



José Guilherme Porto Oliveira

**Análise do colapso progressivo de uma estrutura de
concreto armado por meio do método dos elementos
finitos**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Luiz Carlos Wrobel

Rio de Janeiro
Dezembro de 2020



José Guilherme Porto Oliveira

**Análise do colapso progressivo de uma estrutura de
concreto armado por meio do método dos elementos
finitos**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Prof. Luiz Carlos Wrobel

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Leandro Palermo Júnior

UNICAMP

Rio de Janeiro, 30 de dezembro de 2020

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e dos orientadores.

José Guilherme Porto Oliveira

Graduou-se em Engenharia Civil pelo Instituto Federal de Alagoas (2018). Durante a graduação, foi monitor da disciplina de Fenômenos de Transporte. Participou de um projeto de iniciação científica denominado “Análise numérica via método dos elementos finitos do efeito de punção em ligações laje-pilar em lajes cogumelo”. Ingressou na pós-graduação em março de 2019.

Ficha Catalográfica

Oliveira, José Guilherme Porto

Análise do colapso progressivo de uma estrutura de concreto armado por meio do método dos elementos finitos / José Guilherme Porto Oliveira ; orientador: Luiz Carlos Wrobel. – 2020.

87 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2020.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Método dos elementos finitos. 3. Colapso progressivo. 4. Estrutura de concreto armado. 5. Análise numérica. I. Wrobel, Luiz Carlos. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. III. Título.

CDD: 624

Agradecimentos

Os anos de mestrado me proporcionaram uma experiência única, a qual nunca irei esquecer. Quero agradecer às pessoas que passaram por mim, pois se ao final tudo isso valeu a pena, foi por que elas caminharam ao meu lado.

Ao CNPQ e à PUC-Rio, pelos auxílios concedidos, sem os quais este trabalho não poderia ter sido realizado.

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Agradeço imensamente aos meus pais, Genivaldo e Marisete, que não mediram esforços para me dar a melhor formação possível. Levo comigo todos os valores que vieram de ensinamento diários, devo tudo a vocês.

À minha companheira Ana Luiza, por seu apoio diário e incondicional, o qual foi imprescindível para chegar onde cheguei. Sua força e perseverança são fontes de inspiração diária para mim.

Ao meu orientador, Prof. Luíz Carlos Wrobel, por toda generosidade, paciência e confiança. Agradeço imensamente por todos os conselhos, desde quando começamos a lapidar a ideia que resultou nesta dissertação. Obrigado por acreditar em meu trabalho e por ser uma grande referência em minha vida acadêmica e profissional.

Aos demais professores da pós graduação, por todo o conhecimento transmitido, deixo o meu muito obrigado.

Aos meus amigos Ícaro e Ilames, que estiveram ao meu lado durante toda essa caminhada. As noites mal dormidas por conta de trabalhos e provas, os finais de semana cheios de atividades e os percalços diários valeram a pena ao final, pois crescemos juntos nessa jornada.

Aos meus amigos Eryane e Matheus, companheiros de isolamento neste ano atípico, meu muito obrigado por todos os bons momentos juntos.

Aos demais amigos do mestrado da PUC Rio, em especial Vitor e Felipe, por todos os bons momentos que pudemos partilhar.

Aos amigos da graduação para a vida, Filipe, Lucas e Fernanda, que sempre torceram pelo meu sucesso.

Resumo

Oliveira, José Guilherme Porto; Wrobel, Luiz Carlos (Orientador); **Análise do colapso progressivo de uma estrutura de concreto armado por meio do método dos elementos finitos**. Rio de Janeiro, 2020. 87p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Edifícios com as mais diversas finalidades estão sujeitos a eventos extremos, tais como impacto de veículos, explosões, e perdas súbitas de membros essenciais para a garantia da sua estabilidade. O colapso progressivo pode ser definido como o processo no qual um dano localizado leva a uma ruína em cadeia, causando a queda de um edifício inteiro ou de parte considerável dele. A perda repentina de determinado membro essencial devido às cargas excepcionais pode desencadear o colapso progressivo de uma estrutura, causando enormes prejuízos humanos e econômicos. O colapso progressivo é fenômeno de natureza dinâmica e não linear, sendo assim, a sua modelagem é complexa. A técnica mais empregada para avaliação do colapso progressivo de estruturas é o método dos caminhos alternativos, que verifica o comportamento da estrutura ante a remoção de um membro essencial de suporte, analisando assim sua capacidade de redistribuição de esforços e resistência ao aumento súbito de carga em uma situação crítica. O trabalho realizou sucessivas análises de modelos da estrutura de um edifício em concreto armado, adotando grau de complexidade progressivo a cada uma delas, utilizando o método dos caminhos alternativos. Analisou-se ao final a efetividade e a importância de cada uma das etapas de análise empregadas no trabalho. A estrutura dimensionada conforme a norma brasileira de concreto armado necessitou de ajustes para atender aos requisitos mínimos de resistência ao colapso progressivo.

Palavras-chave

Método dos Elementos Finitos; Colapso Progressivo; Estrutura de Concreto Armado; Análise numérica.

Abstract

Oliveira, José Guilherme Porto; Wrobel, Luiz Carlos (Advisor). **Analysis of the progressive collapse of a reinforced concrete structure using the finite element method.** Rio de Janeiro, 2020. 87p. Master Thesis – Civil and Environmental Engineering Department, Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro.

Buildings with the most diverse purposes are subject to extreme events, such as vehicle impact, explosions, and sudden loss of members essential to their stability. Progressive collapse can be defined as the process in which a localized damage leads to chain failure, causing the fall of an entire building or a large part of it. The sudden loss of an essential member due to exceptional loads can trigger the progressive collapse of a structure, causing enormous human and economic damage. Progressive collapse is a dynamic nonlinear phenomenon, so its modeling is complex. The most employed technique for evaluation of progressive collapse is the alternative load path method, which verifies the structure behavior after the sudden loss of a load-bearing element, checking its stress redistribution capacity and strength to load increase in critical situations. This work realized successive analysis of structural models of a reinforced concrete building, adopting a progressive complexity to each of them, using the alternative path method. At the end, the effectiveness and importance of each of the analysis steps employed at work were analyzed. The structure designed according to the reinforced concrete brazilian standard needed adjustments to meet the minimum resistance requirements of progressive collapse.

Keywords

Finite Elements Method; Progressive Collapse; Reinforced Concrete Structure; Numerical Analysis.

Sumário

1. Introdução	14
1.1. Considerações iniciais	14
1.2. Justificativa	14
1.3. Objetivos	15
1.4. Estrutura da dissertação	16
2. Revisão bibliográfica	18
2.1. Definição e caracterização	18
2.2. Histórico do tema	19
2.3. Mecanismos de resistência ao colapso progressivo	21
2.4. Métodos de avaliação do colapso progressivo	23
3. Prescrições normativas e procedimento de análise	24
3.1. GSA Guidelines 2016	24
3.1.1. Análise estática linear	25
3.1.2. Análise estática não linear	27
3.1.3. Análise dinâmica não linear	28
3.2. Procedimento de análise	29
4. Modelo analisado e parâmetros sensíveis	31
4.1. Modelo da estrutura	31
4.1.1. Análises de estruturas reticuladas de concreto armado	31
4.1.2. Estrutura analisada	32
4.2. Parâmetros sensíveis do modelo	36
4.2.1. Elementos empregados	36
4.2.2. Fator de amplificação dinâmica	38
4.2.3. Rótulas plásticas	39
4.2.4. Incremento em análise estática não linear	41
4.2.5. Incremento de tempo em análises dinâmicas	44
4.2.6. Amortecimento viscoso proporcional	46
4.2.7. Remoção do pilar em análises dinâmicas	47

5.	Validação de modelos numéricos	49
5.1.	Considerações iniciais	49
5.2.	Modelo utilizado por Longo (2018)	49
5.3.	Modelo utilizado por Sasani <i>et al.</i> (2011)	53
5.4.	Modelo utilizado por Sasani <i>et al.</i> (2010)	58
6.	Resultados e discussões	62
6.1.	Análise estática linear	62
6.2.	Análise estática não linear	66
6.3.	Análise dinâmica linear	69
6.4.	Análise dinâmica não linear	75
6.5.	Adequação de vigas e pilares	78
7.	Conclusões e sugestões de trabalhos futuros	81
7.1.	Conclusões	81
7.2.	Sugestões de trabalhos futuros	83
8.	Referências	84

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Edifício Ronan Point após colapso (Pearson e Delatte, 2005)	19
Figura 2.2 – Fachada oeste do Pentágono após colisão (Mlakar <i>et al.</i> , 2005)	21
Figura 2.3 – Efeitos arco e membrana em viga (Kunnath <i>et al.</i> 2018, adaptado)	22
Figura 3.1 – Áreas de influência de <i>GLD</i> (GSA 2016, adaptado)	26
Figura 3.2 – Ângulo de rotação plástica (Rouhani <i>et al.</i> , 2015)	28
Figura 4.1 – Modelo analisado em perspectiva	32
Figura 4.2 – Modelo analisado em planta	32
Figura 4.3 – Corte A da estrutura	33
Figura 4.4 – Comportamento do aço quanto a tração	34
Figura 4.5 – Seção transversal do pilar tipo (dimensões em centímetros)	35
Figura 4.6 – Seção transversal e longitudinal de viga de bordo	35
Figura 4.7 – Seção transversal e longitudinal de viga intermediária	35
Figura 4.8 – Graus de liberdade elemento <i>Beam-Column</i> (Cook <i>et al.</i> , 2001)	37
Figura 4.9 – Elemento <i>four node shell</i> (CSI, 2017)	37
Figura 4.10 – Fator de amplificação baseado na força (Tsai <i>et al.</i> , 2008)	39
Figura 4.11 – Curva força-deslocamento (CSI, 2017)	40
Figura 4.12 – Curva momento-rotação (Kokot <i>et al.</i> , 2012)	40
Figura 4.13 – Esquema de iteração (Borst <i>et al.</i> , 2012)	42
Figura 4.14 – Viga engastada e o efeito p-delta (CSI, 2017)	43
Figura 4.16 – Função Rampa	48
Figura 5.1 – Pilares removidos (Longo, 2018)	50
Figura 5.2 – Planta de pavimento (Longo, 2018)	50
Figura 5.3 – Momento fletor na Viga V1 com malha de 30cm	51
Figura 5.4 – Momento fletor na Viga V7 com malha de 30cm	51
Figura 5.5 – Crowne Plaza Hotel (Sasani <i>et al.</i> , 2011)	53
Figura 5.6 – Planta estrutural do segundo piso (Sasani <i>et al.</i> , 2011)	53
Figura 5.7 – Planta analítica do segundo piso (Sasani <i>et al.</i> , 2011)	54

Figura 5.8 – Detalhe das armaduras da viga no eixo B (Sasani <i>et al.</i> , 2011)	55
Figura 5.9 – Deslocamento vertical do modelo de validação	56
Figura 5.10 – Deslocamento vertical do modelo de ref. (Sasani <i>et al.</i> , 2011)	56
Figura 5.11 – Momento fletor no eixo B no instante de pico	57
Figura 5.12 – Baptist Memorial Hospital (Sasani <i>et al.</i> , 2010)	58
Figura 5.13 – Planta baixa do primeiro pavimento (Sasani <i>et al.</i> , 2010)	59
Figura 5.14 – Representação da armadura que restou (Sasani <i>et al.</i> , 2010)	60
Figura 5.15 – Deslocamento vertical dos nós do 2º e 7º andares	61
Figura 6.1 – Pilares removidos na análise	62
Figura 6.2 – Momento fletor na viga V6 no Caso 1	65
Figura 6.3 – Momento fletor na viga V9 no Caso 2	65
Figura 6.4 – Momento fletor na viga V4 no Caso 3	65
Figura 6.5 – Deslocamento vertical com incremento de 0,1s	70
Figura 6.6 – Deslocamento vertical com incremento de 0,01s	70
Figura 6.7 – Deslocamento vertical com incremento de 0,001s	70
Figura 6.8 – Deslocamento vertical para $\alpha = 0$	72
Figura 6.9 – Deslocamento vertical para $\alpha = -0,15$	72
Figura 6.10 – Deslocamento vertical para $\alpha = -0,3$	72
Figura 6.11 – Deslocamento vertical dos três casos na ADL	73
Figura 6.12 – Deslocamento vertical dos três casos na ADNL	76

Lista de Tabelas

Tabela 4.1 – Características de modelos analisados previamente	31
Tabela 4.2 – Propriedades físicas dos materiais empregados no modelo	33
Tabela 4.3 – Cargas aplicadas sobre a estrutura	34
Tabela 4.4 – Largura da base e da mesa colaborante das vigas do modelo	36
Tabela 4.5 – Áreas de aço e concreto empregados nos elementos	36
Tabela 5.1 – Características físicas dos materiais	50
Tabela 5.2 – Comparativo entre momentos fletores e tamanhos de malhas	51
Tabela 5.3 – Comparativo entre momentos fletores máximos	52
Tabela 5.4 – Comparativo entre cargas axiais nos pilares	52
Tabela 5.5 – Características geométricas dos elementos estruturais	54
Tabela 5.6 – Características físicas dos materiais utilizados no modelo	54
Tabela 5.7 – Variação do deslocamento vertical nos nós A6 e B6	56
Tabela 5.8 – Comparativo entre momentos fletores no eixo B	57
Tabela 5.9 – Comparativo entre as cargas axiais antes e após o dano	57
Tabela 5.10 – Variação das cargas axiais em pilares de cada modelo	58
Tabela 5.11 – Seções transversais dos membros do modelo	59
Tabela 5.12 – Características físicas dos materiais do modelo	59
Tabela 5.13 – Deslocamento vertical dos nós acima do elemento removido	60
Tabela 5.13 – Deslocamento vertical dos nós acima do elemento removido	61
Tabela 6.1 – Sensibilidade do momento fletor no caso 1	62
Tabela 6.2 – Sensibilidade do esforço cortante no caso 1	63
Tabela 6.3 – Sensibilidade do deslocamento conforme discretização	63
Tabela 6.4 – Sensibilidade do momento fletor na análise estática linear	63
Tabela 6.5 – Momentos solicitantes e RDCs observados na AEL	64
Tabela 6.6 – Momentos solicitantes e DCRs observados na AEL	66
Tabela 6.7 – Sensibilidade quanto à presença de rótulas do deslocamento vertical	67
Tabela 6.8 – Sensibilidade do momento fletor quanto à presença de rótulas	67

Tabela 6.9 – Sensibilidade do deslocamento vertical quanto à discretização	68
Tabela 6.10 – Sensibilidade do momento fletor quanto à presença de rótulas plásticas na AENL	68
Tabela 6.11 – Momentos fletores das vigas primárias na AENL	68
Tabela 6.12 – Cargas axiais e RDCs em pilares na AENL	69
Tabela 6.13 – Deslocamentos verticais máximos e finais para cada incremento de tempo	71
Tabela 6.14 – Momentos fletores máximos para cada incremento de tempo	71
Tabela 6.15 – Deslocamentos verticais máximos para cada α adotado	73
Tabela 6.16 – Deslocamentos verticais na ADL	73
Tabela 6.17 – Momentos fletores observados na ADL	74
Tabela 6.18 – Momentos fletores e DCRs na ADL	74
Tabela 6.19 – Cargas axiais observadas na ADL	75
Tabela 6.20 – Cargas axiais e DCRs na ADL	75
Tabela 6.21 – Deslocamentos verticais máximos e permanentes na ADNL	76
Tabela 6.22 – Momentos fletores observados na ADNL	77
Tabela 6.23 – Momentos fletores e RDCs na ADNL	77
Tabela 6.24 – Cargas axiais nos pilares na ADNL	78
Tabela 6.25 – Cargas axiais máximas e DCRs na ADNL	78
Tabela 6.26 – Cargas axiais de cálculo e RDCs corrigidas	79
Tabela 6.27 – Momentos fletores de cálculo e RDCs corrigidas	80
Tabela 6.28 – Taxas de armaduras iniciais e corrigidas em vigas	80

1. Introdução

1.1. Considerações iniciais

O colapso progressivo de estruturas é um campo relativamente recente de pesquisa, motivado por acidentes e eventos de grande repercussão, que acabaram por mudar conceitos de segurança em edificações. Grande parte dos autores consideram o incidente com o edifício Ronan Point (1968) como o primeiro caso documentado e de grande comoção, iniciando então uma corrida pelo conhecimento acerca do fenômeno e como evitá-lo. O colapso progressivo é usualmente identificado como uma falha local de dimensões reduzidas que acaba por desencadear uma instabilidade global, que acarreta em desabamentos em cadeia de proporções maiores que a inicial.

Estruturas são usualmente projetadas para suportar dois tipos de carga: permanentes e variáveis. Enquanto os carregamentos permanentes têm valores constantes ao longo da vida útil do edifício, as ações variáveis são decorrentes do uso dos ambientes e mudam consideravelmente em torno de um valor médio. Entretanto, existe ainda outro tipo de carregamento, pouco usual em projetos, conhecido como excepcional. A NBR 6120/2019 define que ações excepcionais têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência, porém podem provocar efeitos catastróficos. A história recente tem mostrado que cargas deste tipo, que desencadearam desastres como o do World Trade Center (2001), levantaram o questionamento da opinião pública sobre a segurança de estruturas para tais eventos, que culminaram em um colapso progressivo, além de grandes perdas materiais e humanas.

1.2. Justificativa

Por conta da localização privilegiada do Brasil, onde a chance de ocorrência de terremotos ou outras catástrofes naturais é quase nula, o colapso progressivo não despertou tanto interesse da comunidade acadêmica, fato que se reflete na pequena quantidade de trabalhos nacionais publicados sobre o tema. Entretanto, o processo de verticalização das cidades brasileiras, seguida pela construção de edifícios cada vez mais altos, demanda recomendações de segurança que

garantam a tais estruturas certa robustez e que a evacuação delas possa ser realizada em caso de situações extremas.

As prescrições normativas brasileiras são discretas no que se refere ao colapso progressivo de estruturas. A NBR 6118/2014 trata do tema de modo sucinto, sem defini-lo ou caracterizá-lo, também não estabelece critérios diretos para avaliação do risco ao qual a estrutura estaria sujeita ou cita mecanismo implícito em seu modelo de cálculo ou detalhamento das armaduras que contribua para combatê-lo. As normas são responsáveis por estabelecer critérios para projetos e assim garantir segurança para a sociedade, naquilo que a compete. Se faz então necessário, que tais mecanismos sejam avaliados e quantificados em estruturas projetadas segundo os critérios nacionais.

Apesar do progresso realizado no campo da análise numérica, ainda não existe um consenso sobre a consideração das lajes no modelo sujeito à eventos extremos. Adam *et al.* (2018) afirmam que tais elementos têm importante papel na resistência ao colapso progressivo, porém as ferramentas de cálculo atuais não permitem que rótulas plásticas sejam atribuídas a elementos do tipo casca, comumente utilizados para representar lajes em simulações. Não havendo consenso entre pesquisadores do tema, hipóteses serão testadas a fim de comprovar sua eficácia e comportamento mais próximo do real.

A natureza complexa do colapso progressivo de estruturas de concreto armado torna a sua modelagem igualmente difícil. Kunnath *et al.* (2018) discorrem acerca das mais diversas variáveis envolvidas na análise do fenômeno, tais como: a consideração de grandes deformações, a adoção de macro ou microelementos no modelo de elementos finitos, a modelagem dinâmica ou estática do problema, as considerações acerca das propriedades físicas do concreto e do aço, as propriedades das ligações entre os materiais e elementos estruturais, as características dependentes do tempo e do dano. A grande quantidade de detalhes que podem, ou não, ser levados em conta em um modelo que busque analisar tal problema, torna difícil a escolha a ser adotada por parte dos projetistas, não havendo consenso acerca do que deve ser modelado para cada tipo de problema.

1.3. Objetivos

O trabalho tem como objetivos gerais:

- Avaliar o desempenho de uma estrutura em concreto armado sujeita ao colapso progressivo, dimensionada segundo critérios normativos brasileiros;
- Analisar os critérios de segurança apresentados pelo modelo de cálculo e sua real efetividade;
- Oferecer uma análise acerca dos detalhes a serem levados em consideração ao modelar o problema proposto, facilitando seu possível emprego por projetistas;
- Validar os dados analisados e o processo de modelagem por meio do método dos elementos finitos, tornando o processo confiável e de fácil replicação para estruturas similares.

1.4. Estrutura da dissertação

O segundo capítulo deste trabalho apresenta uma revisão bibliográfica sobre o tema. Inicialmente, apresenta-se a definição do termo colapso progressivo sob a ótica de diferentes autores, além da caracterização do fenômeno estudado. Em um segundo momento, realiza-se uma abordagem do contexto no qual o tema se desenvolveu, apresentando alguns dos casos mais relevantes já estudados e como eles moldaram as referências normativas. Em seguida são apresentados alguns dos mecanismos de combate ao colapso progressivo presentes nas estruturas reticuladas. Métodos de avaliação do colapso progressivo são descritos sucintamente, tendo ênfase os mais comuns em normas.

O terceiro capítulo aborda as prescrições normativas e o procedimento de análise adotado pelo trabalho. São apresentados os critérios de análise e aceitação de estruturas sujeitas ao colapso progressivo. Por fim, apresenta o modelo de análise que será adotado para a estrutura a ser analisada.

O quarto capítulo apresenta o modelo analisado pelo trabalho. Em um primeiro momento a estrutura a ser estudada é descrita e detalhes acerca da sua concepção também são discutidos. Em seguida são trazidos à tona os parâmetros sensíveis de cada etapa da análise do modelo com base em trabalhos de outros autores e como estes serão trabalhados para o caso em questão.

O quinto capítulo abordou os modelos de validação analisados pelo trabalho. Três modelos de referência foram escolhidos e tiveram seus resultados reproduzidos por modelos de validação produzidos pelo autor, procedimento previsto pela metodologia adotada.

O sexto capítulo apresenta os resultados obtidos nas análises realizadas no modelo estrutural proposto. Os dados são discutidos em cada uma das etapas previstas na metodologia.

O sétimo e último capítulo discorre acerca das conclusões. Os objetivos propostos inicialmente são revistos com base nos resultados alcançados durante as análises.

2. Revisão bibliográfica

2.1. Definição e caracterização

Estruturas com as mais diversas finalidades estão sujeitas a eventos extremos, podendo ser causados por: explosões, furacões, terremotos, impactos e erros de projeto ou execução. Tais eventos podem desencadear a falha de determinado trecho da estrutura, que por sua vez, pode levar a uma reação em cadeia, levando ao colapso uma parte maior ou a estrutura por inteiro.

O interesse pelo colapso progressivo motivou pesquisadores a produzir uma grande quantidade de trabalhos acerca do tema, o que acabou gerando diversas definições para o termo. Ellingwood (2006) define o colapso progressivo como o resultado de um dano estrutural inicial e local que se desenvolve, devido a um mecanismo em cadeia, a uma falha desproporcional ao tamanho inicial. Gross e McGuire (1983) afirmam que o colapso progressivo é caracterizado pela perda da capacidade resistiva de uma parte relativamente pequena da estrutura devido a uma carga incomum, que por sua vez, resulta em um processo cascata de falha que afeta uma parte maior da estrutura. A norma norte americana proposta pelo GSA (2016) define o colapso progressivo como uma situação onde uma falha local de um componente estrutural leva a um colapso de membros adjacentes, que por sua vez, resulta em um dano total desproporcional ao original.

O conceito de colapso progressivo é muitas vezes confundido com o de colapso desproporcional. Para Adam *et al.* (2018), o termo colapso desproporcional, refere-se um colapso caracterizado pela desproporção de tamanho entre um pequeno dano e a sua configuração final. Sendo assim, vale notar que o colapso progressivo se refere a propagação de uma falha na estrutura e a sua propagação, enquanto colapso desproporcional diz respeito apenas ao dano final, em contraste com a falha inicial, sem a descrição do comportamento estrutural.

A caracterização do colapso progressivo ainda carece de limites bem definidos. Dentre os poucos extremos definidos está o da norma britânica (*The Building Regulations, 2010*), que considera que houve colapso progressivo em casos onde os danos causados alcancem 100m² ou possuam 15% ou mais da área de piso, em projeção horizontal, e atinjam mais de 2 pavimentos, em termos verticais. A norma brasileira (NBR 6118/2014) não define ou caracteriza o colapso progressivo em seu texto.

2.2. Histórico do tema

O colapso do edifício residencial Ronan Point na Inglaterra em 1968 é apontado por muitos como o primeiro caso de colapso progressivo bem documentado, sendo o responsável por despertar o interesse da comunidade acadêmica pelo tema. A edificação residencial que contava com vinte e dois andares e 110 apartamentos teve seu canto sudeste colapsado, apenas dois meses após finalizada a sua construção, por conta de uma explosão de gás (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Edifício Ronan Point após colapso (Pearson e Delatte, 2005)

O edifício construído com o sistema conhecido como Larsen-Nielson, composto por paredes, lajes e escadas pré-fabricadas, não estava preparado para suportar à situação extrema a qual foi solicitado. Segundo Pearson e Delatte (2005) a força da explosão de gás quebrou as paredes externas da cozinha do décimo oitavo andar, que eram os únicos suportes das paredes dos cômodos acima, que por sua vez, cederam e caíram sob a laje. O impacto imediato e a sobrecarga fizeram com que o piso cedesse e caísse sob o décimo sétimo andar, e assim o dano se propagou até o térreo.

O colapso do edifício Ronan Point foi o catalisador de mudanças em códigos de projeto de estruturas de concreto armado da época. Os ingleses foram os primeiros a assimilar considerações acerca do colapso progressivo, a norma *UK Building Regulations 1970* passou a requerer certos níveis de ductilidade e redundância em projetos.

A ruína das duas torres do World Trade Center em Nova Iorque teve grande repercussão e tornou-se um dos casos mais emblemáticos de colapso progressivo já documentado. As torres norte e sul foram alvo de um ataque terrorista coordenado, sendo atingidas por dois aviões do tipo Boeing 767, o que ocasionou a queda de ambas pouco após os impactos.

Os prédios de 410 metros de altura e 100 andares cada um foram considerados os maiores do mundo até 1974. Oliveira (2002) descreve o sistema estrutural central do edifício como de “coluna tubular”, o qual consistia em 244 colunas de aço que delimitavam um núcleo vazio onde estavam as caixas de escada e elevadores. O arranjo estrutural era altamente hiperestático, e tal redundância faria com que, em caso de falha de uma dessas colunas, as demais agissem absorvendo o esforço excedente.

Devido a robustez do sistema estrutural dos prédios, apenas um fator não seria capaz de causar tamanho dano, sendo assim, três fatores que atuaram em conjunto são apontados como causadores do desabamento. A diminuição dos graus de hiperestaticidade extras do sistema estrutural do núcleo do prédio, somada ao aumento do carregamento suportado pelo pavimento, proveniente do peso da aeronave, e o fogo seguido pelas explosões formou o cenário que foi responsável pela queda dos edifícios, afirma Vlassis (2007). As torres sul e norte permaneceram visivelmente estáveis após o choque por 103 e 56 minutos respectivamente, entretanto, chegou-se a um ponto no qual os pilares não suportaram mais a carga proveniente dos andares acima, então o colapso se estendeu aos andares posteriores, acarretando na ruína dos prédios por completo.

Os resultados provenientes das investigações acerca do colapso do World Trade Center foram responsáveis por mudanças nas exigências de projetos para prédios altos nos EUA. Características que aumentassem a capacidade resistente ao fogo e que facilitassem a evacuação em casos de emergência foram propostas pelo *Nacional Institute of Standard and Technology* no código NISTIR 7396/2007.

A sede do departamento de defesa dos EUA, o Pentágono, teve sua fachada oeste atingida por um Boeing 757, minutos após o ataque às torres gêmeas (Figura 2.2). O modo com que o edifício se comportou, resistindo ao colapso por tempo suficiente para evacuação de potenciais vítimas, levou pesquisadores a tentar explicar como uma construção dos anos 1940 resistiu a tal evento extremo.

Uma série de fatores são apontadas por Mlakar *et al.* (2005) como responsáveis pela resposta dada por parte do edifício. A redundância da estrutura (hiperestaticidade) resultou em uma série de caminhos alternativos de carga, os quais foram responsáveis por redistribuir os esforços após a perda dos membros

no impacto. A continuidade das armaduras positivas das vigas através dos pilares e os vãos curtos do arranjo estrutural também foram apontados como fatores positivos. A continuidade oferecida por eles possibilitou o uso dos caminhos alternativos, uma vez que garantiu a correta conectividade entre os elementos.



Figura 2.2 – Fachada oeste do Pentágono após colisão (Mlakar *et al*, 2005)

As falhas anteriores que resultaram em colapso progressivo ajudaram a moldar os atuais códigos de combate e prevenção ao fenômeno. Tais eventos extremos também tiveram ação catalisadora, acelerando o ritmo da pesquisa sobre o tema. Em seu levantamento acerca dos trabalhos dirigidos ao assunto, Adam *et al.* (2018) mostraram como cresceu significativamente a quantidade de trabalhos publicados após eventos que atraíram a percepção pública para a segurança de edifícios sujeitos a situações incomuns. Até o ano de 2002 o Reino Unido possuía a maior quantidade de publicações acerca do colapso progressivo, sendo pioneiro no assunto após o ocorrido em Londres, onde o primeiro desabamento com tais características foi documentado. Entre os anos de 2003 e 2007, os EUA tomaram a dianteira na quantidade de publicações acerca do assunto, motivados pelos casos de colapso progressivo citados anteriormente.

2.3.

Mecanismos de resistência ao colapso progressivo

Em estruturas reticuladas, certos mecanismos podem mitigar os efeitos do colapso progressivo após a perda de um elemento chave de suporte. Tais dispositivos atuam garantindo a transferência de carga aos membros adjacentes. Dentre estes mecanismos, destacam-se: efeito arco nas vigas próximas, ação de membrana das lajes adjacentes e a contribuição de elementos não estruturais.

Os efeitos de membrana e catenária são cruciais para a encontrar a correta resistência e deformação de estruturas sujeitas ao colapso progressivo, destaca Kunnath *et al* (2018). Conforme a carga suportada cresce, a linha neutra tende a ficar mais próxima do bordo superior da viga, o que indica que uma porção cada vez maior dela está sendo tracionada. Deste modo, os pilares nas extremidades dela são empurrados e o aumento gradativo da tensão de compressão resultante na parte superior da viga é conhecido por efeito arco. O crescente acréscimo de carga faz com que o deslocamento vertical da viga continue aumentando, e que para continuar cobrindo o vão existente acaba por alongar-se cada vez mais, resultando no efeito membrana, no qual as tensões no elemento são predominantemente de tração. A ruptura das armaduras longitudinais ou falha na ancoragem são comuns em peças sob efeito membrana. Ambos os mecanismos acima descritos são as últimas defesas da viga ante o colapso iminente, os quais são iniciados após a formação das rotulas plásticas (figura 2.3), no instante no qual o limite de flexão é atingido.

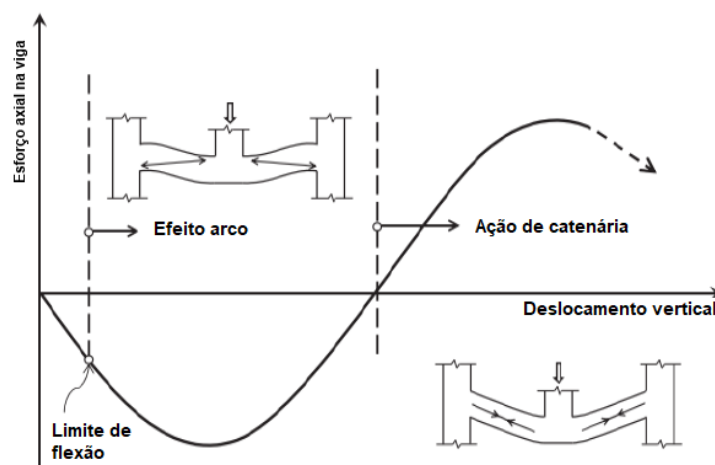


Figura 2.3 – Efeitos arco e membrana em viga (Kunnath *et al.* 2018, adaptado)

A contribuição de elementos não estruturais é, por muitas vezes, ignorada em análises do colapso progressivo, apesar da sua ação comprovada. Li *et al.* (2016) analisaram o comportamento de pórticos sujeitos ao colapso progressivo com e sem a presença de alvenaria de vedação, concluindo ao final que os modelos com vãos preenchidos com paredes possuíam maior resistência ao colapso progressivo e também uma maior rigidez inicial, porém com uma menor ductilidade.

2.4.

Métodos de avaliação do colapso progressivo

Duas abordagens distintas podem ser encontradas na literatura e nos códigos para a avaliação do colapso progressivo, são elas: indireta ou direta. O trato indireto do problema refere-se a práticas de cálculo e detalhamento que aumentem a robustez e que garantam ductilidade à estrutura. Em contrapartida, a abordagem direta, como o nome sugere, avalia a estrutura após a perda de determinados elementos e, conseqüentemente, de parte da capacidade de suporte dela.

A abordagem por meio de forças de amarração (*tie forces*) é geralmente prescrita por normas para construções de menor porte, com menor risco de colapso progressivo, sendo destinada a prover continuidade e ductilidade a estrutura. A amarração geralmente é obtida por meio de tirantes horizontais e verticais, obtidos por meio de certos requisitos mínimos de continuidade, proveniente da ancoragem das armaduras longitudinais.

A abordagem por meio dos caminhos alternativos de carga (*alternative load path method, ALP*), onde um membro é removido da estrutura, tenta demonstrar de forma direta a sua robustez. O método busca demonstrar a habilidade da estrutura em redistribuir os esforços adicionais nos membros restantes em áreas sujeitas a danos locais. A abordagem por meio dos caminhos alternativos de carga requer que uma série de cenários sejam analisados, onde muitas simplificações são adotadas, resultando em um grande número de cenários, que combinados podem levar a soluções com robustez distintas. Tais considerações incluem, ou não, uma avaliação refinada do dano (análise dinâmica), não linearidade dos materiais, grandes deformações e a ductilidade das ligações. Na prática, o nível de detalhamento da análise dos caminhos alternativos depende da classificação de risco do prédio, realizada por meio de considerações normativas e critérios de desempenho.

O método do elemento chave (*key element*) é recomendado em alguns códigos como último recurso, quando o método ALP não é capaz de demonstrar que a estrutura tem capacidade suficiente de redistribuir os esforços quando submetida a eventos extremos. Nesse tratamento, elementos chave (elementos estruturais cuja falha desencadeia imediato colapso) são identificados e projetados para resistir a cargas excepcionais. Os métodos de análise estrutural não-lineares e dinâmicos são os indicados para esta abordagem.

3. Prescrições normativas e procedimento de análise

3.1. GSA Guidelines 2016

A norma proposta pelo GSA (*alternative path analysis and guidelines for progressive collapse resistance*) em 2016 estabelece critérios e orientações que visam diminuir o risco de colapsos progressivos de prédios federais. O seu procedimento de cálculo prevê a abordagem por meio dos métodos dos caminhos alternativos de carga, aplicada a modelos tridimensionais de estruturas, a qual pode ser usada em três análises: estática linear, estática não linear e dinâmica não linear.

Os componentes da estrutura são divididos em dois grupos: primários e secundários. Os membros primários são os que são responsáveis por prover resistência ao colapso progressivo à estrutura, enquanto os secundários são todos os demais. O critério de aceitação de cada um destes membros será discutido adiante.

A versão mais recente da norma traz uma nova estratégia para garantia de ductilidade a estruturas sujeitas ao colapso progressivo, conhecida por capacidade de projeto. Para explicar este conceito Park and Paulay (2006) fazem uma analogia entre os elementos estruturais e o mecanismo de uma corrente, onde a capacidade de resistência total dela será governada por um elo dúctil. Tal dispositivo sempre estará ligado a outros próximos, mais fortes. Então, de acordo com esse conceito, momentos e forças podem ser classificados em elos dúcteis (controlado pela deformação) ou frágeis (controlados pela força). Rouhani *et al.* (2015) aplicam o conceito a uma viga, onde momento fletor e força cortante com comportamentos dúctil e frágil respectivamente, exercem a função de elos, que formam a corrente.

O desempenho aguardado pelos elementos estruturais e a sua forma de avaliação dependem da sua classificação quanto a ductilidade. A GSA (2016) define que espera-se que os elementos controlados por força terão um comportamento elástico, enquanto os elementos de deformação controlada devem sofrer uma resposta inelástica considerável durante a análise ao colapso progressivo.

A remoção de membros de suporte do modelo analisado é um dos passos vitais da análise por meio dos caminhos alternativos de carga. De acordo com a classificação ao risco, os pilares a serem removidos estarão em diferentes

posições. O procedimento mais comum é a análise mediante remoção de três colunas: uma no centro do maior lado da estrutura, outra no centro do menor lado e outra no canto do prédio. Para edifícios com estacionamento no subsolo ou passagem de público sem controle, se faz necessária também a remoção de um pilar interno.

3.1.1. Análise estática linear

O procedimento de análise estática linear é o mais simples previsto pela norma norte americana. A facilidade do seu emprego traz consigo uma série de simplificações, que por sua vez, acabam por produzir resultados mais conservadores. A aplicação deste método de análise está restrita a estruturas com 10 pavimentos ou menos, tendo início com a avaliação de risco da edificação e escolha dos pilares a serem removidos, seguida pela aplicação das combinações de ações e análise das relações demanda-capacidade (DCR) dos elementos críticos.

A análise estática linear é realizada com duas combinações de ações. Enquanto G_{LD} age na região adjacente e nos pisos acima do elemento removido, G é aplicada nos demais painéis de laje (Figura 3.1). Ambas são descritas pelas eq. (3.1) e (3.2):

$$G_{LD} = \Omega_{LD}[1,2DL + 0,5LL] \quad (3.1)$$

$$G = 1,2DL + 0,5LL \quad (3.2)$$

onde Ω_{LD} é o fator de amplificação dinâmica para elementos controlados pela deformação, DL são as cargas permanentes e LL são as cargas acidentais. Para elementos controlados pela força, Ω_{LD} é substituído por Ω_{LF} , que tem valor fixo de 2.

As considerações acerca do fator de amplificação dinâmica (Ω_{LD}) sofreram modificações significativas com a atualização da norma. De acordo com o procedimento de cálculo atual, o valor a ser utilizado nas combinações de ações está atrelado ao fator de demanda (*m-factor*) por meio da eq. (3.3):

$$\Omega_{LD} = 1,2m_{LIF} + 0,8 \quad (3.3)$$

onde m_{LIF} é o menor fator m das vigas primárias. O fator m (m -factor), estabelecido pela norma ASCE 41 (2013), é um modificador de demanda e seu cálculo leva em conta uma série de características do componente analisado, tais como: taxa de armadura (ρ), resistência à compressão do concreto (f'_c), resistência à tração do aço empregado (f_y), dentre outros dados.

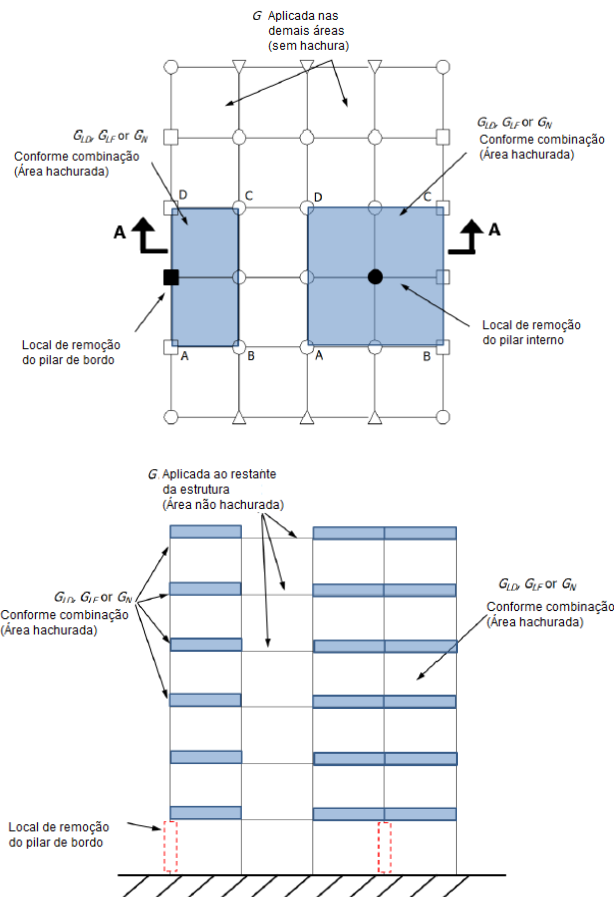


Figura 3.1 – Áreas de influência de G_{LD} (GSA 2016, adaptado)

De posse dos esforços solicitantes nos membros após a remoção dos pilares (Q_D) e da máxima capacidade resistente (Q_R), pôde-se calcular as relações demanda-capacidade (DCR) por meio da eq. (3.4). A norma estabelece que para os elementos analisados o DCR_{lim} , apresentado na eq. (3.5), não seja ultrapassado. Sendo assim, os membros que não atenderem ao limite estabelecido correm sério risco de romperem e comprometerem a estabilidade da estrutura.

$$DCR = \frac{Q_D}{Q_R} \quad (3.4)$$

$$DCR_{lim} \leq m\varphi \quad (3.5)$$

onde m é o fator m do elemento analisado e φ é o fator de redução da resistência do material utilizado. Os valores de φ variam conforme diretrizes das normas referentes ao dimensionamento da estrutura em questão, ou seja, tem valores diferentes para aço, concreto armado ou madeira. Tais valores variam entre 0,65 e 0,90 para elementos sujeitos à flexão, carga axial, ou combinação de ambos, de acordo com a norma ACI 318 (2014), empregada para o projeto de estruturas de concreto armado.

Caso o elemento analisado não atenda ao requisito imposto pelo DCR_{lim} , pode-se: aumentar a sua seção transversal, elevar sua taxa de armadura ou alterar a resistência à compressão do concreto empregado. Uma vez atendido o critério da relação demanda-capacidade, pode-se atestar a segurança da estrutura ao colapso progressivo.

3.1.2. Análise estática não linear

A análise estática não linear guarda certas semelhanças à análise estática linear, com mudanças pontuais em determinados aspectos. Por remover certas simplificações adotadas pelo procedimento previamente discutido em sua análise, como a possibilidade de comportamento além do limite de escoamento dos materiais, ela acaba apresentando resultados mais realistas. Nesta também são incluídas as não linearidades geométricas dos elementos do modelo.

As combinações de ações utilizadas pelo procedimento, descritas pelas eq. (3.6) e (3.7), devem ser aplicadas as áreas adjacentes e afastadas do pilar removido, respectivamente. A carga deve ser aplicada em no máximo 10 passos até atingir o seu valor máximo.

$$G_N = \Omega_N[1,2DL + 0,5LL] \quad (3.6)$$

$$G = 1,2DL + 0,5LL \quad (3.7)$$

O fator de amplificação dinâmica para o caso estático não linear (Ω_N) é obtido por meio da eq. (3.8).

$$\Omega_N = 1,04 + \frac{0,45}{\left(\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0,48\right)} \quad (3.8)$$

onde θ_{pra} é o ângulo de rotação plástica definido pelo critério de aceitação e θ_y é o ângulo de rotação de escoamento. Ambos os parâmetros podem ser encontrados em tabelas presentes na norma GSA (2016), adaptadas da norma ASCE 41 (2013). O ângulo de rotação plástica é definido a partir do ângulo de rotação elástica, sendo seu excedente, como exemplifica a Figura 3.2.

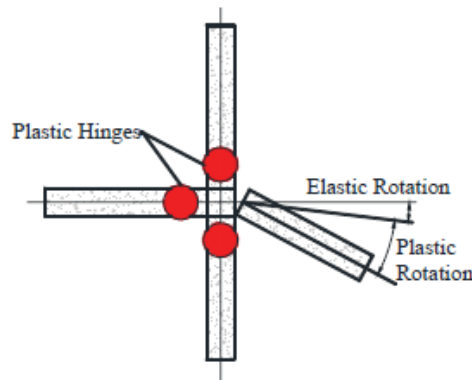


Figura 3.2 – Ângulo de rotação plástica (Rouhani et al., 2015)

Para a análise estática não linear, o critério para aceitação de elementos controlados por deformação consiste na verificação de limites na rotação. O elemento é dito seguro quando satisfaz a condição imposta pela eq. (3.9), onde θ_e é a rotação do elemento analisado e θ_{lim} é o valor máximo permitido para ela, que pode ser obtida nas tabelas 7 a 10 da GSA (2016).

$$\theta_e \leq \theta_{lim} \quad (3.9)$$

3.1.3. Análise dinâmica não linear

A análise dinâmica não linear é apontada por diversos autores como a mais realista. O seu procedimento de análise se assemelha ao anterior, tendo o mesmo critério de aceitabilidade por parte dos elementos, porém as combinações de ações são diferentes. O fator de amplificação dinâmica não está presente, conforme pode ser visto na eq. (3.10). A carga a ser aplicada em todos os pisos é a mesma, não importando se ele está ou não próximo ao pilar removido.

$$G_{ND} = 1,2DL + 0,5LL \quad (3.10)$$

A norma faz menção à forma com que a carga deve ser aplicada e o modo com o qual a remoção do pilar deve ser feita. A carga deve ser aplicada de modo monotônico até o equilíbrio ser atingido, só após esta etapa o pilar pode ser removido. A remoção do pilar deve ser rápida, menor do que um décimo do período associado à resposta da estrutura. A análise deve durar ao menos até que o máximo deslocamento seja atingido.

3.2. Procedimento de análise

Diante da necessidade de se ter uma metodologia confiável para avaliação do colapso progressivo, Marjanishvili (2004) propôs um procedimento baseado em quatro análises com grau de sofisticação crescente entre elas. A incorporação das quatro análises de modo sucessivo agrega ao resultado final os pontos fortes de cada uma delas, proporcionando assim, uma decisão mais segura por parte dos projetistas.

O processo tem início por meio de uma análise estática linear, a qual é tida como a mais conservadora, devido à série de simplificações adotadas. A não consideração dos efeitos dinâmicos nesta etapa da análise, tais como forças de inércia e de amortecimento, torna o resultado conservador em relação aos demais, pois produz resultados acima dos obtidos por análises mais realistas. Entretanto, trata-se do método de mais fácil modelagem, além de apresentar cálculo que não demanda grande esforço computacional para ser realizado.

A análise estática não linear é um método iterativo no qual as cargas aplicadas à estrutura são aumentadas em sucessivos passos até que se obtenha o valor máximo de deslocamento dela. O método permite que os elementos estruturais trabalhem além do seu limite elástico, podendo chegar à capacidade resistente, situação à qual estariam sujeitos em uma situação extrema, como a perda de um elemento de suporte. Em contrapartida, possui modelagem relativamente complexa, podendo levar a resultados conservadores.

As análises dinâmicas são mais realistas, pois levam em consideração as forças inerciais e de amortecimento, resultando em um modelo com comportamento mais próximo ao observado experimentalmente. A primeira a ser realizada, seguindo a ordem de complexidade crescente, é a análise dinâmica

elástica linear. Seu uso é indicado para estruturas cujo comportamento não venha a exibir grandes deformações.

A análise dinâmica não linear é a última etapa do processo de análise, sendo a mais complexa dentre as propostas. Por levar em conta as não linearidades físicas e geométricas que a estrutura pode vir a exibir, pode apresentar o comportamento mais próximo do real dentre todas as análises previamente listadas. Entretanto, é a análise que tem o maior custo computacional.

A validação dos resultados é um ponto crucial da análise. Marjanishvili (2004) propõe que as semelhanças entre cada etapa do processo de verificação da estrutura sejam exploradas ao máximo, de modo que os resultados obtidos por meio de uma análise mais complexa possam ser validados pelos da etapa anterior. A adoção de tal prática faz com que se herde as principais vantagens dos procedimentos simples e que se alie a elas a robustez das respostas vinda de uma análise complexa.

Kunnath (2018) chama atenção para o fato de que uma única análise não pode ser suficiente para que uma evidência seja validada, ou seja, deve-se variar parâmetros sensíveis dentro do mesmo modelo até que sua importância seja mensurada e corretamente assimilada por ele. Dentre os parâmetros analisados estarão: tamanho da malha dos elementos finitos, passo e critérios de convergência em análises e propriedades físicas dos materiais em análises não lineares. A concordância por parte dos resultados se dará mediante evidências numéricas e resultados prévios de outros pesquisadores.

4.

Modelo analisado e parâmetros sensíveis

4.1.

Modelo da estrutura

4.1.1.

Análises de estruturas reticuladas de concreto armado

A análise de edifícios sujeitos ao colapso progressivo pelo Método dos Elementos Finitos foi realizada com êxito por uma série de pesquisadores, entretanto, os elementos utilizados na discretização variaram entre eles. Enquanto Parisi e Augenti (2012), Sasani (2010, 2011) e Oliveira (2015) utilizaram macrolementos do tipo *beam-column* para discretizar a estrutura reticulada, Jayasooria (2011) e Bao et al. (2008), fizeram uso de elementos contínuos do tipo *brick* para o concreto e *truss* para a armadura.

A validação dos modelos numéricos por meio de resultados experimentais é complexa, no entanto, alguns autores conseguiram obtê-la. Dentre os trabalhos validados experimentalmente os de maior destaque são os de Sasani (2007, 2008, 2010, 2011), uma vez que analisaram a resposta de estruturas completas quando submetidas à perda de elementos de suporte. Outros autores, como Pham et al. (2017) e Yu et al. (2014), validaram seus resultados experimentalmente, todavia utilizaram trechos específicos de estruturas em suas análises experimentais.

A análise de uma estrutura completa de um edifício se faz necessária para atender aos objetivos propostos pelo trabalho. Tendo como objetivo a concepção de um modelo dentro de uma faixa possível de análise, reuniu-se dados de vãos e alturas de pé direito utilizadas por outros autores (Tabela 4.1). Adotou-se então valores similares aos observados em estudos prévios.

Tabela 4.1 – Características de modelos analisados previamente

Autor	Vão no maior lado (m)	Vão no menor lado (m)	Andares	Pé direito (m)
Sasani et al. (2010)*	6,77	4,30	20	3,30
Sasani et al. (2011)*	7,64	3,97	11	3,47
Rouhani et al. (2015)	6,00	6,00	10	4,00
Rouhani et al. (2018)	5,00	8,00	10	4,00
Jayasooria et al. (2011)*	7,00	8,00	10	4,00
Bao et al. (2008)	9,00	6,00	10	3,65
Longo (2018)	6,00	5,00	12	3,30
*Valores médios				

4.1.2. Estrutura analisada

O modelo de estrutura adotado possui características similares a de outros trabalhos anteriores. A estrutura de concreto armado é composta por vigas, pilares e lajes, possuindo 10 andares no total (Figura 4.1). Para fins de cálculo de armaduras, considerou-se em um pré-dimensionamento que as vigas tinham seções transversais de 20x60 cm, enquanto os pilares possuíam 70x40 cm. As lajes maciças tinham espessura de 15cm. Os vãos efetivos da estrutura no maior lado tinham dimensão de 7m enquanto no menor vão medem 4m (Figura 4.2).

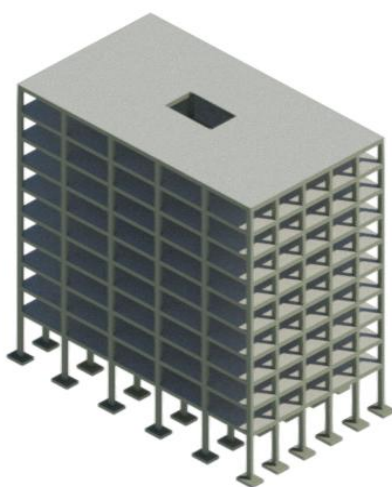


Figura 4.1 – Modelo analisado em perspectiva

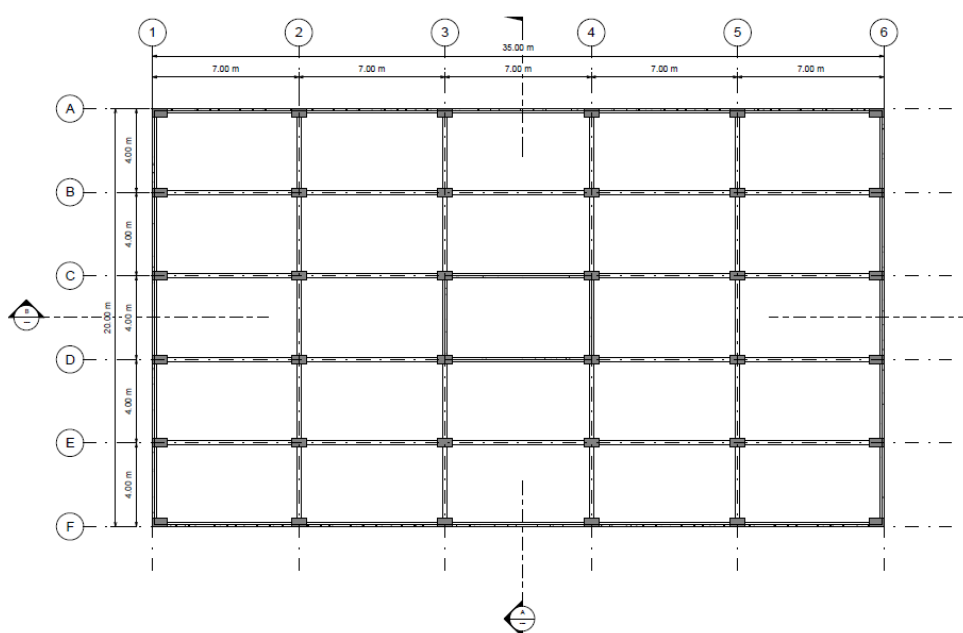


Figura 4.2 – Modelo analisado em planta

O pé direito do térreo ao primeiro andar destoa em relação aos demais. Assim como em outros modelos, optou-se por variar a altura do primeiro lance, aumentando assim a esbeltez dos pilares. Do térreo ao primeiro andar tem-se uma altura de 5m, enquanto os demais andares são espaçados em 3,5m, como pode ser visto no Corte A (Figura 4.3).

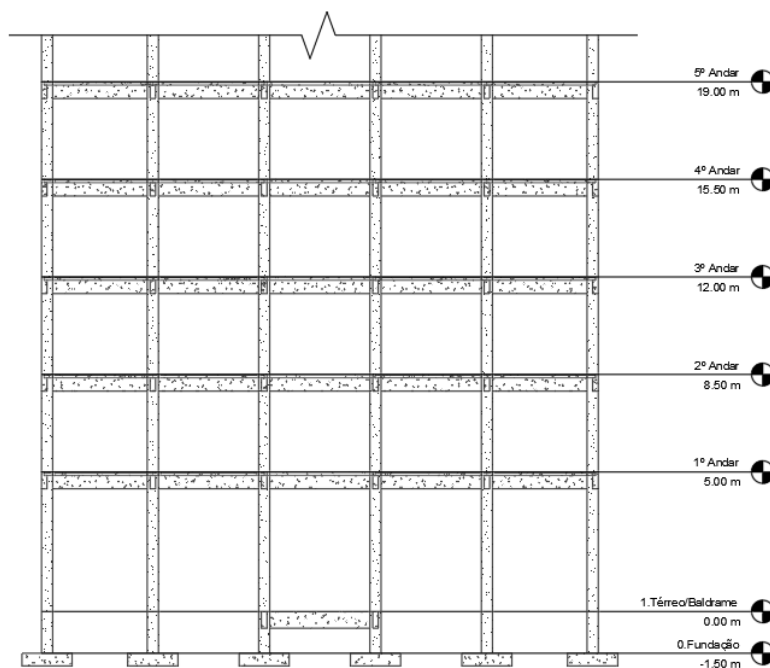


Figura 4.3 – Corte A da estrutura

A superestrutura do modelo foi dimensionada conforme critérios estabelecidos pela NBR 6118/2014. Considerou-se que a estrutura estaria sujeita a um meio externo com classe de agressividade II.

Dois materiais foram empregados no modelo. O concreto utilizado em todos os elementos foi o C30. Utilizou-se apenas aço CA-50 para todas as armaduras, cujo comportamento sob tração é descrito pela Figura 4.4. As propriedades físicas do aço e do concreto são apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Propriedades físicas dos materiais empregados no modelo

Propriedades físicas dos materiais		
Concreto C30	γ	25 kN/m ³
	E	27 GPa
	ν	0,2
	f_{ck}	30 MPa
Aço CA-50	γ	76,98 kN/m ³
	E	210 GPa
	ν	0,3
	f_{yk}	540 MPa

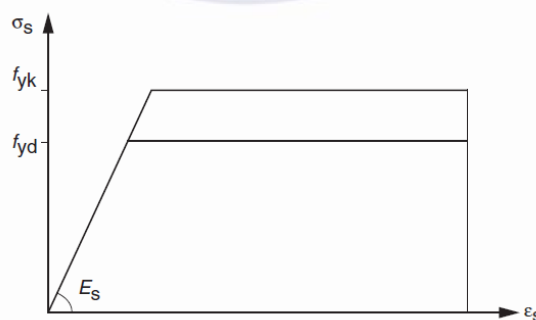


Figura 4.4 – Comportamento do aço quanto a tração

Cargas permanentes e acidentais foram aplicadas ao modelo para seu dimensionamento, ambas com valores obtidos por meio da NBR 6120/2019 (Tabela 4.3). Considerou-se como carga permanente: peso próprio dos elementos estruturais, peso das paredes de alvenaria e *drywall*, camada de acabamento dos pisos e regularização dos pisos. As cargas de alvenaria foram aplicadas em todos os trechos das vigas, ao longo do seu comprimento. Enquanto as vigas de bordo estavam sujeitas à carga de alvenaria de tijolo cerâmico, as internas estavam submetidas ao carregamento do *drywall*. Dois valores de cargas acidentais foram considerados, um para os andares tipo e outro para a cobertura.

Tabela 4.3 – Cargas aplicadas sobre a estrutura

Cargas permanentes	
Peso próprio CA	25 kN/m ³
Alvenaria de blocos cerâmicos	5 kN/m
<i>Drywall</i>	1,45 kN/m
Revestimento do piso	1 kN/m ²
Cargas variáveis	
Escritórios	2,5 kN/m ²
Cobertura	1 kN/m ²

Tendo em vista a importância da presença da armadura nas seções transversais do modelo de elementos finitos, realizou-se o cálculo da estrutura conforme os dados citados anteriormente. Os pilares adotados inicialmente não necessitaram de aumento de sua seção, atendendo às solicitações com uma armadura conforme detalhe da Figura 4.5. As vigas foram calculadas com mesas colaborantes (b_f), estimadas conforme item 14.6.2.2 da norma NBR 6118/2014 (Tabela 4.4), e atenderam aos esforços solicitantes, tendo seções armadas conforme os detalhes das Figuras 4.6 e 4.7. As áreas de aço de vigas e pilares são apresentadas em sua totalidade na Tabela 4.5 e detalhadas no apêndice A.

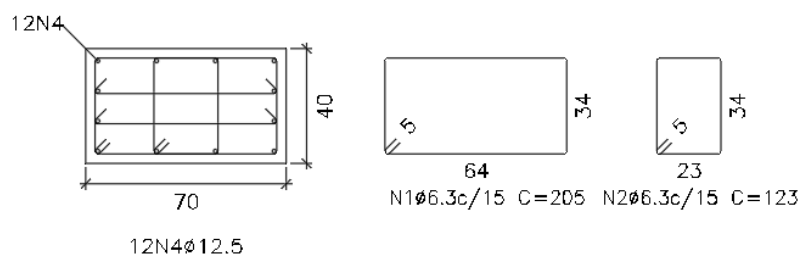


Figura 4.5 – Seção transversal do pilar tipo (dimensões em centímetros)

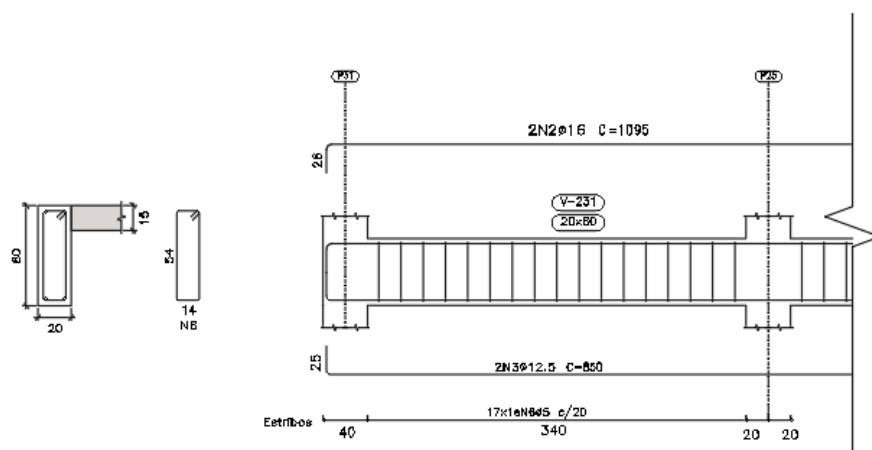


Figura 4.6 – Seção transversal e longitudinal de viga de bordo

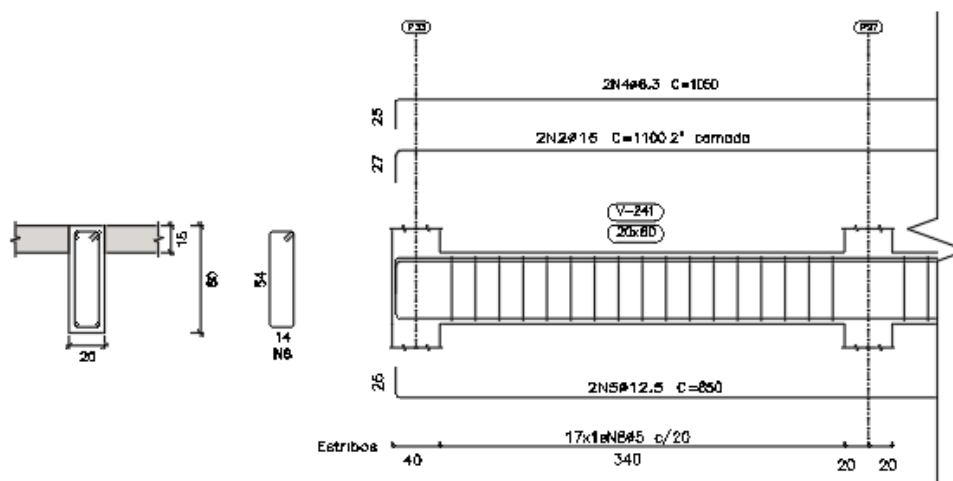


Figura 4.7 – Seção transversal e longitudinal de viga intermediária

Tabela 4.4 – Largura da base e da mesa colaborante das vigas do modelo

Largura da base e da mesa colaborante das vigas		
Elemento	bw (cm)	bf (cm)
Viga longitudinal térrea	20	-
Viga transversal térrea		-
Viga longitudinal de bordo	20	60
Viga transversal de bordo		40
Viga longitudinal interna		100
Viga transversal interna		65
Viga longitudinal de bordo superior	20	60
Viga transversal de bordo superior		40
Viga longitudinal interna superior		100
Viga transversal interna superior		65

Tabela 4.5 – Áreas de aço e concreto empregados nos elementos

Taxas de armaduras e concreto dos elementos			
Elemento	Concreto	As (cm ²)	As' (cm ²)
Viga longitudinal térrea	C30	2,50	2,50
Viga transversal térrea		2,50	2,50
Viga longitudinal de bordo	C30	3,23	5,00
Viga transversal de bordo		2,50	4,00
Viga longitudinal interna		6,00	10,00
Viga transversal interna		2,50	6,30
Viga longitudinal de bordo superior	C30	2,26	3,20
Viga transversal de bordo superior		2,50	2,50
Viga longitudinal interna superior		6,00	10,00
Viga transversal interna superior		2,50	6,30
Pilar - Pilotis	C30	37,80	-
Pilar - Tipo/Cobertura		15,00	-

As ligações das bases dos pilares do térreo com as fundações foram modeladas como engastes. Foi considerado que esses blocos de fundação sob os quais os pilares seriam ligados teria rigidez suficiente para não permitir deslocamentos e rotação.

4.2. Parâmetros sensíveis do modelo

4.2.1. Elementos empregados

Kunnath *et al.* (2018) e Adam *et al.* (2018) destacam que o emprego de elementos contínuos e de ordem superior é comum em análises de ligações e trechos específicos da estrutura, devido ao seu elevado custo computacional. Optou-se por discretizar o modelo da estrutura analisada neste trabalho com elementos do tipo *beam-column* para os pilares e vigas e elementos tipo *four node shell* para os pisos.

Os elementos do tipo *beam-column* empregados são tridimensionais, tendo seu comportamento descrito por Cook *et al.* (2001). Os elementos possuem seis graus de liberdade em cada nó de suas extremidades, e incluem em sua formulação os efeitos de deformação axial, flexão bi-axial, torção e deformação cisalhante (Figura 4.8). O comportamento não linear dos elementos é incorporado pelo emprego de rótulas plásticas (*plastic hinges*) ao longo do seu comprimento, que serão discutidas adiante.

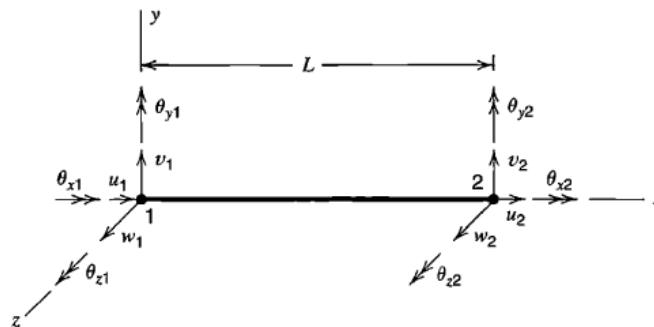


Figura 4.8 – Graus de liberdade elemento *Beam-Column* (Cook *et al.*, 2001)

As propriedades relacionadas às seções transversais de elementos do tipo *beam-column* são de vital importância nos resultados. Após apresentar formulação para este tipo de elemento com a presença de armadura, Izzuddin *et al.* (2002) demonstrou a relevância que ela tem em aplicações práticas, mesmo que cada membro seja discretizado com apenas um elemento. Deste modo, serão incorporadas às seções transversais dos elementos as armaduras longitudinais previamente calculadas, levando-se em conta a rigidez equivalente da seção com a presença das barras de aço.

Os elementos utilizados no modelo dos pisos são do tipo *four node shell* (Figura 4.9), nos quais cada nó possui 6 graus de liberdade. A não linearidade física pode ser incorporada aos elementos quando eles são construídos em forma de camadas (*layers*).

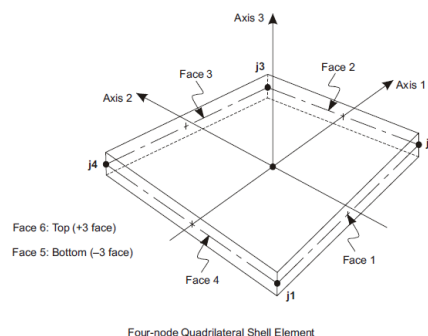


Figura 4.9 – Elemento *four node shell* (CSI, 2017)

Na literatura é possível encontrar duas formas de discretização das lajes na região crítica: empregando elementos do tipo *four node shell* ou utilizando-se elementos do tipo *beam-column* com rigidez torsional reduzida pela metade. Adam *et al.* (2018) chamam atenção para o fato de que lajes desempenham um papel significativo na resistência ao colapso progressivo, entretanto as ferramentas atuais não permitem que rótulas plásticas sejam inseridas em elementos do tipo *shell*. Não há consenso acerca da forma definitiva de modelagem da laje presente na região crítica da estrutura, sendo comum encontrar trabalhos que empreguem uma dentre as duas formas supracitadas. Sendo assim, optou-se por realizar uma análise de sensibilidade no edifício em questão, comparando os resultados entre modelos nos casos 1 (remoção do pilar de canto) com ambas as formas de discretização da laje.

4.2.2. Fator de amplificação dinâmica

As análises estática linear e não linear têm maior atratividade devido à simplicidade do seu procedimento, entretanto, seu principal parâmetro sensível, o fator de amplificação dinâmica (Ω), demanda certa atenção. Trabalhos como os de Kaewkulchai e Williamson (2004), Tsai *et al.* (2008) e Amiri *et al.* (2018), apontam para uma correlação entre o fator de amplificação dinâmica e a razão demanda-capacidade dos elementos estruturais.

O fator de amplificação dinâmica (Ω) pode ser expresso de dois modos: em função do deslocamento ou da força aplicada. O primeiro é obtido pela razão entre o deslocamento dinâmico (Δ_d) e estático (Δ_s) de um sistema sujeito à mesma carga, eq. (4.1). Por sua vez, o fator de amplificação calculado por meio da força aplicada é a razão entre as respostas da força estática (P_s) e da força dinâmica (P_d) sujeitas ao mesmo deslocamento, eq. (4.2), e exemplificado de modo mais claro pelo diagrama da Figura 4.10. Os fatores são idênticos dentro do regime elástico, afirma Tsai *et al.* (2008).

$$\Omega = \frac{\Delta_d}{\Delta_s} \quad (4.1)$$

$$\Omega = \frac{P_s}{P_d} = \frac{K_s \times \Delta_s}{K_d \times \Delta_d} \quad (4.2)$$



Os valores adotados neste trabalho seguem as prescrições da GSA (2016). As cargas utilizadas nas análises estática linear e estática não linear foram majoradas conforme valores obtidos nas tabelas 3.4 e 3.5 da norma, respectivamente.

A atribuição de rótulas plásticas (*plastic hinges*) a elementos do tipo *beam-column* permite que trechos específicos se comportem além do limite elástico podendo alcançar deformações mais condizentes com a realidade. “A resposta inelástica é obtida por meio da integração da deformação e curvatura plásticas e fica restrita inteiramente às rótulas, enquanto o restante do membro exibirá comportamento elástico” (CSI, 2017, p. 148). Para modelar o comportamento plástico ao longo do comprimento de um elemento se faz necessária a inserção de rótulas ao longo dele. As rótulas, por sua vez, têm seu comprimento definido usualmente em função da altura do elemento.

As propriedades das rótulas plásticas podem ser modeladas em função de dois comportamentos do membro: força-deslocamento (Figura 4.11) ou momento-rotação (Figura 4.12). Os valores nos pontos A, B, C, D e estão relacionados ao tipo do elemento, propriedades dos materiais empregados, presença de armadura

longitudinal e o nível de carregamento imposto, segundo Inel e Ozmen (2006). Pode ou não haver subdivisões entre os trechos B e C das curvas adotadas, as quais são diretamente relacionadas a limites de segurança e projeto. A rótula deve ser atribuída a um dos graus de liberdade do elemento *beam-column*.

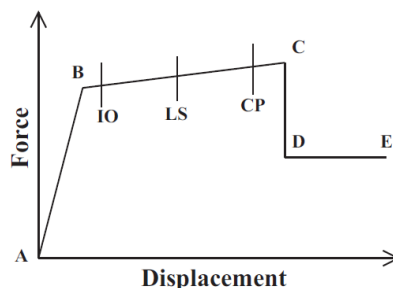


Figura 4.11 – Curva força-deslocamento (CSI, 2017)

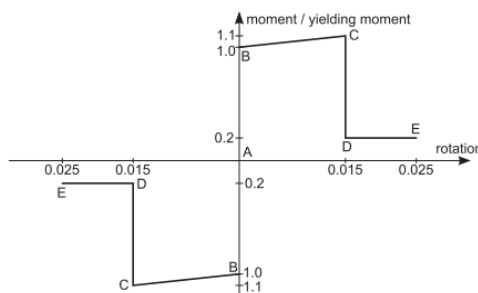


Figura 4.12 – Curva momento-rotação (Kokot et al., 2012)

Três tipos de rótulas plásticas são comumente empregadas: *moment plastic hinges* (MPH), *interacting PMM*, *fiber plastic hinges* (FPH). A rótula do tipo MPH agrega para si apenas deformação plástica decorrente do esforço de flexão, exibindo comportamento rígido até atingir o ponto de escoamento, não afetando a estrutura até então. Após o escoamento ela apresenta resposta rígida-plástica. Esse tipo de rótula tem como principal limitação a não consideração da interação entre a carga axial e o momento, já que a relação momento-rotação é obtida por meio de uma força constante. Ao contrário do tipo MPH, a rótula PMM leva em conta a interação entre a carga axial e o momento no elemento, onde o efeito é considerado na definição da superfície de escoamento. Apesar deste tipo levar em conta essa interação, a deformação axial do membro não é levada em conta na sua formulação, sendo esse o seu principal fator limitante. A geometria da seção e as leis constitutivas dos materiais são usadas em cada iteração para obter as respostas da força e deformação da seção em rótulas do tipo FPH. Em sua formulação, estão presentes as deformações axial e de flexão (elásticas e

plásticas). De acordo com Sasani *et al.* (2011), um membro modelado com FPHs pouco espaçadas pode levar em conta a formação de fissuras e, conseqüentemente, a perda de rigidez do elemento analisado, o que não ocorre com as demais rótulas, sendo essa uma das vantagens no seu emprego.

O modelo analisado pelo trabalho adotou FPHs ao longo do comprimento dos elementos do tipo *beam-column*. A formação de fissuras aliada ao escoamento da armadura longitudinal resulta em um crescimento de tamanho da viga, fenômeno observado por Kim *et al.* (2004). De acordo com Sasani *et al.* (2011), devido às condições de contorno da viga, o crescimento do seu comprimento leva à formação de forças axiais de compressão que compensam tal fenômeno. Esse comportamento, além de ser essencial para a obtenção de resultados confiáveis, é observado apenas em modelos com rótulas FPH.

Equações que forneçam o comprimento das rótulas plásticas foram objeto de estudo de diversos pesquisadores. A dimensão longitudinal da rótula plástica (L_p) adotada não necessariamente reflete o tamanho real da região na peça (L_{pc}). Trata-se então de um comprimento equivalente sob o qual uma determinada curvatura plástica é tida como constante para a integração das curvaturas da seção transversal ao longo do membro, obtendo assim a capacidade de deflexão por flexão e de rotação plástica. A eq. (4.3) foi proposta por Park e Paulay (1975) e adotada para o presente trabalho a fim de calcular o comprimento das rótulas plásticas do modelo.

$$L_p = 0,5 \times H \quad (4.3)$$

onde H é a altura do elemento onde será atribuída a rótula.

4.2.4. Incremento em análise estática não linear

O comportamento não linear engloba uma série de situações, sendo assim, é de vital importância a sua identificação e escolha de estratégia para incorporação ao modelo. Como mencionado anteriormente, as não linearidades física e geométrica são recorrentes em casos de estruturas sujeitas ao colapso progressivo. Enquanto a primeira tem seu efeito considerado no modelo ao inserir rótulas plásticas nos elementos, a outra depende que o efeito p-delta seja levado em conta.

Em problemas não lineares, a rigidez e a carga se tornam função do deslocamento, afirmam Cook *et al.* (2001). O problema estático não linear é regido pela equação eq. (4.4), que pode ser reescrita na forma da eq. (4.5), onde fica mais claro que não se pode resolvê-lo diretamente, devendo-se optar por uma resolução mediante incrementos sucessivos da carga (Δf_{ext}).

$$[K]\{\Delta u\} = \{f_{ext}^{t+\Delta t}\} - \{f_{int}^t\} \quad (4.4)$$

$$[K]\{\Delta u\} = \{\Delta f_{ext}\} + \{f_{ext}^t\} - \{f_{int}^t\} \quad (4.5)$$

O método de resolução mais comumente empregado em problemas dessa natureza é o Newton-Raphson. Segundo Borst *et al.* (2012), a adoção desse método numérico envolve sucessivas linearizações das equações que regem o problema, o que pode levar a um afastamento da solução de equilíbrio correta (Figura 4.13). Esse distanciamento gradual pode ser reduzido ao se adicionar iterações de equilíbrio a cada passo de carga. Se fez necessária então uma análise da sensibilidade do modelo quanto a tolerância dos resultados e quantidade de passos.

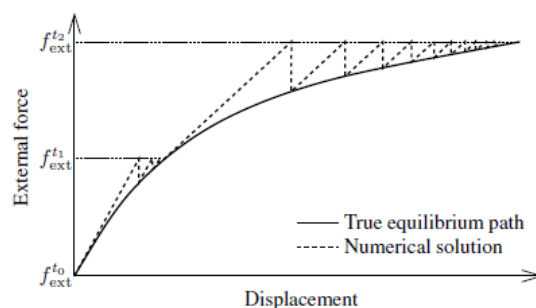


Figura 4.13 – Esquema de iteração (Borst *et al.*, 2012)

Uma das questões mais importantes da análise estática não linear refere-se à necessidade de atualização da matriz de rigidez tangencial $[K]$, obtida pela eq. (4.6). Borst *et al.* (2012) sugerem que essa mudança não ocorra de modo brusco após cada iteração, podendo-se preservar a matriz $[K]$ durante algumas delas ou mudando somente após se adicionar um incremento de carga, sem que isso acarrete em uma interferência significativa dos resultados. Optou-se no trabalho por preservar a matriz de rigidez tangencial por não mais do que dez iterações.

$$[K] = \sum_{e=1}^{ne} Z_e^T \int_{V_e} B^T DB Z_e dV \quad (4.6)$$

O efeito p-delta refere-se a relações de equilíbrio e compatibilidade de um sistema estrutural carregado em sua configuração deformada. Em grande parte das análises estruturais o carregamento aplicado é responsável por pequenas deformações, o que permite o uso das suas características geométricas da configuração indeformada sem grande prejuízo ao resultado final. Em casos onde verifica-se o colapso progressivo ocorre um aumento significativo da carga em determinados membros, o que justifica o emprego de uma análise considerando o efeito p-delta, já que há grandes deformações.

O exemplo mais comum do efeito p-delta é o de uma viga com uma extremidade engastada e a outra livre com cargas transversal e axial agindo nesse ponto (Figura 4.14). O momento ao longo da viga, analisado sob a configuração indeformada, é o produto da carga transversal (F) pela distância ao engaste (L), dado pela eq. (4.7). Analisando a configuração deformada vê-se que a força axial (P) é capaz de produzir um momento em relação à base, sendo assim, o momento fletor ao longo da peça é dado pela eq. (4.8).

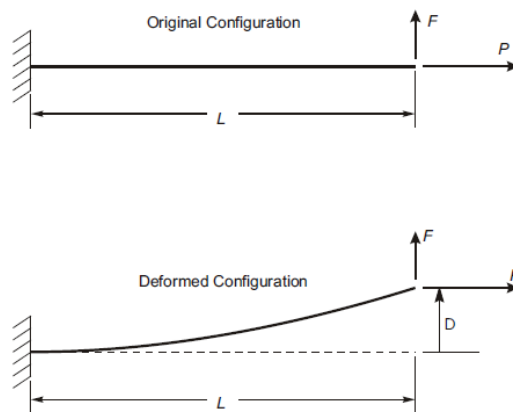


Figura 4.14 – Viga engastada e o efeito p-delta (CSI, 2017)

$$M = FL \quad (4.7)$$

$$M = FL - P\Delta \quad (4.8)$$

O efeito p-delta é integrado ao longo do comprimento de cada elemento do tipo *beam-column*, levando em conta a sua deflexão. Deste modo, a deformação transversal é assumida como cúbica para flexão e linear para o cortante. A carga

axial (P) é tida como constante ao longo do comprimento do elemento. Caso haja alguma diferença entre as cargas axiais de topo e base do membro, como em pilares de um edifício, assume-se um valor médio entre elas como a carga p-delta.

4.2.5. Incremento de tempo em análises dinâmicas

A análise dinâmica de um sistema com múltiplos graus de liberdade ao longo do tempo se dá por meio da solução da eq. (4.9). Ela faz uso da mesma matriz de rigidez $[K]$ empregada na análise estática, que é intrínseca ao elemento adotado. Entretanto, a principal diferença entre as duas análises está na adição das matrizes de massa $[M]$ e amortecimento $[C]$ na equação de movimento a ser resolvida para encontrar o deslocamento do sistema.

$$[M]\{\ddot{d}\} + [C]\{\dot{d}\} + [K]\{d\} = \{F_{ext}\} \quad (4.9)$$

A matriz $[M]$ tem como principal objetivo distribuir a massa do sistema de modo discreto. Dois tipos de matrizes de massa são mais comumente empregados em análises dinâmicas: concentrada e consistente. A primeira diz respeito a uma matriz diagonal semidefinida onde a massa do modelo é concentrada nos nós de cada elemento. Em contrapartida, na matriz de massa consistente as mesmas funções de forma usadas para derivar a matriz de rigidez do elemento são usadas para obtê-la. Não é claro ainda quando a matriz de massa concentrada ou consistente resulta em uma resposta mais precisa, porém os custos computacionais envolvidos na resolução de um sistema com a primeira são significativamente menores, afirma Rao (2018). O modelo usado nesta dissertação adotou matriz de massa consistente.

Optou-se pela análise no tempo (*time history*) com integração direta. De acordo com Cook *et al.* (2001), as análises desse tipo são necessárias quando pretende-se avaliar o comportamento de uma estrutura sujeita a cargas não periódicas ou subitamente aplicadas, como é o caso da perda de pilar, tratado em detalhes mais adiante. Este tipo de problema requer que as equações diferenciais de movimento sejam integradas ao longo do tempo, passo a passo, sem alterá-las, ao contrário do que ocorre no método da superposição modal. Cada resposta obtida é válida para o instante em questão, sendo dividida por incrementos sucessivos de tempo.

O algoritmo responsável pela solução da eq. (4.9) pode ser montado de modo explícito eq. (4.10) ou implícito (4.11). O primeiro contém apenas informações anteriores no lado direito da igualdade, ou seja, calculam o deslocamento em um tempo posterior ao estado atual. Em contrapartida, o algoritmo implícito contém o próprio passo $n + 1$ em sua formulação, resolvendo assim, o deslocamento no estado posterior do sistema através da resolução de um sistema de equações.

$$\{d\}_{n+1} = f\left(\{d\}_n, \{\dot{d}\}_n, \{\ddot{d}\}_n, \{d\}_{n-1}, \dots\right) \quad (4.10)$$

$$\{d\}_{n+1} = f\left(\{\dot{d}\}_{n+1}, \{\ddot{d}\}_{n+1}, \{d\}_n, \{\dot{d}\}_n, \{\ddot{d}\}_n, \dots\right) \quad (4.11)$$

As diferenças entre os métodos são consideráveis e demandam atenção. Cook *et al.* (2001) esclarecem que, de modo prático, as discrepâncias entre os algoritmos dizem respeito à estabilidade e custo computacional envolvido em cada um. Os métodos explícitos tem sua estabilidade condicionada ao passo de tempo (Δ_t) adotado, estando sujeito, na maioria das vezes, à opção por um intervalo pequeno. Enquanto isso, os métodos implícitos são incondicionalmente estáveis, ou seja, acabam convergindo independentemente do passo adotado, porém demandam um tempo maior de processamento.

O método implícito Hilber-Hughes-Taylor alpha (HHT) foi escolhido para a análise no tempo. Trata-se de uma variação do método de Newmark proposto por Hilber *et al.* (1977), onde inseriu-se um parâmetro α , além do β e do γ que já estavam presentes e são descritos por eq. (4.12) e eq. (4.13), com o intuito de minimizar possíveis ruídos provenientes dos modos de vibração mais elevados. De acordo com Feng *et al.* (2015), o emprego de algoritmos explícitos requer um incremento de tempo proporcional à maior frequência natural presente no sistema. Na prática, o emprego de incrementos de tempo tão pequenos quanto esses pode interferir na precisão com que os modos mais baixos, que possuem frequências mais longas, interferem na resposta estrutural. Deste modo, o método escolhido apresenta os requisitos necessários para fornecer resultados precisos, uma vez que sua convergência não está diretamente atrelada ao tamanho do incremento, o que proporciona também uma maior liberdade de escolha na redução do passo adotado.

$$\beta = \frac{(\gamma + 0,5)^2}{4} \quad (4.12)$$

$$\gamma \geq 0,5 \quad (4.13)$$

Os parâmetros α e Δ_t estão diretamente relacionados à precisão dos resultados obtidos com o modelo. Uma vez sanada a questão da convergência por meio da adoção do método HHT para a análise no tempo, o modelo da estrutura foi submetido a uma análise de sensibilidade de α e Δ_t . O primeiro dos parâmetros foi analisado dentro do intervalo $-1/3 < \alpha \leq 0$, como sugerido pelos seus idealizadores, sendo que quanto mais próximo de 0 for o valor adotado, mais a resposta se aproximará do modelo de Newmark e maior será o ruído proveniente dos modos de vibração mais altos. O segundo parâmetro teve como valor máximo o tempo empregado para a remoção dos pilares, sofrendo reduções sucessivas de 10% até que o resultado não apresentasse mudanças significativas.

4.2.6. Amortecimento viscoso proporcional

O amortecimento age dissipando a energia do sistema e limitando a amplitude de vibração dele. O amortecimento viscoso exerce uma força contrária ao movimento e proporcional à velocidade, no qual a energia é dissipada a cada ciclo.

O amortecimento proporcional define a matriz de amortecimento $[C]$ como uma combinação linear das matrizes de massa $[M]$ e rigidez $[K]$ eq. (4.14). Clough e Penzien (1995) afirmam que em análises dinâmicas não lineares deve ser empregado o amortecimento proporcional, já que os modos de vibração não são fixos e mudam conforme a rigidez da estrutura.

$$[C] = \eta[M] + \delta[K] \quad (4.14)$$

Os valores dos coeficientes proporcional de massa (η) e proporcional de rigidez (δ) foram obtidos de modo similar ao de outros autores, que realizaram análises dinâmicas não lineares. Sasani *et al.* (2010, 2011) adotaram uma taxa de amortecimento crítico (ξ) de 5% nos dois primeiros modos de vibração da estrutura, Bao *et al.* (2008) e Brunesi *et al.* (2015) também utilizaram esse mesmo valor. Os coeficientes de Rayleigh variam de acordo com a frequência natural da

estrutura e a sua taxa de amortecimento crítico, que quando é igual para ambas as frequências, acabam fazendo com que α e β possam ser obtidos pelas eq. (4.15) e eq. (4.16):

$$\eta = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.15)$$

$$\delta = \alpha\omega_i\omega_j \quad (4.16)$$

onde ω_i e ω_j são as frequências naturais da estrutura.

4.2.7. Remoção do pilar em análises dinâmicas

Existe uma diferença significativa no modo como a remoção do pilar é abordada em procedimentos de análise estáticos e dinâmicos. No primeiro tipo, a análise começa sem a presença do membro de suporte e assim se encerra. Em contrapartida, no segundo tipo é primordial que se tenha início com a presença da coluna, para que a remoção seja feita no período de tempo analisado e assim verificar a atuação dos mecanismos de transferência de carga na estrutura.

O procedimento de remoção dos pilares é um passo chave para a obtenção de respostas em análises dinâmicas de estruturas sujeitas ao colapso progressivo. As prescrições normativas são sucintas nesse quesito, recomendando que essa retirada seja realizada em um curto espaço de tempo, geralmente associando-a a uma fração de uma frequência natural da estrutura em questão.

Notou-se durante a revisão bibliográfica certa semelhança entre os procedimentos de remoção dos pilares, adotados por autores que realizaram análises dinâmicas. Bao *et al.* (2008), Sasani *et al.* (2007, 2008, 2010) e Kokot *et al.* (2012) divergiram entre si apenas entre os tempos de remoção das colunas, que para o modelo foi de 2 milissegundos. De modo prático, o procedimento segue cinco passos, sendo eles:

- Construção de um modelo completo da estrutura, estando ele sujeito à combinação de ações prescrita por norma;
- Obtenção dos esforços no topo do pilar a ser removido;
- Construção de um modelo para a análise dinâmica sem a presença do pilar e aplicação dos esforços encontrados no sentido contrário ao da gravidade de modo constante;

- Aplicação das mesmas cargas do passo anterior novamente ao modelo, porém em sentido oposto e com intensidade variando conforme função rampa;
- Realização da análise dinâmica do modelo.

A aplicação de cargas com intensidades equivalentes às do pilar removido, porém com intensidades e sentidos distintos entre si ao longo do tempo tem como objetivo a simulação da perda súbita da coluna (Figura 4.15). As primeiras cargas equivalentes aplicadas (P) têm como função a simulação da presença inicial do pilar na estrutura, tanto que se feita análise apenas com a sua atuação, o comportamento do modelo é semelhante ao com o pilar. Essa função é aplicada de modo uniforme (*unith*) ao longo de toda a análise dinâmica. O segundo carregamento equivalente aplicado (P_0) tem como função anular as primeiras, e assim, simular a perda do elemento de suporte. Essas cargas têm intensidade condizente com uma função de rampa (*ramph*) (Figura 4.16).

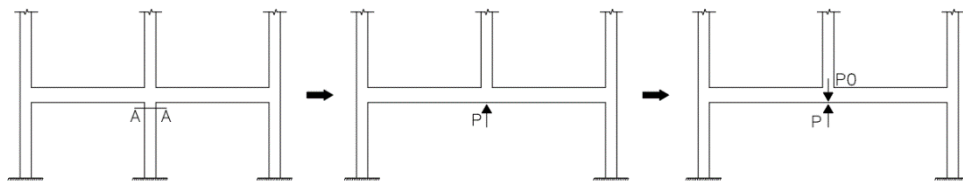


Figura 4.15 – Esquema para simulação da perda do pilar

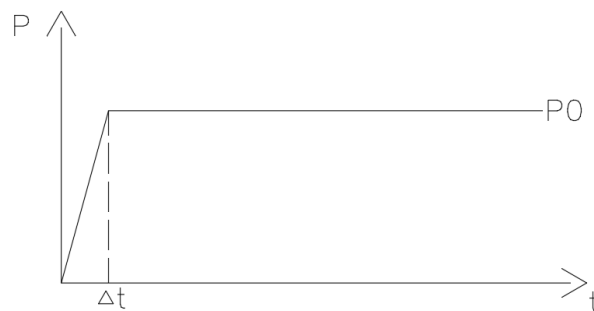


Figura 4.16 – Função Rampa

5. Validação de modelos numéricos

5.1. Considerações iniciais

A validação dos modelos numéricos que analisaram o fenômeno do colapso progressivo é um ponto crítico do trabalho. A confirmação dos resultados de modelos de referência é prevista no procedimento de análise descrito anteriormente e recomendada por outros autores, como Kunnath *et al.* (2018) e Marjanishvilli (2004). Tal etapa tem como principais objetivos: a comprovação da eficácia e o aumento da confiança na estratégia de modelagem adotada para o problema.

A ausência de problemas de referência a serem utilizados na modelagem do colapso progressivo é um dos contratempos que foram contornados nessa etapa. Fatores como a incerteza quanto aos materiais empregados e os parâmetros de modelagem serviram de filtro para os trabalhos a serem avaliados, optando-se pelos que possuísem a maior quantidade de informações. O grau de complexidade dos modelos validados foi crescente, optou-se por iniciar por uma análise estática linear e, por fim, reproduzir os resultados de análises dinâmicas não lineares.

5.2. Modelo utilizado por Longo (2018)

O autor buscava com o seu trabalho propor diretrizes a serem seguidas no projeto de estruturas resistentes ao colapso progressivo. Para esse fim, analisou um modelo de uma estrutura em concreto armado por meio de análise estática linear seguindo o método dos caminhos alternativos de carga.

As análises realizadas seguiram as prescrições da norma GSA (2016), descritas no capítulo 3 do presente trabalho. O modelo foi verificado em três casos (Figura 5.1), nos quais foram removidos pilares de diferentes regiões do pavimento térreo, sendo eles: caso 1 (pilar de canto), caso 2 (pilar de bordo) e caso 3 (pilar intermediário).

A estrutura analisada tinha 12 pavimentos e contava com lajes, vigas e pilares em sua composição, seguindo o arranjo e as dimensões apresentados na Figura 5.2. As vigas possuíam seção transversal de 20x40cm, enquanto os pilares tinham dimensões de 40x60cm e as lajes uma espessura de 12cm. Utilizou-se

concreto C40 para todos os elementos e o aço empregado foi o CA-50, cujas propriedades são apresentadas na Tabela 5.1. Como ações permanentes na estrutura considerou-se, além do seu peso próprio, carga permanente de 1kN/m^2 e o peso do revestimento de $0,5\text{kN/m}^2$. Como carga variável, considerou-se 2kN/m^2 .

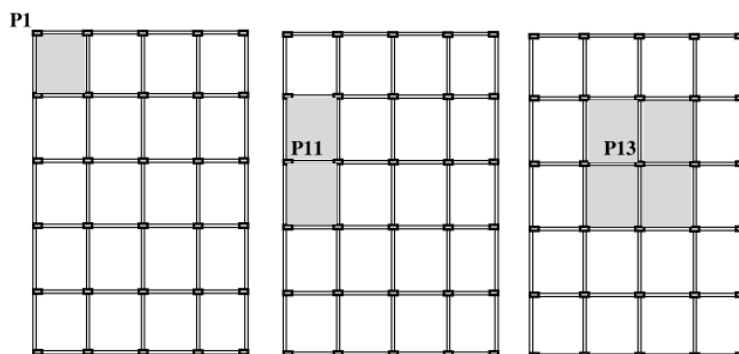


Figura 5.1 – Pilares removidos (Longo, 2018)

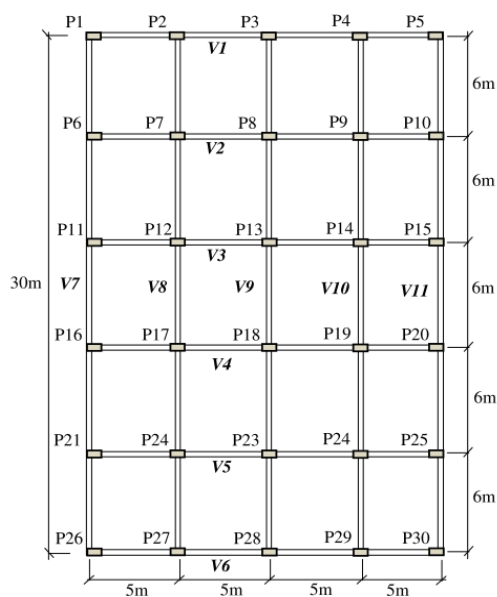


Figura 5.2 – Planta de pavimento (Longo, 2018)

Tabela 5.1 – Características físicas dos materiais

Características físicas	
Concreto C40	
f_{ck} (MPa)	40
E_{cs} (GPa)	32
ν	0,2
Aço CA-50	
E (GPa)	210
f_{yk} (MPa)	500
ν	0,3

Durante a modelagem do edifício para a validação notou-se a ausência de certas informações. Apesar da descrição da armadura das vigas, não é claro se ela é levada em conta na seção transversal dos elementos do tipo *beam-column*. O tamanho dos elementos empregados não foi mencionado no artigo, o que motivou uma análise de sensibilidade do modelo quanto a esse fator. Utilizando o caso 1 como referência, notou-se que os esforços não variaram consideravelmente entre as malhas adotadas (Tabela 5.2). Adotando elementos com 30cm de comprimento chegou-se aos momentos fletores das vigas V1 e V7 apresentados nas Figuras 5.3 e 5.4.

Tabela 5.2 – Comparativo entre momentos fletores e tamanhos de malhas

Comparativo entre momentos fletores e tamanhos de malha				
Viga	Momento fletor (kNm)			
	Malha adotada			
	100 cm	75 cm	50 cm	30 cm
V1	201,65	201,61	201,74	201,86
	-303,37	-303,62	-303,49	-303,14
V7	-253,55	-253,48	-253,21	-252,74
	111,74	111,22	110,82	110,48

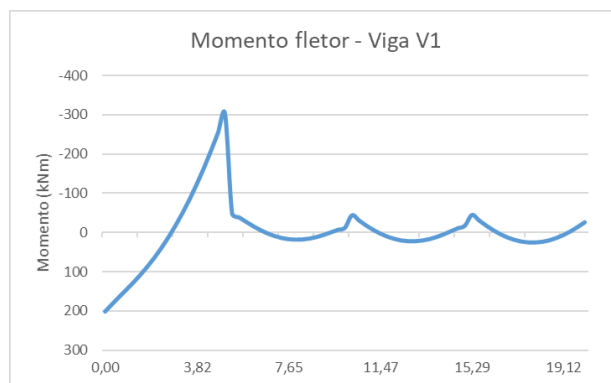


Figura 5.3 – Momento fletor na Viga V1 com malha de 30cm

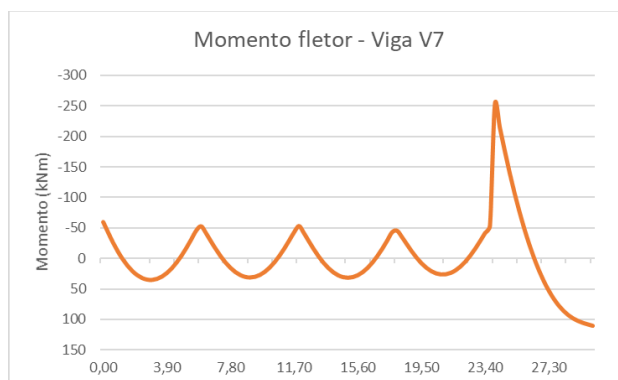


Figura 5.4 – Momento fletor na Viga V7 com malha de 30cm

Uma vez escolhido o tamanho da malha e preenchidas as demais lacunas dos modelos deu-se prosseguimento às análises estáticas lineares comparativas. Foram confrontados os resultados de momentos fletores e cargas axiais dos pilares adjacentes à região crítica da estrutura para cada um dos casos (Tabelas 5.3 e 5.4).

Tabela 5.3 – Comparativo entre momentos fletores máximos

Comparação entre momentos fletores máximos				
Caso	Viga	Longo (2018) (kNm)	Validação (kNm)	Variação
1	V1	189	201,86	6,80%
		-272	-303,14	11,45%
	V7	-228	-252,74	10,85%
2	V3	98	110,48	12,73%
		192	211,75	10,29%
	V7	-342	-380,50	11,26%
		-269	-284,88	5,90%
3	V3	135	151,91	12,53%
		-390	-431,25	10,58%
	V9	225	248,72	10,54%
		-309	-341,58	10,54%
		131	145,62	11,16%

Tabela 5.4 – Comparativo entre cargas axiais nos pilares

Comparação entre cargas axiais				
Caso	Pilar	Longo (2018) (kN)	Validação (kN)	Variação
1	P2	4225	4721,41	11,75%
	P6	3925	4363,14	11,16%
	P7	4980	5491,70	10,28%
2	P6	4043	4476,17	10,71%
	P7	5263	5533,50	5,14%
	P12	7142	7415,49	3,83%
	P16	4031	4469,94	10,89%
	P17	5286	5550,62	5,01%
3	P8	6140	6759,63	10,09%
	P12	6789	7489,82	10,32%
	P14	6789	7489,82	10,32%
	P18	6162	6783,5	10,09%

Os modelos empregados nos três casos apresentaram desempenhos satisfatórios. A variação entre os resultados obtidos por Longo (2018) e pelo modelo de validação ficaram em torno de 10%, ou seja, estão dentro de uma margem aceitável visto o grau de incertezas envolvidas, que são decorrentes da ausência de certas informações relativas à modelagem.

5.3. Modelo utilizado por Sasani et al. (2011)

O artigo traz os resultados de uma análise numérica e experimental acerca da resistência ao colapso progressivo de um edifício de concreto armado. A fim de avaliar esse fenômeno os autores removeram quatro pilares da estrutura e mensuraram o deslocamento vertical de determinados trechos dela.

O *Crowne Plaza Hotel* possuía onze andares e tinha uma descontinuidade em sua estrutura. Havia vigas de transição no primeiro andar, que era sucedido por outros de lajes planas diretamente apoiadas sobre os pilares (Figura 5.5). O arranjo estrutural empregado no edifício é complexo, como se nota pela planta do segundo andar (Figura 5.6), possuindo diversas seções de pilares, vigas e lajes (Tabela 5.5). Os autores realizaram uma série de ensaios a fim de determinar as características físicas dos materiais que compunham a estrutura em questão (Tabela 5.6), que foram posteriormente empregadas nos modelos numéricos.



Figura 5.5 – Crowne Plaza Hotel (Sasani et al., 2011)

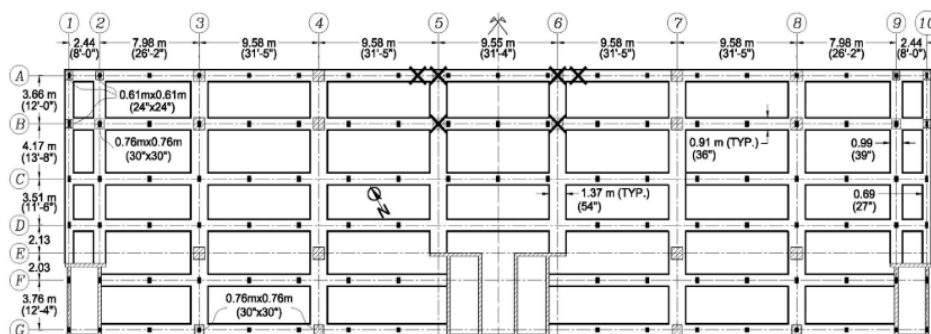


Figura 5.6 – Planta estrutural do segundo piso (Sasani et al., 2011)

Tabela 5.5 – Características geométricas dos elementos estruturais

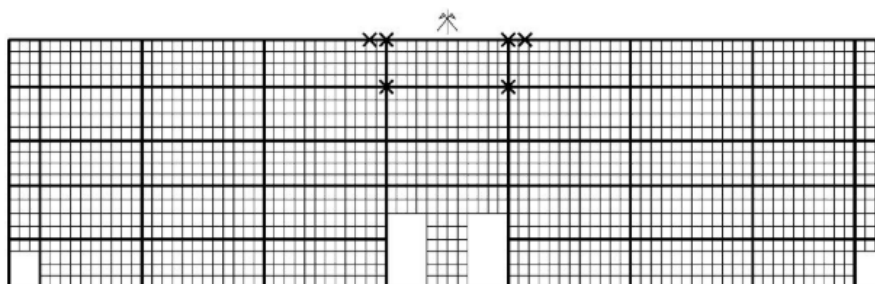
Características geométricas dos elementos	
Elemento	Seção transversal (cm)
Vigas	91x206
	137x206
	61x206
	76x206
Pilares	61x61
	76x76
	91x91
	28x33
	28x41
Lajes	esp. 15

Tabela 5.6 – Características físicas dos materiais utilizados no modelo

Características físicas dos materiais				
Local de emprego	Material	fck (MPa)	fy (MPa)	E (MPa)
Vigas e lajes	Concreto	27,6	-	24800
Pilares	Concreto	34,4	-	27500
Vigas	Aço	-	517	200000

Os autores propuseram a comparação entre dois modelos numéricos. A diferença entre eles estaria no modo como os membros lidariam com a não linearidade física, enquanto um teria rótulas plásticas do tipo MPH, o outro contaria com rótulas do tipo FPH. Por tratar-se do tipo de rótula adotado pelo presente trabalho, optou-se por validar apenas o modelo com as FPHs.

Com a intenção de reproduzir de modo fiel o comportamento observado experimentalmente. Os autores submeteram o modelo a uma análise dinâmica não linear. A estrutura foi analisada sem a presença de cargas externas, estando sujeita apenas ao seu peso próprio. Quatro pilares e dois trechos de uma viga de transição foram removidos do modelo (Figura 5.7), seguindo o mesmo procedimento descrito no tópico 4.2.7 deste trabalho.

Figura 5.7 – Planta analítica do segundo piso (Sasani *et al.*, 2011)

Apesar das informações fornecidas no artigo, certos critérios adotados pelos autores na modelagem não foram discutidos de modo claro. A presença de armadura na seção transversal dos elementos *beam-column* não foi esclarecida, sendo assim, foram adotadas características idênticas às descritas na Figura 5.8 apenas na viga longitudinal no eixo B. Foram empregadas seções com mesas colaborantes nas vigas do modelo de validação empregando o mesmo critério utilizado pelos autores, o qual considerou essa parcela de comprimento como quatro vezes a espessura da laje do pavimento. Informações acerca do refinamento da malha não foram fornecidas por completo, então empregou-se dimensões próximas às apresentadas pelos autores na Figura 5.7, na qual os elementos que compõem a malha têm por volta de 30cm de lado.

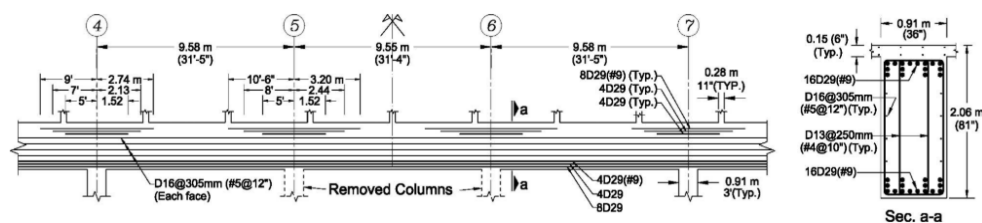


Figura 5.8 – Detalhe das armaduras da viga no eixo B (Sasani et al., 2011)

A discretização das caixas dos elevadores não foram alvo de comentários ao longo do texto. Uma vez que os autores utilizaram um amortecimento proporcional de $\xi = 0,05$ na primeira frequência natural da estrutura, necessitou-se de uma análise modal a fim de descobrir também esse valor. A forma com que tais elementos foram modelados interferiu diretamente nesse número e na velocidade com que se dissipou a energia no sistema. Adotou-se para as caixas de elevadores elementos do tipo *four node shell*, assim como nos trechos de lajes fora da região crítica.

O espaçamento entre as rótulas plásticas FPHs é crucial para a correta modelagem da perda de rigidez do membro no qual elas estão inseridas. Apesar de serem fornecidas informações acerca do comprimento desses elementos, não ficou clara a quantidade empregada em cada membro. Foram adotadas 4 FPHs em cada elemento no modelo de validação.

A região delimitada pelos eixos A e D e as linhas 4 e 7, próxima aos pilares removidos, recebeu atenção especial em sua modelagem. De modo similar ao adotado pelos autores, optou-se por empregar elementos do tipo *beam-column* com quatro FPHs ao longo do seu comprimento ao invés de fazer uso de elementos *four node shell* na região crítica. A seção retangular desses elementos

no modelo de validação foi de 120x15cm, obtida por meio de estimativas da planta analítica (Figura 5.7). A rigidez torsional desses membros foi reduzida pela metade.

Os primeiros resultados confrontados foram os de deslocamento vertical dos nós A6 e B6. Notou-se que a deflexão máxima, que ocorre aos 0,19s (Figura 5.9), foi maior do que a obtida pelo modelo de Sasani *et al.* (2011) em análise similar, sendo cerca de 15% maior (Tabela 5.7). A dissipação de energia por parte do sistema de validação ocorreu de modo semelhante à do modelo de referência, como visto na Figura 5.10, com ponto de máximo ocorrendo quase ao mesmo tempo e convergindo tão rapidamente quanto para o ponto de estabilização.

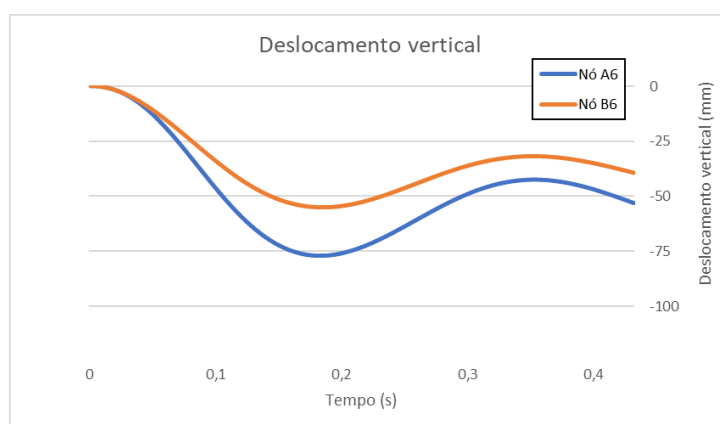


Figura 5.9 – Deslocamento vertical do modelo de validação

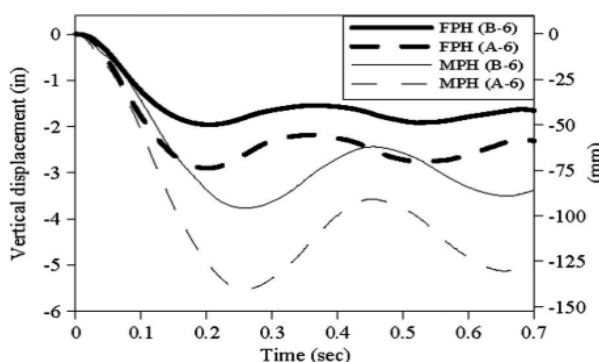


Figura 5.10 – Deslocamento vertical do modelo de ref. (Sasani *et al.*, 2011)

Tabela 5.7 – Variação do deslocamento vertical nos nós A6 e B6

Deslocamento Máximo (mm)			
Nó	Modelo		Variação (%)
	Sasani <i>et al.</i> (2011)	Validação	
A6	66	75,1	13,79%
B6	46	52,9	15,00%

Outros dados comparados entre os modelos foram os momentos fletores máximos positivos e negativos. Os resultados foram obtidos no trecho compreendido entre as linhas 7 e 6 do eixo B (Tabela 5.8), apresentando maior variação nos momentos positivos. O comportamento mostrou-se similar ao do modelo de referência (Figuras 5.11).

Tabela 5.8 – Comparativo entre momentos fletores no eixo B

Comparativo entre momentos fletores - Eixo B			
Instante	Validação (kNm)	Sasani <i>et al.</i> (2011) (kNm)	Variação
0,00 s	-1482,15	-1350	8,9%
0,19 s	-12558,41	-14000	-11,5%
	9974,47	12000	-16,9%
Final	-9110,13	-9300	-2,1%
	7907,42	10600	-25,4%

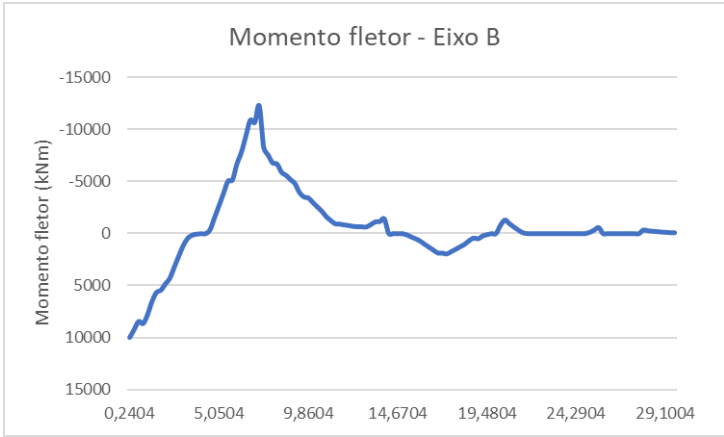


Figura 5.11 – Momento fletor no eixo B no instante de pico

Foram comparadas as cargas axiais nos pilares. Para esse fim, observou-se os valores desses carregamentos nos modelos antes e após a remoção dos membros de suporte. Os resultados foram similares aos obtidos pela referência (Tabela 5.9). Confrontou-se também a variação das cargas antes e após o dano em cada um dos modelos (Tabela 5.10), que indicou um comportamento de redistribuição de esforços semelhante em ambos.

Tabela 5.9 – Comparativo entre as cargas axiais antes e após o dano

Variação das cargas axiais em pilares						
Pilar	Antes do dano (kN)			Após o dano (kN)		
	Sasani <i>et al.</i> (2011)	Validação	Variação	Sasani <i>et al.</i> (2011)	Validação	Variação
A7	-930	-1097,90	-18,05%	-3470	-3775,44	-8,80%
A8	-1070	-1026,25	4,09%	-90	-109,61	-21,79%
B7	-4180	-4720,62	-12,93%	-9240	-9222,25	0,19%
B8	-4360	-4304,79	1,27%	-3380	-2933,99	13,20%

Tabela 5.10 – Variação das cargas axiais em pilares de cada modelo

Pilar	Variação das cargas axiais em pilares de cada modelo					
	Sasani (2011)			Validação		
	Antes do dano	Máximo após o dano (kN)	Variação	Antes do dano	Máximo após o dano (kN)	Variação
A7	-930	-3470	-273,12%	-1097,90	-3775,44	-243,88%
A8	-1070	-90	91,59%	-1026,25	-109,61	89,32%
B7	-4180	-9240	-121,05%	-4720,62	-9222,25	-95,36%
B8	-4360	-3380	22,48%	-4304,79	-2933,99	31,84%

Os resultados obtidos foram satisfatórios e estão dentro de uma margem aceitável, tendo em vista a complexidade do problema. A escassez de determinadas informações relativas à modelagem foi ponto chave para o distanciamento presente entre o modelo de validação e o de referência. Os resultados expostos na Tabela 5.10 mostram um comportamento bastante semelhante no que diz respeito à redistribuição de esforços pela estrutura de validação após a remoção dos pilares.

5.4.

Modelo utilizado por Sasani *et al.* (2010)

Os autores realizaram análises experimentais e numéricas a fim de avaliar o comportamento de uma estrutura sujeita à perda de um dos seus pilares. O artigo apresentou resultados de uma análise dinâmica não linear que comprovaram a robustez do edifício em questão, que foi capaz de apresentar bom comportamento quanto ao colapso progressivo.

O *Baptist Memorial Hospital* era um edifício de concreto armado com vinte andares (Figura 5.12). O arranjo estrutural do prédio era composto por lajes, vigas e pilares sem a presença de descontinuidades, como pode ser visto em planta (Figura 5.13). As seções transversais apresentadas por vigas e pilares seguem o que está descrito na Tabela 5.11 enquanto as características físicas estão presentes na Tabela 5.12. Duas espessuras de laje foram empregadas no modelo, enquanto no hall a espessura foi de 17,8cm as demais lajes tiveram 15,2cm.

**Figura 5.12 – Baptist Memorial Hospital (Sasani *et al.*, 2010)**

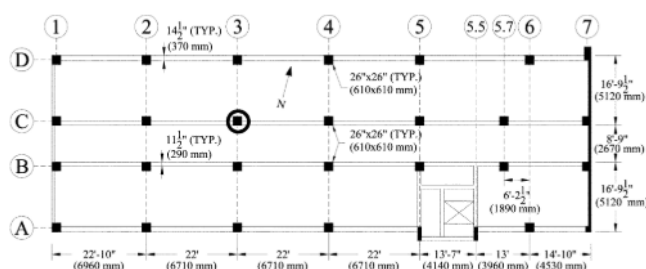


Figura 5.13 – Planta baixa do primeiro pavimento (Sasani et al., 2010)

Tabela 5.11 – Seções transversais dos membros do modelo

Características geométricas de vigas e pilares			
Andar	Elemento	Altura (cm)	Largura (cm)
1º ao 3º	Viga longitudinal de bordo	56	37
	Viga longitudinal interna	56	29
4º	Viga longitudinal de bordo	91	37
	Viga longitudinal interna	91	29
5º ao 20º	Viga longitudinal de bordo	51	37
	Viga longitudinal interna	51	29
-	Pilar	61	61

Tabela 5.12 – Características físicas dos materiais do modelo

Características físicas dos materiais			
Material	f _{ck} (MPa)	f _y (MPa)	E (MPa)
Concreto	28	-	25100
Aço	-	448	200000

Utilizou-se dois tipos de elementos para discretizar a estrutura em questão. Enquanto as vigas e pilares contaram com elementos do tipo *beam-column*, as lajes foram modeladas com elementos do tipo *four node shell*. A não linearidade física dos membros foi obtida adicionando *plastic hinges* nas extremidades de vigas e pilares, locais onde o aço das armaduras teria mais chances de escoar. Utilizou-se amortecimento proporcional de 5% nas duas primeiras frequências naturais do modelo.

Durante a construção do modelo de validação certas dificuldades tiveram de ser contornadas. Não ficou claro no texto o tipo de rótula plástica empregada pelos autores, característica que interfere diretamente no comportamento do elemento. Optou-se então por adotar FPHs nos extremos de vigas e pilares.

A presença ou não da alvenaria e de *drywalls* em certos andares do modelo foi um dos questionamentos que surgiram durante a construção do modelo. Tendo em vista a contribuição de elementos não estruturais no comportamento global da

estrutura, ponto discutido previamente no trabalho, optou-se por modelar apenas os trechos com alvenaria de blocos cerâmicos, seguindo as descrições apresentadas por cortes esquemáticos no trabalho. A discretização dos trechos foi feita com elementos iguais aos empregados nas lajes e com a malha de mesmo tamanho. Foram adotados um módulo de elasticidade (E) de 4440 MPa e um coeficiente de Poisson (ν) de 0,19 para o material da alvenaria.

O procedimento de remoção do pilar empregado pelos autores guardou certas particularidades. A detonação realizada na coluna C3 não foi capaz de acabar por completo com a capacidade de suporte do membro, deixando ainda uma resistência residual exercida pelas armaduras longitudinais do pilar. O procedimento se assemelha ao empregado no modelo de referência anterior, com a diferença que a carga axial com intensidade variável conforme a função rampa é equivalente apenas à força resistida pelo concreto. As barras de aço remanescentes foram modeladas conforme descrição do autor (Figura 5.14) e com as características físicas descritas na Tabela 5.12.

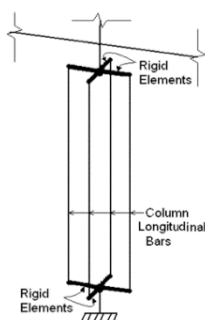


Figura 5.14 – Representação da armadura que restou (Sasani *et al.*, 2010)

O deslocamento vertical dos nós imediatamente acima do pilar removido foi comparado entre os modelos. Os resultados obtidos pelo modelo de validação foram similares aos obtidos inicialmente pelos autores (Tabela 5.13), não variando mais do que 7,8% no pico e 13,3% permanentemente. A resposta do deslocamento vertical converge rapidamente para a estabilização (Figura 5.15).

Tabela 5.13 – Deslocamento vertical dos nós acima do elemento removido

Deslocamento vertical dos nós acima do pilar removido						
Andar	Máximo (mm)			Permanente (mm)		
	Sasani <i>et al.</i> (2010)	Validação	Diferença	Sasani <i>et al.</i> (2010)	Validação	Diferença
2º	12,40	11,90	-4,03%	10,30	8,93	-13,30%
7º	7,90	8,52	7,85%	5,90	6,51	10,34%

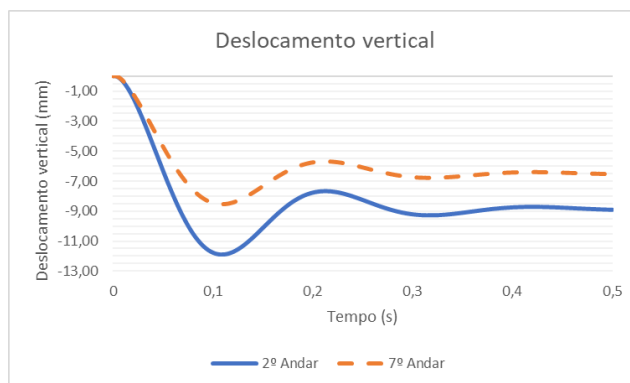


Figura 5.15 – Deslocamento vertical dos nós do 2º e 7º andares

Em um segundo momento, foram confrontados os resultados de cargas axiais em pilares. Notou-se um aumento nos carregamentos suportados pelos membros adjacentes à região diretamente afetada, onde foi removida a coluna (Tabela 5.14). A variação percentual entre as cargas final e inicial em cada pilar foi obtido. Os resultados obtidos estiveram dentro de uma margem aceitável.

Tabela 5.13 – Deslocamento vertical dos nós acima do elemento removido

Variação da na carga axial de pilares no modelo (kN)							
Modelo	C2		C3		C4		B3
	Sasani <i>et al.</i> (2010)	Validação	Sasani <i>et al.</i> (2010)	Validação	Sasani <i>et al.</i> (2010)	Validação	Sasani <i>et al.</i> (2010) Validção
Inicial	3425	3167	3350	3340	3222	3219	3355 3351
Final	4066	4044	422	415	3800	4120	4208 4031
Diferença (kN)	641,00	877,00	-2928,00	-2925,00	578,00	901,00	853,00 680,00
Variação	15,76%	21,69%	-693,84%	-704,82%	15,21%	21,87%	20,27% 16,87%

6. Resultados e discussões

6.1. Análise estática linear

Seguindo o roteiro previsto na metodologia, deu-se início ao estudo do modelo por meio da análise estática linear. A estrutura foi submetida a três possíveis cenários de perda de pilar (Figura 6.1), selecionados de acordo com os critérios apresentados na norma GSA (2016).

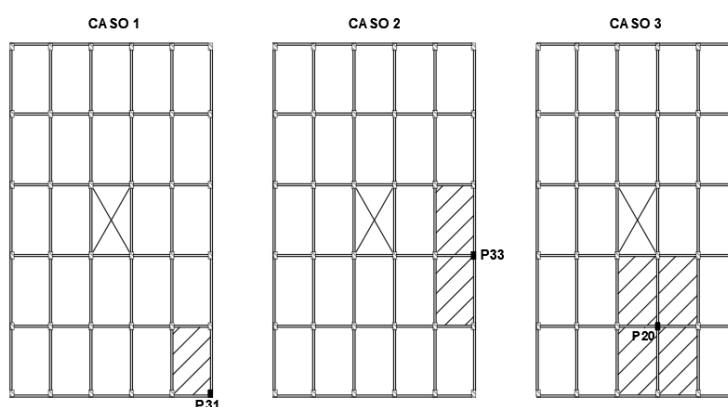


Figura 6.1 – Pilares removidos na análise

Nesta etapa da análise foi empregado um fator de amplificação dinâmica (Ω_{LD}) igual a 2. O coeficiente foi obtido da tabela 4 da GSA (2016).

Conduziu-se inicialmente uma análise de sensibilidade de malha a fim de verificar o seu impacto nos resultados. Para esse fim escolheu-se o modelo do caso 1 e variou-se as dimensões dos elementos presentes nas lajes e vigas. No total, quatro análises foram realizadas e foi comparado ao final os valores de momentos fletores e esforços cortantes no trecho próximo ao pilar removido nas vigas primárias (Tabelas 6.1 e 6.2).

Tabela 6.1 – Sensibilidade do momento fletor no caso 1

Sensibilidade do momento fletor (kNm)					
Caso	Elemento	Tamanho da malha			
		100 cm	75 cm	50 cm	30 cm
1	V6	169,75	170,18	170,15	170,90
		-482,76	-482,12	-481,65	-480,90
	V7	336,69	336,11	335,93	335,67
		-524,36	-523,54	-522,96	-522,10

Tabela 6.2 – Sensibilidade do esforço cortante no caso 1

Análise de sensibilidade - esforço cortante (kN)					
Caso	Elemento	Tamanho da malha			
		100 cm	75 cm	50 cm	30 cm
1	V6	234,50	233,21	229,95	221,41
		-52,34	-51,12	-49,24	-48,91
	V7	288,58	286,08	282,65	270,28
		139,54	137,06	135,57	130,29

Notou-se uma pequena mudança no momento fletor conforme a malha foi reduzida. Os resultados não variaram mais do que 1% quando comparados os momentos fletores do modelo com maior dimensão de elemento em relação ao de menor, indicando uma rápida convergência. Em contrapartida, o esforço cortante no trecho crítico das vigas apresentou variação em torno de 7% no mesmo cenário. Deste modo, foram conduzidas as demais análises desta etapa com modelos cuja malha tem elementos com no máximo 30cm de comprimento.

Em um segundo momento foi realizada uma análise comparativa entre os resultados obtidos com duas formas distintas de discretização da laje na região crítica do caso 1. Formam confrontados os deslocamentos verticais (Tabela 6.3) e os momentos fletores das vigas primárias do modelo (Tabela 6.4). Devido a variação pequena entre os resultados optou-se por conduzir as análises dos demais casos com a discretização das lajes com elementos do tipo *shell*.

Tabela 6.3 – Sensibilidade do deslocamento conforme discretização

Deslocamento vertical (m)				
Caso	Nó	Elemento empregado na laje		Diferença
		<i>Shell</i>	<i>Beam</i>	
1	3	-0,0245	-0,0282	13,12%
	427	-0,0253	-0,0289	12,46%

Tabela 6.4 – Sensibilidade do momento fletor na análise estática linear

Momento fletor (kNm)				
Caso	Viga	Elemento empregado na laje		Diferença
		<i>Shell</i>	<i>Beam</i>	
1	V6	191,96	199,04	3,56%
		-524,76	-549,95	4,58%
	V7	393,19	404,45	2,78%
		-594,58	-610,71	2,64%

Dentre os requisitos a serem atendidos pela estrutura em qualquer um dos três cenários destaca-se o DCR. O fator demanda-capacidade é calculado

conforme a eq. (3.4) e deve ser maior que 1 nos elementos primários. Considerando que a seção das vigas trabalha nos domínios 2 e 3, Carvalho *et al.* (2015) propõe que o momento fletor máximo resistente (M_r) seja obtido por meio da eq. (6.1).

$$M_r = A_s \times f_{yd}(d - 0,4x) \quad (6.1)$$

onde A_s é a área de aço da seção transversal, f_{yd} é a resistência de projeto de escoamento do aço, d é a altura útil da seção transversal da viga e x é a posição relativa da linha neutra, descrita pela eq. (6.2).

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,68 \times b_w \times f_{cd}} \quad (6.2)$$

onde b_w é a largura da seção transversal da viga e f_{cd} é a resistência de projeto à compressão do concreto.

As relações demanda-capacidade (DCRs) para as vigas foram obtidas após a condução das análises nos diferentes cenários. Os momentos fletores de cálculo (M_d) observados excederam a capacidade resistente apresentada pelos membros em questão (Tabela 6.5). Notou-se um significativo aumento nos momentos fletores nas regiões próximas aos pilares removidos, como visto nas vigas V6 no caso 1 (Figura 6.2), V9 no caso 2 (Figura 6.3) e V4 no caso 3 (Figura 6.4).

Tabela 6.5 – Momentos solicitantes e RDCs observados na AEL

Momentos fletores e relação RDC				
Caso	Viga	Md (kNm)	Mr (kNm)	RDC
1	V6	191,96	76,92	2,50
		-524,76	116,77	4,49
	V7	393,19	60,01	6,55
		-594,58	94,46	6,29
2	V6	310,06	76,92	4,03
		-636,07	116,77	5,45
	V9	487,02	60,54	8,05
		-776,18	146,34	5,30
3	V4	242,28	138,05	1,76
		-648,69	138,05	4,70
	V8	802,59	146,34	5,48
		-775,42	146,34	5,30

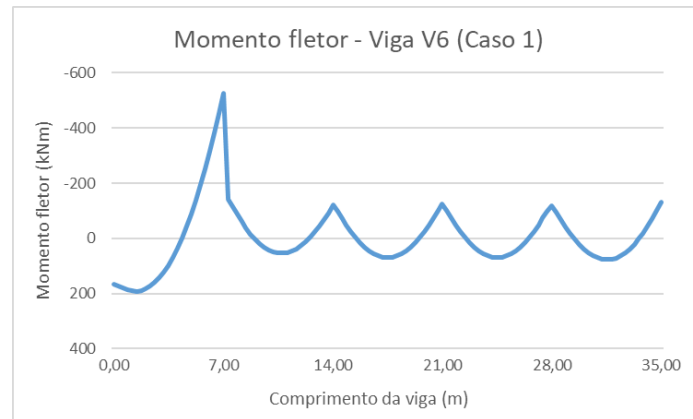


Figura 6.2 – Momento fletor na viga V6 no Caso 1

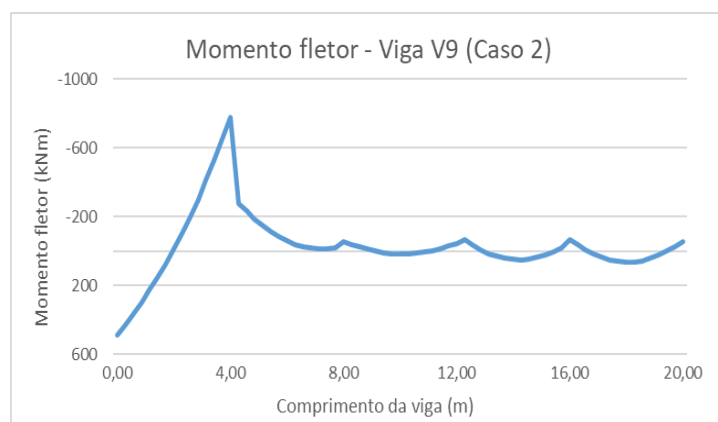


Figura 6.3 – Momento fletor na viga V9 no Caso 2

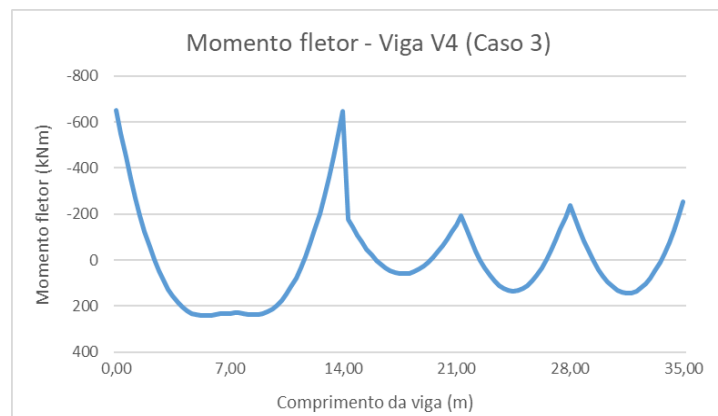


Figura 6.4 – Momento fletor na viga V4 no Caso 3

Os limites de DCR também devem ser observados para os pilares. Considerando que os pilares tenham baixo índice de esbeltez e que possuam uma carga relativamente centrada, o carregamento axial resistente (N_r) pode ser obtido pela eq. (6.3).

$$N_r = \frac{(0,85 \times f_{cd} \times A_c) + A_s \times \sigma_s}{1,4 \times \left(1 + \frac{6}{h_p}\right)} \quad (6.3)$$

onde A_c é a área de concreto presente na seção transversal, f_{cd} é a resistência de projeto à compressão do concreto, σ_s é a tensão no aço para uma deformação específica de 2mm/m e h_p é o menor lado da seção transversal do pilar.

Assim como aconteceu com as vigas, os valores obtidos de DCRs nos pilares ficaram acima do limite tolerável. Os resultados da análise estática linear (AEL) apontam para uma ruptura dos pilares adjacentes à região crítica (Tabela 6.6), uma vez que a relação demanda-capacidade ficou acima de 1.

Tabela 6.6 – Momentos solicitantes e DCRs observados na AEL

Cargas axiais e DCRs em pilares				
Caso	Pilar	Nd (kN)	Nr (kN)	DCR
1	P25	6344,77	4854,05	1,31
	P26	6364,48		1,31
	P32	5530,56		1,14
2	P26	6636,36	4854,05	1,37
	P27	9197,92		1,89
	P28	6678,60		1,38
	P32	5951,59		1,23
	P34	5996,87		1,24
3	P14	8996,14	4854,05	1,85
	P19	5288,76		1,09
	P21	6818,56		1,40
	P26	8730,26		1,80

6.2. Análise estática não linear

O fator de amplificação dinâmica (Ω_N) empregado nessa etapa foi o primeiro ponto a ser obtido. Para tal, utilizaram-se as características inerentes a viga longitudinal de bordo do modelo estudado e equações fornecidas pela norma GSA (2016). O valor de Ω_N é dado pela eq. (6.4).

$$\Omega_N = 1,04 + \frac{0,45}{\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0,48} \quad (6.4)$$

onde θ_{pra} é o ângulo de rotação plástica, θ_y é o ângulo de rotação de escoamento. Ambos são obtidos na Tabela 7 da GSA (2016) e variam conforme a taxa de aço

das vigas. Para o modelo em questão, o fator de amplificação calculado foi de 1,33, cerca de 30% menor do que o aplicado na etapa anterior da análise.

As rótulas plásticas inseridas no modelo são responsáveis por conferir o comportamento não linear ao membro. Como citado anteriormente, as rótulas do tipo FPH, quando corretamente inseridas, podem simular a perda de rigidez ao longo do elemento, sendo assim, realizou-se uma análise de sensibilidade do modelo quanto à quantidade de rótulas inseridas em cada trecho no modelo do caso 1. Empregou-se então um número crescente de rótulas em vigas e pilares e analisou-se o deslocamento vertical do nó imediatamente acima ao pilar removido (Tabela 6.7) e os momentos fletores nas vigas primárias (Tabela 6.8).

Tabela 6.7 – Sensibilidade quanto à presença de rótulas do deslocamento vertical

Sensibilidade do deslocamento vertical quanto a rótulas plásticas		
Rótulas plásticas p/ membro	Nó	Deslocamento vertical (mm)
2	3	-21,90
3		-22,00
4		-21,90

Tabela 6.8 – Sensibilidade do momento fletor quanto à presença de rótulas

Sensibilidade do momento fletor quanto a rótulas plásticas		
Rótulas plásticas	Vigas	Momentos fletores (kNm)
2	V6	-257,18 117,80
	V7	-268,93 178,65
3	V6	-256,30 109,72
	V7	-270,30 178,48
4	V6	-256,38 103,11
	V7	-269,56 167,25

A sensibilidade do modelo quanto à discretização empregada também foi avaliada. Para esse fim, modelou-se a laje da região crítica do caso 1 com elementos do tipo *beam* e *shell*. Por fim, os resultados de deslocamento vertical (Tabela 6.9) e momento fletor (Tabela 6.10) foram confrontados.

Tabela 6.9 – Sensibilidade do deslocamento vertical quanto à discretização

Deslocamento vertical (m)				
Caso	Nó	Elemento empregado na laje		Variação
		<i>Shell</i>	<i>Beam</i>	
1	3	-0,0235	-0,0228	-3,07%
	427	-0,0240	-0,0226	-6,19%

Tabela 6.10 – Sensibilidade do momento fletor quanto à presença de rótulas plásticas na AENL

Momento fletor (kNm)				
Caso	Viga	Elemento empregado na laje		Variação
		<i>Shell</i>	<i>Beam</i>	
1	V6	-256,38	-234,80	-9,19%
		103,11	103,63	0,50%
	V7	-269,56	-233,21	-15,59%
		167,25	125,40	-33,37%

A margem entre os resultados obtidos sugere certa insensibilidade do modelo em relação aos parâmetros que foram modificados. Adotou-se então para os modelos da análise estática não linear: três rótulas plásticas por elemento e uma discretização com elementos do tipo *shell* nas lajes, com dimensões iguais às da etapa anterior.

Uma vez definidos os parâmetros adotados para a análise estática não linear (AENL), os resultados dos três cenários propostos foram obtidos. As relações demanda capacidade (DCRs) foram obtidas para as vigas primárias sujeitas à flexão (Tabela 6.11) e para os pilares sujeitos à carga axial (Tabela 6.12).

Tabela 6.11 – Momentos fletores das vigas primárias na AENL

Momento fletor - AENL				
Caso	Viga	Md (kNm)	Mr (kNm)	RDC
1	V6	-256,38	76,92	3,33
		103,11	116,77	0,88
	V7	-269,56	60,01	4,49
		167,25	94,46	1,77
2	V6	-425,48	76,92	5,53
		191,91	116,77	1,64
	V9	-509,47	60,54	8,42
		147,81	146,34	1,01
3	V4	-326,45	138,05	2,36
		132,56	138,05	0,96
	V8	-341,27	146,34	2,33
		270,82	146,34	1,85

Tabela 6.12 – Cargas axiais e RDCs em pilares na AENL

Cargas axiais nos pilares - AENL				
Caso	Pilar	Nd (kN)	Nr (kN)	RDC
1	P25	4911,97	4854,05	1,01
	P26	5102,61		1,05
	P32	4321,53		0,89
2	P26	5304,78	4854,05	1,09
	P27	7182,25		1,48
	P28	5333,82		1,10
	P32	4637,27		0,96
	P34	4693,04		0,97
3	P14	6943,14	4854,05	1,43
	P19	4961,14		1,02
	P21	5324,97		1,10
	P26	6740,09		1,39

Por fim, notou-se que, ao contrário do que aconteceu na etapa anterior, diversos membros atenderam ao critério dos RDCs. Tal efeito ocorreu por conta da mudança do fator de amplificação dinâmica empregado, que é menor conservador em relação ao da etapa anterior. Ainda assim, muitos elementos ainda não atenderam ao critério da GSA (2016), o que demandaria uma mudança em suas características físicas caso as análises fossem interrompidas nessa etapa.

6.3. Análise dinâmica linear

O procedimento de análise teve sequência com a sua etapa dinâmica. A análise dinâmica linear (ADL) foi realizada para os três casos listados inicialmente propostos. Empregou-se um amortecimento proporcional igual a 5% nas duas primeiras frequências de vibração da estrutura. Utilizou-se o mesmo tamanho de malha bem sucedido na etapa estática das análises, ou seja, elementos com 30cm de dimensão máxima. A combinação de ações aqui empregada não foi majorada pelo fator de amplificação dinâmica, como previsto na eq. (3.10).

A etapa teve início com uma análise de sensibilidade do modelo quanto a determinados parâmetros. A solução do problema é obtida por meio da eq. (4.9), deste modo, a qualidade do resultado está intimamente ligada ao tamanho do incremento de tempo (Δ_t) utilizado. Foram empregados três passos (0,1s, 0,01s e 0,001s) e avaliou-se ao final o deslocamento vertical do nó 3 do modelo 1 nessas diferentes situações (Figuras 6.5 a 6.7), além dos momentos fletores nas vigas primárias a ele conectadas (V6 e V7).

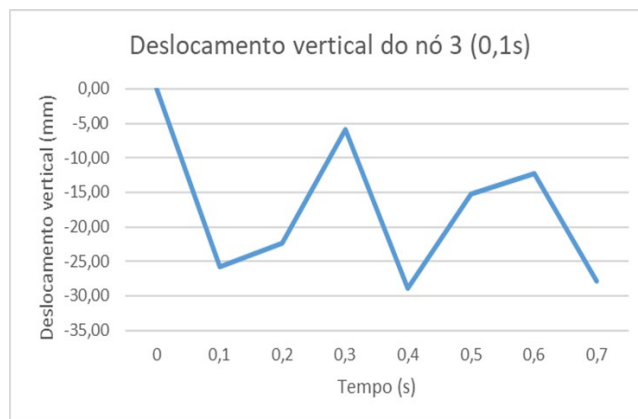


Figura 6.5 – Deslocamento vertical com incremento de 0,1s

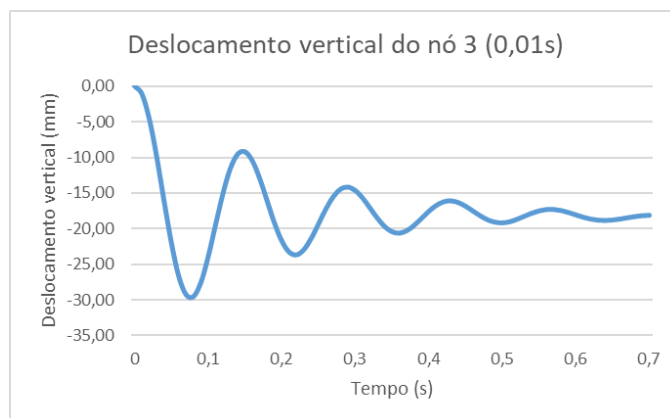


Figura 6.6 – Deslocamento vertical com incremento de 0,01s

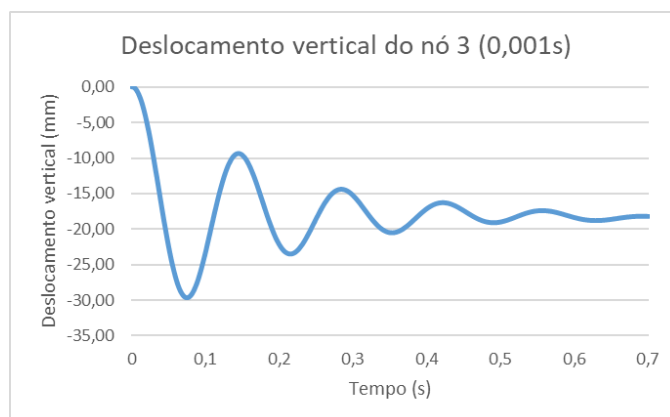


Figura 6.7 – Deslocamento vertical com incremento de 0,001s

A diferença entre os resultados de deslocamento máximo obtidos foi pequena, variando não mais do que 1%. A tabela (6.13) traz os resultados de deslocamentos em seu pico e no ponto de estabilidade (0,7s). Notou-se que o

maior incremento (0,1s) é incapaz de traçar de modo fiel a trajetória vertical do nó 3 após a remoção da coluna imediatamente abaixo.

Tabela 6.13 – Deslocamentos verticais máximos e finais para cada incremento de tempo

Deslocamentos verticais máximos e finais para cada incremento de tempo		
Incremento (s)	Deslocamento vertical máximo (mm)	Deslocamento vertical final (mm)
0,1	-28,87	-27,90
0,01	-29,57	-18,15
0,001	-29,63	-18,21

Os momentos fletores nas vigas primárias foram comparados, no instante de máximo deslocamento vertical, para cada incremento de tempo adotado. A Tabela 6.14 apresenta os momentos positivos e negativos máximos apresentados pelos membros em questão. Notou-se que os resultados obtidos pelos dois últimos incrementos de tempo não destoaram significativamente e confirmaram que o maior entre os três (0,1s) não reproduz fielmente o comportamento da estrutura, conforme observado nos resultados.

Tabela 6.14 – Momentos fletores máximos para cada incremento de tempo

Momentos fletores nas vigas primárias conforme incremento de tempo		
Viga	Incremento (s)	Momento máximo (kNm)
V6	0,1	-445,97
		180,24
	0,01	-463,83
		189,04
	0,001	-464,23
		188,83
V7	0,1	-543,36
		370,30
	0,01	-568,43
		383,87
	0,001	569,10
		384,77

Os resultados mostraram uma pequena disparidade entre os deslocamentos verticais e momentos fletores do modelo com incrementos de 0,01s e 0,001s. Optou-se ao final por prosseguir as análises dinâmicas com o menor incremento entre os três propostos inicialmente.

O método empregado para a resolução da equação que rege o problema foi o Hilber-Hughes-Taylor alpha. O parâmetro alfa (α), introduzido para reduzir possíveis ruídos de frequências naturais mais elevadas no resultado final, varia

entre 0 e $-1/3$. Deste modo, analisou-se a sensibilidade do modelo dinâmico linear do caso 1 com três valores para α : 0, $-0,15$ e $-0,3$. O deslocamento vertical ao longo do tempo para as três situações propostas (Figuras 6.8 a 6.10) apresentou comportamento similar.

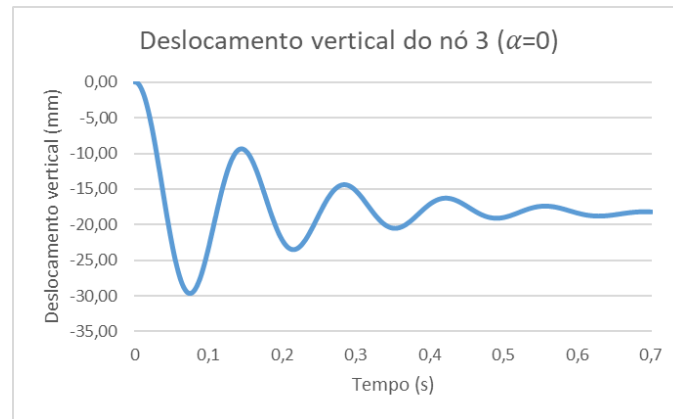


Figura 6.8 – Deslocamento vertical para $\alpha = 0$

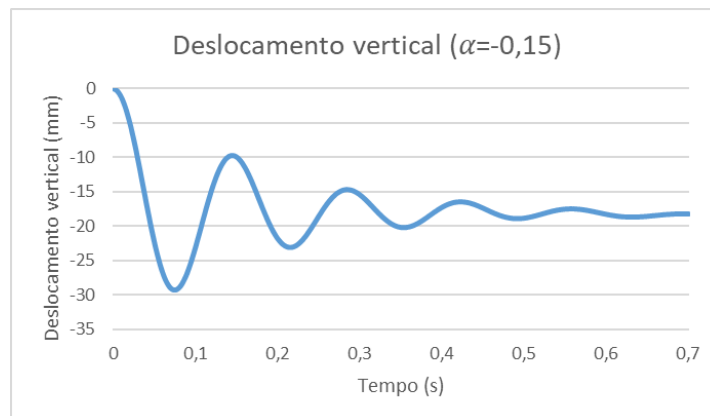


Figura 6.9 – Deslocamento vertical para $\alpha = -0,15$

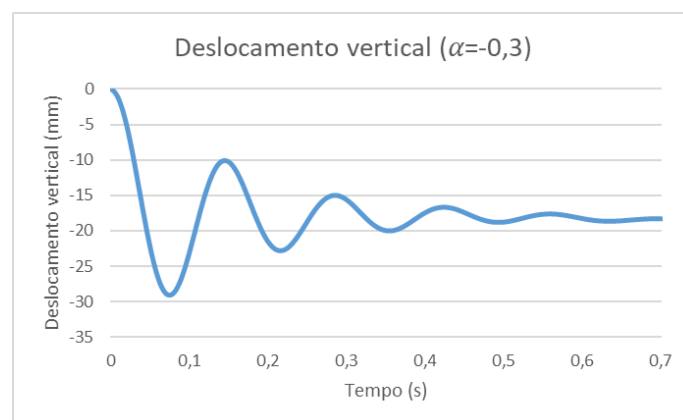


Figura 6.10 – Deslocamento vertical para $\alpha = -0,3$

Os deslocamentos verticais máximos e permanentes variaram pouco entre si. Os valores apresentados na Tabela 6.15 mostram que os modos de vibração mais altos têm pouca interferência para a estrutura em questão. Deste modo, optou-se por prosseguir com as análises dos casos 2 e 3 com o parâmetro alfa igual a 0.

Tabela 6.15 – Deslocamentos verticais máximos para cada α adotado

Deslocamentos verticais máximos e finais para cada		
α	Deslocamento vertical máximo (mm)	Deslocamento vertical final (mm)
0,00	-29,63	-18,21
-0,15	-29,35	-18,26
-0,30	-29,08	-18,30

Uma vez definidos os valores dos parâmetros sensíveis a serem empregados nos modelos, deu-se início às análises dos três casos. O primeiro resultado colhido foi referente aos deslocamentos verticais dos nós imediatamente acima dos pilares removidos (Figura 6.11). As maiores deflexões foram observadas no caso 2, tanto no momento de pico quanto após a estabilização, como mostra a Tabela 6.16.

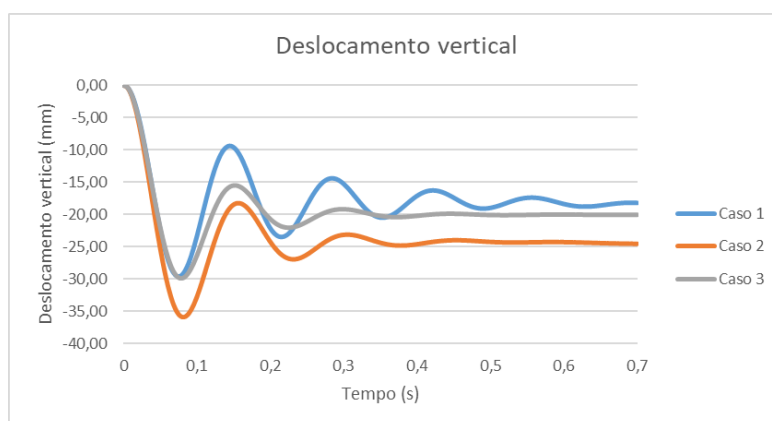


Figura 6.11 – Deslocamento vertical dos três casos na ADL

Tabela 6.16 – Deslocamentos verticais na ADL

Deslocamentos verticais máximos e finais para cada caso			
Caso	Nó	Deslocamento vertical máximo (mm)	Deslocamento vertical final (mm)
1	3	-29,63	18,21
2	39	-35,93	-24,56
3	27	-29,87	-20,02

Em um segundo momento, foram analisados os momentos fletores apresentados pelas vigas primárias de cada caso. Os momentos fletores iniciais, obtidos com a estrutura completa, são significativamente menores que os apresentados por ela no momento de deslocamento vertical máximo e após a estabilização, como mostra a Tabela 6.17. Os esforços aos quais as vigas estão sujeitas no instante de pico fizeram com que os DCRs não fossem atendidos (Tabela 6.18), deste modo, medidas devem ser tomadas ainda na fase de projeto para atender aos requisitos da GSA (2016) quanto ao colapso progressivo da estrutura.

Tabela 6.17 – Momentos fletores observados na ADL

Momentos fletores máximos e permanentes na ADL				
Caso	Viga	Momento fletor inicial (kNm)	Momento fletor máximo (kNm)	Momento fletor permanente (kNm)
1	V6	65,47	185,06	111,74
		-111,12	-460,31	-299,07
	V7	25,17	380,96	215,59
		-312,40	-563,78	-334,09
2	V6	65,47	318,84	208,34
		-111,12	-580,73	-411,41
	V9	45,46	483,43	309,96
		-58,58	-715,43	-493,34
3	V4	104,09	288,01	173,60
		-181,67	-616,78	-430,63
	V8	31,31	787,58	515,51
		-56,15	-736,12	495,84

Tabela 6.18 – Momentos fletores e DCRs na ADL

Momentos fletores e relação RDC				
Caso	Viga	Md (kNm)	Mr (kNm)	RDC
1	V6	185,06	76,92	2,41
		-460,31	116,77	3,94
	V7	380,96	60,01	6,35
		-563,78	94,46	5,97
2	V6	318,84	76,92	4,15
		-580,73	116,70	4,98
	V9	483,43	60,54	7,99
		-715,43	146,34	4,89
3	V4	288,01	138,05	2,09
		-616,78	138,05	4,47
	V8	787,58	146,34	5,38
		-736,12	146,34	5,03

Por fim, os esforços axiais dos pilares adjacentes à região crítica foram avaliados. Os maiores valores puderam ser observados nos casos 2 e 3 (Tabela 6.19) no instante de máximo deslocamento vertical. Assim como ocorreu nas vigas, os pilares também não exibiram comportamento satisfatório quanto ao colapso progressivo (Tabela 6.20), carecendo de ajustes para atender aos requisitos normativos.

Tabela 6.19 – Cargas axiais observadas na ADL

Cargas axiais nos pilares - ADL				
Caso	Pilar	Antes do dano (kN)	Após o dano	
			Máximo (kN)	Permanente (kN)
1	P25	-2893,76	-6518,27	-4287,34
	P26	-4385,43	-6804,65	-4487,16
	P32	-3291,62	-5573,63	-3848,67
2	P26	-4385,43	-6950,38	-5228,75
	P27	-4414,29	-9863,88	-6998,68
	P28	-4410,40	-7048,35	-5260,39
	P32	-3291,62	-5969,83	-4584,74
	P34	-3336,47	-6074,12	-4638,45
3	P14	-4564,84	-9700,54	-6802,10
	P19	-3019,75	-3884,22	-5102,31
	P21	-4179,76	-7229,48	-5209,38
	P26	-4385,43	-9242,28	-6595,44

Tabela 6.20 – Cargas axiais e DCRs na ADL

Cargas axiais e DCRs em pilares - ADL				
Caso	Pilar	Nd (kN)	Nr (kN)	DCR
1	P25	-6518,27		1,34
	P26	-6804,65	4854,05	1,40
	P32	-5573,63		1,15
2	P26	-6950,38		1,43
	P27	-9863,88		2,03
	P28	-7048,35	4854,05	1,45
	P32	-5969,83		1,23
	P34	-6074,12		1,25
3	P14	-9700,54		2,00
	P19	-3884,22	4854,05	0,80
	P21	-7229,48		1,49
	P26	-9242,28		1,90

6.4.

Análise dinâmica não linear

Mesmo sem previsão por norma, a etapa anterior da análise proporcionou um ganho significativo de produtividade ao contribuir para a calibração dos

parâmetros sensíveis. A presença das rótulas plásticas do tipo FPH ao longo dos elementos do tipo *beam-column* é a principal diferença entre os modelos das análises dinâmica linear e dinâmica não linear (ADNL).

O deslocamento vertical dos nós 3, 39 e 27 ao longo do tempo foi o primeiro resultado obtido nesta etapa. Conforme pôde-se observar nos valores apresentados pela Tabela 6.21, os maiores deslocamentos máximo e permanente foram atingidos pelo nó 39, no caso 2. A dissipação de energia pelo sistema ocorreu de modo similar nos três casos estudados, conforme demonstrado na Figura 6.12.

Tabela 6.21 – Deslocamentos verticais máximos e permanentes na ADNL

Deslocamentos verticais máximos e finais para cada caso - ADNL			
Caso	Nó	Deslocamento vertical máximo (mm)	Deslocamento vertical final (mm)
1	3	-26,19	-19,69
2	39	-32,14	-22,94
3	27	-26,26	-17,95

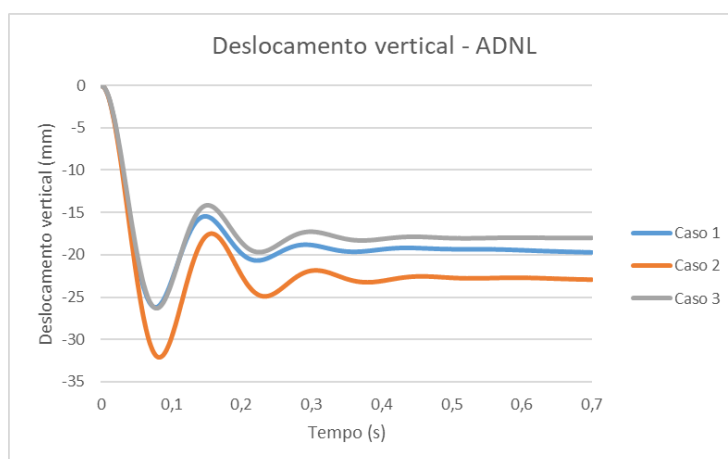


Figura 6.12 – Deslocamento vertical dos três casos na ADNL

Os momentos fletores nas vigas primárias foram objeto de análise em um segundo momento. Os maiores valores foram observados na viga V8 no caso 3, como mostra a Tabela 6.22. As DCRs não foram atingidas pelas vigas em nenhum dos três cenários observados (Tabela 6.23), demandando intervenção para que possam atender aos requisitos normativos.

Tabela 6.22 – Momentos fletores observados na ADNL

Momentos fletores máximos e permanentes na ADNL				
Caso	Viga	Momento fletor inicial (kNm)	Momento fletor máximo (kNm)	Momento fletor permanente (kNm)
1	V6	-111,12 65,47	-289,17 126,01	-213,09 84,05
	V7	-32,83 25,17	-312,4 182,75	-198,25 81,8
2	V6	-111,12 65,47	-365,54 196,78	-237,03 101,51
	V9	-58,58 45,46	-429,69 241,22	-243,86 85,09
3	V4	-181,67 104,09	-394,67 175,48	-256,61 112,21
	V8	-56,155 31,31	-713,21 793,39	-476,19 520,89

Tabela 6.23 – Momentos fletores e RDCs na ADNL

Momentos fletores e RDCs - ADNL				
Case	Beam	Md (kNm)	Mr (kNm)	DCR
1	V6	126,01	76,92	1,64
		-289,17	116,77	2,48
	V7	182,75 -312,40	60,01 94,46	3,05 3,31
2	V6	196,78	76,92	2,56
		-312,4	116,77	2,68
	V9	241,22 -429,69	60,54 146,34	3,98 2,94
3	V4	175,48	138,05	1,27
		-394,67	138,05	2,86
	V8	793,39 -713,21	146,34 146,34	5,42 4,87

Por fim, as cargas axiais presentes nos pilares foram obtidas para as situações propostas em momentos distintos da análise. Conforme dados da Tabela 6.24, as maiores ações após a perda do membro de suporte puderam ser observadas no pilar P27 no caso 2. A redistribuição de esforços pela estrutura pôde ser observada pelo aumento da carga suportada pelas colunas antes e após o dano. As RDCs, assim como nas vigas, não foram atendidas pela maioria dos elementos carregados de modo axial (Tabela 6.25).

Tabela 6.24 – Cargas axiais nos pilares na ADNL

Cargas axiais em pilares - ADNL				
Caso	Pilar	Antes do dano (kNm)	Após o dano	
			Maximo (kNm)	Permanente (kNm)
1	P25	-2893,76	-5732,79	-4288,54
	P26	-4385,43	-6082,73	-4489,28
	P32	-3291,62	-5037,96	-3863,63
2	P26	-4385,43	-6109,92	-4632,34
	P27	-4414,29	-8504,12	-5997,43
	P28	-4410,40	-6201,04	-4664,44
	P32	-3291,62	-5124,35	-4009,81
	P34	-3336,47	-5285,02	-4051,88
3	P14	-4564,84	-8464,89	-5952,82
	P19	-3019,75	-3413,79	-4457,87
	P21	-4179,76	-4557,37	-6299,83
	P26	-4385,43	-8069,79	-5782,17

Tabela 6.25 – Cargas axiais máximas e DCRs na ADNL

RDCs nos pilares - ADNL				
Caso	Pilar	Nd (kN)	Nr (kN)	RDC
1	P25	-5732,79	4854,05	1,18
	P26	-6082,73		1,25
	P32	-5037,96		1,04
2	P26	-6109,92	4854,05	1,26
	P27	-8504,12		1,75
	P28	-6201,04		1,28
	P32	-5124,35		1,06
	P34	-5285,02		1,09
3	P14	-8464,89	4854,05	1,74
	P19	-3413,79		0,70
	P21	-4557,37		0,94
	P26	-8069,79		1,66

Os resultados acabaram cumprindo com o papel esperado de validação mútua. Os valores permaneceram dentro de uma margem pequena, desde a análise mais simples (AEL) até a mais rebuscada (ADNL), não variando mais do que 7,97% para os momentos fletores em vigas e 7,54% dentre as cargas axiais nos pilares.

6.5. Adequação de vigas e pilares

Ao analisar as relações demanda-capacidade (RDCs), tanto para vigas quanto pilares, notou-se que eles não atendiam aos requisitos normativos mínimos. Para atingirem o critério de aceitabilidade então efetuou-se modificações

nesses elementos. Três fatores principais surgiram como alternativa para incrementar a resistência dos membros aos novos esforços após a perda do pilar, foram eles: o aumento da área da seção transversal do elemento, o aumento da taxa de armadura e o aumento da resistência à compressão do concreto empregado.

Os resultados mais realistas, provenientes da análise dinâmica não linear, foram empregados na análise da adequação de vigas e pilares. Os momentos fletores nas vigas e cargas axiais nos pilares nos instantes de pico de deslocamento em cada um dos casos foram adotados nessa etapa.

O aumento da seção transversal e da resistência à compressão do concreto mostraram-se as adequações mais efetivas para pilares. A área de concreto presente na seção transversal inicial dos pilares era de 2800 cm², ampliou-se então as dimensões para 85x50cm (4250 cm²). Incrementou-se de 30 para 40 MPa a resistência à compressão do concreto utilizado nos pilares da estrutura. Tais alterações foram responsáveis por fazer com que os pilares resistissem aos novos esforços (Tabela 6.26). A estimativa da carga axial resistente do pilar seguiu a eq. (6.3) e suas hipóteses.

Tabela 6.26 – Cargas axiais de cálculo e RDCs corrigidas

RDCs nos pilares - ADNL				
Case	Column	Nd (kN)	Nr (kN)	DCR
1	P25	-5732,79	8682,22	0,66
	P26	-6082,73		0,70
	P32	-5037,96		0,58
2	P26	-6109,92	8682,22	0,70
	P27	-8504,12		0,98
	P28	-6201,04		0,71
	P32	-5124,35		0,59
	P34	-5285,02		0,61
3	P14	-8464,89	8682,22	0,97
	P19	-3413,79		0,39
	P21	-4557,37		0,52
	P26	-8069,79		0,93

O aumento na área de aço presente na seção transversal das vigas foi a principal mudança para que os requisitos normativos fossem atendidos (Tabela 6.27). O incremento de altura na seção transversal foi necessário apenas na viga V8, a mais solicitada em todos os 3 casos analisados, que passou de 60 para 80 cm de altura. A taxa de armadura passou de 0,55% para 3,75% na viga V8, sendo esse o maior incremento de aço dentre as vigas analisadas (Tabela 6.28), ainda

assim, respeitou-se o limite normativo de armadura máxima permitida. Utilizou-se a eq. (6.1) para estimar o momento resistente das vigas.

A busca pelo equilíbrio nas ações tomadas para a adequação da estrutura é fundamental para que o projeto continue cumprindo com o que dele se espera. O aumento da seção transversal, apesar de bastante efetivo, deve ser feito em consonância com a arquitetura em questão, de modo que seja o menos invasivo possível. Em contrapartida, o incremento da taxa de aço e da resistência do concreto empregado pode subir significativamente o custo da estrutura em questão.

Tabela 6.27 – Momentos fletores de cálculo e RDCs corrigidas

Momentos fletores e RDCs - ADNL				
Caso	Viga	Md (kNm)	Mr (kNm)	RDC
1	V6	126,01	220,58	0,57
		-289,17	328,01	0,88
	V7	182,75	195,84	0,93
		-312,40	328,01	0,95
2	V6	196,78	220,58	0,89
		-312,4	328,01	0,95
	V9	241,22	260,99	0,92
		-429,69	447,26	0,96
3	V4	175,48	179,92	0,98
		-394,67	408,22	0,97
	V8	793,39	838,46	0,95
		-713,21	838,46	0,85

Tabela 6.28 – Taxas de armaduras iniciais e corrigidas em vigas

Taxas de armadura em vigas					
Viga	Ac	As (inicial)	p (inicial)	As (corrigida)	p (corrigida)
V6	1200	8,23	0,69%	26,00	2,17%
V7	1200	6,50	0,54%	24,75	2,06%
V9	1200	8,80	0,73%	36,00	3,00%
V4	1200	16,00	1,33%	29,50	2,46%
V8	1600	8,80	0,55%	60,00	3,75%

7. Conclusões e sugestões de trabalhos futuros

7.1. Conclusões

Este trabalho avaliou o desempenho de uma estrutura de concreto armado sujeita ao colapso progressivo. Os resultados mostraram que os elementos dimensionados conforme os estados limites último e de serviço da norma brasileira para os carregamentos da Tabela 4.2 não atenderiam aos critérios de resistência esperada para situações extremas. As cargas empregadas no modelo foram adotadas prevendo a sua utilização como um edifício escritório usual. A inclusão de combinações de ações específicas para a avaliação do risco de colapso progressivo, além das outras comumente adotadas, se mostrou primordial para a garantia da segurança de uma edificação dessa natureza. As adequações realizadas nas peças críticas da estrutura garantiram a redundância requerida pela norma norte americana.

Foram empregadas diferentes combinações de ações para cada etapa da análise, como previsto pela norma GSA (2016). Conforme o grau de sofisticação da fase foi elevado, diminuiu-se o conservadorismo da combinação de ações empregada. A ausência do fator de amplificação dinâmica nos testes mais realistas foi responsável por uma diminuição significativa dos esforços observados nos elementos diretamente afetados pela remoção dos pilares. A correção dos elementos que não atendem aos requisitos normativos realizada com valores mais realistas proporcionou uma readequação mais racional da estrutura.

Os parâmetros sensíveis inerentes a cada etapa da modelagem foram analisados e tiveram a sua importância mensurada. O grande número de variáveis envolvidas a cada passo torna a análise do comportamento da estrutura ante o colapso progressivo uma tarefa complexa para os projetistas. Dentre os parâmetros analisados, os que interferiram significativamente no resultado final foram: o elemento empregado na discretização das lajes e o incremento de tempo na análise dinâmica. O modelo em questão não apresentou demasiada sensibilidade diante da variação do tamanho dos elementos, da quantidade de rótulas por elemento e do coeficiente α na análise dinâmica.

A fase de validação de outros modelos numéricos foi crucial para o sucesso da metodologia adotada. A etapa se mostrou muito útil para a escolha do caminho adotado durante a modelagem da estrutura proposta pelo trabalho. Pôde-se avaliar os elementos e os parâmetros mais efetivos para a análise a ser feita,

tendo em vista as lacunas deixadas pela descrição do processo de construção de modelos dos outros autores, as quais exigiram que hipóteses fossem testadas na modelagem de verificação para obter os resultados mais próximos aos publicados. O ganho de confiança no método empregado é outro ponto positivo a ser destacado nesta fase, já que não haveria validação experimental para a estrutura analisada, a verificação da conformidade dos dados inseridos e os parâmetros utilizados foi essencial para garantir que os resultados fossem mais condizentes com a realidade.

O modelo estático linear foi o de mais simples construção e o primeiro a ser analisado. O caso 2, onde um pilar de bordo foi removido do modelo, apresentou ao final os resultados mais desfavoráveis, ocasionando os maiores momentos fletores nas vigas primárias e também as maiores cargas axiais nos pilares adjacentes. Os números finais evidenciaram que a análise estática linear foi a mais conservadora dentre as quatro realizadas, produzindo os maiores esforços observados e, conseqüentemente, demandando um maior ajuste nos membros que não atenderem aos fatores demanda-capacidade. Apesar de ser o modelo mais simples de ser construído, não se recomenda a avaliação apenas com os seus resultados, uma vez que o seu comportamento pode destoar consideravelmente do observado em modelos mais realistas no que se refere a deslocamentos e esforços internos, além de poder resultar em ajustes menos racionais.

O modelo empregado na análise estática não linear foi menos conservador que os demais. Os resultados observados mostraram menores momentos fletores e cargas axiais nos membros em relação aos das outras três análises. Os dados finais confirmaram mais uma vez o caso 2 como o mais crítico dentre os que foram objeto de estudo. A utilização deste tipo de análise exige um certo conhecimento por parte do projetista, sendo menos trivial do que o realizado na etapa anterior. A condução de análises estáticas lineares e não lineares para o modelo pode resultar em uma boa combinação, quando lidas em conjunto. Além da validação mútua entre os resultados das duas etapas, os esforços aos membros estariam sujeitos seriam mais condizentes com a realidade, o que acarretaria em ajustes mais assertivos na estrutura.

A etapa de análise dinâmica linear foi primordial para o ajuste do modelo. Apesar de não estar prevista no escopo da norma norte americana GSA (2016) esta fase mostrou grande valor na calibração dos parâmetros que conduziram à análise predecessora, que seria mais complexa. Seus resultados de máximo ficaram próximos aos observados na etapa antecessora, entretanto a sua

construção é mais complexa que a dela, sendo viável a sua modelagem apenas nos casos onde se irá partir para a análise mais complexa (ADNL).

O modelo utilizado na análise dinâmica não linear foi o mais complexo dentre os quatro construídos neste trabalho. Seus resultados foram os mais realistas dentre os observados e acabaram por produzir os ajustes mais assertivos nos membros afetados pela perda do membro de suporte. Seu processo de modelagem complexo foi reduzido graças a adoção da etapa antecessora, a qual serviu para validar diversos parâmetros que seguiram adiante. O tempo maior de análise é compensado pelos resultados mais realistas, que acabam provendo ajustes mais racionais por parte do projetista.

A metodologia de análise com grau crescente de sofisticação cumpriu com o seu papel. Os resultados das etapas mais simples de modelagem ajudaram a validar os que vieram das etapas posteriores. O processo completo, ou parte sucessiva dele, pode ser empregado por parte dos projetistas a fim de estimar a real efetividade do modelo que foi adotado, gerando previsões mais assertivas acerca do comportamento de estruturas sujeitas a situações extremas.

7.2. Sugestões de trabalhos futuros

A metodologia de análise empregada no presente trabalho poderia ser utilizada para a avaliação de outro sistema estrutural. Adam *et al.* (2018) chama atenção para a pequena quantidade de trabalhos que existem atualmente acerca do comportamento de estruturas de concreto protendido sujeitas ao colapso progressivo. O melhor entendimento sobre o comportamento de estruturas dessa natureza quando submetidas a eventos extremos se faz necessário para aumentar os limites de segurança existentes, tendo em vista a sua crescente adoção por parte dos projetistas.

Os conceitos de robustez e de confiabilidade estrutural são próximos e, quando bem empregados, podem proporcionar um entendimento mais assertivo acerca da segurança oferecida por uma estrutura. Propõe-se então uma avaliação da robustez de estruturas, nos moldes da que foi estudada pelo trabalho, para uma melhor compreensão acerca das características que conferem maior robustez a elas e, conseqüentemente, reduzam o risco de colapso progressivo.

8.

Referências

- ADAM, J. M.; PARISI, F.; SAGASETA, J.; Lu, X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. **Engineering Structures**. v.173, p.122-149, July, 2018.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318)**. Farmington Hills, 2014.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings**. Reston, 2013.
- AMIRI, S.; SAFFARI, H.; MASHHADI, J. Assessment of dynamic increase factor for progressive collapse analysis of RC structures. **Engineering Failure Analysis**. v.84, p.300-310, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- BAO, Y.; KUNNATH, S. K.; EL-TAWIL, S.; LEW, H. S. Macromodel-Based Simulation of Progressive Collapse: RC Frame Structures. **Journal of Structural Engineering**. v.134, p.1079-1092, July, 2008.
- BORST, R.; CRISFIELD, M. A.; REMMERS, J. J. C.; VERHOOSSEL, C. V. **Nonlinear finite element analysis of solids and structures**. 2nd ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2012
- BRUNESI, E.; NASCIMBENE, R.; PARISI, F.; AUGENTI, N. Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. **Engineering Structures**, v.104, p.65-79, 2015.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2014**. 4^a ed. São Carlos: EduFSCar, 2015.
- CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. 3rd ed. Berkeley: Computers & Structures Inc, 1995.

COOK, R. D.; MALKUS, D. S.; PLESHA, M. E.; WITT, R. J. **Concepts and Applications of Finite Element Analysis**. 4th ed. Hoboken: John Wiley & Sons Inc., 2001.

COMPUTERS & STRUCTURES INC. **CSI Analysis Reference Manual**. 2017.

ELLINGWOOD, B. R. Mitigating risk from loads and progressive collapse. **Journal of Performance of Constructed Facilities**. v.20, n.4, p.50-57, 2006.

GENERAL SERVICES ADMINISTRATION. **Alternative path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance**. Washington D. C., 2016.

HILBER, H. M.; HUGHES, T. J. R.; TAYLOR, R. L. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**. V.5, n.3, p.283-292, 1977.

INEL, M.; OZMEN, H. Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. **Engineering Structures**, v.28, n.11, p.1494-1502, 2006.

IZZUDIN, B. A.; SIYAM, A. A. F. M.; SMITH, D. L. An efficient beam – column formulation for 3D reinforced concrete frames. **Computers & Structures**. v.80, p.659-676, 2002.

JAYASOORIYA, R.; THAMBIRATNAM, D.; PERERA, N. J.; KOSSE, V. Blast and residual capacity analysis of reinforced concrete framed buildings. **Engineering Structures**. v.33, n.12, p.3483-3495, 2011.

KAEWKULCHAI, G.; WILLIAMSON, E. B. Beam element formulation and solution procedure for dynamic progressive collapse analysis. **Computers & Structures**. v.82, n.7, p.639-651, 2004.

KIM, H. S.; EL-TAWIL, S.; SIRIJAROONCHAI, K. Numerical simulation of the slip Hopkinson pressure bar test technique for concrete under compression. **International Journal of Impact Engineering**, v.37, n. 2. P.141-149, 2010.

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

KUNNATH, S.; BAO, Y.; EL-TAWL, S. Advances in Computational Simulation of Gravity-Induced Disproportionate Collapse of RC Frame Buildings. **Journal of Structural Engineering**. v.144, n.2, p.1-18, 2018.

LI, S.; SHAN, S.; ZHAI, C.; XIE, L. Experimental and numerical study on progressive collapse process of RC frames with full-height infill walls. **Engineering Failure Analysis**. v.59, p.57-68, 2016.

LONGO, H. I. **Diretrizes para o Projeto de Estruturas de Edificações para Resistir ao Colapso Progressivo**. X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2018.

MARJANISHVILI, S. Progressive analysis procedure for progressive collapse. **Journal of Performance of Constructed Facilities**. v.18, n.2, p.79-85, 2004.

MCGUIRE, W.; GROSS, J. L. Progressive collapse resistant design. **Journal of Structure Engineering**. v.109, n.1, p.1-15, 1983.

OLIVEIRA, V. M. B. **Colapso progressivo de estruturas reticuladas espaciais**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2002.

OLIVEIRA, C. A. M. **The influence of Geometrically Nonlinear Effects on the Progressive Collapse of Reinforced Concrete Structures**. Doc Thesis, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.

MLAKAR, P. F.; DUSENBERRY, D. O.; HARRYS, J. R.; HAYNES, G.; PHAN, L. T.; SOZEN, M. A. Description of structural damage caused by the terrorist attack on the pentagon. **Journal of Performance of Constructed Facilities**. v.19, n.3, p.197-205, 2005

PARISI, F.; AUGENTI, N. Influence of seismic design criteria on blast resistance of RC framed buildings: A case study. **Engineering Structures**, v.44, p.78-93, 2012.

PARK, R.; PAULAY, T. **Reinforced Concrete Structures**. Hoboken: John Wiley & Sons Inc., 1975.

PARK, R.; PAULAY, T. **Connections, the EERI History Series**. New Zealand Society for Earthquake Engineering Inc. Oakland, 2006.

PHAM, A. T.; LIM, N. S.; KANG, H. T. Investigations of tensile membrane action in beam-slab systems under progressive collapse subject to different

loading configurations and boundary conditions. **Engineering Structures**. v. 150, p.520-536, 2017.

PEARSON, C.; DELATTE, N. Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes. **Journal of Performance of Constructed Facilities**. v.19, p.172-177, 2005.

RAO, S. S. **Mechanical Vibrations**, 6th ed. Harlow: Pearson, 2018.

ROUHANI, F.; LIN, L.; GALAL, K. **Vulnerability of RC Building to Progressive Collapse Based on 2003 and 2013 GSA Guidelines**. Structure Congress, ASCE, 2015.

ROUHANI, F.; LIN, L.; GALAL, K. Developing a plastic hinge model for reinforced concrete beams prone to progressive collapse. **Canadian Journal of Civil Engineering**. v.45, n.6, p.504-515, 2018.

SASANI, M.; BAZAN, M.; SAGIROGLU, S. Experimental and analytical progressive collapse evaluation of an actual reinforced concrete structure, **ACI Structural Journal**, v.104, n.6, p.731-739, 2007.

SASANI, M.; SAGIROGLU, S. Progressive collapse of reinforced concrete structures: A multihazard perspective. **ACI Structural Journal**, v. 105, n.1, p.96-103, 2008.

SASANI, M.; SAGIROGLU, S. Gravity load redistribution and progressive collapse resistance of a 20-story RC structure following loss of an interior column. **ACI Structural Journal**, v.107, n.6, p.636-644, 2010.

SASANI, .M; KAZEMI, A.; SAGIROGLU, S.; FOREST, S. Progressive collapse resistance of an actual 11-story structure subjected to severe initial damage. **Journal of Structural Engineering**, v.137, n.9, p.893-902, 2011.

TSAL, M.; LIN, B. Dynamic Amplification Factor for Progressive. **The Structural Design of Tall and Special Buildings**. v.557, n.1, p.539-557, 2009.

VLASSIS, A. G. **Progressive collapse assessment of tall buildings**. Doc. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, 2007.

YU, J.; TAN, K. H. Special detailing techniques to improve structural resistance against progressive collapse. **Journal of Structural Engineering**. v.140, n.3, p.1-15, 2014.