

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

LUIZ ANTÔNIO DALAZEN RIZZO

**ESTUDO DO COLAPSO PROGRESSIVO EM ESTRUTURAS DE
AÇO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2013

LUIZ ANTÔNIO DALAZEN RIZZO

ESTUDO DO COLAPSO PROGRESSIVO EM ESTRUTURAS DE AÇO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Pato Branco, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Rodolfo André Kuche Sanches

PATO BRANCO

2013

TERMO DE APROVAÇÃO

ESTUDO DO COLAPSO PROGRESSIVO EM ESTRUTURAS DE AÇO

LUIZ ANTÔNIO DALAZEN RIZZO

Aos 12 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 argüição 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 15-TCC/2013.

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

Membro 1 da Banca: Prof. Dr. ROGÉRIO CARRAZEDO (DACOC / UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof. Dr. PAULO ROGÉRIO NOVAK (DAMEC / UTFPR-PB)

EPÍGRAFE

O gênio é um por cento de inspiração e
noventa e nove por cento de transpiração.

(EDISON, Thomas)

RESUMO

RIZZO, Luiz Antônio Dalazen. Estudo do Colapso Progressivo em Estruturas de Aço. 90 folhas. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco. 2013.

Com o desenvolvimento econômico brasileiro, surge também a necessidade de se construir com maior agilidade e racionalização da mão de obra. Desta forma as construções em aço vêm gradualmente ganhando espaço e resultando em edifícios cada vez mais altos. Esse fato associado com a dificuldade de se executar ligações rígidas em estruturas de aço, surge também uma maior preocupação com a ocorrência de colapso progressivo. O colapso progressivo de uma estrutura ocorre quando uma falha estrutural relativamente pequena leva ao desencadeamento de falhas dos membros próximos, de forma que o dano final seja desproporcional ao inicial. Nesse sentido, este trabalho apresenta uma metodologia para se projetar estruturas resistentes ao colapso progressivo com base em análises numéricas. Com base nos mecanismos do colapso progressivo, escolheu-se empregar análise elástica não linear geométrica estática e dinâmica de estruturas de pórticos. A estrutura é dimensionada de acordo com a norma brasileira para perfis laminados. O procedimento proposto é demonstrado por meio de exemplos numéricos, se revelando bastante eficiente.

Palavras-chave: Colapso progressivo, Estruturas de Aço, Método dos Elementos Finitos, Análise Dinâmica Não Linear Geométrica

ABSTRACT

RIZZO, Luiz Antônio Dalazen. Study of Steel Structures. Progressive Colapse 2013. 90 sheets. Completion of course work (Civil Engineering degree) Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2013.

With the brazilian economic development appeared the demand for building with more agility and rationalization of labor. Therefore, steel building is gradually gaining more ground, resulting increasingly higher buildings. This fact, associated with the difficult regarding designing rigid connections in steel structures, arises the concern regarding progressive collapse occurrence. The progressive collapse of one structure occurs when one relatively small structural fail leads to fail of adjacent members resulting in a final damage out of proportion to the initial one. In this way, this work presents a methodology for designing structures resistant to progressive collapse based on numerical analysis. Based on the progressive collapse mechanisms we choose to employ elastic geometric nonlinear static and dynamics analysis of frame structures. The structure is designed according to the brazilian standards for laminated steel sections. The proposed procedure is demonstrated by numerical examples, showing to be very efficient.

Keywords: Progressive collapse, Steel structures, Finite Element Method, Nonlinear dynamics analysis

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 – WORLD TRADE CENTER _____	17
FIGURA 2 – PONTE I-35W APÓS O COLAPSO _____	18
FIGURA 3 - EDIFÍCIO DO RONAN POINT _____	20
FIGURA 4 – PERDA DE UM MEMBRO ESTRUTURAL _____	24
FIGURA 5 - EDIFÍCIO SOFREDO COLAPSO PROGRESSIVO _____	25
FIGURA 6 - REMOÇÃO DO PILAR E NOVO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA _____	26
FIGURA 7 - EDIFÍCIO "BALANÇA" DO CENTRO ADMINISTRATIVO DA BAHIA _____	29
FIGURA 8 - SITUAÇÕES DE CONTINUIDADE EM UM VIADUTO. _____	30
FIGURA 9 - EXEMPLOS DE AMARRAÇÕES EM UMA ESTRUTURA _____	32
FIGURA 10 - CORTE ESQUEMÁTICO DA EDIFICAÇÃO _____	38
FIGURA 11 - MODELO DE PERFIL UTILIZADO _____	39
FIGURA 12 - PLANTA BAIXA DA EDIFICAÇÃO INDICANDO O PILAR REMOVIDO. _____	39
FIGURA 13 - CORTE DA EDIFICAÇÃO INDICANDO O PILAR REMOVIDO. _____	40
FIGURA 14 - MALHA DO ESTUDO _____	41
FIGURA 15 – EXEMPLO DE LIGAÇÃO ROTULADA _____	42
FIGURA 16 - MOMENTO FLETOR DO PÓRTICO PRINCIPAL _____	42
FIGURA 17 - ESFORÇO NORMAL DO PÓRTICO PRINCIPAL _____	43
FIGURA 18 - ESFORÇO CORTANTE DO PÓRTICO PRINCIPAL _____	43
FIGURA 19 - DESLOCAMENTO VERTICAL DO PÓRTICO PRINCIPAL _____	43
FIGURA 20 - PERFIL UTILIZADO NAS VIGAS - W 200 X 26,6 (MEDIDAS EM CM) _____	45
FIGURA 21 - DETALHE DOS PERFIS NO EDIFÍCIO. _____	45
FIGURA 22 - DETALHE DA ALVENARIA NO PILAR. _____	46
FIGURA 23 - MOMENTO FLETOR - PÓRTICO SEM PILAR. _____	47
FIGURA 24 - ESFORÇO NORMAL - PÓRTICO SEM PILAR. _____	47
FIGURA 25- ESFORÇO CORTANTE - PÓRTICO SEM PILAR. _____	48
FIGURA 26 - DESLOCAMENTO VERTICAL - PÓRTICO SEM PILAR. _____	48
FIGURA 27 - MOMENTO FLETOR - ANÁLISE ESTÁTICA I _____	49
FIGURA 28- ESFORÇO NORMAL - ANÁLISE ESTÁTICA I _____	49
FIGURA 29- ESFORÇO CORTANTE - ANÁLISE ESTÁTICA I _____	50
FIGURA 30 - DESLOCAMENTO VERTICAL – ANÁLISE ESTÁTICA I _____	50
FIGURA 31- MOMENTO FLETOR - ANÁLISE ESTÁTICA II _____	51
FIGURA 32 - ESFORÇO NORMAL - ANÁLISE ESTÁTICA II _____	51

FIGURA 33 - ESFORÇO CORTANTE - ANÁLISE ESTÁTICA II	52
FIGURA 34 - DESLOCAMENTO VERTICAL - ANÁLISE ESTÁTICA II	52
FIGURA 35 - MOMENTO FLETOR - ANÁLISE ESTÁTICA III	53
FIGURA 36 - ESFORÇO NORMAL - ANÁLISE ESTÁTICA III	53
FIGURA 37 - ESFORÇO CORTANTE - ANÁLISE ESTÁTICA III	54
FIGURA 38 - DESLOCAMENTO VERTICAL – ANÁLISE ESTÁTICA III	54
FIGURA 39 - MOMENTO FLETOR - ANÁLISE ESTÁTICA VI	55
FIGURA 40 - ESFORÇO NORMAL - ANÁLISE ESTÁTICA VI	55
FIGURA 41 - ESFORÇO CORTANTE - ANÁLISE ESTÁTICA VI	56
FIGURA 42 - DESLOCAMENTO VERTICAL - ANÁLISE ESTÁTICA VI	56
FIGURA 43 - MOMENTO FLETOR - ANÁLISE ESTÁTICA VII	57
FIGURA 44 - ESFORÇO NORMAL - ANÁLISE ESTÁTICA VII	57
FIGURA 45 - ESFORÇO CORTANTE - ANÁLISE ESTÁTICA VII	58
FIGURA 46 - DESLOCAMENTO VERTICAL - ANÁLISE ESTÁTICA VII	58
FIGURA 47 - MOMENTO FLETOR - ANÁLISE DINÂMICA I	59
FIGURA 48 - ESFORÇO NORMAL - ANÁLISE DINÂMICA I	60
FIGURA 49- ESFORÇO CORTANTE - ANÁLISE DINÂMICA I	60
FIGURA 50 - DESLOCAMENTO VERTICAL - ANÁLISE DINÂMICA I	60
FIGURA 51- MOMENTO FLETOR - ANÁLISE DINÂMICA III	62
FIGURA 52- ESFORÇO NORMAL - ANÁLISE DINÂMICA III	62
FIGURA 53 - ESFORÇO CORTANTE - ANÁLISE DINÂMICA III	62
FIGURA 54 - DESLOCAMENTO VERTICAL - ANÁLISE DINÂMICA III	63
FIGURA 55 - MOMENTO FLETOR - ANÁLISE DINÂMICA IV	64
FIGURA 56- ESFORÇO NORMAL - ANÁLISE DINÂMICA IV	64
FIGURA 57 - ESFORÇO CORTANTE - ANÁLISE DINÂMICA IV	65
FIGURA 58 - DESLOCAMENTO VERTICAL - ANÁLISE DINÂMICA IV	65
FIGURA 59 – PÓRTICO APÓS A REMOÇÃO DE VIGAS E PILARES CENTRAIS	67
FIGURA 60 - MOMENTO FLETOR - ANÁLISE ESTÁTICA - EDIFÍCIO ALTO	68
FIGURA 61 - ESFORÇO NORMAL - ANÁLISE ESTÁTICA - EDIFÍCIO ALTO	68
FIGURA 62 - ESFORÇO CORTANTE - ANÁLISE ESTÁTICA - EDIFÍCIO ALTO	69
FIGURA 63 - DESLOCAMENTO VERTICAL - ANÁLISE ESTÁTICA - EDIFÍCIO ALTO	69
FIGURA 64 - MOMENTO FLETOR - ANÁLISE DINÂMICA - EDIFÍCIO ALTO	71
FIGURA 65 - ESFORÇO NORMAL - ANÁLISE DINÂMICA - EDIFÍCIO ALTO	71
FIGURA 66 - ESFORÇO CORTANTE - ANÁLISE DINÂMICA - EDIFÍCIO ALTO	72

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas Minúsculas

- a – distância
- b – largura
- b_f - largura da mesa
- e – excentricidade
- f_u - resistência de ruptura do aço à tração
- f_y – resistência ao escoamento do aço
- h – altura
- k – rigidez; parâmetro em geral
- l – comprimento
- n – número (quantidade)
- r – raio de giração; raio
- t – espessura
- t_f – espessura da mesa
- t_w - espessura da alma
- x – coordenada
- y – coordenada; distância

Letras Romanas Maiúsculas

- A – Área
- A_g – Área bruta da seção transversal
- C – coeficiente; constante de torção
- C_b - fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme
- C_t - coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva
- C_w - coeficiente de empenamento da seção transversal
- E – módulo de elasticidade do aço
- F – força; valor de ação
- G – módulo de elasticidade transversal do aço; centro geométrico da seção transversal
- I – momento de inércia
- J – constante de torção
- K – coeficiente de flambagem de barras comprimidas

L – vão; distância; comprimento

M – momento fletor

N – força axial

Q – fator de redução total associado à flambagem local

Q_a – fator de redução que leva em conta a flambagem local de elementos AA

Q_s – fator de redução que leva em conta a flambagem local de elementos AL

R_d – resistência de cálculo; solicitação resistente de cálculo

S_d – solicitação de cálculo

T – momento de torção

V – força cortante

W – módulo de resistência elástico

Letras gregas minúsculas

α – coeficiente relacionado à curva de compressão; coeficiente em geral

δ – fator de contribuição do aço; deslocamento; flecha

ε – deformação

φ – diâmetro de barra da armadura

γ – coeficiente de ponderação da resistência ou das ações

λ – índice de esbeltez; parâmetro de esbeltez

λ_o – índice de esbeltez reduzido

λ_p – parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

λ_r – parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas

ν – coeficiente de Poisson

χ – fator de redução associado à resistência à compressão

ρ – massa específica

σ – tensão normal

σ_r – tensão residual

τ – tensão de cisalhamento

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 Estado da Arte	14
1.1.1 Estruturas de Aço	14
1.1.2 Colapso Progressivo e Estruturas Metálicas	16
1.1.2 Estudos acerca do colapso progressivo	19
1.2 Objetivos	21
1.2.1 Objetivo Geral	21
1.2.2 Objetivos específicos	21
1.3 Justificativa	22
1.4 Materiais e Métodos	22
2 EVITANDO O COLAPSO PROGRESSIVO	24
2.1 Mecanismos do colapso progressivo	24
2.2 Prevenção do colapso progressivo	27
2.2.1 Redundância	28
2.2.2 Continuidade	29
2.2.3 Ductilidade	30
3 MÉTODOS PARA PREVENIR O COLAPSO PROGRESSIVO A SEREM APLICADOS DURANTE O PROJETO	31
3.1 Método Indireto	31
3.2 Método Indireto	32
3.3 Metodologia proposta	32
4 ANÁLISE NUMÉRICA	34
4.1 Análise dinâmica de estruturas	34
5 NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA	36

5.1	Formulação Posicional	36
6	ESTUDOS NUMÉRICOS REALIZADOS	38
6.1	Edifício de 3 pavimentos	38
6.1.1	Levantamento das Cargas	40
6.1.2	Discretização	41
6.2	Remoção do pilar central – estudo estático	46
6.2.1	Solução I – Contraventamento adicional do 1º pavimento	49
6.2.2	Solução II – Contraventamento adicional do 1º e 2º pavimento	51
6.2.3	Solução III – Contraventamento adicional dos 3 pavimentos	53
6.2.4	Solução IV - Contraventamento adicional do centro do edifício	55
6.2.5	Solução V - Contraventamento adicional no centro do edifício em dois pavimentos	57
6.3	Estudo dinâmico	59
6.3.1	Solução I – Contraventamento adicional nos três pavimentos	59
6.3.2	Solução II – Contraventamento adicional no centro do edifício	61
6.3.3	Solução IV – Contraventamento adicional no centro do edifício em dois pavimentos.	63
6.3.4	Estudo do comportamento do edifício	66
6.4	Edifício de 8 pavimentos	67
6.4.1	Análise estática	67
6.4.2	Análise dinâmica	70
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	74
	REFERÊNCIAS	76

1 INTRODUÇÃO

Embora no Brasil a utilização de estruturas de aço seja em número muito menor que as estruturas de concreto, com o desenvolvimento econômico, a escassez de mão de obra e a necessidade de racionalizar cada vez mais o canteiro de obras, as estruturas metálicas vêm ganhando seu espaço. O mercado de construções metálicas em 2002 representava 5% de todas as construções do cenário mundial, e em 2012, esse índice elevou-se para 14% e os galpões industriais correspondem de 70 a 80% em estruturas de aço. A construção civil apresentou expansão em seu consumo de aço em 7,3% do ano de 2010 para 2011, e o setor ampliou sua participação no consumo aparente total de 31,6% em 2010 para 35,4% no ano de 2012 (MATOS, 2013).

Ao sair dos tradicionais barracões em estruturas metálicas e passar a executar edifícios com maior número de pavimentos, surge uma preocupação muito maior quanto à segurança, uma vez que o número de vidas envolvido é muito maior. Por outro lado, ao contrário das estruturas de concreto, as estruturas metálicas não podem ser executadas de forma monolítica, sendo muito cara a execução de ligações rígidas. Isso aliado ao número de pavimentos cada vez maior e à alta esbeltez, decorrente da alta resistência do aço, traz uma preocupação maior quanto à ocorrência de colapso progressivo.

O colapso progressivo consiste em uma reação em cadeia de rupturas progressivas que se propagam gerando extenso colapso parcial ou mesmo colapso total de um edifício, sendo o efeito final muito desproporcional ao dano localizado inicial que o provocou (LARANJEIRAS, 2010).

Nesse sentido, o presente trabalho consiste num estudo sobre o comportamento de uma estrutura de aço diante do colapso de um de seus elementos buscando identificar métodos e procedimentos a serem utilizados para que se possa evitar esse tipo de falha estrutural.

Para tanto, recorreu-se ao Método dos Elementos Finitos. Durante os desenvolvimentos notou-se a importância de uma análise cinematicamente exata (análise não linear geométrica), uma vez que pode haver forte interação entre momento fletor e esforço normal, bem como a presença de grandes deslocamentos. Notou-se a necessidade de se empregar análise dinâmica, pois em geral o colapso de um membro da estrutura ocorre de maneira frágil ou instantânea.

Para resolução deste problema, recorreu-se à uma formulação alternativa para o Método dos Elementos Finitos introduzida por Coda (2003), a qual tem como variáveis principais as posições finais da estrutura e tem se mostrado bastante robusta e eficiente para problemas dinâmicos com grandes deslocamentos.

1.1 Estado da Arte

1.1.1 Estruturas de Aço

O Brasil é o maior produtor de minério de ferro no mundo, mas apenas o oitavo maior produtor de aço. Essa diferença se deve a pouca utilização do aço no país quando comparado aos Estados Unidos e os países mais desenvolvidos da Europa. O aço estrutural está presente na maioria das construções metálicas e suas principais características são a resistência mecânica e uma composição química definida.

Um dos principais motivos que levaram ao tardio uso do ferro no Brasil (e conseqüentemente do aço) foram as altas temperaturas, necessárias para sua fabricação, e que encareciam seu processo, dificultando tanto a popularização quanto a comercialização. Somente a partir dos anos 40 que a dependência brasileira de produtos siderúrgicos importados começou a mudar, inaugurando em Volta Redonda, no Rio de Janeiro, a Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), que iniciou a autonomia brasileira na produção de ferro e aço. Com essa iniciativa, a construção em estruturas metálicas no Brasil teve um grande impulso, mesmo com peças importadas da Europa, quando surgiram grandes estruturas em metal, como a ponte Hercílio Luz, em Florianópolis e a cobertura da Estação da Luz, em São Paulo (MARINGONI, 2004).

O primeiro edifício em estruturas metálicas totalmente projetado, fabricado, montado e comercializado no Brasil foi a Garagem América, em 1954, localizado em São Paulo. Dotado de 16 pavimentos, essa edificação primeiramente fora projetada em concreto armado, mas tinha como problema suas grandes dimensões que inviabilizavam sua finalidade – estacionamento para carros – e, além disso, seria necessário uma escavação de 18 metros do nível da rua para a realização das sapatas de fundação, trazendo riscos aos prédios vizinhos. Dessa forma, todo ele foi construído com perfis metálicos, produzidos pela CSN, e essa edificação até agora se mantém em perfeitas condições de uso (GARAGEM AMÉRICA, 2011).

Em 1960, foi construído em estruturas metálicas os edifícios da Esplanada dos Ministérios, com 17 prédios idênticos ao longo de 16 km de extensão. Projetado por Oscar Niemeyer, os edifícios utilizavam perfis importados dos Estados Unidos. Em 1961, o Edifício Avenida Central, no Rio de Janeiro foi concluído, sendo utilizadas peças metálicas para seus 35 pavimentos, todos produzidos pela CSN. Em 1987, em Salvador, o Edifício Casa do Comércio, com 14 pavimentos e 58 metros de altura, foi construído com um sistema misto de concreto armado e estrutura de aço. Composto por duas torres, as mesmas eram unidas por treliças metálicas sobrepostas, formando balanços e compondo a base em que se apoiam vigas e lajes de nove pavimentos estruturados em aço (SILVA e MACEDO, 2013).

O avanço do manuseio de estruturas de aço no Brasil fica cada vez mais evidente com a obtenção de edificações com um maior número de pavimentos e com perfis cada vez menores. No Paraná, mais estruturas de aço estão sendo executadas, como o Hospital Santa Cruz, em Curitiba, e o Edifício Administrativo da Itaipu Binacional, em Foz do Iguaçu (MATOS, 2013).

A redução do tempo da obra e a possibilidade de se trabalhar em várias frentes de serviços simultaneamente são os fatores a serem considerados na escolha de um projeto em estrutura de aço, possibilitando cada vez mais soluções arrojadas e de alta qualidade. No entanto, a dificuldade das ligações rígidas nessas estruturas é um problema a ser vencido diante do ponto estrutural. Enquanto o concreto se comporta como uma estrutura monolítica, fazendo com que todo o conjunto trabalhe quando a peça é solicitada, as estruturas metálicas precisam de certa rigidez em suas ligações para que se comportem de forma homogênea (SÁLES, 1995).

É a ligação que promove a união de partes de uma estrutura. Aplicados os detalhes construtivos, deve ser projetada e definida a ligação a ser adotada entre os elementos que compõem a estrutura, como vigas, pilares e contraventamentos. As ligações devem ser concebidas de modo que as mesmas se comportem em termos de rotações e deslocamentos conforme consideradas na análise da estrutura. É fundamental que os elementos de ligação (chapas, parafusos e soldas) apresentem resistência mecânica compatível com o aço utilizado na estrutura. As ligações rígidas são caracterizadas por impedir a rotação relativa entre a viga e o pilar e transmitir além do esforço cortante, o momento fletor (VASCONCELLOS, 2011).

Além disso, em situações de incêndio, o comportamento do aço é preocupante quanto a sua deformação. Em temperaturas superiores a 550° C, o aço, imerso em uma temperatura homogênea e sob carga total de projeto, começará a perder a sua margem de

segurança definida no projeto, iniciando o processo de flambagem localizada, por consequência, a compartimentação e a integridade do conjunto poderão ser comprometidas. (BLANDFORD, 1997)

A soma desses fatores – dificuldade nas ligações e situações de incêndio - aliados ao carregamento da estrutura, podem trazer sérios danos estruturais a estrutura em aço. A combinação desses esforços resulta em uma reação em que o estado final da ruptura é desproporcionalmente maior que a ruptura que se deu inicialmente, ocorrendo assim uma redistribuição desses esforços para o restante de seus elementos estruturais (MARINGONI, 2004).

Para que seja estudado os métodos de prevenção desse colapso, deve-se ter conhecimento do comportamento de sistemas estruturais diante de uma falha estrutural, bem como suas possíveis ligações.

O termo estrutura espacial é empregado para designar um sistema estrutural onde não há subsistemas planos definidos. As estruturas espaciais são constituídas por sistemas reticuladas - constituídas por elementos de barras, estruturas contínuas e estruturas mistas (SOUZA e MALITE, 2005).

Segundo Oliveira (2002), os sistemas reticulados espaciais, como as estruturas de aço em geral são frequentemente considerados, por projetistas, como tipos de estruturas com grande capacidade de redistribuir os esforços internos após a falha de um elemento. Entretanto, apesar de seu alto grau de redundância interna, ao redistribuir esses esforços outros elementos chegam a sua carga de colapso, gerando assim, uma cadeia de falhas localizadas, que levam ao colapso global da estrutura. Este fenômeno é chamado de colapso progressivo.

1.1.2 Colapso Progressivo e Estruturas Metálicas

O caso mais universal de colapso progressivo em estruturas metálicas que pode ser relatado é o acidente com as duas torres gêmeas do complexo World Trade Center, em Manhattan, nos Estados Unidos. As duas edificações construídas em aço foram erguidas em 1973 e possuíam 110 andares e altura total de 417 metros até o telhado. O edifício tinha como características estruturais 57 pilares periféricos (de 35cm x 35cm) em cada fachada de 63m de extensão e espaçados entre si a cada metro. Esses pilares uniam-se acima do térreo em 19 pilares espaçados a distância de 3 metros, além de dois pilares em cada tanto das torres,

totalizando assim, 236 pilares por andar. E em cada andar, lajes com 10 cm de espessura no sistema "*steel deck*" apoiavam-se sobre 236 vigas periféricas de 1,22 m de altura e 125 vigas-treliças de aço, com 18 m de vão entre a fachada e o núcleo (BAZĂNT e VERDURE, 2006).

Segundo os autores, o impacto do avião destruiu cerca de 60% dos pilares de uma face do edifício, totalizando 13% de todo o pavimento, o que causou um aumento significativo de carga nos pilares remanescentes. A alta temperatura fez com que o módulo de elasticidade e tensão de escoamento do aço fossem reduzidos progressivamente, o que contribuiu para a perda de estabilidade dos pilares externos após a ruína de um ou mais andares, enfraquecidos pelo fogo. O aço estrutural perde cerca de 20% de sua resistência a 300°C e cerca de 85% a 600°C, e apresenta significativa visco-plasticidade ou fluência acima de 450°C (NIST, 2007). A Figura 1 ilustra uma das torres após o impacto do avião.



Figura 1 – World Trade Center

Fonte: (NATIONAL GEOGRAPHIC, 2012)

A sobrecarga sobre os pilares durante a distribuição inicial dos esforços, juntamente com a flambagem dos mesmos devido às altas temperaturas levou a estrutura a ruína. Como resultado, a parte superior da torre caiu sobre a parte inferior, provocando o colapso progressivo, devido a energia cinética da parte superior ser muito maior do que a energia que pode ser absorvida pela deformação plástica da parte inferior da torre (BAZĂNT e VERDURE, 2006).

Outra importante obra de aço que ruiu foi a ponte I-35W, em 2007, na cidade de Minneapolis, que fazia a travessia do Rio Mississippi e entrou em colapso, levando a ruína. A estrutura da ponte consistia em duas vigas principais longitudinais contínuas ao longo de três vãos, e ligadas umas as outras com armações transversais. As ligações das treliças principais eram chapas de reforço duplo, rebitada e parafusada in loco. (ASTANEH-ASL, 2008). Segundo o autor, o motivo de ruína da ponte foi a fratura das chapas de ligação entre as vigas, que sofreram um esforço maior do o solicitante, sofrendo assim grandes deformações, levando a ruína da estrutura. A Figura 2 mostra a ponte após o colapso.

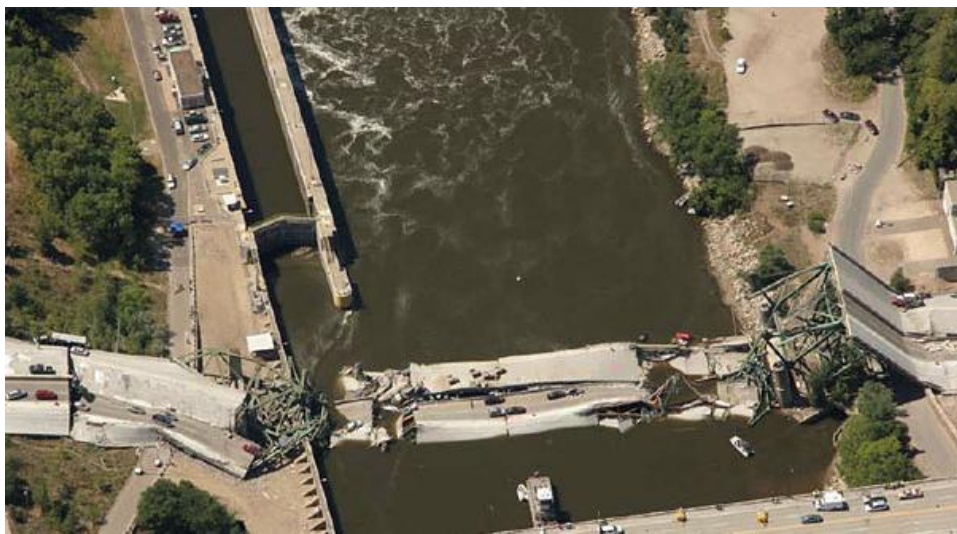


Figura 2 – Ponte I-35W após o colapso

Fonte: (ASTANEH-ASL, 2008).

Essas situações promoveram pesquisas realizadas na Universidade da Califórnia, em Berkeley, no ano de 2011, que estudavam um mecanismo de prevenção do colapso progressivo em estruturas de aço através do atirantamento da estrutura. Testes indicaram que, a colocação de cabos de aço no interior da laje ao longo dos pilares evitava o colapso do piso no caso de remoção de um pilar. A estrutura analisada possuía aproximadamente 18 metros de largura e 6 metros de comprimento, com 8 pilares ao todo. Como resultado, os pesquisadores puderam observar que esse método pode ser adequado para evitar o colapso, desde que as conexões entre os parafusos não falhem prematuramente e a adoção dos cabos na laje pode se eficaz na redistribuição da carga que resulta da perda de um pilar (ASTANEH-ASL, 2008)

O Deutsche Bank, também conhecido como Bankers Trust Building é um edifício de Manhattan, Nova York, localizado na Liberty Street e que fora construído na década de 1970, em estruturas de aço. Com cerca de 170 metros de altura, o edifício possui 40 andares acima

do nível térreo e 2 níveis subterrâneos. Com uma característica estrutural redundante, o edifício é essencialmente quadrado, com comprimentos laterais de 56 metros cada face, oito linhas de pilares espaçados a cada 8 metros em cada sentido. Em 2001, com a explosão do World Trade Center, uma chuva de detritos atingiu o edifício. O impacto desses detritos fez um corte profundo na edificação, que se estendia em alguns pontos em mais de 9 metros, e todos os pilares externos do 9º até o 18º pavimento da face norte foram removidos com o impacto. Embora a estrutura tenha sido extremamente danificada, o colapso acabou não se espalhando e a estrutura permaneceu em pé (NIST, 2007).

1.1.2 Estudos acerca do colapso progressivo

A primeira vez que o colapso progressivo despertou uma atenção maior na área da engenharia estrutural foi no Reino Unido, em 1968, através de um dos edifícios do conjunto Ronan Point (NIST, 2007). Foi através dele que esse assunto foi abordado de forma mais aprofundado. Uma explosão de gás na cozinha do décimo oitavo pavimento destruiu o painel portante que constituía uma das paredes, deixando assim, a laje do andar de cima sem nenhum apoio. A estrutura composta de vinte e dois pavimentos sofreu um colapso progressivo, estendendo-se desde a cobertura até o pavimento térreo. A Figura 3 mostra o edifício do Ronan Point depois do desastre, com as lajes destruídas. A laje dessa cozinha sofreu colapso, que se acabou estendendo-se em mais de quinze pavimentos, caracterizando-se assim como uma desproporcionalidade de efeitos, onde o resultado final é diferente do dano inicial.

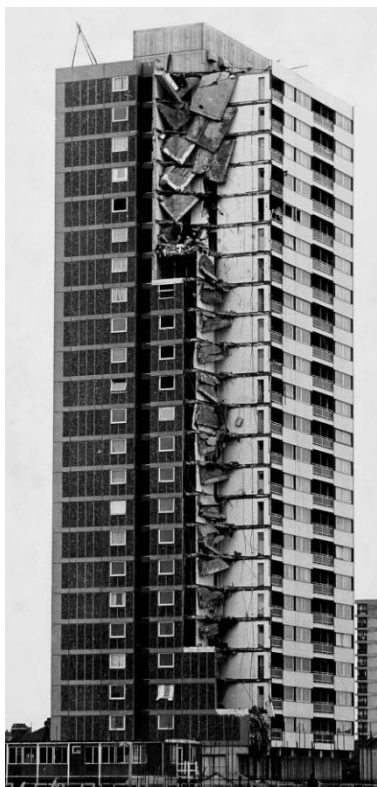


Figura 3 - Edifício do Ronan Point

Fonte: Adaptado de (GROSS e MCGUIRE, 1983)

Os edifícios Ronan Point eram compostos por vinte e dois pavimentos, totalizando sessenta e quatro metros de altura. Seu sistema estrutural era todo de concreto pré-moldado, e as paredes e as lajes eram conectadas entre si com parafusos e argamassa seca. O colapso resultante dessa estrutura foi atribuído a deficiência de sua integridade estrutural. Não havia caminhos alternativos para a redistribuição de esforços quando a parede de sustentação foi removida.

A British Standard (2000) afirma que, um colapso será considerado progressivo se a desproporcionalidade atingir, na propagação horizontal, mais de 15% da área total do piso (ou forro), ou mais de 100m²; e, na propagação vertical, atingir mais de dois andares.

Após o colapso do edifício Ronan Point, Ferahian (1972) analisou as mudanças realizadas nos códigos europeus e canadenses para evitar o colapso progressivo, e afirmou que era possível um edifício ser projetado para resistir ao colapso após a perda de um componente de suporte de carga. Ferahian (1972) também alegou que, para aumentar a resistência da estrutura, a ductilidade e a continuidade entre os elementos estruturais devem ser fornecidos.

Ellingwood e Leyendecker (1978), analisaram ainda os critérios para controlar o colapso progressivo em estruturas e apresentou um quadro probabilístico para a sua implementação. O objetivo principal desses critérios de projeto era permitir a evacuação segura dos ocupantes da estrutura danificada.

O primeiro estudo que envolveu a análise do colapso progressivo em estruturas de aço foi apresentado por Gross e McGuire (1983), onde foi realizado um estudo do comportamento dos momentos de uma estrutura em duas dimensões quando solicitada perda de um pilar ou um aumento de carga sobre as vigas.

Estudos como de Fu (2008), analisando o colapso progressivo em edifícios altos com métodos de modelagem em elementos finitos, são pesquisas realizadas recentemente na área e tem como objetivo o estudo do comportamento desse esforço. Miyachi, Nakamura e Manda (2012), que analisaram o colapso progressivo de pontes de treliça de aço e sua ductilidade, e Izzudin, Vlassis, et. al. (2008), que observaram o colapso progressivo de edifícios de vários andares devido a perda súbita de um pilar, são algumas dessas pesquisas relacionadas.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo principal deste estudo é elaborar uma metodologia para prevenção de colapso progressivo em projetos de estruturas metálicas de mais de um pavimento, através de simulação computacional, baseando-se em métodos de análise numérica, observando as características de cada situação pesquisada.

1.2.2 Objetivos específicos

- Modelagem estática não linear geométrica de estruturas de edifícios considerando-se a perda de membro estrutural (remoção de uma viga ou pilar), visando verificar a existência de caminhos alternativos de carga;
- Estudo das alternativas para análise dinâmica de estruturas sob o efeito de colapso de membro estrutural e implementação computacional de modificações necessárias;

- Simulação dinâmica de estruturas simples e levantamento dos máximos esforços;
- Modelagem de estruturas de edifícios visando verificação da ocorrência de colapso progressivo.

1.3 Justificativa

As construções em estruturas de aço são muito pouco utilizadas no Brasil em comparação com as estruturas de concreto, porém apresentam algumas vantagens importantes em relação ao concreto tendo em vista o crescimento econômico, tais como: empregar material totalmente reciclável, garantindo maior sustentabilidade nas construções, melhor organização do canteiro com ocupação de espaços menores e maior racionalização da mão de obra (MARINGONI, 2004).

Isso faz com que se busque executar edifícios cada vez mais altos em estruturas de aço. No entanto, tendo-se em vista principalmente que obter-se ligações com alta rigidez entre elementos de aço é muito mais difícil do que em concreto armado, a estrutura de aço é menos monolítica, gerando uma preocupação maior quanto à ocorrência de colapso progressivo após a perda de um elemento estrutural.

O conhecimento aprofundado sobre esse tema é de fundamental importância, sendo válidos quaisquer esforços no sentido de se estudar modelos que permitam estimar a ocorrência de colapso progressivo bem como projetar estruturas resistentes ao mesmo, pois assim podem-se evitar perdas de vidas bem como perdas financeiras devido à gravidade dos acidentes que geram colapso progressivo.

1.4 Materiais e Métodos

Com a finalidade de se ter uma metodologia que permita uma previsão do colapso progressivo, inicialmente é necessária uma profunda investigação teórica sobre o tema. Com base na investigação da literatura dá-se sequência a estudos numéricos.

Com base nas características do problema de colapso progressivo, nota-se que é primordial uma análise não linear geométrica, ao mesmo tempo em que se observa a necessidade de se considerar os esforços devidos a vibrações na estrutura decorrentes da falha inicial. Dessa maneira, escolheu-se trabalhar com o módulo de análise dinâmica do programa

fluidstruc2D. Esse programa foi desenvolvido por Sanches e Coda (2008), sendo baseado na formulação posicional para análise dinâmica não linear geométrica de elementos de barra apresentada por Coda (2003), empregando a cinemática de Reissner.

O programa é escrito em linguagem Fortran 77, sendo que algumas implementações foram feitas para que o programa passe a ler os esforços resistentes de cada elemento a fim de identificar a ocorrência de colapso. As soluções empregadas são geradas manualmente, devido a simplicidade geométrica dos elementos empregados.

Inicialmente é definido um modelo estrutural didático, o qual é analisado estaticamente para se obter os esforços de dimensionamento. Na sequência remove-se um elemento estrutural e o modelo é redefinido de forma a suportar estaticamente as cargas. Com o modelo redefinido é realizada a análise dinâmica para verificar sua resistência. Adotou-se como critério de ruptura aqueles prescritos pela (NBR 8800, 2008).

A interpretação dos resultados é feita com auxílio do visualizador Kitware Paraview, e todo o trabalho de simulação foi conduzido no sistema operacional LINUX.

2 EVITANDO O COLAPSO PROGRESSIVO

Para que seja possível estabelecer uma metodologia que permita prever a possibilidade de colapso progressivo em uma estrutura, é necessário inicialmente que se compreenda os mecanismos envolvidos durante o processo. Isso permite estabelecer critérios e condutas que possam melhorar a segurança das estruturas.

2.1 Mecanismos do colapso progressivo

Segundo Lim (2004), o colapso progressivo é caracterizado pela perda da capacidade de suportar as cargas de uma estrutura, devido a uma carga anormal, que conseqüentemente aciona um desencadeamento de falhas que afetam grande parte da estrutura. Segundo o autor, para que a análise de uma estrutura possa ocorrer através da falha progressiva, é preciso saber a resposta da mesma no caso da perda de um elemento. Essa definição pode explicar o relacionamento entre uma falha relativamente pequena e uma grande porção de ruína da estrutura. A Figura 4 ilustra a remoção de um pilar, resultando em um desencadeamento de falhas.

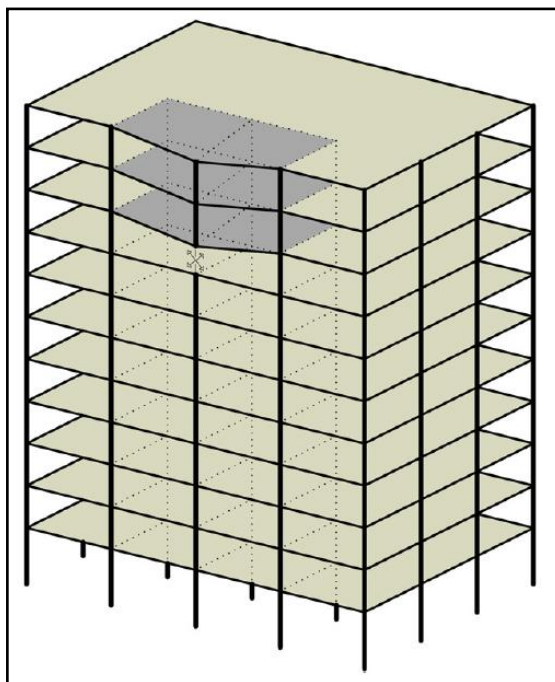


Figura 4 – Perda de um membro estrutural

Fonte: Adaptado de (IZZUDIN, VLASSIS, et al., 2008)

Kapilk (2008) afirma que a remoção de um elemento estrutural pode causar a propagação de esforços aos elementos mais próximos. No caso do rompimento de um pilar em uma estrutura, as vigas e as lajes associadas a ele podem também sofrer esse esforço, alastrando-se cada vez mais, para outros elementos da estrutura. A Figura 5 exemplifica um edifício sofrendo colapso progressivo na perda de um pilar de extremidade.

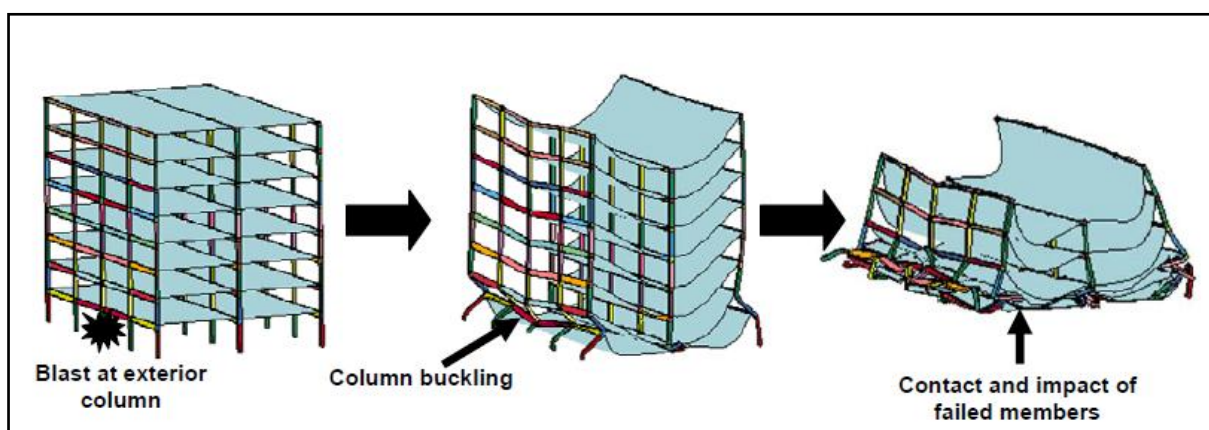


Figura 5 - Edifício sofrendo colapso progressivo

Fonte: (KAPILK, 2008)

Pesquisas como a de Murtha-Smith (1988), mostram que o colapso progressivo pode ocorrer partindo da perda de estabilidade de um dos elementos. Quando um elemento comprimido atinge o colapso, ocorre uma maior redistribuição dos esforços, o qual causará uma sobrecarga nas barras adjacentes, levando-as também ao colapso, e assim sucessivamente, caracterizando um mecanismo de colapso progressivo. Em estruturas de aço com muitos pavimentos, esse tipo de esforço estrutural fica mais evidente. A Figura 6 ilustra um pórtico sem seu pilar central e qual o comportamento mais evidente da estrutura após o ocorrido.

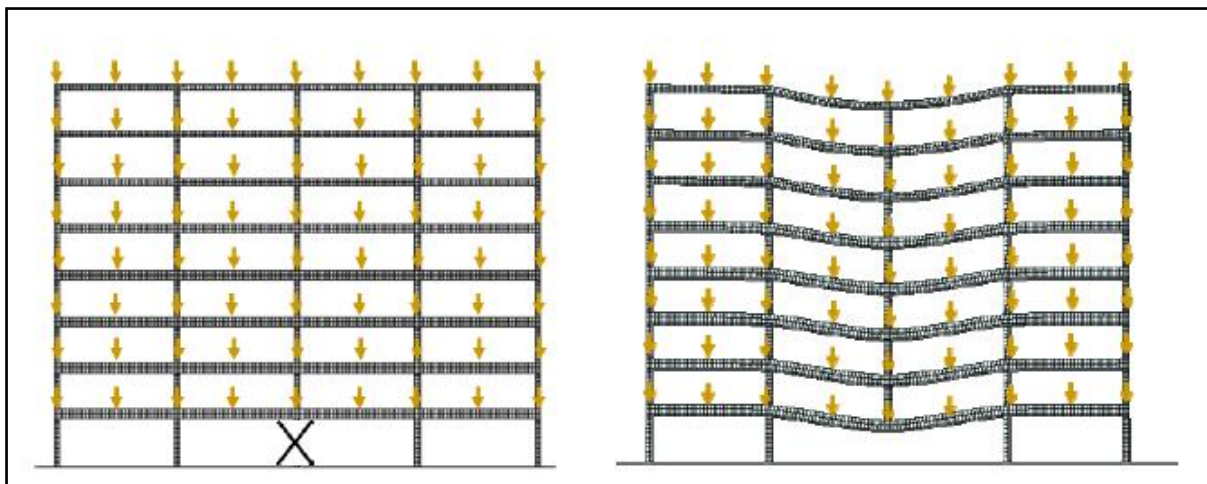


Figura 6 - Remoção de um pilar e novo comportamento da estrutura

Fonte: (KAPILK, 2008)

Embora a maioria das estruturas não tenha o dimensionamento adequado para suportar a colapsos progressivos, apenas em pequeno número de casos o colapso progressivo chegou a provocar o colapso total de um edifício. Fatores como resistência insuficiente do concreto, técnicas inadequadas de construção e sobrecargas são exemplos de causas da geração desse esforço (MAKOWSKI, 1981).

Os dados disponíveis sugerem que os edifícios em construção têm maior probabilidade de colapso do que os mesmos edifícios em fase de uso, e que os colapsos na construção não têm início pelas mesmas condições que causam rupturas no edifício em serviço (NIST, 2007)

Os erros de projeto e de construção são os responsáveis pela maioria dos danos e colapsos nos edifícios usuais, e não a variabilidade das ações e das resistências. Esses erros ocorrem mesmo quando os profissionais envolvidos são bem qualificados e são utilizados métodos aprovados de garantia e controle de qualidade. Tais erros decorrem da imperfeição humana, são difíceis de quantificar e não estão incluídos nos coeficientes parciais de segurança das Normas. A sua prevenção é mais eficiente quando os engenheiros reconhecem sua falibilidade, através da antevisão de possíveis cenários de danos, e através do aperfeiçoamento dos controles e gestão de qualidade. Essa postura criticamente direcionada para o desempenho da estrutura é essencial na prevenção de colapsos progressivos. (LARANJEIRAS, 2010).

Segundo a NIST (2007), 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. A estimativa é que aproximadamente 15 a 20% dos colapsos em edifícios desenvolvem-se desse modo. Certos atributos podem tornar um edifício particularmente vulnerável ao colapso progressivo.

A ausência ou deficiência de continuidade no sistema estrutural, além da deficiente ductilidade dos elementos e das ligações são fatores importantes para essa vulnerabilidade estrutural. Esses sistemas necessitam que as peças sejam mais robustas, para que possam absorver e dissipar a energia resultante dos danos localizados de forma mais eficiente. A disposição de graus mínimos de continuidade e ductilidade entre os elementos estruturais e suas ligações são métodos básicos para evitar colapsos progressivos em estruturas vulneráveis, afirma (KAPILK, 2008).

Segundo NIST (2007), existem uma série de perigos potenciais de carga que podem provocar o colapso progressivo. Tais riscos têm uma probabilidade muito baixa de ocorrência e podem ser considerados no projeto estrutural, através dos respectivos cálculos. Esses riscos são denominados como falta geral e significativa dos dados de carga. A dificuldade na identificação de possíveis cenários de perigo e a falta de garantia que projetar para cargas específicas seriam forças eficazes na redução da incidência do colapso progressivo.

Existe assim, um consenso de que estratégias para gerenciar o risco do colapso progressivo do ponto de vista estrutural devem estar concentradas em métodos que permitam que um sistema estrutural danificado mantenha a sua integridade após um evento completo de carregamento anormal. (BREEN e SIESS, 1980)

Cargas anormais podem ser agrupadas como cargas de pressão (explosões, detonações, pressões de vento de tornado), impacto - colisão de aeronaves, impacto de mísseis, detritos, objetos balançando sobre a construção ou demolição - ou como prática defeituosa. De forma característica, as cargas atuam geralmente ao longo de um período relativamente curto de tempo em comparação com as cargas de projetos comuns. As cargas são em geral variáveis ao tempo, mas podem ser também estáticas ou dinâmicas em sua ação estrutural, dependendo do conteúdo de frequência da carga e a característica dinâmica de resposta do sistema de resistência estrutural (ELLINGWOOD e LEYENDECKER, 1978).

2.2 Prevenção do colapso progressivo

Kapilk (2008) fala sobre a concepção de estruturas que possam suportar cargas excepcionais que possam ocorrer durante a sua vida útil e para o autor esta é a concepção

geral para edifícios na atualidade. Normalmente, essas estruturas não estão dimensionadas para eventos anormais, como impactos de veículos ou explosões de gás, que podem gerar falhas catastróficas. A maioria das estruturas atuais tem o dimensionamento para suavizar o efeito do colapso progressivo que pode ser gerado através de suas sobrecargas de projeto.

Segundo Laranjeiras (2010), a prevenção do colapso em sua fase de projeto só pode ser realizada após as causas para o surgimento desse efeito serem definidas, caracterizadas e apontadas. As considerações de combinações mais desfavoráveis de cargas permanentes, de sobrecargas e de vento conduzem a estrutura a um certo grau de resistência e ductilidade, contribuindo indiretamente para a resistência ao colapso progressivo.

Para Maiola (2002), a utilização de pisos de transição entre garagens e diversos pavimentos de estruturas pré-moldadas, aumentam os riscos de colapso progressivo, pois resultam em sistemas estruturais com descontinuidade, e resultam a uma maior vulnerabilidade ao colapso.

Para Baldrige, Humay e Ghosh (2007), as condições de um sistema que garantem integridade e robustez a estrutura, diminuindo os riscos de colapso progressivo são a continuidade, a redundância e a ductilidade, além da resistência suficiente.

2.2.1 Redundância

Caracterizada como uma alternativa de redistribuição de esforços em outros apoios, a redundância é designada como uma possibilidade alternativa de transmissão de forças em um sistema estrutural danificado. No caso do rompimento de uma peça estrutural em um sistema redundante, os demais elementos vizinhos recebem os esforços. (BALDRIDGE, HUMAY e GHOSH, 2007)

Pilares pouco espaçados e vigas contínuas contribuem para uma estrutura mais redundante. É através de uma boa conectividade horizontal e vertical que a redundância da estrutura é garantida e o colapso progressivo tende a ser evitado.

Um exemplo de um sistema estrutural onde a redundância não é aplicada é o Centro Administrativo da Bahia, onde o mesmo é sustentado por dois cabos estaiados e dois pilares, conforme Figura 7. Se nesse edifício ocorrer a ruptura de um dos cabos, o possibilidade de um colapso é evidente.



Figura 7 - Edifício "Balança" do Centro Administrativo da Bahia

Fonte: (SKYSCRAPERCITY, 2013)

O Empire State Building, em contrapartida, é um exemplo de estrutura redundante. Possuindo ao todo 443 metros de altura, seu esqueleto é composto por pilares e vigas metálicos pouco espaçados e de dimensões robustas, o que contribui para a redistribuição de esforços, no caso de perda de um membro estrutural (NIST, 2007).

2.2.2 Continuidade

A continuidade é definida como a condição que assegura adequada interconexão entre os elementos e que garante a redistribuição das cargas entre as vigas, os pilares e as lajes. Os fatores que estão diretamente ligados à continuidade são sua capacidade de transferência de cargas, ao monolitismo e a hiperestaticidade da análise estrutural. (BALDRIDGE, HUMAY e GHOSH, 2007). Os autores consideram que, quando ocorre a perda de um elemento estrutural que é peça importante em um edifício, as deformações aumentam e os esforços são distribuídos verticalmente e horizontalmente, através de uma mudança de fluxo dessas cargas. Essa redistribuição depende diretamente do grau de continuidade (conectividade entre seus elementos).

Em uma estrutura sem continuidade, a redundância não consegue contribuir para evitar o colapso progressivo em uma estrutura. Em casos de colapsos localizados, a condução e redistribuição de cargas não ocorrem.

Uma forma eficiente de combate ao colapso progressivo é a utilização de estruturas integrais - estruturas sem juntas e sem aparelhos de apoio - devido ao fato de que a transferência de cargas através desse sistema não gera concentração de esforços e de tensões, oferecendo reservas adicionais de capacidade de carga, que são úteis em situações de colapsos. A Figura 8 ilustra um viaduto em dois tipos de situações, à esquerda com juntas e aparelhos de apoio, e à direita, uma estrutura integral. Embora as juntas e os aparelhos de apoio sejam soluções de continuidade, em casos de colapsos, essa condição limita a capacidade de carga da região (EL-SHEIKH e MCCONNEL, 1993).



Figura 8 - Situações de continuidade em um viaduto.

Fonte: (LARANJEIRAS, 2010).

2.2.3 Ductilidade

Baldrige, Humay e Ghosh (2007) definem que ductilidade é a capacidade que a estrutura tem de se plastificar, e mesmo com as deformações do colapso, consegue sustentar as cargas solicitantes.

Embora os elementos estruturais de aço usuais apresentem ductilidade muito boa, a continuidade não é fácil de ser garantida nas estruturas metálicas, o que torna também difícil garantir a redundância para certos elementos, tais como pilares.

3 MÉTODOS PARA PREVENIR O COLAPSO PROGRESSIVO A SEREM APLICADOS DURANTE O PROJETO

Para Laranjeiras (2010), edifícios com formato regular e com disposição uniforme dos elementos estruturais possuem efeito favorável na prevenção do colapso progressivo, por favorecer a continuidade, redundância e a consequente capacidade de redistribuição de cargas. Segundo Kapilk (2008), para projetar estruturas de edifícios que resistam ao colapso progressivo, são aplicados dois métodos de análise, o indireto e o direto. Enquanto o primeiro é uma forma simples de prevenção, onde a estrutura é apenas redimensionada, aumentando sua robustez e integridade estrutural, o segundo método tem como objetivo a análise e dimensionamento da estrutura para resistir aos efeitos de uma ação excepcional específica.

3.1 Método Indireto

Kapilk (2008) afirma que o método indireto trata-se de um sistema para aumentar a robustez do edifício. O detalhamento das ligações, o dimensionamento das peças e a disposição dos pilares auxiliam na modificação do sistema da estrutura. Para o autor, o método possui uma aplicação fácil e abrangente e resulta em uma amarração contínua das armações nas estruturas de pórtico, permitindo uma redistribuição de cargas das regiões danificadas para as demais.

Em caso de rupturas localizadas, os elementos principais de uma estrutura devem estar amarrados entre si para que o colapso progressivo seja resistido, afirma Laranjeiras (2010). Essas amarrações podem estar localizadas nas regiões internas, nas extremidades, e dispostas tanto na horizontal como na vertical. A Figura 9 exemplifica um sistema de amarrações em uma estrutura, promovendo uma maior integridade do edifício.

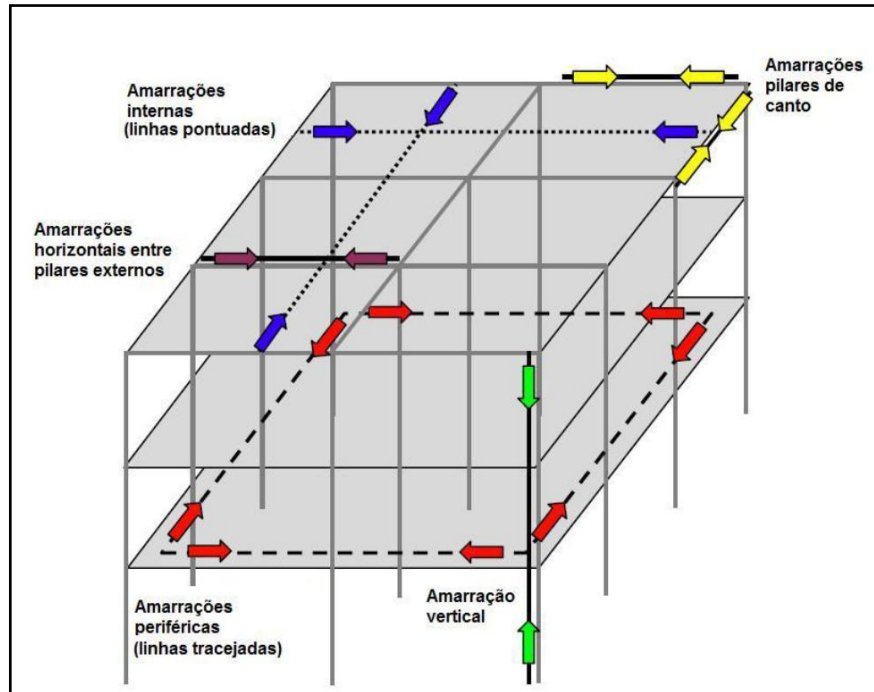


Figura 9 - Exemplos de amarrações em uma estrutura

Fonte: Adaptado de (NIST, 2007)

3.2 Método Direto

O método direto consiste em projetar o edifício através do aumento da resistência dos elementos principais a uma ação excepcional específica, ou para que as cargas sejam transferidas para determinados locais de ruptura. Esses dois procedimentos são nomeados, respectivamente, de "método da resistência localizada específica" e "método de caminhos alternativos de carga", afirma (KAPILK, 2008)

Segundo o autor, o método da resistência localizada específica consiste em projetar os elementos principais da estrutura para uma ação excepcional prevista, e o método de caminhos alternativos de carga projeta a estrutura para suportar cargas por caminhos onde os esforços são transferidos, em casos de perdas de elementos estruturais.

3.3 Metodologia proposta

Dessa forma, foi desenvolvida uma metodologia de elaboração da pesquisa, consistida em uma série de etapas. Após a concepção da estrutura, foi realizado o dimensionamento da estrutura em sua íntegra e foi removido o elemento que se julga

necessário e que possa vir a romper, realizando-se um estudo da redistribuição dos esforços através da análise estática. Com base nessa análise, foi estudado diversos modelos estruturais capazes de resistir a redistribuição dos esforços e realizado alterações no modelo estrutural, afim de obter-se a melhor técnica de prevenção. Por último, verificou-se, através da análise dinâmica, a eficiência dos modelos de prevenção, considerando a remoção instantânea do elemento e redimensionando-se a estrutura em caso de necessidade.

4 ANÁLISE NUMÉRICA

Os problemas estruturais são descritos por equações diferenciais que nem sempre possuem solução analítica e quando possui, o processo de solução é geralmente muito difícil. Assim sendo, recorre-se a soluções numéricas. Através de ferramentas computacionais, até os problemas com um grande número de elementos passaram a ter uma solução bastante facilitada. Para superar a falta de manuseio de sistemas contínuos, engenheiros e matemáticos elaboraram métodos de discretização que envolvem soluções aproximadas da resposta exata conforme se aumenta o número de variáveis discretas (LAZANHA, 2003).

O método numérico mais utilizado para a solução de problemas estruturais é o método dos elementos finitos, devido principalmente ao fato de que as equações da mecânica dos sólidos possuem geralmente caráter elíptico ou parabólico e apresentam naturalmente um funcional com princípio de mínimo (ZIENKEWICZ e TAYLOR, 2000).

No método dos elementos finitos a solução contínua é aproximada pela combinação linear de um número discreto de funções menores chamadas de funções de forma, as quais são atreladas a porções do domínio estrutural chamado elementos (ZIENKEWICZ e TAYLOR, 2000).

4.1 Análise dinâmica de estruturas

Em virtude da concepção de estruturas mais complexas, de elevado risco e que possuem maiores coeficientes de segurança (prevenção do colapso progressivo), a análise dinâmica é imprescindível para estruturas sujeitas a ações dependentes do tempo, podendo ser em períodos transitórios, como impactos e explosões, ou do tipo harmônico, como excitações dinâmicas. (LAPA, 1987)

Observa-se facilmente que o colapso progressivo envolve processos dinâmicos, uma vez que a ruptura de um elemento em geral se dá de maneira muito rápida, de maneira que somente através de análise dinâmica pode-se obter o comportamento nas condições mais desfavoráveis da estrutura, fator auxiliador na concepção dos métodos de prevenção do colapso progressivo.

Um problema estrutural dinâmico difere de seu equivalente estático na característica de variação temporal e do surgimento de forças de inércia. A análise dinâmica visa descrever

histórico de resposta da estrutura sendo levados em consideração acelerações e forças de dissipação, associadas às velocidades, levadas em consideração (LAZANHA, 2003).

Para se resolver a equação da quantidade de movimento e descrever a movimentação de uma estrutura ao longo do tempo podem ser empregados métodos de integração direta, nos quais a estrutura é estudada no domínio do tempo, descrevendo-se todo o movimento, ou de análise modal, na qual busca-se identificar os principais modos de vibrar e frequências naturais da estrutura para, em função desses, descrever os movimento da mesma (WARBURTON, 1976).

Os métodos de integração direta podem ser explícitos ou implícitos. Nos métodos explícitos a configuração da estrutura é determinada com base apenas nas condições de deslocamentos velocidade e aceleração do instante anterior. Já no caso dos métodos implícitos, que, além de se basear no passo anterior, requer também resultados do passo atual, ou seja, a variável básica é função dela mesma, o que implica que para determinar as condições de equilíbrio no passo de tempo atual devem ser respeitadas as informações anteriores. Para o caso de análise dinâmica não linear geométrica os métodos de integração implícita são mais convenientes, dentre os quais destaca-se na literatura o integrador temporal de Newmark, que será empregado no presente trabalho (WARBURTON, 1976).

Para Izzudin, Vlassis, et al (2008), sob um cenário de perda súbita de um elemento estrutural – como um pilar – a análise deve considerar a resposta dinâmica máxima da estrutura. A essência dessa abordagem é que a perda instantânea do pilar é semelhante a uma aplicação súbita da gravidade sob a carga da sub-estrutura afetada. No estágio inicial da resposta dinâmica, a carga gravidade excede a resistência estrutural estática, e o trabalho diferencial feito ao longo das deformações incrementais é transformado em energia cinética adicional, levando a velocidade a resultados crescentes. Com o aumento da deformação, a resistência estática excede o carregamento por gravidade, e a energia diferencial absorvida é levada em conta para a redução da energia cinética, resultando por fim, ao fim das velocidades.

5 NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Quando considera-se o equilíbrio sobre a configuração deformada da estrutura, o sistema de equações passa a ter características não lineares. Tal análise é dita geometricamente não linear, ou ainda, cinematicamente exata (SANCHES, 2011), de forma que tal análise é adequada aos casos com grandes deslocamentos ou em que os esforços axiais interfiram significativamente no momento fletor (efeito de membrana).

Como no caso de colapso progressivo é de se esperar que hajam grandes deslocamentos ao mesmo tempo em que efeitos de membrana podem ser importantes e podendo haver instabilidade de elementos, deve-se optar por tal análise. A análise geometricamente não linear tem como fundamento os princípios básicos da mecânica. Para a descrição do movimento de sólidos, são propostas as formulações Euleriana e Lagrangiana. Na formulação Euleriana, utiliza-se as coordenadas espaciais associadas ao corpo deformado como referência, e na formulação Lagrangiana, utiliza-se as coordenadas materiais, associadas com o corpo antes de ser deformado (FONSECA, 2008).

5.1 Formulação Posicional

O presente estudo emprega uma análise geométrica não-linear com base na descrição da formulação posicional. Essa formulação faz uso de um espaço não-dimensional intermediário e permite a leitura de medidas de tensão através de suposições cinemáticas. Considerando uma relação constitutiva linear elástica, é considerado o princípio da energia potencial mínima, tomando a descrição de Lagrange. Ao considerar o efeito de formação de cisalhamento na flexão, a cinemática de Reissner é adotada, onde a influência da deformação por cisalhamento sobre os problemas analisados é estudada. (MACIEL e CODA, 2008)

De acordo com Maciel (2008), a formulação posicional se difere pelo fato de que, para solução de problemas não lineares geométricos, são utilizados posições ao invés de deslocamentos como incógnitas. Uma formulação de Lagrange simples pode ser aplicada para a consideração de não-linearidade geométrica com cinemática exata, assumindo assim, uma medição de tensão linear para o objetivo de cinemática proposto, utilizando assim, o princípio da energia potencial total mínima em relação aos parâmetros de posição nodais para encontrar a configuração de equilíbrio.

Segundo Sanches (2011), a cinemática de Reissner ou a formulação de Euler-Bernoulli podem ser escolhidas para desenvolver elementos finitos lineares geométricos comuns para análises em três dimensões, podendo ou não considerar os efeitos de cisalhamento na energia de deformação específica da estrutura estudada. Enquanto Euler-Bernoulli impõe a cinemática, onde a derivação dos deslocamentos transversais são as rotações das seções transversais ao longo do elemento, as formulações de Reissner não impõem essa aproximação, e dessa forma, os efeitos de cisalhamento nos deslocamentos transversais da barra são incluídos.

Sanches (2011), ainda afirma que a utilização da cinemática de Reissner para problemas geométricos lineares de flexão juntamente com uma relação constitutiva adequada, resulta em uma distribuição de tensões para as quais as características geométricas e o momento de inércia são mostradas em um corte transversal do elemento. No entanto, é adotada uma cinemática simplificada para resolver uma barra de torção para deslocamentos ao longo da seção transversal, como o exemplo de Reissner

Para esse fim é empregada a formulação posicional desenvolvida por Coda (2003) com base no programa desenvolvido pelo mesmo e atualizado por Sanches e Coda (2008), sendo que formulação matemática é descrita em detalhes por Coda (2009) e Coda e Greco (2003).

6 ESTUDOS NUMÉRICOS REALIZADOS

6.1 Edifício de 3 pavimentos

O edifício de estudo, que consiste em um exemplo puramente didático para ser empregado na presente pesquisa, possui três pavimentos, todos eles com escritórios. A área total de cada pavimento é de 256 m quadrados (16 m de largura por 16 m de profundidade). Os vãos entre os pilares são de 4 m e o pé-direito é de 3 m. O edifício possui tirantes de contraventamento em suas extremidades. Para toda a estrutura, utilizou-se perfis metálicos laminados GERDAU®, padrão americano. A Figura 10 ilustra um corte do edifício, constituído por 15 pilares, 12 vigas e 6 tirantes de contraventamento, com suas medidas em metros, e a Figura 11 mostra o tipo de perfil utilizado para as vigas e pilares. A fim de tornar possível o emprego de análise bidimensional, considerou-se que as vigas na direção da profundidade servem apenas para contraventamento, não tendo qualquer contribuição estrutural com o pórtico principal onde o colapso ocorrerá.

O aço adotado é classificado como aço estrutural de designação ASTM a36, com peso específico de 7860 kg/m³, tensão de ruptura a tração de 408 a 562 MPa, tensão de escoamento a tração de 253 MPa, e alongamento percentual de 16 a 20 mm (LEM-USP, 2011).

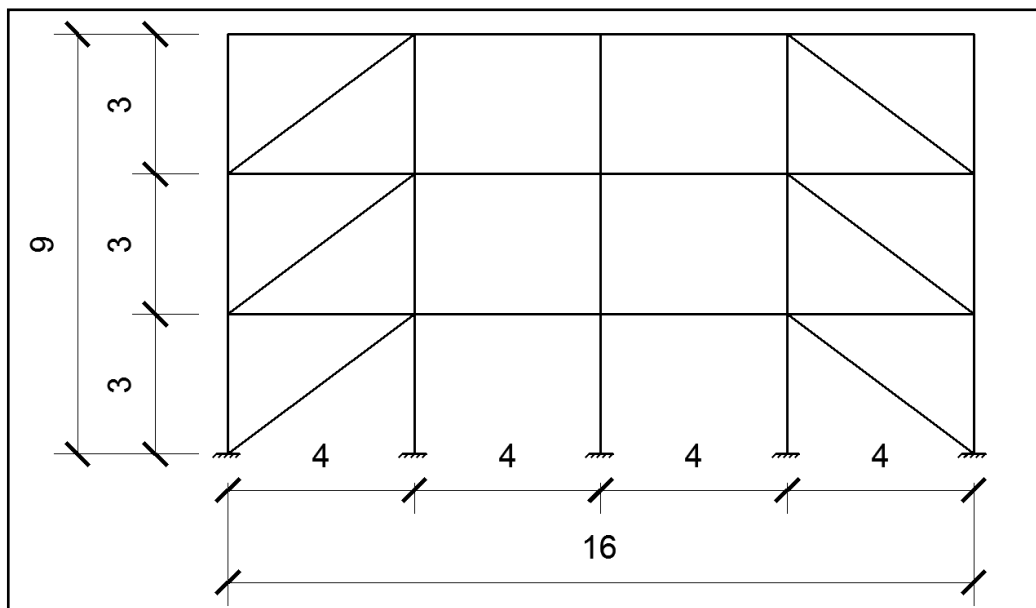


Figura 10 - Corte esquemático da edificação

Fonte: Autoria Própria (2013).

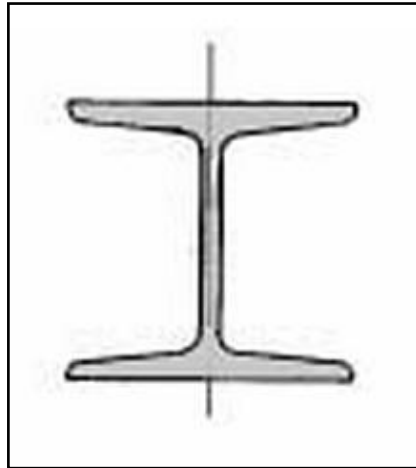


Figura 11 - Modelo de perfil utilizado

Fonte: Adaptado de (MARINGONI, 2004)

Para o estudo do colapso nessa estrutura, o pilar central do pavimento inferior foi retirado, supondo que ocorreria uma ação excepcional que acarretou nessa perda do membro estrutural. As Figuras 12 e 13 mostram o pilar removido da estrutura em planta e em corte, respectivamente.

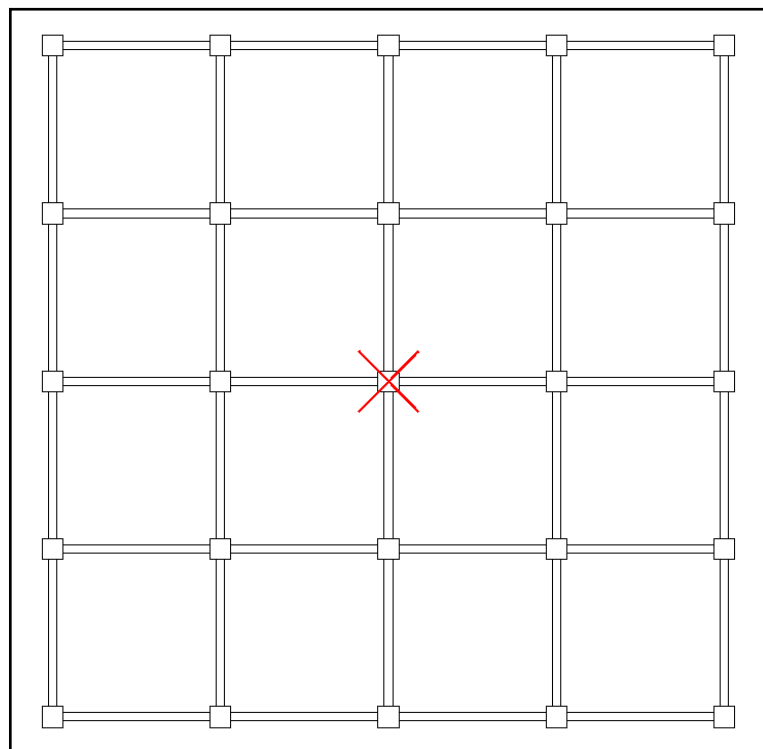


Figura 12 - Planta baixa da edificação indicando o pilar removido.

Fonte: Autoria Própria (2013).

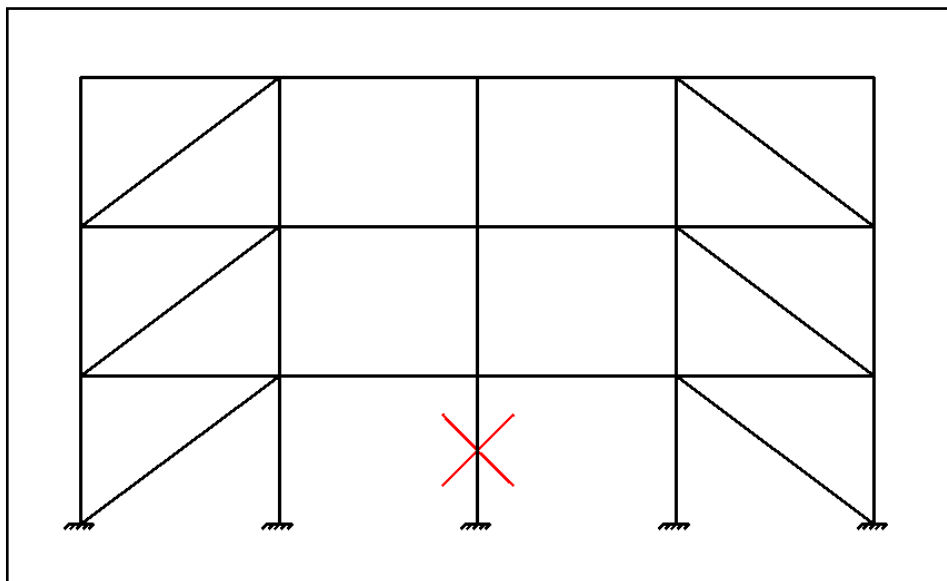


Figura 13 - Corte da edificação indicando o pilar removido.

Fonte: Autoria Própria (2013).

6.1.1 Levantamento das Cargas

Foram adotadas as ações horizontais e verticais atuantes na edificação, como o peso próprio da estrutura, dos revestimentos adotados, das paredes de alvenaria, além das sobrecargas, utilizando-se os critérios da NBR 6120:1980 - Cargas para cálculo de estruturas de edificações.

O edifício de escritórios possui uma sobrecarga de $2,0 \text{ kN/m}^2$ lançado sobre uma laje maciça de concreto armado (25 kN/m^2) e espessura de 15 cm. A regularização da parte superior da laje é feita de argamassa de cal, areia e cimento (19 kN/m^2) com espessura de 3 cm, e da parte inferior com forro de gesso (2 kN/m^2), na espessura de 2 cm.

Essa carga calculada é transferida para as vigas, que possuem parede de alvenaria cerâmica, de altura de 2,70 metros e espessura de 15 cm (bloco cerâmico + argamassa de cal, areia e cimento). Somado a essas cargas, considerou-se o peso próprio das vigas. Para os pilares, considerou-se apenas seu peso próprio. Os valores de carga de vento ou qualquer outra ação excepcional não foram levados em consideração nesses cálculos.

6.1.2 Discretização

O programa empregado permite que se arbitre a ordem de aproximação do elemento, a qual é dada por $n-1$, onde n é o número de nós do elemento. Dessa forma, visando uma boa representação dos diagramas de esforços, adotou-se elementos com 5 nós (quarta ordem) para cada viga ou pilar.

Assim, a malha gerada para a análise inicial é composta por 33 elementos e 119 nós. Essa malha pode ser visualizada na Figura 14. As ligações entre viga e pilar, e tirante e pilar e viga e viga foram inicialmente consideradas rotuladas, sem nenhuma transferência de momentos significativa, conforme Figura 15.

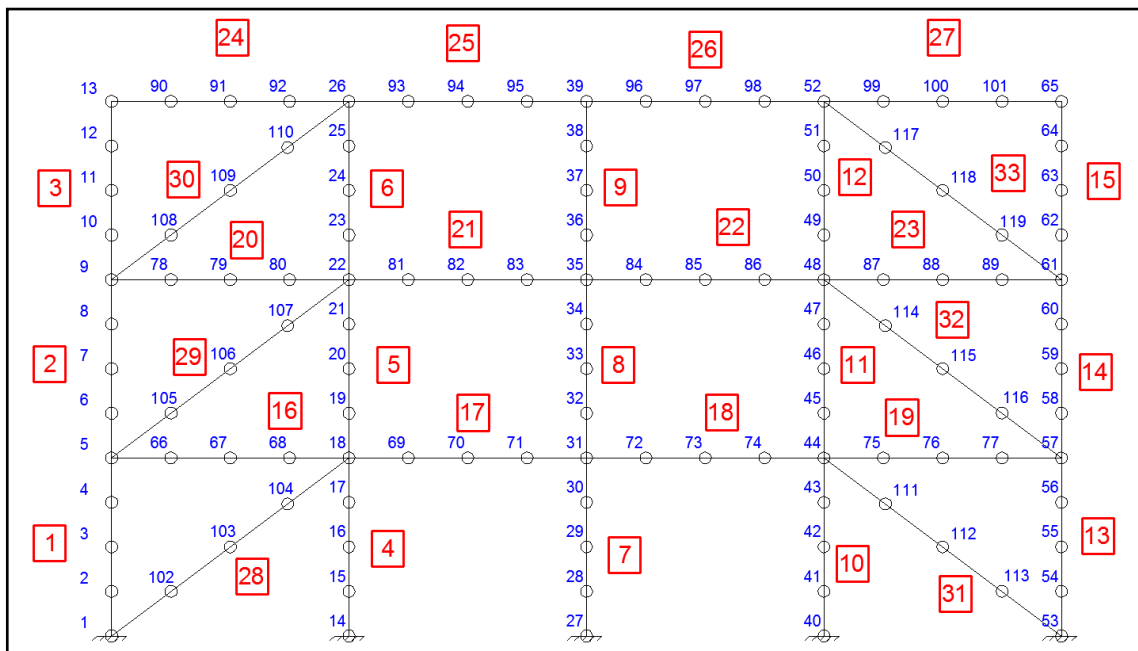


Figura 14 - Malha do estudo

Fonte: Autoria Própria (2013).

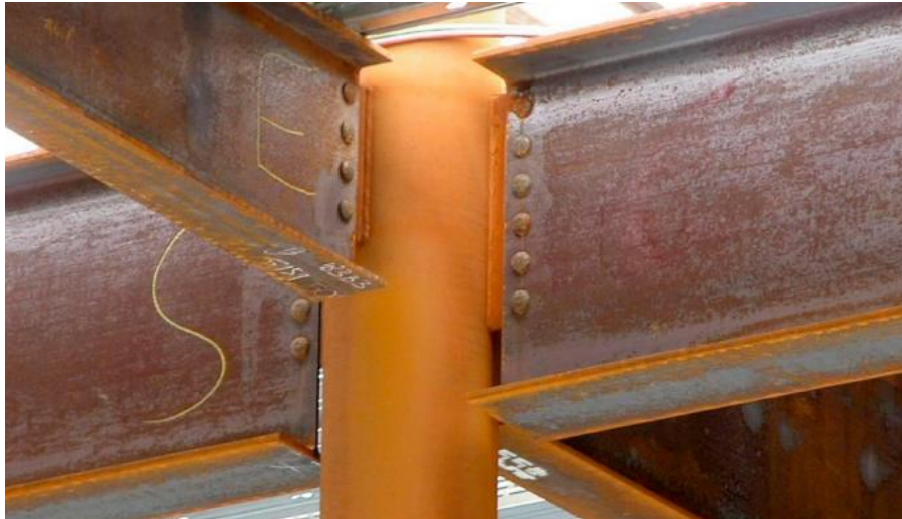


Figura 15 – Exemplo de ligação rotulada

Fonte: Adaptado de (LEM-USP, 2011)

Os valores dos esforços solicitantes dessa estrutura - momento fletor, esforço normal e esforço cortante – foram determinados por meio de análise estática, conforme apresentados nas Figuras 16, 17, 18 e 19, e, com esses resultados, a estrutura foi dimensionada para que possa resistir às cargas levantadas anteriormente, verificando-se se os perfis escolhidos resistem aos esforços solicitantes.

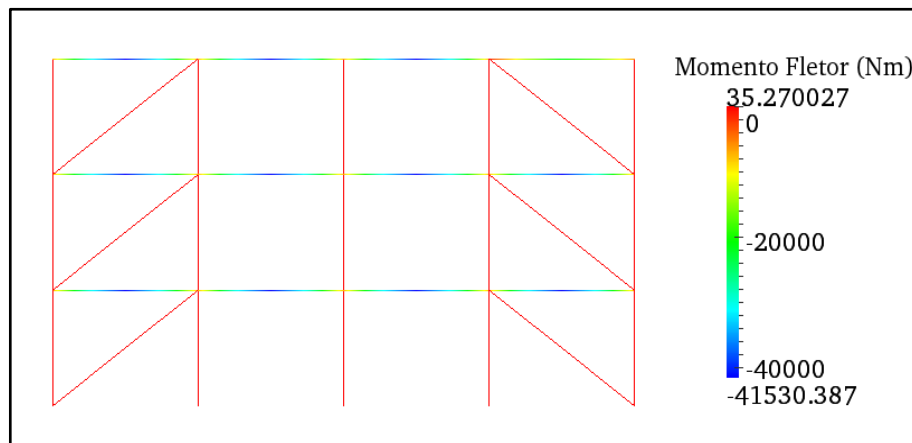


Figura 16 - Momento Fletor do Pórtico Principal

Fonte: Autoria Própria (2013).

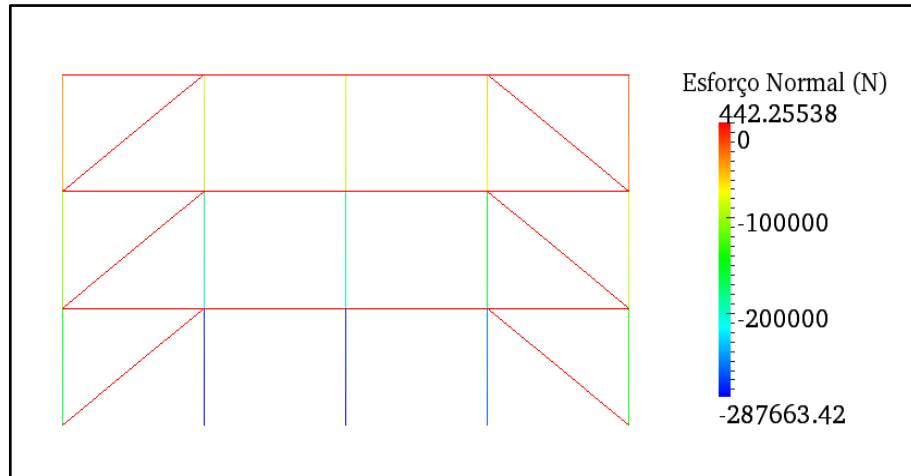


Figura 17 - Esforço Normal do Pórtico Principal

Fonte: Autoria Própria (2013).

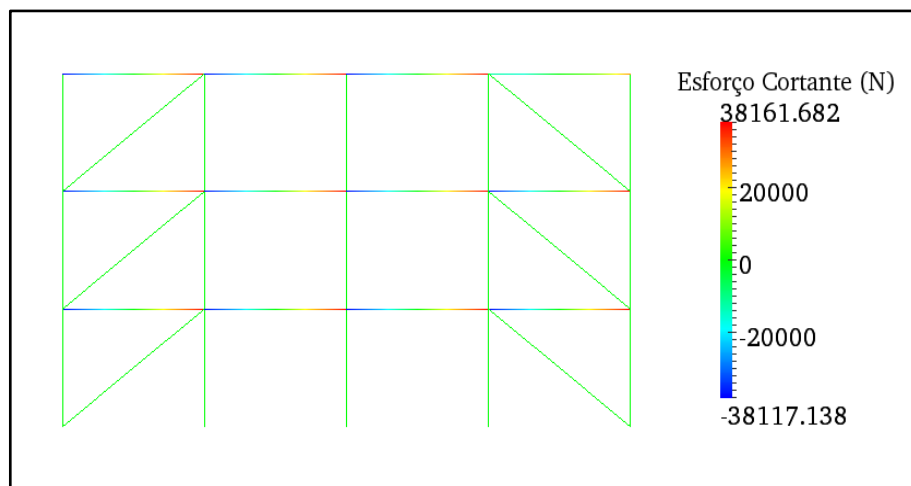


Figura 18 - Esforço Cortante do Pórtico Principal

Fonte: Autoria Própria (2013).

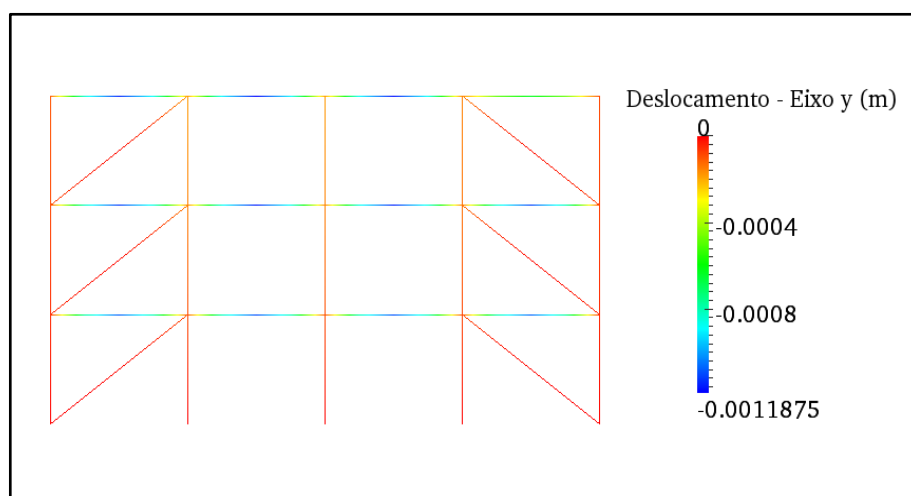


Figura 19 - Deslocamento vertical do Pórtico Principal

Fonte: Autoria Própria (2013).

O dimensionamento seguiu os critérios da (NBR 8800:2008). O perfil escolhido a critério pessoal deve possuir esforços resistentes superiores aos esforços solicitantes dessa análise, conforme pode ser observado no exemplo do Anexo A, onde dimensionou-se o perfil W 200 x 26,6. Devido o procedimento de cálculo ser o mesmo para os demais perfis utilizados nesse estudo, os esforços resistentes dos mesmos podem ser observados no Anexo B.

Observa-se um momento fletor solicitante de 41,530 kN, um esforço normal de 287,663 kN e um esforço cortante de 38,161 kN, e através da NBR 8800:2008, fez-se o cálculos de resistência dos esforços para os três tipos de perfis adotados, através da verificação da resistência às solicitações compostas pela combinação de esforços, observado no exemplo do Anexo A.

Para as vigas, são adotados perfis em formato I de bitola W 200 x 26,6, e para os pilares, perfis em formato H, de bitola W 200 x 35,9. A nomenclatura W indica ser um perfil de abas largas com espessura constante e o elemento possui uma massa linear de 26,6 Kg/m e 35,9 Kg/m, respectivamente. Para o atirantamento da estrutura, será utilizado um perfil de formato I, bitola W 150 x 13,0 (ver Figura 20).

Para os pilares, o perfil W 200 x 35,9 (H), o momento fletor resistente foi de 50,59 kN, o esforço cortante de 153,02 kN e o esforço normal, de 318,81 kN. Para as vigas, o perfil W 200 x 26,6, o momento fletor resistente foi de 59,14 kN, o esforço cortante foi de 163,72 kN e o esforço normal, de 329,71 kN. E para os tirantes, o perfil W 150 x 13,0 apresentou momento fletor de 9,62 kN, esforço cortante de 80,91 kN e esforço normal de 75,78 kN. Sendo assim, os perfis escolhidos suportam de forma satisfatória as cargas da estrutura.

Um perfil com dimensões menores também estaria aceito dentro dos critérios de dimensionamento, porém, para aperfeiçoar o processo construtivo do edifício (encaixe entre os elementos, as paredes de alvenaria e a laje), manteve-se o mesmo em uma tentativa de prevenção ao colapso progressivo da estrutura (aumento de sua robustez).

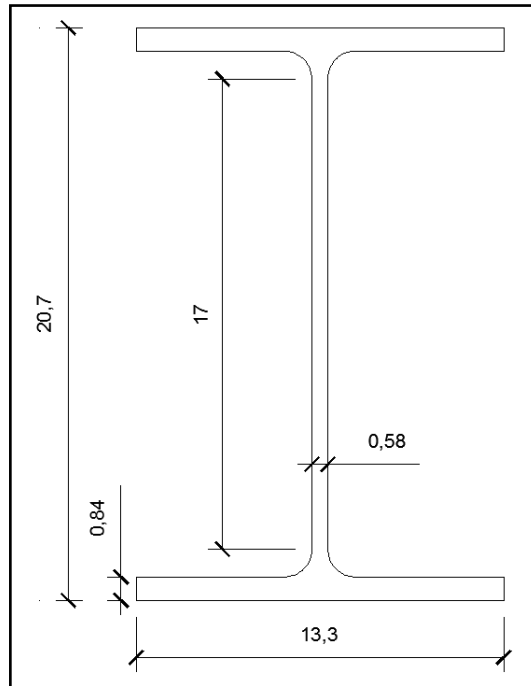


Figura 20 - Perfil utilizado nas vigas - W 200 x 26,6 (medidas em cm)
Fonte: Autoria Própria (2013).

As Figuras 21 e 22 ilustram o detalhe dos perfis das vigas e pilares juntamente com a laje e a execução da alvenaria no perfil como pilar, respectivamente.

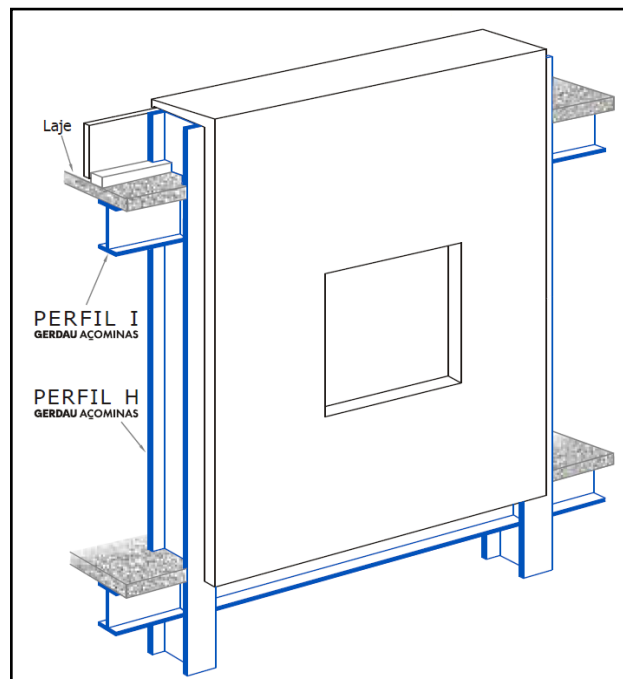


Figura 21 - Detalhe dos perfis no edifício.
Fonte: Adaptado de (BELLEI, 2011)

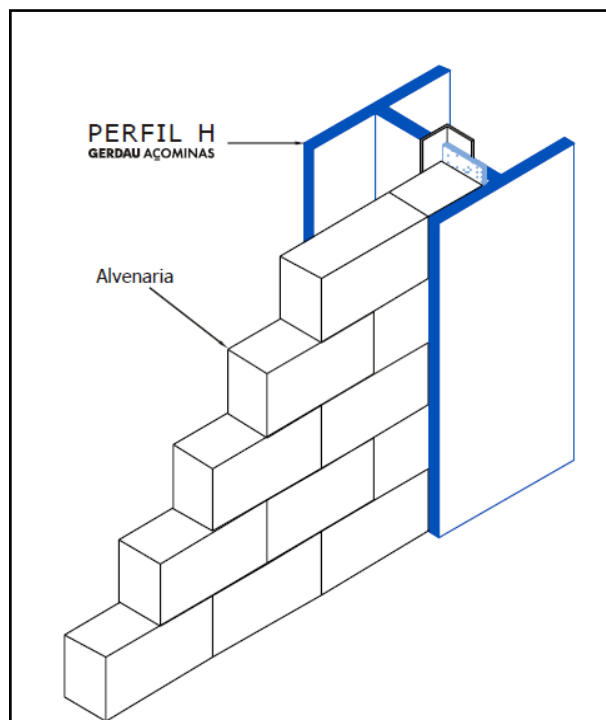


Figura 22 - Detalhe da alvenaria no pilar.

Fonte: Adaptado de (BELLEI, 2011)

6.2 Remoção do pilar central – estudo estático

Neste estudo foi suposta a ruptura instantânea de um pilar. Escolheu-se o pilar central do pavimento inferior para ser retirado, devido a uma ação excepcional não especificada. Inicialmente emprega-se análise estática para verificar se a estrutura suportaria uma redistribuição de esforços e caso contrário, propor um novo modelo estrutural.

Com a remoção do pilar central a estrutura fica hipostática do ponto de vista de pequenos deslocamentos, no entanto, considerando-se não linearidade geométrica, nota-se que uma configuração deformada de equilíbrio é possível. Tal análise deve começar supondo um pequeno deslocamento inicial no nó acima da parte removida do pilar, ou alternativamente pode-se utilizar a formulação dinâmica com alto amortecimento e massa específica muito baixa, o que garante o bom condicionamento do sistema e conduz rapidamente à solução estacionária estática. Os resultados dos esforços e dos deslocamentos são observados nas Figuras 23 a 26.

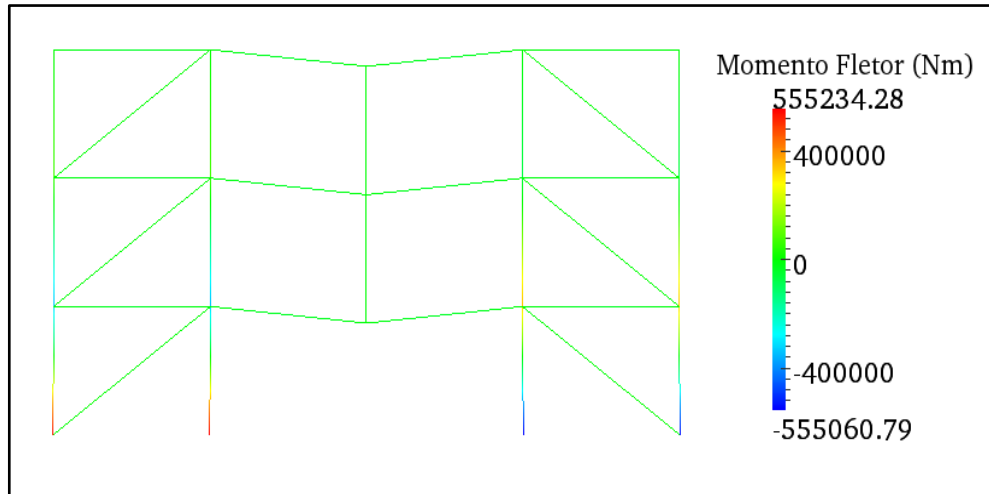


Figura 23 - Momento Fletor - Pórtico sem pilar.

Fonte: Aatoria Própria (2013).

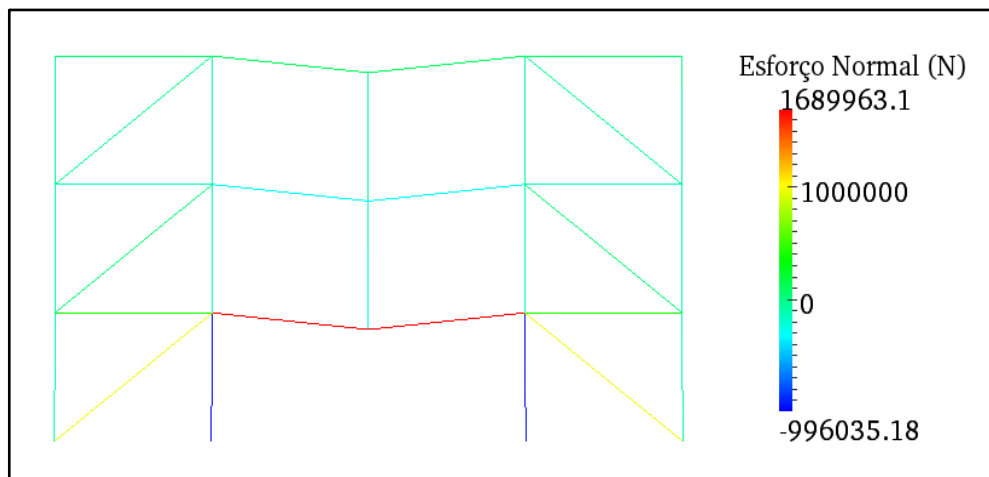


Figura 24 - Esforço Normal - Pórtico sem pilar.

Fonte: Aatoria Própria (2013).

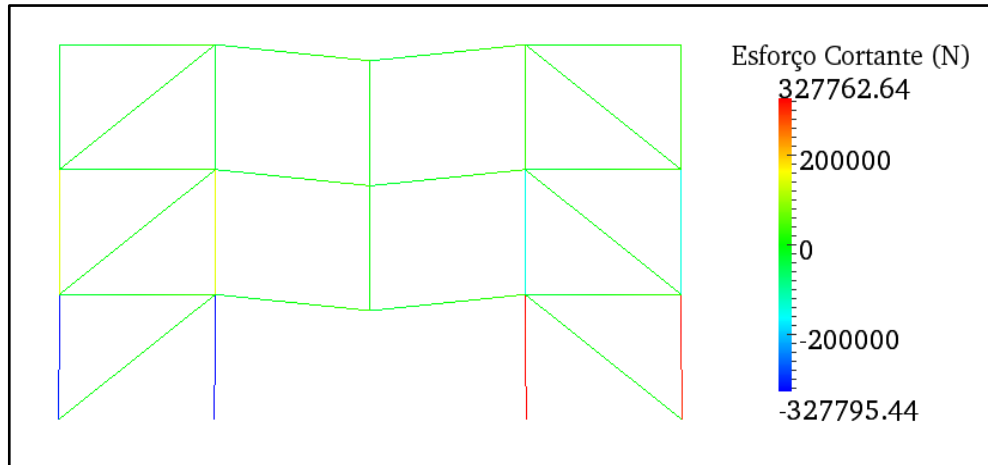


Figura 25- Esforço Cortante - Pórtico sem pilar.

Fonte: Autoria Própria (2013).

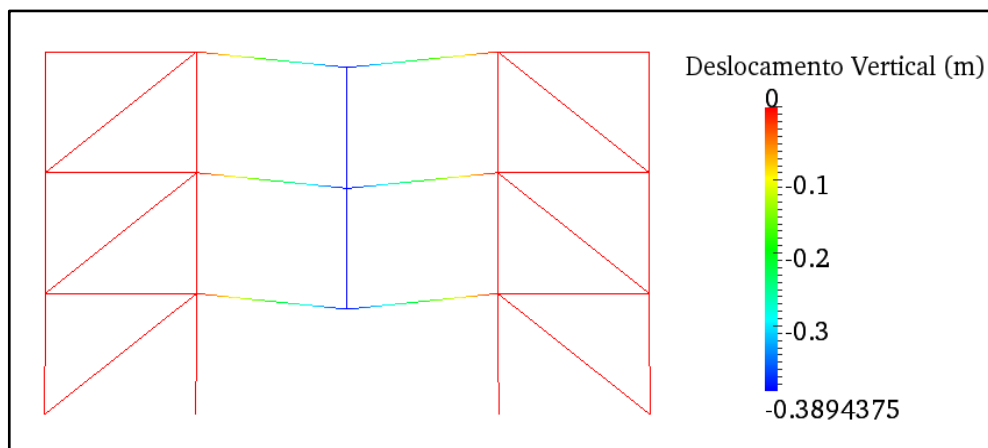


Figura 26 - Deslocamento vertical - Pórtico sem pilar.

Fonte: Autoria Própria (2013).

Nota-se que os momentos fletores nas bases dos pilares são muito grandes, passando da ordem de 550,0 kNm, além de que as vigas centrais sofrerem grandes esforços de tração, com valores de 1689,93 KN, devido a tendência da estrutura de se deslocar verticalmente, forçando as vigas a suportar boa parte dos esforços. Também nos pilares inferiores, os esforços cortantes ficam mais altos, atingindo o valor de 327,8 kN. A estrutura, ao todo, desloca 390 mm verticalmente.

Como esses valores de esforços são muito superiores aos resistentes da estrutura dimensionada, concluiu-se que a estrutura entraria em colapso mesmo sem considerar os efeitos dinâmicos. Dessa forma, foram propostas modificações no modelo estrutural a fim de redução tais esforços.

6.2.1 Solução I – Contraventamento adicional do 1º pavimento

A primeira alternativa estudada consiste em adicionar barras nas partes externas do pavimento inferior, de forma que essa região fique completamente contraventada. Assim, a configuração dessas barras forma uma espécie de "X". As Figuras 27 a 30 ilustram a configuração do pórtico com seus esforços de momento, normal, cortante e deslocamento, respectivamente, decorrentes da análise estática.

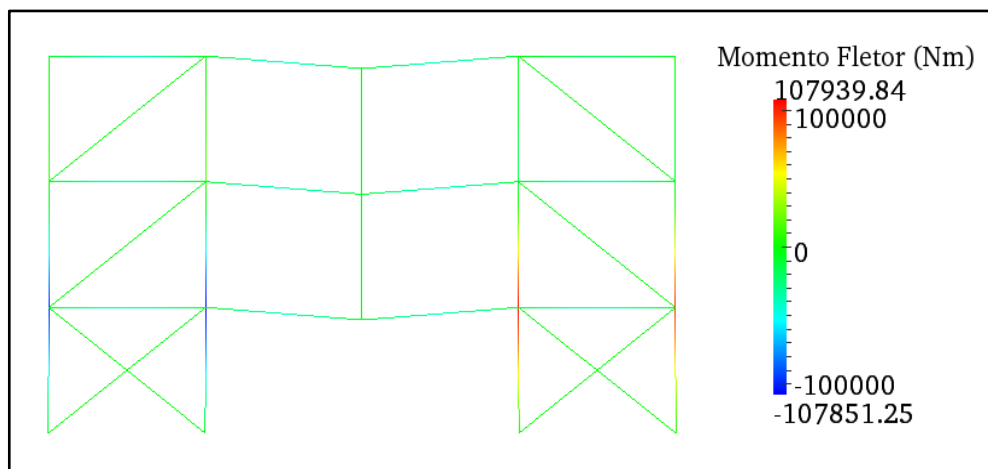


Figura 27 - Momento Fletores - Análise Estática I

Fonte: Autoria Própria (2013)

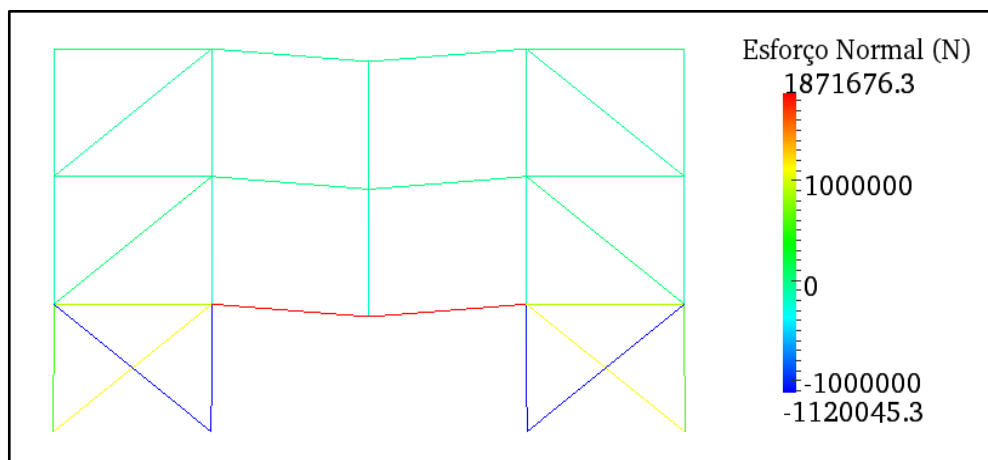


Figura 28- Esforço Normal - Análise Estática I

Fonte: Autoria Própria (2013)

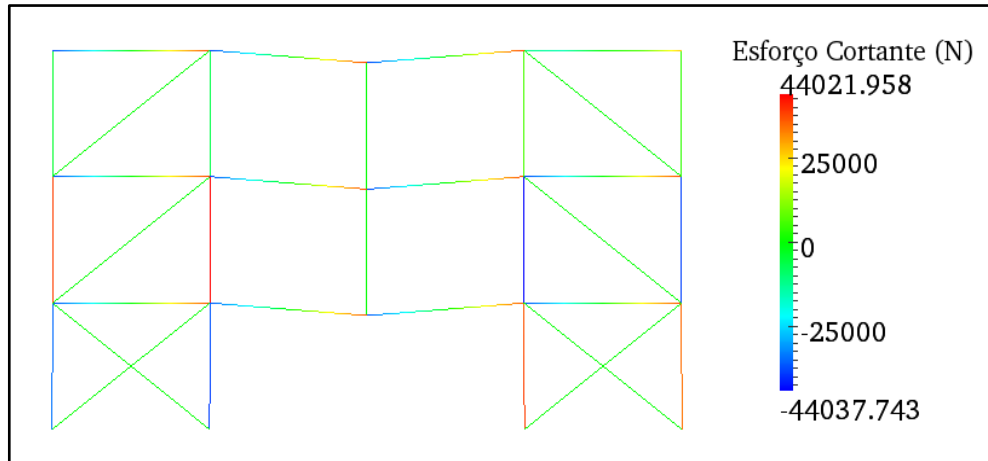


Figura 29- Esforço Cortante - Análise Estática I

Fonte: Aatoria Própria (2013).

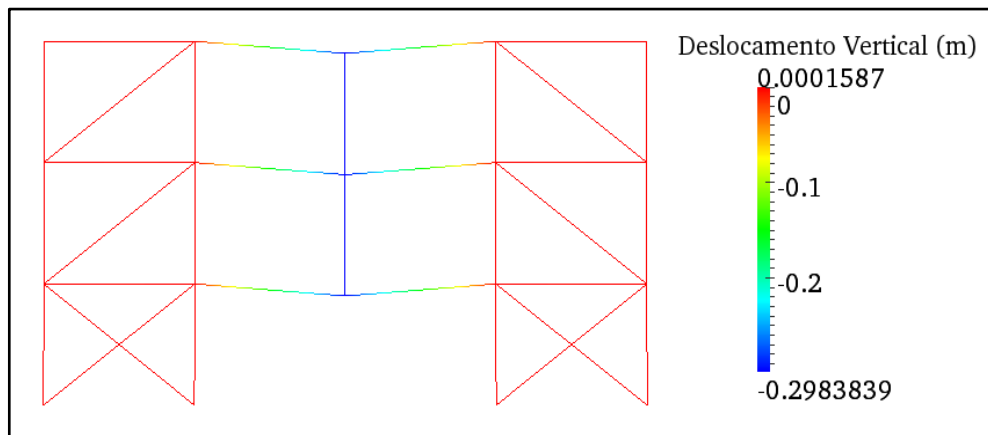


Figura 30 - Deslocamento Vertical – Análise Estática I

Fonte: Aatoria Própria (2013).

Através dessas análises é observado que, com a adição de novas barras, os maiores momentos da estrutura não se encontram mais na base do pilar, e sim, na região de encontro com as vigas devido ao fato dessas barras sofrerem esforços de compressão, aliviando as cargas no pé do pilar. O esforço normal é mais evidenciado nas vigas e pilares centrais, responsáveis por absorver a maior parte das cargas provenientes da remoção do pilar, além disso, a estrutura se desloca, verticalmente, 290 mm. Dessa forma, nenhum perfil adotado seria capaz de resistir aos esforços da estrutura, que entraria em colapso.

Como solução de prevenção do colapso, optou-se por modificar o apoio dos pilares de engastado para um do segundo gênero, além de substituir o contraventamento por um perfil mais robusto – W 200 x 26,6 - e as vigas e pilares por perfis de mesma propriedade com

dimensões muito superiores – W 410 x 85,0, devido ao alto valor do esforço normal solicitante.

6.2.2 Solução II – Contraventamento adicional do 1º e 2º pavimento

De forma a reduzir os esforços solicitantes no pé dos pilares do pórtico, a segunda análise consiste em um "reforço" adicional da primeira, sendo que o pavimento inferior e o intermediário serão adicionados contraventamentos em forma de "X". Essa solução mantém o propósito de adotadas abertura na parte central do edifício. As Figuras 31 a 34 ilustram os esforços da configuração adotada.

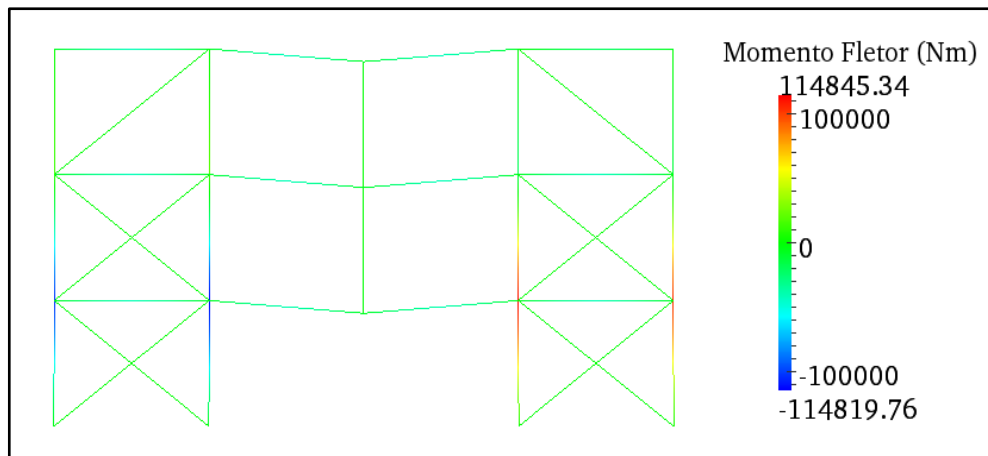


Figura 31- Momento Fletor - Análise Estática II

Fonte: Autoria Própria (2013).

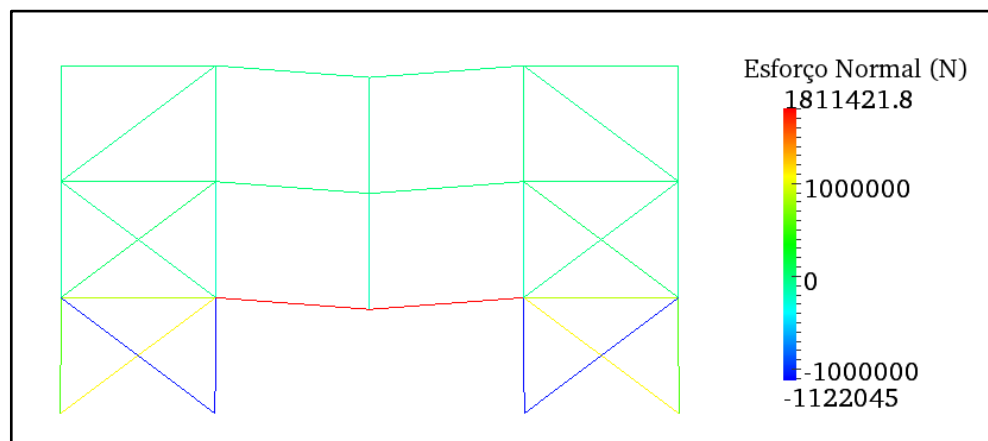


Figura 32 - Esforço Normal - Análise Estática II

Fonte: Autoria Própria (2013).

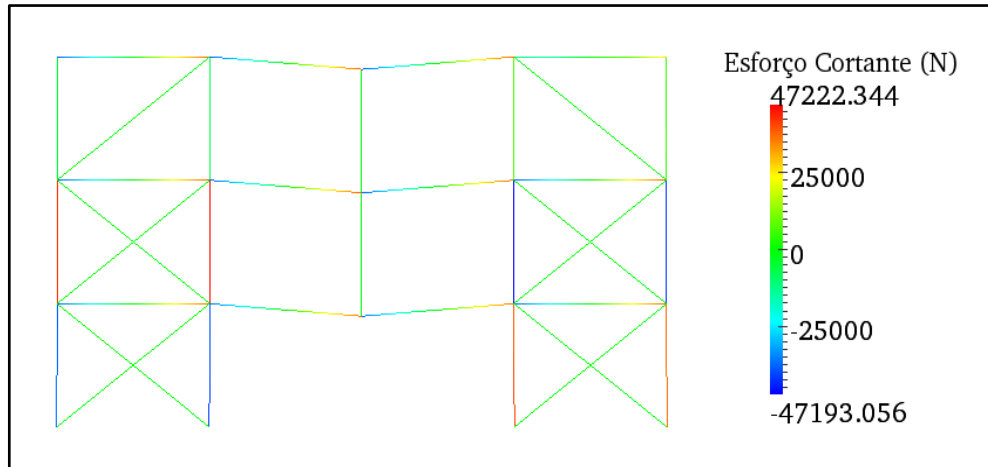


Figura 33 - Esforço Cortante - Análise Estática II

Fonte: Autoria Própria (2013).

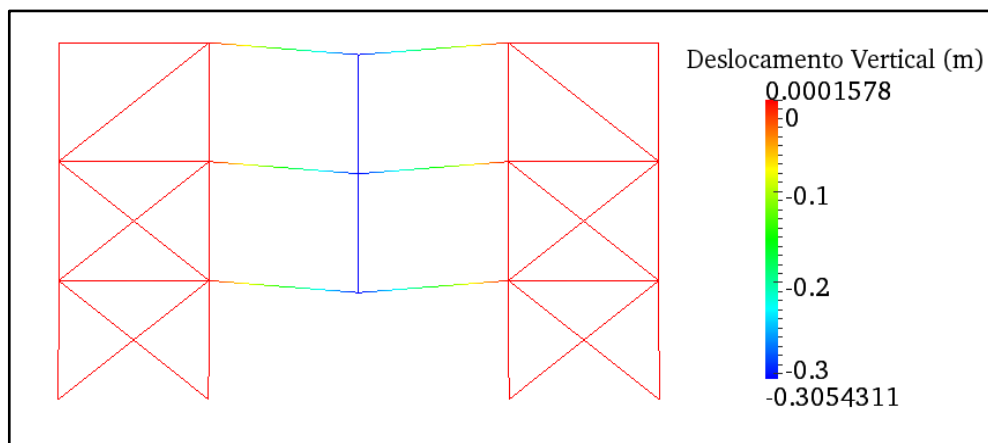


Figura 34 - Deslocamento Vertical - Análise Estática II

Fonte: Autoria Própria (2013).

Nesse segundo método, percebe-se que a adição de uma nova linha de contraventamentos no pavimento intermediário acarretou em um aumento do momento fletor na estrutura e uma redução do esforço normal. O esforço cortante, no entanto, manteve-se inalterado. Os pilares centrais próximos ao removido e os perfis de contraventamento adicionais do primeiro pavimento sofrem altos valores de compressão, e os maiores valores de momento fletor e esforço cortante podem ser observados na ligação viga-pilar na parte central do edifício.

Como solução de dimensionamento para essa análise, adotou-se o mesmo perfil para as vigas e pilares da análise anterior – W 410 x 85,0, além da substituição do apoio dos pilares

de engaste para segundo gênero. Para os perfis de atirantamento, no entanto, poderá ser utilizado um com dimensões menores - W 150 x 24,0.

6.2.3 Solução III – Contraventamento adicional dos 3 pavimentos

A terceira análise consiste em contraventar totalmente o edifício nas extremidades, de forma que sejam dispostos os contraventar nos pavimentos inferior, intermediário e superior. A continuidade da utilização desse método consiste na adoção de perfis menos robustos para suportar as cargas solicitantes da estrutura. As Figuras 35 a 38 ilustram o pórtico com a análise descrita.

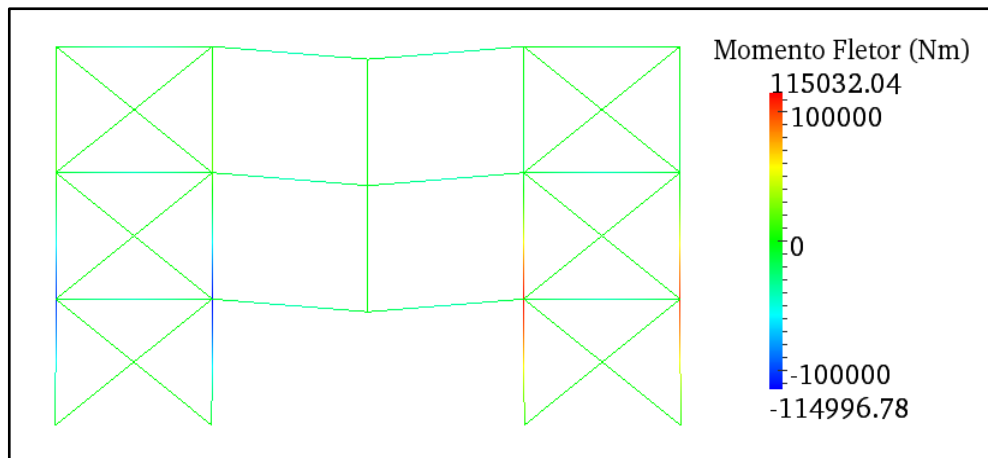


Figura 35 - Momento Fletor - Análise Estática III

Fonte: Autoria Própria (2013).

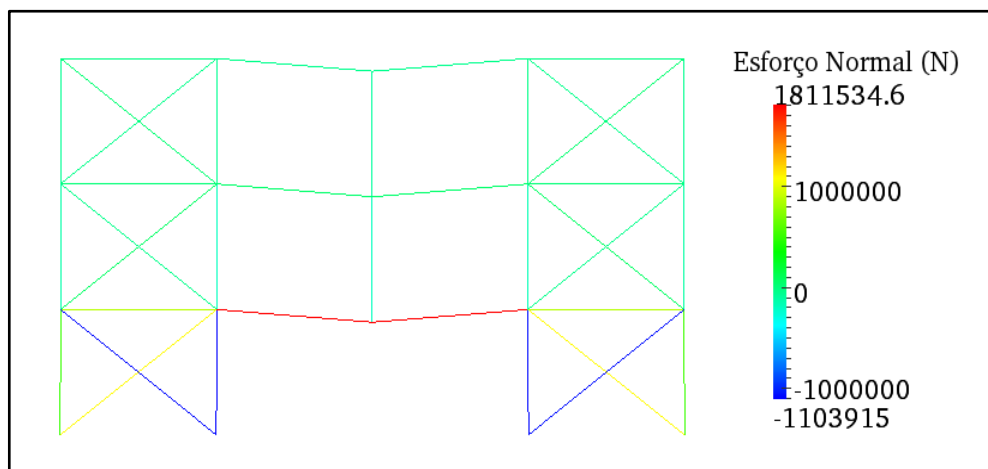


Figura 36 - Esforço Normal - Análise Estática III

Fonte: Autoria Própria (2013).

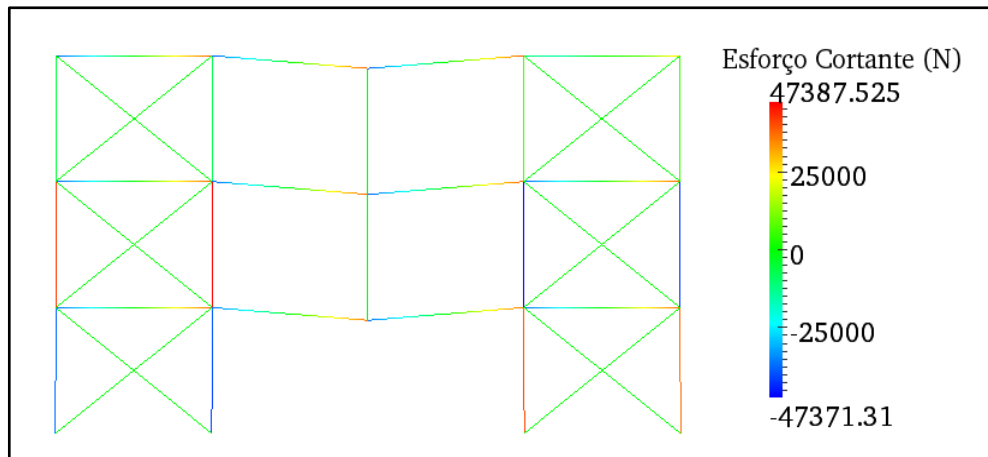


Figura 37 - Esforço Cortante - Análise Estática III

Fonte: Autoria Própria (2013).

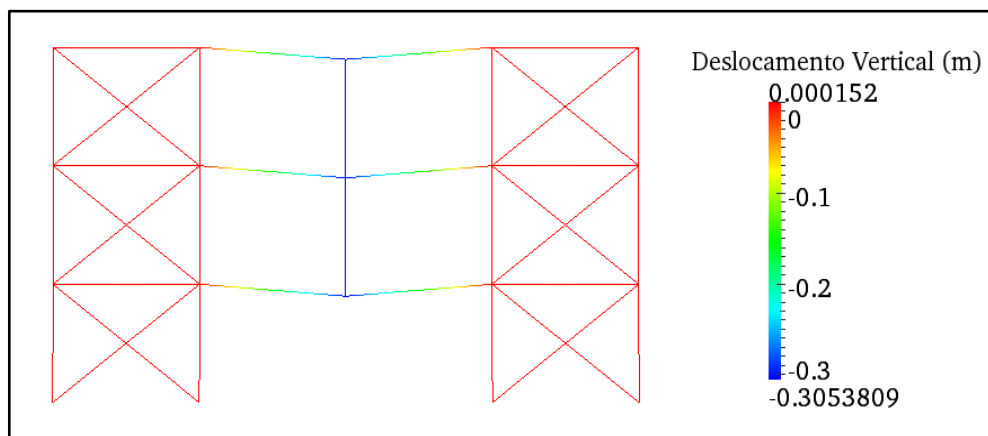


Figura 38 - Deslocamento Vertical – Análise Estática III

Fonte: Autoria Própria (2013).

Na terceira análise, é percebido que os esforços solicitantes da estrutura são parecidos com o da solução anterior, tendo poucas alterações, até mesmo no seu deslocamento. O que se pode perceber é que a solução de um contraventamento a mais pode não se tornar tão viável devido as poucas alterações dos valores dos esforços. Sendo assim, a solução adotada para que o pórtico suporte os esforços é a mesma da anterior, com os apoios dos pilares sendo do segundo gênero, os tirantes com perfis W 150 x 24,0 e as vigas e pilares com perfis W 410 x 85,0.

6.2.4 Solução IV - Contraventamento adicional do centro do edifício

Como os tirantes comportam-se muito bem aos esforços de tração, elaborou-se um método de análise em que o posicionamento dos tirantes minimizasse os esforços normais nas vigas localizadas no centro do edifício e que reduzissem os momentos provenientes dos pilares. A análise consiste em um contraventamento total do pavimento intermediário, formando uma espécie de "M" no andar todo. As Figuras 39 a 42 ilustram os esforços e o deslocamento do pórtico analisado.

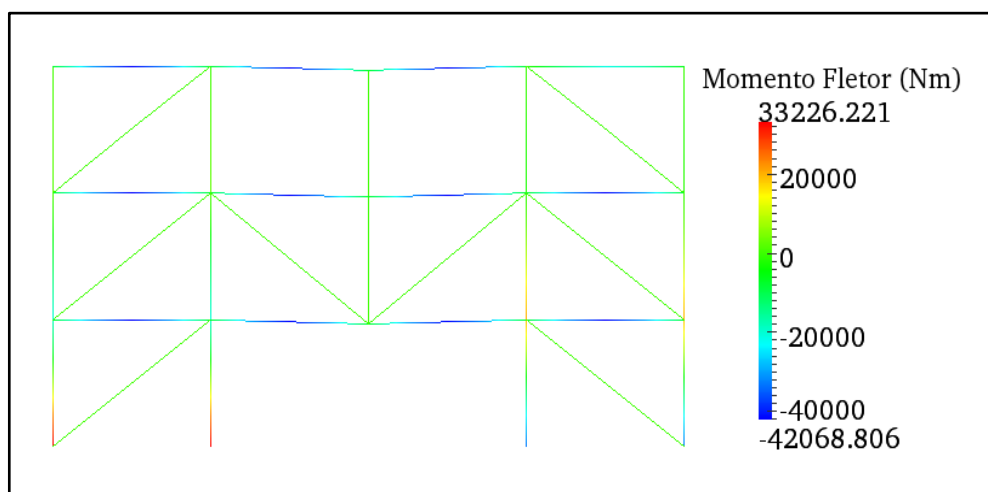


Figura 39 - Momento Fletor - Análise Estática IV

Fonte: Autoria Própria (2013).

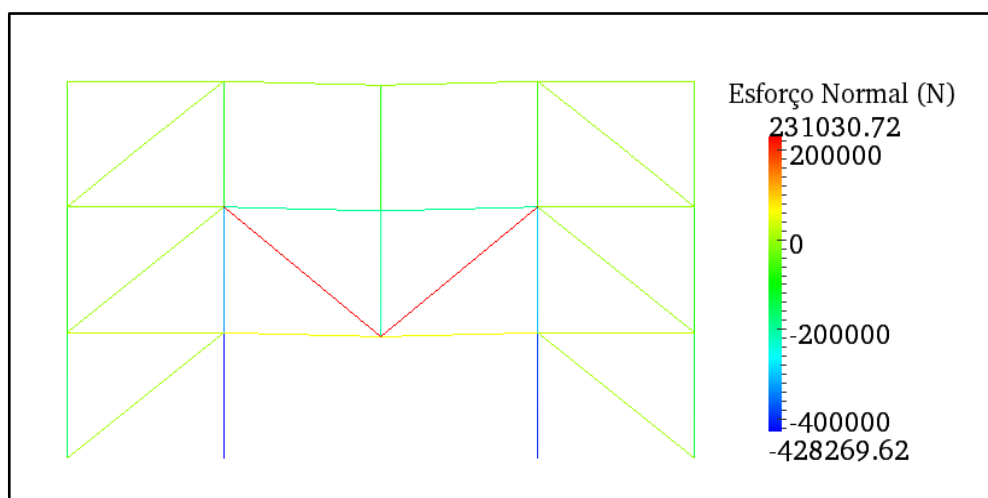


Figura 40 - Esforço Normal - Análise Estática IV

Fonte: Autoria Própria (2013).

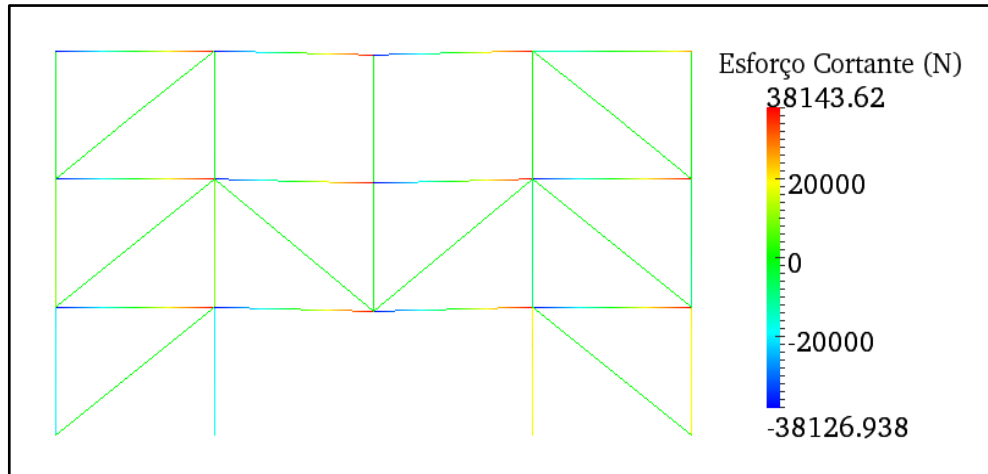


Figura 41 - Esforço Cortante - Análise Estática IV

Fonte: Autoria Própria (2013).

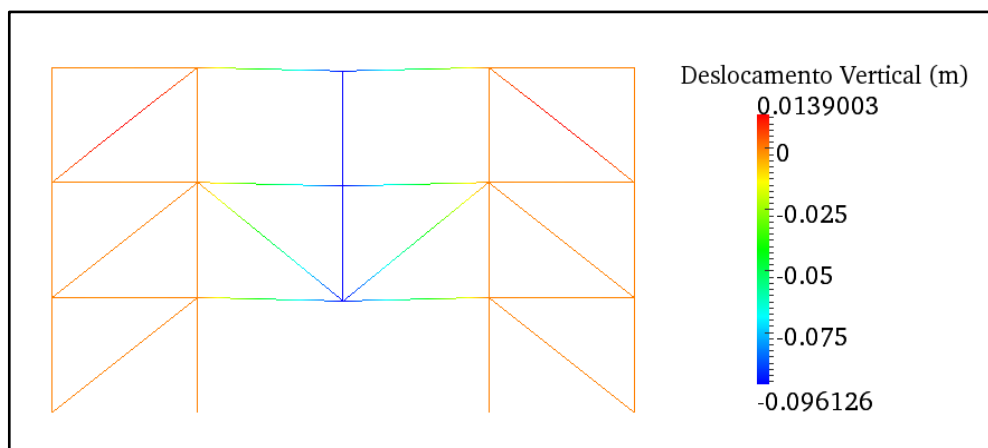


Figura 42 - Deslocamento Vertical - Análise Estática IV

Fonte: Autoria Própria (2013).

Nessa análise, pode-se perceber que a solução satisfaz aos perfis previamente dimensionados no início do estudo. Os tirantes centrais reduzem os esforços solicitantes, apresentando um momento fletor de 33,27 kN, um esforço normal de 231,03 kN e um esforço cortante de 38,14 kN. Assim, o perfil W 200 x 26,6 para vigas, o perfil W 200 x 35,9 para pilares e o perfil W 150 x 13,0 são suficientes para resistir aos esforços impostos pela estrutura. Outro ponto positivo desse método é a redução do deslocamento vertical da estrutura, apresentando um recalque de 90 mm.

Essa solução apresentada se mostra eficaz para a resistência ao colapso progressivo. Embora ela impossibilite a passagem de objetos e pessoas nesses vãos - restrição da

concepção arquitetônica - esse esquema possui uma solução estruturalmente eficaz, já que todos os perfis estão dentro dos critérios de aceitação.

6.2.5 Solução V - Contraventamento adicional no centro do edifício em dois pavimentos

Para enfatizar a eficiência do método de contraventamento central, a análise sete consiste em adicionar um pavimento a mais de tirantes no centro do edifício, de forma a reduzir ainda mais os esforços solicitantes da estrutura. As Figuras 43 a 46 ilustram o comportamento da mesma.

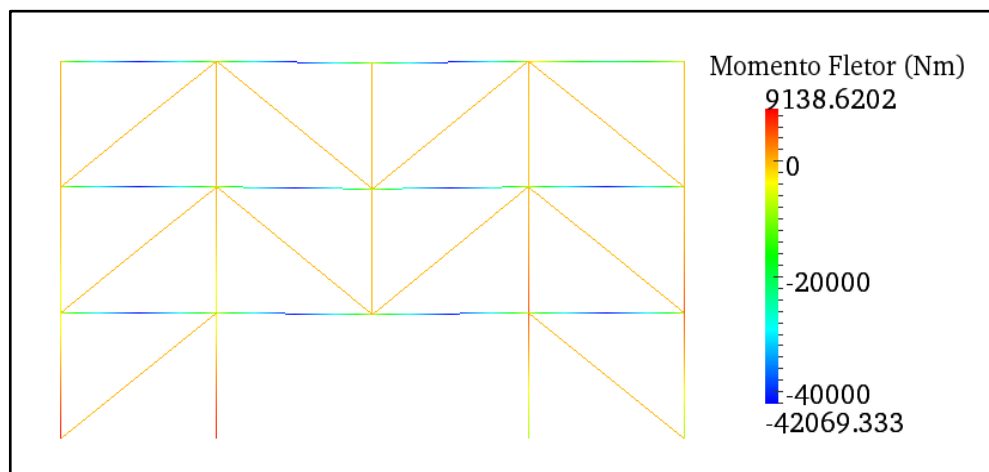


Figura 43 - Momento Fletor - Análise Estática V

Fonte: Autoria Própria (2013).

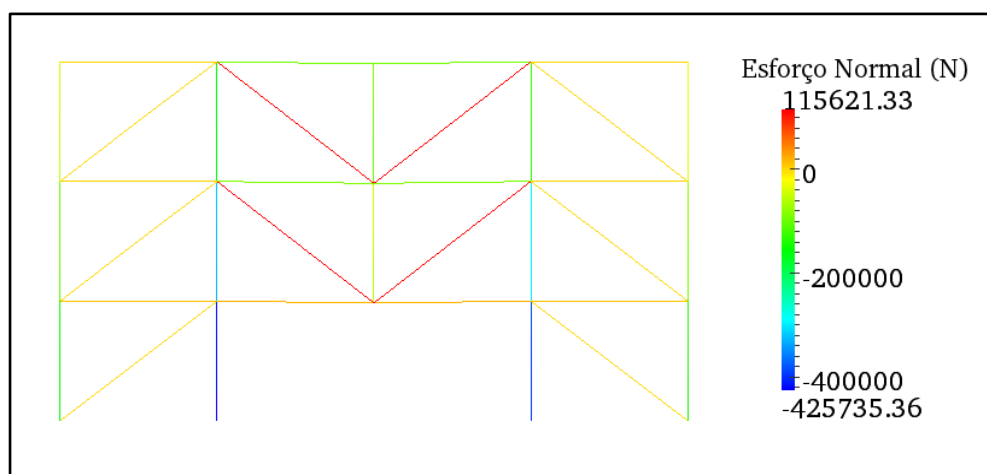


Figura 44 - Esforço Normal - Análise Estática VII

Fonte: Autoria Própria (2013).

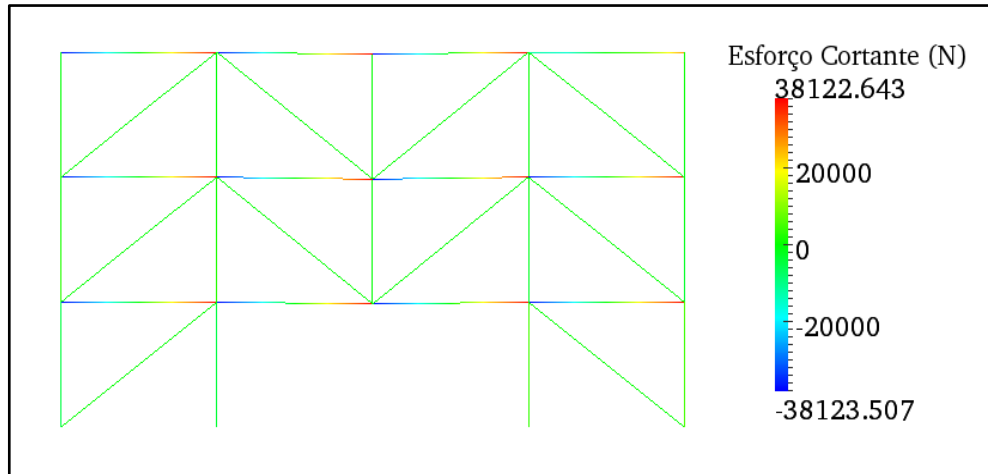


Figura 45 - Esforço Cortante - Análise Estática V

Fonte: Autoria Própria (2013).

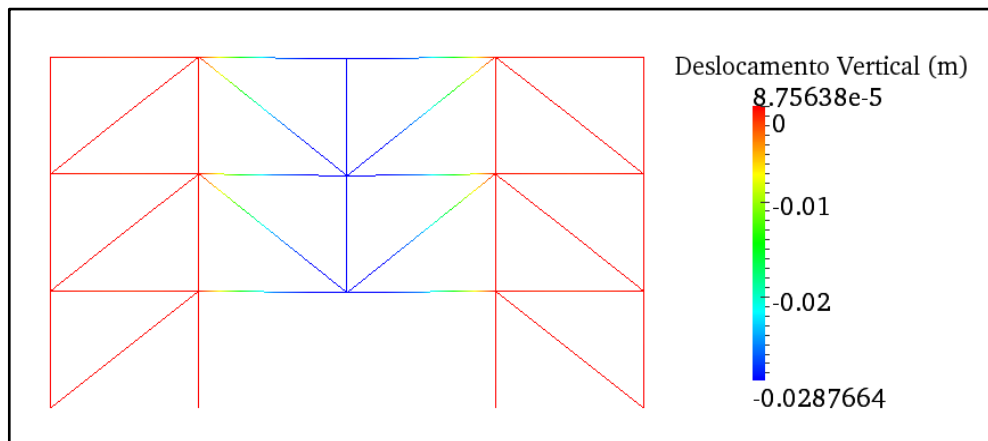


Figura 46 - Deslocamento Vertical - Análise Estática V

Fonte: Autoria Própria (2013).

A análise sete reforça a ideia de que a solução de contraventamento central é extremamente eficiente quando dimensionada para a prevenção do colapso progressivo. O momento fletor apresentado foi de 9,138 kN, o esforço normal foi de 115,621 kN, localizados justamente nos tirantes centrais, e o esforço cortante foi de 38,122 kN. Além disso, o deslocamento vertical da estrutura é muito pequeno, sendo menor do que 30 mm.

Sendo assim, os perfis dimensionados na estrutura inicial suportam aos esforços solicitantes da estrutura, com vigas W 200 x 26,6, pilares W 200 x 35,9 e tirantes W 150 x 13,0.

6.3 Estudo dinâmico

Para estas análises, a estrutura é primeiro 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.

Foram selecionados previamente 3 das soluções propostas para um estudo dinâmico, e escolheu-se a solução III (Contraventamento adicional nos três pavimentos), a solução IV (Contraventamento adicional no centro do edifício), e a solução V (Contraventamento adicional no centro do edifício em dois pavimentos).

Para a escolha desses três modelos de análise, levou-se em consideração os diferentes tipos de formatos, de forma que fossem obtido resultados em situações bem distintas.

A massa específica adotada para o aço é de 7500 kg/m^3 , o amortecimento é considerado nulo e os passos de tempo foram adotados na ordem de $0,001 \text{ s}$. Diante dessa análise, observou-se em qual instante (passo de tempo), surgem os maiores esforços e deslocamentos para estudo, e posterior redimensionamento das peças estruturais.

6.3.1 Solução I – Contraventamento adicional nos três pavimentos

Baseado no modelo estático III, esse contraventamento tem como objetivo travar as partes mais externas do edifício, de forma que não haja qualquer tipo de obstrução na parte central do mesmo. Os esforços e o deslocamento da estrutura analisada estão inseridos nas Figuras 47, 48, 49 e 50.

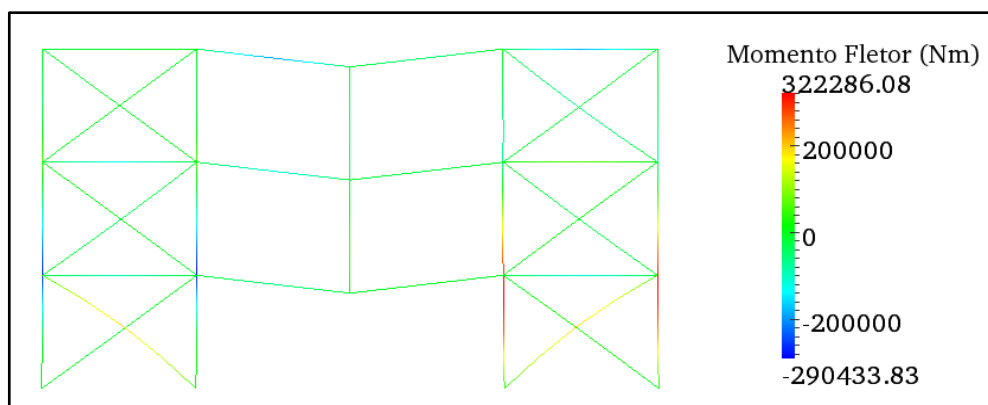


Figura 47 - Momento Fletor - Análise Dinâmica I

Fonte: Autoria Própria (2013).

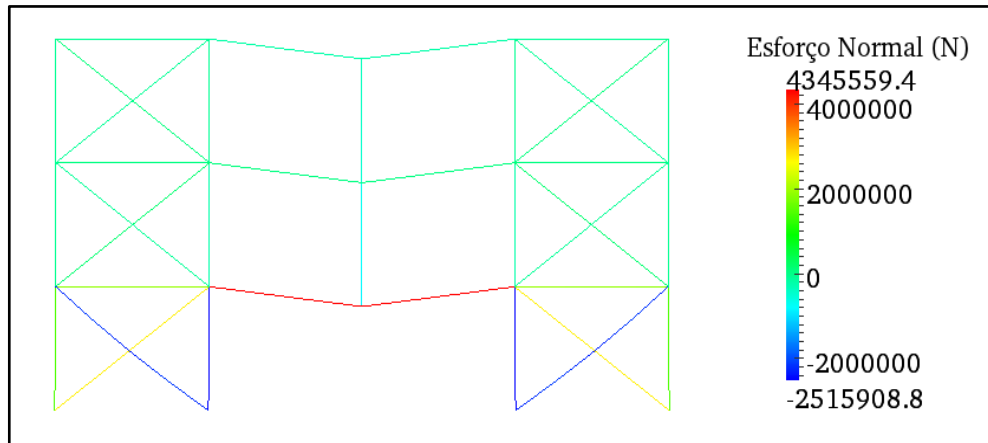


Figura 48 - Esforço Normal - Análise Dinâmica I

Fonte: Autoria Própria (2013).

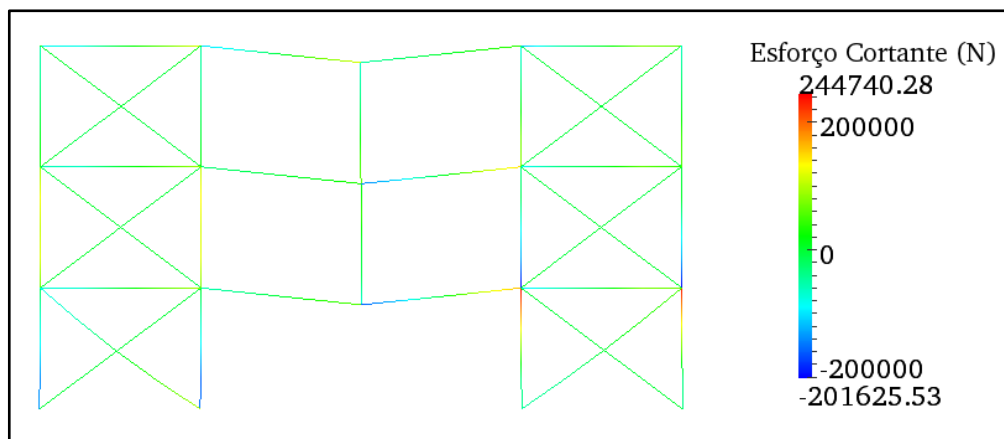


Figura 49- Esforço Cortante - Análise Dinâmica I

Fonte: Autoria Própria (2013).

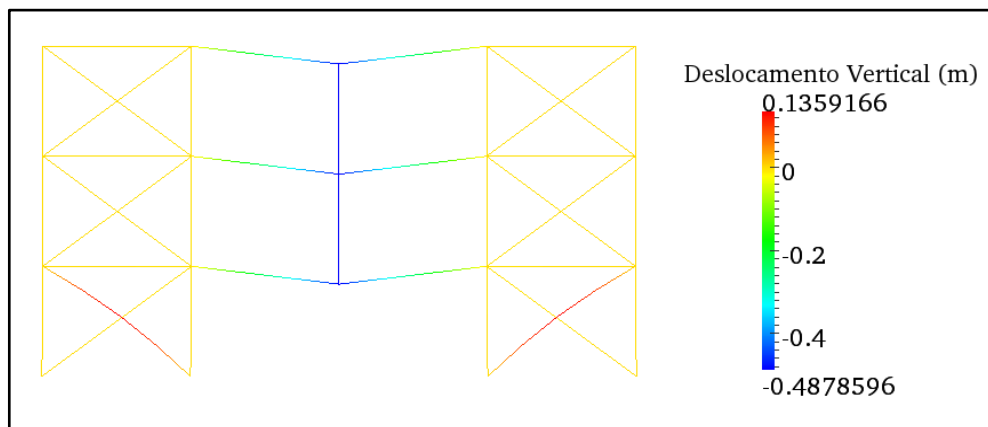


Figura 50 - Deslocamento Vertical - Análise Dinâmica I

Fonte: Autoria Própria (2013).

Na primeira análise dinâmica realizada, percebeu-se que os valores encontrados para os esforços foram muito superiores do que os da análise estática. O maior momento fletor foi de 322,286 kNm, no passo de tempo de 0,087 s, e exatamente na mesma posição da análise estática, no encontro das vigas com os pilares na parte superior do pavimento inferior.

Para o esforço normal, as duas vigas centrais que não contam com o apoio do pilar sofrem um esforço de tração de 4345,559 kN, e os dois pilares centrais vizinhos ao pilar removido sofrem esforços de compressão no valor de 2515,908 kN, no passo de tempo 0,021 s. Os tirantes do pavimento inferior são os mais solicitados, sendo que os inseridos na configuração inicial sofreram esforços de tração, e os adicionados posteriormente, esforços de compressão. Observa-se a flambagem dos tirantes comprimidos.

O esforço cortante apresentado foi de 244,740 kN no passo de tempo 0,052 s, localizado também nos encontros das vigas com os pilares do pavimento inferior e o deslocamento, foi de aproximadamente 490 mm, no passo de tempo 0,015 s.

No entanto, é possível observar que, com análise dinâmica, a estrutura não resiste aos esforços provocados pela perda do membro estrutural e acaba sofrendo colapso progressivo. Mesmo alterando o apoio dos pilares de engastados para apoios do segundo gênero, o esforço normal de tração da viga central é muito superior a que um perfil metálico pode suportar. O perfil W 610 x 174,0 possui um momento fletor resistente de 582,75 kNm e um esforço cortante resistente de 1093,90 kN, os quais suportam a estrutura nessas condições, porém, seu esforço normal resistente é de 2577,50 kN, inferior ao solicitante da estrutura.

6.3.2 Solução II – Contraventamento adicional no centro do edifício

A análise dinâmica II consiste em analisar o pórtico atirantado no seu centro, da mesma forma da análise estática VI, a qual foi comprovada ser a mais resistente e mais adequada para manter a estabilidade do edifício. O momento fletor, o esforço normal, o esforço cortante e o deslocamento desse modelo estão ilustrados nas Figuras 51, 52, 53 e 54.

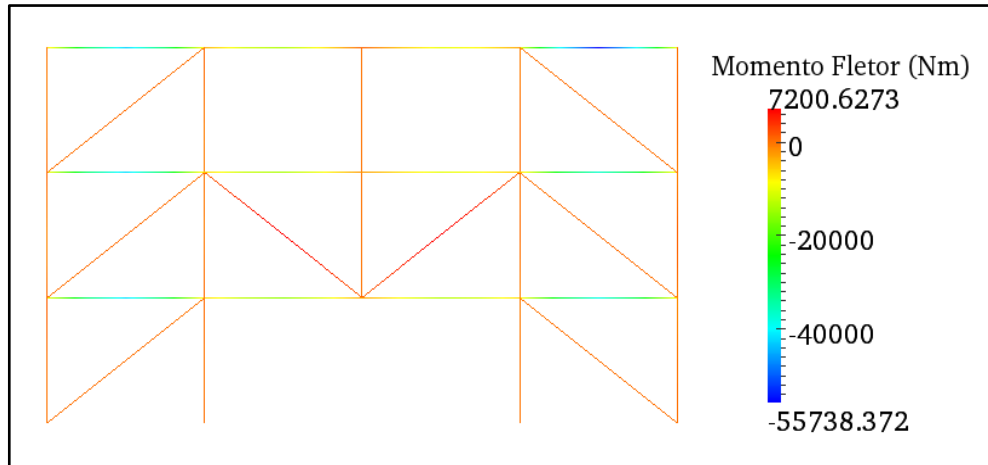


Figura 51- Momento Fletor - Análise Dinâmica III

Fonte: Autoria Própria (2013).

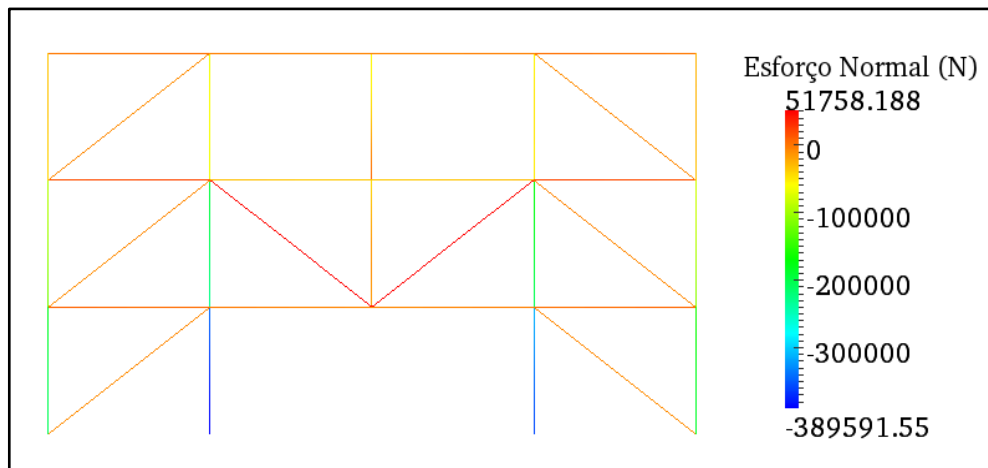


Figura 52- Esforço Normal - Análise Dinâmica II

Fonte: Autoria Própria (2013).

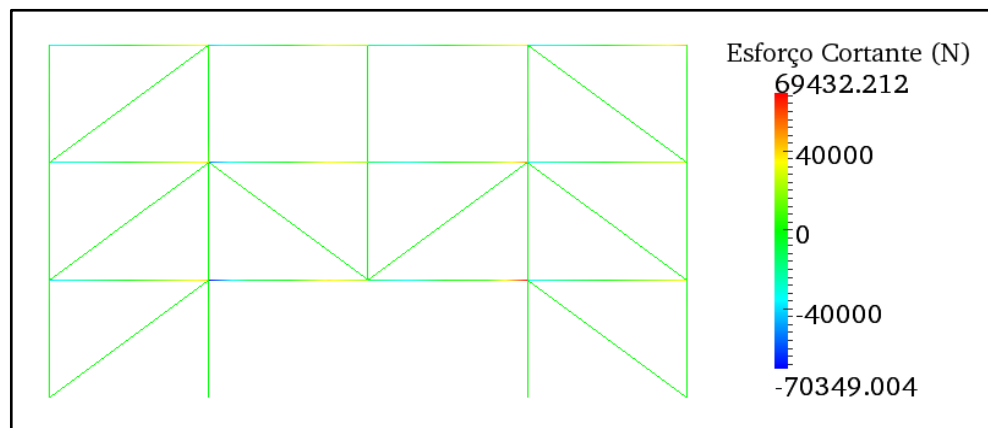


Figura 53 - Esforço Cortante - Análise Dinâmica II

Fonte: Autoria Própria (2013).

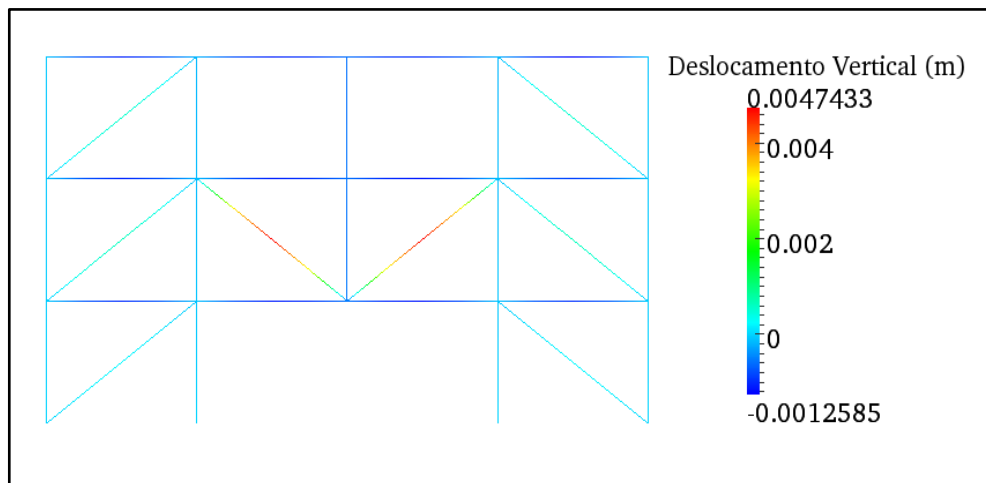


Figura 54 - Deslocamento Vertical - Análise Dinâmica II

Fonte: Autoria Própria (2013).

O momento fletor encontrado na análise dinâmica II é superior ao encontrado em sua análise estática, mas muito menor em relação às demais análises dinâmicas estudadas. No entanto, o maior momento solicitante da estrutura é positivo, ao contrário aos momentos negativos das demais análises. Esse momento positivo de 55,738 kNm foi obtido no passo de tempo 0,003 s, e encontrado no centro das vigas do pavimento superior. Para o esforço normal, os maiores valores encontrados foram para os pilares mais próximos ao pilar removido, que sofreram compressões no valor de 389,591 kN cada, obtidos no passo de tempo 0,072 s. Para o esforço cortante, obteve-se valores de 70,349 kN, obtidos no passo de tempo 0,019 s, e esses esforços máximos encontram-se no encontro das vigas com os pilares centrais.

No entanto, o deslocamento da estrutura nessa análise dinâmica sofreu redução, sendo que os elementos que mais deslocaram-se foram os dois tirantes centrais, movendo-se 4,7 mm verticalmente.

Devido ao alto esforço normal dos pilares centrais, perfis W 200 x 31,3 deverão ser utilizados para conter esses esforços. Para o restante das vigas e pilares, o perfil W 200 x 26,6 é indicado, e para os tirantes, o perfil W 150 x 13,0.

6.3.3 Solução III – Contraventamento adicional no centro do edifício em dois pavimentos.

A terceira e última análise dinâmica consiste em reforçar o contraventamento central da estrutura, sendo que esse modelo segue a ideia de que essa forma de contraventamento é a mais eficaz para a prevenção do colapso progressivo. Essa análise serve de forma comparativa com a análise anterior, e as Figuras 55 a 58 ilustram o momento fletor, o esforço normal, o esforço cortante e o deslocamento, respectivamente.

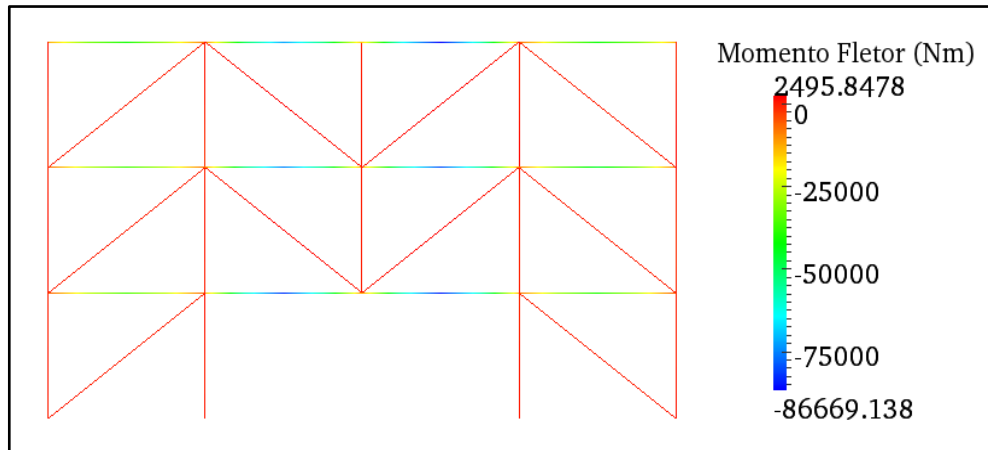


Figura 55 - Momento Fletor - Análise Dinâmica III

Fonte: Autoria Própria (2013).

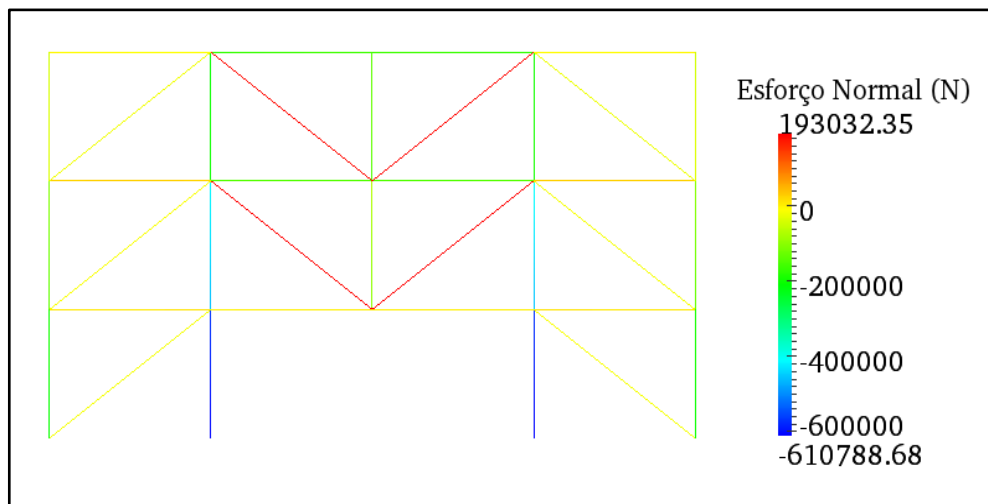


Figura 56- Esforço Normal - Análise Dinâmica III

Fonte: Autoria Própria (2013).

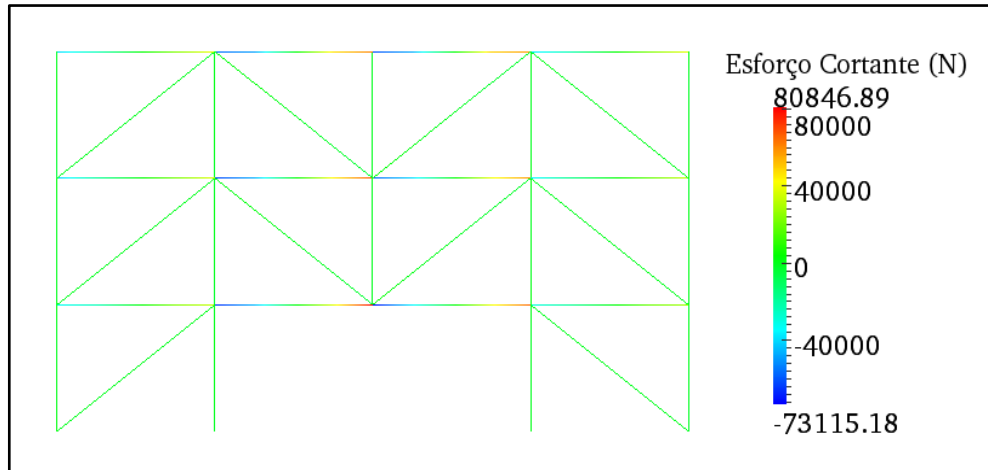


Figura 57 - Esforço Cortante - Análise Dinâmica III

Fonte: Autoria Própria (2013).

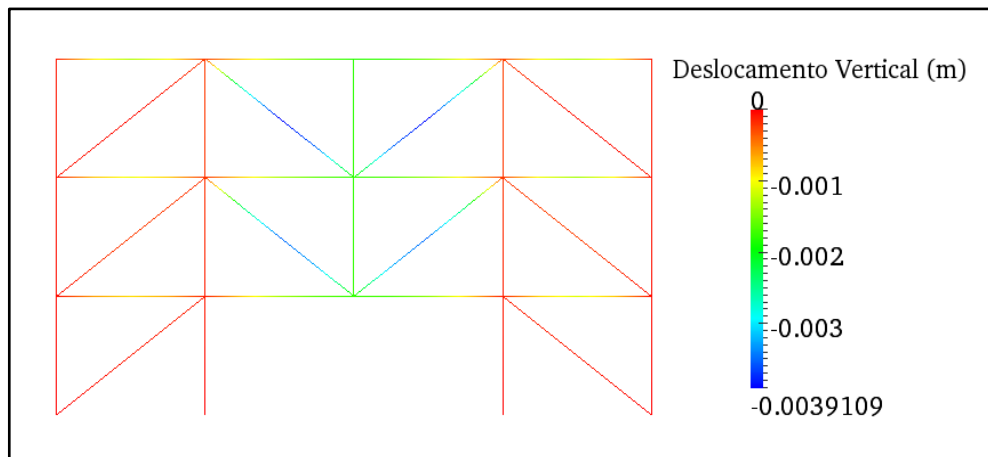


Figura 58 - Deslocamento Vertical - Análise Dinâmica III

Fonte: Autoria Própria (2013).

Para a terceira análise dinâmica, pode-se perceber que, com a adição de contraventamento central em um pavimento a mais, a estrutura sofre maiores esforços, e ocorre um acréscimo de seus valores máximos de momento fletor, esforço normal e esforço cortante. No passo de tempo de 0,019 s, obteve-se um momento fletor de 86,669 kNm, localizado nos encontros das vigas e pilares do pavimento inferior. O maior esforço normal novamente foi encontrado nos dois pilares centrais vizinhos ao pilar removido, sofrendo uma compressão no valor de 610,788 kN, obtido no passo de tempo 0,085 s, e os tirantes centrais sofrem esforços de tração na magnitude de 193,032 kN. Para o esforço cortante, obteve-se um valor de 80,846 kN, no passo de tempo 0,040 s, localizado nos apoios das vigas e pilares

centrais. O deslocamento da estrutura foi menor quando comparado a análise estática, sendo no total de 39 mm.

Para essa análise estudada, novamente é necessário a utilização de pilares mais robustos nos elementos mais solicitados - pilares centrais - com perfis W 410 x 85,0. Para os tirantes centrais, que foram solicitados aos esforços de tração, utilizou-se perfis W 460 x 97,0. Para o restante das vigas e dos pilares, utilizaram-se perfis W 410 x 60,0 e para os tirantes, perfis W 150 x 13,0.

Dessa forma, é considerável a idéia de que a utilização de tirantes centrais apenas no pavimento intermediário é a solução mais adequada quando comparada ao contraventamento dos pavimentos intermediário e superior, visto que o sobrepeso da estrutura contribui significativamente para uma maior solicitação de esforços.

6.3.4 Estudo do comportamento do edifício

A fim de se obter uma melhor visualização do estudo e o comportamento da estrutura durante a ocorrência de um colapso progressivo, fez-se um estudo com base nas análises estudadas, de forma que, ao zerar a matriz de massa para que o equilíbrio seja atingido e a configuração de equilíbrio estático seja adotada, são removidos elementos da estrutura sucessivamente, de forma que obtenha-se uma configuração aproximada de um colapso progressivo na estrutura em questão. A remoção súbita desses elementos – vigas e pilares – visa a verificação da ocorrência do colapso no pórtico. A Figura 59 ilustra o comportamento da estrutura após a remoção de diversas vigas e pilares centrais.

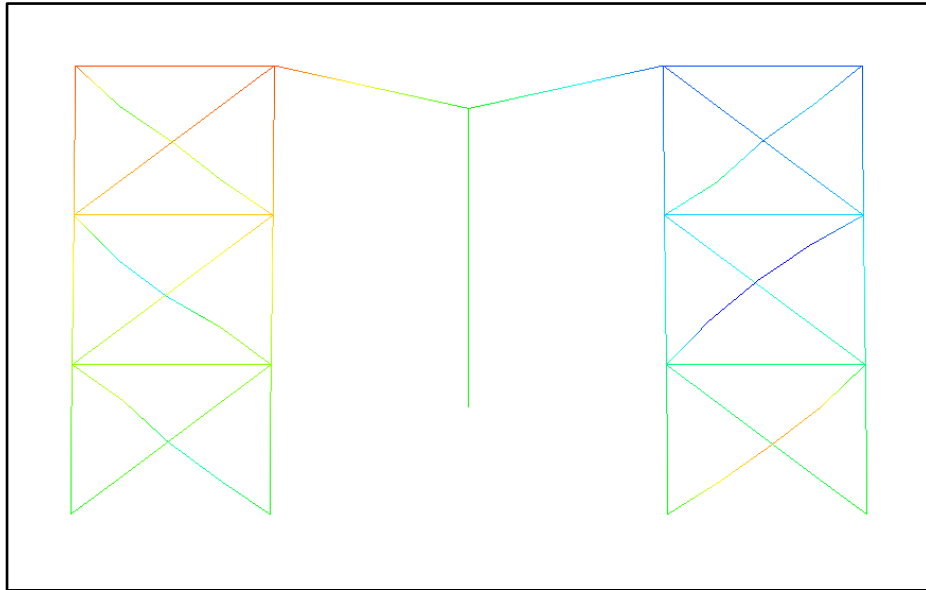


Figura 59 – Pórtico após a remoção de vigas e pilares centrais
Fonte: Autoria Própria (2013).

6.4 Edifício de 8 pavimentos

Valendo-se das considerações obtidas nas análises estáticas e dinâmicas para o pórtico apresentado anteriormente, fica evidente que a solução de contraventamento central da estrutura traz um desempenho muito melhor à estrutura quando relacionado a prevenção do colapso progressivo. Para isso, a fim de aumentar os parâmetros de estudo dessa solução, elaborou-se um novo modelo de análise, composto por um pórtico de mesmas características geométricas e mesmas propriedades físicas, porém mais esbelto. Foi acrescentado ao pórtico anterior mais 5 pavimentos, totalizando assim, uma estrutura de 8 andares com 24 metros de altura ao todo.

6.4.1 Análise estática

A análise estática desse modelo é semelhante ao apresentado no pórtico com menores dimensões. Os perfis utilizados nessa concepção são idênticos aos de anteriormente, sendo que para os pilares serão utilizados perfis W 200 x 35,9 (H), para as vigas, perfis W 200 x 26,6, e para os tirantes perfis W 150 x 13,0. Os esforços e o deslocamento da análise estática estão apresentados nas Figuras 60 a 63.

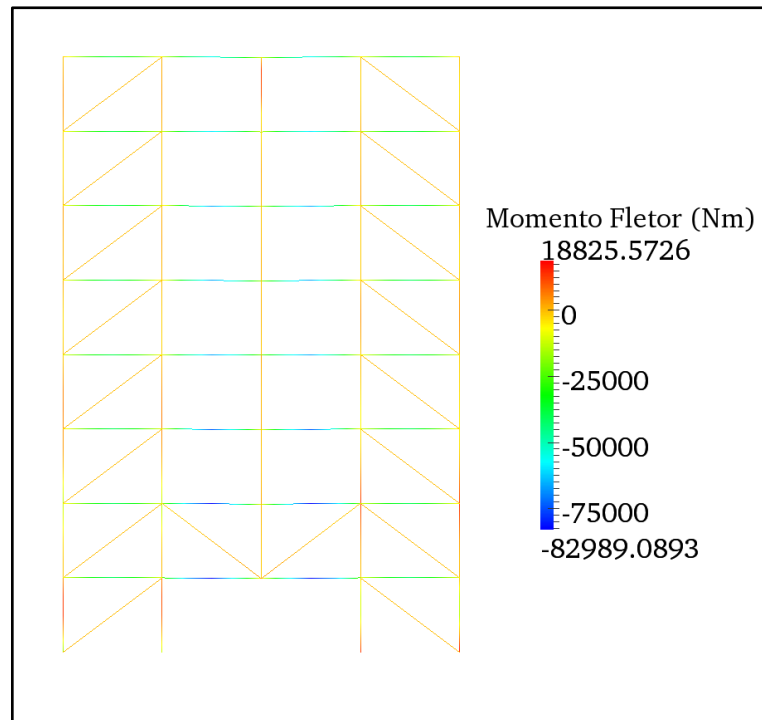


Figura 60 - Momento Fletor - Análise Estática - Edifício Alto

Fonte: Autoria Própria (2013)

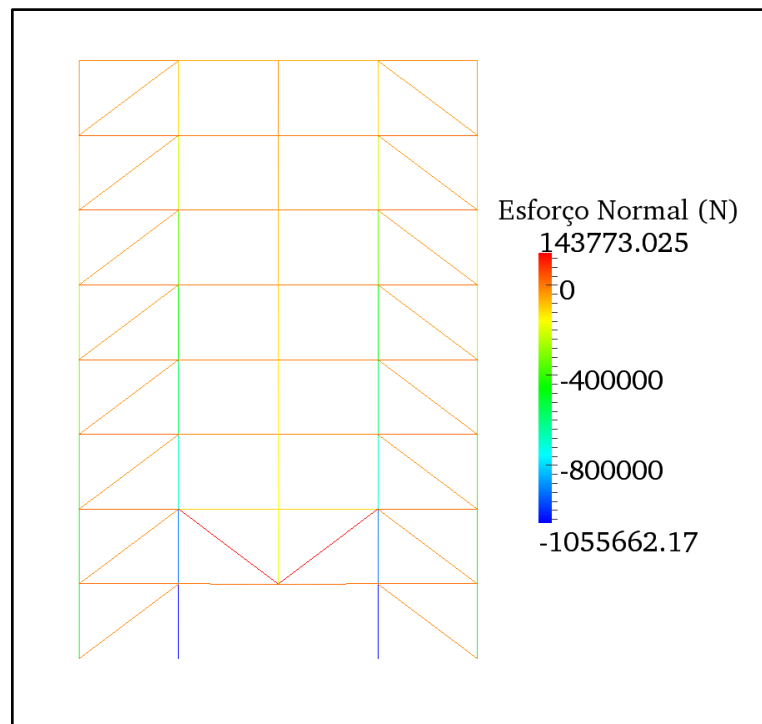


Figura 61 - Esforço Normal - Análise Estática - Edifício Alto

Fonte: Autoria Própria (2013).

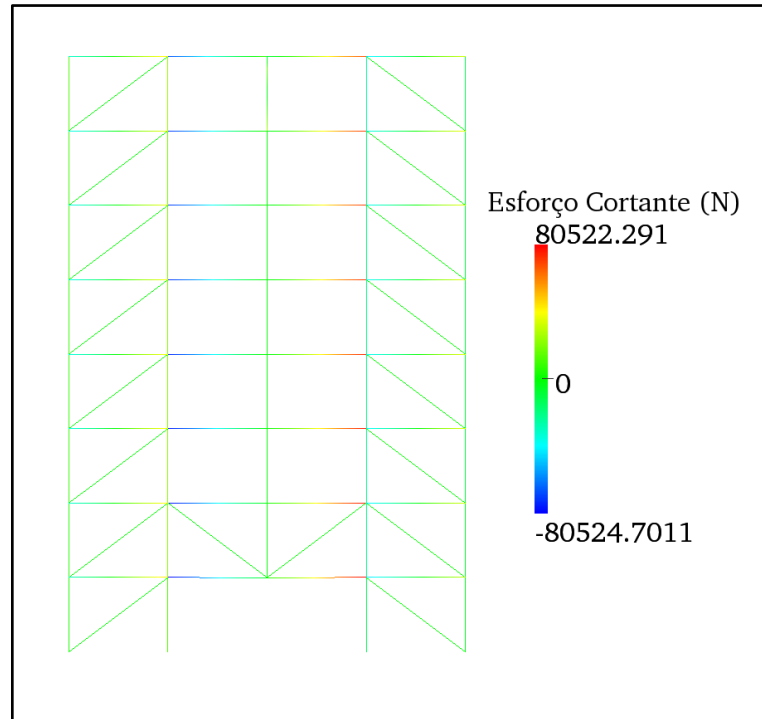


Figura 62 - Esforço Cortante - Análise Estática - Edifício Alto
Fonte: Autorial Própria (2013).

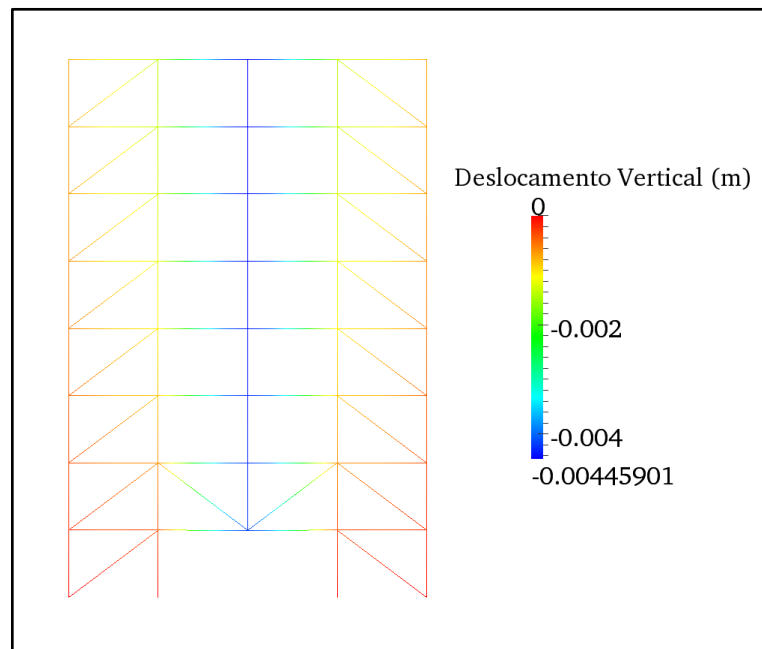


Figura 63 - Deslocamento Vertical - Análise Estática - Edifício Alto
Fonte: Autorial Própria (2013).

Nessa análise estática, é possível observar que o contraventamento central no segundo pavimento do edifício é extremamente eficiente na situação de um edifício com mais de 20 metros de altura. Os maiores esforços de momento fletor são positivos, e encontrados entre os vãos das vigas centrais, no valor de 82,99 kNm. Onde usualmente eram obtidos os maiores valores – encontro das vigas com os pilares nos pavimentos inferiores – os valores negativos permanecem, porém em menor grandeza.

Seguindo o mesmo comportamento das análises anteriores, as partes inferiores dos pilares centrais sofrem um alto valor de compressão no valor de 1055,66 kN, e os dois tirantes centrais sofrem com valores de tração na magnitude de 143,77 kN. Devido a ausência do pilar central, os maiores valores de esforço cortante podem ser observados nos apoios das vigas com os pilares vizinhos ao da região central, com valores positivos e negativos de aproximadamente 80,53 kN. A estrutura deslocou-se verticalmente 4,5 mm, considerado um valor baixo comparado a altura das demais estruturas analisadas e seus respectivos deslocamentos.

Para que essa estrutura não entre em ruína, o principal fator é aumentar a robustez de seus pilares centrais, que estão resistindo a altos valores de compressão. Para esses pilares, utilizaram-se perfis W 140 x 85,0. Para os tirantes centrais mais solicitados aos esforços de tração, utilizaram-se perfis W 150 x 24,0. Já para os demais tirantes e para o restante da estrutura, pode-se manter a mesma configuração inicial da análise, perfis W 150 x 13,0 para o contraventamento e perfis W 200 x 26,6 para o restante das vigas e dos pilares.

6.4.2 Análise dinâmica

A análise dinâmica desse modelo de pórtico leva a mesma consideração da anterior, observando o comportamento da estrutura após a remoção de seu membro estrutural, e levando-se em conta o carregamento variável ao longo do tempo. As Figuras 64 a 67 ilustram o momento fletor, o esforço normal, o esforço cortante e o deslocamento vertical da estrutura, respectivamente.

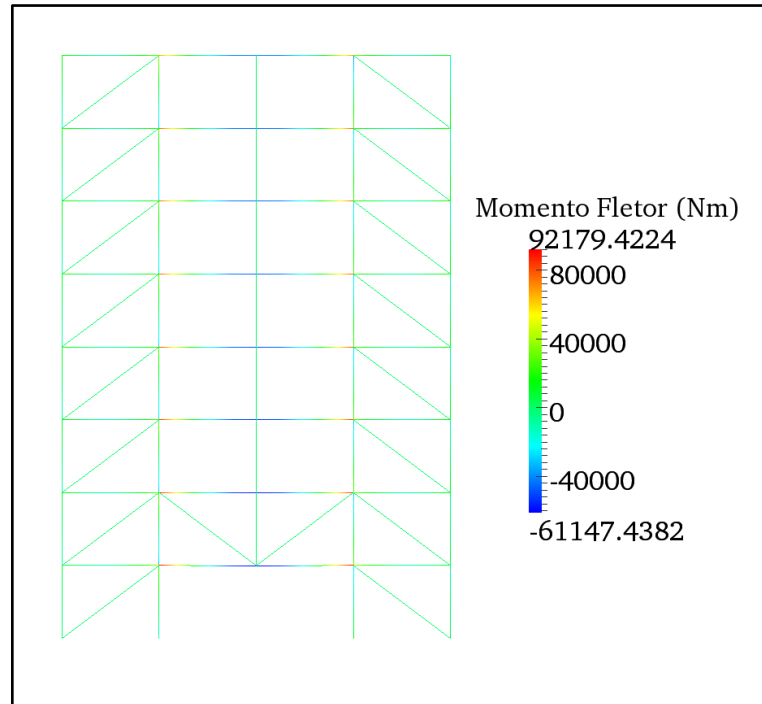


Figura 64 - Momento Fletor - Análise Dinâmica - Edifício Alto

Fonte: Autoria Própria (2013).

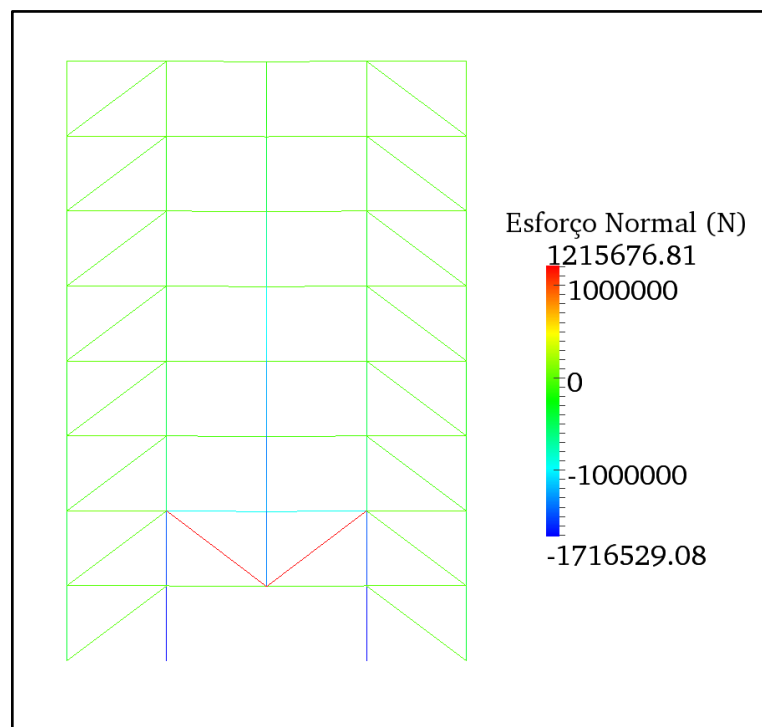


Figura 65 - Esforço Normal - Análise Dinâmica - Edifício Alto

Fonte: Autoria Própria (2013).

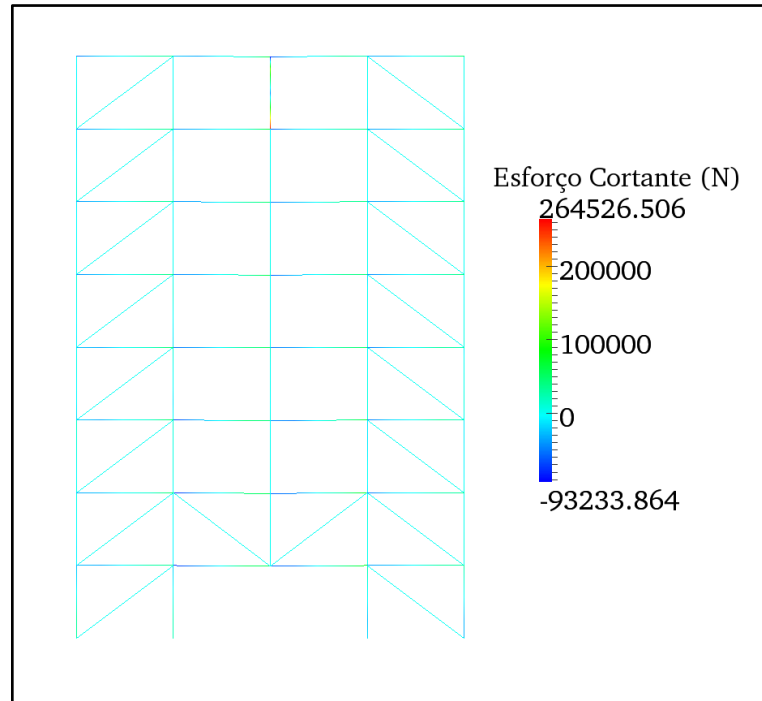


Figura 66 - Esforço Cortante - Análise Dinâmica - Edifício Alto

Fonte: Autoria Própria (2013).

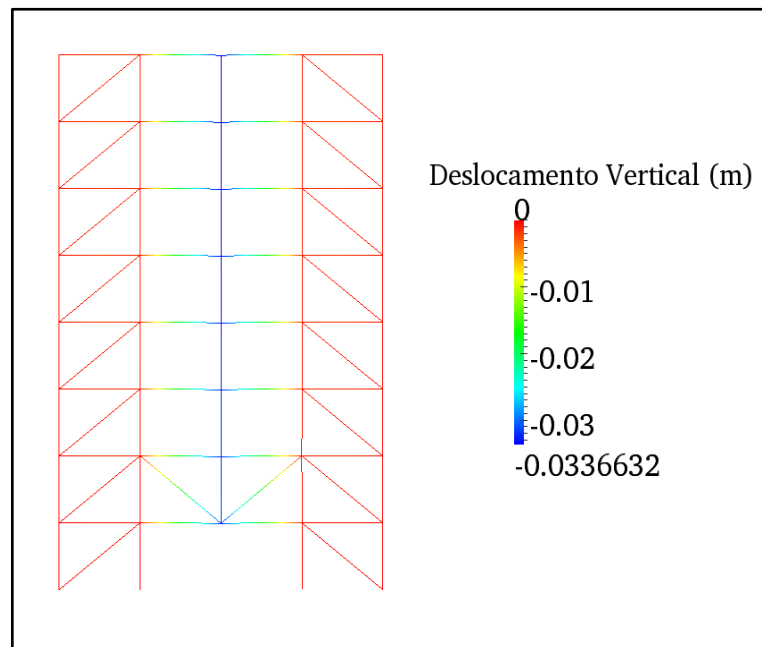


Figura 67 - Deslocamento Vertical - Análise Dinâmica - Edifício Alto

Fonte: Autoria Própria (2013).

A análise dinâmica do edifício alto reforça a ideia de que seus esforços são superiores ao da análise estática. Os maiores valores de momento fletor encontram-se nos

apoios das vigas centrais com seus pilares em uma magnitude de 92,179 kNm no passo de tempo de 0,087 s. Para o esforço normal, novamente podemos observar que os pilares obtiveram altos esforços de compressão devido a todo peso da estrutura, com um valor de 1716,529 kN e os tirantes centrais sofrem esforços de tração máximos no valor de 1215,676 kN, ambos obtidos no passo de tempo de 0,037 s. Os maiores valores de esforço cortante também podem ser encontrados nos apoios das vigas com os pilares e também no pilar do pavimento superior, no valor 264,526 kN, ambos obtidos durante o passo de tempo 0,026 s. A estrutura deslocou verticalmente 33 mm durante o passo de tempo 0,055 s.

Para que a estrutura não entre em ruína, o fator principal permanece em aumentar a robustez dos pilares centrais, mas dessa forma em uma escala maior. Tanto para esses pilares como para os tirantes centrais foram dimensionados perfis W 610 x 140,0, sendo que para o restante da estrutura, perfis W 200 x 26,6 para vigas e pilares e perfis W 150 x 24,0 atendem aos requisitos de esforços solicitantes da estrutura.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho desenvolve-se uma metodologia para dimensionamento de estruturas resistentes ao colapso progressivo de estruturas de aço desencadeado pela perda de um elemento estrutural. A metodologia desenvolvida é baseada em análises elásticas estáticas e dinâmicas considerando-se não linearidade geométrica.

Para se desenvolver tal metodologia, inicialmente foi feito um levantamento do estado da arte a respeito do tema, com a finalidade de apresentar o histórico do problema, soluções propostas e estabelecer a metodologia a ser seguida.

Devido às características do problema, e tempo disponível para a elaboração deste trabalho, optou-se por estudá-lo empregando-se uma análise elástica não linear geométrica, sendo empregado o programa fluidstruc2D, desenvolvido por Sanches e Coda (2008). Os critérios de resistência adotados para os elementos de aço são os da norma NBR 8800.

Uma análise não linear física (considerando plasticidade), ou ainda contendo mecânica da fratura e do dano conduziriam a resultados menos conservadores, no entanto não era esse o foco deste trabalho de conclusão de curso, sendo sugerido para trabalhos futuros.

A metodologia do trabalho consistiu-se em dimensionar a estrutura em sua forma íntegra, remover um elemento para o estudo da redistribuição dos esforços através da análise estática, concepção de modelos estruturais possíveis para resistir a redistribuição dos esforços e a verificação dos modelos através de análise dinâmica considerando a remoção instantânea do elemento e redimensionamento da estrutura.

Nota-se que o método dos caminhos alternativos de carga é uma solução eficiente para a prevenção do colapso progressivo, visto que na remoção do pilar central nos estudos realizados, surge a necessidade de transferência dos esforços para os demais elementos, e que os mesmos sejam dimensionados para resistir a esses esforços solicitantes.

Com o objetivo de apoiar a busca de uma estrutura mais resistente com o menor número de elementos e com seções menos robustas, foram feitas comparações entre os valores obtidos entre as sete análises estáticas. Dentre essas análises, escolheu-se quatro delas entre as mais eficientes para serem analisadas dinamicamente, realizando um novo comparativo entre as estruturas e os perfis dimensionados através da ABNT NBR 8800:2008.

A solução de contraventamento central do pórtico mostrou-se a mais eficiente entre todas as análises, visto que ocorrera uma redução significativa de todos os esforços e deslocamento da estrutura, utilizando-se perfis menos robustos para a composição do edifício,

sem comprometer sua estabilidade estrutural. A análise dinâmica se mostrou muito mais efetiva do que a análise estática, visto que as forças de inércia da estrutura são consideradas.

E dessa forma, pode-se levar em consideração que esse tipo de atirantamento efetivo pode ser estendido para soluções mais complexas, que é o caso do edifício de maior altura. Na adoção de uma estrutura com 24 metros de altura, a solução de atirantamento central se mostrou capaz de resistir ao colapso progressivo na utilização de elementos mais robustos apenas nos elementos mais solicitados.

Como método de prevenção do colapso progressivo, pode-se observar que na utilização de um atirantamento central, a redistribuição de cargas do edifício durante a perda de um elemento estrutural é eficiente. A adoção de elementos mais robustos no pavimento inferior faz com que os elementos dos demais pavimentos não necessitem grandes dimensões, deixando a estrutura com menor peso próprio e com a mesma eficácia de prevenção do colapso progressivo.

Valendo-se de que esse método é um modelo conservativo, propõe-se que sejam efetuados estudos futuros onde é feita uma análise não linear física, considerando a plasticidade do elemento, através do modelo de dano.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6120. **Cargas Para o Cálculo de Estrutura de Edificações**. Rio de Janeiro: ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (1980): [s.n.].

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 8800. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008): [s.n.].

ASTANEH-ASL, A. Progressive Collapse of Steel Truss Bridges, The Case of I-35W Collapse. **7th International Conference on Steel Bridges**, University of California, Berkeley, USA 2008. 10 pages.

ASTANEH-ASL, A. et al. Progressive Collapse Resistance of Steel Building Floors. **American Institute of Steel Construction**, Berkeley, University of California, Berkeley, USA October 2001.

BALDRIDGE, S. M.; HUMAY, F. K.; GHOSH, S. K. A multi-hazard approach to progressive collapse mitigation. **Journal of Structural Engineering**, p. 24-27, 2007.

BAZÁNT, Z. P.; VERDURE, M. Mechanics of Progressive Collapse. **Learning From World Trade Center and Buildings Demolitions**, Junho 2006. Volume 102. Número 12

BELLEI, I. H. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. Instituto Aço Brasil - Centro Brasileiro da Construção em Aço. Rio de Janeiro. 2011. Manual de Construção em Aço - Centro Brasileiro de Construção em Aço.

BLANDFORD, G. E. Review of Progressive Failure Analyses for Truss Structures. **Journal of Structural Engineering**, p. 122-129, 1997. Volume 123. Número 2

BREEN, J. E.; SIESS, C. P. Progressive Collapse - Symposium Summary. **ACI Journal**, p. 997-1004, 1980. Volume 76. Número 9.

BRITISH STANDARD, 5.-1. **Structural use of Steelwork in Building. Part 1 - Code of practices for design. Rolled and Welded Sections**. London: British Standard, 2000.

CODA, H. B. An Exact FEM Geometric non-linear Analysis of Frames Based on Position Description. Volume 193. **XVIII Congresso Brasileiro de Engenharia Mecânica**, São Paulo, 2003.

CODA, H. B.; GRECO, M. A Simple FEM Formulation for Large Deflection 2D Frame Analysis Based on Position Description. **Science Direct**, v. 193, p. 3541-3557, Janeiro 2003.

Comercial Gerdau. **Tabela de Perfis Estruturais - Bitolas I e H**. Disponível em: <www.gerdau.com.br/perfisgerdauacominas>. Acesso em 03 Março 2013.

ELLINGWOOD, B.; LEYENDECKER, E. V. Approaches for Design Against Progressive Collapse. **Journal of Structural Division (ASCE)**, p. 413-423, 1978. Volume 104. Número 3

EL-SHEIKH, A. I.; MCCONNELL, R. E. Experimental Study of Behavior of Composite Space Trusses. Volume 119. Número 3. **Journal of the Structural Engineering**, p. 747-766, 1993.

FERAHIAN, R. H. Buildings: Design for Prevention of Progressive Collapse. **Journal of the Structural Engineering. ASCE - Civil Engineering**, p. 66-69, 1972.

FONSECA, F. T. D. **Sistema Computacional para análise dinâmica geometricamente não-linear através do método dos elementos finitos**. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Belo Horizonte: 2008.

FU, F. Progressive Collapse Analysis of High-rise Building With 3D Finite Element Modeling Method. **Journal of Constructional Steel Research**. Volume 65. p. 1269-1278, Setembro 2008.

GARAGEM AMÉRICA. Construções Metálicas. **Primeiro edifício em Estrutura Metálica do Brasil**, 2011. Disponível em: <<http://www.metálica.com.br/primeiro-edificio-em-estrutura-metalica-do-brasil>>. Acesso em: 19 Abril 2013.

GROSS, J. L.; MCGUIRE, W. Progressive Collapse Resistant Design. Volume 109. Número 1. **Journal of Structural Engineering (ASCE)**, p. 1-14, 1983.

IZZUDIN, B. A. et al. Progressive Collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - Part I: Simplified assessment framework. **Science Direct**, p. 1308-1318, 2008.

KAPILK, K. **Multi-Scale Computacional Simulation of Progressive Collapse of Steel Frames**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de Michigan. 2008.

LAPA, J. A. M. **Análise Dinâmica Linear e Não-Linear de Estruturas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade do Porto, PT. 1987.

LARANJEIRAS, A. C. R. **Colapso Progressivo de Edifícios**. Associação Brasileira de Engenheiros Civis - ABENC. Publicação Informativa. 2010.

LAZANHA, E. C. **Análise Dinâmica Elasto-Plástica de Estruturas Metálicas Sob Excitação Aleatória do Vento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia. 2003.

LEM-USP. Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais. **Propriedades dos Materiais mais Utilizados em Engenharia**, 2011. Disponível em: <http://www.lem.ep.usp.br/pef2308/Materiais_de_apoio/tabela_de_tensoes_normais.pdf>. Acesso em: 02 Agosto 2013.

LIM, J. **Progressive Collapse Analysis of Steel Framed Moment Resisting Structures**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). University of Filadélfia, PA. 2004.

MACIEL, D. N. **Análise de Problemas Elásticos Não Lineares Geométricos Empregando o Método dos Elementos Finitos Posicional**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, p. 180. 2008.

MACIEL, D. N.; CODA, H. B. Positional Finite Element Methodology for Geometrically Nonlinear Analysis of 2D Frames. Volume 5. **Minerva - Pesquisa e Tecnologia**, p. 73-83, 2008.

MAIOLA, C. H. **Análise Teórica e Experimental de Treliças Espaciais Constituídas por Barras com Extremidades Estampadas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo. 2002.

MAKOWSKI, Z. S. **Analysis, Design and Construction of Double-Layer Grids**. London-UK: CRC Press, 1981.

MARINGONI, H. M. Princípios de Arquitetura em Aço. **Coletânea do Uso do Aço - Manual CBCA**, São Paulo, 2004. Manual de Construção em Aço - Centro Brasileiro de Construção em Aço.

MATOS, F. Aço é solução durável e sustentável. **Artigos Técnicos CBCA**, Rio de Janeiro, Julho 2013.

MIYACHI, K.; NAKAMURA, S.; MANDA, A. Progressive Collapse Analysis of Steel Truss Bridges and Evaluation of Ductility. Volume 78. **Journal of Constructional Steel Research**, p. 192-200, Janeiro 2012.

MURTHA-SMITH, E. Alternative Path Analysis of Space Trusses For Progressive Collapse. Volume 114. Número 9. **Journal of the Structural Engineering**, p. 1978-1999, 1988.

NATIONAL GEOGRAPHIC, N. National Geographic Daily News. **National Geographic**, 2012. Disponível em: <http://news.nationalgeographic.com/news/2011/09/pictures/110908-about-911-september-9-11-twin-world-trade-center-towers-indelible/#/september-9-11-attacks-anniversary-ground-zero-world-trade-center-pentagon-flight-93-smoke-tower_40014_600x450.jpg>. Acesso em: 31 Julho 2013.

NIST, National Institute Of Standards and Technology. **Best Pratices for Reducing the Potencial for Progressive Collapse Buildings**. United States of America: [s.n.], 2007.

OLIVEIRA, V. M. B. D. **Colapso Progressivo de Estruturas Reticuladas Espaciais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2002.

SÁLES, J. J. D. **Estudo do Projeto e da Construção de Andares Múltiplos com Estruturas de Aço**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil).Universidade de São Carlos: [s.n.], 1995.

SANCHES, R. A. K. **Sobre o Acoplamento Fluido-casca utilizando o Método dos Elementos Finitos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, p. 228. 2011.

SANCHES, R. A. K. Notas de Aula da Disciplina de Construções Metálicas. **Estruturas Metálicas - Ligações**, Pato Branco, Agosto 2012.

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

SILVA, E. G. D.; MACEDO, D. M. **Estruturas metálicas no concreto de Brasília**. Brasília-DF. 2013. Publicação Informativa.

SKYSCRAPERCITY. Arquiteturas e Discussões Urbanas. **Skyscraper City**, 2013. Disponível em:

<<http://www.skyscrapercity.com/forumdisplay.php?s=194a6c098a420b4597b88b0dd25ba8ca&f=762>>. Acesso em: 2013 Abril 21.

SOUZA, A. N.; MALITE, M. Análise do Projeto de Estruturas Metálicas Espaciais: Ênfase em Coberturas. **Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos**, p. 27-58, 2005.

VASCONCELLOS, A. L. Ligações em Estruturas Metálicas. **Manual de Construção em Aço - Manual CBCA**, Rio de Janeiro, 2011.

WARBURTON, G. B. **The Dynamical Behavior of Structures**. Oxford: Pergammon Press, 1976.

ZIENKEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. **The Finite Element Method**. 4^a Edição. ed. Berkeley, California: McGraw-Hill Book Company. Volume 2, 2000.

ANEXO A – DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS METÁLICOS

VERIFICAÇÃO DO PERFIL W 200 x 26,6

Características e dimensões

$$d = 207 \text{ mm}$$

$$b_f = 133 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,8 \text{ mm}$$

$$t_f = 8,4 \text{ mm}$$

$$h = 190 \text{ mm}$$

$$d' = 170 \text{ mm}$$

$$A = 34,2 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2611 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 252,3 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 8,73 \text{ cm}$$

$$Z_x = 282,3 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 330 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 49,6 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 3,10 \text{ cm}$$

$$Z_y = 76,3 \text{ cm}^3$$

$$r_t = 3,54 \text{ cm}$$

$$J = I_t = 7,65 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 32477 \text{ cm}^6$$

$$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

Verificação do momento fletor resistente ($M_{r,d}$)

Anexo G – NBR 8800:2008

Para perfil I duplamente simétrico

Flambagem Lateral com Torção (FLT)

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{E/f_y} \quad (1)$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{20500/25} = 50,4$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} \quad (2)$$

$$\lambda = \frac{400}{3,10} = 129,03$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot I_t}}{r_y \cdot I_t \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} \quad (3)$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_x}{E \cdot I_t} \quad (4)$$

$$\beta_1 = \frac{(25 - 0,3 \cdot 25) \cdot 252,3}{20500 \cdot 7,65} = 0,02815$$

E, substituindo o resultado de (4) em (3), obtém-se:

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{330 \cdot 7,65}}{3,10 \cdot 7,65 \cdot 0,02815} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 32477 \cdot 0,02815^2}{330}}}$$

$$\lambda_r = 172,622$$

$$(\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r)$$

Cálculo do momento crítico de flambagem

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot \left(1 + 0,039 \cdot \frac{I_t \cdot L_b^2}{C_w}\right)} \quad (5)$$

$$M_{cr} = \frac{1,0 \cdot \pi^2 \cdot 20500 \cdot 330}{400^2} \cdot \sqrt{\frac{32477}{330} \cdot \left(1 + 0,039 \cdot \frac{7,65 \cdot 400^2}{32477}\right)}$$

$$M_{cr} = 65,06 \text{ kNm}$$

$$M_{r,d} = \frac{C_b}{\gamma_{al}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}}; \text{ para } (\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r) \quad (6)$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) \cdot W_x \quad (7)$$

$$M_r = (25 - 0,3 \cdot 25) \cdot 252,3 = 44,16 \text{ kNm}$$

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y \quad (8)$$

$$M_{pl} = 282,3 \cdot 25 = 70,57 \text{ kNm}$$

Considerando-se $C_b = 1,0$; $y_{al} = 1,1$, e substituindo (1), (2), (3), (7) e (8) em (6), tem-se:

$$M_{r,d} = 12.375 \text{ KNm} \leq 64,16 \text{ kNm}$$

Assim

$$M_{r,d} = \frac{65,06}{1,1} = 59,14 \text{ kNm}$$

Verificação quanto a flambagem local da mesa comprimida (FLM)

$$\lambda = \frac{b}{t_f} \quad (9)$$

$$\lambda = \frac{133}{8,4} = 7,92$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (10)$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{20500}{25}} = 10,88$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \quad (11)$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{20500}{(25 - 0,3 \cdot 25)}} = 28,41$$

Como ($\lambda_r > \lambda_p > \lambda$), não ocorre flambagem local da mesa.

Verificação quanto à flambagem local da alma comprimida (FLA)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (12)$$

$$\lambda = \frac{190}{5,8} = 32,76$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (13)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20500}{25}} = 107,67$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (14)$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{20500}{25}} = 163,22$$

Como ($\lambda_r > \lambda_p > \lambda$), não ocorre flambagem local da mesa.

Verificação do esforço cortante resistente ($V_{r,d}$)

Obtenção do K_V

$$a/h > 3 \quad (15)$$

$$a/190 > 3; a = 57 \text{ cm}$$

Para efeito de cálculo, considera-se $a = 55 \text{ cm}$.

$$K_V = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)} \quad (16)$$

$$K_V = 5 + \frac{5}{\left(\frac{55^2}{19}\right)} = 5,6$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (17)$$

$$\lambda = \frac{190}{5,8} = 32,76$$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{K_V \cdot E}{f_y}} \quad (18)$$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{5,6 \cdot 20500}{25}} = 74,74$$

$$\lambda_p = 1,37 \sqrt{\frac{K_V \cdot E}{f_y}} \quad (19)$$

$$\lambda_p = 1,37 \sqrt{\frac{5,6 \cdot 20500}{25}} = 92,81$$

Como ($\lambda < \lambda_p < \lambda_r$), não ocorre flambagem local por cisalhamento.

$$V_{pl} = 0,6 \cdot A_w \cdot f_y \quad (20)$$

$$A_w = d \cdot t_w \quad (21)$$

$$A_w = 20,7 \cdot 0,58 = 12,006 \text{ cm}^2$$

E substituindo (21) em (20), obtem-se:

$$\begin{aligned}
 V_{pl} &= 180,09 \text{ kN} \\
 V_{r,d} &= \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}} \\
 V_{r,d} &= \frac{180,09}{1,1} = 163,72 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{22}$$

Verificação do esforço normal resistente ($N_{r,d}$)

Elemento AA, seção I,H

Para a alma do perfil

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{limite} = 1,49 \sqrt{E/f_y} \tag{23}$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{limite} = 1,49 \sqrt{20500/25} = 42,67$$

$$\left(\frac{b}{t}\right) = \frac{d'}{t_w} \tag{24}$$

$$\left(\frac{b}{t}\right) = 170/5,8 = 29,31$$

Como $\left(\frac{b}{t}\right) < \left(\frac{b}{t}\right)_{limite}$, então $Q_a = 1,0$.

Mesa a mesa do perfil

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{limite} = 0,56 \sqrt{E/f_y} \tag{25}$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{limite} = 0,56 \sqrt{20500/25} = 15,89$$

$$\left(\frac{b}{t}\right) = \frac{\frac{b_f}{2}}{t_f} \tag{26}$$

$$\left(\frac{b}{t}\right) = \frac{133}{8,4} = 7,92$$

Como $\left(\frac{b}{t}\right) < \left(\frac{b}{t}\right)_{limite}$, então $Q_s = 1,0$.

$$Q = Q_a \cdot Q_s \tag{27}$$

$$Q = Q_a \cdot Q_s = 1,0 \cdot 1,0 = 1,0$$

Flambagem por flexão em torno de x (eixo de maior inércia)

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{L_{ex}^2} \quad (28)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20500 \cdot 2611}{400^2} = 3301,72 \text{ kN}$$

Flambagem por flexão em torno de y (eixo de menor inércia)

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ey}^2} \quad (29)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20500 \cdot 330}{400^2} = 417,299 \text{ kN}$$

Flambagem por torção em torno de z

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] \quad (30)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (31)$$

$$G = \frac{20500}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 7884,615 \text{ kN/cm}^2$$

$$r_0^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2 \quad (32)$$

$$r_0^2 = 8,73^2 + 3,10^2 + 0^2 + 0^2 = 85,8229$$

$$N_{ez} = \frac{1}{85,229^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot 20500 \cdot 32477}{(1.400)^2} + 7884,62 \cdot 7,65 \right] = 1181,34 \text{ kN}$$

Como N_e = menor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez}

$$N_e = N_{ey} = 417,299 \text{ kN}$$

Cálculo do índice de esbeltez reduzido

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_y}{N_e}} \quad (33)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 34,2 \cdot 25}{417,299}} = 1,4319$$

Como $\lambda_0 \leq 1,5$

$$\chi = 0,658^{(\lambda_0^2)} \quad (34)$$

$$\chi = 0,658^{(1,4319^2)} = 0,42419$$

$$N_{r,d} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{\gamma_a} \quad (35)$$

$$N_{r,d} = \frac{0,42419 \cdot 1 \cdot 34,2 \cdot 25}{1,1} = 329,71 \text{ kN}$$

Para $\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{xsd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{yRd}} \right) \leq 1,0; \quad (36)$$

$$\frac{287,33}{329,71} + \frac{8}{9} \left(\frac{41,35}{59,14} + \frac{38,33}{59,14} \right) \leq 1,0;$$

$$0,85 \leq 1,0;$$

ANEXO B – ESFORÇOS RESISTENTES DOS PERFIS METÁLICOS

Perfil	M,rd (kNm)	N,rd (kN)	V,rd (kN)
W 150 x 13,0	9,62	75,78	80,92
W 150 x 24,0	29,38	169,12	125,10
W 200 x 26,6	59,14	329,71	163,72
W 200 x 31,3	76,95	473,71	183,72
W 200 x 35,9 (H)	50,59	318,81	153,02
W 410 x 60,0	103,18	607,90	374,85
W 410 x 85,0	196,97	1099,90	566,30
W 610 x 140,0	410,63	2933,84	1102,19
W 610 x 174,0	582,75	2577,50	1093,90

Fonte: Aatoria Própria (2013)