



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DO COLAPSO PROGRESSIVO EM UM EDIFÍCIO DE
CONCRETO ARMADO**

Lucas Di Domenico

Lajeado, junho de 2020.



Lucas Di Domenico

ANÁLISE DO COLAPSO PROGRESSIVO EM UM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

Projeto de Monografia apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari - Univates, como parte da exigência para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Me. Douglas Ferreira Velho.

Lajeado, junho de 2020

Lucas Di Domenico

ANÁLISE DO COLAPSO PROGRESSIVO EM UM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

A Banca examinadora abaixo aprova a Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, na linha de formação específica em Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari – Univates, como parte da exigência para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil:

Prof. Me. Douglas Ferreira Velho – Orientador
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Prof.^a Ma. Débora Pedroso Righi
Universidade do Vale do Taquari - Univates

Prof.^a Ma. Rebeca Jéssica Schmitz
Universidade do Vale do Taquari - Univates

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer a Deus, por ter me dado a oportunidade e a competência necessária para percorrer este longo caminho que é a graduação, e por permitir o desenvolvimento desta pesquisa, a minha família em especial aos meus pais Aires e Valmir, por terem me apoiado em todos os momentos e por serem meus principais pilares, sempre atentos e prontos nas horas em que mais precisei.

Agradeço a minha namorada Gabrielle, pelo apoio em todos os momentos de impaciência, e por sempre estar ao meu lado.

Agradeço ao meu orientador Douglas Ferreira Velho, pelas idéias e ensinamentos disponibilizados ao longo desta pesquisa.

Por fim agradeço á todos os amigos, professores e colegas de curso que tive a honra de conhecer durante todos estes anos de graduação, e que estiveram sempre empenhados em proporcionar conhecimento e ajuda. E a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para que este sonho se tornasse realidade.

RESUMO

O dimensionamento de estruturas de concreto armado está atrelado a diversas variáveis, sendo elas previsíveis ou imprevisíveis, desta maneira é comum que estudos sejam feitos com as mais variadas possibilidades de danos que possam vir a danificá-la. Partindo deste conceito a análise tem como intuito, demonstrar a capacidade que uma estrutura de concreto armado tem em suportar seus esforços a partir da remoção de elementos situados em áreas mais propensas a impactos, evidenciando futuros danos causados por uma situação excepcional, como um choque ou uma explosão, que possa levar a estrutura a um colapso progressivo. Eventos como esse não possuem grandes probabilidades de serem evidenciados, porém deve-se estar sempre preparado, o colapso progressivo pode causar muitos prejuízos, tanto materiais, quanto imateriais. A NBR 6118 (ABNT, 2014) aborda de forma superficial o colapso progressivo, sem citar nenhum método de verificação, desta maneira se faz necessária a utilização de um guia aplicado nos Estados Unidos da América o GSA (2016), que trata o assunto de forma mais aprofundada. O estudo propõe a análise de dois casos, verificando os carregamentos da estrutura no seu estado normal com todos os seus elementos e no seu estado alterada com a remoção de um elemento, simulando o possível colapso progressivo. Após a verificação do aumento de cargas pode-se concluir que os elementos que mais aumentam suas cargas, são os elementos adjacentes ao removido. O guia GSA (2016) propõe a análise desses elementos através de uma cálculo descrito como Relação Demanda Capacidade (RDC), o resultado deve ser menor ou igual a 2 para o elemento não estar propenso ao colapso progressivo. Através dos dois casos analisados, pode-se verificar que pelo menos um dos elementos em cada caso estaria propenso ao colapso progressivo pois seu RDC foi superior a 2, desta maneira se comprova o quão necessário seria uma norma Brasileira que trate do assunto de forma mais detalhada.

Palavras-chave: Colapso Progressivo, Concreto Armado, Dimensionamento, Análise Estrutural.

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
GSA	General Services Administration
Kgf.m	Quilograma-força metro
MCAC	Método dos Caminhos Alternativos de Carga
MR	Momento fletor resistente do elemento
MRLE	Método da Resistência Local Específica
Ms	Momento fletor solicitante decorrente da retirada do elemento
NBR	Norma Brasileira
Nd	Força normal de cálculo
NISTIR	National Institute of Standards and Technology
R	Capacidade resistente do elemento
RDC	Relação Demanda Capacidade
S	Esforço solicitante decorrente da retirada do elemento
Tf	Tonelada-Força
VR	Força cortante resistente do elemento
VS	Força cortante solicitante decorrente da retirada do elemento

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	8
1.1 Problema de pesquisa	9
1.2 Objetivos	9
1.2.1 Objetivo geral	9
1.2.2 Objetivos específicos	9
1.3 Justificativa da pesquisa	10
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
2.1 Comportamento da estrutura em condições normais de uso	11
2.1.1 Estado Limite Último – ELU	11
2.1.2 Estado Limite de Serviço – ELS	11
2.2 Ações	12
2.2.1 Ações permanentes	12
2.2.2 Ações variáveis	12
2.2.3 Ações excepcionais	12
2.3 Causas do colapso progressivo	13
2.3.1 Redundância	13
2.3.2 Continuidade	14
2.3.3 Ductilidade	15
2.4 Norma Brasileira sobre colapso progressivo NBR 6118	17
2.5 Método indireto	19
2.6 Método direto	20
2.6.1 Método da resistência localizada, específica (MRLE)	21
2.6.2 Método dos caminhos alternativos de cargas (MCAC) conforme o General Services Administration - GSA (2016)	21
2.7 Casos de colapso progressivo	24
2.7.1 Edifício Ronan Point	24
2.7.2 Edifício Alfred P. Murrah	26
2.7.3 Pentágono	27
2.7.4 Khobar Towers	29
3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	31
3.1 Características do projeto	31
3.2 Propriedades dos materiais utilizados	32
3.2.1 Concreto	32

3.2.2 Armadura	33
3.3 Carregamentos incidentes	33
3.3.1 Cargas permanentes	34
3.3.2 Cargas Acidentais	34
3.3.3 Cargas excepcionais	36
3.4 Casos analisados	36
3.4.1 Caso 1	36
3.4.2 Caso 2	37
3.4.3 Combinação de carregamentos	39
3.4.4 Relação Demanda Capacidade (RDC)	39
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	41
4.1 Resultados Caso 1	41
4.2 Resultados caso 2	49
4.3 Análise comparativa	56
5 CONCLUSÃO	57
REFERÊNCIAS	59
APÊNDICE A – Projeto Arquitetônico e Corte	61

1 INTRODUÇÃO

As incertezas que um engenheiro enfrenta no momento de projetar um sistema estrutural são muitas, pois, as chances de acontecerem fatos inesperados, naturais ou artificiais, que não foram considerados no projeto são, de certa maneira, grandes (FELIPE, 2017).

O colapso progressivo é definido como a propagação de um efeito contínuo de ruína da estrutura, sendo que este pode acontecer em decorrência de fatos excepcionais e inesperados. Exemplos de fatos seriam uma explosão, um choque, ou eventos de forte impacto estrutural, que danifiquem as partes principais da estrutura, sendo elas as que tem função de distribuir as cargas, como exemplos têm-se os pilares, vigas e lajes. Desta maneira, o rompimento inicial aconteceria, dando sequência a uma ruptura em cadeia da estrutura, sendo ela total ou parcial (SESSA, 2017).

O assunto teve ênfase depois que uma explosão de gás que ocorreu no 18.º andar do edifício Ronan Point, Londres, 1968, danificou grande parte da estrutura do prédio e acarretou no interesse de técnicos e profissionais da área (FELIPE, 2017; SESSA, 2017).

Segundo Laranjeiras (2011), é considerado como colapso progressivo a estrutura que se descompõe e alcançar na propagação horizontal mais de 15%, da área total do piso ou (forro), e, em relação à direção vertical, atingir mais que 2 andares. Conforme definido pelo GSA (2016) e o NISTIR 7396 (2007), a extensão dos danos causados pelo colapso progressivo é sempre desproporcional à

intensidade do fenômeno inicial, é através deste princípio que este tipo de ruína é conhecido também como, colapso desproporcional.

Diante disso, o tema deste trabalho é de suma importância para que se tenha uma estrutura dimensionada de forma segura, e que esteja preparada a estes eventos excepcionais.

1.1 Problema de pesquisa

O Colapso progressivo é um tema pouco abordado pelas normas Brasileiras, ponto que pode causar sérios problemas nos sistemas estruturais e levar a ruína da edificação, existe a necessidade de uma norma Brasileira que trate o assunto de forma mais detalhada através de um método de verificação? Analisando um edifício de concreto armado, projetado segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), ele seria capaz de suportar a perda de elementos sem que ocorra colapso progressivo?

1.2 Objetivos

Os objetivos deste trabalho se dividem em geral e específicos e são abordados nos itens a seguir.

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo principal deste estudo é analisar se o dimensionado feito conforme os parâmetros da NBR 6118 (ABNT, 2014) atende aos critérios de dimensionamento ao colapso progressivo.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos se dividem em três itens sendo eles:

- a) desenvolver um modelo estrutural adequado para um edifício em concreto armado utilizando o *software* AltoQi Eberick 2020;
- b) avaliar os elementos sujeitos a ações excepcionais que serão suprimidos para análise do colapso progressivo;
- c) analisar e comparar a estrutura em relação às cargas, na condição dimensionada para colapso progressivo e na condição normal.

1.3 Justificativa da pesquisa

A pesquisa tem como intuito demonstrar a importância do dimensionado de um projeto com as características adequadas para suportar o colapso progressivo da estrutura, de modo a evidenciar quantas vidas poderiam ser salvas, se, na ocasião, o sistema estrutural resistisse até a evacuação total da obra.

Observando qual o comportamento e redistribuição das cargas após a remoção do elemento estrutural determinado. Por ser um assunto pouco discutido, é de suma importância que surjam trabalhos analisando o comportamento estrutural nas hipóteses destacadas a seguir.

Grandes desastres aconteceram decorrentes do colapso progressivo, alguns deles são o edifício Comurba, em 1964, com 54 vítimas, *Skyline Plaza*, em 1973, com 14 vítimas, edifício *Alfred P. Murrah Federal Building*, em 1995 com 168 vítimas, os atentados de 11 de setembro de 2001, com 2996 vítimas, edifício *Real Class*, em 2011, com 3 vítimas (FELIPE, 2017; SESSA, 2017).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Comportamento da estrutura em condições normais de uso

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o objetivo da análise estrutural é verificar os esforços avaliando os estados-limites últimos e de serviço, possibilitando assim que sejam previstos os esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, de forma parcial ou completa.

2.1.1 Estado Limite Último – ELU

O Estado Limite Último tem por objetivo, que sejam calculadas as propriedades máximas de deformação do material, alcançando assim sua deformidade limite, desta maneira o rompimento pode ser gerado através do concreto com excesso de compressão, ou do aço com excesso de tração (RABAIOLLI; VARGAS 2012).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), cita várias ações que levam ao estado limite último da estrutura e que devem ser verificadas, uma destas é o colapso progressivo, que será detalhado mais adiante.

2.1.2 Estado Limite de Serviço – ELS

Diferente do estado limite último, o estado limite de serviço se propõe a analisar a estrutura diante dos aspectos visíveis da mesma, durabilidade, boa aparência, transmitindo desta forma segurança ao usuário, a utilização

adequada também é um fator avaliado neste estado limite (ABNT NBR 6118, 2014).

2.2 Ações

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), às ações que devem ser consideradas para fins de cálculo são classificadas em 3 categorias, sendo elas, ações permanentes, variáveis e excepcionais.

2.2.1 Ações permanentes

São classificadas como diretas e indiretas, as diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura e elementos que são fixos a ela, transmitindo carga constantemente durante sua vida útil, e as indiretas são relacionadas as propriedades do concreto de retração, fluência, deslocamentos e demais falhas na geometria e protensão (ABNT, 2014).

2.2.2 Ações variáveis

Possuem grande variabilidade durante o tempo útil da construção, sendo assim são classificadas em diretas, indiretas e dinâmicas. As diretas, levam em consideração as forças do vento, da água, das cargas acidentais, como as verticais e móveis, forças relativas a frenagem e aceleração, entre outras. As indiretas são baseadas na temperatura do ambiente onde a estrutura está instalada, e as dinâmicas se está exposta a ações de choques e vibrações, e conseqüentemente, à fadiga (ABNT, 2014).

2.2.3 Ações excepcionais

O item 11.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014), descreve que estas ações são decorrentes de eventos que não possam ser contidos, em um primeiro momento por outros meios, ou seja, inesperados.

Estas ações ocorrem somente por um fato gerador de força maior e excepcional, como explosões de bombas e de gás, atentados terroristas, choques de veículos, ações essas, que serão apresentadas mais adiante, podem dar início ao colapso progressivo da estrutura.

2.3 Causas do colapso progressivo

Algumas das ações responsáveis pelo colapso progressivo são, erros de projeto ou de construção, que são os mais comuns entre os edifícios atuais, ações variáveis ou abusivas, quando estas não foram devidamente destacadas ou excederam a combinação prevista, e ações excepcionais com baixa probabilidade de ocorrência, porém, que devem ser consideradas no dimensionamento, são exemplos destas explosões criminais, colisões inesperadas, tornados, entre outras (LARANJEIRAS, 2011).

Aproximadamente 15 a 20% dos colapsos progressivos se iniciam devido a estrutura estar mais exposta ao colapso progressivo, existindo certos atributos que podem torná-la mais vulnerável. Sendo que os fatores que mais possuem deficiência nestes casos são, a falta de redundância, ductilidade, e continuidade dos esforços no sistema estrutural, que são três características primordiais para garantir integridade e robustez a estrutura (LARANJEIRAS, 2011).

2.3.1 Redundância

NISTIR 7396 (2007) e Dimas (2014) descrevem a redundância como a capacidade da estrutura em distribuir seus esforços por caminhos alternativos caso algum elemento seja danificado, a Figura 1 mostra um exemplo de dimensionamento redundante, a ponte sobre o rio Pinheiros em São Paulo, que possui várias alternativas de redistribuição de forças caso um de seus estais rompa.

Figura 1 – Estrutura redundante



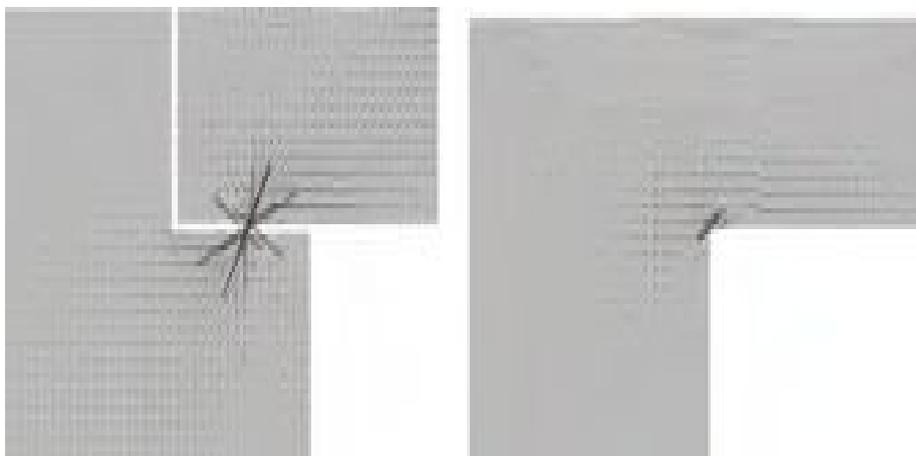
Fonte: Laranjeiras (2011, p. 42).

2.3.2 Continuidade

A continuidade está relacionada a capacidade da estrutura em redistribuir suas cargas horizontais e verticais de forma eficaz, após o rompimento de um elemento, garantido a interconexão entre as 3 direções lajes, vigas e pilares essa propriedade está associada a redundância, sendo assim as duas devem evoluir em conjunto (NISTIR 7396, 2007; LARANJEIRAS, 2011; DIMAS, 2014).

Segundo Laranjeiras (2011), às estruturas monolíticas integrais têm maior capacidade de distribuição de cargas em relação às que possuem juntas e aparelhos de ligação como as pré-moldadas, pois, próximo à região de apoio, tem-se uma sobrecarga de tensões, diminuindo a zona em que os esforços tenderiam a continuidade. Conforme pode-se verificar no lado esquerdo da Figura 2, isso não acontece no caso das estruturas monolíticas integrais, lado direito da Figura 2.

Figura 2- Áreas de tensão



Fonte: Laranjeiras (2011, p.43).

2.3.3 Ductilidade

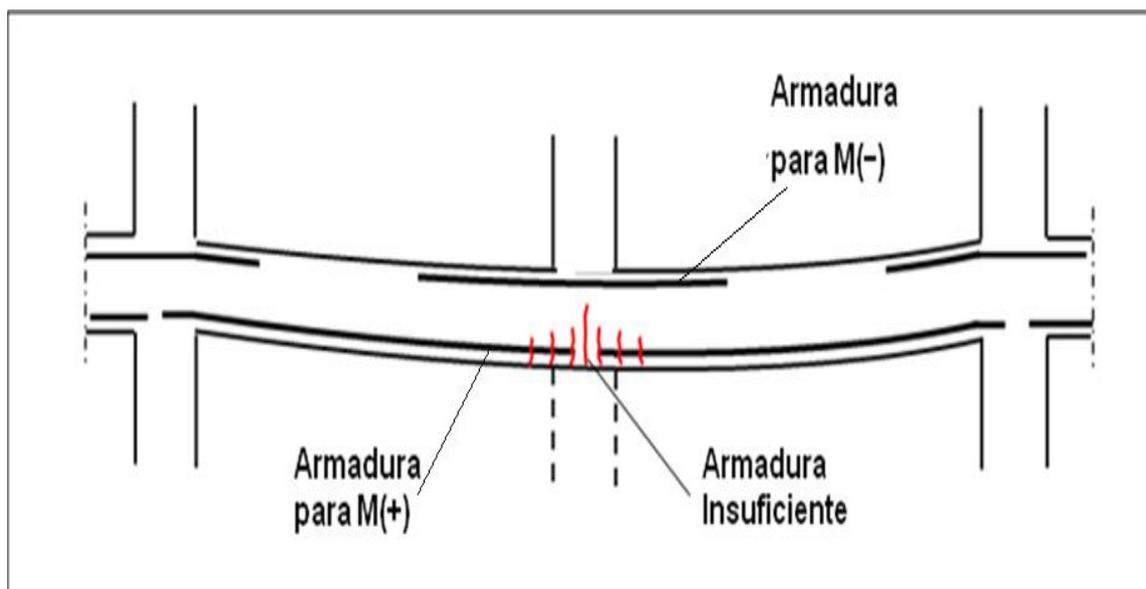
A ductilidade é a capacidade da estrutura de suportar grandes carregamentos e conseqüentemente amplas deformações, sendo assim, em seu estado crítico, deve ter capacidade de plastificação adequada para resistir a estas deformações e redistribuir as cargas relacionadas a ausência dos principais elementos estruturais, sem colapsar. A estrutura de concreto consegue se auto suportar, devido ao confinamento do mesmo, interligação e emendas adequadas das armações, e pelo fator de segurança excedente nas cargas (NISTIR 7396, 2007; LARANJEIRAS, 2011; DIMAS, 2014).

Longo (2016) cita que para a estrutura possuir ductilidade deve também apresentar armadura contínua na parte inferior das vigas e reforça a utilização de um espaçamento menor entre os estribos, o qual, segundo Laranjeiras (2011), auxilia no confinamento do concreto.

Esta propriedade é muito importante, pois permite que no caso de colapso, a estrutura se suporte por um determinado tempo, permitindo que as pessoas que estiverem no estabelecimento possam ser resgatadas com segurança (SANTOS, 2012).

A Figura 3, demonstra uma viga com armaduras insuficientes, no caso de remoção do pilar.

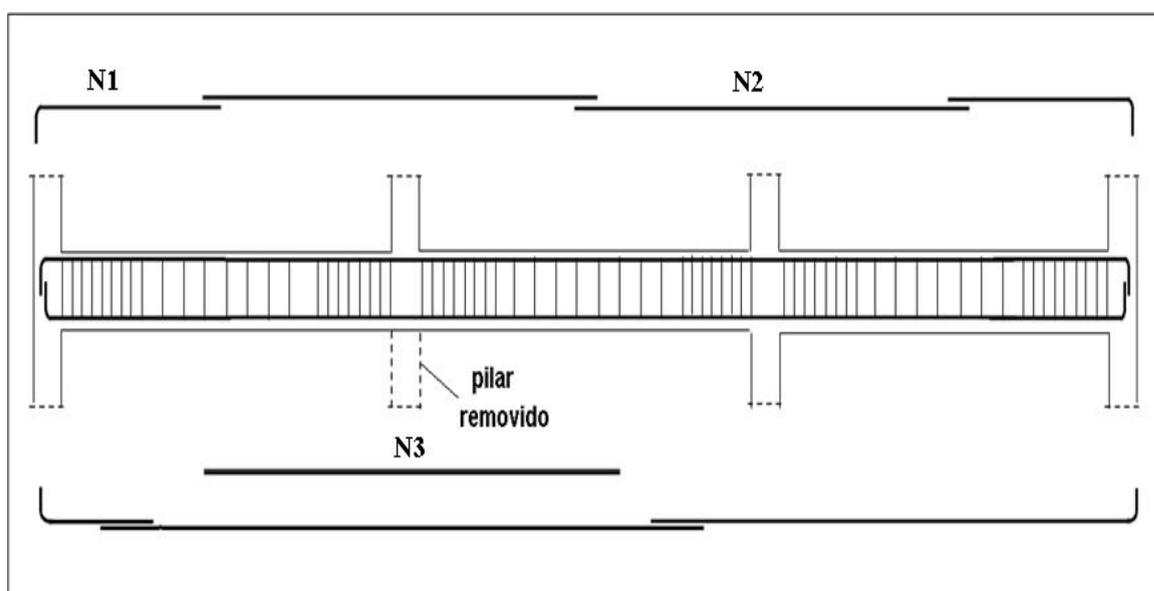
Figura 3 - Viga com armadura insuficiente contra colapso



Fonte: Longo (2016, p.3).

A Figura 4 exemplifica que as barras N1 e N2 são para resistir ao momento negativo e a N3, na parte inferior, para resistir ao momento positivo na inversão de esforços, devido à remoção do pilar.

Figura 4 - Vigas com armadura contra colapso progressivo



Fonte: Longo (2016, p.3).

2.4 Norma Brasileira sobre colapso progressivo NBR 6118

A NBR 6118 (ABNT, 2014) aborda de maneira superficial o assunto, no subitem 19.5.4, e apenas para o dimensionamento de lajes á punção, propõe que para estar devidamente protegida contra o colapso progressivo e ter maior ductilidade, deve-se adicionar uma armadura de flexão inferior que atravessa o contorno C, estando devidamente ancorada além do contorno C' ou C'', conforme Figura 5, sendo tal qual a Equação 1:

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

Na qual:

f_{yd} é a resistência de escoamento de cálculo do aço;

$A_{s,ccp}$ é a soma de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada uma das faces do pilar;

F_{Sd} é força de tração de cálculo na armadura, pode ser calculado com γ_f igual a 1,2;

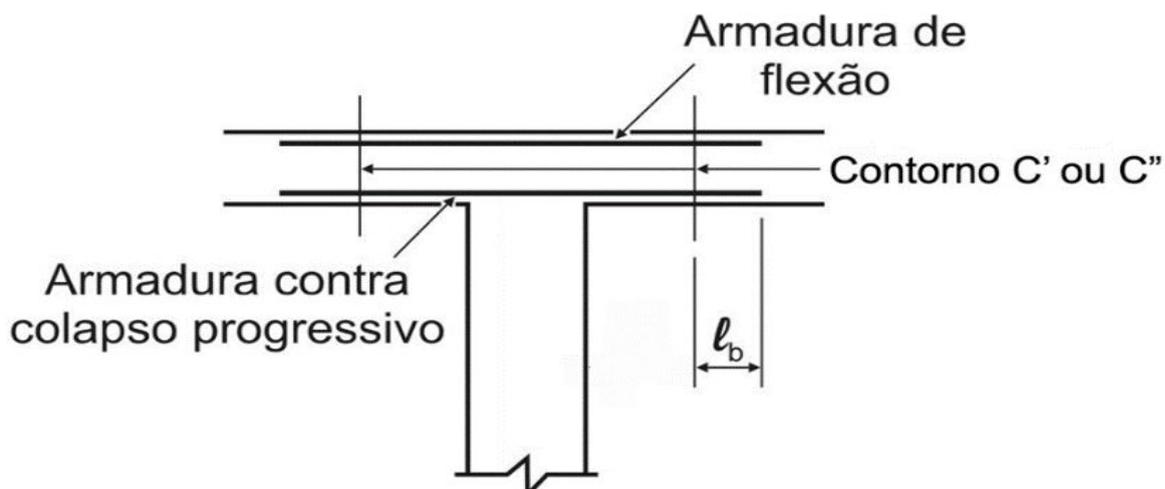
γ_f é coeficiente de ponderação das ações;

C é o contorno da área de aplicação de carga;

C' é o contorno crítico, externo e distante 2d do contorno C, no plano da laje;

C'' é o contorno afastado 2d do último contorno de armadura.

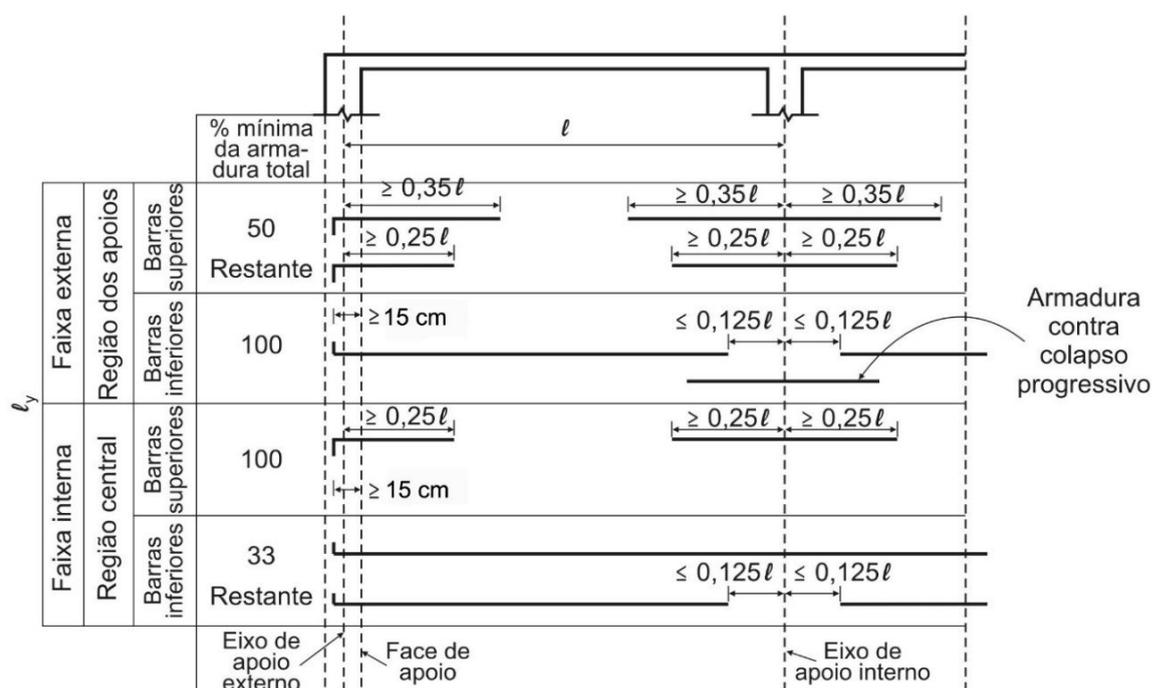
Figura 5 - Armadura contra colapso progressivo conforme NBR 6118 (2014)



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p. 168).

No que diz respeito ao detalhamento das lajes sem vigas, o subitem 20.2 prevê que pelo menos duas barras inferiores devem passar continuamente sobre os apoios, atendendo o subitem 19.5.4 citado anteriormente.

Figura 6 - Lajes sem vigas



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p. 171).

A norma somente relaciona o colapso progressivo com a ductilidade, brevemente e como pode-se ver ao longo do trabalho, o mesmo está relacionado com outras tantas variáveis.

2.5 Método indireto

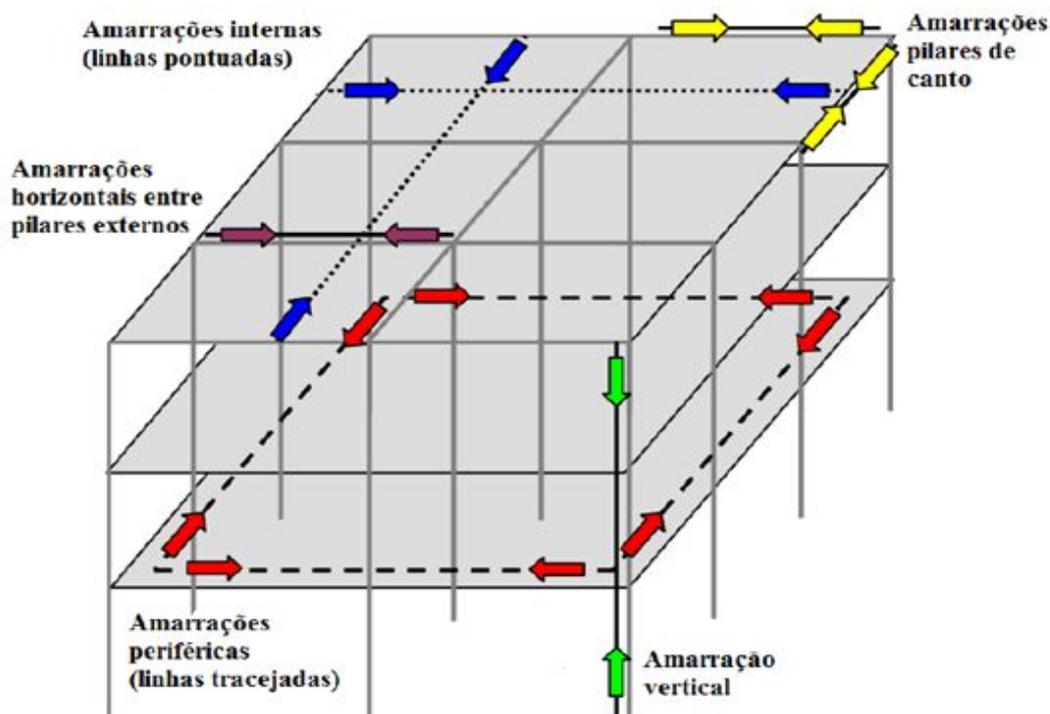
Segundo Dimas (2014) e Laranjeiras (2011), o método indireto possui maior facilidade para ser empregado, pois, não necessita de cálculos muito detalhados, sua prioridade é que a estrutura tenha mais robustez, porém, este sistema é adequado para conjuntos estruturais mais simples, que não contenham uma distribuição de cargas muito complexa com importantes sistemas de transição.

Sessa (2017) cita que este sistema visa a proteção, procurando agregar mais segurança nas áreas de ligação, tendo como padrão a continuidade, fator fundamental em um colapso, para que as cargas tenham caminhos secundários onde percorrer.

Dentro deste método, pode-se ainda utilizar o que se chama de força de amarração, a qual determina que os elementos devem estar interligados entre si através de tirantes, para possibilitar uma melhor distribuição de cargas (FELIPE, 2017).

A Figura 7 mostra a distribuição das amarrações que precisam ser atendidas, para proteger a estrutura caso a mesma seja danificada isoladamente e necessite redistribuir suas cargas para evitar o colapso progressivo, são elas periféricas, internas, amarrações horizontais ligadas aos pilares e amarrações verticais, todas devem ser calculadas para suportar cargas maiores que as normais (LARANJEIRAS, 2011).

Figura 7 - Tipos de armações destinadas a prover a integridade estrutural



Fonte: Laranjeiras (2011, p. 45).

2.6 Método direto

Segundo Felipe (2017) e Laranjeiras (2011), o método direto consiste em aumentar a capacidade de carga das estruturas principais, para que em um possível colapso se tenha a resistência necessária para suportar o acréscimo de carga e a distribuição de forças.

O método direto pode ser apresentado através de duas opções, a primeira consiste no Método da Resistência Local Específica (MRLE). O princípio seria aumentar a resistência de alguns elementos estruturais, sendo estes os considerados essenciais para a estabilidade da estrutura a fim de que suportem situações atípicas. A segunda opção seria o Método dos Caminhos Alternativos de Carga (MCAC), que procura redistribuir a carga em outros elementos quando a estrutura entra em colapso localizado (FELIPE, 2017; LARANJEIRAS, 2011).

2.6.1 Método da resistência localizada, específica (MRLE)

Este método consiste em projetar estruturas mais robustas em locais específicos sujeitos a danos atípicos, como, colisão de carros, explosões, terremotos, utilizando cálculos mais robustos, para situações que contenham maior exposição ao risco como, por exemplo, as do pavimento térreo (DIMAS, 2014).

Este método necessita do auxílio de uma análise não-linear dinâmica, desta maneira, é mais usual em casos como atentados (LARANJEIRAS, 2011).

2.6.2 Método dos caminhos alternativos de cargas (MCAC) conforme o *General Services Administration - GSA (2016)*

O GSA (2016) segue uma metodologia, baseado na análise MCAC tendo por objetivo inicial evitar o colapso progressivo, fornecendo diretrizes capazes de identificar pontos vulneráveis na estrutura. Este método consiste em retirar elementos em locais estratégicos verificando qual será o comportamento no sistema estrutural restante.

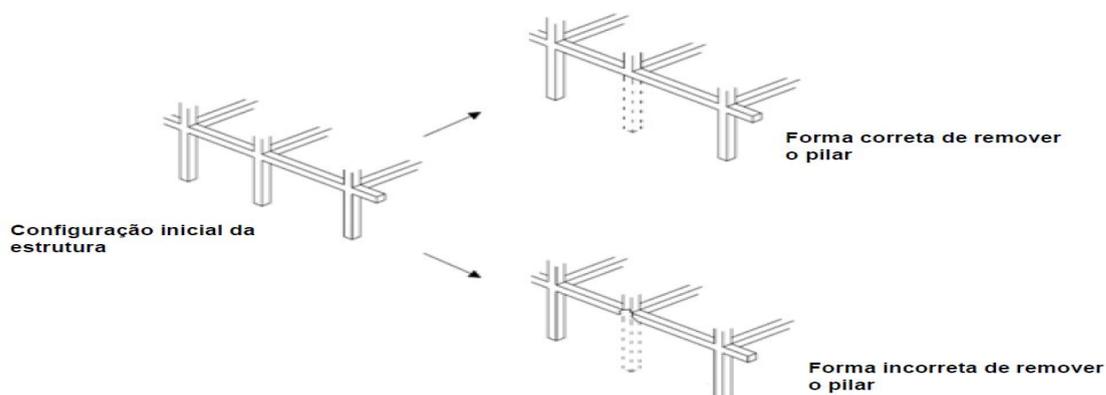
Os elementos estruturais são classificados como primários e secundários sendo que todos aqueles que fornecem capacidade de resistência ao colapso, após a remoção de um elemento que suporte carga vertical são considerados como primários e os restantes como secundários (GSA, 2016).

O MCAC tem como objetivo distribuir as cargas depois que um elemento estrutural importante é retirado do sistema, visando a estrutura de forma integral e cumprindo com os requisitos de redundância, ductilidade e continuidade (FELIPE, 2017).

O método não exige que seja determinada a causa específica do que teria acarretado a remoção do pilar, sendo assim é realizada uma abordagem independente da ação excepcional (LARANJEIRAS, 2011).

A Figura 8 demonstra a forma correta de como deve ser realizada a remoção do pilar, sendo que este método busca a continuidade entre as estruturas para distribuição de cargas aos apoios adjacentes. Desta maneira, é essencial que se preserve a interligação entre as partes.

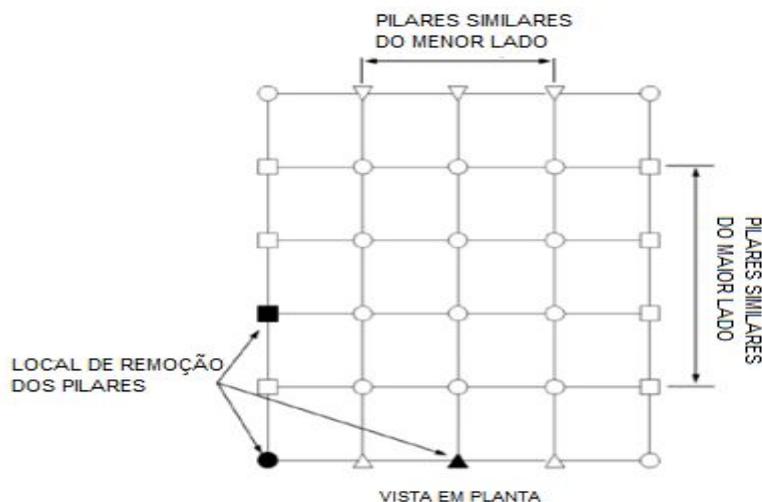
Figura 8 - Remoção da coluna do modelo de caminho alternativo



Fonte: GSA (2016, p. 12).

Segundo o GSA (2016), para avaliação do método devem ser removidos, isoladamente os pilares externos próximos da metade do lado mais curto, próximo da metade do lado mais comprido, no canto do edifício, e adjacente ao canto da estrutura, conforme Figura 9. Podendo também ser removidos em outros lugares críticos conforme a avaliação do engenheiro.

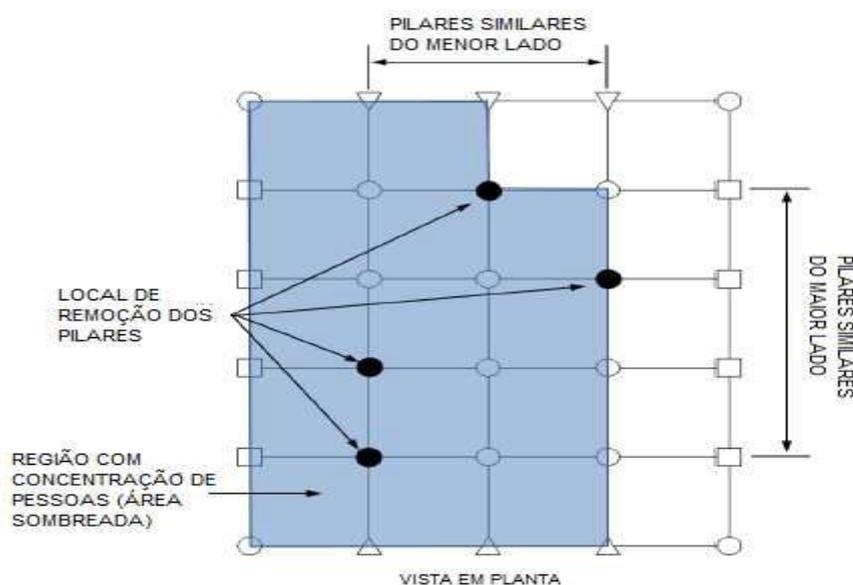
Figura 9 - Localização de remoção dos pilares, parte externa



Fonte: GSA (2016, p. 15).

Logo, o GSA (2016) também determina a retirada de pilares isoladamente no interior, caso o pavimento seja destinado a estacionamento subterrâneo, ou seja, de circulação excessiva de pessoas, devem ser removidas as colunas internas próximo à metade do menor lado, próximo à metade do lado mais comprido e no canto do espaço onde verifica-se maior movimentação, conforme Figura 10. Podendo também ser removido em outros lugares críticos conforme a avaliação do engenheiro.

Figura 10 - Localização de remoção dos pilares, parte interna

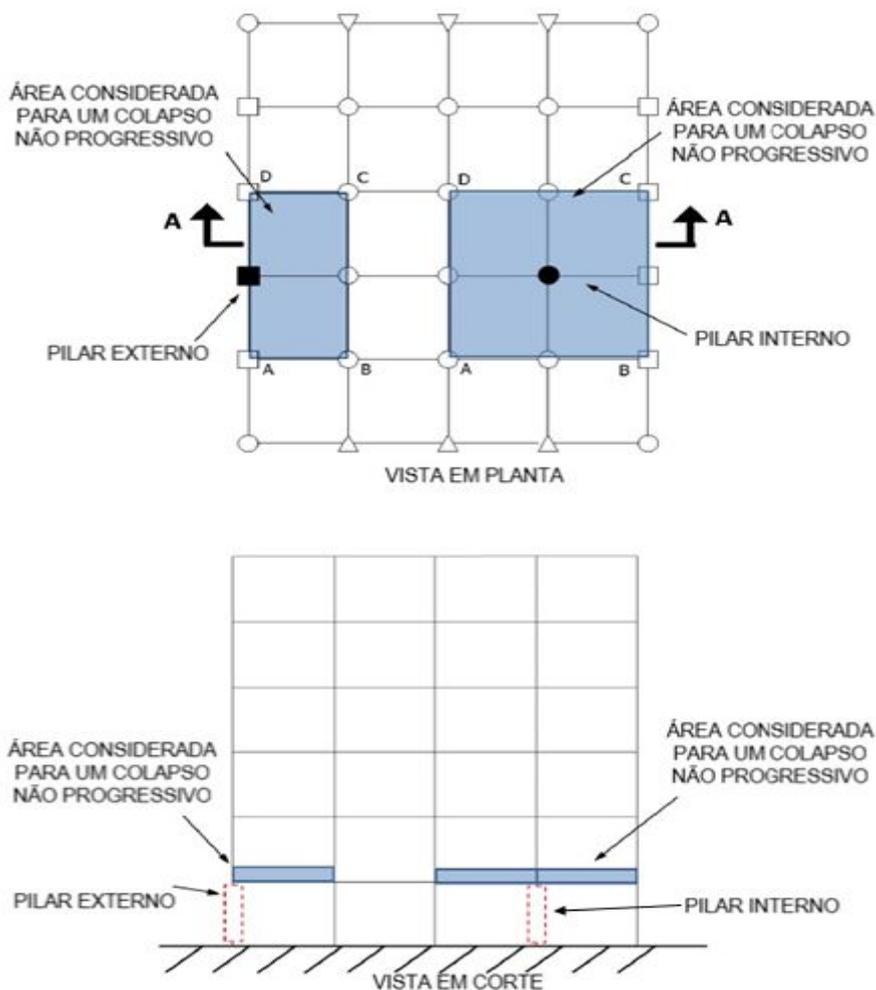


Fonte: GSA (2016, p. 15).

O GSA (2016), cita que devem ser verificadas as áreas do colapso, após a remoção dos elementos determinados, para que não se tornem desproporcionais, aos limites propostos, sendo eles:

- Após a remoção do elemento no exterior da estrutura, o colapso deve se limitar a 15 % da área adjacente ao mesmo, respeitando o nível do piso no pavimento em que se encontra e nos superiores, conforme Figura 11.
- Após a remoção do elemento no interior da estrutura, o colapso deve se limitar a 30 % da área adjacente ao mesmo, respeitando o nível do piso do pavimento em que se encontra e nos superiores, conforme Figura 11.

Figura 11 - Extensões admissíveis para um colapso não progressivo



Fonte: GSA (2016, p. 34).

O MCAC pode ser analisado através de 3 processos, são eles linear estático, não linear estático e dinâmico não-linear. A análise do referido trabalho segue as diretrizes do processo linear estático.

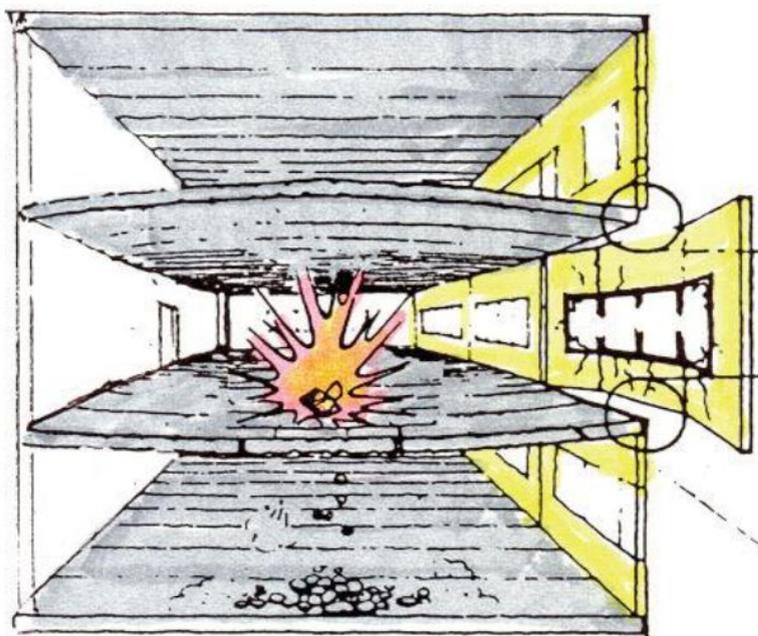
2.7 Casos de colapso progressivo

2.7.1 Edifício Ronan Point

Foi a partir da madrugada do dia 16 de maio de 1948, que se iniciou o primeiro grande colapso progressivo da história, no Edifício *Ronan Point*, através de uma explosão de gás que aconteceu no apartamento número 90. Com o acidente, as paredes da sala de estar e da cozinha sem função estrutural foram

derrubadas, juntamente com as que possuíam capacidade estrutural do canto, a sudeste do apartamento como podemos verificar na Figura 12 (DIMAS, 2014).

Figura 12 - Simulação da explosão que resultou no colapso progressivo



Fonte: Dimas (2014 p. 33).

As paredes estruturais explodidas, sustentavam o 19.º andar que era o piso superior, como não havia mais suporte o colapso progressivo se iniciou, atingindo posteriormente os demais andares superiores (DIMAS, 2014).

Após a ocorrência da primeira fase o 18º andar não suportou o excesso de carga desabando sobre o 17.º e assim se iniciou a segunda etapa do colapso progressivo, se propagando até o térreo, a Figura 13 nos mostra extensão do impacto. A explosão foi considerada com uma pressão de 69 kPa, porém, estudos comprovaram que com apenas 21 kPa a situação sucederia da mesma forma (DIMAS, 2014).

Segundo (Dimas) 2014 e Ferreira (2016), este é um exemplo onde houve falha na distribuição de esforços entre as estruturas, ocasionando ausência de caminhos alternativos, que levaram à estrutura à ruína parcial.

Figura 13 - Ronan Point colapso progressivo



Fonte: NISTIR 7396 (2007, p. 2).

2.7.2 Edifício Alfred P. Murrah

Neste caso, o colapso progressivo teve início a partir de um ataque terrorista, no ano de 1995, quando um caminhão, bomba explodiu em frente ao edifício causando um dano de grande amplitude na ala norte do prédio conforme Figura 14. Estudos realizados comprovam que o dano se alastrou por cerca de 21,3 m de largura (MELO, 2015).

O colapso progressivo, teve início após três dos quatro pilares centrais que suportavam a viga de transição do 3º pavimento irem à ruína com a explosão, sucedendo a perda de equilíbrio dos pavimentos superiores, sendo que a estrutura não foi projetada para resistir a eventos excepcionais como o ocorrido (LARANJEIRAS, 2011).

Figura 14 - Antes e depois do atentado no Edifício Alfred P. Murrah



Fonte: Melo (2015, p. 9).

2.7.3 Pentágono

O atentado que aconteceu no edifício Pentágono, representado pela Figura 15, comprova que se a estrutura tiver sido dimensionada de maneira a aguentar os esforços, que possam derivar de cargas excepcionais, essa possui capacidade para suportar de forma exitosa fatos inesperados, tal como dimensionado.

Figura 15 - O Pentágono



Fonte: NISTIR 7396 (2007 p.185).

No dia 11 de setembro de 2011, um *Boeing 757* atingiu a ala oeste do Pentágono, a estrutura mostrou grande robustez após ter 50 pilares do pavimento térreo danificados, e aguentar 20 minutos, antes que os demais pavimentos entrassem em colapso, possibilitando que os andares superiores fossem evacuados, poupando assim muitas vidas (NISTIR 7396, 2007).

Um dos diferenciais era que a maioria dos pilares foi dimensionado e executado para resistir a mais de um pavimento, sendo reforçados com cintas helicoidais, e os demais com cintas usuais (NISTIR 7396, 2007).

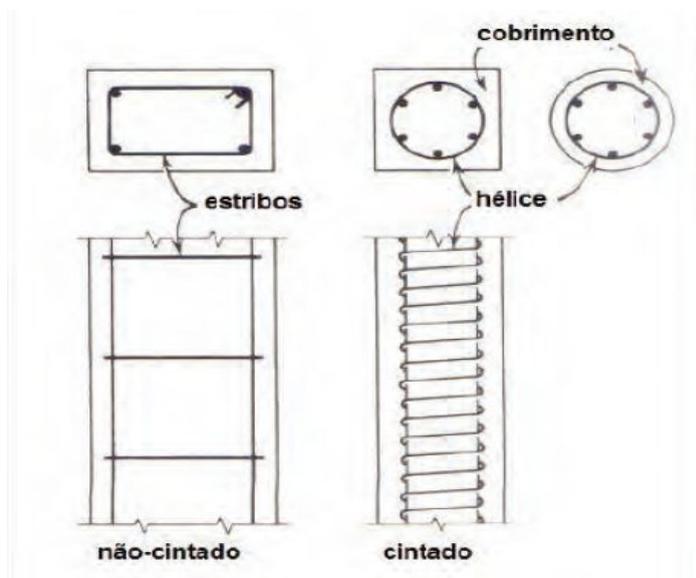
Figura 16 - Área do colapso após a retirada dos detritos.



Fonte: NISTIR 7396 (2007 p. 187).

Após alguns minutos um forte incêndio teve início, o fogo contribuiu excessivamente para a degradação da estrutura e posteriormente o colapso da mesma. A investigação revelou que se as armaduras dos pilares fossem de estribos comuns ao invés de helicoidais o número de pilares destruídos seria muito maior, pode-se considerar assim que pilares cintados (helicoidais) possuem grande ductilidade. (LARANJEIRAS, 2011).

Figura 17 - Pilares com estribos comuns e pilares cintados



Fonte: Laranjeiras (2011 p. 44).

2.7.4 Khobar Towers

Khobar Towers era um complexo de edifícios, localizados em uma avenida da cidade de *Khobar* na Arábia Saudita, sendo alvo de um ataque terrorista, através de uma bomba instalada em um veículo com grande amplitude, que foi explodida a cerca de 20 metros do edifício mais afetado, conforme Figura 18 (LARANJEIRAS, 2011).

Figura 18 - Edifício mais atingido



Fonte: Laranjeiras (2011, p. 41).

O edifício possuía oito pavimentos, e foi construído por lajes e paredes pré-fabricadas de concreto armado, tendo como suporte de cargas horizontais e verticais, as paredes (DIMAS, 2014).

A estrutura do edifício foi projetada tendo em vista, situações que pudessem resultar no colapso progressivo, segundo a norma inglesa (CP-110). Conclui-se que a estrutura obteve êxito em seu planejamento estrutural, pois, o sistema pré-moldado se mostrou dúctil, sendo que as paredes internas, paralelas às fachadas atingidas, possuíam capacidade de suportar as cargas verticais como pode-se ver na Figura 19, sucedendo que as ligações entre lajes e paredes não foram rompidas. A explosão foi de tamanha intensidade que criou uma cratera de 17 cm de diâmetro, e 5 metros de profundidade próximo ao local (LARANJEIRAS, 2011).

Figura 19 - Paredes internas, após a explosão



Fonte: Laranjeiras (2011, p. 41).

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

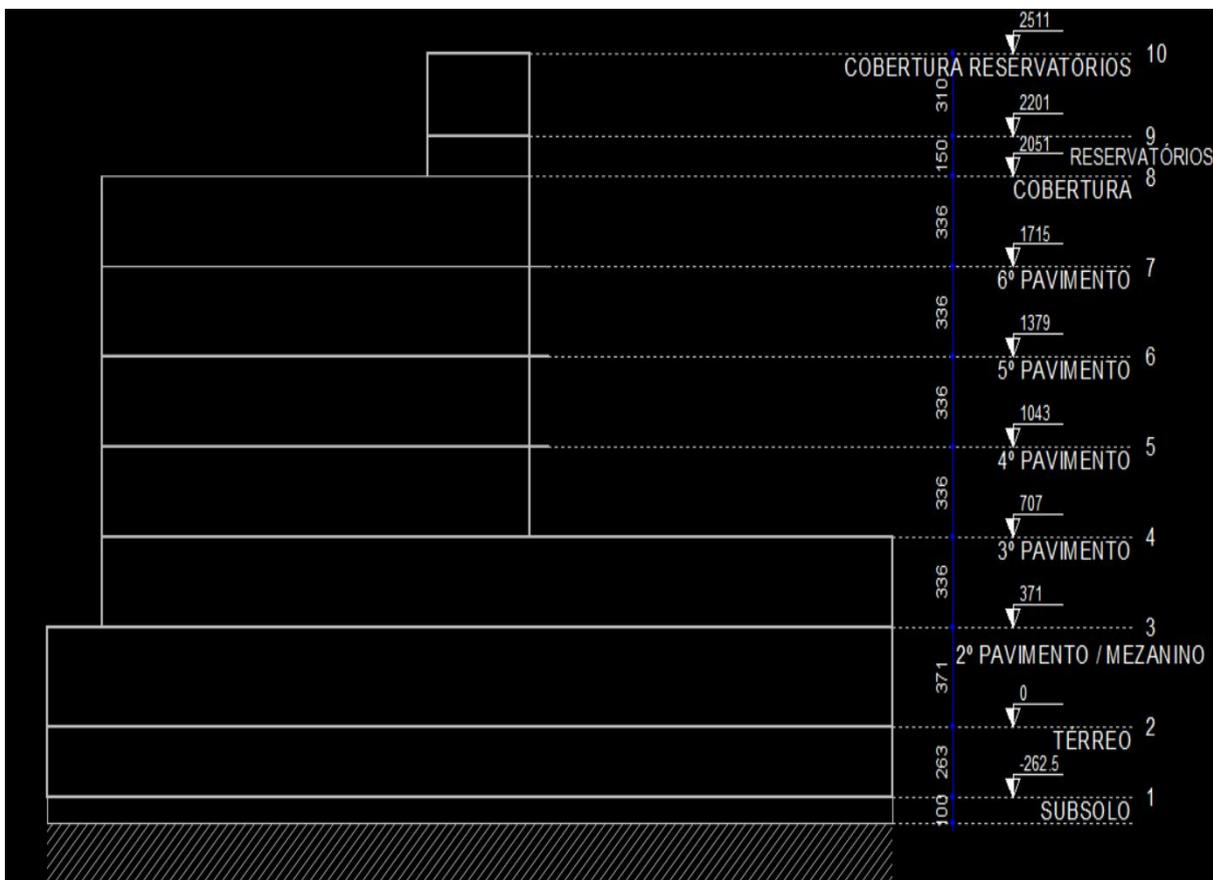
O trabalho tem o intuito de avaliar uma estrutura, em relação ao colapso progressivo, propondo analisar se o dimensionamento conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) leva a uma condição em que a estrutura estaria apta a suportar as cargas geradas, tendo em vista que a NBR 6118 (ABNT, 2014) não aborda nenhum método de verificação contra o colapso progressivo. A análise proposta utilizou como referência para este quesito, o *General Service Administration Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance* (GSA, 2016), documento de origem americana, comentado no subitem 2.6.2.

Por estar mais exposto aos riscos comentados anteriormente, relacionados ao colapso progressivo, os edifícios americanos são projetados de forma mais conservadora a esta classe de acontecimentos, sendo um dos motivos pelos quais os Estados Unidos da América (EUA) detêm de documentos mais detalhados e com maior nível de verificação.

3.1 Características do projeto

A estrutura foi dimensionada e executada na cidade de Lajeado, Rio Grande do Sul, no Bairro São Cristóvão, é composta por oito pavimentos de concreto armado, sendo um pavimento térreo onde se encontra a garagem, seis comerciais, e um destinado aos reservatórios, como pode-se verificar na Figura 20, possuindo área total 3.898,53 m², 72 pilares, pé direito médio de 3 metros, e altura total de 25,11 metros. O detalhamento do projeto está apresentado no Apêndice A, através do corte e do projeto arquitetônico.

Figura 20 - Corte esquemático



Fonte: Autor (2020).

3.2 Propriedades dos materiais utilizados

3.2.1 Concreto

O dimensionamento foi executado utilizando concreto C30, este possui uma resistência característica $F_{ck} = 30 \text{ MPa}$.

Segundo o subitem, 8.2.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) aos 28 dias pode ser calculado conforme a Equação 2:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2)$$

Partindo desta equação deve-se verificar qual o parâmetro em função da natureza do agregado (α_E), para o concreto utilizado será considerado 1,2, sendo um coeficiente referente ao basalto, obtendo um valor de módulo de elasticidade de 36806,95 MPa.

Para definição do módulo de deformação secante, a NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda utilizar a Equação 3:

$$E_{CS} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3)$$

Sendo que α_i pode ser definido pela Equação 4:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (4)$$

Assim tem-se como resultado da Equação 4 o valor de 0,875 sendo este menor que 1, resultando em um módulo de deformação secante, Equação 3, de 32206,08 MPa.

3.2.2 Armadura

Para o projeto foi utilizado dois tipos de aço o CA-50 que possui uma tensão de escoamento (f_{yd}) de 500 MPa, e o CA-60 com f_{yd} de 600 MPa.

3.3 Carregamentos incidentes

As cargas utilizadas para o dimensionamento da estrutura foram retiradas da NBR 6120 (ABNT, 2019), de posse dos valores citados a seguir, o *software* AltoQi Eberick 2020 realiza o cálculo conforme a área ocupada de cada material na edificação.

3.3.1 Cargas permanentes

Para as cargas permanentes verticais, a NBR 6120 (ABNT, 2019) indica o peso específico aparente referente ao:

- Concreto armado 25 kN/m³;
- Tijolos furados 12 kN/m³;
- Revestimento 19 kN/m³.

Outra carga permanente que deve-se levar em consideração é referente a caixa d'água, que tem como resultante a multiplicação do volume desejado e dimensionado conforme o número de habitantes, pelo peso específico da água, neste caso a resultante foi de 199,35 kN.

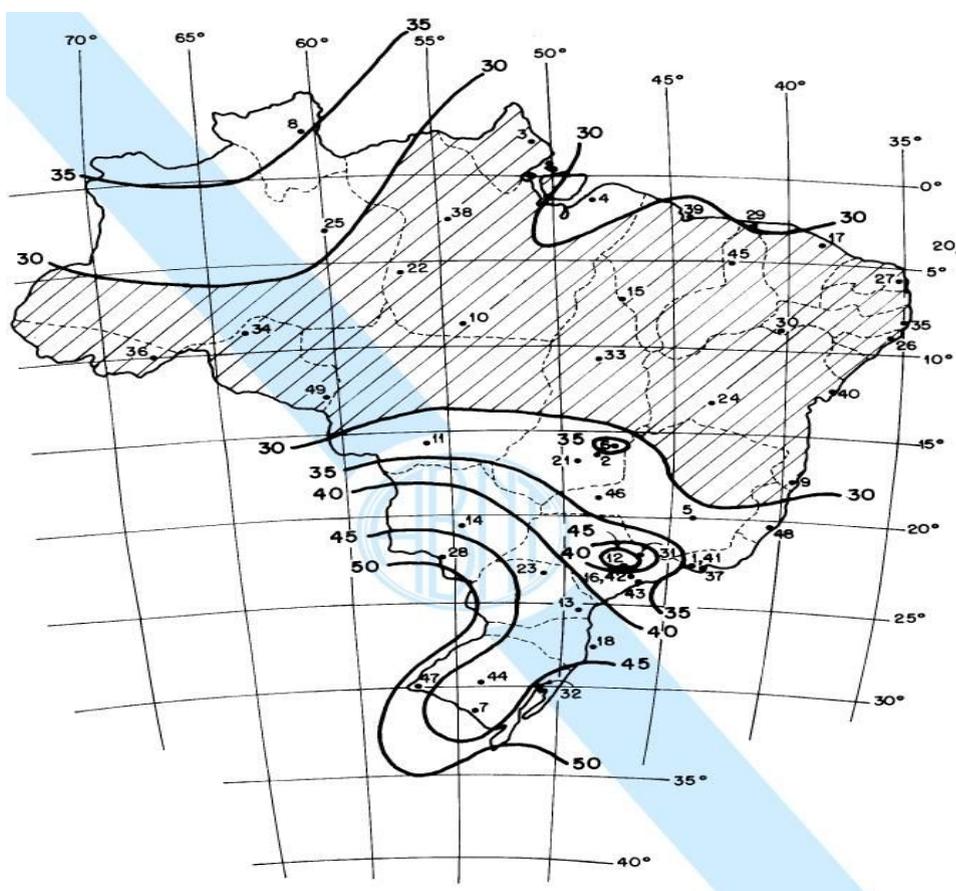
3.3.2 Cargas Acidentais

Como o edifício é comercial, composto por lojas no segundo pavimento e nos superiores, escritórios, referente às cargas acidentais verticais, a NBR 6120 (ABNT, 2019) recomenda os respectivos valores, conforme as áreas determinadas:

- Escritórios 2,5 kN/m²;
- Lojas em geral 4 kN/m², com mezaninos 7,5 kN/m²;
- Escadas 3 kN/m²;
- Circulações 4 kN/m²;
- Garagens 3 kN/m², contendo algumas observações em relação às cargas concentradas, e às cargas horizontais conforme especifica a Tabela 13, da NBR 6120 (ABNT, 2019);
- Banheiros para escritórios 2,5 kN/m² e lojas 2 kN/m².

O vento também pode ser considerado como carga acidental, porém, esta é caracterizada como horizontal. Conforme a NBR 6123 (ABNT, 2013) e a Figura 21, foi considerada uma velocidade básica (V_0) de 43 m/s. As propriedades do terreno e da edificação devem ser levados em consideração para a determinação dos fatores de ponderação que neste caso foram $S_1 = 1.0$, S_2 é determinado por pavimento, térreo = 0.34, 2º pavimento = 0.72, 3º pavimento = 0.80, 4º pavimento = 0.84, 5º pavimento = 0.87, 6º pavimento = 0.89, cobertura = 0.91, reservatórios = 0.92 e $S_3 = 1.0$, obtendo assim a velocidade característica (V_k), e posteriormente a força com que o vento atuará em cada pavimento.

Figura 21 - Velocidade básica do vento, mapa de isopletas



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2013 p.6).

3.3.3 Cargas excepcionais

Conforme destacado no item 2.2.3 deste trabalho, a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a NBR 8681 (ABNT, 2003) citam que casos como explosões de bombas e gás, impactos de veículos, ataques terroristas, cujo dano tem efeito catastrófico são considerados como ações excepcionais. Porém o método utilizado neste trabalho não leva em consideração o motivo do colapso progressivo, tornando imprevisível este carregamento sendo que o mesmo pode acontecer por várias situações, citadas anteriormente, utilizando desta maneira as cargas normais para a seguinte análise.

3.4 Casos analisados

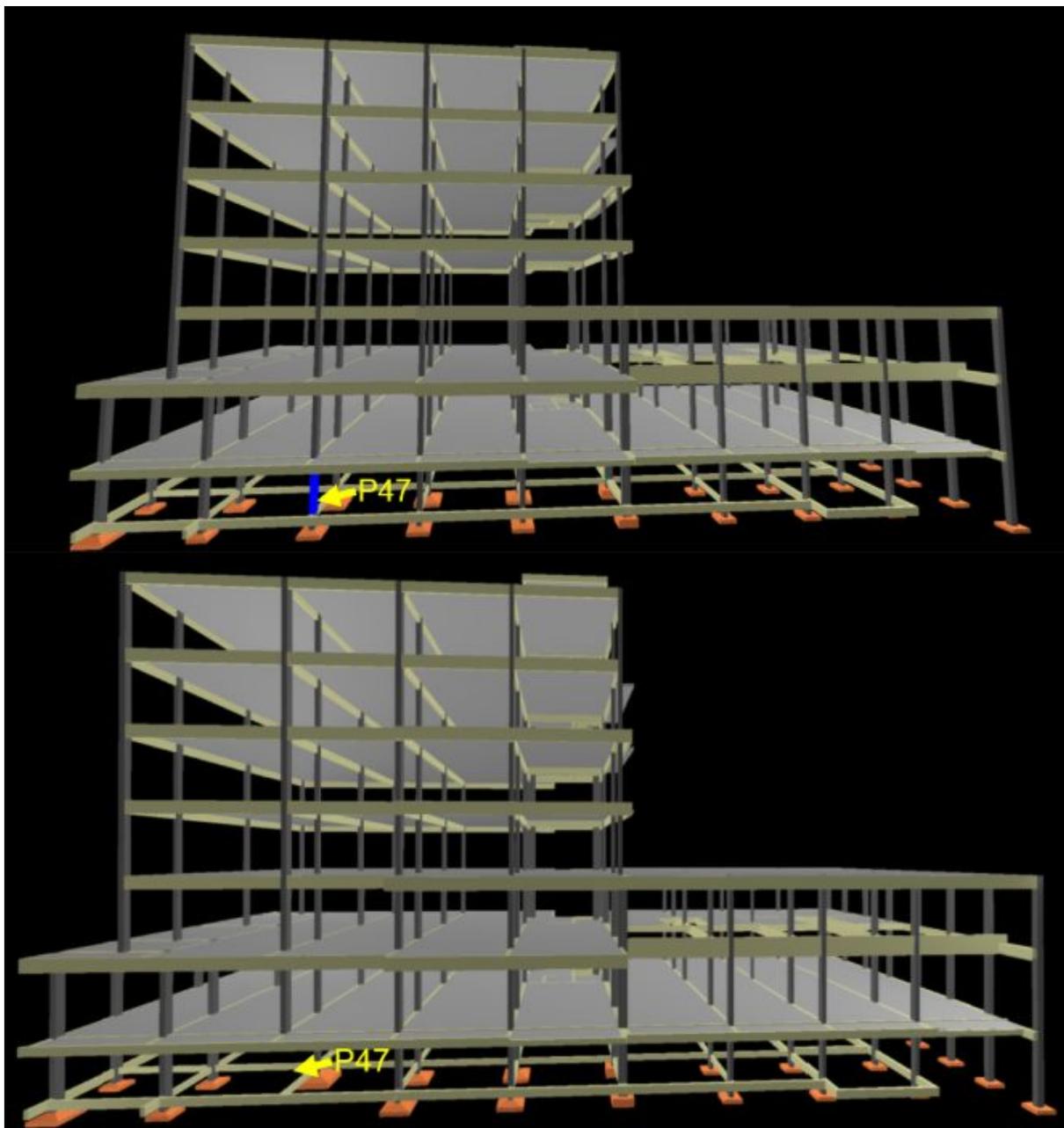
Os casos definidos para o estudo foram escolhidos tendo como prioridade a realização de simulações com possíveis situações que possam resultar em um colapso progressivo, todos eles partem do princípio disposto pelo GSA (2016) e comentado no subitem 2.6.2 deste trabalho, destacando que a remoção dos pilares de cada caso é realizada isoladamente, assim como a análise dos resultados obtidos.

3.4.1 Caso 1

Conforme a Figura 22, o caso 1 apresenta a remoção de um pilar externo adjacente ao canto do edifício, situado no térreo e com numeração 47, este pavimento se torna mais propício a choques, pois, é destinado à garagem, sendo assim possui um nível maior de circulação de veículos, e conseqüente uma probabilidade maior de se iniciar o colapso progressivo conforme recomenda o GSA (2016).

Como conseqüência da retirada do pilar número 47 do térreo, as vigas número V108 e V114 adjacentes ao mesmo acabam se tornando de transição para efeitos de dimensionamento, pois o pilar 47 “morre” no térreo e “nasce” no 2º pavimento.

Figura 22 – Caso 1 Pórtico 3D, antes e depois da remoção do pilar nº 47



Fonte: Autor (2020).

3.4.2 Caso 2

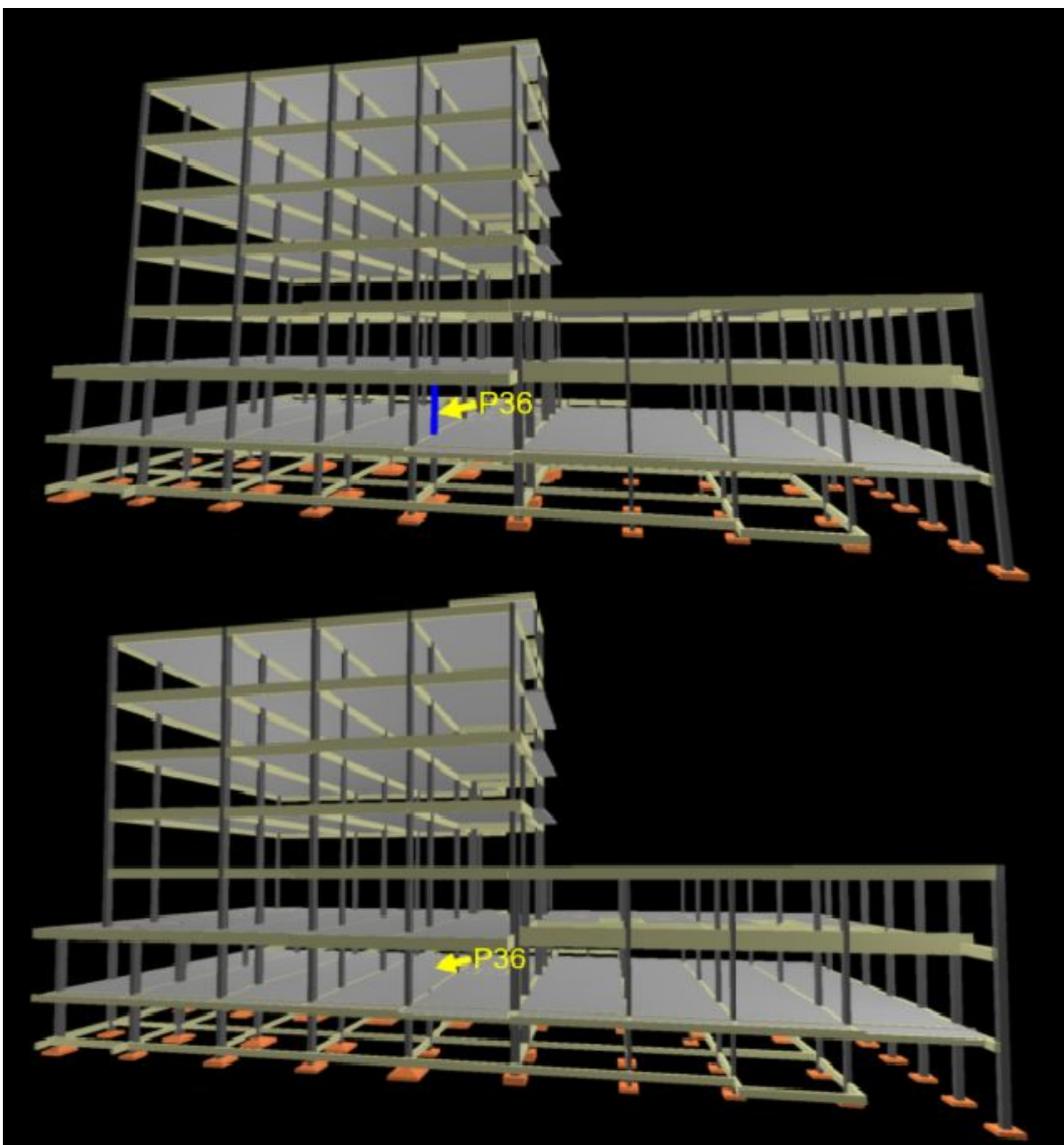
O caso 2 propõe a retirada de um pilar interno, localizado no Hall de entrada conforme Figura 23, a escolha foi realizada tendo em vista que neste lugar a uma maior concentração de pessoas, e por ser um edifício comercial se torna de fácil acesso, sendo um local definido como vulnerável em casos de possíveis atentados e

situações do gênero, possuindo também proximidade com a metade do lado mais comprido, conforme recomenda o GSA (2016).

Com a retirada deste pilar do 2º pavimento, a viga adjacente número V220 acaba se tornando de transição para efeitos de dimensionamento.

Para este caso não foi considerada a análise de pilares de fachada, pois não são contínuos em toda a estrutura, sendo assim não teriam um carregamento direto dos demais elementos dos pavimentos superiores, visando uma análise mais criteriosa.

Figura 23 - Caso 2 Pórtico 3D, antes e depois da remoção do pilar número 36



Fonte: Autor (2020).

3.4.3 Combinação de carregamentos

Para combinação de cargas em uma análise estática linear, o guia GSA (2016) fornece uma combinação que deve ser utilizada em todos os elementos adjacentes ao removido e acima dele, apresentada na Equação 5, sendo esta adaptada para melhor entendimento conforme simbologia da NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$Fd = 2 (1,2 F_{gk} + 0,5F_{qk}) \quad (5)$$

Sendo:

Fd = valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} = valor característicos das combinações permanentes;

F_{qk} = valor característico das ações variáveis

Porém no estudo foram consideradas as cargas normais incidentes, devido ao *software* Altoqi Eberick 2020, não disponibilizar a combinação de carregamentos fornecida pelo GSA (2016).

3.4.4 Relação Demanda Capacidade (RDC)

Um dos fatores a ser verificado para o processo linear estático segundo o GSA (2016) é a Relação Demanda Capacidade (RDC) conforme Equação 6, que deve ser menor ou igual a 2.

$$RDC = \frac{Qu_{lim}}{Q_{ce}} \leq 2 \quad (6)$$

Qu_{lim} = Esforço solicitante após a retirada do elemento (forças e momentos internos).

Q_{ce} = Capacidade resistente esperada.

Sessa (2017), também descreve o cálculo pela Equação 7:

$$RDC = \frac{S}{R} \leq 2 \quad (7)$$

S – Esforço solicitante decorrente da retirada do elemento.

R – Capacidade resistente do elemento.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O seguinte capítulo tem por intuito apresentar os resultados referentes aos casos 1 e 2, analisando os parâmetros relacionados aos carregamentos incidentes antes e após a remoção dos elementos em análise.

4.1 Resultados Caso 1

Após a retirada do pilar nº 47 do pavimento térreo, foram analisadas as cargas axiais incidentes na situação alterada e comparadas com a situação normal, os pilares que apresentaram maior aumento de carga axial, foram os pilares adjacentes ao removido no pavimento térreo, o pilar nº 34 com aumento de 35,47%, o pilar nº 46 com aumento de 33,67% e o pilar nº 48 com aumento de 27,78 %, conforme exposto na Tabela 1.

Tabela 1 - Forças axiais, pilares pavimento térreo (continua)

Pilar	Situação Normal Nd (tf)	Situação Alterada Nd (tf)	Diferença de carga em %
P1	19,74	19,74	0,00
P2	70,2	68,92	-1,82
P4	132,66	130,61	-1,55
P5	241,75	239,01	-1,13
P6	187,45	185,45	-1,07
P7	150,69	148,12	-1,71
P8	33,42	33,4	-0,06
P9	64,72	64,72	0,00
P10	66,85	66,85	0,00
P11	82,87	82,87	0,00
P12	23,21	23,21	0,00
P13	197,43	200,43	1,52

Tabela 1 - Forças axiais, pilares pavimento térreo (continuação)

Pilar	Situação Normal Nd (tf)	Situação Alterada Nd (tf)	Diferença de carga em %
P14	137,27	134,44	-2,06
P15	26,26	26,37	0,42
P16	50,18	50,18	0,00
P17	24,65	24,65	0,00
P18	87,6	87,47	-0,15
P20	158,36	158,01	-0,22
P21	295,29	293,92	-0,46
P22	264,55	264,18	-0,14
P23	259,49	262,4	1,12
P24	178,78	178,09	-0,39
P25	36,97	36,94	-0,08
P26	61,3	61,31	0,02
P27	71,51	71,51	0,00
P28	81,51	81,51	0,00
P29	23,35	23,35	0,00
P30	20,65	20,65	0,00
P31	61,02	59,59	-2,34
P33	106,52	104,71	-1,70
P34	200,32	271,38	35,47
P35	182	181,64	-0,20
P36	184,87	182,83	-1,10
P37	113,62	113,24	-0,33
P38	32,86	32,87	0,03
P39	54,1	54,1	0,00
P40	46,87	46,87	0,00
P41	51,38	51,38	0,00
P42	19,81	19,81	0,00
P43	23,16	23,16	0,00
P44	50,84	55,08	8,34
P46	70,8	94,64	33,67
P48	122,88	157,01	27,78
P49	137,23	139,73	1,82
P50	73,86	74,91	1,42
P51	27,29	27,27	-0,07
P52	40,44	40,45	0,02
P53	38,09	38,09	0,00
P54	38,06	38,06	0,00
P55	16,33	16,33	0,00
P56	3,32	3,24	-2,41
P57	1,74	1,75	0,57
P58	3,34	3,34	0,00
P59	1,83	1,84	0,55
P60	3,42	3,42	0,00
P61	1,82	1,82	0,00
P62	3,44	3,44	0,00

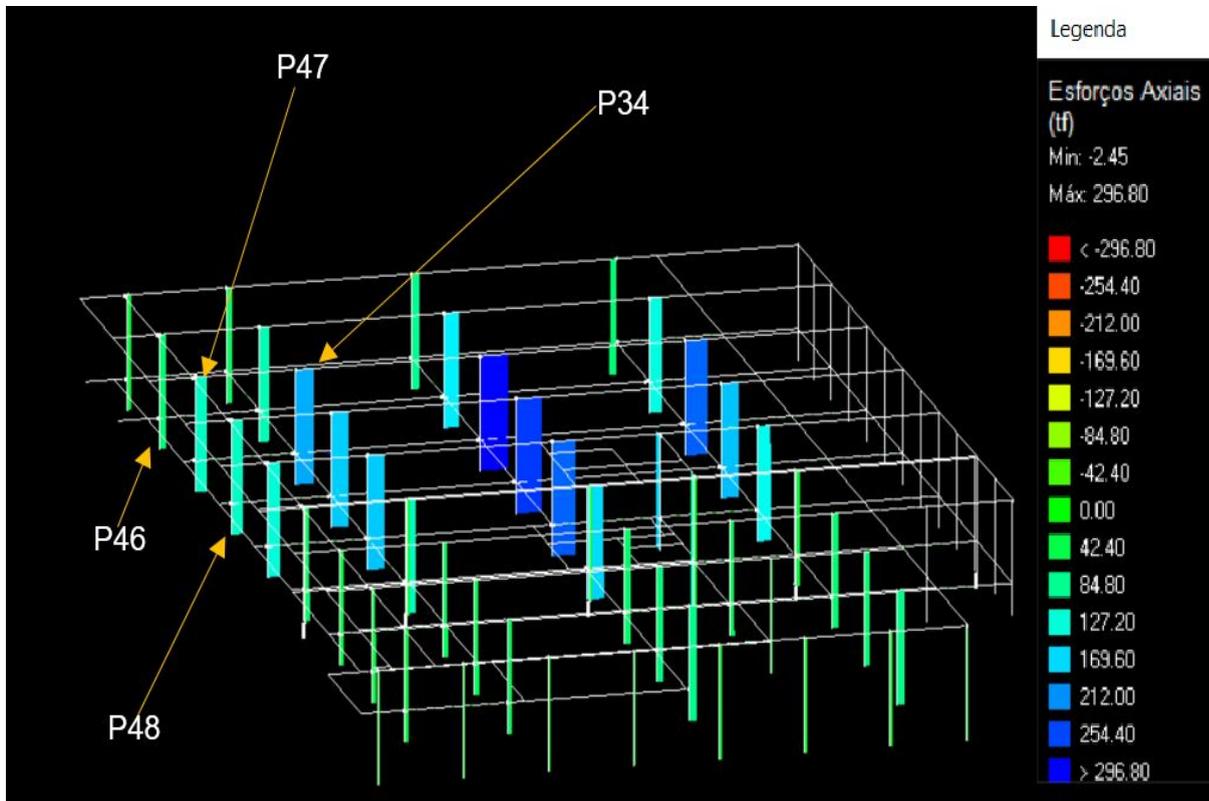
Tabela 1 - Forças axiais, pilares pavimento térreo (conclusão)

Pilar	Situação Normal Nd (tf)	Situação Alterada Nd (tf)	Diferença de carga em %
P63	1,81	1,82	0,55
P64	3,45	3,44	-0,29
P65	1,93	1,93	0,00
P66	3,53	3,53	0,00
P67	2,91	2,91	0,00
P68	0,8	0,8	0,00
P69	0,75	0,75	0,00
P70	4,69	4,69	0,00
P71	14,54	14,42	-0,83
P72	20,95	20,95	0,00

Fonte: Autor (2020).

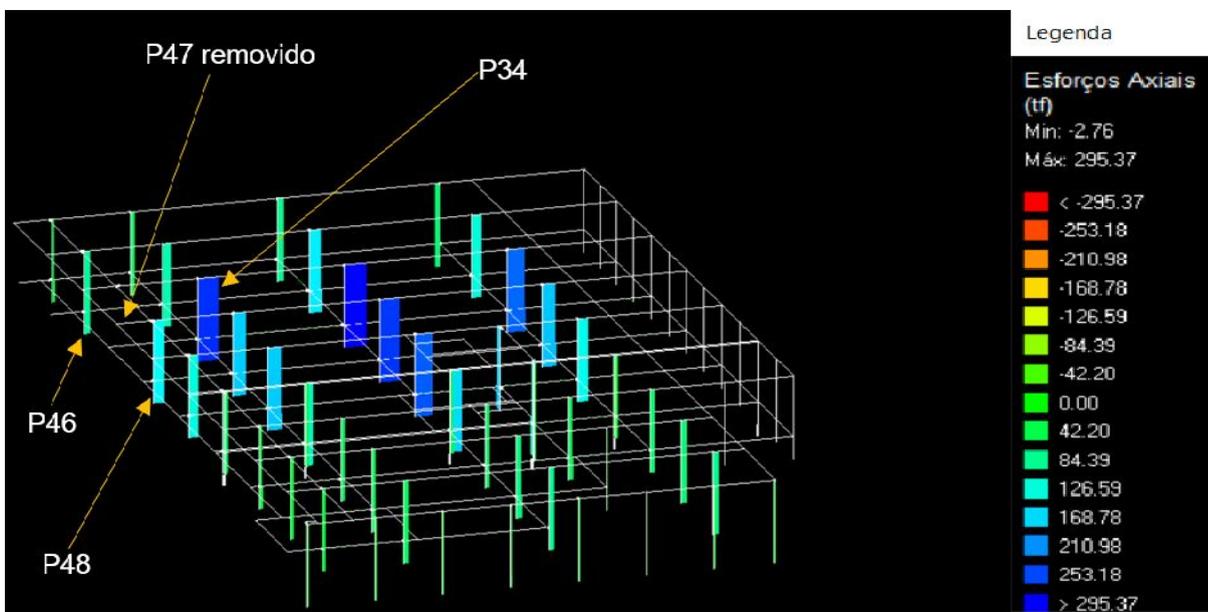
As Figuras 24 e 25 disponibilizadas pelo *software* AltoQi Eberick 2020, mostram os diagramas dos momentos axiais dos pilares do pavimento térreo apresentados na Tabela 1, pode-se verificar que os pilares adjacentes são os que mais aumentam seu carregamento axial, na condição alterada do edifício.

Figura 24 - Esforços axiais edifício original, pavimento térreo



Fonte: Autor (2020).

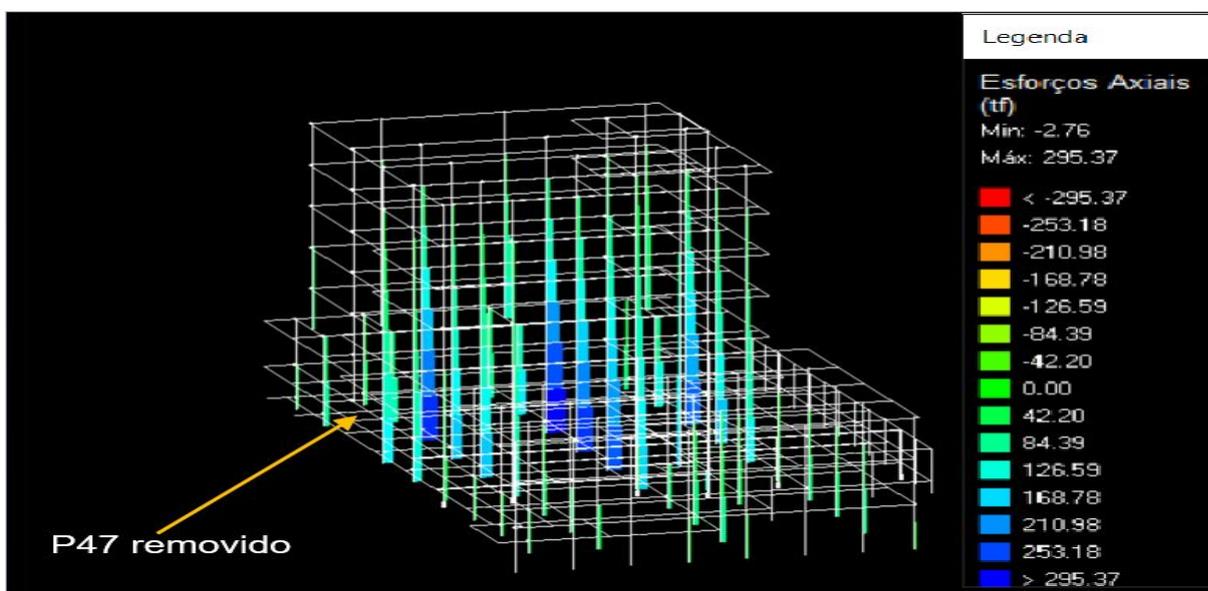
Figura 25 - Esforços axiais edifício alterado, pavimento térreo



Fonte: Autor (2020).

A Figura 26 apresenta os carregamentos axiais em toda a estrutura, após a remoção do pilar nº 47, analisa-se, assim, que os carregamentos aumentam sucessivamente de baixo para cima, desta maneira pode-se concluir que os pilares que possuem maior excesso de carregando neste caso, estão situados no pavimento térreo.

Figura 26 - Esforços axiais edifício inteiro, alterado



Fonte: Autor (2020).

Em relação às vigas, pode-se concluir, através do aumento significativo dos momentos fletores, conforme demonstrado na Tabela 2, que as vigas que sofreram maior impacto em relação aos carregamentos foram as vigas V108 com aumento de 79,07%, V110 com aumento de 99,87% e V114 com aumento de 290,68%, sendo verificado os trechos mais críticos, estas estão situados em lugares adjacentes ao pilar removido e aos pilares citados acima.

Tabela 2 - Momentos fletores vigas do pavimento térreo (continua)

Viga	Md Kgf.m Normal	Md Kgf.m Alterada	Diferença de carga em %
V101	278,45	278,43	-0,01
	252,06	251,98	-0,03
	315,78	317,64	0,59
	300,09	300,31	0,07
	307,83	309,53	0,55
	303,05	303,2	0,05
	307,03	308,75	0,56
	295,42	295,56	0,05
	309,52	311,48	0,63
	344	343,61	-0,11
V102	82,4	82,66	0,32
	113,68	113,82	0,12
V103	2258,58	2220,85	-1,67
	1954,01	1905,32	-2,49
	1598,12	1612,46	0,90
	1679,31	1655,94	-1,39
	4699,72	4662,82	-0,79
V104	3892,31	3891,67	-0,02
	876,41	876,22	-0,02
	1420,77	1421,02	0,02
	3197,87	3203,94	0,19
V105	9977,3	10329,04	3,53
V106	2041,2	2042,09	0,04
	404,96	406,46	0,37
V107	9862,4	9861,4	-0,01
V108	9351,66	10009,9	7,04
	6125	10968	79,07
	4870,7	5432,84	11,54
	4571,22	4750,19	-2,47
V109	3128,4	3128,56	0,01
	1668,13	1667,73	-0,02
	1841,55	1841,59	0,00
	2905,06	2905,63	0,02

Tabela 2 - Momentos fletores vigas do pavimento térreo (continuação)

Viga	Md Kgf.m Normal	Md Kgf.m Alterada	Diferença de carga em %
V110	1846,61	1134,34	-38,57
	1585	3168	99,87
V111	1391,77	625,23	-55,08
	1724,68	1662,14	-3,63
	2280,32	2280,09	-0,01
	1183,97	1183,82	-0,01
V112	1313,5	1313,49	0,00
	1563,69	1563,51	-0,01
	2,71	2,28	-15,87
	2859,92	2824,06	-1,25
V113	7908,41	7976,24	0,86
	9930,25	10001,92	0,72
	3920,94	3679,12	-6,17
	0,11	0,11	0,00
V114	4927,57	5152,23	4,56
	16558,68	16423,33	-0,82
	21647,66	21825,04	0,82
	0,11	0,11	0,00
V115	4310,72	16841,16	290,68
	16294,25	14991,64	-7,99
	19712,01	19838,98	0,64
	0,11	0,11	0,00
V116	0,11	0,11	0,00
	4650,31	4597,62	-1,13
	16209,06	16149,95	-0,36
	20102,07	20184,64	0,41
V117	0,11	0,11	0,00
	0,11	0,11	0,00
	5517,72	5190,49	-5,93
	19101,54	19216,69	0,60
V118	5223,48	4999,68	-4,28
	6373	6706,86	5,24
	0,11	0,11	0,00
	2296,76	2297,08	0,01
V119	7981,1	7981,13	0,00
	4054,13	3877,56	-4,36
	7025,31	7097,29	1,02
	3524,45	3418,86	-3,00
V120	2592,28	2465,83	-4,88
	4519,68	4501,45	-0,40
	9,44	9,44	0,00
	1813,87	1814,65	0,04
	8374,26	8375,51	0,01

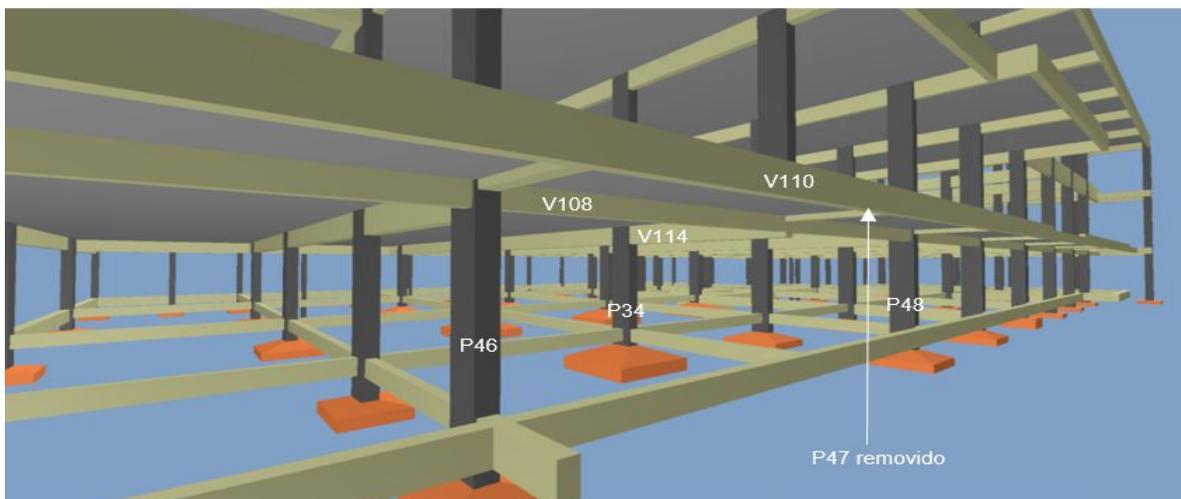
Tabela 2 - Momentos fletores vigas do pavimento térreo (conclusão)

Viga	Md Kgf.m Normal	Md Kgf.m Alterada	Diferença de carga em %
V121	2328,12	2327,73	-0,02
	2438,97	2435,71	-0,13
	4003,85	4006,36	0,06
	0,11	0,11	0,00
	3677,74	3676,59	-0,03
	17556,24	17556,13	0,00
	4652,81	4653,91	0,02
V122	5050,24	5050,83	0,01
	0,11	0,11	0,00
	0,11	0,11	0,00
	2880,14	2879,51	-0,02
	14772,01	14772,38	0,00
V124	4148,49	4147,21	-0,03
	589,67	593,81	0,70
	0,11	0,11	0,00
	0,11	0,11	0,00
	3858,57	3858,51	0,00
	15543,89	15543,9	0,00
V125	19118,8	19118,82	0,00
	0,11	0,11	0,00
	1829,65	1829,86	0,01
	1896,97	1897,16	0,01
	1874,79	1874,98	0,01
	1935,39	1935,58	0,01
	2023,91	2024,11	0,01
V126	1766,3	1765,85	-0,03
	2626,68	2627,07	0,01
V127	0,11	0,11	0,00
	33,13	33,14	0,03
V128	1861,86	1865,36	0,19
V129	1860,9	1863,65	0,15
V130	1864,8	1867,22	0,13
V131	1866,47	1868,41	0,10
V132	0,11	0,11	0,00
V133	7,13	7,13	0,00

Fonte: Autor (2020).

A Figura 27 apresenta o conjunto de elementos que tiveram a maior incidência de carregamentos, após a remoção do pilar nº 47, sendo assim será analisada a relação demanda capacidade (RCD), citada no item 2.6.4.

Figura 27 - Pilares e Vigas analisados, caso 1



Fonte: Autor (2020).

Os momentos resistentes (M_r) e (V_r) foram gerados a partir do processamento da estrutura em seu estado normal sem a remoção do pilar 47, e os momentos solicitantes (M_s) e (V_s) após a remoção do mesmo.

Os valores de RDC apresentados na Tabela 3 e Tabela 4, mostram que entre os elementos analisados os mais propensos ao colapso progressivo seriam o Pilar 48, as Vigas V110 e V114, pois os seus RDC foram superiores ao limite proposto pelo cálculo que seria 2.

Tabela 3 - Valores RDC Pilares

Pavimento	Elemento	M_s (Kgf.m)	M_r (Kgf.m)	RDC
Térreo	Pilar 34	3275	2382	1,37
	Pilar 46	2315	1564	1,48
	Pilar 48	4152	1914	2,17

Fonte: Autor 2020.

Tabela 4 - Valores RDC vigas

Pavimento	Elemento	Momento Fletor negativo (Kgf.m)			Momento Fletor positivo (Kgf.m)			Força cortante (tf)		
		M_s	M_r	RDC	M_s	M_r	RDC	V_s	V_r	RDC
Térreo	V108	14619	9696	1,51	10968	6125	1,79	6,61	4,09	1,61
	V110	3794	1743	2,18	3168	1585	2,00	2,73	1,55	1,76
	V114	29900	16949	1,76	16841	4310	3,91	40,85	12,81	3,18

Fonte: Autor 2020.

4.2 Resultados caso 2

Para analisar quais pilares sofreram maior carregamento após a remoção do pilar 36, foram analisadas todas as cargas axiais incidentes nos pilares do 2º pavimento, antes e após a remoção do pilar, conforme demonstrado na Tabela 5.

Tabela 5 - Forças axiais pilares 2º pavimento (continua)

Pilar	Situação Normal Nd (tf)	Situação Alterada Nd (tf)	Diferença de carga em %
P1	12,12	12,12	0,00
P2	49,9	50	0,20
P4	85,10	85,14	0,05
P5	199,91	200,81	0,45
P6	143,13	144,97	1,29
P7	116,28	121,06	4,11
P8	19,28	19,29	0,05
P9	35,85	35,86	0,03
P10	43,35	43,35	0,00
P11	45,38	45,38	0,00
P12	13,38	13,38	0,00
P13	168,8	169,59	0,47
P14	119,62	121,24	1,35
P15	15,43	15,42	-0,06
P16	28,36	28,36	0,00
P17	14,64	14,64	0,00
P18	64,49	64,5	0,02
P20	110,77	110,82	0,05
P21	250,25	249,93	-0,13
P22	217,59	219,04	0,67
P23	223,01	251,54	12,79
P24	161,79	161,29	-0,31
P25	20,44	20,46	0,10
P26	27,19	27,19	0,00
P27	43,34	43,34	0,00
P28	38,78	38,78	0,00
P29	13,56	13,56	0,00
P30	10,97	10,97	0,00
P31	44,17	44,11	-0,14
P33	72,21	72,43	0,30
P34	167,12	167,36	0,14
P35	149,12	155,51	4,29
P37	99,88	103,24	3,36
P38	16,59	16,56	-0,18
P39	20,49	20,49	0,00
P40	18,97	18,97	0,00

Tabela 5 - Forças axiais pilares 2º pavimento (conclusão)

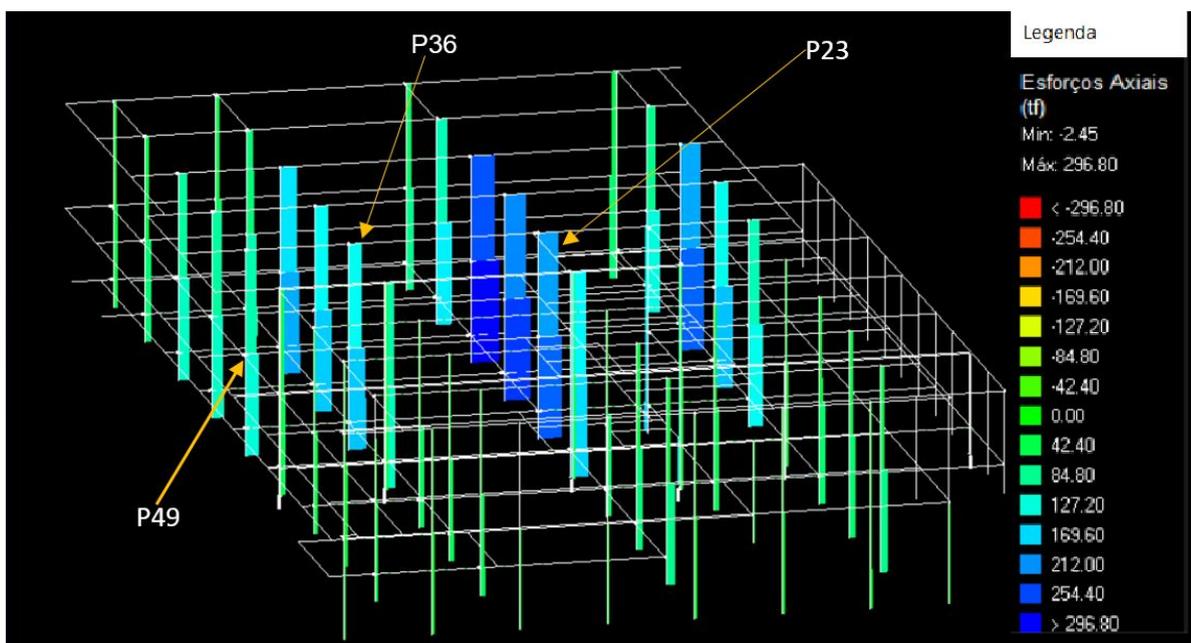
Pilar	Situação Normal Nd (tf)	Situação Alterada Nd (tf)	Diferença de carga em %
P41	19,8	19,8	0,00
P42	10,18	10,18	0,00
P43	12,28	12,28	0,00
P44	34,25	34,02	-0,67
P46	47,86	47,5	-0,75
P47	101,65	98,83	-2,77
P48	99,78	98,85	-0,93
P49	112,09	207,94	85,51
P50	62,37	60,66	-2,74
P51	16,61	16,64	0,18
P52	19,97	19,97	0,00
P53	19,65	19,65	0,00
P54	18,11	18,12	0,06
P55	11,06	11,07	0,09

Fonte: Autor (2020).

Pode-se verificar que os pilares que tiveram o maior aumento de cargas foram os pilares adjacentes ao pilar 36 removido, sendo estes os pilares 23 com aumento de 12,79 % e o pilar 49 com aumento de 85,51 %.

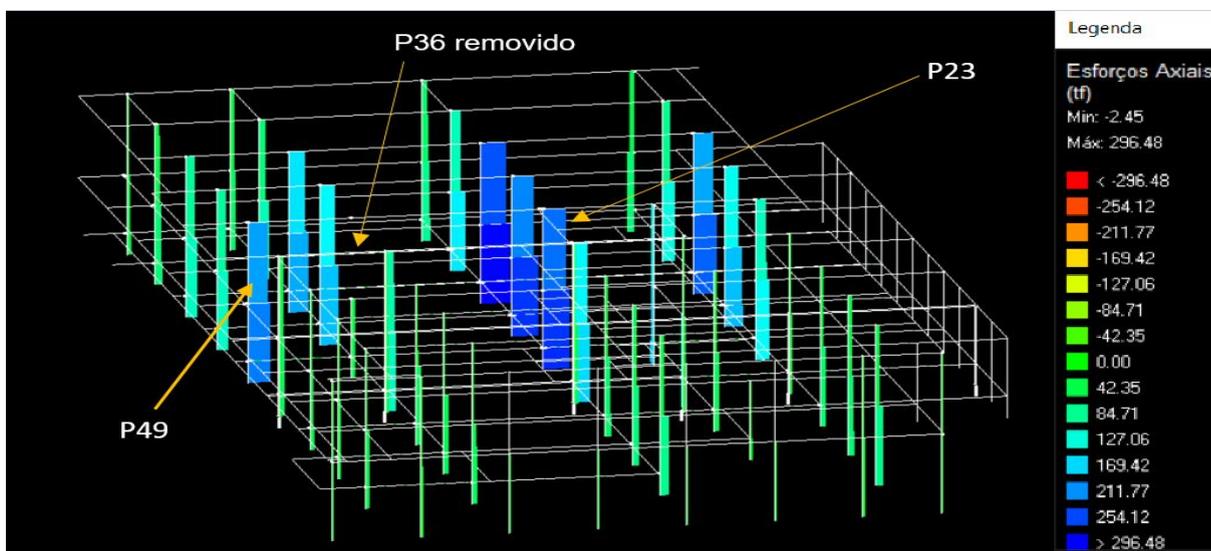
As Figuras 28 e 29 comprovam o aumento de esforço axial através dos gráficos disponibilizados pelo *software* AltoQi Eberick 2020.

Figura 28 - Momentos axiais edifício original



Fonte: Autor (2020).

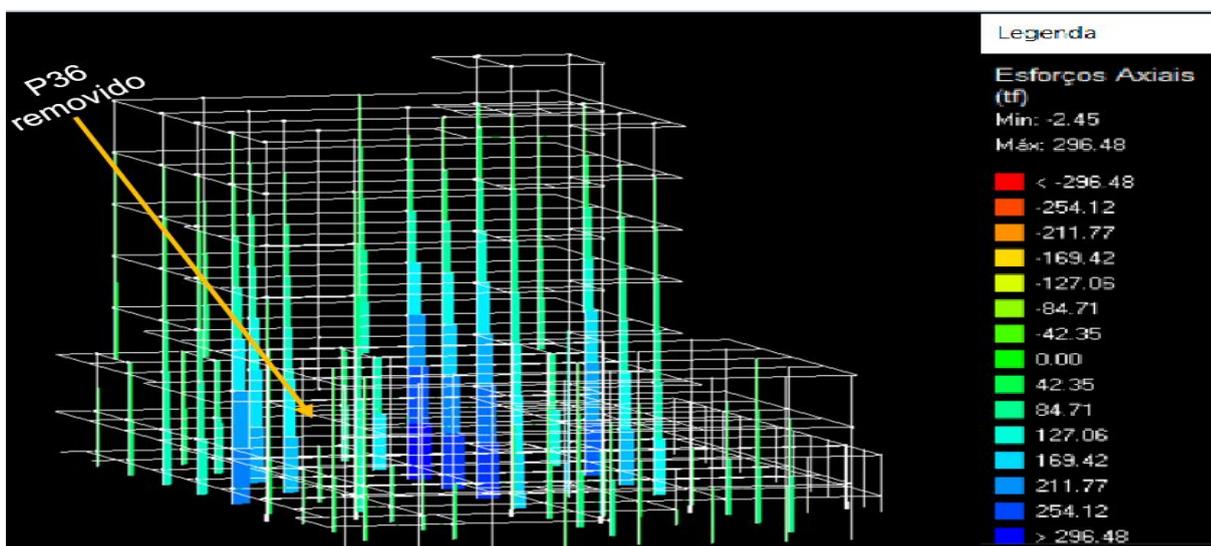
Figura 29 - Momentos axiais edifício modificado



Fonte: Autor (2020).

A Figura 30, apresenta as forças normais em todo o edifício, devido aos carregamentos se mostrarem semelhantes nos demais pavimentos, serão analisados apenas os pilares 23 e 49 do segundo pavimento citados anteriormente, sendo os que possuem maior probabilidade de colapso, por possuírem maiores cargas.

Figura 30 - Momentos axiais edifício sem o pilar 36



Fonte: Autor (2020).

Após a remoção do pilar 36 no segundo pavimento, a viga V220 se tornou de transição, se tratando de um vão muito grande os momentos fletores da viga foram

excessivos e o *software* AltoQi Eberick 2020 apresentou erro no dimensionamento da mesma, o processo se repetiu com a viga no mesmo trecho do pavimento superior, nos demais pavimentos neste trecho, a taxa de armadura se mostrou elevada, sendo portanto o ponto de maior acúmulo de carga após o processamento da estrutura.

A Tabela 6 demonstra a diferença entre os momentos fletores das vigas do segundo pavimento da estrutura, comprovando que as vigas V219 com aumento de 10,73%, a viga V220 com aumento de 94,94% e a viga V224 com aumento de 27,39% são as que possuem maior incidência de carregamentos, após a remoção do pilar 36.

Tabela 6 - Momentos Fletores, Vigas segundo pavimento (continua)

Viga	Md Kgf.m Normal	Md Kgf.m Alterada	Diferença de carga em %
V202	2029,46	2007,43	-1,09
	1762,53	1748,7	-0,78
	1811,32	1808,37	-0,16
	0,11	0,11	0,00
	25,45	25,5	0,20
V203	4081,46	4081,71	0,01
	923,52	924,07	0,06
	2253,43	2254,36	0,04
	4292,42	4304,01	0,27
V204	91481,28	91665,62	0,20
V205	16348,22	16169,01	-1,10
V206	1521,06	1520,85	-0,01
	2612,79	2612,88	0,00
	2752,07	2752,17	0,00
V207	336,02	336,02	0,00
V208	124851,21	124870,96	0,02
V209	13318,15	13532,48	1,61
V210	1855,83	1855,76	0,00
	311,92	311,72	-0,06
	783,01	783,1	0,01
	1806,09	1806,19	0,01
V211	81196,04	81162,87	-0,04
V212	55565,95	54969,45	-1,07
V213	2913,77	2931,31	0,60
	1659,11	1669,48	0,63
	1831,44	1842,74	0,62

Tabela 6 - Momentos Fletores, Vigas segundo pavimento (continuação)

Viga	Md Kgf.m Normal	Md Kgf.m Alterada	Diferença de carga em %
V214	1742,65	1748,35	0,33
	1629,45	1634,57	0,31
	2518,23	2541,92	0,94
	1150,48	1175,28	2,16
V215	1424,61	1555,06	9,16
	2184,02	1588,26	-27,28
	2584,04	1918,31	-25,76
	1121,04	1061,51	-5,31
V217	5335,14	5321,62	-0,25
	5937,2	5937,72	0,01
	0,11	0,11	0,00
	0,11	0,11	0,00
V218	1627,32	1666,56	2,41
	12224,01	12330,15	0,87
	12999,48	12987,56	-0,09
	0,11	0,11	0,00
V219	0,11	0,11	0,00
	4190,52	4051,27	-3,32
	15055,35	14497,86	-3,70
	14547,56	14531,27	-0,11
V220	0,11	0,11	0,00
	2530	2530	0,00
	4088,97	4527,67	10,73
	16583,81	18194,12	9,71
V221	14683,88	14553,18	-0,89
	0,11	0,11	0,00
	0,11	0,11	0,00
	16143,89	31470,17	94,94
V222	4598,51	4040,29	-12,14
	4840,32	4486,55	-7,31
	0,11	0,11	0,00
	3062,24	3069,21	0,23
V223	4315,7	4323,22	0,17
	0,11	0,11	0,00
	3656,8	4474,68	22,37
	9059,16	9781,37	7,97
V224	3517,74	4481,3	27,39
	1805,07	1802,71	-0,13
	3676,95	3676,56	-0,01
	2531,16	2530,8	-0,01
V225	1483,17	1487,15	0,27

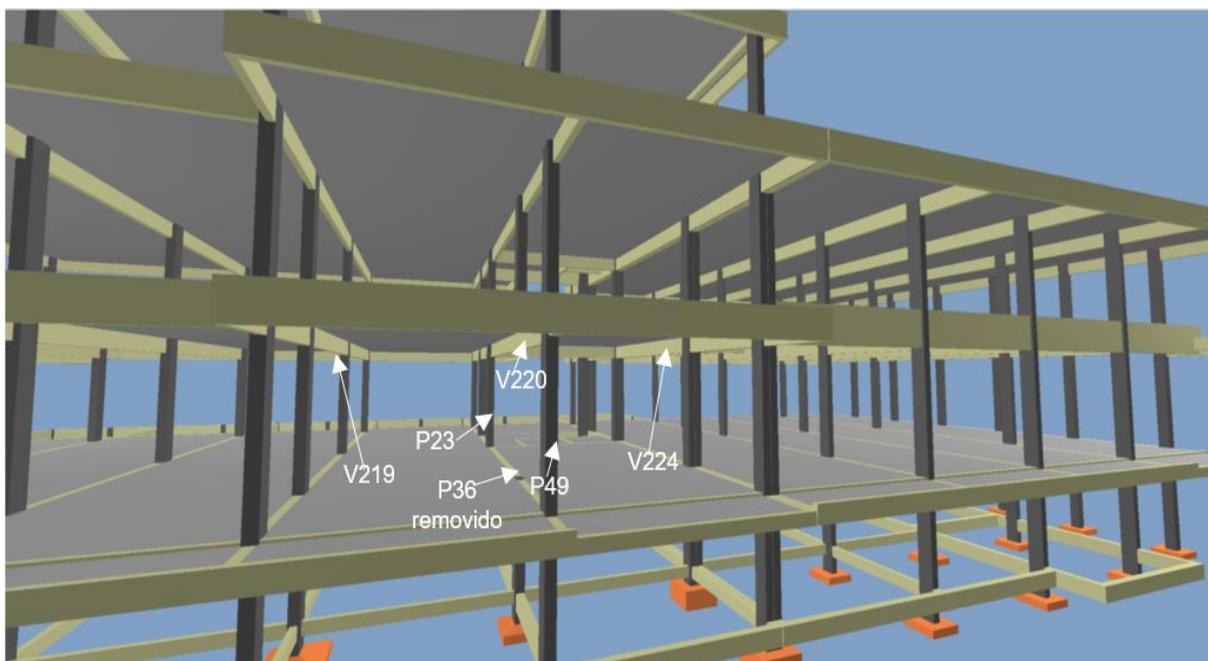
Tabela 6 - Momentos Fletores, Vigas segundo pavimento (conclusão)

Viga	Md Kgf.m Normal	Md Kgf.m Alterada	Diferença de carga em %
	5,23	5,23	0,00
V226	3564,23	3564,23	0,00
V227	2174,72	2179,35	0,21
	6424,75	6425,42	0,01
	5293,37	5294,36	0,02
	3888,23	3888,26	0,00
	0,11	0,11	0,00
V228	2068,31	2068,31	0,00
V229	2301,83	2306,61	0,21
	4104,91	4105,18	0,01
	14011,31	14011,27	0,00
	0,11	0,11	0,00
V230	2143,51	2143,51	0,00
V231	2058,03	2061,76	0,18
	4917,87	4918,49	0,01
	16472,81	16473,25	0,00
	0,11	0,11	0,00
V232	3166,29	3166,29	0,00
V233	788,13	789,1	0,12
	840,66	841,92	0,15
	1626,61	1626,93	0,02
	1577,4	1577,74	0,02
	1572,69	1573,05	0,02
	1372,74	1373,37	0,05
V234	3107,66	3114,8	0,23
V235	117,5	119,11	1,37
V236	530,93	534,34	0,64
V237	2035,12	2045,87	0,53
	2127,39	2138,67	0,53

Fonte: Autor 2020.

Determinados os pontos de maior incidência de carga serão analisados através do cálculo RDC citado no item 2.6.4, os pilares 23, 49 e as vigas V219,V220 e V224 conforme apresentado na Figura 31.

Figura 31 - Pilares e Vigas analisados caso 2



Fonte: Autor (2020).

Os valores de RDC apresentados na Tabela 7 e Tabela 8, mostram que entre os cinco elementos analisados o mais propenso ao colapso progressivo seria o Pilar 49, pois o seu RDC foi superior ao limite proposto pela cálculo que seria 2.

Tabela 7 - Valores RDC Pilares

Pavimento	Elemento	Ms (Kgf.m)	Mr (Kgf.m)	RDC
2º Pavimento	Pilar 23	4717	2783	1.69
	Pilar 49	6200	2150	2.88

Fonte: Autor (2020).

Tabela 8 - Valores RDC vigas

Pavimento	Elemento	Momento Fletor negativo (Kgf.m)			Momento Fletor positivo (Kgf.m)			Força cortante (tf)		
		Ms	Mr	RDC	Ms	Mr	RDC	Vs	Vr	RDC
2º Pavimento	V219	21286	19238	1,11	4528	4089	1,11	23,91	22,44	1,07
	V220	34834	18633	1,87	31470	16144	1,95	30,07	20,5	1,47
	V224	6756	5613	1,20	4481	3518	1,27	11,27	10,49	1,07

Fonte: Autor (2020).

4.3 Análise comparativa

Através dos casos 1 e 2 abordados, pode-se verificar que os elementos que tiveram maior impacto referente ao aumento de cargas foram os elementos adjacentes ao removido, sendo que as variações nos outros elementos foram pequenas, dessa maneira se faz necessária uma maior redundância e continuidade na estrutura para que se possa redistribuir os esforços de força mais eficaz. Pode-se perceber também que no caso 2, algumas vigas não foram dimensionadas pelo *software* após a remoção do elemento, desta maneira a mesma necessitaria ser mais dúctil, para possibilitar sua execução de forma correta e proporcionando segurança.

Os dois casos se comportaram de forma semelhante, em relação a distribuição de esforços, porém nota-se um aumento mais assíduo na diferença de cargas nas vigas do caso 1, situadas no pavimento térreo isso se dá devido ao caso 1 estar localizado no primeiro pavimento e estar exposto aos carregamentos de todos os pavimentos acima, sendo este caso também o que possui maior número de elementos propensos ao colapso progressivo.

Pode-se verificar que as ligações utilizadas nestes elementos são fundamentais para que haja a continuidade necessária para a redistribuição de esforços.

5 CONCLUSÃO

O desenvolvimento do estudo possibilitou a análise dos carregamentos em dois casos, verificando se os mesmos estariam aptos a suportar o aumento de carga após a remoção de elementos situados em locais propensos a ações excepcionais, estando sujeitos ao colapso progressivo.

Os dois casos analisados se mostraram propensos ao colapso progressivo, em pelos menos um dos elementos estudados, a Relação Demanda Capacidade (RDC) foi superior a 2, desta maneira os elementos deveriam ser redimensionados, aumentando sua seção e conseqüentemente sua taxa de armadura juntamente com as ligações propostas, para haver uma melhor distribuição dos esforços quando necessária e a estrutura seja capaz de atender aos três fatores básicos, redundância, continuidade e ductilidade.

Observa-se que o Método do Caminho Alternativo de Cargas, exposto neste trabalho se mostra eficaz para verificação e prevenção do colapso progressivo, pois redireciona as cargas incidentes no elemento removido para os demais elementos, possibilitando assim que estes elementos sejam dimensionados para suportar esses esforços.

Evidencia-se a falta de uma norma Brasileira que trate de forma mais específica o assunto relacionado ao colapso progressivo, tanto no dimensionamento, quanto na verificação, pois a NBR 6118 (ABNT, 2014), abrange de forma muito superficial este tipo de dano, se comparada a GSA (2016) utilizada para verificação nos Estados Unidos da América.

O trabalho teve por intuito dar ênfase a importância do dimensionamento de uma estrutura mais robusta e que possa prevenir possíveis adversidades, as quais impactam de maneira significativa aos usuários e a sociedade. Muitas vezes os danos causados por este tipo de evento são irreversíveis ou demandam muito tempo e investimento, sendo assim se torna mais eficiente antecipar-se aos problemas, procurando solucioná-los antes mesmo que eles aconteçam.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003. 22 p.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980. 5 p.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. 66 p.

_____. **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 256 p.

DIMAS, Tânia S. **Análise de Estruturas de Edifícios sujeitas a Ações Acidentais**. 132 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2014. Disponível em: <https://run.unl.pt/bitstream/10362/14018/1/Dimas_2014.pdf>. Acesso em: 06 set. 2019.

FELIPE, Túlio R. C. **Novo Método para Avaliação do Risco de Colapso Progressivo em Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2017. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-07032017-105034/publico/ME2017_TulioRCFelipe.pdf>. Acesso em: 24 set. 2019.

FERREIRA, Daniel A. D. **Dimensionamento de edifícios de betão armado resistentes ao colapso progressivo**. 100 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2016. Disponível em: <https://run.unl.pt/bitstream/10362/19811/1/Ferreira_2016.pd>. Acesso em: 09 set. 2019.

GENERAL SERVICES ADMINISTRATION. **GSA: Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance**. U.S, 2016. 203 p.

Disponível em: <https://www.gsa.gov/cdnstatic/Progressive_Collapse_2016.pdf>. Acesso em: 22 ago. 2019.

LARANJEIRAS, Antonio C. R. **Colapso progressivo dos edifícios - breve introdução**. Tqs News. p. 36-47. ago. 2011. Disponível em: <www.tqs.com.br/tqs-news/download-do-tqs-news/doc_download/50-no-33-agosto11-artigo-antonio-carlos-reis-larangeiras>. Acesso em: 24 ago. 2019.

LONGO, Henrique I. **Estudo da viabilidade das armaduras nas vigas para evitar o colapso progressivo**. Rio de Janeiro, p. 1-10. maio 2016. Disponível em: <<http://www.abpe.org.br/trabalhos2016/60.pdf>>. Acesso em: 15 set. 2019.

MELO, C. D. R. **Estudo do Colapso progressivo de pórticos planos de concreto armado via análise não linear**. 113 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015. Disponível em: <<http://www.repositorio.ufc.br/handle/riufc/22071>>. Acesso em: 28 set. 2019.

NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY. **NISTIR 7396**: Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings. EUA, 2007. Disponível em: <https://tsapps.nist.gov/publication/get_pdf.cfm?pub_id=860696>. Acesso em: 22 ago. 2019.

VASCONCELOS, Augusto C. **Robustez**. Tqs News. fev. 2010. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br/tqs-news/consulta/58-artigos/847-robustez>>. Acesso em: 27 ago. 2019.

RABAIOLLI, Douglas T.; VARGAS, Alexandre. **Análise experimental da influência dos diferentes procedimentos de cura nas propriedades mecânicas de vigas de concreto armado**. Criciúma, p. 1-14. jan.2012. Disponível em: <<http://repositorio.unesc.net/bitstream/1/1549/1/C%C3%ADntia%20Cardoso%20Dal%20Pont.pdf>>. Acesso em: 05 set. 2019.

SESSA, Thiago da Cruz. **Colapso Progressivo de Edificações de Concreto Armado em construção**. 132 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017. Disponível em: <<http://www.coc.ufrj.br/pt/documents2/mestrado/2017-1/2954-sessa-tc-tm-17>>. Acesso em: 27 ago. 2019.

SANTOS, Mirella A. T. R. **Estudo de viabilidade de Edifícios em concreto armado projetados para permitir a ruptura de qualquer dos seus pilares na base**. 149 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2012. Disponível em: <<http://tede2.unicap.br:8080/handle/tede/57>>. Acesso em: 05 set. 2019.

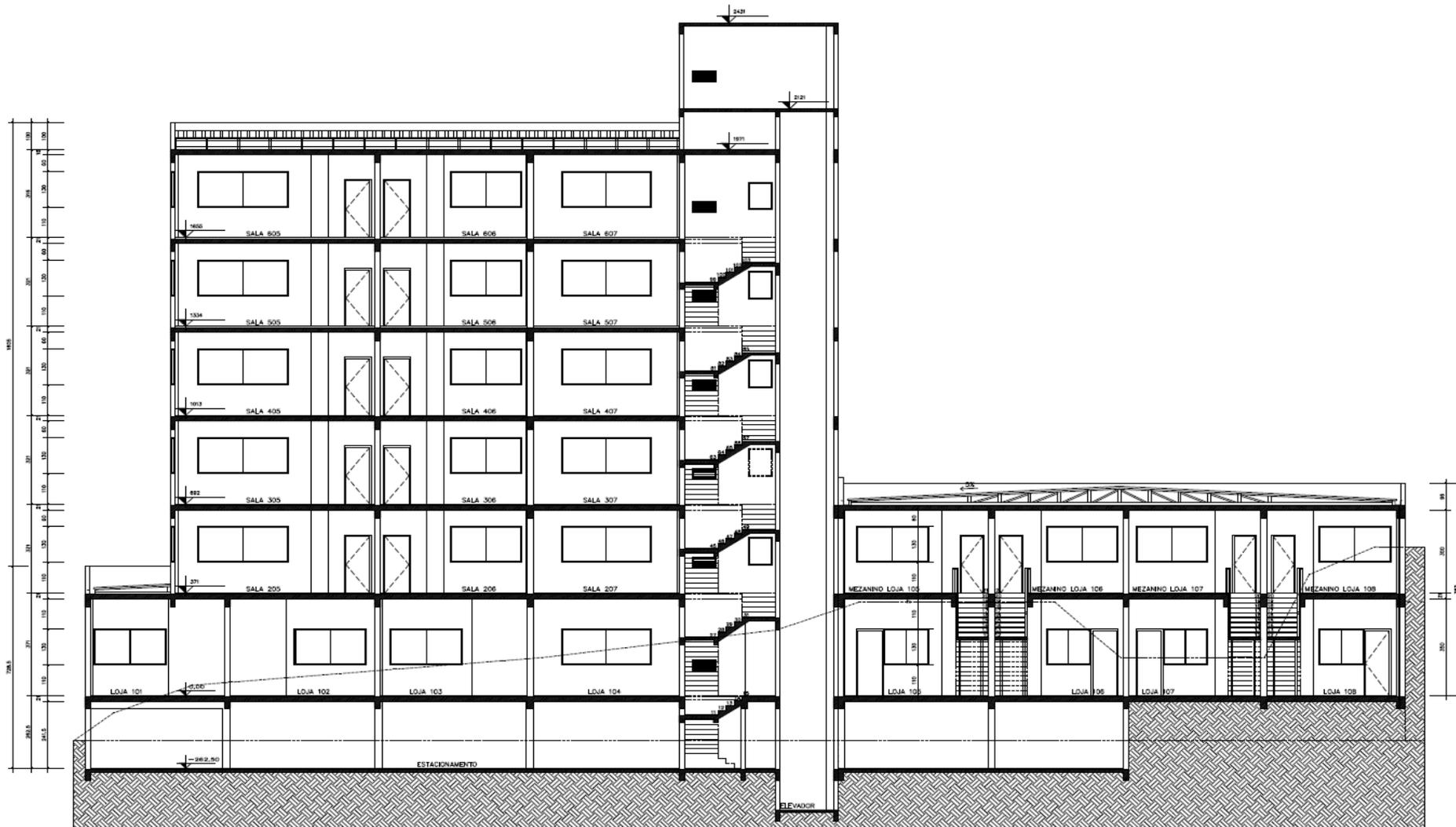
APÊNDICE A – Projeto Arquitetônico e Corte

Figura A.1 - Projeto Arquitetônico



Fonte: Autor (2020).

Figura A.2 – Corte



Fonte: Autor (2020).



UNIVATES

R. Avelino Tallini, 171 | Bairro Universitário | Lajeado | RS | Brasil
CEP 95900.000 | Cx. Postal 155 | Fone: (51) 3714.7000
www.univates.br | 0800 7 07 08 09