grandes fases: a primeira, relativa aos primórdios da era industrial,

aonde se deu o nascimento das primeiras máquinas, as quais reproduziam as mesmas ações artesanais desempenhadas por uma energia muscular ou natural localizada.

A segunda fase, conforme Bruna (1976) nota à transformação dos mecanismos no sentido de ajustá-los à execução de determinadas tarefas. A máquina “motorizada e regulada” substitui o homem na capacidade de repetir um ciclo sempre igual.

Já a terceira fase, Bruna (1976) discorre que se inicia em torno dos anos de 1850 e dá origem ao processo que alguns autores chamam de Segunda Revolução Industrial. Nesta fase ocorre de forma gradual a substituição das atividades que o homem exercia sobre e com a máquina, por aparelhos mecânicos ou eletrônicos com memória, raciocínio, concepção, avaliação própria, entre outros.

Após a evolução das máquinas e o aperfeiçoamento de tecnologias, o mundo foi ficando mais competitivo e guerras foram geradas. Após a segunda guerra mundial o mundo estava com cerca de um trilhão e 500 bilhões de dólares de prejuízo. Devido a tal destruição, e planejando que o mundo conseguisse se reconstruir rapidamente, a agilidade da construção foi desenvolvida.

Conforme Ordonéz (1974) foi no período pós Segunda Guerra Mundial, principalmente na Europa, que começou, verdadeiramente, a história da pré-fabricação como “manifestação mais significativa da industrialização na construção”, e que a utilização intensiva do pré-fabricado em concreto deu-se em função da necessidade de construir em grande escala.

2.1.1 Pré-fabricados de concreto no Brasil

O Brasil não sofreu devastações devido à Segunda Guerra Mundial, assim como, não sofreu as necessidades de construções em grande escala como ocorrido na Europa. Desta forma, Vasconcelos (2002), afirma que a primeira grande obra onde foi utilizado elementos pré-fabricados no Brasil, refere-se ao hipódromo da Gávea, no Rio de Janeiro, construído em 1926 pela empresa dinamarquesa Christiani-Nielsen.

Não existia até este momento preocupação com a racionalização e com a industrialização dos sistemas construtivos. Esta preocupação só teve início no fim da década de 50, quando segundo Vasconcelos (2002), na cidade de São Paulo, a

Construtora Mauá, especializada em construções industriais, executou vários galpões pré-moldados no próprio canteiro de obras. Em alguns dos galpões, foi utilizado o processo de executar as peças deitadas umas sobre as outras numa sequência vertical, separando-as por meio de papel parafinado.

Devido à rapidez da construção, com ganho na praticidade e a aprovação pelo público, a pré-fabricação evoluiu das construções de galpões para edifícios de vários pavimentos, com estrutura reticulada, dentre tais, a primeira tentativa, segundo VASCONCELOS (2002), foi a construção do Conjunto Residencial da Universidade de São Paulo – CRUSP, da cidade universitária Armando Salles de Oliveira, em São Paulo. Este conjunto residencial da USP foi construído no Brasil só 38 anos depois da primeira construção pré-fabricada, constituído de doze prédios com doze pavimentos, projetado pelo Fundo de Construção da Universidade de São Paulo – FUNDUSP, para abrigar estudantes de outras cidades que ingressaram nas faculdades da universidade.

Depois disso, devido às necessidades de cada época e o incentivo deste tipo de construção perante o governo, a pré-fabricação passou por seus altos e baixos, sendo que atualmente, verifica-se cada vez mais a introdução de diversos elementos pré-fabricados nas obras, sendo mais crescente esta utilização, em edifícios comerciais, residenciais, hotéis, flats e até em edifícios industriais. A diversidade das peças e a facilidade de montagem colaboram para que a produtividade, a segurança e a qualidade sejam os grandes diferenciais deste sistema construtivo, sem falar que uma tendência recente é a utilização de pré-fabricados de concreto aliados com elementos de aço estrutural.

2.2 ETAPAS DO DESENVOLVIMENTO DO CONCRETO PRÉ- MOLDADO

Salas (1988) considera que o desenvolvimento dos pré-fabricados de concreto passou por três etapas distintas.

A primeira ocorreu entre os anos de 1950 a 1970 – período em que ocorreu falta de edificações ocasionadas pela devastação da guerra ehouve a necessidade de se construir diversos edifícios, tanto habitacionais quanto escolares, hospitais e industriais. Os edifícios construídos nessa época eram compostos de elementos pré-fabricados, cujos componentes eram procedentes do mesmo fornecedor,

constituindo o que se convencionou de chamar de ciclo fechado de produção. Serra et al (2005) reforça as informações deste período citando que neste tempo era utilizado uma filosofia baseada nos sistemas fechados, as realizações ocorridas no período do pós-guerra europeu na área de habitação criaram um estigma associando a construção pré-fabricada durante muitos anos à uniformidade, monotonia e rigidez na arquitetura, com flexibilidade "zero", onde a pré-fabricação com elementos "pesados" marcou o período. Além destas questões, as construções massivas, sem uma avaliação prévia de desempenho dos sistemas construtivos, ocasionaram o surgimento de muitas patologias. A Figura 2 demonstra um exemplo de estrutura pré-fabricada desta primeira etapa.

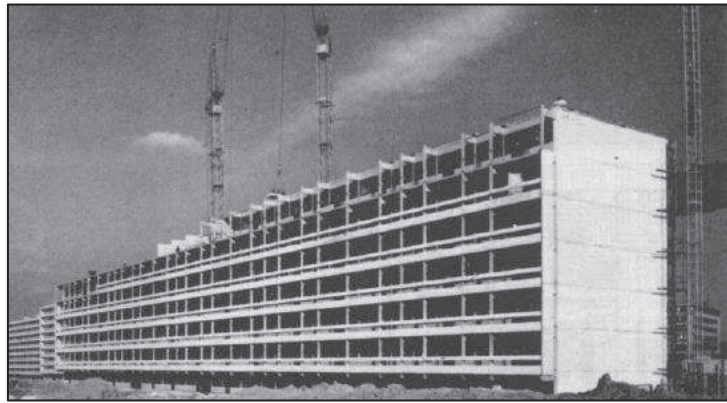


Figura 2 - Construção pré-fabricada entre anos de 1950 a 1970.
Fonte: Serra et al (2005).

A segunda fase ocorreu entre os anos de 1970 a 1980 – período em que ocorreram acidentes com alguns edifícios construídos com grandes painéis pré-fabricados. Esses acidentes provocaram além de uma rejeição social a esse tipo de edifício, uma profunda revisão no conceito de utilização nos processos construtivos em grandes elementos pré-fabricados. Neste contexto teve o início do declínio dos sistemas pré-fabricados de ciclo fechado de produção. Um exemplo das obras em produção de ciclo fechada está apresentado na Figura 3.

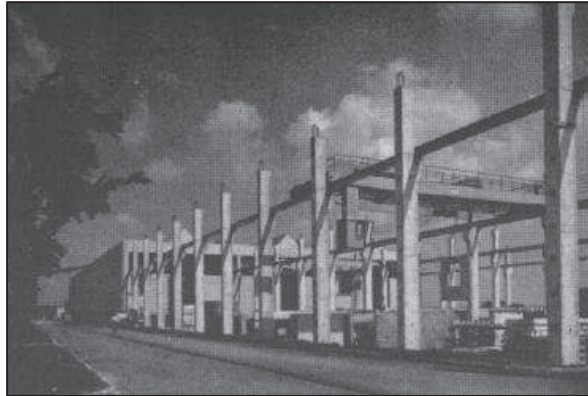


Figura 3 - Construção pré-fabricada entre anos de 1970 a 1980
Fonte: Serra et al (2005).

Já a terceira fase, ocorreu Pós 1980 – esta etapa caracterizou-se, em primeiro lugar, pela demolição de grandes conjuntos habitacionais, justificada dentro de um quadro crítico, especialmente de rejeição social e deterioração funcional. Em segundo lugar, pela consolidação de uma pré-fabricação de ciclo aberto, à base de componentes compatíveis, de origens diversas. Esta caracterização de “ciclo aberto” refere-se ao fato de construir elementos pré-moldados visando à necessidade do mercado e não pensando só na empresa de pré-fabricado, como é o sistema de ciclo fechado. Nesta etapa, evoluíram-se muito os estudos perante a resistência, as técnicas, forma e tamanhos dos elementos. Para esta fase, a Figura 4 é um exemplo claro desta mudança.



Figura 4 - Construção pré-fabricada pós 1980.
Fonte: Serra et al (2005).

3. COLAPSO PROGRESSIVO

3.1 DEFINIÇÃO

O colapso progressivo é uma ruína da totalidade ou de uma grande parte de uma estrutura devido aos danos gerados, podendo incidir por falha humana ou algum evento improvável (NAIR, 2007). O conjunto de normas GSA (2003b) – *Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*, oferece uma descrição um pouco mais específica do fenômeno, dizendo que o colapso progressivo é uma situação onde a falha local de um componente estrutural primário leva ao colapso dos membros adjacentes que, por sua vez, leva ao colapso adicional de outros e assim por diante.

O colapso progressivo também pode ser chamado de ruína em cadeia, pois se trata de um tipo de ruína “incremental”, no qual os danos na estrutura não são proporcionais à causa inicial (ruína desproporcionalmente maior do que a ruptura que deu início ao colapso). Na Figura 5, está ilustrada a ocorrência desse fenômeno em uma estrutura de painéis portantes. Uma ação excepcional produz um dano localizado na estrutura, como a ruína de apenas um painel portante. Essa ruína faz com que os demais painéis por ele sustentados caiam sobre a parte da estrutura abaixo do pavimento onde ocorreu o início da ruptura, por perdas sucessivas de sustentação. Por outro lado, as paredes abaixo do local do dano sofrem um acréscimo de carga, o que induz à ruptura, evento esse que se propaga de forma incremental, fazendo com que a estrutura, ou boa parte dela, entre em colapso.

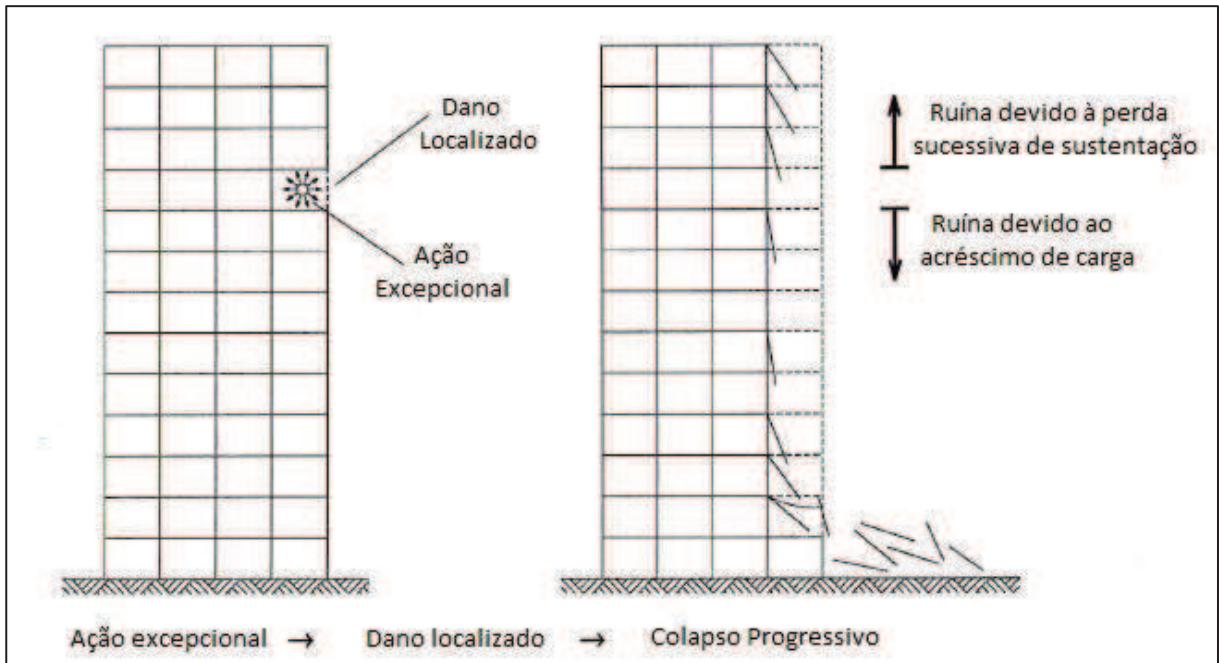


Figura 5 - Exemplo de colapso progressivo
Fonte: El Debs (2000).

Embora este tipo de colapso possa ocorrer em estruturas de concreto moldado in loco, ou mesmo com outros tipos de materiais, ele tem sido constantemente relacionado com as estruturas de concreto pré-moldado.

El Debs (2000) relata que a razão dessa associação é devida à polêmica que se seguiu ao acidente no Edifício Ronan Point, na Inglaterra, em 1968, fato este semelhante ao descrito na Figura 5 e comentado mais adiante neste trabalho. Esse tipo de construção para El Debs (2000) acabou sendo denominado de “castelo de cartas”, pela forma com que ocorreu o colapso. No entanto, se forem tomadas as devidas providências no projeto, pode-se evitar esse tipo de colapso.

Os colapsos dos elementos estruturais tendem de um modo geral, a propagar-se aos seus elementos vizinhos, ou seja, a ruptura de um pilar tende a levar consigo as vigas e as lajes a ele associadas, que por sua vez podem levar a ruína de outro pilar, que compromete outra viga e assim por diante.

Por outro lado, isso evidencia que, para caracterizar um colapso progressivo, não basta definir somente a natureza, ou origem, do fenômeno colapso progressivo. É necessário que essa definição esteja associada à caracterização clara de sua desproporcionalidade final.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO COLAPSO PROGRESSIVO

De acordo com Ellingwood et al. (2007), um colapso é considerado como progressivo se a desproporcionalidade atingir, na propagação horizontal, mais de 15% da área total do piso (ou forro) ou mais de 100 m², e, na propagação vertical, atingir mais de dois andares.

Khandelwal (2008) discorre em sua obra que historicamente, apenas em pequeno número de casos o colapso progressivo caracterizou-se como um colapso absoluto, chegando a provocar a ruína total da edificação. Entretanto, colapsos menores, muitas vezes nem sendo classificados como colapso progressivo, ocorre com maior frequência.

3.3 CAUSAS DO COLAPSO PROGRESSIVO

A ocorrência do colapso progressivo está associada a diferentes eventos que normalmente não são considerados no projeto das estruturas (EL DEBS, 2000). Dentre os quais, podem estar inclusos:

-Ações devidas a práticas falhas, como erros de projeto ou de execução, alterações não autorizadas, falhas de manutenção, etc.;

-Ações excepcionais como violentas mudanças de pressão de ar provenientes de explosões por falha na unidade ou no sistema de gás ou explosões devidas a atos de sabotagem ou bombardeios. Choques acidentais de automóveis, caminhões, aeronaves, etc. Incêndios, recalques não previstos além de possíveis ações ambientais extremas como inundações, tornados, terremotos e outros fenômenos do gênero.

Um aspecto importante, associado às causas, é a identificação do grau de sensibilidade ou de vulnerabilidade dos edifícios ao colapso progressivo, que se desenvolve a partir de um colapso localizado.

Khandelwal (2008) ressalta que ausência ou deficiência de continuidade no sistema estrutural e a deficiente ductilidade dos materiais são os fatores mais importantes para acontecer vulnerabilidade estrutural em elementos e ligações. Tais sistemas carecem de robustez, sendo pouco aptos a absorver ou a dissipar a energia que resulta de danos localizados.

3.4 ALGUNS ACIDENTES

Com vistas a identificar as inadequações de projetos que favorecem o colapso progressivo, principalmente em pré-fabricados, apresenta-se um estudo sobre dois casos reais, o do incidente no conjunto Ronan Point, que é um exemplo do que pode ocorrer em uma estrutura quando a mesma não é bem projetada/executada, ou quando a estrutura recebe algum evento excepcional imprevisto em projeto e o do edifício Khobar Towers, construído também com elementos pré- moldados, que é um excelente exemplo de como uma estrutura pré-moldada deve ser projetada para evitar este tipo de fenômeno.

3.4.1 Ronan Point

Ronan Point era um conjunto de edifícios de apartamentos, destinado a população de baixa renda, construído entre 1966 a 1968, em Londres. Na manhã de 16 de maio de 1968 ocorreu um vazamento de gás na cozinha do 18º pavimento de um dos edifícios, o que acarretou numa explosão que expulsou uma das paredes externas, que sustentava a parede do andar acima. A perda dessa parede de apoio gerou o desabamento das lajes e paredes dos andares acima, até o 22º andar. O impacto e peso dessas lajes e paredes sobre as lajes inferiores provocaram o colapso das mesmas, até o piso térreo, Figura 6.

Os edifícios residenciais Ronan Point tinham 64 m de altura e 22 pavimentos, com cinco apartamentos por andar, totalizando 110 unidades. O sistema estrutural, incluindo paredes, lajes e escadas, eram todos de concreto pré-moldado. Cada piso era sustentado diretamente pelas paredes do piso imediatamente abaixo. As paredes e as lajes eram conectadas entre si com auxílio de parafusos, preenchidas as conexões com argamassa seca (LARANJEIRAS, 2011).



**Figura 6 - Edifício em Ronan Point, Londres, 1968.
Fonte: Nair (2007).**

As investigações oficiais do colapso concluíram que a explosão foi de pequena intensidade, inferior a 69 kPa. Ensaios demonstraram, no entanto, que, para expulsar a parede externa, bastaria uma pressão de 21 kPa.

O colapso do edifício Ronan Point foi atribuído à deficiência de sua integridade estrutural. Não havia caminhos alternativos para a redistribuição das forças, no caso da perda de uma das paredes de sustentação.

A investigação desse acidente identificou também que a ação do vento em seus valores extremos ou os efeitos de um incêndio poderia provocar, do mesmo modo, um colapso progressivo nessa estrutura. O edifício foi restaurado, reforçado, mas as persistentes preocupações com sua segurança conduziram à sua total demolição em 1986 (LARANJEIRAS, 2011).

3.4.2 Khobar Towers

O Khobar Towers é um complexo de edifícios residenciais situado em Al-Khobar, Arábia Saudita. Em 25 de junho de 1996, alguns desses edifícios foram severamente danificados, quando uma bomba foi detonada na avenida que passa em frente aos mesmos, Figura 7.



**Figura 7–Khobar Towers, Arábia Saudita.
Fonte: Cleland (2007).**

O edifício mais danificado, situado à frente dos outros, tem oito andares, e sua estrutura é constituída de paredes e lajes pré-moldadas de concreto armado. Desse modo, todas as cargas verticais e horizontais são resistidas pelas paredes.

Laranjeiras (2011) afirma em sua obra que o projeto da estrutura e das ligações entre paredes e lajes obedeceram à norma inglesa (CP-110). Essa Norma inclui recomendações sobre o dimensionamento e detalhamento da estrutura com vistas à prevenção do colapso progressivo, que foram cuidadosamente seguidas.

Em 25 de junho de 1966, terroristas detonaram uma poderosa bomba em um caminhão estacionado cerca de 20 m do edifício mais próximo. A explosão criou uma cratera de 17 m de diâmetro e 5 m de profundidade, destruiu a fachada e danificou, parcialmente, lajes e paredes internas. A explosão causou ainda severos danos nos edifícios vizinhos. O colapso, no entanto, não evoluiu além das áreas dos danos iniciais, conforme ilustra a Figura 8.



Figura 8–Khobar Towers com a fachada destruída.
Fonte: Cleland (2007).

Uma investigação dos danos das Khobar Towers revelou que o sistema estrutural pré-moldado usado nesses edifícios tinha suficiente ductilidade para resistir ao atentado sofrido. Paredes internas, paralelas à fachada, mesmo extensamente danificadas, mantiveram capacidade de suportar cargas verticais, como ilustra a Figura 9 (LARANJEIRAS, 2011).



Figura 9 - Linhas de ruptura nas paredes internas.
Fonte: Laranjeiras (2011).

Pode-se afirmar então que os elementos pré-moldados foram detalhados com suficiente ductilidade para reter a integridade da estrutura, mesmo quando seriamente danificados. As ligações entre os elementos pré-moldados de lajes e destes com as paredes sobreviveram ao impacto, evitando o colapso progressivo do edifício, como um castelo de cartas.

3.5 FILOSOFIA DE PREVENÇÃO NA FASE DE PROJETO DAS ESTRUTURAS

Apesar da não frequência de ocorrências do fenômeno colapso progressivo em edifícios, o fenômeno pode envolver uma quantidade de vidas muito grande, além de onerosos danos financeiros, por isso, a filosofia de prevenção contra esse efeito tem como objetivo fundamental salvar vidas, ao reduzir a extensão dos danos e evitar colapso desproporcional do edifício, pelo menos até que tenha sido evacuado.

A norma brasileira NBR 9062:2006 (Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado) no item 5.1.1.4 faz a seguinte recomendação: *“devem ser tomados cuidados especiais na organização geral da estrutura e nos detalhes construtivos, de forma a minimizar a possibilidade de colapso progressivo.”*.

Os primeiros cuidados já devem ser tomados na fase inicial do projeto estrutural, sendo essencial ao projetista o bom entendimento do assunto para que se utilize de uma estratégia de prevenção que permitam à estrutura inicialmente danificada manter certa integridade, que evite a progressão desproporcional dos danos ou colapsos.

A forma do edifício pode contribuir a favor ou contra a prevenção ao colapso progressivo. Uma forma regular, modular, com disposição uniforme dos elementos estruturais (vigas, pilares e pilares parede), pode ter efeito favorável na prevenção do colapso progressivo. A regularização no projeto estrutural favorece a redundância, a continuidade, e a consequente capacidade de redistribuição de cargas. Anormalidades, tais como cantos reentrantes e sacadas, favorecem a progressão de danos, não esquecendo que sempre que possível, devem ser evitadas as concentrações de cargas, como as que resultam do uso de vigas de transição (LARANJEIRAS, 2011).

El Debs (2000) destaca três procedimentos, que são empregados para reduzir o risco do colapso progressivo que podem ser combinados entre si:

- a) Reduzir o risco da ocorrência de ações excepcionais;
- b) Projetar a estrutura para suportar as cargas excepcionais;
- c) Prevenir a propagação de uma possível ruína localizada.

O primeiro procedimento é uma medida que deve, evidentemente, ser tomada. No entanto, seu alcance é limitado, pois não se elimina a possibilidade da ocorrência das ações excepcionais.

Já o segundo procedimento não é normalmente utilizado, pois a previsão e a quantificação dessas ações são de difícil realização, além do que dimensionar a estrutura para tal é praticamente impossível, além de extremamente oneroso, nada obstante, alerta-se que um reforço a mais na estrutura não é exagero tratando-se de colapso progressivo.

O terceiro procedimento é o mais usual. Nesse caso, parte-se do pressuposto de que a ruptura dos elementos não é impossível então se deve prever uma estrutura que garanta maior integridade e robustez ao sistema estrutural (CLELAND, 2007 e EL DEBS, 2000).

Robustez é esclarecida por Starossek (2006) como sendo a propriedade que a estrutura tem de resistir a esforços, portanto, a robustez está relacionada à quantidade e ao tipo de material utilizado, e conseqüentemente, quanto mais robusta é uma estrutura, maior é sua capacidade de resistência. Para tanto, Starossek (2006) diz que a robustez está diretamente relacionada à falha local inicial na estrutura, assim esta particularidade faz parte dos critérios de projeto e já deve ser prevista.

Já a integridade estrutural é entendida como a capacidade que a estrutura tem de encontrar caminhos alternativos para transferência de esforços (EL DEBS, 2000). Laranjeiras (2011) escreve que os atributos de um sistema estrutural que lhe garantem integridade e robustez são:

- a redundância, que se caracteriza pela disponibilidade de alternativas diversas de redistribuir os esforços;
- a continuidade, que se caracteriza pela sua capacidade em redistribuir esforços, após um dano;
- a ductilidade, que se caracteriza pela sua capacidade de plastificação, ou seja, de suportar extensas deformações plásticas antes de romper-se;

Os reforços adicionados à estrutura cuja função é propiciar caminhos alternativos para transferências de energias e a robustez incorporada à estrutura como Khandelwal (2008) menciona, podem ser desenvolvidos de duas maneiras diferentes, através do o método indireto ou do método direto.

O método indireto é uma aproximação simplificada, instrutiva, que se caracteriza por fornecer à estrutura um nível mínimo de conectividade entre os diversos componentes estruturais. As prescrições não exigem do projetista análise adicional da estrutura, ao contrário, basta acrescentar ao projeto medidas e detalhes

que aumentem a robustez e a integridade estrutural. Já o método direto permite projetar a estrutura de forma que possa transferir as cargas em torno de um determinado local de ruptura, sendo esta transferência determinada por meio de análise estrutural criteriosa. O método direto requer uma análise mais sofisticada da estrutura com vistas a identificar sua capacidade de resistir aos efeitos de uma específica ação excepcional (KHANDELWAL, 2008).

3.5.1 Redundância

Quando um apoio de uma estrutura é danificado, as cargas que inicialmente eram transmitidas para este, migram para outros lugares, à existência de possibilidades alternativas para redistribuição destes esforços se chama redundância. Assim, uma estrutura que possibilite a transferência dos esforços solicitantes de um elemento estrutural inicialmente danificado para o restante da estrutura é tido como redundante (SONG e WEN, 2000).

Um exemplo de como aumentar a redundância de uma estrutura é a existência de pilares pouco espaçados entre si, a estrutura da extensão da pista de pouso na ilha da Madeira- Portugal, ilustrada na Figura 10 demonstra uma estrutura redundante, com abundância de alternativas de redistribuição de esforços, estas estruturas permitem que os esforços que venham a calhar tenham uma melhor distribuição aos caminhos de carga possibilitando a redundância aos suplentes, o que garante que a perda de um único componente não leve a um colapso geral. Entretanto, Nair (2007) alerta que a redundância é apenas uma das formas de reduzir a facilidade ao colapso desproporcional.



Figura 10–Exemplo de estrutura redundante.
Fonte: Ellingwood et al. (2007).

3.5.2 Continuidade

Conforme Ellingwood et al. (2007), Khandelwal (2008) e Laranjeiras (2011), a perda de um elemento estrutural importante implica em redistribuição de esforços e aumento de deformações. Esse mecanismo requer a redistribuição vertical e horizontal de cargas pela estrutura, que depende, essencialmente, do grau de continuidade, ou seja, de conectividade entre seus elementos. A continuidade é a propriedade que permite uma interconexão adequada das cargas entre lajes, vigas e pilares, no caso de um colapso inicial.

Para todo, Nair (2007) adverte que uma estrutura só se torna eficaz quando houver uma adequada combinação entre a redundância e a continuidade só assim haverá uma maximização da eficiência estrutural. Sem a continuidade, o excesso de apoios da redundância permanece ineficaz, pois não haverá a redistribuição, a condução, o transporte das cargas a eles, em caso de colapsos localizados.

As juntas e os aparelhos de apoio impedem a continuidade da estrutura, pois suprimem vínculos entre os elementos estruturais, conforme ilustra a Figura 11. As estruturas que não apresentam juntas e nem aparelhos de apoio, além de permitir a interconexão dos elementos, possibilita um melhor conhecimento sobre os efeitos das deformações impostas (temperatura, retração, etc.).



**Figura 11 - Uma estrutura convencional de viaduto, à esquerda, com juntas e aparelhos de apoio, e uma estrutura integral, à direita.
Fonte: Laranjeiras (2011).**

Laranjeiras (2011) discorre em sua obra que nas regiões próximas aos aparelhos de apoio, conforme se identifica na representação gráfica da Figura 12, à esquerda, uma enorme concentração de esforços e tensões acompanham a transferência dos esforços, ocasionando uma limitação à capacidade de transferência de cargas. Ao contrário, a transferência de cargas através de ligações monolíticas, integrais, Figura 12, à direita, não gera concentração de esforços e de

tensões, oferecendo reservas adicionais de resistência úteis na prevenção de colapsos progressivos.

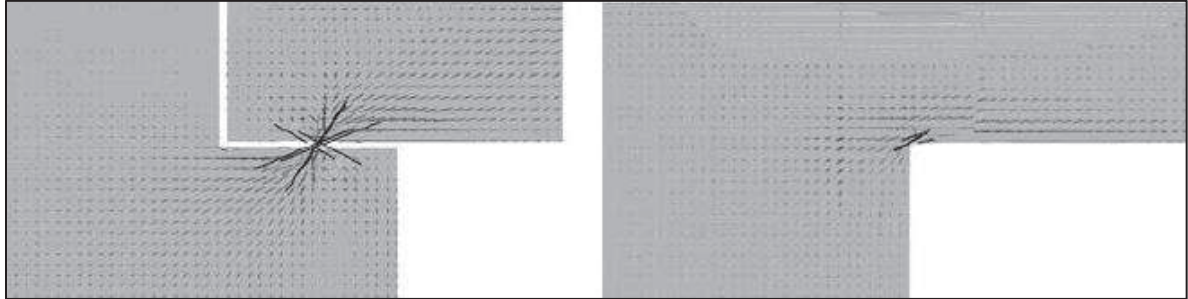


Figura 12 - Aparelhos de apoio; figura à esquerda. Apoios integrais, monolíticos; à direita. Fonte: Laranjeiras (2011).

Com estas informações, percebe-se que as estruturas pré-moldadas apresentam nas ligações entre seus elementos um problema crítico. Essas ligações entre vigas, pilares e lajes são, em sua grande maioria, imperfeitas, pois não conseguem estabelecer todos os vínculos de uma estrutura monolítica.

A Figura 13 ilustra uma estrutura pré-moldada, na qual se percebe falta de continuidade entre os diversos elementos. Realmente, as lajes alveolares pré-moldadas, apoiam-se livremente, sobre as vigas, e estas sobre os pilares através dos consoles.



Figura 13 - Uma estrutura pré-moldada sem continuidade entre seus elementos. Fonte: Aatoria Própria (2012).

A continuidade, como já foi dito, também se refere à capacidade de transferir cargas, e isto não a isenta para o caso de inversão de esforços. A exigência da norma NBR 6118:2003 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento) determina que a armação inferior sobre os pilares garanta continuidade, mesmo

quando ocorra uma eventual inversão de esforços. Para isto, a Figura 14 ilustra uma ligação entre viga e pilar, pré-moldados, que apresenta continuidade e quando corretamente dimensionada oferece adequada proteção para a eventualidade da falência do pilar e inversão de momento.

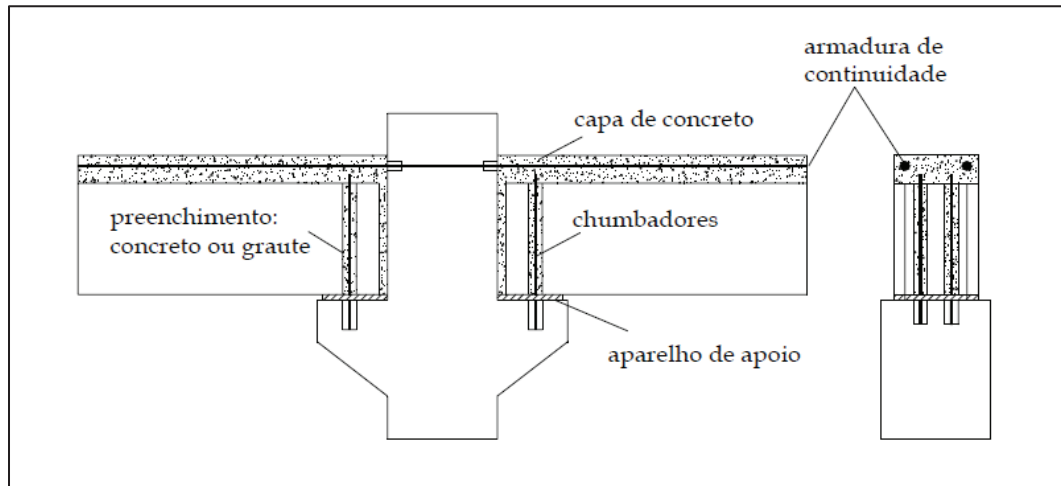


Figura 14 - Uma ligação para o caso de inversão de esforços.
Fonte: Miotto (2002).

3.5.3 Ductilidade

Quando uma peça estrutural vem a falhar, espera-se que as ligações entre os elementos e as suas respectivas resistências sejam mantidas, mesmo se acompanhadas de grandes deformações (recalques e rotações).

Para que isto ocorra, a estrutura tem que ser capaz de apresentar plastificação suficiente para sustentar as cargas exigidas, esta plastificação que o elemento apresenta antes do rompimento, dá-se o nome de ductilidade. Nas estruturas de concreto, consegue-se ductilidade estrutural pelo confinamento do concreto, pela continuidade das armações através de emendas adequadas, sejam por traspasse ou por luvas, e por conexões entre os elementos (lajes, vigas e pilares) com reservas excedentes de resistência.

A adição de estribos cintados pouco espaçados nos pilares de concreto é um exemplo de como uma peça estrutural que tem característica frágil pode se tornar dúctil, a Figura 15 ilustra a diferença do posicionamento dessas armaduras nos pilares. Laranjeiras (2001) relata também que os pilares cintados e não cintados comportam-se de modo semelhante, porém os cintados suportam maiores

deformações antes de atingir o colapso total, permitindo-lhe assim absorver muito mais energia do que um pilar comum.

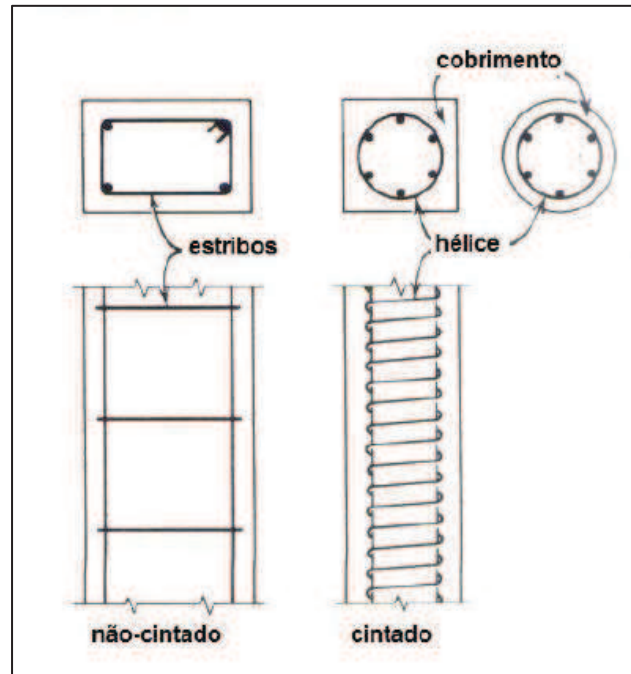


Figura 15 - Ilustração dos pilares comuns, não-cintados e dos pilares cintados.
Fonte: Laranjeiras (2011).

3.6 MÉTODO INDIRETO

Depois de ocorrido o colapso em Ronan Point, as normas inglesas começaram a se preocupar com este efeito, e desde então o método indireto faz parte do seu corpo se mostrando eficaz em seus objetivos de proteção às vidas humanas. Esse método segundo Khandelwal (2008) é mais empregado em projetos que possuam modulações, e que não possuam importantes sistemas de transições de cargas.

Quando um projetista opta por utilizar o método indireto, ele segue prescrições visando aumentar a resistência da estrutura. Isso é conseguido por medidas de melhoria da integridade estrutural desde a seleção do sistema estrutural, à disposição dos pilares, ao dimensionamento das peças e detalhamento das ligações. Desse modo, o método indireto é como se fosse um método inicial a ser usado para aumentar a robustez dos edifícios.

Mesmo este método não se baseando em cálculos detalhados quanto ao comportamento da estrutura perante as ações excepcionais, o método resulta em apresentar uma amarração contínua nas estruturas aporricadas dos edifícios, o que já permite uma redistribuição das cargas das regiões danificadas para outras (ELLINGWOOD et al, 2007).

3.6.1 Amarrações

Para que uma estrutura resista ao colapso progressivo, seus elementos principais devem estar amarrados entre si, de modo que possibilitem uma redistribuição de forças, no caso de rupturas localizadas. Para mobilizar os caminhos alternativos de transferência das cargas devem ser utilizadas armaduras adicionais, não previstas num dimensionamento usual (EL DEBS, 2000). Essas armaduras consistem em amarrações verticais, horizontais, internas e periféricas, ambas ligadas aos pilares, a Figura 16 ilustra melhor esta disposição esquemática.

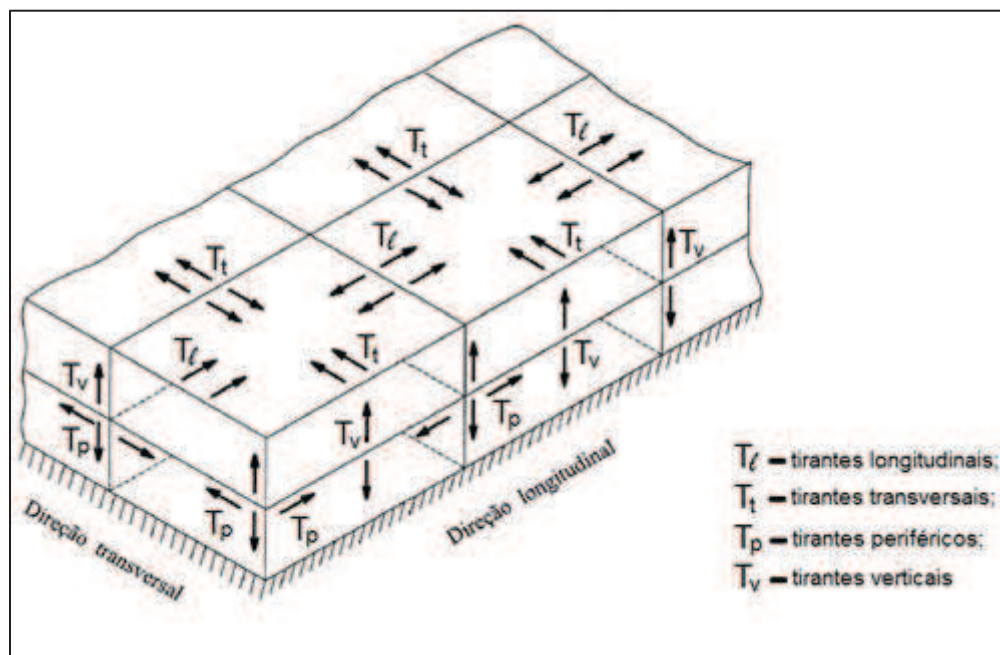


Figura 16 - Arranjo dos tirantes para proteger contra colapso progressivo.
Fonte: El Debs (2000).

Esses reforços na estrutura, tidos como amarrações, dispostos a resistir às ações normais de projeto e as incrementais oriundas de alguma ação excepcional podem ser consideradas segundo Khandelwal (2008), seguindo alguns critérios:

a) Dispor nas faces inferiores internas da estrutura, uma armação extra de $1/4$ da armação exigida no meio do vão, sendo que esta, nunca pode ser menor que duas barras. As amarrações internas não devem estar espaçadas de mais do que 1,5 vezes o espaçamento entre eixos dos pilares, que suportam dois painéis de lajes adjacentes, na mesma direção dessas amarrações.

b) Dispor nas regiões perimetrais da estrutura armações longitudinais contínuas nas faces superiores (negativas) de pelo menos $1/6$ da armação exigida nos apoios, e, nas faces inferiores, $1/4$ da armação exigida a meio vão, nunca usando menos de duas barras. As amarrações periféricas também devem ser contínuas e dispostas em cada pavimento que for utilizado.

Já para o caso dos pilares, recomenda-se reforçar continuamente do nível mais baixo ao mais alto. Se existir pilares que não apresentem continuidade, como por exemplo, quando se tem uma viga de transição, alerta-se para uma verificação geral da integridade da estrutura, de modo a assegurar que existam adequados meios que transfiramos esforços para as fundações. Toda amarração executada nos pilares devem ser capaz de resistir à maior força normal de cálculo que é transferida ao respectivo pilar pelo piso mais desfavorável (ELLINGWOOD et al, 2007).

3.7 MÉTODO DIRETO

No método direto, a resistência contra o colapso progressivo é obtida ou pelo aumento da robustez dos elementos principais a uma específica ação excepcional ou realizando análises que demonstrem as transferências das cargas em torno de um determinado local de ruptura. Deste modo verifica-se que esse método exige análises numéricas mais sofisticadas, que o método indireto.

O método recebe a designação de *Alternate load pass method* (“método de caminhos alternativos de carga”) quando promove à estrutura uma transferência das cargas de um local em colapso para outro, já quando a finalidade é o aumento da resistência dos elementos estruturais para que estes resistam a uma ação excepcional específica, ganha a nomenclatura de *Specific local resistente method* (“método da resistência localizada específica”) (CLELAND, 2007).

Cleland (2007) afirma que para fazer um projeto para cargas anormais se deve incluir a remoção fictícia de algum elemento estrutural (laje, viga ou pilar), pois

só assim é possível prever como a estrutura se comportará com a perda deste elemento. Com uma estrutura bem projetada, a qual contém redundância, continuidade e ductilidade, a remoção completa de qualquer elemento não será catastrófica.

3.7.1 Método da resistência localizada específica (MRLE)

A visão geral desse método é projetar elementos estruturais que suportem uma ação excepcional prevista, como por exemplo, terremotos, furacões e explosões. Tomando como exemplo atentados terroristas em edifícios, o método direciona-se aos elementos ditos chave, que são os situados nos pavimentos inferiores, situados mais próximos das áreas de ameaça, e estes são projetados de maneira mais robusta para resistir a tamanho esforço (ELLINGWOOD et al, 2007).

3.7.2 Método de caminhos alternativos de carga (MCAC)

No caso de perda de um elemento importante de sustentação do edifício, esse método consiste em projetar a estrutura para suportar cargas por caminhos alternativos de transferência de esforços.

O método dos caminhos alternativos de cargas permite uma verificação formal da capacidade do sistema estrutural em resistir a qualquer remoção de elementos específicos. Esse método analisa o comportamento da estrutura como um todo após ruína de qualquer elemento, sendo assim um instrumento de cálculo muito eficaz ao assegurar redundância ao sistema na resistência aos carregamentos exigidos. Por tudo isto, esse método é o preferido das instituições governamentais americanas na prevenção dos colapsos progressivos (ELLINGWOOD et al, 2007).

El Debs (2000) menciona em seu livro dois exemplos que se encaixam no MCAC, as transferências de carga para ação de balanço em viga e a ação de membrana ou cabo em vãos sucessivos de lajes ou vigas.

A ação de balanço ocorre quando, por exemplo, um pilar que está localizado no canto de uma construção vem a ruir ou quando o painel pré-moldado que sustenta a parede não apresenta mais função estrutural e acaba caindo (Figura 17). Quando isto ocorre, a viga da estrutura superior transforma o esforço que antes

seria supostamente resistido pela armadura positiva, em negativa, alterando assim o caminho que as cargas faziam na viga.

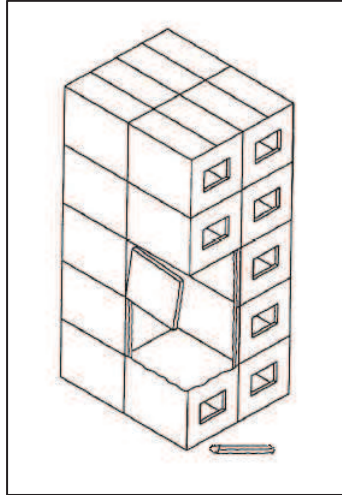


Figura 17 - Ação de balanço.
Fonte: Adaptado de El Debs (2000).

Caso venha ruir um pilar que não se localiza no canto da construção, a ação da membrana ou cabo seria um mecanismo com que se pode contar para evitar o colapso das lajes ou vigas internas que perderiam este apoio, como mostrado na Figura 18. Observa-se nesse caso, a necessidade da continuidade da armadura pelos apoios, para evitar o colapso de elementos adjacentes.

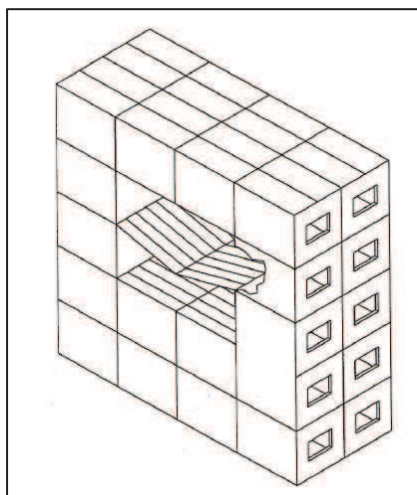


Figura 18 - Ação de membrana.
Fonte: El Debs (2000).

3.8 NORMAS E CÓDIGOS

Após o colapso progressivo da torre de apartamentos Ronan Point na Inglaterra em 1968, o cuidado contra o progressivo colapso se tornou um assunto muito interessante, todavia, após o atentado terrorista de 11 de setembro em 2001, este fenômeno se tornou um dos imperativos mais questionados na engenharia estrutural. Assim sendo, a escrita de códigos e normas se intensificou e as agências governamentais tentaram desenvolver diretrizes de projeto e critérios que permitissem reduzir ou eliminar a susceptibilidade dos edifícios a esta forma de fracasso. Assim, para reforçar a importância deste efeito, será relatado sobre o que algumas entidades e normas apontam sobre o sistema estrutural e este efeito de ruína.

3.8.1 ASCE 7-05

A norma americana SEI/ASCE 7:2005(*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*) na seção 1.4 sobre integridade estrutural geral diz que os edifícios e outras construções devem ser projetados para suportar danos locais com o sistema estrutural como um todo se mantendo estável e não serem danificados para uma forma desproporcionada para o dano local original. Isto será conseguido por meio de uma disposição dos elementos estruturais que proporcionam estabilidade para todo o sistema estrutural através da transferência de cargas de qualquer região localmente danificada às regiões adjacentes capazes de resistir a estas cargas sem colapso. Esta operação é realizada fornecendo continuidade suficiente, a redundância, ou capacidade de dissipação de energia (ductilidade), ou uma combinação dos mesmos, nos membros da estrutura.

Claramente, o foco da norma ASCE está em redundância e caminhos alternativos de carga sobre todos os outros meios de evitar a susceptibilidade ao colapso desproporcional. Contudo, o grau de redundância não é especificado, e nem como quantificar dependendo da origem da ameaça, é apenas citado na norma um comentário dizendo que existem dois métodos que auxiliam na precaução contra colapso progressivo, o método indireto e o método direto, entretanto, não menciona também como utilizá-los.

3.8.2 ACI 318-11

As disposições do Código ACI 318:2011 (*Building Code Requirements for Structural Concrete*) declaram no subtítulo 16, concreto pré-moldado, que os membros de uma estrutura devem ser efetivamente ligados para melhorar a integridade de uma estrutura. A integridade global de uma estrutura pré-fabricada pode ser substancialmente reforçada por pequenas mudanças na quantidade, localização e detalhamento de reforços nos membros e conexões. Sendo que todas as indicações compostas no item 16.5.1 e 16.5.2 deste código dão requisitos mínimos para que uma estrutura de concreto pré-moldado possua integridade estrutural.

As especificações contidas nesta norma são aplicáveis a todas as estruturas de concretos pré-moldados. Deste modo, para que uma estrutura resista ao colapso progressivo, ela precisa ter forças extras de amarrações transversais, longitudinais, verticais e periféricas.

3.8.3 GSA PBS Facilities Standards 2003

A edição de normas GSA (2003a) - *Facilities Standards for the Public Buildings Service*, incluiu declarações no âmbito do colapso progressivo, item 8.4, destinando o projetista a garantir adequados caminhos de carga redundantes na estrutura que for projetada para resistir danos por ataques à explosão. Os projetos para estas estruturas podem ser desenvolvidos aplicando métodos de análise estáticas e / ou dinâmicas que satisfaçam estes requisitos de segurança. Em contra partida, em momento algum esta edição explica como esses métodos funcionam e nem a quantidade de preocupação deve ser dada a este tipo de evento.

Em reconhecimento de que uma explosão pode causar um colapso na estrutura, esta edição de normas apenas define ser concebido ao fenômeno uma probabilidade razoável de ocorrer, mas que se os devidos controles forem levados em consideração, a estrutura não irá entrar em colapso.

As disposições estruturais no capítulo 8 aplicam-se apenas aos edifícios considerados de risco de ataque de explosão. Para tais edifícios, o capítulo fornece diretrizes gerais de desempenho e referências a diversos manuais técnicos para estudo dos efeitos da explosão.

3.8.4 GSA Progressive Collapse Guidelines 2003

O guia de modernização de projetos, GSA (2003b) –*Progressive Collapse Analyses and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*, como a maioria dos códigos e normas sobre colapso progressivo, tem por objetivo garantir que na ocorrência de falha local na estrutura os danos gerados sejam limitados.

Primeiro, o guia fornece uma pequena análise para determinar se o edifício está isento ou não de sofrer colapso progressivo. Para esta avaliação é levado em conta o uso do edifício, a idade, utilização de materiais estruturais, as estruturas, e muitos outros fatores. Se o edifício passar nesta análise, classificando-se com probabilidade de colapso baixa, o mesmo pode ser livre de análise adicional computacional, caso contrário, a análise da estrutura com auxílio computacional deve ser procedida.

Os métodos de análise inclusos neste manual relativos ao colapso progressivo normalmente incluem tanto análises estática / dinâmica linear e análises estática / dinâmica não-linear. A especificação da análise linear é aplicável para as construções de até 10 andares, já o método de análise não linear deve ser utilizado para edifícios com mais de 10 andares.

3.8.5 U.S. Department of Defense (DoD2005) standard

Em Janeiro de 2005 o Departamento de Defesa dos EUA emitiu um projeto de estruturas para resistir ao colapso progressivo (DoD2005). A norma foi desenvolvida para exigir que edifícios com mais de três andares sejam projetados para resistir ao colapso progressivo, pois caso ocorra a destruição de uma parte da estrutura devido ao colapso, a esperança é que o restante da estrutura consiga ficar prevenido de danos.

Esta norma segue dois métodos comuns para reduzir a possibilidade de colapso progressivo: o método direto e o método indireto. De acordo com o DoD2005, os edifícios são classificados em quatro níveis de proteção: nível muito baixo de proteção (VLLOP), baixo nível de proteção (LLOP), níveis moderados de proteção (MLOP) e níveis elevados de proteção (HLOP), entretanto, resta ao projetista classificar em qual nível sua edificação se encaixará, sendo que para

diferentes níveis de proteção, existem diferentes medidas de anti-colapso presentes nesta norma. VLLOP e LLOP exigem uma proteção através do método indireto para corrigir o nível de esforços previstos. Já para as estruturas MLOP e HLOP, as medidas de proteção devem ser combinadas, devendo atender ao método indireto e ao método direto.

3.8.6 U.S. Department of Defense (DoD2009) standard

Em Julho de 2009 o Departamento de Defesa dos EUA publicou um novo projeto de estruturas para resistir ao colapso progressivo (DoD2009), que é a mudança significativa da norma DoD2005. A DoD2009 apud Wang et al (2011) aponta que apenas a localização sobre a remoção de elementos verticais é a mesma que DoD2005, o restante foram alterados. Em comparação com o padrão DoD2005, Wang et al (2011) relata que:

A classificação da divisão quanto aos níveis de proteção caiu, e são classificados de modo diferente. DoD2005 baseava-se no nível de proteção dividido em alto, médio, baixo, muito baixo, já a norma DoD2009 é baseada em nível de ocupação e função do edifício ou criticidade, também quatro os níveis, I, II, III e IV.

Quanto à restrição da área colapsada, esta norma não permite que qualquer elemento da construção seja completamente destruído, devido à ruína de outro. Para tanto, a DoD2009 reage com modificações nas equações aumentando ainda mais a resistência da estrutura ao colapso, modificando assim as fórmulas relativas a análise dinâmica não linear geométrica e para a análise estática não linear geométrica.

Tomando como comparação um parâmetro de cálculo entre as normas DoD2005 e DoD2009, a DoD2005 apud Wang et al (2011) requer à análise de cálculos, a remoção de pilares, um por um, em cada posição, em cada andar. Logo, para a estrutura de armação dada em DoD2009 apud Wang et al (2011), não somente os pilares devem ser removidos, mas os tetos superiores também, pois as vezes não são os pilares que virão a ruir por primeiro.

3.8.7 NBR 6118

A norma brasileira NBR 6118:2003 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento) a respeito do colapso progressivo apenas escreve em todo seu conteúdo que, no dimensionamento de lajes, mais especificamente no item 19.5.4, “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’.”, conforme Figura 19, e deve ser tal que a somatória de todas as áreas das barras que cruzam cada uma das faces do pilar multiplicado pela resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva deve ser maior ou igual a reação de apoio do pilar. Na Figura 19, a letra d representa a altura útil e ℓ_b é o comprimento de ancoragem básico

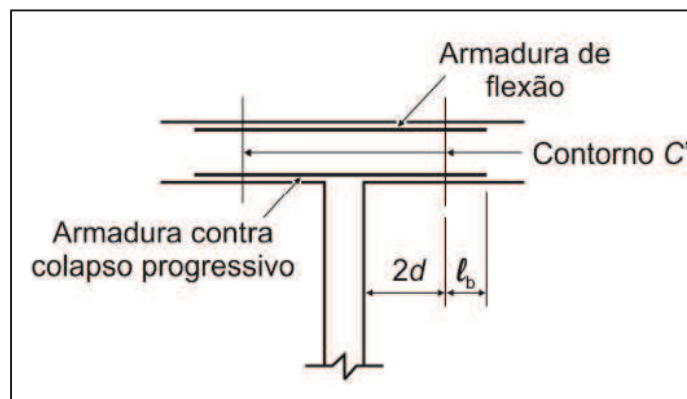


Figura 19 - Armadura contra colapso progressivo.
Fonte: NBR 6118 (2003).

4. ANÁLISE NUMÉRICA

4.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Para que a análise numérica de uma estrutura seja feita, o cálculo analítico se torna muito oneroso, devido a isto, é necessário o auxílio de software que manipule a estrutura através de interações numéricas. Estas interações numéricas normalmente ocorrem através do método dos elementos finitos.

Para Mendes e Oliveira (2008), o método dos elementos finitos é atualmente, o mais divulgado dos métodos utilizados na resolução de problemas de mecânica estrutural. Permite analisar praticamente qualquer tipo de problema estrutural, proporcionando o enquadramento numérico para a simulação de uma grande multiplicidade de regimes de comportamento.

Trata-se de um método em que a estrutura analisada é dividida por linhas ou superfícies imaginárias, num número discreto de elementos, denominados elementos finitos. Admite-se que estes elementos se encontram ligados num número discreto de pontos nodais, onde cada par de nós consecutivos delimitam um elemento, e o conjunto destes nós com os elementos compõe uma malha (MENDES E OLIVEIRA, 2008).

Diversos artigos são publicados sobre a atenção deste método, como exemplo, o estudo feito por Kokot et al (2012) sobre um pórtico sujeito a um colapso progressivo. A malha de elementos finitos utilizada em seu trabalho esta apresentada na Figura 20, a seguir.

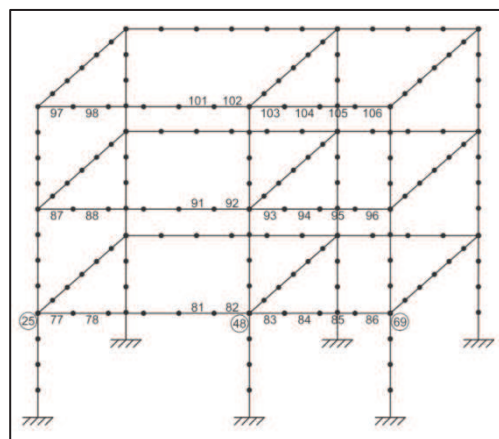


Figura 20 - Exemplo de Malha de Elementos Finitos.
Fonte: Adaptado de Kokot et al (2012).

4.2 ANÁLISE NÃO LINEAR GEOMÉTRICA

A não linearidade geométrica caracteriza-se por assumir que os deslocamentos e as deformações assumem grandes valores, o que contraria os ideais assumidos numa análise linear geométrica que se diferencia por assumir deslocamentos muito pequenos onde as condições de contorno não variam com o tempo.

Para uma análise não linear geométrica onde as cargas variam ao longo do tempo, a resposta do sistema é calculada através de uma análise incremental iterativa, que se reduz a uma nova análise para cada passo de tempo. Portanto, por razões computacionais, mesmo um caso estático requer uma solução com vários passos.

Como não poderia deixar de ser, a análise geometricamente não linear tem como fundamento os princípios básicos da mecânica. As formulações Euleriana e Lagrangeana são as propostas para a descrição do movimento de sólidos. Na formulação Euleriana as coordenadas espaciais, associadas ao corpo deformado, são utilizadas como referência, enquanto na formulação Lagrangeana empregam-se as coordenadas materiais, associadas com o corpo antes de ser deformado (FONSECA, 2008).

Yang e Kuo (1994) caracterizam que a formulação Euleriana tem sido amplamente adotada na análise de problemas de mecânica dos fluídos, em que a atenção é focada no movimento de material através de volumes de controle específicos, mas como neste problema não se está lidando com fluídos, o fundamento básico empregado nesta análise geometricamente não linear é a formulação Lagrangeana total, a qual tem como principal interesse a trajetória de deformações de cada ponto do sólido durante o processo de carregamento.

4.3 ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica das estruturas tem por objetivo a determinação de deslocamentos, velocidades e acelerações de cada ponto de uma estrutura submetida a ações dinâmicas considerando-se os efeitos das forças inerciais, de forma que possam ser determinadas as deformações, esforços e tensões em cada ponto da estrutura.

Ação dinâmica é aquela que varia no tempo, seja em sua magnitude, direção ou posição. Esta variação introduz na estrutura acelerações e velocidades, além de deslocamentos, gerando como consequência forças de inércia e de amortecimento. A grande maioria das ações possíveis de serem consideradas em estruturas civis tem natureza dinâmica. Para efeitos práticos, aquelas que apresentam pequena variação no tempo, consequentemente gerando pequenas forças de inércia e amortecimento, por simplificação são tratadas estáticas, ou quase estáticas, sendo as forças de inércia e de amortecimento desprezadas (DIÓGENES, 2010).

Para isso existem duas técnicas, a análise modal, na qual se busca identificar as frequências naturais e modos de vibrar da estrutura, para com base nestes descrever o movimento, e a integração direta, que resolve o problema no domínio do tempo, buscando identificar a configuração da estrutura em um número discreto de instantes (WARBURTON, 1976). Em estruturas que, por exemplo, suportem equipamentos como turbinas, geradores e compressores, dentre outros, a natureza dinâmica das ações deve ser considerada. Terremotos, vento, explosões e movimentação de veículos em uma ponte são outros exemplos de situações em que a natureza dinâmica da ação não pode ser desprezada (DIÓGENES, 2010).

Para que se consiga determinar corretamente a resposta de uma estrutura sujeita a excitações, além de utilizar a análise não linear geométrica, a utilização dos métodos de integração direta se torna essencial.

Os métodos de integração direta, como o próprio nome indica, resolvem diretamente a equação diferencial do problema sem manipulações adicionais. No caso da análise dinâmica de estruturas, isso significa resolver diretamente a equação de movimento do problema discreto, tratando de forma idêntica qualquer tipo de problema: amortecido ou não, com carregamento ou não, dentre outros.

Os métodos de integração direta se classificam como implícitos ou explícitos, os métodos implícitos determinam o deslocamento atual de cada nó

estudado a partir das derivadas dos deslocamentos deste mesmo passo de tempo. Já os métodos explícitos dependem dos valores dos deslocamentos e de suas respectivas derivadas, obtidos no passo de tempo anterior ao passo corrente, para atualizar o deslocamento atual (FONSECA, 2008 e WARBURTON, 1976).

Os métodos de integração direta recebem diferentes nomes, cada qual possuindo uma peculiaridade diferente do outro. Dentre os mais usuais encontram-se o método das diferenças finitas com a técnica de Diferença Central (explícito) e o método de Newmark (implícito).

O programa empregado no presente trabalho emprega o integrador de Newmark devido às reconhecidas vantagens dos métodos implícitos (SANCHES E CODA, 2008 e CODA E PACCOLA 2011).

4.4 PROGRAMA E FORMULAÇÃO ADOTADOS

Para atender às necessidades expostas, adotou-se a formulação posicional desenvolvida por Coda (2003) para análise dinâmica não linear geométrica de estruturas de pórtico. A formulação emprega cinemática de Reisner, levando em conta as deformações devidas ao esforço cortante e tem como parâmetros nodais posições e coordenadas do vetor generalizado inicialmente normal à linha neutra, o que evita a necessidade de se trabalhar com aproximações de rotações finitas. Devido a complexidade com relação às inúmeras variáveis que o programa leva em consideração para solucionar um problema (dados de entrada), este trabalho apoderou-se de atualizações e simplificações realizadas no módulo de dinâmica de estruturas do programa fluidstruc2d desenvolvido por Coda e colaboradores (Geco e Coda (2006), Sanches (2006) e Sanches e Coda (2008)).

O referido programa aceita elementos isoparamétricos com ordem de aproximação arbitrária $n-1$, onde n é o número de nós arbitrado para o elemento. As funções aproximadoras são polinômios de Lagrange, e o programa conta com 4 parâmetros nodais por nós (2 coordenadas da posição final do nó e 2 componentes do vetor generalizado inicialmente normal ao eixo do elemento).

O programa é implementado em linguagem FORTRAN 77 e as simulações foram feitas em sistema operacional LINUX.

Salienta-se que a formulação matemática elaborada para apresentação dos resultados pode ser encontrada com maiores detalhes nos trabalhos de Coda (2003), Sanches e Coda (2008), e Coda (2009).

5. MODELO PROPOSTO

Com base nos fundamentos apresentados nos capítulos anteriores, foi proposta uma metodologia para projeto de estruturas resistentes ao colapso progressivo baseado primeiramente no dimensionamento da estrutura na íntegra, pois só conhecendo a estrutura como um todo que se tem uma ideia precisa do esforço que cada elemento estrutural resiste.

Após o dimensionamento da estrutura na íntegra, é realizada a remoção do elemento estrutural que se julga com grande probabilidade de romper após uma ação inusitada. Depois disso é feito um estudo da redistribuição dos esforços através de análise estática elástica não linear geométrica.

Com os resultados obtidos após remoção do elemento proposto, são realizadas diversas alterações no modelo estrutural, buscando uma melhor forma de redistribuição dos esforços em todo entorno da edificação, sendo que para cada novo modelo, ocorre um novo dimensionamento. Estas análises realizadas foram análises estáticas elásticas não lineares geométricas.

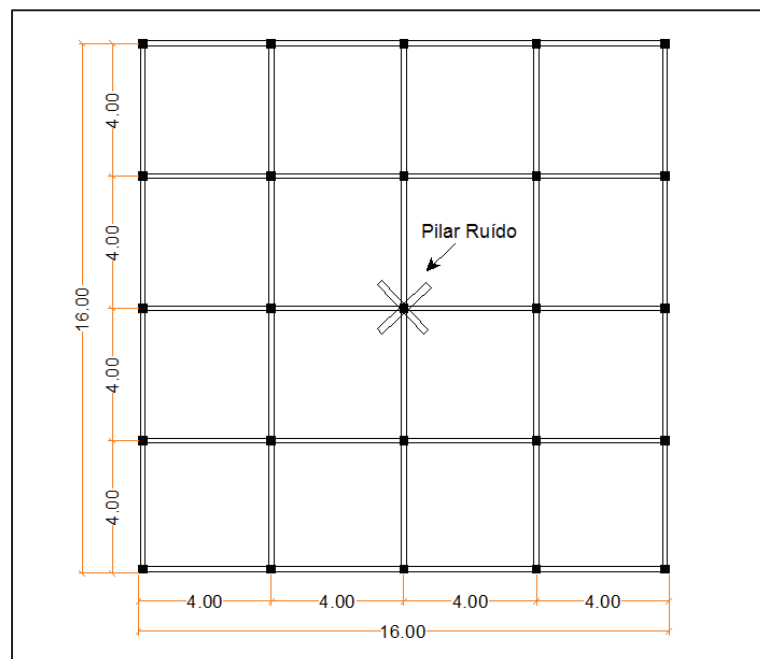
Verificado quais os melhores modelos para resistir ao efeito do colapso, são realizadas análises dinâmicas elásticas não lineares geométricas, considerando-se a remoção instantânea do elemento e redimensionamento da estrutura para comparar com os resultados obtidos na análise estática.

6. ESTUDOS NUMÉRICOS

6.1 EDIFICAÇÃO COM 03 PAVIMENTOS

Para início dos estudos numéricos criou-se um modelo estrutural didático para uma edificação de caráter residencial possuindo dimensões em planta de 16,00 m x 16,00 m e 03 pavimentos cujo pé-direito de cada andar possui 3,00 m, conforme Figuras 21 e 22. O vão entre cada pilar é de 4,00 m, as dimensões das vigas são de 15 cm x 40 cm e os pilares possuem seção transversal de 25 cm x 25 cm, pré-dimensionados conforme critério pessoal escolhido. Salienta-se que toda simetria encontrada nesta edificação não tem nenhuma relevância, serviu apenas para facilitar na montagem da malha.

A falha inicial consiste na eliminação repentina do pilar indicado na Figura 21, supondo que o mesmo tenha sido destruído por explosão, acidente ou por qualquer ação excepcional. A contribuição estrutural das vigas em uma das direções foi desprezada de forma que a análise pudesse ser simplificada para duas dimensões. As propriedades do concreto adotadas foram 30 MPa para resistência característica à compressão do concreto, 25 GPa para seu módulo de elasticidade e 2500 Kg/m³ para sua massa específica.



**Figura 21 - Planta Baixa da edificação fictícia.
Fonte: Autoria Própria (2013).**

A Figura 22 a seguir apresenta um desenho esquemático de um corte da edificação para melhor entendimento de como ela será analisada.

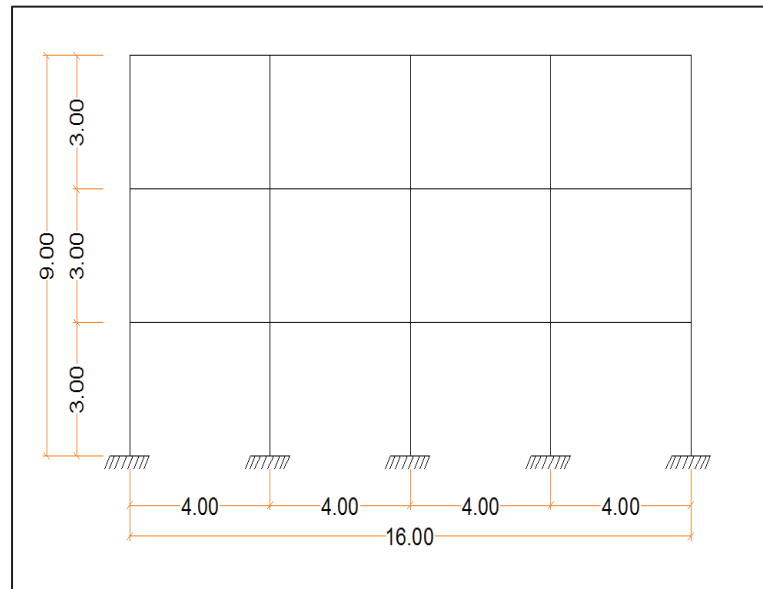


Figura 22 - Corte da edificação fictícia.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Para o içamento das fôrmas estas vigas pré-fabricadas necessitam de 02 barras de 10 mm de diâmetro na parte superior. Já que a ligação entre as vigas e os pilares é considerada rotulada. A Figura 23 ilustra exemplo de como deve ser executada uma ligação rotulada de viga com o pilar.

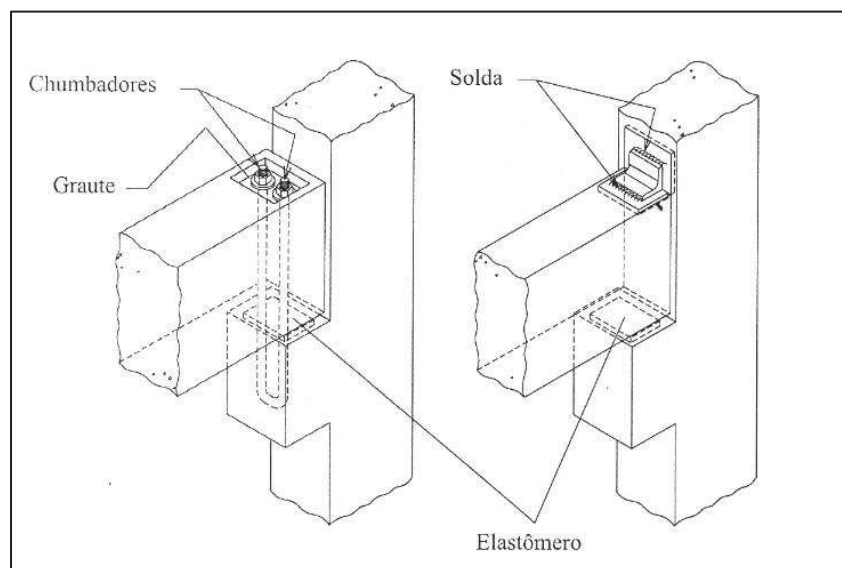


Figura 23- Exemplo Ligação Rotulada em vigas pré-fabricadas.
Fonte: Adaptado de El Debs (2000).

6.2 LEVANTAMENTO DE CARGAS

As cargas verticais e horizontais foram levantadas considerando o peso próprio dos elementos estruturais adotados, revestimentos de argamassa, paredes de alvenaria, além de eventuais sobrecargas previstas em norma.

Como o edifício possui caráter residencial, utilizou-se uma sobrecarga de 2 KN/m^2 conforme a NBR 6120:1980 (Cargas para cálculo de estruturas de edificações) lançada sobre uma laje maciça de concreto armado (25 KN/m^3) com espessura de 10 cm, cuja regularização e revestimento da laje de argamassa de cal, areia e cimento (19 KN/m^3) apresentam espessura total de 6 cm (4 cm para parte superior da laje e 2 cm para parte inferior).

Toda a carga decorrente das lajes é transferida para as vigas de apoio de laje. Sobre as vigas ainda são consideradas paredes de alvenaria cerâmica, cuja altura é de 3 m e espessura total de blocos cerâmicos mais argamassa de cal, areia e cimento de 15 cm.

O peso próprio das vigas, cujas dimensões são de 15 x 40 cm adotadas no pré-dimensionamento também foi incluído na composição do carregamento, de forma que o valor da carga distribuída para as vigas pré-fabricadas da edificação é de 19 KN/m . O peso próprio dos pilares foi aplicado diretamente como carregamento axial. As dimensões adotadas e conferidas posteriormente através de dimensionamento são de 25 x 25 cm resultando em um carregamento distribuído vertical de $1,563 \text{ KN/m}$.

Cabe salientar novamente que toda carga encontrada e utilizada para análise não linear geométrica estática e dinâmica da estrutura foram escolhidas conforme NBR 6120:1980 (Cargas para cálculo de estruturas de edificações). Valores de cargas de vento ou qualquer outro evento não foram levados em consideração no cálculo visando simplicidade e considerando-se a baixa probabilidade de altas velocidades de vento ao mesmo tempo em que uma ação excepcional rompe um dos pilares.

6.3 DISCRETIZAÇÃO

Como a precisão dos resultados dependem do refino da malha, sabe-se, que quanto maior o número de nós em cada elemento, mais próximos da realidade são os resultados. Adotou-se um elemento de quarta ordem de aproximação, com 5 nós para cada elemento estrutural visando boa representação dos diagramas de esforços internos, assim, a malha gerada possui 27 elementos e 101 nós e pode ser visualizada na Figura 24.

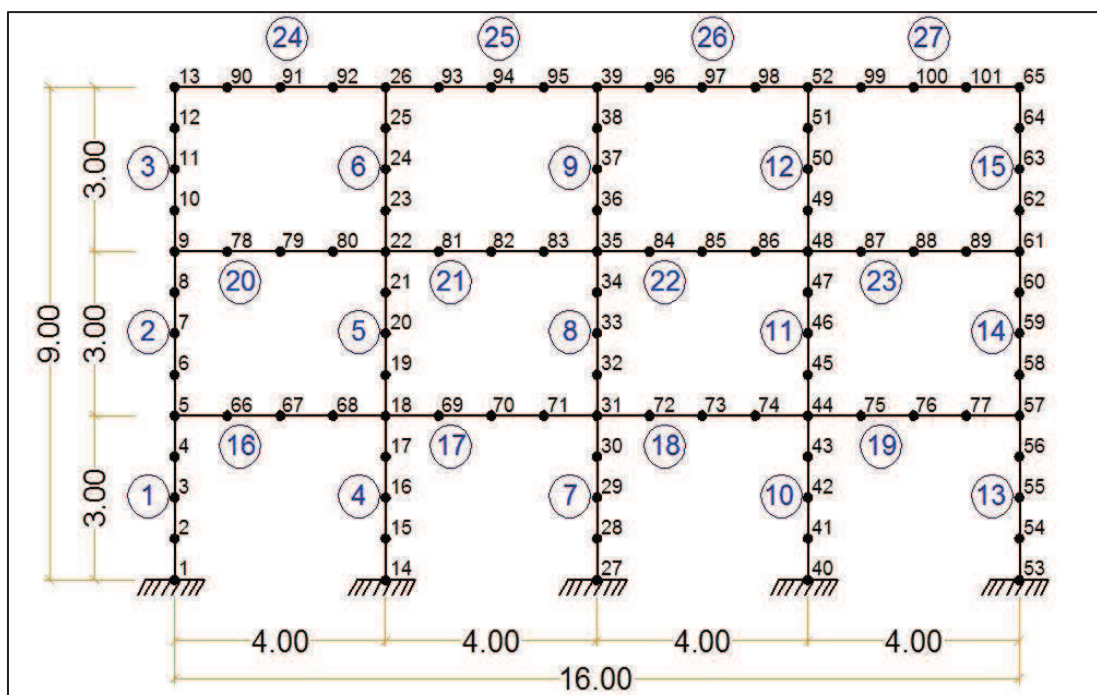


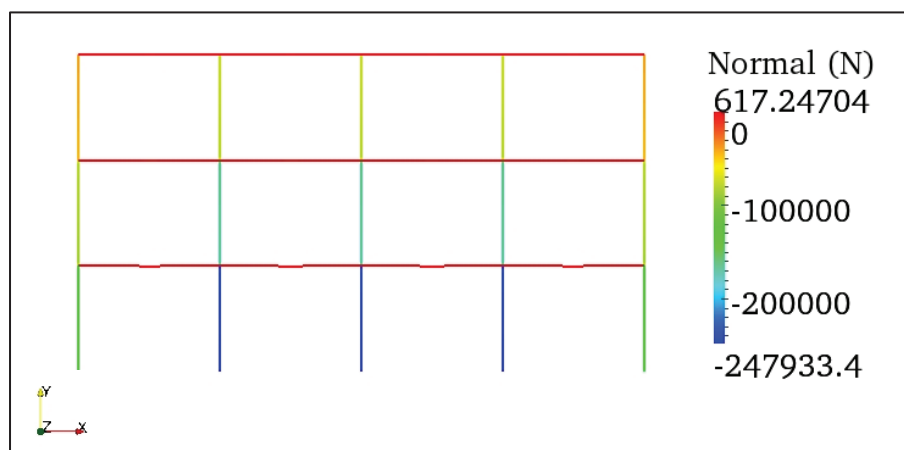
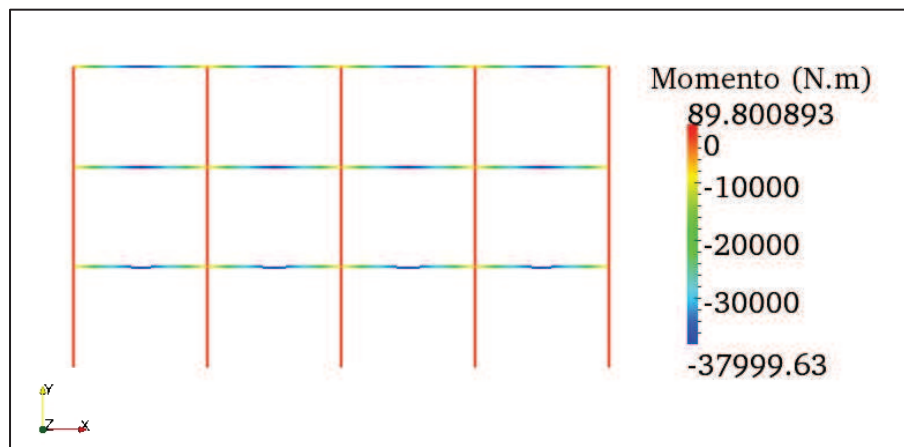
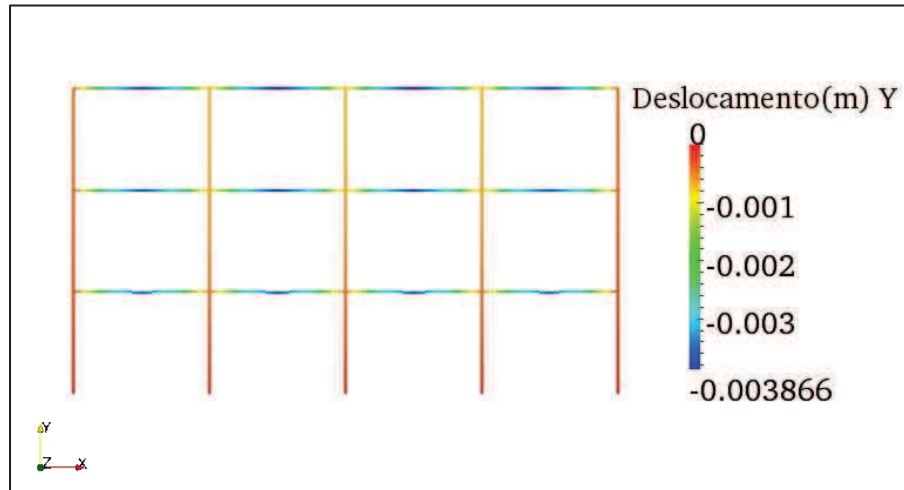
Figura 24- Malha Inicial do estudo.
Fonte: Autoria Própria (2013).

6.4 ANÁLISE DOS ESFORÇOS E DIMENSIONAMENTO

Para que se possa dimensionar uma estrutura, primeiramente deve-se conhecer o comportamento da estrutura na íntegra. Assim, analisou-se o comportamento do pórtico referenciado na Figura 22 com a discretização da Figura 24.

Os resultados obtidos para os deslocamentos, os momentos fletores e os esforços normais e cortantes, estão apresentados nas Figuras 25-28 as quais apresentam convenções dos sinais com relação aos eixos de coordenadas

cartesianas, onde no eixo vertical os valores encontrados para cima apresentam valores positivos e os encontrados abaixo da origem do eixo apresentam valores negativos.



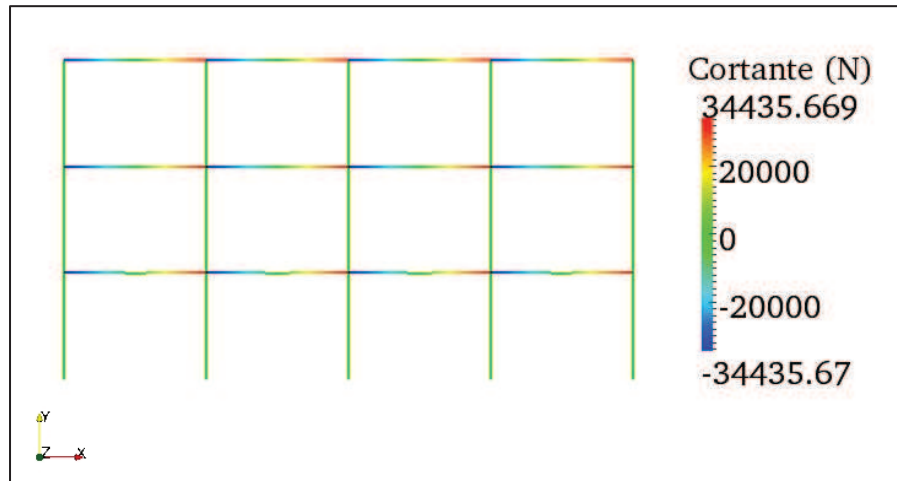


Figura 28 - Esforço Cortante – pórtico principal.
Fonte: Autoria Própria (2013).

A partir desses resultados foi possível fazer o dimensionamento para as condições de cargas inicialmente levantadas (as fórmulas, tabelas e ábacos empregados para realização do dimensionamento são apresentados nos Anexo A e B). Analisando-se a Figura 26, percebe-se que os pilares apresentam momento fletor de 89,80 N.m, valor só encontrado pois se trata de uma análise não linear geométrica. Caso fosse uma análise linear os valores de momento fletor seriam zerados nos pilares devido as vigas pré-fabricadas estudadas apresentarem ligações rotuladas em suas extremidades. Portanto, de início já se percebe a eficácia deste estudo ao levar em consideração as verdadeiras deformações de cada elemento para calcular os momentos fletores, esforços cortantes e normais.

Como o valor máximo de momento fletor para as vigas é de 37.999,6 N.m, determinou-se as dimensões necessárias e suas respectivas áreas de aço. Para o momento fletor apresentado, encontrou-se uma área de aço necessária de 3,74 cm², considerando uma seção transversal da viga de 15 cm x 40 cm, cobrimento de 2,5 cm e resistência característica do concreto de 30 MPa, deste modo, adotou-se 3 barras do aço CA-50 com diâmetro de 12,5 mm (1/2") na primeira camada e 2 barras do aço CA-50 com diâmetro de 8,0 mm (5/16") na segunda camada.

Analisando a Figura 28, verifica-se que o valor do esforço cortante máximo para as vigas é de 34.435,7 N. Dimensionando esta viga ao esforço cortante solicitado, encontra-se uma área de aço exigida de 1,7 cm²/m, adotando, portanto, estribos de CA-60 com 5,0 mm de diâmetro espaçado a cada 18 cm.

Aos pilares apresentam valores de momento fletor solicitante máximo na base, com o valor de 89,80 N.m. O normal solicitante máximo para os pilares é de

247.933,4 N (ver Figura 27). De acordo com a NBR 6118:2003 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento) verificou-se que um pilar com seção de 25 x 25 cm com 4 barras de 12,5 mm (1/2") e estribos de 5,0 mm de diâmetro espaçados a cada 15 cm suportam muito bem os esforços exigidos, considerando que o concreto utilizado tenha resistência característica à compressão de $f_{ck}=30$ MPa. Um pilar com dimensões menores certamente suportaria tais esforços, no entanto adotou-se essa seção de forma a ter certa folga para redistribuição dos esforços visando uma tentativa de prevenção contra o colapso progressivo (aumento de robustez no elemento). A Figura 29 mostra o detalhe das seções transversais críticas das vigas e dos pilares para este tipo de análise.

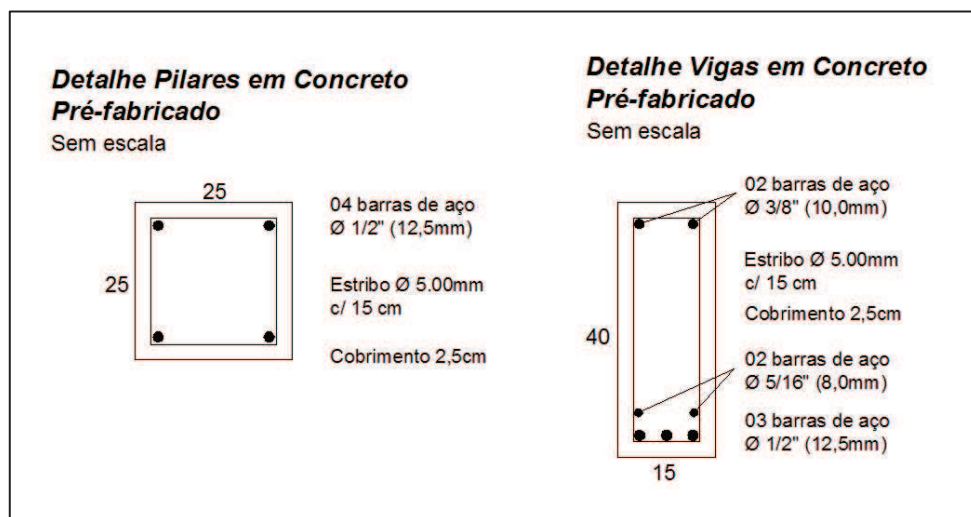


Figura 29 - Detalhe seção vigas e pilares- Modelo Principal.
Fonte: Autoria Própria (2013).

6.5 RUPTURA DO PILAR - ANÁLISE ESTÁTICA

Após analisada e dimensionada a estrutura, removeu-se o pilar inferior central (elemento 07- Figura 24) e verificou-se qual seria o comportamento da estrutura. Nota-se que com a remoção do pilar no sistema estrutural adotado a estrutura torna-se hipostática não sendo possível equilíbrio estático na configuração indeformada. Porém o problema estático atinge equilíbrio caso se considere os efeitos de não linearidade geométrica, assim, a malha passa a ser composta por 26 elementos e 97 nós (ver Figura 30).

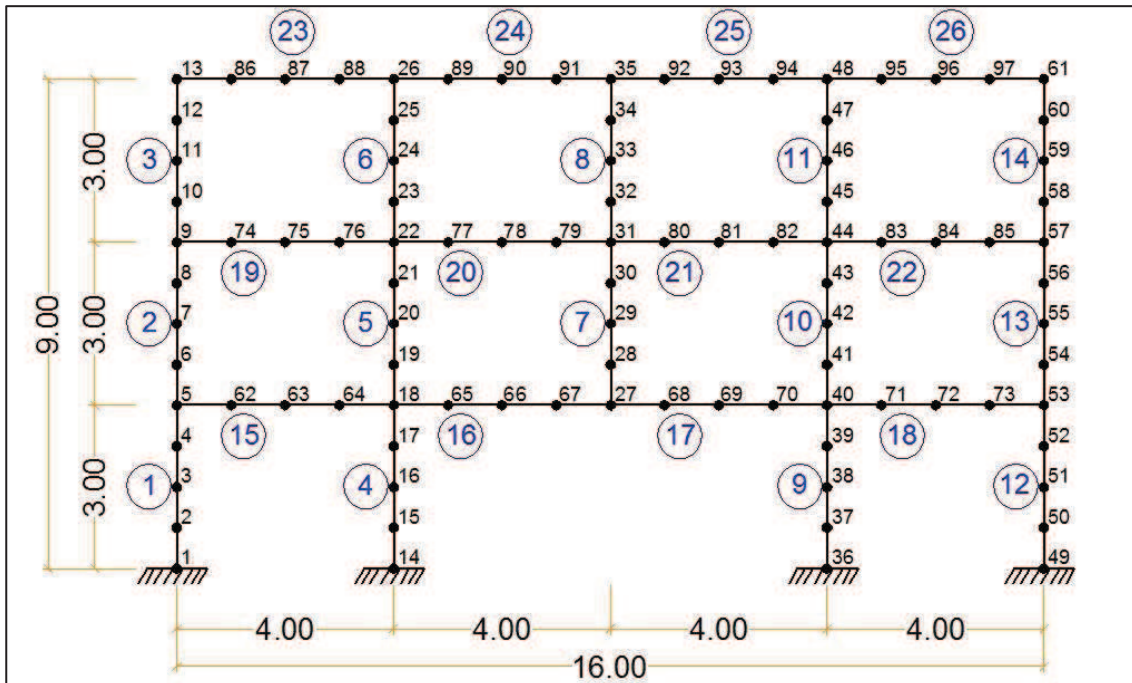


Figura 30 - Malha Principal do estudo.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Para que o sistema fique bem condicionado durante a análise estática e apresente resultados pertinentes, a análise foi realizada impondo-se um alto valor de amortecimento (1000 kg/s) e pequena massa específica (1 kg/m³) de forma que a análise dinâmica foi utilizada até que se obtivesse a resposta estacionária, equivalente à resposta estática. Alternativamente um pequeno deslocamento inicial para baixo poderia ser imposto ao nó 27 da Figura 30. Utilizou-se passo fictício de tempo de 10⁻⁵ s.

A estrutura atinge o equilíbrio estático com um deslocamento vertical máximo de aproximadamente 77,8 cm conforme ilustra a Figura 31.

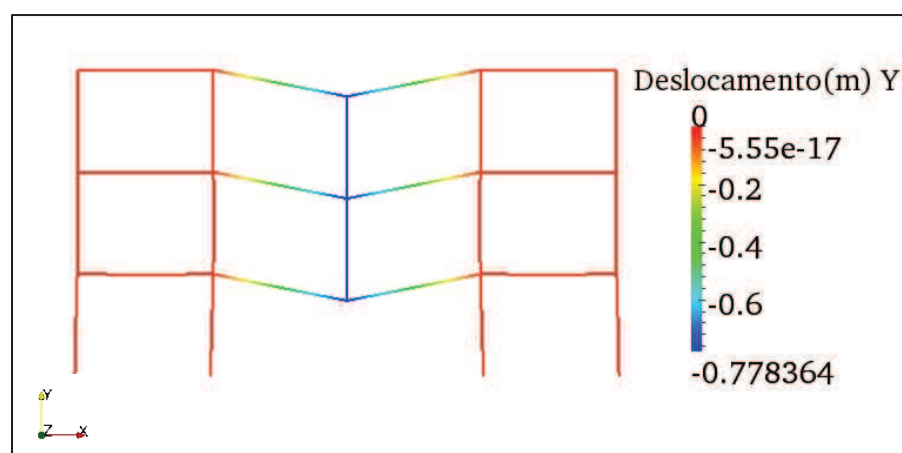


Figura 31 - Deslocamento eixo Y – pórtico sem pilar.
Fonte: Autoria Própria (2013).

A remoção do pilar causou altos valores de momento fletor nas bases dos pilares, de forma que o momento solicitante fica muito acima da capacidade dos elementos estruturais adotados. (Figura 32).

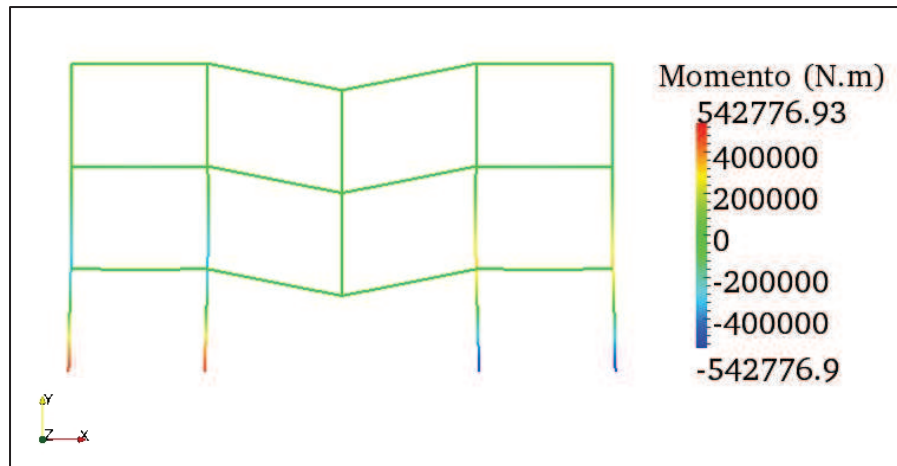


Figura 32 - Momento Fletor – pórtico sem pilar.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Os esforços normais também apresentam grande relevância na ruína da edificação. A Figura 33 mostra como que as vigas centrais são exigidas a esforços de tração elevadíssimos e passam a trabalhar praticamente como tirantes.

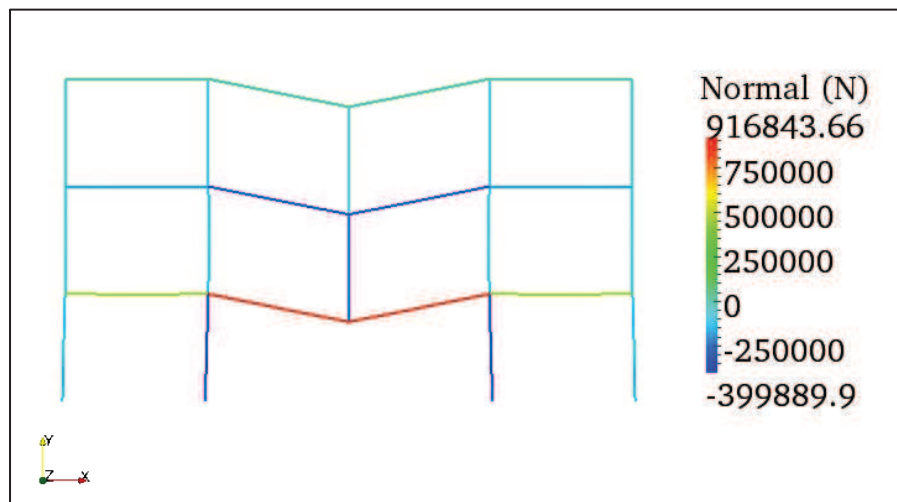


Figura 33 - Esforço Normal – pórtico sem pilar.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Na Figura 33 é possível observar nas vigas centrais um esforço de tração de 916,84 KN. Valor de tração que a armadura utilizada não suporta. Deste modo, a partir dos valores encontrados, pesquisaram-se métodos para reduzir os esforços

normais nas vigas centrais e também reduzir os valores dos momentos fletores nas bases dos pilares.

Os esforços cortantes para esta análise são apresentados na Figura 34.

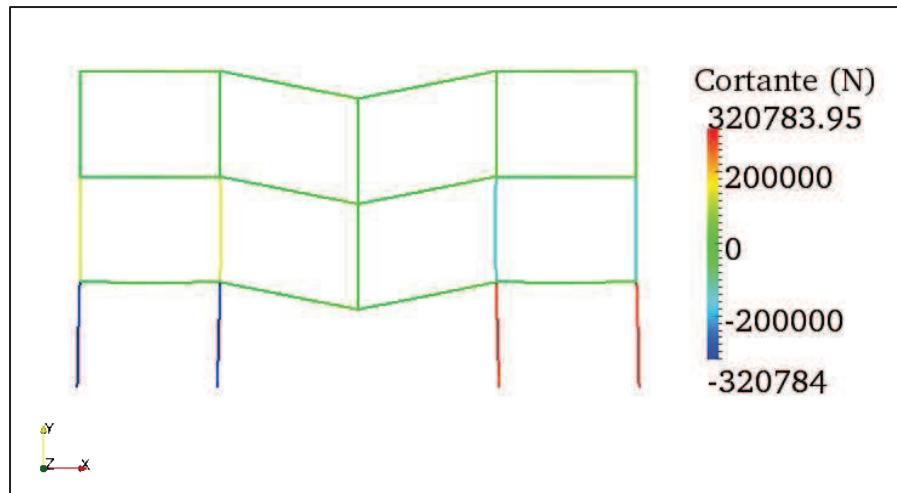


Figura 34 - Esforço Cortante – pórtico sem pilar.
Fonte: Autoria Própria (2013).

A partir dos resultados obtidos, concluiu-se que a estrutura viria a entrar em colapso, iniciando após a ruptura do pilar central, pelas vigas centrais que apresentaram esforços normais de 916,84 KN (Figura 33) e posteriormente as vigas centrais superiores a estas. Assim, com a intenção de evitar a ruína do edifício, propõem-se diferentes soluções. A partir dos estudos realizados por Astaneh-Asl (2001) e Tan e Astaneh-Asl (2003) cogitou-se a possibilidade da utilização de tirantes compostos de cordoalhas protendidas para minimização destes esforços. Também foi cogitada a mudança no tipo da ligação pré-moldada adotada, de rotulada para engastada, como solução para prevenção do colapso progressivo.

6.5.1 Com adição de tirante na diagonal – Modelo I

A partir dos resultados obtidos anteriormente, propôs-se o reforço com tirantes de forma a promover caminhos alternativos para os esforços. Como os tirantes trabalham muito bem a tração, busca-se empregá-los para reforço das vigas centrais. A quantidade de cordoalhas empregadas foi estimada com base nos esforços normais máximos gerados nas vigas centrais de (916,84 KN), que resulta

em 4 cordoalhas compostas por 7 fios CP 190 RB 15,2 mm, cuja carga de ruptura mínima é de 265,8 KN (BELGO, 2010).

O primeiro modelo consiste em adicionar tirantes em configuração “V” conforme pode ser observado nas Figuras 35-38, onde são apresentados os deslocamentos e esforços internos.

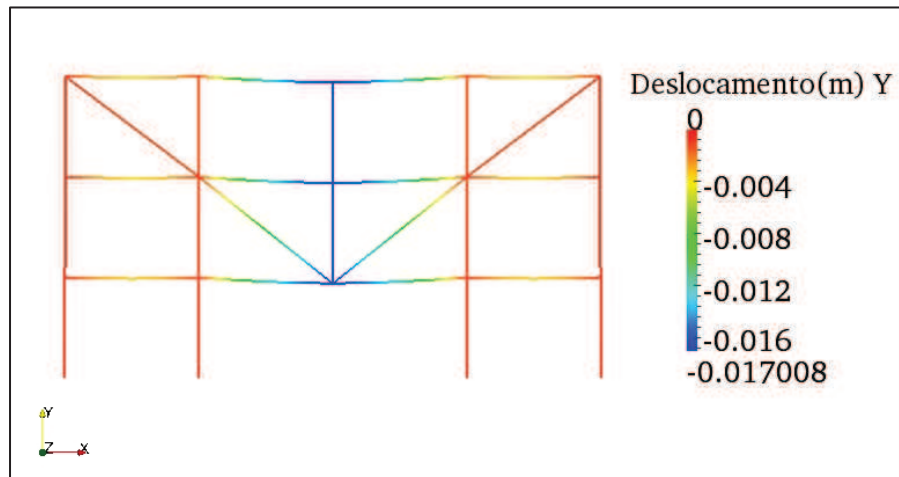


Figura 35 - Deslocamento em Y – Modelo I.
Fonte: Autoria Própria (2013).

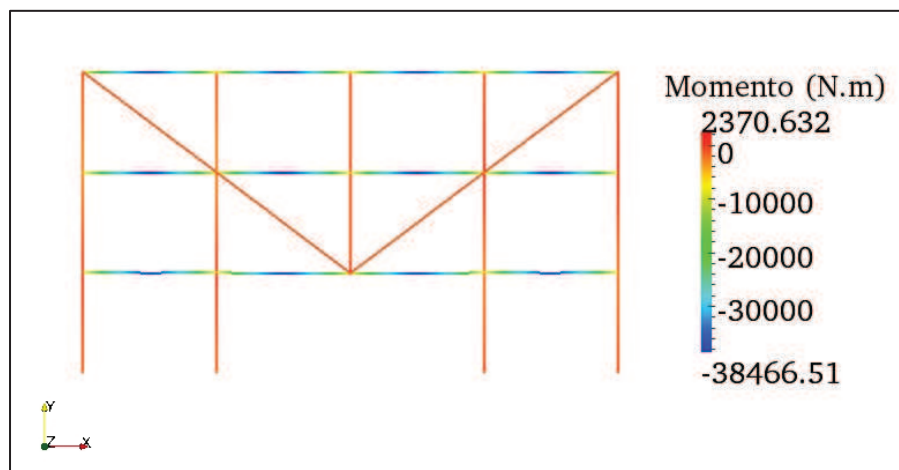


Figura 36 - Momento Fletor – Modelo I.
Fonte: Autoria Própria (2013).

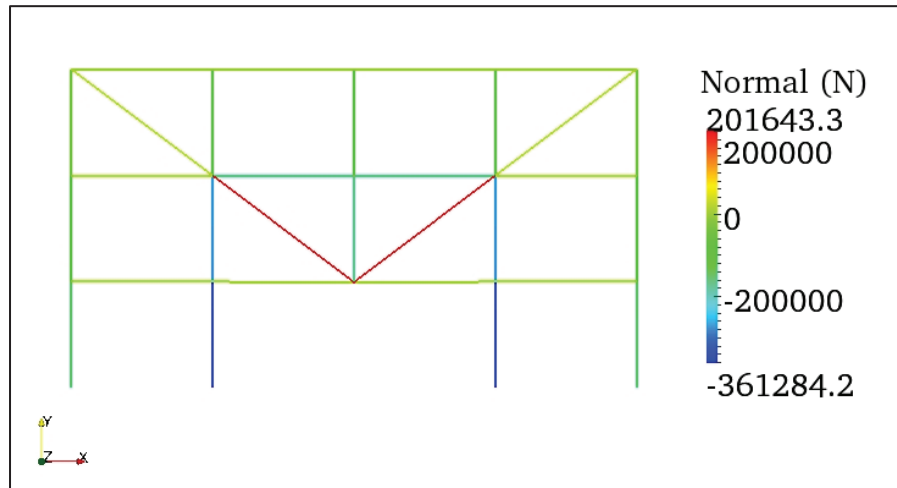


Figura 37 - Esforço Normal – Modelo I.
Fonte: Autoria Própria (2013).

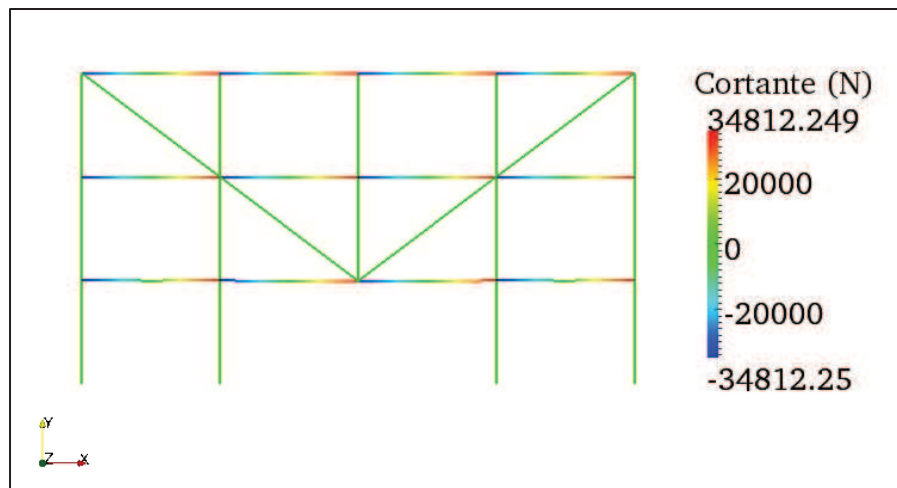


Figura 38 - Esforço Cortante – Modelo I.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Com a adição dos tirantes os momentos fletores que antes apresentavam valor de 542,8 KN.m na base dos pilares foi reduzido para 2,37 KN.m, os valores dos esforços normais nos pilares centrais que antes eram de 399,89 KN de compressão são reduzidos para 361,28 KN e os esforços cortantes nos pilares tornam-se desprezíveis. Assim, os pilares já dimensionados passam a resistir aos esforços obtidos através da análise estática.

Ao verificar a viga anteriormente dimensionada, nota-se uma pequena diminuição do esforço cortante e quase nenhuma variação para os momentos fletores solicitantes. Desse modo constata-se que as vigas também suportam os esforços.

6.5.2 Tirantes em “V” duplo – Modelo II

Essa alternativa consiste dispor tirantes no segundo e terceiro pavimento, formando 2 “V’s” no pórtico, com o uso de 3 cordoalhas CP 190 RB 15,2mm.

Os diferentes posicionamentos dos tirantes foram propostos com o intuito de mostrar soluções diferentes caso haja aberturas de ventilação e iluminação no edifício que impeçam o posicionamento dos tirantes em tais lugares. Os resultados da análise estática são apresentados nas Figuras 39- 42.

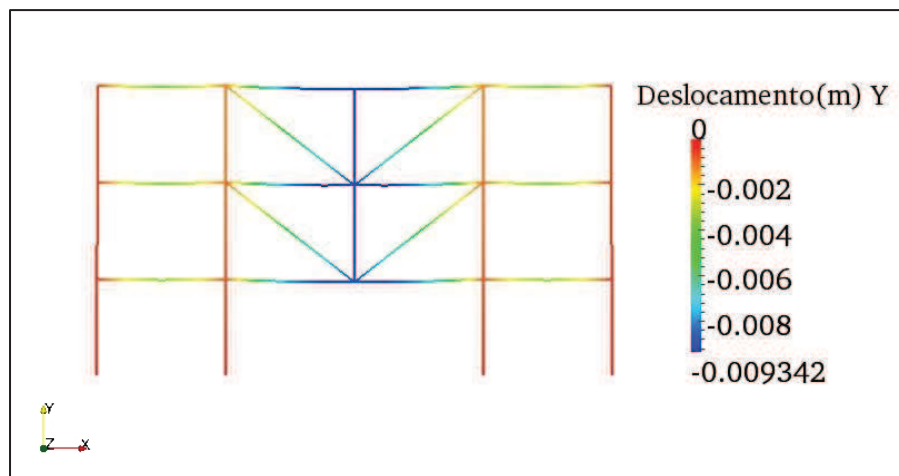


Figura 39 - Deslocamento em Y – Modelo II.
Fonte: Autoria Própria (2013).

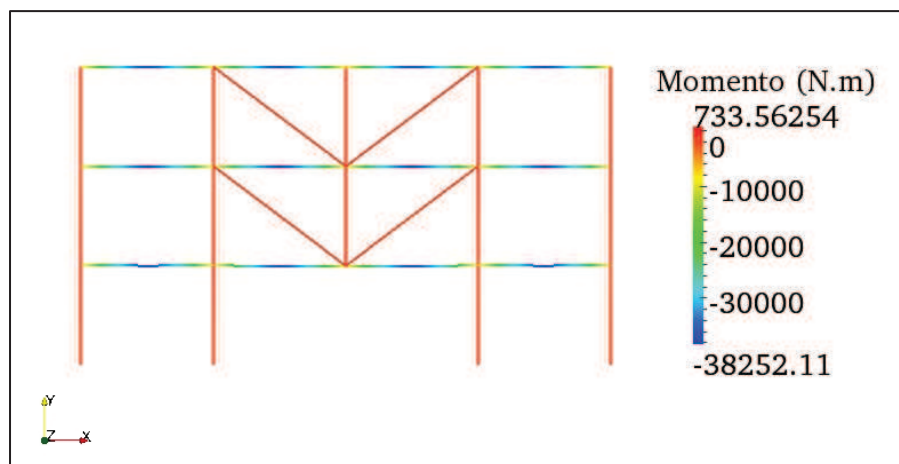


Figura 40 - Momento Fletor – Modelo II.
Fonte: Autoria Própria (2013).

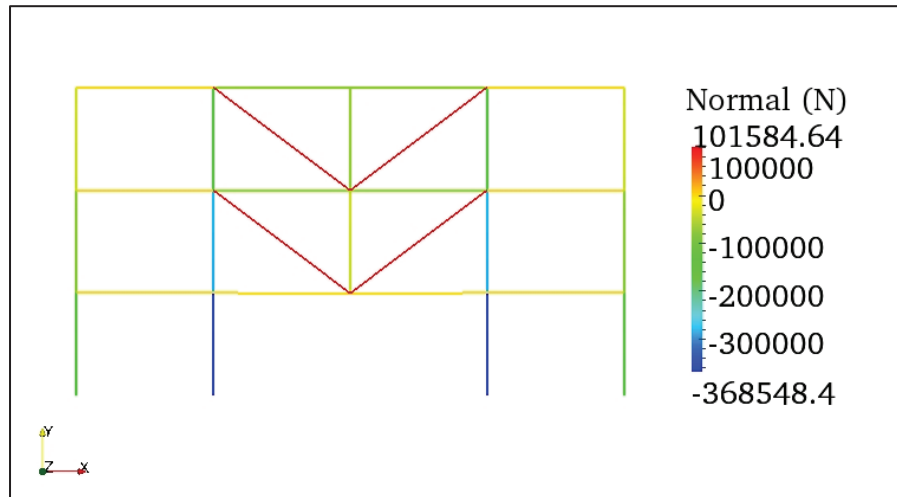


Figura 41 - Esforço Normal – Modelo II.
Fonte: Autoria Própria (2013).

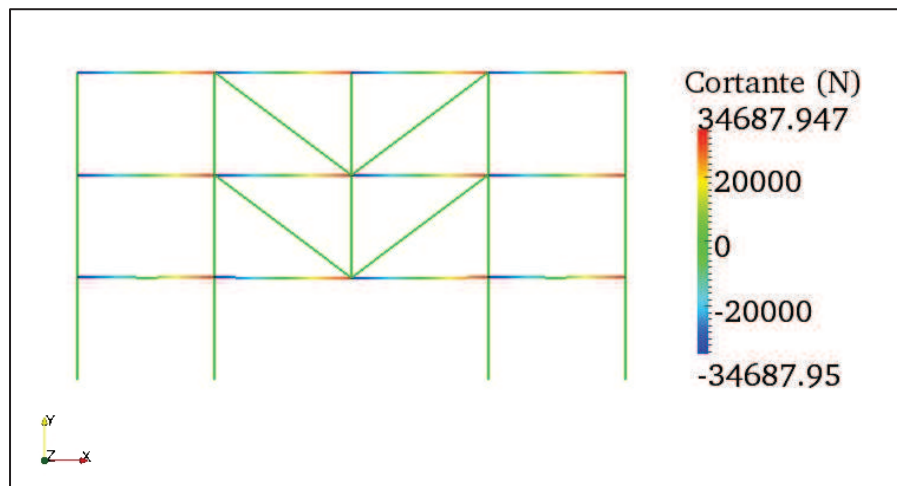
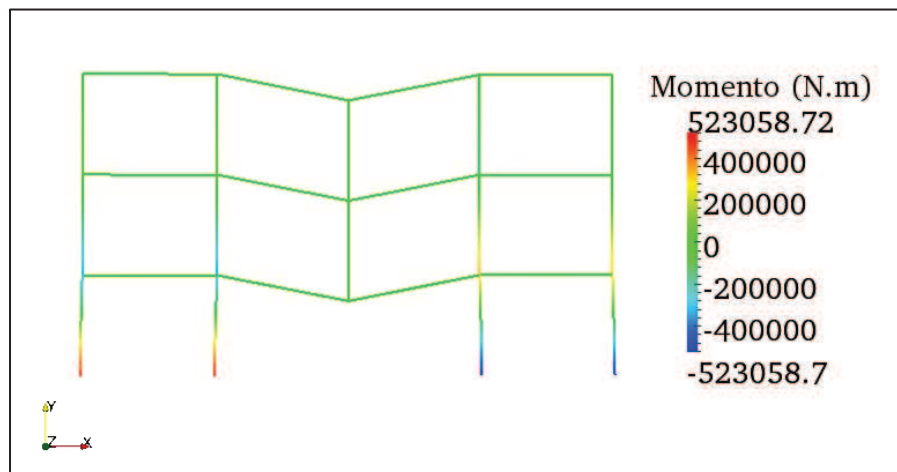


Figura 42 - Esforço Cortante – Modelo II.
Fonte: Autoria Própria (2013).

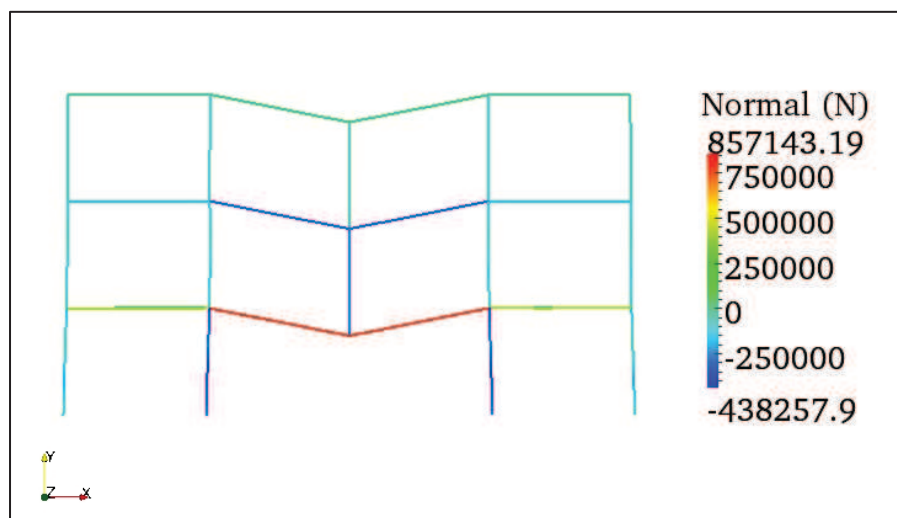
Comparando os resultados encontrados na análise do Modelo I com o Modelo II verifica-se que ocorrem pequenas mudanças nos valores dos esforços normais e cortantes, já os momentos fletores tiveram uma mudança um pouco maior. Entretanto, não muito superior a ponto de ter que modificar as dimensões das peças estruturais. Destaca-se uma redução no esforço de tração nos cabos de 201,6 KN para 101,6 KN, em relação à análise anterior, pelo fato de ser 4 cordoalhas que sustentam o pilar rompido, ao contrário do Modelo I onde haviam 2 cordoalhas. Portanto, as mesmas dimensões para pilares e vigas dimensionados no Modelo I são adotadas nesse Modelo com base na análise estática.

6.5.3 Ligações Rígidas Viga-Pilar– Modelo III

Antes que o modelo III seja apresentado, estudaram-se diversas possibilidades para o caso do edifício possuir aberturas em seu interior que impeçam o posicionamento de tirantes inclinados em qualquer pavimento acima do térreo. Assim, como ideia inicial escolheu-se modificar o posicionamento dos tirantes, para ilustrar o modo como os tirantes posicionados na horizontal agem na estrutura. Foi realizado um teste engastando em todas as uniões entre vigas e pilares inferiores (dos nós 05 ao 18, do 18 ao 27, do 27 ao 40 e do 40 ao 53, conforme Figura 30), 4 cordoalhas protendidas CP 190 RB 15,2mm com a função de prever o colapso. As Figuras 43 e 44 ilustram os resultados encontrados para esta análise.



Fonte: Autoria Própria (2013).



Fonte: Autoria Própria (2013).

Na Figura 43 foi possível perceber que a adoção dos tirantes horizontais (posicionados no pavimento inferior) não minimizaram os efeitos dos momentos gerados nos pilares, os quais para não ruir a estrutura devem ser utilizados pilares com seção mínima de 50 x 50 cm juntamente com 10 barras de 32 mm de diâmetro, tornando inviável a execução de um prédio com 3 andares compostos por pilares destas dimensões. Todavia, não somente os momentos gerados nos pilares foram problemas neste tipo de análise, como os esforços normais de tração gerados nas vigas centrais do edifício inviabilizam a resistência do edifício à ficar em pé. Pois uma normal de 857.143,2N (Figura 44) de tração nas armaduras das vigas, geram uma tensão superior a resistência de tração que a armadura suporta, mostrando com clareza que o edifício ruiria da mesma forma.

Como tentativa de solução, chegou-se a reforçar ainda mais o edifício adicionando tirantes duplamente inclinados no pavimento inferior. Tal experiência apresenta resultados ilustrados nas Figuras 45 e 46.

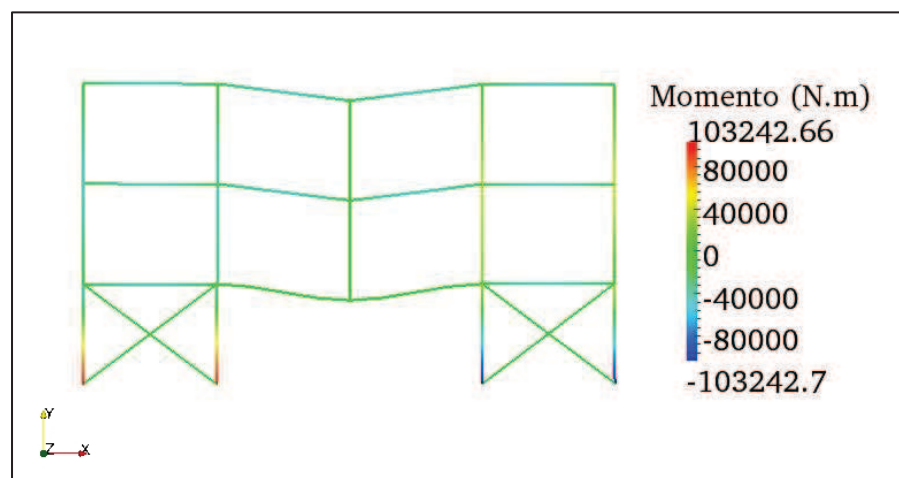


Figura 45 - Momento Fletor – tirante na horizontal e inclinado.
Fonte: Autoria Própria (2013).

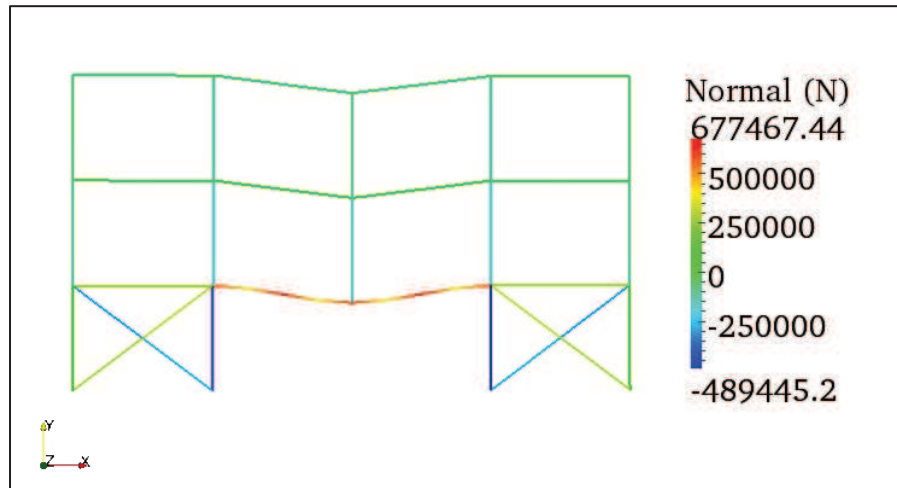


Figura 46 - Esforço Normal – tirante na horizontal e inclinado.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Percebe-se com estas figuras que mesmo reforçando a estrutura com tirantes inclinados na parte inferior, os pilares não aguentam os momentos exigidos, portanto, teriam que ser reforçados podendo até permanecer com as mesmas dimensões adotadas (25x25cm), mas seria necessário 6 barras de aço de 32 mm de diâmetro para evitar a ruína. Todavia, os momentos não são o principal problema, o esforço normal se torna “peça chave” num estudo destes, pois mesmo com o reforço adotado, a normal de tração, conforme mostrado na Figura 46, é capaz de fazer a viga estourar da mesma forma.

Averigua-se que uma seção maior que 4 cordoalhas deve ser utilizada para minimizar ainda mais os esforços de tal forma que evitasse a ruína da viga central.

Todavia, ao invés de ficar aumentando a quantidade de cordoalhas, uma solução mais inteligente e usual na área dos pré-fabricados é a adição de ligações rígidas na união de vigas com pilares. Esta solução permite o livre espaço em qualquer pavimento para aberturas. Na Figura 47 ilustra-se tal ligação, onde a sigla CML significa concreto moldado in loco.

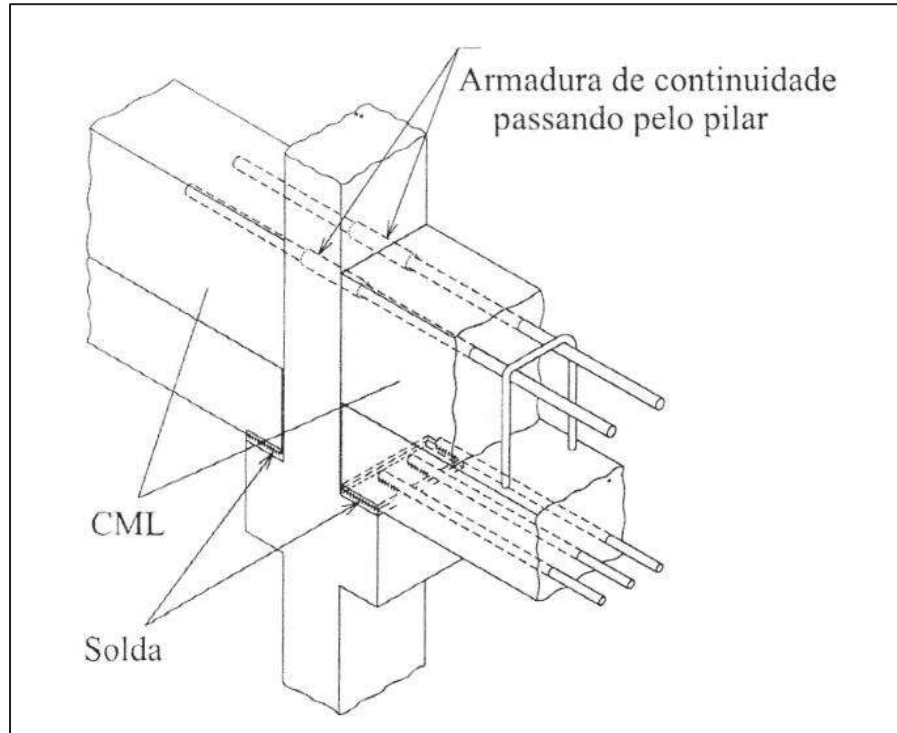


Figura 47 - Exemplo Ligação Rígida em pré-fabricados.
Fonte: El Debs (2000).

Com isso, os resultados para esse modelo III são apresentados nas Figuras 48-51.

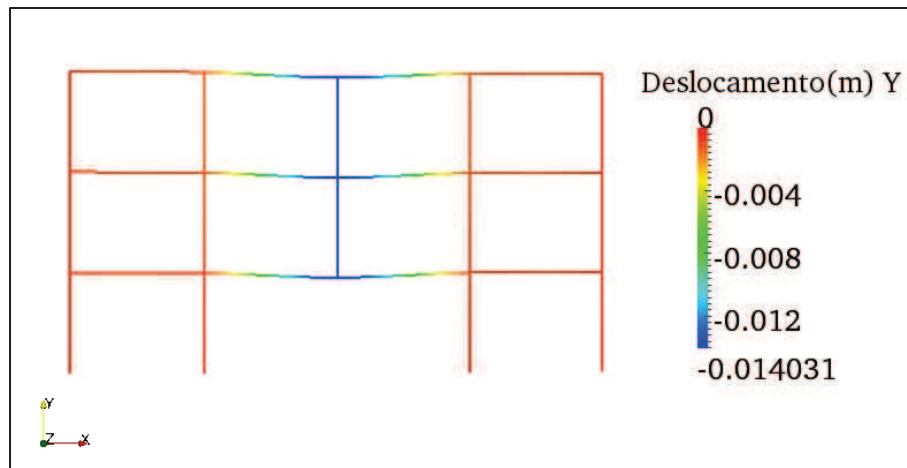


Figura 48 - Deslocamento em Y – Modelo III.
Fonte: Autoria Própria (2013).

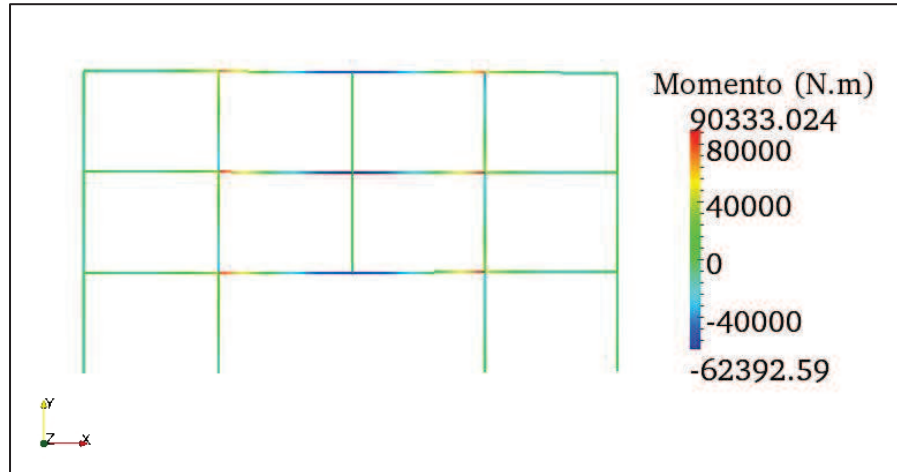


Figura 49 - Momento Fletor – Modelo III.
 Fonte: Autoria Própria (2013).

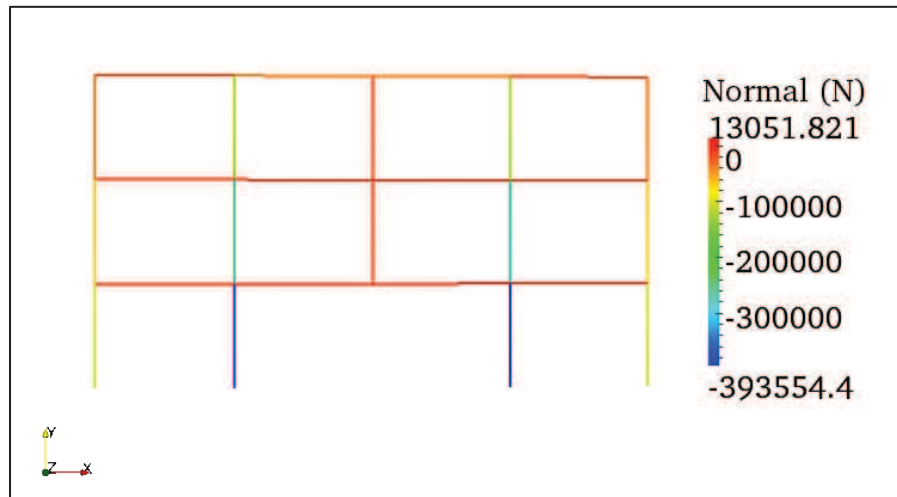


Figura 50 - Esforço Normal – Modelo III.
 Fonte: Autoria Própria (2013).

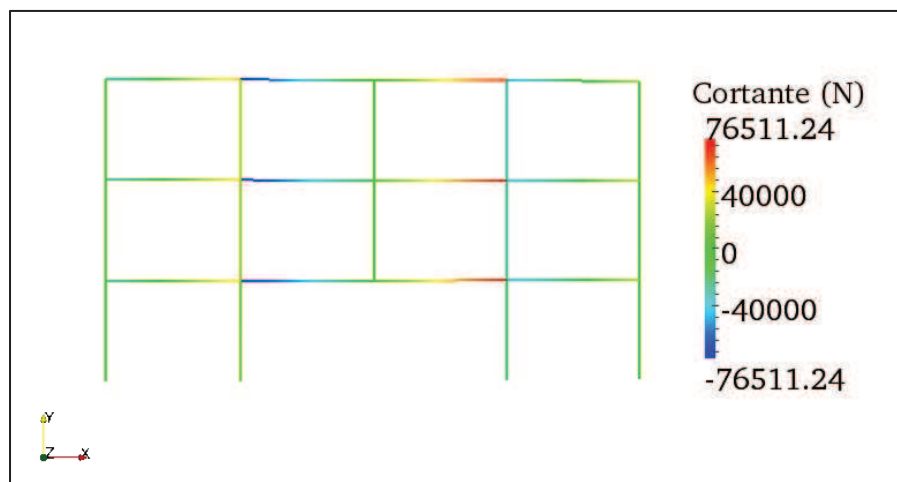


Figura 51 - Esforço Cortante – Modelo III.
 Fonte: Autoria Própria (2013).

É possível observar na Figura 48 que o deslocamento máximo é de 1,4 cm nas posições centrais. Na Figura 49, devido as ligações rígidas em todo entorno do pórtico, percebe-se um valor positivo máximo de momento fletor de 62.392,6 N.m, na união do pilar ruído com as vigas centrais (salienta-se que na Figura 49, os sinais dos momentos são conformes a indicação dos eixos, para cima positivo e para baixo negativo, ao contrário da convenção mais usual), para o qual são necessárias 3 barras de aço com 5/8" (16 mm) de diâmetro na primeira camada e 2 barras de aço com 3/8" (10 mm) de diâmetro na segunda camada para mesma dimensão de 15 x 40 cm. Para o momento fletor máximo negativo de 90.333 N.m encontrado (orientação dos sinais conforme indicação dos eixos), são necessárias 4 barras de 3/4" (20mm) de diâmetro na parte superior da ligação. O esforço cortante de 76.511,24 N (Figura 51), exige estribos de 5,0 mm de diâmetro espaçados a cada 7cm.

Já para o pilar, o momento máximo encontrado é de 38.796 N.m na base e 39.597 N.m na ligação com a viga do segundo pavimento, considerando-se ainda que o esforço normal de compressão é de 393.554,4N (Figura 50), dimensiona-se 6 barras de aço de diâmetro 1/2" (12,5mm) para mesma seção de 25 x 25 cm. O detalhe das seções mais críticas das vigas e dos pilares para esta análise é apresentado na Figura 52. O restante das vigas (das laterais) e os outros pilares (das laterais) permanecem os mesmos da Figura 29.

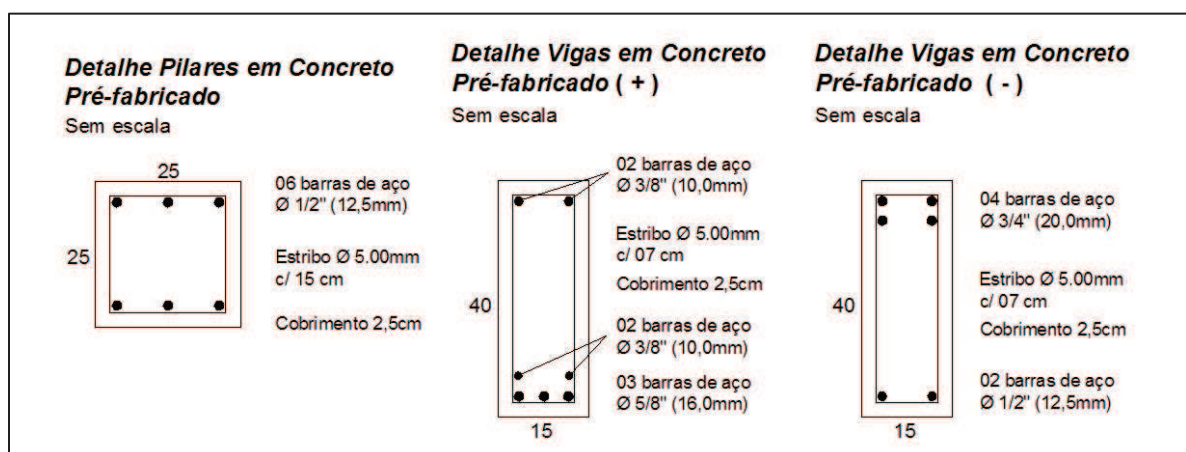


Figura 52 - Detalhe seção vigas e pilares- Modelo III.
Fonte: Autoria Própria (2013).

6.5.4 Ligação com Vigas Engastadas e adição de tirante inclinado – Modelo IV

Caso não se queira executar ligações rígidas em todo o contorno do edifício e existam algumas restrições quanto aberturas inviabilizando a utilização de tirantes nas diagonais, a solução encontrada foi a execução da primeira linha de vigas de apoio de laje com ligações rígidas (engaste das extremidades dos elementos 15,16,17 e 18 conforme Figura 30) aliado com a adição de 2 tirantes compostos por 4 cordoalhas CP 190 RB 15,2mm, cada um, posicionadas no centro do edifício (do nó 22 ao 27 e do 27 ao 44 conforme Figura 30) . A Figura 53 apresenta o deslocamento vertical gerado a partir da queda do pilar central inferior.

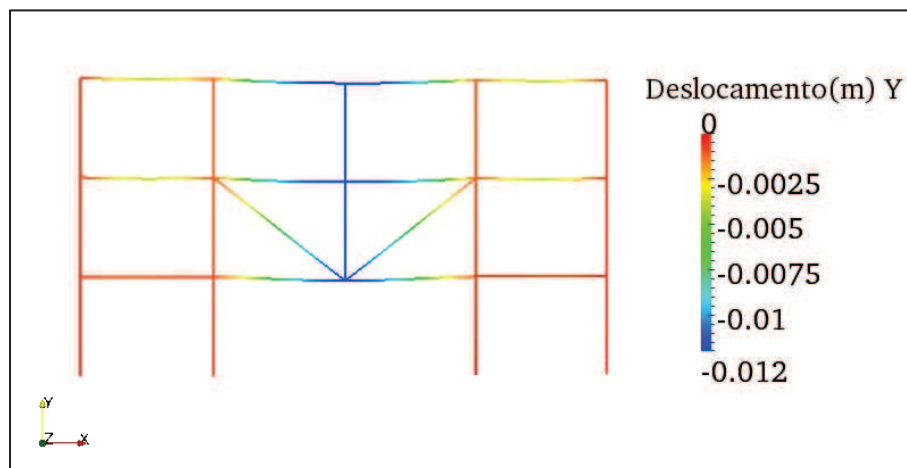


Figura 53 - Deslocamento em Y – Modelo IV.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Percebe-se que o deslocamento vertical gerado no Modelo IV é inferior ao Modelo III, para ilustrar uma das diferenças, a Figura 54 apresenta os esforços de momentos fletores.

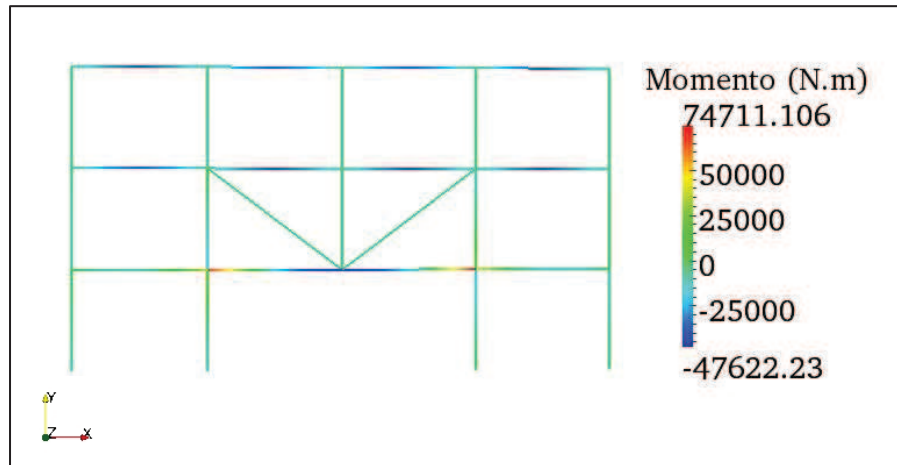


Figura 54 - Momento Fletor – Modelo IV.
Fonte: Autoria Própria (2013).

As vigas centrais apresentaram momento fletor máximo negativo com valores de 74.711,1N.m significando a necessidade para uma mesma seção de 15 x 40 cm, a utilização de 3 barras de aço de 5/8" na primeira camada e 2 barras de aço de 1/2" na segunda camada. Para as mesmas vigas, o momento fletor máximo positivo, oriundo da queda do pilar, expõe valor de 47.622,23 N.m sendo necessário 3 barras de aço de 1/2" na primeira camada e 2 barras de aço de 3/8" na segunda camada para suprir a não ruína das mesmas. A Figura 56 apresenta os esforços cortantes e para o valor máximo apresentado em sua legenda, são necessários estribos de 5,0 mm de diâmetro posicionados não mais que 9,0 cm um do outro. A Figura 55 apresenta os resultados para os esforços normais.

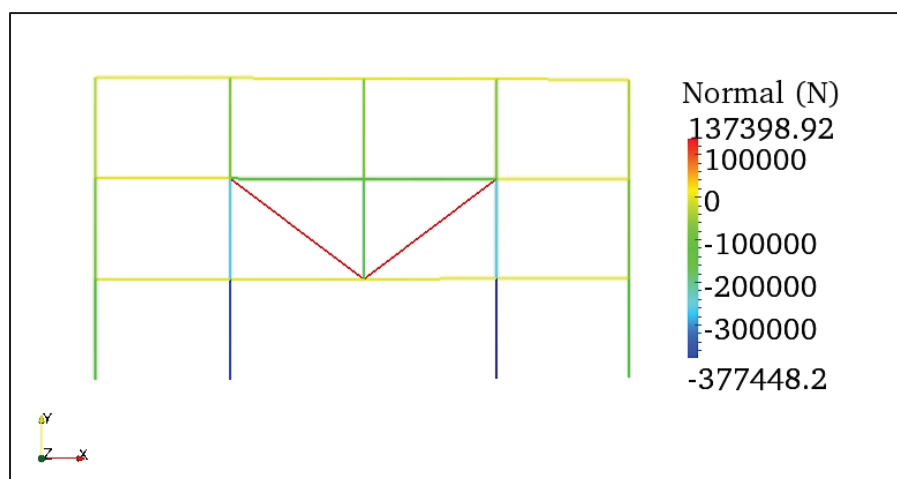


Figura 55 - Esforço Normal – Modelo IV.
Fonte: Autoria Própria (2013).

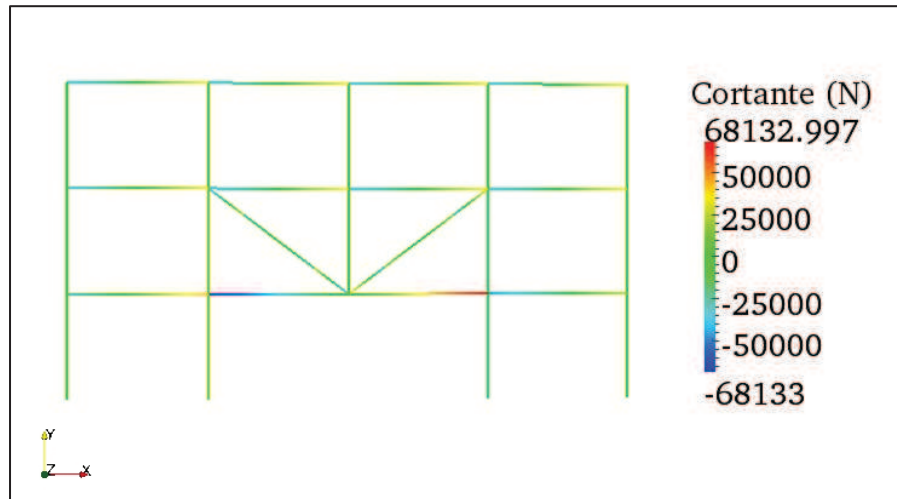


Figura 56 - Esforço Cortante – Modelo IV.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Com um valor de 377.448,2 N de compressão nos pilares inferiores centrais cujos momentos fletores no topo apresenta valor de 24.987,3 N.m e no pé 25.366,5 N.m, calculou-se que um pilar com as mesmas dimensões de 25 x 25 cm e 4 barras de aço de 1/2" (12,5mm) de diâmetro posicionadas a cada 15 cm uma da outra suportariam os esforços solicitados e evitariam a ruína da edificação. O detalhe de como fica as seções mais críticas das vigas e dos pilares para esta análise está sendo mostrado na Figura 57 a seguir, o restante das vigas (das laterais) e os outros pilares (das laterais) são os mesmos visualizados na Figura 29.

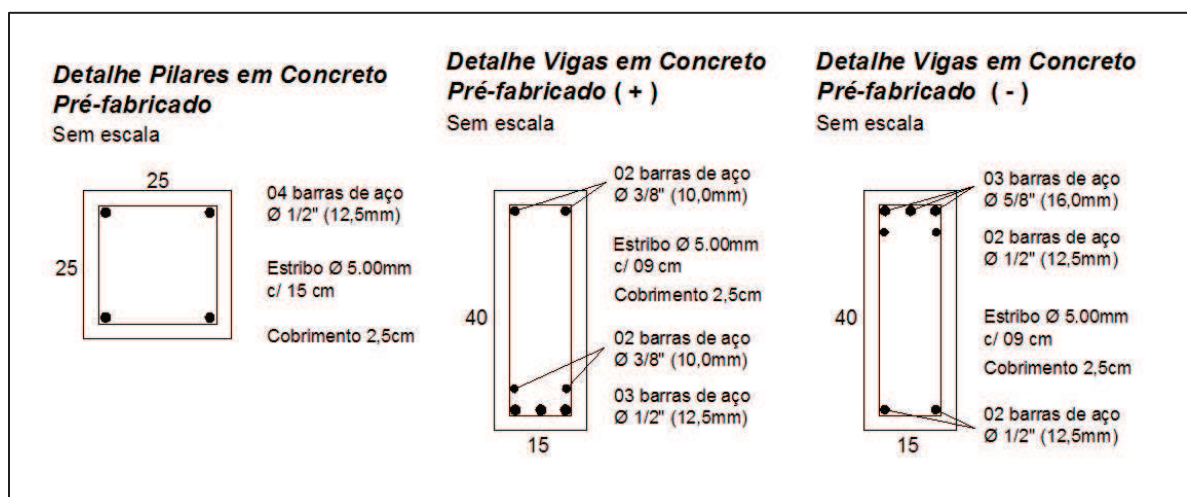


Figura 57 - Detalhe seção vigas e pilares- Modelo IV.
Fonte: Autoria Própria (2013).

6.6 ANÁLISE DINÂMICA

Dentre os modelos gerados anteriormente, selecionou-se os modelos II e III (itens 6.5.2 e 6.5.3) por terem se mostrado os mais eficientes de acordo com a análise estática. Esses modelos foram submetidos à análise dinâmica, na qual os efeitos da vibração da estrutura decorrentes da remoção súbita do pilar são considerados.

Para estas análises, a estrutura é primeiramente analisada de maneira estática (zerando-se a matriz de massa) até atingir o equilíbrio. A configuração de equilíbrio estático é então adotada como condição inicial para a análise dinâmica, na qual o pilar é subitamente removido.

Para a análise dinâmica o valor do amortecimento foi considerado nulo (0kg/s), massa específica (2500 kg/m^3) e passo de tempo na ordem de 10^{-5} s .

6.6.1 Modelo II

O modelo II (com tirantes) quando estudado numa análise estática obteve 9,3 mm de deslocamento vertical, já numa análise dinâmica, seu deslocamento alcançou um valor de aproximadamente 16,51 mm, elevando consideravelmente todos os valores de esforços no edifício.

Para que se obtivesse o exato instante em que os esforços na estrutura fossem máximos, observou-se particularmente cada instante de tempo e concluiu-se que no instante $t=19$, ou seja, $19 \times 10^{-5} \text{ s}$ depois da análise começar a ocorrer, os esforços eram os com maiores valores apresentados. Assim, os deslocamentos críticos apresentados no instante $t=19$ para a análise dinâmica do Modelo II podem ser visualizados na Figura 58 a seguir.

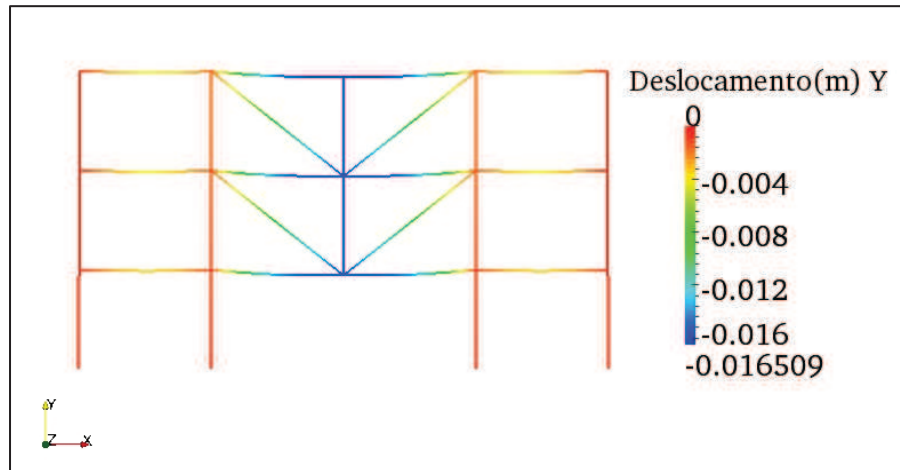


Figura 58 - Deslocamento em Y – análise dinâmica com tirantes - $t=19 \times 10^{-5}$ s.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Conforme visualizado na Figura 58, a diferença de deslocamento da análise estática para a dinâmica chegou a ser de 7,2 mm. Devido a esta diferença de deslocamentos, supõe-se que na análise dinâmica os esforços obtidos sejam também maiores, para confirmar isto, as Figuras 59 - 61 mostram quais são os resultados desta análise para o edifício.

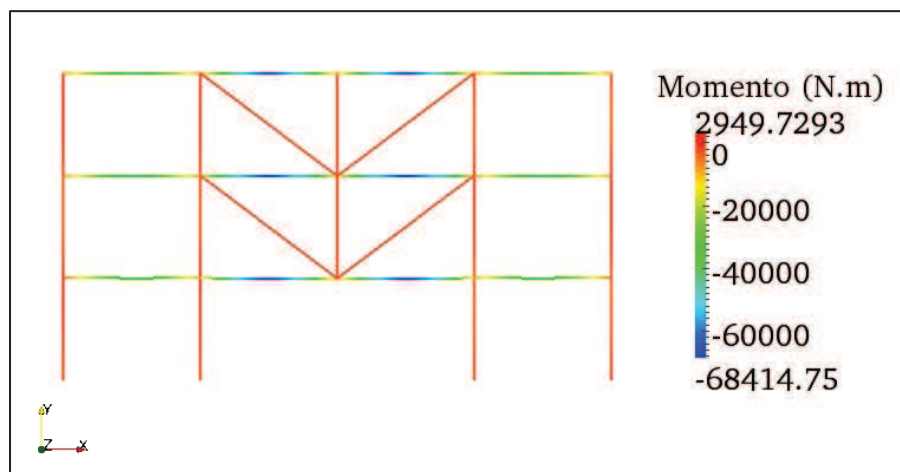


Figura 59 - Momento Fletor – análise dinâmica com tirantes - $t=19 \times 10^{-5}$ s.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Percebe-se na Figura 59 que o momento negativo é de 2.949,7 N.m nos pilares, aumentando mais que o dobro o valor encontrado para o mesmo na análise estática, já para o momento máximo na viga, percebe-se um aumento de aproximadamente 30.000N.m.

Quando realizado esta análise, o valor encontrado para o esforço de tração nos tirantes ficou superior ao máximo valor resistido, portanto, teve-se que

considerar 4 cordoalhas CP 190 RB 15,2mm ao invés de 3 conforme utilizado na análise estática. Tais valores encontrados para os esforços críticos de tração e compressão estão apresentados na Figura 60.

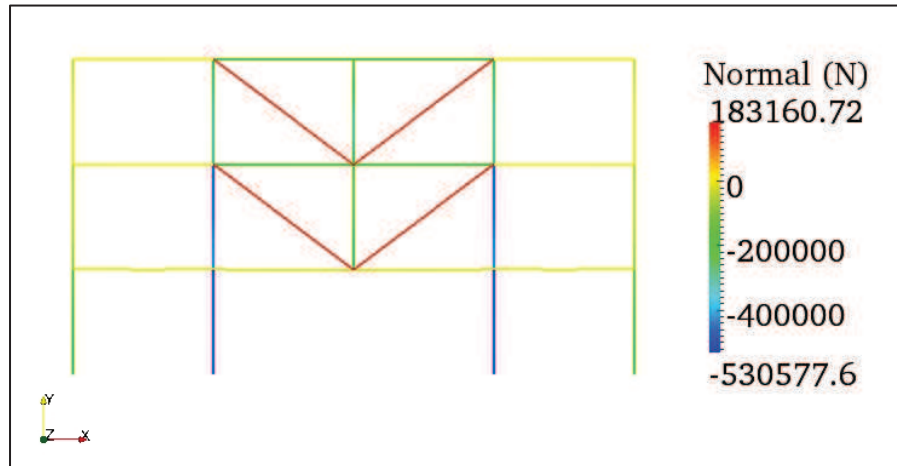


Figura 60 - Esforço Normal – análise dinâmica com tirantes - $t=19 \times 10^{-5}$ s.
Fonte: Autoria Própria (2013).

O efeito cortante encontra-se ilustrado na Figura 61, cabe ressaltar que quando levado em consideração a ação dinâmica no edifício os maiores esforços cortantes nas vigas duplicaram de valores.

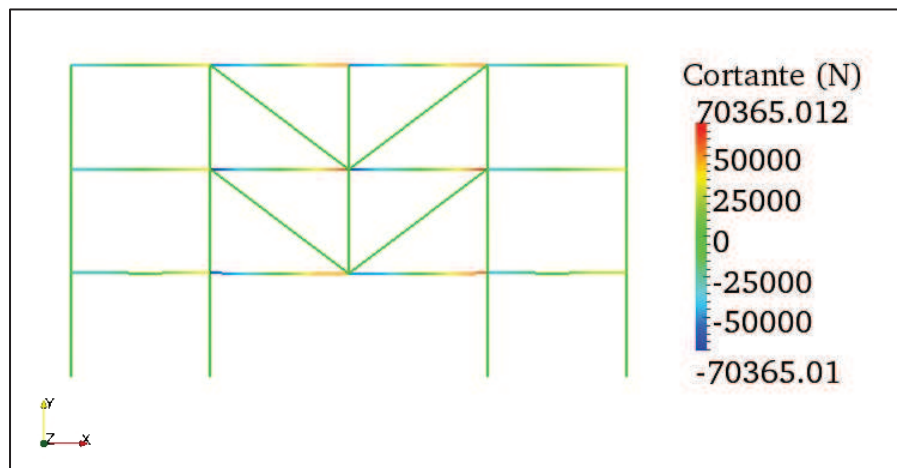


Figura 61 - Esforço Cortante – análise dinâmica com tirantes - $t=19 \times 10^{-5}$ s..
Fonte: Autoria Própria (2013).

Com os resultados obtidos nas Figuras 59, 60 e 61, dimensionou-se a estrutura e chega-se a conclusão que as vigas mais solicitadas continuam sendo as 6 vigas centrais, 2 em cada pavimento, e para estas, se considerar as mesmas seções de 15 x 40 cm, não podem ser mantidas com 3 barras do aço CA-50 com

diâmetro de 12,5 mm (1/2") na primeira camada e 2 barras do aço CA-50 com diâmetro de 8,0 mm (5/16") na segunda camada na parte inferior e 2 barras de 10,0 mm de diâmetro (3/8") na parte superior, devem ser colocados agora 4 barras de aço com diâmetro de 16,0 mm (5/8") na parte inferior, 2 em cada camada e 2 barras de 10,0 mm de diâmetro (3/8") na parte superior, caso contrário a viga entra em ruína pois a área de aço exigida para um momento de 68.414,75 N.m para uma viga com 40 cm de altura, cobrimento de 2,5 cm e 30 Mpa de resistência para o concreto é de 7,35 cm². Avaliando que o efeito cortante máximo para estas vigas duplicou, o espaçamento entre cada estribo não deve ultrapassar 8,5 cm.

Já para os pilares, levando-se em conta os mesmos 30 Mpa de resistência característica do concreto e cobrimento de 2,5 cm, nada se alterou em suas dimensões e quantidades de aço devido ao acréscimo de esforços, permanecendo então todos com seção de 25 x 25 cm e 4 barras de aço CA-50 com 12,5mm (1/2") de diâmetro. Assim, para todos os pilares, para as 6 vigas centrais e para as 6 vigas laterais, a Figura 62 ilustra um detalhamento da seção crítica de cada elemento estrutural.

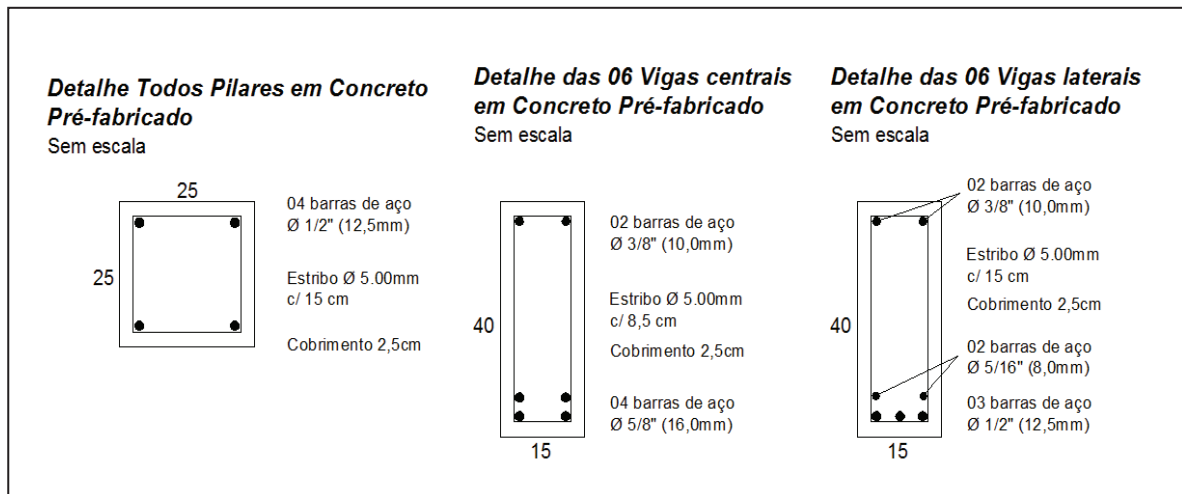


Figura 62 - Detalhe seção vigas e pilares- análise dinâmica com tirantes.
Fonte: Autoria Própria (2013).

6.6.2 Modelo III

Com o intuito de evitar a colocação de tirantes nas diagonais, presou-se nesta análise por utilizar apenas ligações rígidas em todo entorno do edifício. A análise dinâmica não linear geométrica para o modelo III apresenta resultados diferentes dos encontrados na análise estática. Para iniciar a comparação das duas análises, a Figura 63 ilustra o deslocamento máximo encontrado.

Analogamente ao modelo II, apresentado anteriormente, o instante crítico em que os resultados apresentam maiores esforços é o instante $t = 50$, ou seja, 50×10^{-5} s após o pilar ser removido.

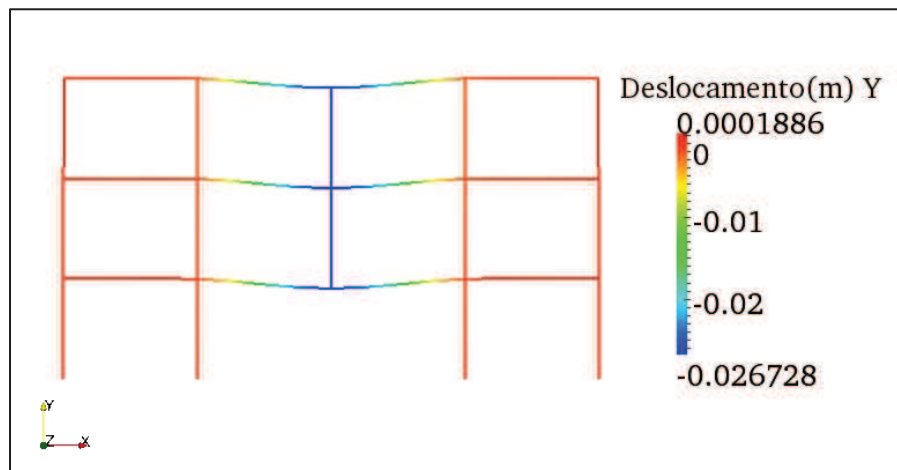


Figura 63 - Deslocamento em Y – análise dinâmica sem tirantes - $t=50 \times 10^{-5}$ s.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Comparando a Figura 63 com a Figura 48 verifica-se uma mudança no deslocamento máximo apresentado no prédio de 1,40 cm para 2,67 cm. Tais esforços resultantes desta análise estão apresentadas nas Figuras 64 - 66 a seguir.

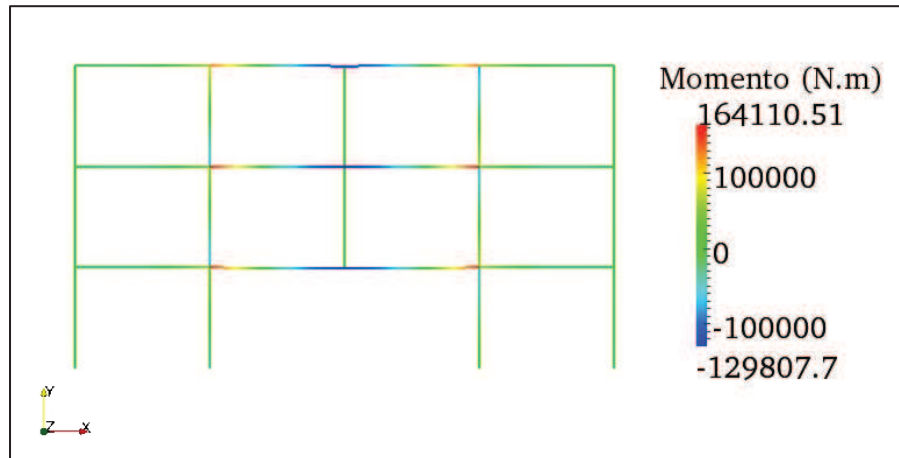


Figura 64 - Momento Fletor – análise dinâmica sem tirantes - $t=50 \times 10^{-5}$ s.
Fonte: Autoria Própria (2013).

O momento fletor máximo positivo encontrado na parte central do edifício (Figura 64) duplicou seu valor e o momento máximo negativo encontrado na ligação das vigas com os pilares tiveram seu valor da análise estática acrescido de exatos 73.777,5 N.m. Já para os pilares, o momento máximo encontrado à base foi de 45.645,2 N.m e próximo da ligação com as vigas de 52.311,7 N.m. A Figura 65 apresenta os resultados de esforços normais encontrados nesta análise.

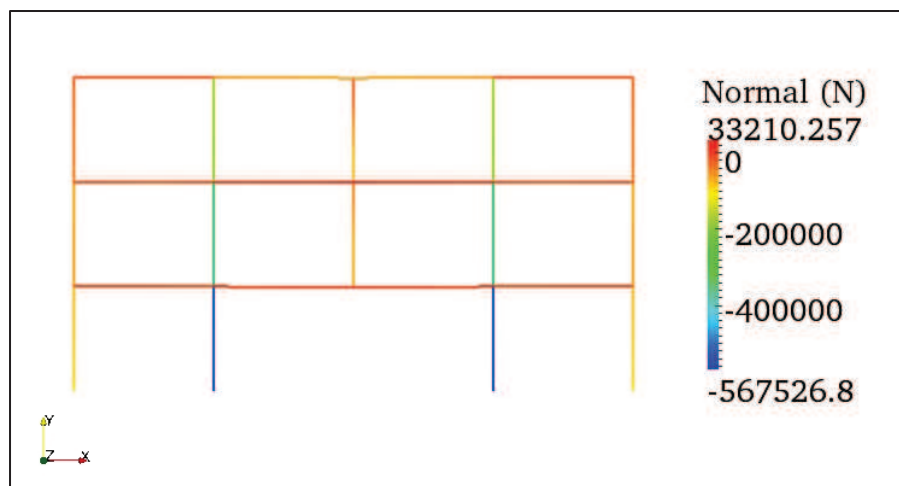


Figura 65 - Esforço Normal – análise dinâmica sem tirantes - $t=50 \times 10^{-5}$ s.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Com a Figura 65 percebe-se aumento nos esforços normais tanto para viga quanto aos pilares, entretanto cabe ressaltar que o valor de tração máximo para as vigas não foi capaz de rompê-las. Na Figura 66 encontram-se os valores dos esforços cortantes.

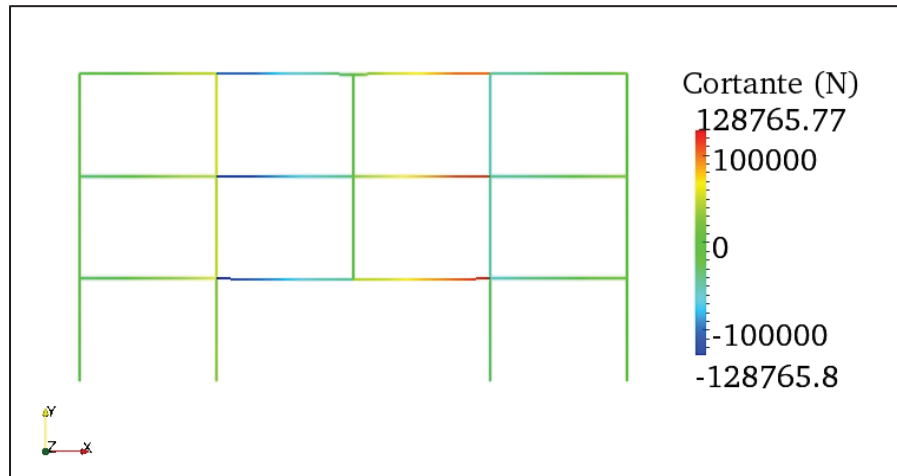


Figura 66 - Esforço Cortante – análise dinâmica sem tirantes - $t=50 \times 10^{-5}$ s.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Na Figura 66 identifica os esforços cortantes também apresentam quase duplicação de valor. Para tanto, averigua-se que o edifício calculado para resistir aos efeitos de ruína do pilar central na análise estática não suporta os esforços exigidos pela ação dinâmica e viria a entrar em colapso do mesmo modo.

Para tanto, o edifício analisado deveria possuir nos pilares centrais 4 barras de aço CA-50 de 20,0 mm (3/4") de diâmetro ao invés de 4 barras de 12,5 mm (1/2") de diâmetro para resistir aos esforços solicitados.

Para as vigas centrais, dimensionou-se que as seções de 15 x 40 cm não suportariam os esforços, deste modo, as seções foram alteradas para 20 x 50 cm. Assim, para os esforços centrais do edifício onde o momento se encontra com valores positivos, tem-se que utilizar 6 barras de aço CA-50 com 16,0 mm (5/8") de diâmetro na parte inferior sendo 4 barras posicionadas na primeira camada e 2 barras na segunda camada. Para as mesmas vigas, só que na região da ligação onde o momento máximo apresenta valores negativos, o momento máximo exige 5 barras de aço CA-50 com 20,0 mm (3/4") de diâmetro sendo 3 barras posicionadas na primeira camada e 2 barras posicionadas na segunda camada, cujo efeito cortante exige estribos de CA-60 com 5,0 mm de diâmetro espaçados não mais que 10,0 cm. Tais detalhes destas seções críticas apresentam-se ilustrados na Figura 67. As demais peças estruturais posicionadas nas laterais não tiveram seu detalhamento alterado, permanecendo da mesma maneira que se ilustra na Figura 29.

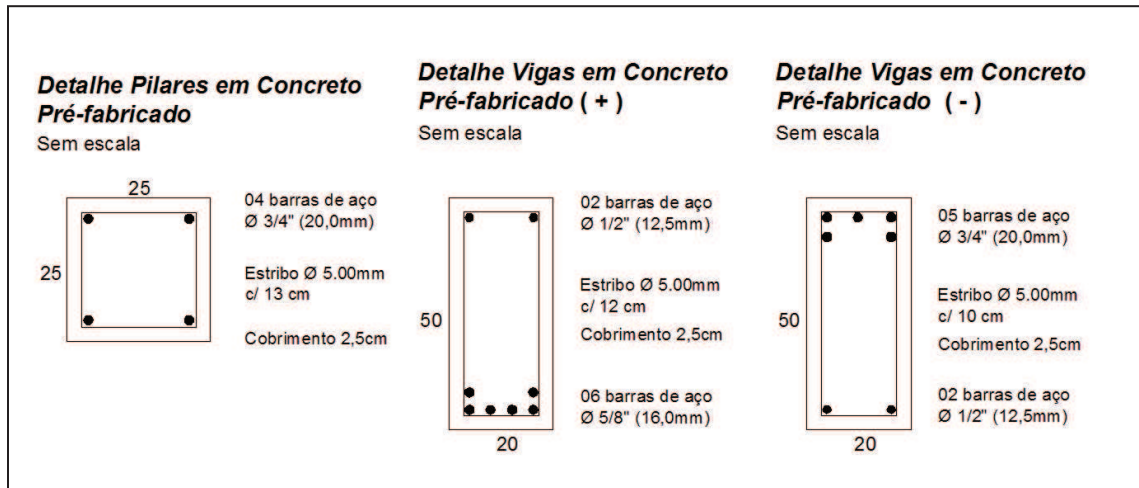


Figura 67 - Detalhe seção vigas e pilares - análise dinâmica sem tirantes.
Fonte: Autoria Própria (2013).

6.6.3 Solução para edifício acima de 04 pavimentos

Depois de várias análises realizadas num edifício de 03 pavimentos, foi possível conhecer melhor como as cargas são difundidas pela estrutura após ruína de um pilar central e se conseguiu estudar um edifício com o dobro de sua altura.

A estrutura do prédio analisada foi a mesma que o anterior, apenas aumentou-se a quantidade de pavimentos. Para que o edifício com o dobro da altura fosse estudado, teve-se que criar uma malha composta por nós e elementos da mesma forma que o edifício anterior, com 5 nós em cada elemento, sendo que cada elemento foi considerado os respectivos trechos entre as vigas e os pilares, totalizando 193 nós e 53 elementos.

A estrutura do edifício foi composta pelas mesmas propriedades geométricas e mesmas propriedades dos materiais empregadas anteriormente, peso específico de 2.500 Kgf/m³, 30 Mpa de resistência característica para as peças pré-fabricadas, 25 GPa para o módulo de elasticidade do concreto, cargas distribuídas de 19,0 KN/m e 1,56 KN/m para as vigas e os pilares respectivamente, passos fictícios de tempo de 10⁻⁵ s para melhor estudo da análise dinâmica e um amortecimento considerado nulo para conseguir os eventuais resultados.

O instante crítico em que os resultados apresentam maiores esforços é o instante $t = 45$, ou seja, 45×10^{-5} s após o pilar ser removido.

Do mesmo modo que mostrado nas análises anteriores, primeiramente este edifício foi estudado com todos os pilares, após estudo, rompeu-se o pilar central e

se realizou a análise dinâmica. Como resultado ao deslocamento obtido pela ruína do pilar, observa-se valor de 3,01 cm, mostrado na Figura 68.

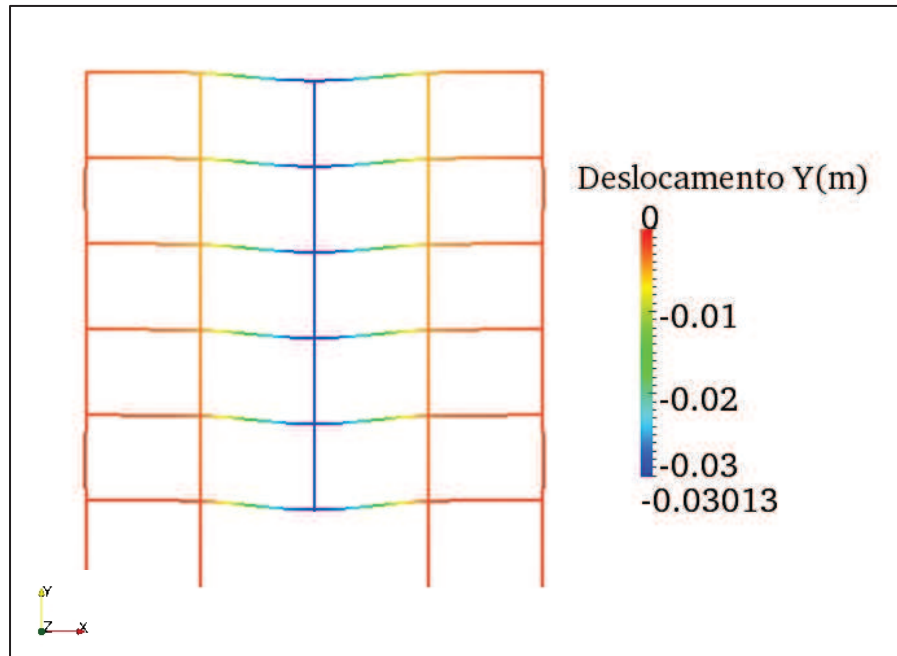


Figura 68 - Deslocamento em Y – análise 06 pavimentos - $t=45 \times 10^{-5}$ s.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Com o deslocamento da parte central do edifício para baixo, esforços adicionais foram gerados na estrutura e como respostas para isto, a Figura 69 ilustra como ficaram os esforços máximos para os momentos fletores.

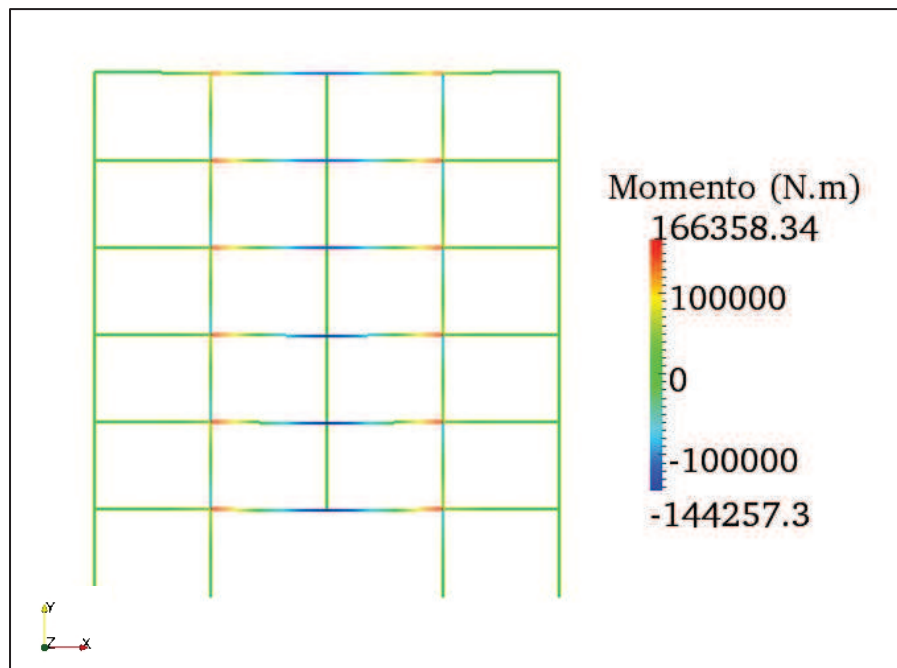


Figura 69 - Momento Fletor – análise 06 pavimentos - $t=45 \times 10^{-5}$ s.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Os esforços normais e cortantes para o mesmo espaço de tempo em que a estrutura apresentou os resultados aos momentos fletores ilustrados na Figura 69 são demonstrados nas Figuras seguintes 70 e 71.

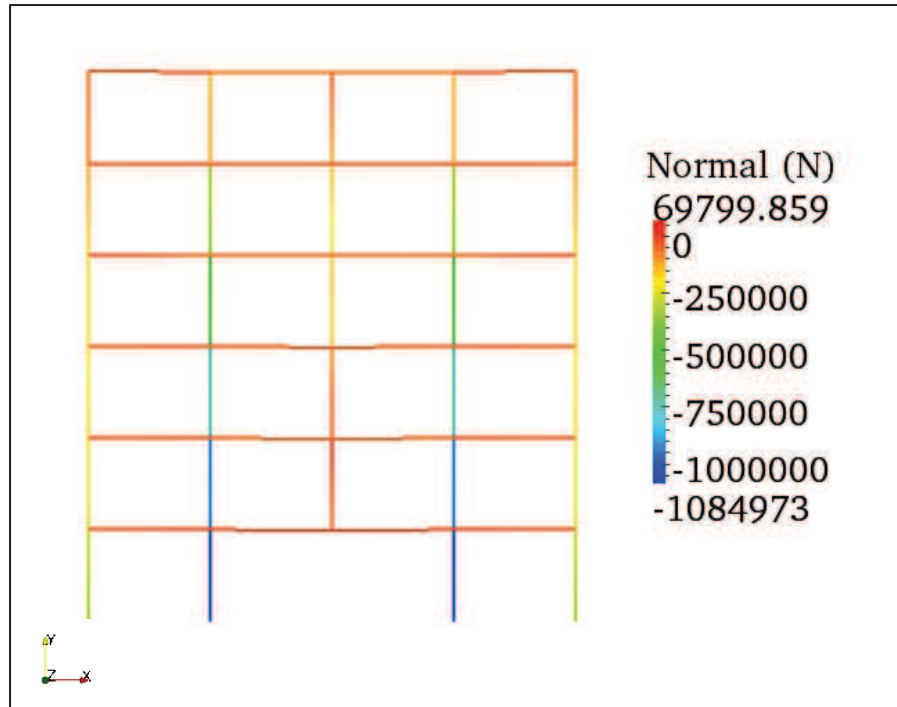


Figura 70 - Esforços Normais – análise 06 pavimentos - $t=45 \times 10^{-5}$ s.
Fonte: Autoria Própria (2013).

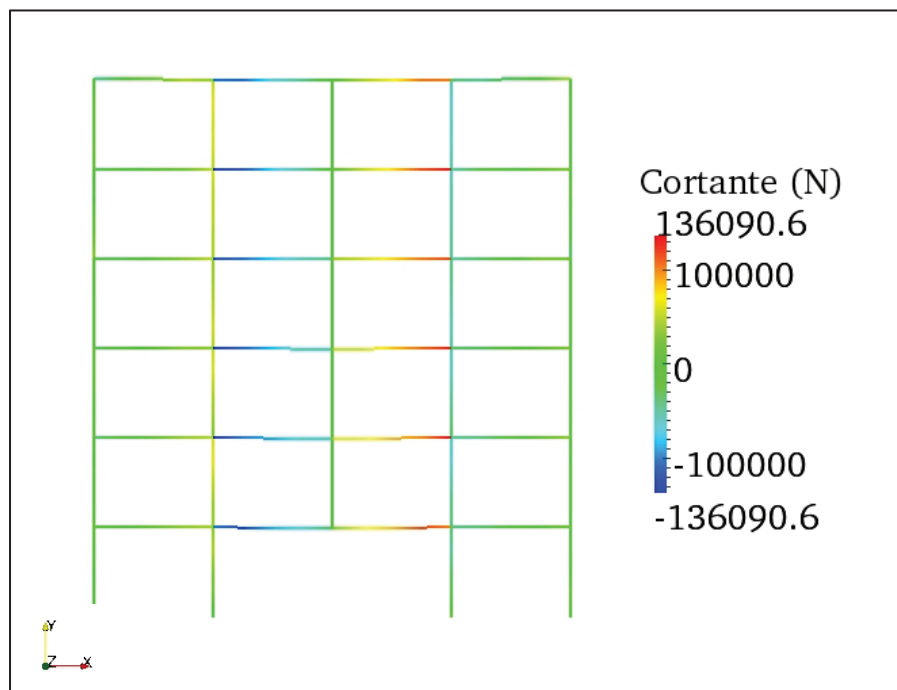


Figura 71 - Esforços Cortantes – análise 06 pavimentos - $t=45 \times 10^{-5}$ s.
Fonte: Autoria Própria (2013).

Da mesma forma que ocorreram nas modelagens anteriores, as seções mais críticas da estrutura foram dimensionadas. Portanto, depois de examinar estas figuras, dimensionou-se para os pilares centrais deste edifício cuja normal possui 1.084.973N com momentos fletores na parte inferior e superior de +49.531,4N.m e -63.214,6N.m respectivamente, uma seção de 25 x 25 cm com 6 barras de aço CA-50 com diâmetro de 20,0 mm (3/4") sendo estribado a cada 13 cm por aço CA-60 de 5,0 mm de diâmetro.

As vigas centrais deste edifício já não passam mais no cálculo com seção de 15 x 40 cm, portanto, teve-se que alterar suas dimensões para no mínimo 20 x 50 cm. Na região central do edifício, o momento que antes do pilar romper era negativo, se transforma em positivo com valor máximo em toda modelagem de 144.257,3N.m, para este valor e seção de 20 x 50 cm, deve-se adotar 3 barras de aço CA-50 com 20,0 mm (3/4") de diâmetro na primeira camada e 2 barras de aço CA-50 com 16,0 mm (5/8") de diâmetro na segunda camada, parte inferior da viga. O momento negativo máximo encontrado de 166.358,3 N.m exige 5 barras de aço CA-50 com 20,0 mm (3/4") de diâmetro na parte superior dividida em 2 camadas.

Para os estribos, deve-se adotar estribos de 5,0 mm de diâmetro espaçados a cada 8 cm nas partes mais solicitadas. O detalhamento da seção mais crítica desta estrutura estão demonstrados na Figura 72 a seguir. Para as demais seções das vigas e para as seções dos pilares acima do terceiro pavimento do edifício, as mesmas seções com a mesma disposição das armaduras apresentadas na Figura 29 são suficientes.

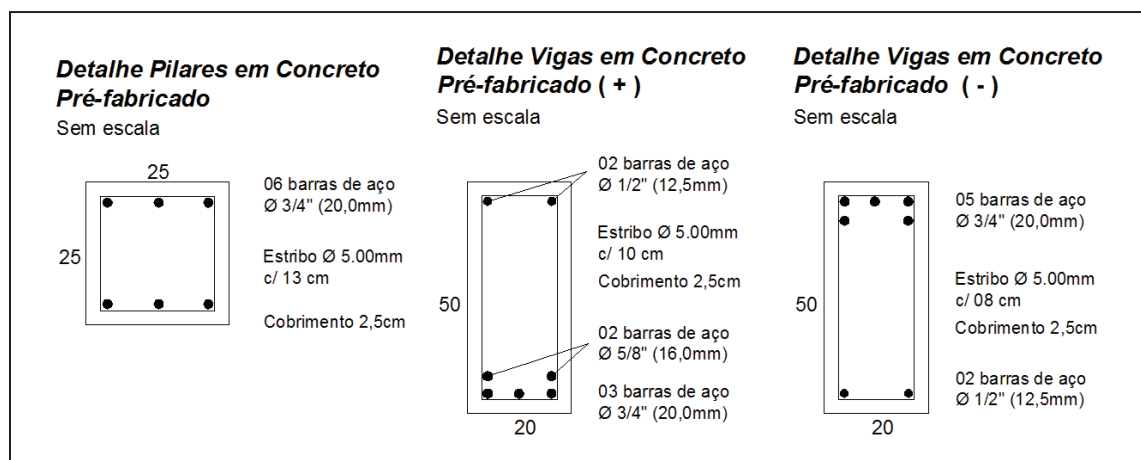


Figura 72 - Detalhe seção vigas e pilares - análise 06 pavimentos.

Fonte: Autoria Própria (2013).

7. CONCLUSÃO

Após realização deste estudo, alguns critérios gerais de desempenho da estrutura estimulam-nos a pensar criticamente com vistas ao seu comportamento em situações inusitadas e adversas, como as do colapso progressivo.

Depois de realizado uma metodologia onde se dimensiona uma estrutura na íntegra, se remove o elemento estrutural que se julga com grande probabilidade de vir a romper, e, se estuda a redistribuição dos esforços através de análises estáticas e dinâmicas não lineares geométricas através do software fluidstruc2D desenvolvido por Coda (2003), percebe-se que tanto o estudo numérico do edifício de 3 pavimentos com ruptura brusca de um pilar, quanto o estudo do edifício de 6 pavimentos com o mesmo tipo de ruptura, tiveram desempenho satisfatório.

Nota-se que encontrar caminhos alternativos para transferência de esforços é um método eficiente para impedir o colapso progressivo, sendo que os atributos de um sistema estrutural que lhe garantem integridade e robustez são a redundância, que se caracteriza pela disponibilidade de alternativas diversas de redistribuir os esforços, a continuidade, que se caracteriza pela sua capacidade em redistribuir esforços, após um dano e a ductilidade, que embora por limitações deste trabalho não tenha sido considerada, se caracteriza pela sua capacidade de plastificação, de suportar extensas deformações antes de romper-se.

A utilização da análise não linear geométrica evidencia sua importância quando estudado o colapso progressivo pelo motivo dessa análise considerar o equilíbrio na posição deformada de cada elemento (cinematicamente exata), permitindo justamente analisar o que ocorre no colapso, que são os grandes deslocamentos e rotações.

Destaca-se ainda a necessidade de se tratar o problema de forma dinâmica, pois conforme observado nos exemplos as vibrações podem gerar esforços e deslocamentos muito maiores que os da análise estática.

Após os estudos realizados, apronta-se que os tirantes dispostos nas diagonais, quando posicionados nos locais corretos, resultam numa melhor prevenção ao colapso progressivo, pois minimizam os esforços na estrutura, permitindo uma menor quantidade de aço e menores dimensões das peças estruturais de concreto pré-moldado, entretanto devido a necessidade de se obter

aberturas no interior do edifício, ou qualquer outra necessidade que impeça seu posicionamento, a ação de tirantes fica inviabilizada, sendo assim a estrutura formada por ligações rígidas a mais eficiente, pois não apresenta nenhuma restrição, sendo também a mais usual.

Como sugestão de continuidade do presente trabalho, sugere-se a análise das ligações entre vigas-pilares com ênfase na sua deformabilidade quanto ao momento fletor, onde os consoles devem ser estritamente estudados para resistirem aos efeitos de colapso progressivo nos edifícios.

REFERÊNCIAS

_____. **ACI 318** – Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, 2011.

_____. **ASCE/SEI 7**– Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Washington D.C., 2005.

ASTANEH-ASL, A; MADSEN, E. A.; NOBLE, C.; JUNG, R.; MCCALEN, D. B.; HOEHLER, M. S.; LI, W.; HWA, R. **Use Of Catenary Cables To Prevent Progressive Collapse Of Buildings**. Report to the Sponsors: General Services Administration / Skilling Ward Magnusson Barkshire. Department Of Civil And Environmental Engineering College Of Engineering - University Of California At Berkeley, 2001.

BELGO. **Fios e Cordoalhas para concreto protendido**. Produtos Belgo Bekaert Arames. Dezembro, 2010.

BRUNA, P. **Arquitetura, Industrialização e Desenvolvimento** - EDUSP/Perspectiva, Coleção Debates, número 135, São Paulo, 1976.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Calculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado** - Vol.1, 3ª ed. EDUFSCAR, São Paulo, 2009.

CLELAND, N. M. **Containing Progressive Collapse In Precast Concrete Systems**. ASCENT, SUMMER 2007.

CODA, H. B. **Análise não linear geométrica de sólidos e estruturas: Uma formulação posicional baseada no MEF**. 168 p. Tese (Tese para concurso de professor titular) Escola de Engenharia de Estruturas de São Carlos--USP, São Carlos, São Paulo, Brasil, 2003.

CODA, H. B.; PACCOLA, R. R. **A FEM based on positions and unconstrained vectors applied to non-linear dynamics of 3D frames**. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, v.47, p. 319-333, 2011.

CODA, H. B. **A solid-like FEM for geometrically non-linear 3D frames.** Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 198, n. 47--48, p. 3712–3722, 2009.

DIÓGENES, H. J. F. **Análise tipológica de elementos e sistemas construtivos pré-moldados de concreto do ponto de vista de sensibilidade e vibrações em service.** Dissertação de Mestrado - USP. São Carlos, 2010.

EL DEBS, M. K. **CONCRETO PRÉ-MOLDADO: Fundamentos e Aplicações.** São Carlos: EESC - USP, 2000.

ELLINGWOOD, B. R.; SMILOWITZ, R.; DUSENBERRY, D. O. **Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings.** National Institute of Standards and Technology, U.S.: NISTIR 7396, 2007.

FONSECA, F. T. **Sistema Computacional para Análise Dinâmica Geometricamente Não-Linear através do Método dos Elementos Finitos.** Dissertação de Mestrado – UFMG. Belo Horizonte, 2008.

GECO, M.; CODA, H. **Positional fem formulation for flexible multi-body dynamic analysis.** Journal of Sound and Vibration, v. 290, n. 3-5, p. 1141 – 1174, 2006.

_____. **GSA—Facilities Standards for the Public Buildings Service, P100.** General Services Administration, (2003a).

_____. **GSA – Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects.** General Services Administration, (2003b).

KHANDELWAL, K. **Multi-Scale Computational Simulation Of Progressive Collapse Of Steel Frames.** Dissertation of Doctor. University of Michigan – USA, 2008.

KOKOT, S.; ANTHOINE, A.; NEGRO, P., SOLOMOS, G. **Static and dynamic analysis of a reinforced concrete flat slab frame building for progressive collapse.** Engineering Structures, v. 40, p. 205-217, 2012.

LARANJEIRAS, A. C. R. **Colapso progressivo dos edifícios - Breve introdução.** TQS News. 33 ed, 2011.

MENDES, P.; OLIVEIRA, S. **Análise dinâmica de estruturas, utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos.** Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 2008.

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: Análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor.** Tese Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Paulo, 2002.

NAIR, R. S. **Progressive Collapse Basics.** North American Steel Construction Conference, March 24-27, Long Beach, 2007.

_____. **NBR 6118**- Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6120**–Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 9062**- Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2006.

ORDONÉZ, J. A. F. **Pre-fabricacion: teoría y práctica.** Barcelona: Editores Técnicos Asociados. v.1, 1974.

PEDERIVA, P.F. **Comparação de Custos Envolvidos na Construção de Pavilhões com Estruturas Pré-Moldadas e Moldadas in loco.** Monografia. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí. 2009.

SALAS, S. J. **Construção Industrializada: pré-fabricação.** São Paulo: Instituto de pesquisas tecnológicas, 1988.

SANCHES, R. A. K. **Análise bidimensional de interação fluido-estrutura: Desenvolvimento de código computacional.** Dissertação de Mestrado – SET-EESC-USP, São Carlos, 2006.

SANCHES, R. A. K. ;CODA, H. B. **Formulação Bidimensional Alternativa Para a Interação Fluido-Estrutura Através do MEF.** In: XXIX CILAMCE - Congresso Ibero Latino Americano de Métodos Computacionais em Engenharia, 2008, Maceió. XXIX CILAMCE -- Congresso Ibero Latino Americano de Métodos

Computacionais e Engenharia, 2008, Maceió. XXIX CILAMCE -- Congresso Ibero Latino Americano de Métodos Computacionais, 2008.

SERRA, S.M.B.; FERREIRA, M. A.; PIGOZZO, B. N. **Evolução dos Pré-fabricados de Concreto**. 1º Encontro Nacional de Pesquisa- Projeto- Produção em Concreto Pré-Moldado. São Carlos, 2005.

SONG, S. H.; WEN, Y. K. **Structural Redundancy of Dual and Steel Moment Frame Systems Under Seismic Excitation**. Civil Engineering Studies. Structural Research Series nº 631, 2000.

STAROSSEK, U. **Progressive Collapse of Structures: Nomenclature and Procedures**. Structural Engineering International, 2006.

TAN, S.; ASTANEH-ASL, A. **Cable-Based Retrofit Of Steel Building Floors To Prevent Progressive Collapse**. Report To The Sponsor: National Science Foundation. Department Of Civil And Environmental Engineering College Of Engineering - University Of California At Berkeley, 2003.

_____. **UFC 4-023-03** - Design of Structures to Resist Progressive Collapse Unified facilities criteria, 2005.

_____. **UFC 4-023-03** - Design of Structures to Resist Progressive Collapse Unified facilities criteria, 2009.

VASCONCELOS, A. C. **O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações**. Volume III. Studio Nobel. São Paulo, 2002.

VENTURINI, W. S.; RODRIGUES, R. O. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta**. Universidade de São Paulo – USP, São Carlos, 2000.

WARBURTON, G.B. **The Dynamical behavior of structures**. Pergamon Press. p. 370, 1976.

WANG, H.; SU, Y.; ZENG, Q. **Design Methods of Reinforce-concrete Frame Structure to Resist Progressive Collapse in Civil Engineering**. Systems Engineering Procedia - International Conference on Risk and Engineering Management (REM), v. 1, p. 48–54, 2011.

YANG, Y. B. e KUO, S. R. **Theory and Analysis of Nonlinear Framed Structures**. Prentice-Hall, Nova Jersey, EUA, 1994.

ANEXO A – Dimensionamento das peças estruturais Segundo NBR 6118:2003

1. Dimensionamento das Vigas à Flexão

Simbologia:

γ_s – coeficiente de ponderação para resistência do aço (1,15)

f_{yk} – resistência característica ao escoamento do aço de armadura passiva

f_{yd} – resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva

γ_c – coeficiente de ponderação para resistência do concreto (1,4)

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto

b_w – largura da viga

$M_{m\acute{a}x}$ – Momento fletor adotado para o dimensionamento de cada viga

M_d – Momento fletor majorado para o cálculo

ψ – fator de ponderação para cargas permanentes (1,4)

ε_{yd} – deformação específica do aço da armadura passiva

E_s – módulo de elasticidade do aço

d_{min} – altura útil mínima para seção da viga

d – altura útil para seção da viga

d' – distância do centro de gravidade das armaduras longitudinais da viga até borda da viga

KMD_{34} – valor da tabela KMD relativo ao limite entre domínio 3 e 4

KMD e KZ – coeficientes encontrados na tabela

Φ_l – diâmetro da armadura longitudinal da viga

Φ_t – diâmetro da armadura transversal da viga

c – cobrimento de concreto da viga

h_{min} – altura mínima para seção da viga

h – altura da seção da viga

A_c – área da seção de concreto

A_s – área de aço na seção estudada

$A_{smáx}$ – área de aço máxima na seção estudada

A_{smin} – área de aço mínima na seção estudada

Considerações:

- Utilizado Aço CA – 50, cuja resistência característica é de 500 Mpa.
- Considerado para o cálculo peças pré-fabricadas com cobrimento de 2,5 cm.
- Adotado resistência característica a compressão do concreto de 30 Mpa.
- Para o dimensionamento das vigas à flexão, foi adotado critério segundo o livro do professor Roberto Chust Carvalho (CARVALHO E FILHO, 2009), encontrada no Anexo A.

Fórmulas:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (1)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2)$$

$$M_d = \psi \cdot M_{máx} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (4)$$

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd} \cdot KMD_{34}}} \quad (5)$$

$$d' = \frac{\phi_l}{2} + \phi_t + c \quad (6)$$

$$h_{min} = d_{min} + d' \quad (7)$$

$$h \geq h_{min} \quad (8)$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (9)$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (10)$$

$$A_{smax} \leq 4\% A_c \quad (11)$$

$$A_{smin} \geq 0,173\% A_c \quad (12)$$

2. Dimensionamento quanto ao Cisalhamento

Simbologia:

V_k – força cortante característica

V_{sd} – força cortante solicitante de cálculo

V_{sw} – parcela da força cortante resistida pela armadura transversal

V_{Rd2} – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais

ψ – fator de ponderação para cargas permanentes (1,4)

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto

f_{ctd} – resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto

f_{yd} – resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva

b_w – largura da viga

d – altura útil para seção da viga

θ – ângulo de inclinação das bielas de compressão (45°)

α – inclinação dos estribos com relação ao eixo longitudinal da viga (90°)

$V_{c0} = V_{c1}$ – força cortante na flexão simples e flexo – tração à linha neutra

A_{sw} – área de aço da seção transversal dos estribos

s – espaçamento entre os estribos, medido segundo eixo longitudinal da viga

Considerações:

- Adotado o Modelo de Cálculo II da NBR 6118:2003, item 17.4.2.3 com o $\theta = 45$ (escolha que conduz a maiores valores de armadura transversal) e o $\alpha = 90^\circ$ (estribos verticais).

Fórmulas:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (13)$$

$$V_{Sd} = \psi \cdot V_k \quad (14)$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (15)$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\text{cotg} \alpha + \text{cotg} \theta) \quad (16)$$

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (17)$$

$$V_{c1} = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d ; \text{quando } V_{Sd} \leq V_{c0} \quad (18)$$

$$V_{c1} = 0 ; \text{quando } V_{Sd} = V_{Rd2} \quad (19)$$

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_c \quad (20)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \text{cotg} \theta} \quad (21)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} > \frac{A_{sw,min}}{s} = 0,1159 \cdot b_w \cdot \text{sen} \alpha \quad (22)$$

3. Dimensionamento dos Pilares

Simbologia:

γ_n – coeficiente adicional para seção dos pilares acima de 19cm (1,0)

ψ – fator de ponderação para cargas permanentes (1,4)

N_k – força normal característica

N_d – força normal de cálculo

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto

f_{yd} – resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva

h – altura da seção transversal do pilar na direção considerada

l_o – distância entre as faces internas dos elementos estruturais ao pilar vinculado

l – distância entre os eixos dos elementos estruturais qual o pilar esta vinculado

l_e – comprimento equivalente

λ – índice de esbeltez

λ_1 – valor limite para o índice de esbeltez

e_1 – excentricidade de 1ª ordem

α_b – parâmetro de instabilidade

M_k – momento fletor característico

$M_{d,A}$ – momento fletor de 1ª ordem solicitante de cálculo

M_A – momento fletor de 1ª ordem no extremo inferior do pilar

M_B – momento fletor de 1ª ordem no extremo superior do pilar

$M_{1d,min}$ – momento fletor mínimo de 1ª ordem

$M_{1d,A}$ = o maior valor para momento fletor entre $M_{1d,min}$ e $M_{d,A}$

$M_{d,tot}$ = valor encontrado para o momento fletor total

v – força normal adimensional

μ – coeficiente de cálculo para o ábaco empregado

w – taxa de armadura para seção adimensional

$\frac{1}{r}$ – curvatura na seção crítica

A_s – área de aço na seção estudada

$A_{smáx}$ – área de aço máxima na seção estudada

A_{smin} – área de aço mínima na seção estudada

Considerações:

- Para o dimensionamento dos pilares, foi utilizado como parâmetro de cálculo o subitem 13.2.3 e o item 15 da NBR 6118:2003.
- Para determinação da quantidade de aço necessária nas seções dos pilares estudados, foram empregados os ábacos contidos no trabalho de Venturini e Rodrigues (2000), sendo que os mesmos encontram-se no Anexo B.

Fórmulas:

$$N_d = \gamma_n \cdot \psi \cdot N_k \quad (23)$$

$$l_e \geq \begin{cases} l_o + h \\ l \end{cases} \quad (24)$$

$$\lambda = l_e \frac{\sqrt{12}}{h} \quad (25)$$

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (26)$$

$$\lambda_1 = \frac{\left(25 + 12,5 \frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b} \quad (27)$$

$$\alpha_b = \begin{cases} \text{se } M_{1d,min} > M_{d,A} \quad \therefore \alpha_b = 1 \\ \text{se } M_{1d,min} \leq M_{d,A} \quad \therefore \alpha_b = 0,6 + 0,4 \frac{M_b}{M_a} \end{cases} \quad (28)$$

$$M_{d,A} = \psi \cdot M_k \quad (29)$$

$$\text{efeito 2ª ordem} \begin{cases} \text{se } \lambda \geq \lambda_1 \rightarrow \text{considera efeito 2ª ordem} \\ \text{se } \lambda < \lambda_1 \rightarrow \text{não considera efeito 2ª ordem} \end{cases} \quad (30)$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (31)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (32)$$

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq \begin{cases} M_{1d,min} \\ M_{d,A} \end{cases} \quad (33)$$

$$\mu \begin{cases} \text{com efeito de 2ª ordem} \rightarrow \mu = \frac{M_{d,tot}}{h \cdot A_c \cdot f_{cd}} \\ \text{sem efeito de 2ª ordem} \rightarrow \mu = \frac{M_{d,A}}{h \cdot A_c \cdot f_{cd}} \end{cases} \quad (34)$$

$$A_s = \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (35)$$

$$A_{s,max} = 8\% \cdot A_c \quad (36)$$

$$A_{s,min} = \frac{0,15N_d}{f_{yd}} \geq 0,4\% \cdot A_c \quad (37)$$

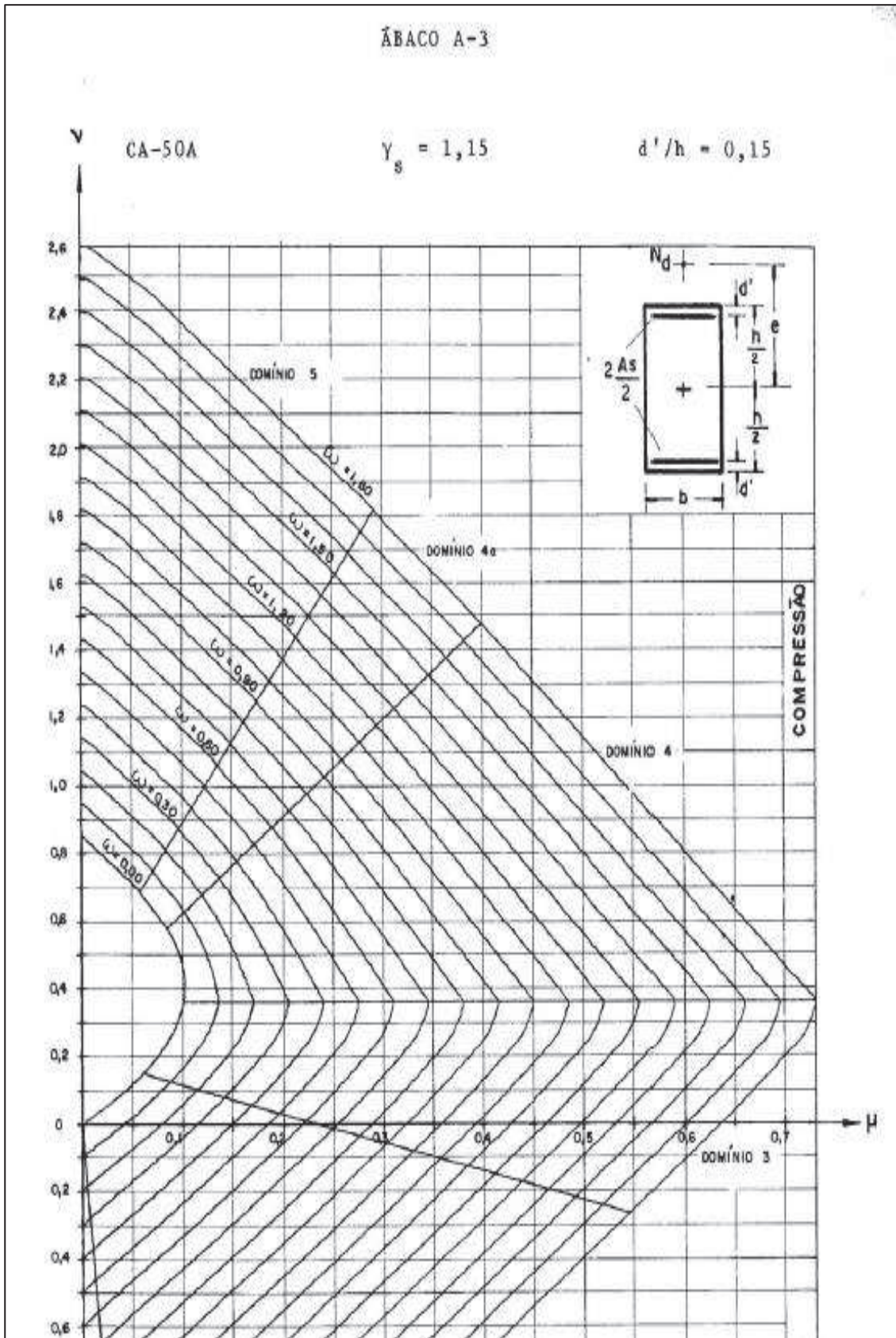
ANEXO B – Tabelas e ábacos para auxílio no dimensionamento das peças estruturais

AÇO - ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA (cm²)													
BITOLA ø (mm)	BITOLA ø (pol.)	PESO Kg/m	BARRA (12m) Kg	NÚMERO DE BARRAS									
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3,2		0,06	0,76	0,08	0,16	0,24	0,32	0,40	0,48	0,56	0,64	0,72	0,80
4,0		0,10	1,20	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,01	1,13	1,26
5,0	3/16"	0,16	1,92	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6,3	1/4"	0,25	3,00	0,31	0,62	0,94	1,25	1,56	1,87	2,18	2,49	2,81	3,12
8,0	5/16"	0,40	4,80	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10,0	3/8"	0,63	7,56	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12,5	1/2"	1,00	12,00	1,23	2,45	3,68	4,91	6,14	7,36	8,59	9,82	11,04	12,27
16,0	5/8"	1,60	19,20	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20,0	3/4"	2,50	30,00	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
22,0	7/8"	3,00	36,00	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
25,0	1"	4,00	48,00	4,91	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32,0	1 1/8"	6,30	75,60	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40,0	1 1/4"	10,00	120,00	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

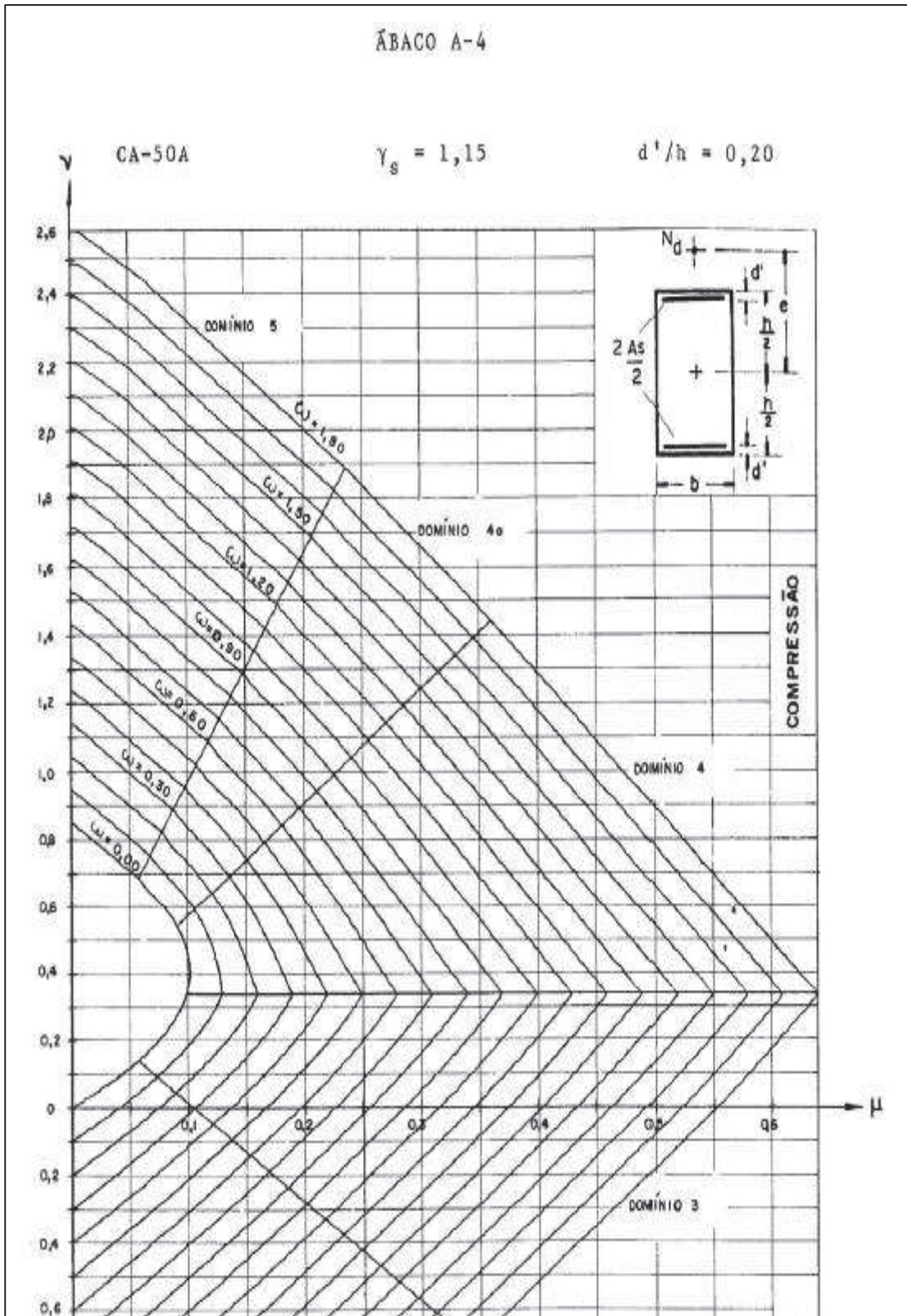
**Tabela 1 – Quantidade de área de aço.
Fonte: Carvalho e Filho (2009).**

KMD	KX	KZ	ϵ_c	ϵ_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,1306
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793
0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506

Tabela 2 – Tabela KMD.
Fonte: Carvalho e Filho (2009).



Ábaco 1 – ábaco A-3.
 Fonte: Venturini e Rodrigues (2000).



Ábaco 2 – ábaco A-4.
 Fonte: Venturini e Rodrigues (2000).