

Universidade Federal do Rio de Janeiro

ANÁLISE DE UMA EDIFICAÇÃO CONSIDERANDO O
COLAPSO PROGRESSIVO

Rafael Osório Dominices Baía

2014



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

ANÁLISE DE UMA EDIFICAÇÃO CONSIDERANDO O COLAPSO PROGRESSIVO

Rafael Osório Dominices Baía

Projeto de Graduação apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica,
Universidade Federal do Rio de Janeiro, como
parte dos requisitos necessários à obtenção do
título de Engenheiro Civil.

Orientador:

Prof. Henrique Innecco Longo, D.Sc.

Rio de Janeiro

Março de 2014

ANÁLISE DE UMA EDIFICAÇÃO CONSIDERANDO O COLAPSO
PROGRESSIVO

Rafael Osório Dominices Baía

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:

Prof. Henrique Innecco Longo, D.Sc.

Prof. Sergio Hampshire de C. Santos

Prof. Bruno Martins Jacovazzo

Rio de Janeiro

Março de 2014

Baía, Rafael Osório Dominices

Análise de uma Edificação Considerando o Colapso Progressivo / Rafael Osório Dominices Baía. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2014.

x, 53 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Henrique Innecco Longo.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/
Curso de Engenharia Civil, 2014.

Referências Bibliográficas: p. 62.

1. Colapso progressivo. 2. Concreto Armado. 3.

GSA-Guidelines.

I. Longo, Henrique Innecco. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, José e Sandra, por todo o apoio, amor, paciência e valores que me passaram. Sem eles não seria possível a realização deste projeto. Amo vocês.

Às minhas irmãs, Juliana e Carolina, por sempre estarem comigo nesta jornada. Amo vocês.

A todos da minha família, em particular minha Vó Olguinha por todas as orações.

A todos os meus amigos que me acompanharam na faculdade e me incentivaram a terminar este projeto. Obrigado!

Aos meus amigos da SNC- Marte, por sempre estarem dispostos a me ajudar em tudo que precisei, em especial Jefferson, Vinícius, Michel, Amanda e Paulo. Valeu!

Ao Prof. Henrique Longo, por toda a paciência e por não ter desistido de ser meu orientador. Obrigado por todo o conhecimento compartilhado.

Ao meu superior Pablo Sironi, pelo vasto conhecimento passado no campo profissional. E também a Viviane Beer, por sempre insistir para que eu terminasse este projeto.

A todos que não foram mencionados, mas que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste projeto.

À minha amada esposa, Bruna. Obrigado pela compreensão, orações, por sempre me apoiar e ser companheira. Te amo muito.

A DEUS, por ter me guiado e iluminado meu caminho nessa jornada, sem Ele nada seria possível.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ANÁLISE DE UMA EDIFICAÇÃO CONSIDERANDO O COLAPSO PROGRESSIVO

Rafael Osório Dominices Baía

Março/2014

Orientador: Henrique Innecco Longo

Curso: Engenharia Civil

O colapso progressivo é um fenômeno conhecido no meio técnico a mais de 50 anos, entretanto não é suficientemente abordado no Brasil.

O colapso progressivo caracteriza-se pela propagação de uma falha estrutural pequena, em relação à estrutura como um todo, resultando em um colapso total da estrutura ou parte desproporcionalmente grande dela. Tal fenômeno pode ser comparado a um castelo de cartas.

O presente trabalho tem como objetivo apresentar diretrizes e recomendações para o projeto de estruturas que resistam ao colapso progressivo, bem como abordar e estudar tal fenômeno. E para tanto será analisada uma edificação com 10 pavimentos tipo, modelada em elementos finitos pelo programa SAP2000.

Palavras-chave: Colapso Progressivo, Concreto Armado, GSA-guidelines.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

ANALYSIS OF A BUILDING CONSIDERING THE PROGRESSIVE COLLAPSE

Rafael Osório Dominices Baía

March/2014

Advisor: Henrique Innecco Longo

Course: Civil Engineering

The progressive collapse is a phenomenon known in the technical community over 50 years, however is not sufficiently addressed in Brazil.

The progressive collapse is characterized by the spread of a small structural failure, in relation to the structure as a whole, resulting in the collapse of an entire structure or a disproportionately large part of it. This phenomenon can be compared to a house of cards.

This paper aims to present guidelines and recommendations for the design of structures that resist progressive collapse, and to address and study such a phenomenon. And to do so, it will be considered a building with 10 floors modeled in finite elements by the SAP2000 program.

Keywords: Progressive Collapse, Reinforced Concrete, GSA - guidelines.

Índice

1.	<i>INTRODUÇÃO</i>	1
1.1.	Histórico.....	1
1.2.	Definição	2
1.3.	Critérios para evitar o colapso progressivo	2
1.4.	Métodos de dimensionamento.....	3
1.5.	Objetivo.....	3
2.	<i>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</i>	4
3.	<i>MÉTODO INDIRETO</i>	4
3.1.	Introdução.....	4
3.2.	Descrição do método das forças de amarração	5
3.3.	Cálculo dos carregamentos	6
3.3.1.	Carregamento de piso uniformemente distribuídos	6
3.3.2.	Consideração para cargas não uniformemente distribuídas em um mesmo pavimento	6
3.3.2.1.	Cargas concentradas.....	6
3.3.2.2.	Variação de carregamento.....	6
3.3.3.	Determinação das forças para dimensionamento.....	8
3.3.3.1.	Amarrações longitudinais e transversais.....	8
3.3.3.2.	Amarrações periféricas	8
3.3.3.3.	Amarrações verticais.....	9
3.3.4.	Continuidade das amarrações.....	9
4.	<i>MÉTODOS DIRETOS</i>	10
4.1.	Método dos Caminhos Alternativos	11
4.1.1.	Descrição do procedimento.....	11
4.1.2.	Configurações de análise	13
4.1.3.	Carregamento para a análise	14
4.1.4.	Critérios de análise.....	15
4.1.5.	Critérios de aceitação	16
5.	<i>PROJETO ANALISADO</i>	16
5.1.	Geometria	16

5.2. Características dos materiais utilizados.....	18
5.2.1. Concreto	18
5.2.2. Armadura	19
5.3. Carregamentos considerados.....	19
5.3.1. Carregamentos verticais	19
5.3.1.1. Cargas permanentes	19
5.3.1.2. Cargas acidentais.....	19
5.3.2. Carregamentos horizontais.....	19
5.4. Combinação de ações.....	19
5.4.1. Estado Limite Último (ELU)	19
5.4.2. Estado Limite de Serviço (ELS)	20
5.4.3. Método dos Caminhos Alternativos (MCA).....	20
5.5. Modelos analisados	20
5.5.1. Caso 1.....	20
5.5.2. Caso 2.....	21
5.5.3. Caso 3.....	21
5.5.4. Caso 4.....	21
6. CASO 1: ANÁLISE CONVENCIONAL	22
6.1. Dimensionamento das Vigas	24
6.1.1. Viga V3	24
6.1.2. Viga V8	24
6.1.3. Viga V9	25
6.1.4. Viga V12	26
6.2. Cargas atuantes nos Pilares	27
7. CASO 2: ANÁLISE APÓS RETIRADA DO PILAR P33.....	28
7.1. Cálculo da capacidade máxima (Qc).....	29
7.1.1. Cálculo do Qc para as vigas V3, V8, V9 e V12.....	31
7.2. Cálculo do RDC para a viga V8 (1º, 5º e 10º pavimentos).....	32
7.3. Cálculo do RDC para a viga V12 (1º, 5º e 10º pavimentos).....	33
7.4. Redistribuição dos esforços verticais.....	34
7.4.1. Comparação dos resultados do Caso 1 e Caso 2.....	34
7.4.2. Comparação dos resultados do Caso 2 e Caso 1 Modificado	36

8.	<i>CASO 3: ANÁLISE APÓS RETIRADA DO PILAR P31</i>	36
8.1.	Cálculo do RDC para a viga V8 (1º, 5º e 10º pavimentos).....	37
8.2.	Cálculo do RDC para a viga V9 (1º, 5º e 10º pavimentos).....	38
8.3.	Redistribuição dos esforços verticais.....	39
8.3.1.	Comparação dos resultados do Caso 1 e Caso 3.....	40
8.3.2.	Comparação dos resultados do Caso 3 e Caso 1 modificado.....	41
9.	<i>CASO 4: ANÁLISE APÓS RETIRADA DO PILAR P15</i>	42
9.1.	Cálculo do RDC para a viga V3 (1º, 5º e 10º pavimentos).....	42
9.2.	Cálculo do RDC para a viga V12 (1º, 5º e 10º pavimentos).....	43
9.3.	Redistribuição dos esforços verticais.....	44
9.3.1.	Comparação dos resultados do Caso 1 e Caso 4.....	45
9.3.2.	Comparação dos resultados do Caso 4 e Caso 1 modificado.....	46
10.	<i>ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA DURANTE A REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS</i>	46
11.	<i>CONCLUSÃO</i>	51
12.	<i>BIBLIOGRAFIA</i>	53

1. INTRODUÇÃO

1.1. Histórico

Em 16 de maio 1968, no Reino Unido, o edifício de apartamentos Ronan Point, com 22 andares em paredes pré-moldadas de concreto protendido teve parte de sua estrutura colapsada após uma explosão de gás na cozinha no 18º andar, que expeliu uma parede externa. O colapso se propagou para os andares abaixo e acima do andar da explosão (Figura 1), causando um dano desproporcional à estrutura em relação à falha inicial (perda da parede externa).

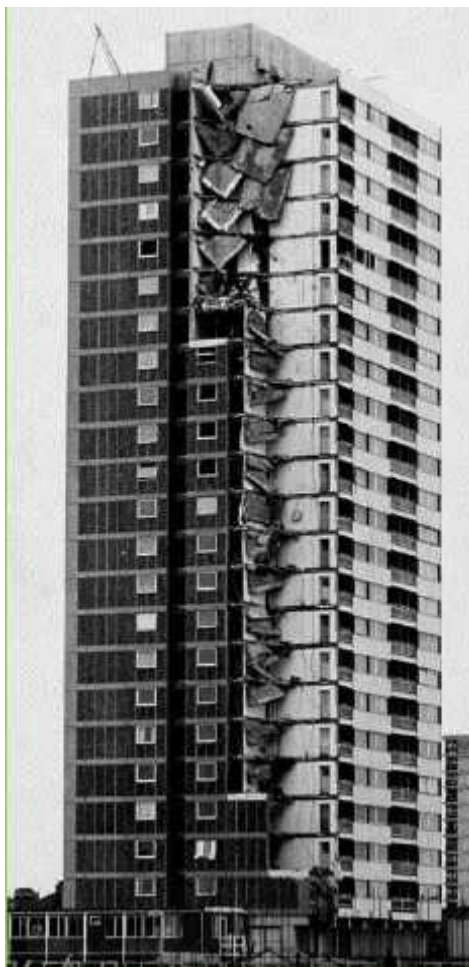


Figura 1 – Ronan Point.

Após esse incidente, o termo “colapso progressivo” foi introduzido ao meio técnico e estudos para evita-lo foram desenvolvidos no Reino Unido e em vários outros países, que incorporaram às suas normas medidas para evitar esse tipo de colapso.

Inúmeros outros casos foram registrados, como o caso do hotel Kansas City Hyatt Regency Hotel em 1981. Recentemente o caso do Edifício Liberdade no centro do Rio de Janeiro em janeiro de 2012, que terminou com 17 mortos e ganhou grande repercussão

nacional, evidenciou a necessidade de se incorporar às normas brasileiras medidas que evitem o colapso progressivo. Neste caso, ocorreu o colapso total da estrutura após, durante uma reforma, terem sido removidas colunas no 9º andar.

Historicamente o risco de ocorrer o colapso progressivo em edifícios é baixo. Entretanto o número de casos de colapso progressivo em estruturas em construção é significativo e ocorre principalmente devido à baixa resistência dos materiais durante a construção, sobrecarga de construção e técnicas de construção impróprias. Um exemplo é o edifício L'Ambiance Plaza em Connecticut, que desabou durante sua construção em abril de 1987. O mais recente caso de colapso progressivo durante a construção no Rio de Janeiro ocorreu em novembro de 2012 com a queda de três andares de um shopping em construção na zona oeste da cidade.

1.2. Definição

Segundo o ASCE 7-05 [3], o colapso progressivo é definido como a propagação de um dano local, a partir do evento inicial, de um elemento a outro resultando, eventualmente, no colapso de toda ou uma parte desproporcionalmente grande da estrutura; também é conhecido como colapso desproporcional.

Ou seja, quando uma falha local na estrutura se propagar e causar danos maiores em relação ao dano inicial, podemos identificar o colapso como sendo progressivo.

Entretanto o conceito de desproporcionalidade é subjetivo, uma vez que não podemos quantificar a extensão do dano final em relação ao inicial. Um exemplo disso é o colapso das torres do World Trade Center em setembro de 2001, onde ainda não está claro se pode ou não ser considerado um colapso progressivo, devido ao tamanho do dano inicial.

Tipicamente, considera-se colapso quando o dano se estender além de um vão da estrutura, 100m² de um piso ou por dois andares. O colapso pode ser iniciado por inúmeras causas, tais como erros de dimensionamento e construção e combinações de carregamento que estejam além dos considerados no dimensionamento ou não tenham sido explicitamente considerados.

1.3. Critérios para evitar o colapso progressivo

Os critérios existentes para o dimensionamento de estruturas contra o colapso progressivo, nas diversas normas de vários países, convergem no sentido de buscar assegurar que a estrutura resista à perda de elementos estruturais sem que haja a propagação do dano. Todas as normas concordam em que a forma mais eficaz de se evitar o colapso progressivo é

garantir características mínimas à estrutura, que são: robustez, continuidade, redundância e ductilidade.

Uma maior robustez garante uma resistência maior a explosões, colisões, incêndios ou consequências de erros humanos sem apresentar falhas prematuras.

A continuidade garante uma melhor redistribuição de esforços após a perda de um elemento estrutural, além de prover resistência a possíveis inversões de esforços, muito comuns com a perda de um apoio.

A redundância também age no sentido de garantir uma melhor redistribuição de cargas e na diminuição do carregamento suportado por cada elemento estrutural.

A ductilidade é a capacidade da estrutura de sofrer grandes deformações sem experimentar falha estrutural.

O dimensionamento quanto ao colapso progressivo não visa em proteger o edifício e sim em preservar vidas. A estrutura é dimensionada de forma a permitir grandes deformações, o que impossibilita, na maioria dos casos, a reutilização da estrutura sem que sejam feitos reforços estruturais significativos.

Devido à baixa probabilidade de ocorrer o colapso progressivo, a possível inutilização da estrutura caso ocorra uma perda de elemento estrutural e o aumento do custo para garantir a eficiência contra este tipo de colapso, surgiu muita resistência por parte dos projetistas em relação aos critérios de dimensionamento impostos.

1.4. Métodos de dimensionamento

Existem dois tipos de método para o dimensionamento contra o colapso progressivo: o método indireto e o método direto.

Segundo o DOD (2010) [2], no método indireto a resistência ao colapso progressivo é implícita e visa prover níveis mínimos de resistência, continuidade e ductilidade. O método indireto será conceituado no capítulo 3 do presente trabalho.

O método direto consiste em considerar de forma explícita o colapso progressivo, por meio de análises estruturais elaboradas. O método direto será abordado no capítulo 4.

1.5. Objetivo

Este trabalho tem como objetivo apresentar diretrizes e recomendações para o dimensionamento contra o colapso progressivo, analisando os diferentes critérios e métodos existentes, além de analisar o comportamento da estrutura após a supressão de um elemento estrutural. E para isso será usado como exemplo um edifício de 10 pavimentos em concreto armado, que será analisado e dimensionado para resistir ao colapso progressivo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para este trabalho serão usadas principalmente as seguintes referências:

- Department of Defense (DOD), (2010), “Design of Buildings to Resist Progressive Collapse”, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, 27 de Janeiro de 2010 [2];
- General Services Administration (GSA), (2003), “Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects”, Junho de 2003 [1].

Esses documentos foram desenvolvidos por agências governamentais americanas e visam principalmente evitar o colapso de estruturas devido a ataques terroristas. Eles serão analisados e adaptados para a realidade brasileira.

Para todas as referências bibliográficas ver capítulo 12.

3. MÉTODO INDIRETO

3.1. Introdução

No método indireto a resistência ao colapso progressivo é implícita e visa fornecer um nível mínimo de resistência, continuidade e ductilidade à estrutura. O método indireto é aconselhável para edifícios com uma planta simples, sem elementos de transferência de cargas complexos ou pontuais, tal como vigas de transição. Este método é considerado o nível primário para proteção contra o colapso progressivo, pois não são necessários cálculos complexos, nem uma análise detalhada da estrutura para resistir a cargas excepcionais.

A ASCE 7 [3] sugere uma série de critérios de projeto que garantam um nível mínimo de resistência ao colapso progressivo:

- 1) um bom “layout” estrutural, evitando estruturas complexas;
- 2) sistema integrado de “amarrações”, garantindo a continuidade da estrutura e uma maior robustez;
- 3) um sistema estrutural redundante;
- 4) construções particionadas.

O sistema de amarrações, também conhecido como o método de “forças de amarração” (“tie forces”), é considerado o critério mais importante dentre os citados acima, pois assegura uma estrutura mais robusta, contínua e dúctil. Por essas razões, tal método será analisado nesse trabalho para uma comparação com o método direto. Entretanto o projetista deve ter em mente todos os critérios a fim de dimensionar edifícios eficientes contra o colapso

progressivo. Será usado para o método das forças de amarração, o processo descrito no DOD (2010) [2] e apresentado a seguir.

3.2. Descrição do método das forças de amarração

No método das “forças de amarração”, a estrutura é mecanicamente amarrada, ou seja, os elementos estruturais são ligados entre si garantindo uma estrutura mais monolítica, contínua, dúctil e que fornece caminhos alternativos para a redistribuição dos esforços.

Há três tipos de amarrações horizontais que devem ser dimensionadas: longitudinal, transversal e periférica. Amarrações verticais nas colunas também são necessárias. Na figura 2 é apresentado um esquema dessas amarrações.

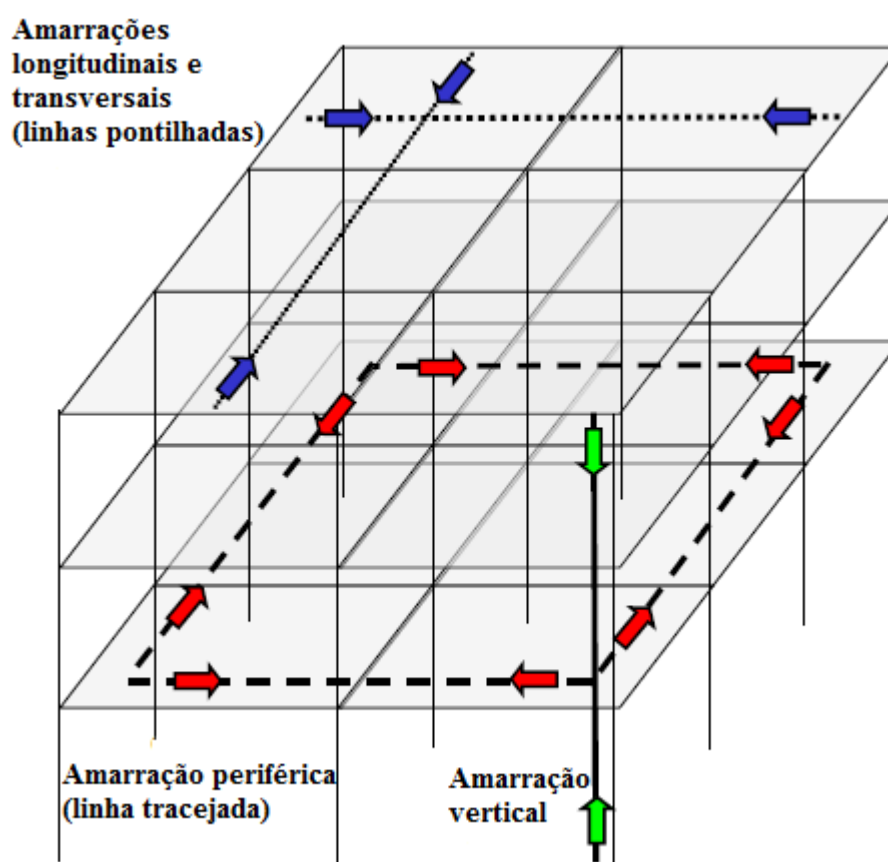


Figura 2 – Forças de amarração na estrutura.

O método das forças de amarração consiste em dimensionar armaduras que resistam aos esforços gerados por um carregamento empírico que garanta a amarração entre os elementos da estrutura. Através de cálculos simples e facilmente automatizados pode-se calcular o carregamento empírico supracitado.

Uma vez calculada a força atuante, o dimensionamento é feito segundo o estado limite último.

3.3. Cálculo dos carregamentos

Serão apresentados, a seguir, as diretrizes, os carregamentos e as forças necessárias para o dimensionamento das amarrações segundo o DOD (2010) [2].

3.3.1. Carregamento de piso uniformemente distribuídos

Para o método das “forças de amarração” usa-se o seguinte carregamento de piso, para determinar as forças requeridas pelas amarrações:

$$w_F = 1,2P + 0,5V \quad \text{Equação (1)}$$

Onde w_F = Carregamento no Piso (kN/m²)

P = Carga Permanente (kN/m²)

V = Carga Variável (kN/m²)

Se a carga permanente ou a variável, sofrerem alterações em um mesmo pavimento, o procedimento do item 3.3.2 deverá ser usado para determinar o valor de w_F .

Na carga permanente está incluso o peso próprio da estrutura e o revestimento.

3.3.2. Consideração para cargas não uniformemente distribuídas em um mesmo pavimento

3.3.2.1. Cargas concentradas

Se uma carga concentrada estiver localizada em um vão ou se uma porção dele tiver uma carga diferente do resto do vão, deve-se distribuir essa carga em todo o vão e incluir esse valor na equação 1 convenientemente.

3.3.2.2. Variação de carregamento

A magnitude do carregamento pode variar significativamente em um mesmo pavimento. Caso isso ocorra, deverá ser calculado o carregamento vertical para cada vão da estrutura em um mesmo pavimento. O valor efetivo do carregamento que será usado para definir as forças de dimensionamento das amarrações deve seguir os seguintes critérios:

- 1) Se a diferença entre o menor e o maior carregamento em um mesmo pavimento for menor ou igual que 25% do menor carregamento e a área associada ao maior carregamento for:
 - a) Menor ou igual a 25% da área total do pavimento, usar o valor efetivo de w_F , calculado computando-se o carregamento total atuante no pavimento dividido pela área total.
 - b) Maior que 25% da área total, usar a carga máxima como o valor efetivo de w_F .

- 2) Se a diferença entre o menor e o maior carregamento nos vãos de um mesmo pavimento for maior que 25% do menor carregamento, ou:
- Usa-se o maior carregamento como sendo o w_F efetivo, ou,
 - Divide-se o pavimento em subáreas, onde uma subárea é uma região composta de vãos contíguos ou adjacentes que possuam o mesmo carregamento. Cada subárea deve ter suas próprias amarrações, além de amarrações periféricas nos limites de cada subárea, conforme mostrado na figura 3. A força requerida para a amarração periférica entre duas subáreas deve ser igual à soma dos carregamentos das duas subáreas.
 - Note-se que a amarração periférica entre duas subáreas pode ser omitida caso as amarrações longitudinais e transversais transpassem da subárea menos carregada para a mais carregada e que as mesmas sejam ancoradas nas amarrações periféricas externas.

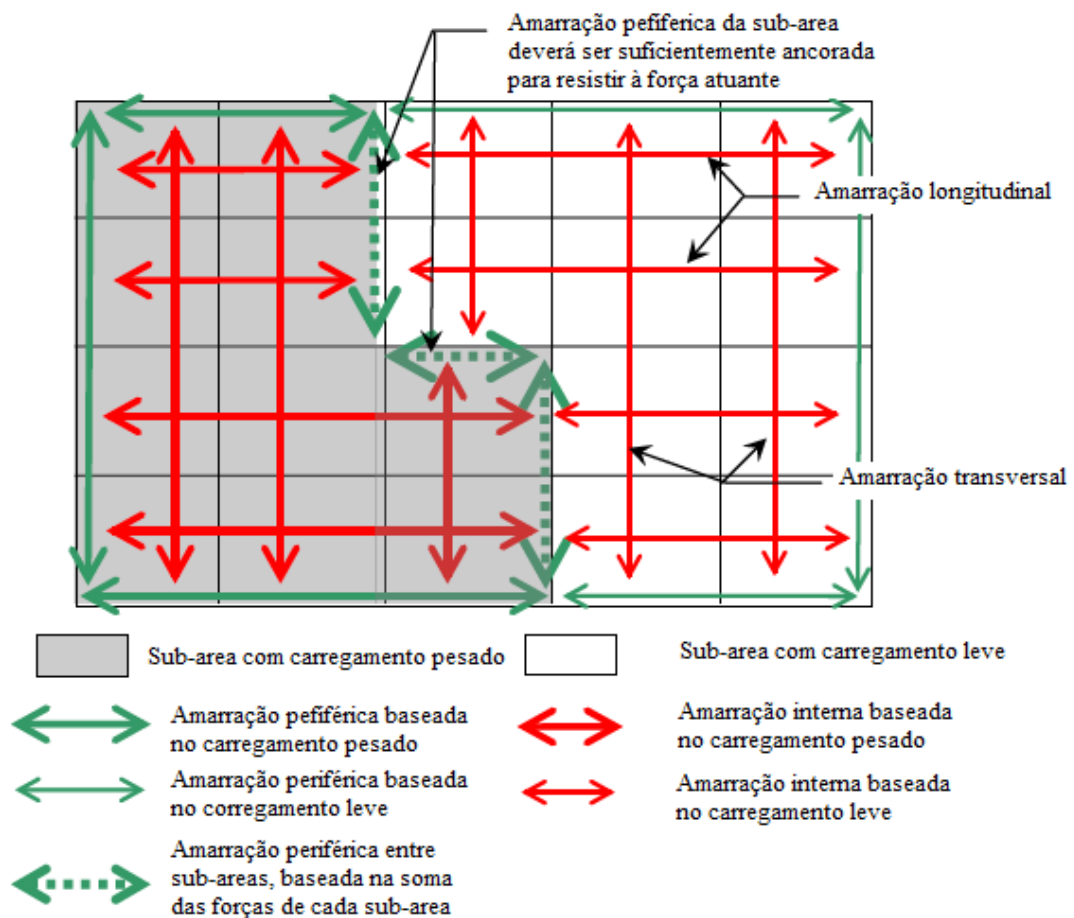


Figura 3 – Amarrações se subáreas, periféricas e internas para carregamento não uniforme no mesmo pavimento.

3.3.3. Determinação das forças para dimensionamento

Uma vez determinado o valor de w_F , será então calculada a força para o dimensionamento das armaduras das amarrações.

3.3.3.1. Amarrações longitudinais e transversais

As armaduras das amarrações longitudinais e transversais serão distribuídas ortogonalmente nas lajes de piso e cobertura e deverão ser ancoradas nas amarrações periféricas nas suas duas extremidades. O espaçamento não poderá ser maior que 0,2 vezes a maior distância entre pilares ou vigas. Não poderão ser colocadas dentro de qualquer elemento estrutural que não sejam as lajes, assim como nas áreas acima de pilares e vigas. Essas restrições são mostradas na Figura 4.

A força atuante nas amarrações internas F_i (kN/m) nas direções longitudinal e transversal é dada por:

$$F_i = 3w_F L_1 \quad \text{Equação (2)}$$

Onde: w_F = Carregamento uniformemente distribuído determinado no item 3.3.1, em kN/m²

L_1 = Maior distância entre os centros dos pilares em m

3.3.3.2. Amarrações periféricas

As armaduras das amarrações periféricas deverão ser distribuídas, também nas lajes, até 1,0m das bordas dos elementos estruturais periféricos e deverão ser perfeitamente ancoradas nos elementos ortogonais às amarrações. A Figura 4 mostra o local onde devem ser colocadas as amarrações periféricas.

A força atuante nas amarrações periféricas F_p (kN) é dada por:

$$F_p = 6w_F L_1 L_p \quad \text{Equação (3)}$$

Onde: w_F = Carregamento uniformemente distribuído determinado no item 3.3.1, em kN/m²

L_1 = Maior distância entre os centros dos pilares em m. Para amarrações periféricas de aberturas (tais como vão de elevadores), é o comprimento do vão onde a abertura estiver localizada.

L_p = 0.91m (3')

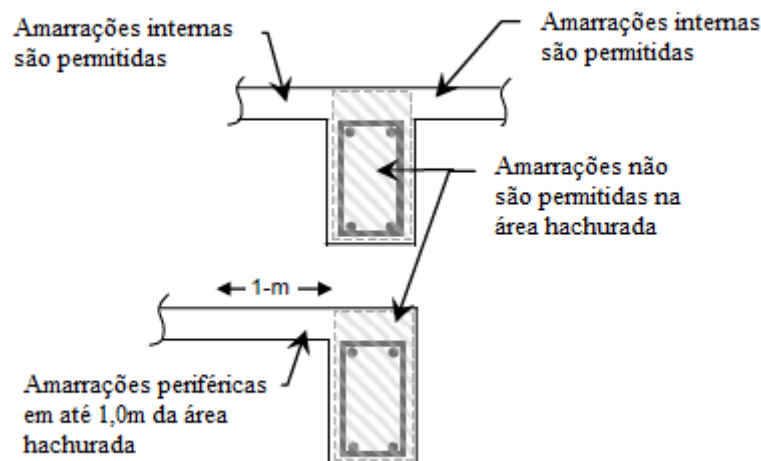


Figura 4 – Restrições para localização das amarrações internas e periféricas.

3.3.3.3. Amarrações verticais

As amarrações verticais deverão ter a força de dimensionamento pelo menos igual à maior força vertical recebida pelo pilar. Ou seja, caso a força vertical total calculada pela multiplicação do valor de w_F pela área de influência do pilar, for menor que a força resultante do carregamento convencional, não será necessário acrescentar nenhuma armadura referente à amarração vertical. A armadura do próprio pilar, dimensionado normalmente, servirá como amarração vertical, desde que a mesma seja contínua da fundação à cobertura.

3.3.4. Continuidade das amarrações

Todas as amarrações deverão ser contínuas, além de respeitarem as diretrizes descritas a seguir e ilustradas na Figura 5:

- As emendas não deverão ser realizadas numa distância de 0,2 vezes o maior vão de qualquer elemento estrutural.
- As amarrações internas só poderão ser interrompidas caso haja uma abertura, tal como vãos de elevadores ou escadas, mezaninos, etc. e desde que sejam ancoradas nas amarrações periféricas a essas aberturas.
- As amarrações periféricas devem ser ancoradas nos elementos estruturais de extremidade.

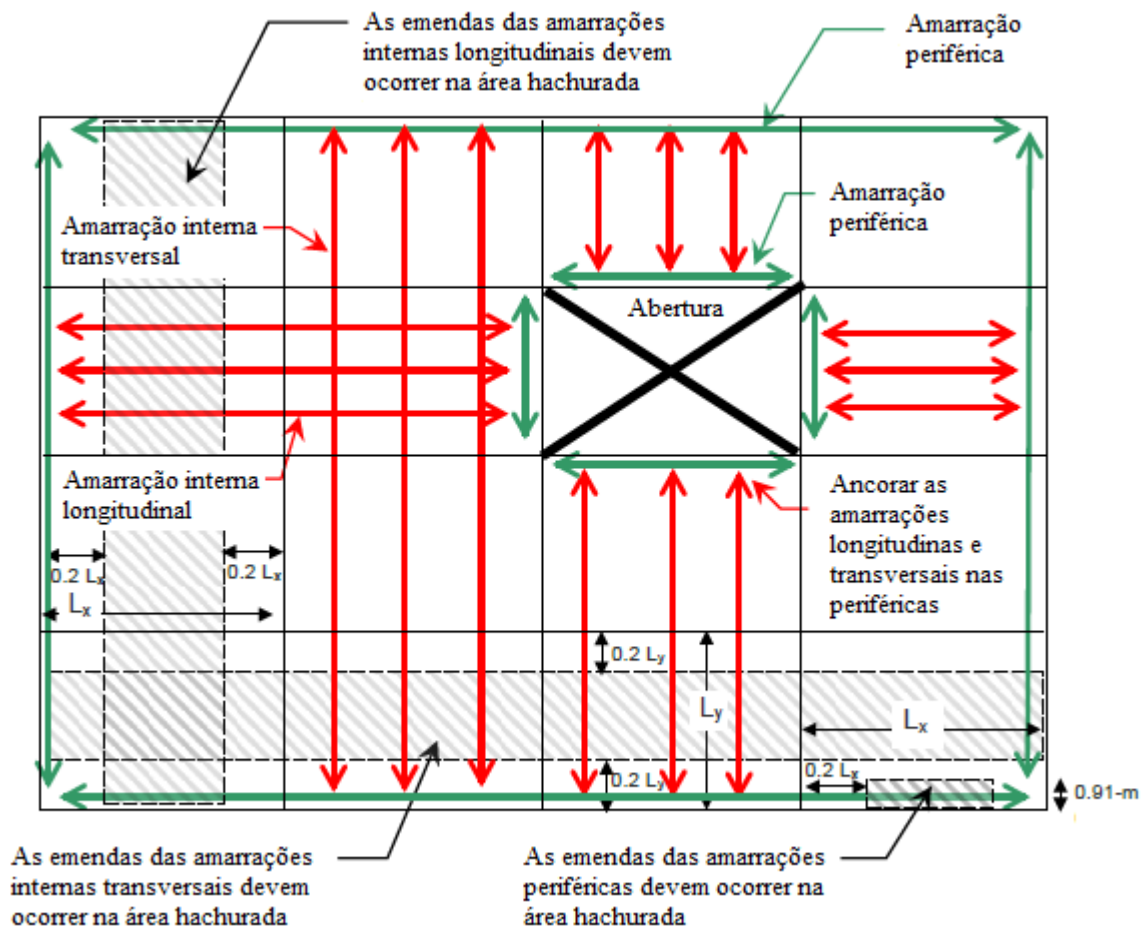


Figura 5 – Locais de interrupção e disposição das amarrações.

4. MÉTODOS DIRETOS

Nos métodos diretos a resistência contra o colapso progressivo consiste em dimensionar elementos chaves para resistir a carregamentos anormais ou dimensionar a estrutura de forma que a mesma seja capaz de resistir à perda de um elemento estrutural primário, ou seja, que consiga fazer uma “ponte” de resistência através da zona do elemento perdido. Nos dois casos o método direto requer análises sofisticadas em comparação com as usadas normalmente.

Os métodos citados são conhecidos como: Método da Resistência Local Específica (MRLE) e Método dos Caminhos Alternativos (MCA).

No MRLE o projetista define explicitamente a possível causa do colapso e então dimensiona elementos estruturais específicos (elementos chaves), para garantir a integridade estrutural do restante da estrutura. Exemplos comuns dessas causas são: pressões de explosões de bombas ou de gás, impactos de veículos e incêndios. Entretanto, para o dimensionamento quanto aos carregamentos provenientes de eventos como esses, são necessárias análises

dinâmicas não-lineares, o que torna o método pouco prático. Geralmente o MRLE é utilizado para edifícios que visam resistir a ataques terroristas.

No MCA a estrutura é dimensionada para resistir à perda de um elemento estrutural primário através da redistribuição dos esforços para o restante da estrutura (caminhos alternativos das cargas). Tem sido o método mais utilizado pelas agências governamentais americanas por ser mais prático e não demandar análises não-lineares. Também, não é necessária a discriminação explícita da causa do colapso.

Para o presente trabalho será estudado o MCA devido a não demandar de análises não-lineares.

4.1. Método dos Caminhos Alternativos

O Método dos Caminhos Alternativos considera explicitamente a resistência ao colapso progressivo de acordo com a proporção da falha inicial previamente estabelecida. Essa falha consiste em retirar um pilar da estrutura e então analisá-la e dimensioná-la de forma que a estrutura resista à falha. Nesse método, ao contrário do MRLE, não se explicita a causa da falha. A vantagem desse método é que ele resulta em um sistema estrutural dúctil, contínuo e com propriedades de absorver energia, o que é desejável na prevenção do colapso progressivo.

Em termos práticos, o MCA considera um estado de dano hipotético, ignorando qualquer dano causado a outros membros da estrutura pela perda do elemento estrutural que ocorreria em uma situação real. Com isso um vão da estrutura passaria a ter o tamanho de dois vãos. Nesse método assume-se que a retirada do pilar seja de forma instantânea, expondo a estrutura a um efeito dinâmico. Esse efeito pode ser considerado de diferentes formas de acordo com a técnica de análise utilizada. Isso se dá pelo fato de que não é razoável considerar que a estrutura responda elasticamente à remoção instantânea de uma coluna, uma vez que a mesma tem a capacidade de formar rótulas plásticas e suportar deformações inelásticas consideráveis quando solicitada a cargas extremas. Apesar de termos efeitos dinâmicos envolvidos no processo, podemos usar tanto procedimentos não-lineares quanto lineares, tais como: análise estática não-linear, análise dinâmica não-linear, análise dinâmica linear e análise estática linear. Para fins deste projeto será utilizada a última dentre as análises citadas, de acordo com o procedimento apresentado por GSA (2003) [1].

4.1.1. Descrição do procedimento

A seguir será apresentado de forma resumida o procedimento que será utilizado para a aplicação do método:

- 1) Analisar e dimensionar a estrutura com todos os seus elementos, usando técnicas usuais;
- 2) Retirar um pilar de cada vez, em vários pontos da estrutura;
- 3) Analisar a estrutura sem os pilares para uma combinação especial de cargas (será definida posteriormente);
- 4) Comparar os esforços resultantes das análises do item 1 e 3;
- 5) Verificar se o critério de aceitação foi respeitado (será definido posteriormente);
- 6) Os elementos que excederem o critério de aceitação serão considerados com alto potencial de sofrer colapso, devendo os mesmos serem redimensionados.

Apesar de o MCA ser relativamente simples de ser aplicado, o mesmo só é considerado válido uma vez que o projetista tenha respeitado os seguintes critérios básicos de projeto:

- Redundância: o uso de sistemas estruturais redundantes são extremamente importantes para se evitar o colapso progressivo, uma vez que se garante uma maior robustez da estrutura e se facilita a redistribuição de cargas após a perda de um elemento de sustentação;
- Detalhamento que garanta continuidade e ductilidade à estrutura: é imperativo que as vigas e lajes sejam capazes de suportar os esforços com o aumento significativo dos vãos com a perda do pilar. Portanto recomenda-se que ao se detalhar as armaduras desses elementos (vigas e lajes), garanta-se que as mesmas sejam contínuas. Com isso, estes seriam capazes de deformar além do limite elástico sem experimentar um colapso. Fazendo isso a estrutura responderá de forma dúctil, o que é aconselhável quando a finalidade é evitar o colapso progressivo;
- Capacidade de resistir a inversões de esforços: a perda de um pilar resulta na inversão de momentos na região deste (ver figura 6 e 7). Com isso as vigas e lajes devem ser dimensionadas para resistir a essa inversão. Para isso pode-se considerar o descrito no item anterior;
- Capacidade de resistir a falhas quanto a esforço cortante: é essencial que a estrutura seja suficientemente dúctil para resistir aos esforços cortantes despertados. A capacidade de resistir ao cortante deve ser atingida depois da capacidade de resistência à flexão.

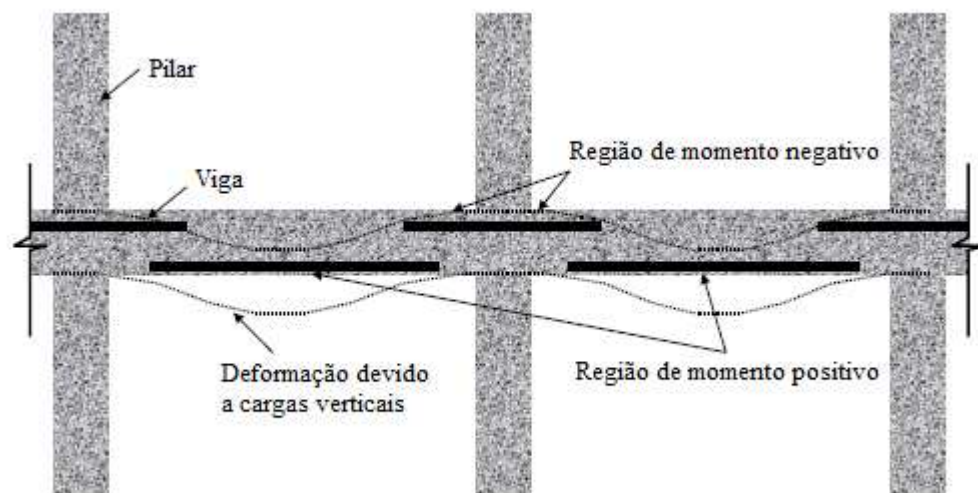


Figura 6 – Viga com armação convencional.

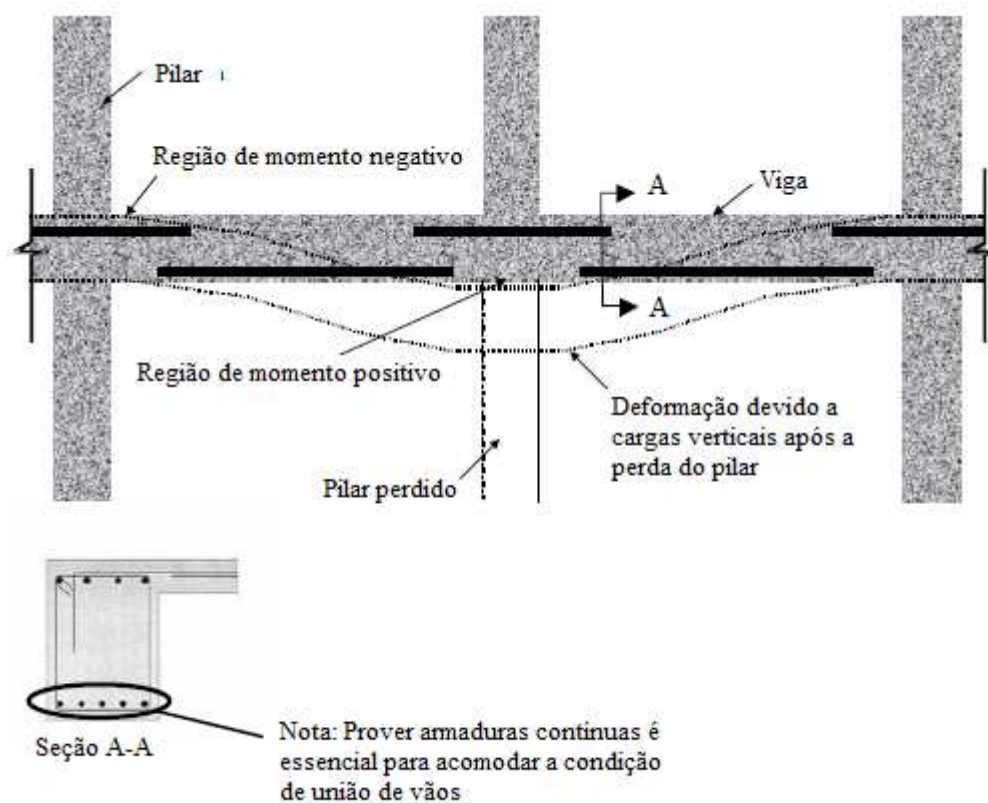


Figura 7 – Inversão de momentos após retirada de um pilar.

4.1.2. Configurações de análise

Para estruturas que não tenham “layout” atípico, serão consideradas as seguintes hipóteses de cálculo:

- Análise da perda instantânea de um pilar do térreo, localizado próximo ao meio do menor lado do edifício;

- Análise da perda instantânea de um pilar do térreo, localizado próximo ao meio do maior lado do edifício;
- Análise da perda instantânea de um pilar em um dos cantos do edifício;
- Análise da perda instantânea de um pilar do térreo localizado no interior do edifício.

Apesar de ser mencionado que o pilar deverá ser removido instantaneamente, a velocidade de remoção não interfere na análise linear estática. Porém a velocidade com que o pilar for retirado tem um impacto significativo em uma análise dinâmica. Na figura 8 está ilustrado como deve ser a retirada do pilar.

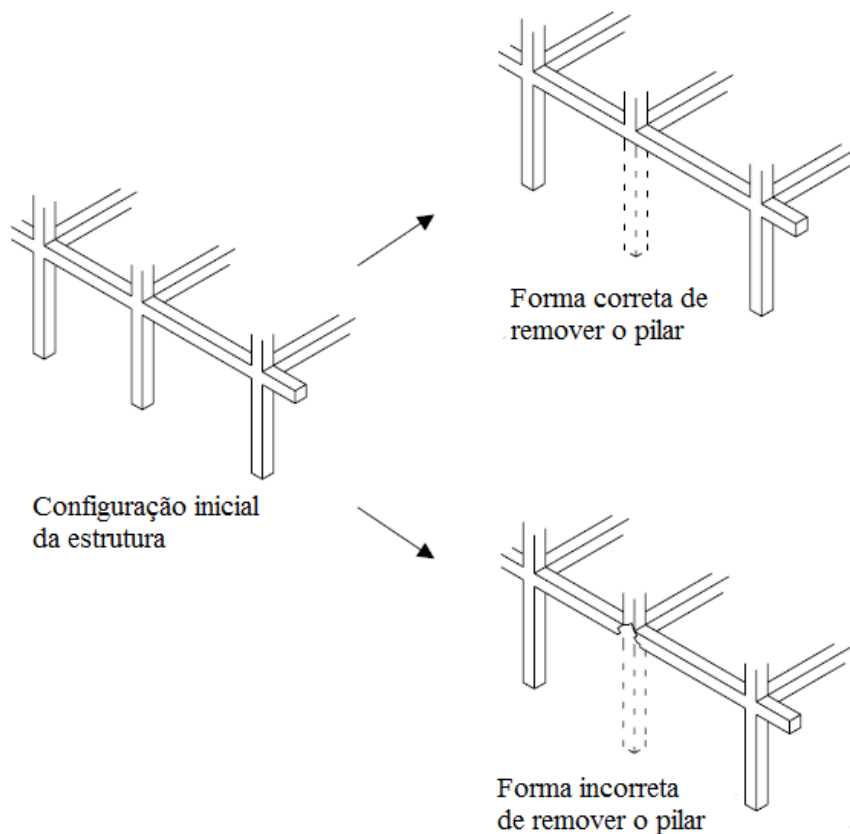


Figura 8 – Remoção de pilar para o método dos caminhos alternativos.

4.1.3. Carregamento para a análise

Para a análise linear estática a seguinte combinação de cargas verticais deverá ser aplicada à estrutura a ser analisada (considerando a estrutura sem o pilar):

$$F = 2(\sum fg + 0.25 fq) \quad \text{Equação (4)}$$

Onde:

- F = valor de cálculo das ações para combinação
- fg = ações permanentes
- fq = ações variáveis

A recomendação do GSA [1] de multiplicar as cargas atuantes por 2, na equação 4, tem por finalidade considerar o efeito dinâmico e não linear presente no fenômeno do colapso progressivo, na análise linear estática, simplificando assim, o estudo do colapso progressivo.

4.1.4. Critérios de análise

O colapso estrutural resultante da remoção do pilar deve ser limitado. Normalmente, a área aceitável de colapso é baseada no vão estrutural. Entretanto estruturas com grandes vãos resultariam em grandes áreas de colapso. Com isso a extensão do colapso deve ser limitada conforme apresentada a seguir:

- Considerações de extremidade: a área de colapso ao se remover um pilar de extremidade deve se limitar ao vão diretamente associado ao local do pilar removido, ou a 170m^2 diretamente acima do andar de onde o pilar foi retirado, o que for menor (ver Figura 9 (a));
- Considerações internas: a área de colapso ao se remover um pilar de extremidade deve se limitar ao vão diretamente associado ao local do pilar removido, ou a 340m^2 diretamente acima do andar de onde o pilar foi retirado, o que for menor (ver Figura 9 (b));

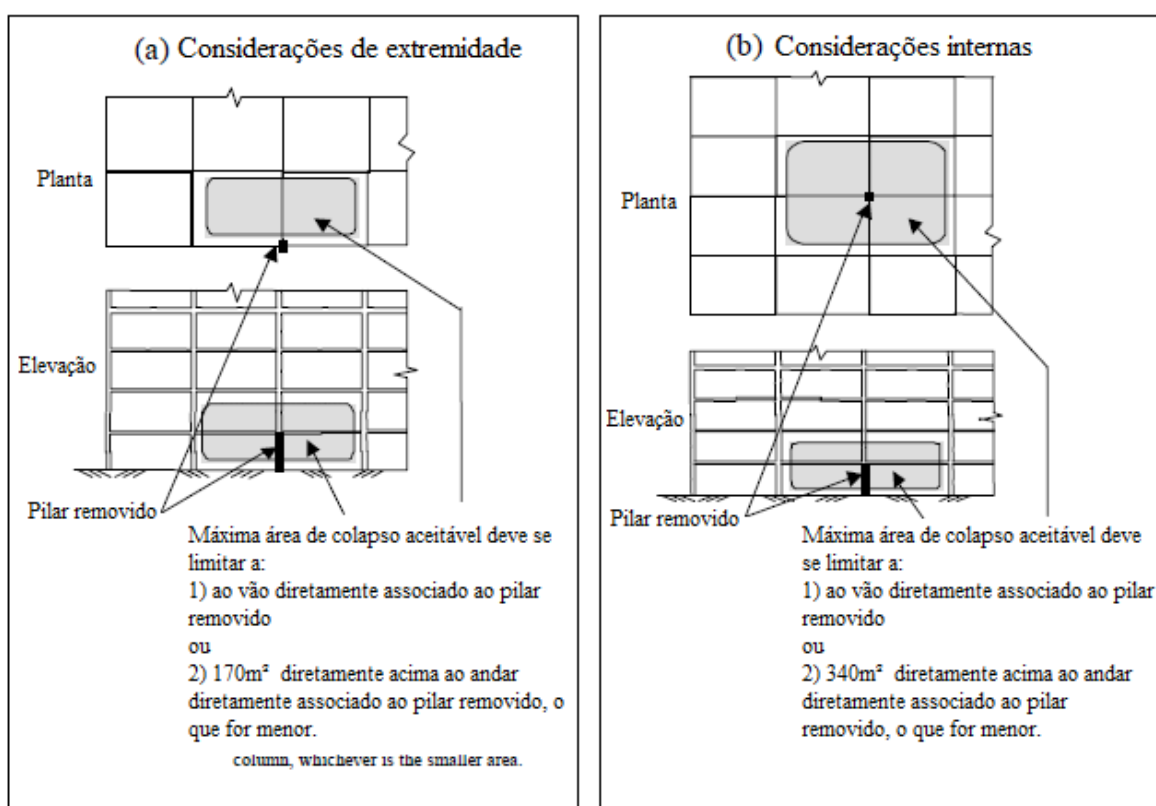


Figura 9 – Exemplo da máxima área colapsada aceitável.

4.1.5. Critérios de aceitação

Ao se examinar os resultados da análise linear estática do MCA com a perda de um pilar, podemos identificar a magnitude e a distribuição das demandas dos esforços para os demais elementos estruturais e assim quantificar as possíveis áreas de colapso. A magnitude e distribuição dessas novas demandas que atuarão nos demais elementos da estrutura serão indicadas pela Relação Demanda-Capacidade (RDC), que é determinada por:

$$RDC = \frac{Q_D}{Q_C} \quad \text{Equação 5}$$

Onde: RDC = relação demanda-capacidade
QD = esforço atuante (demanda) no elemento (momento, cortante e força axial)
QC = capacidade máxima, em serviço, do elemento (momento, cortante e força axial)

Os valores de RDC aceitáveis são:

- $RDC \leq 2,0$ para estruturas com configuração típica;
- $RDC \leq 1,5$ para estruturas com configuração atípica.

Os elementos que apresentarem valores de RDC que excedam os estipulados são considerados com alta probabilidade de sofrerem sérios danos ou até mesmo o colapso. Tais elementos deverão ser redimensionados.

5. PROJETO ANALISADO

5.1. Geometria

Para o presente estudo será analisado um edifício de 10 pavimentos, sendo um pavimento térreo de acesso, 9 pavimentos tipo e uma laje de cobertura com uma área em planta igual a 750m² e altura de piso a piso igual a 3,0m. A estrutura é composta por 36 pilares distribuídos de forma uniforme. As distâncias entre pilares são de 6,0m no sentido longitudinal e 5,0m no sentido transversal. Nas figuras 10 e 11 são apresentadas as plantas baixas do térreo e do pavimento tipo respectivamente.

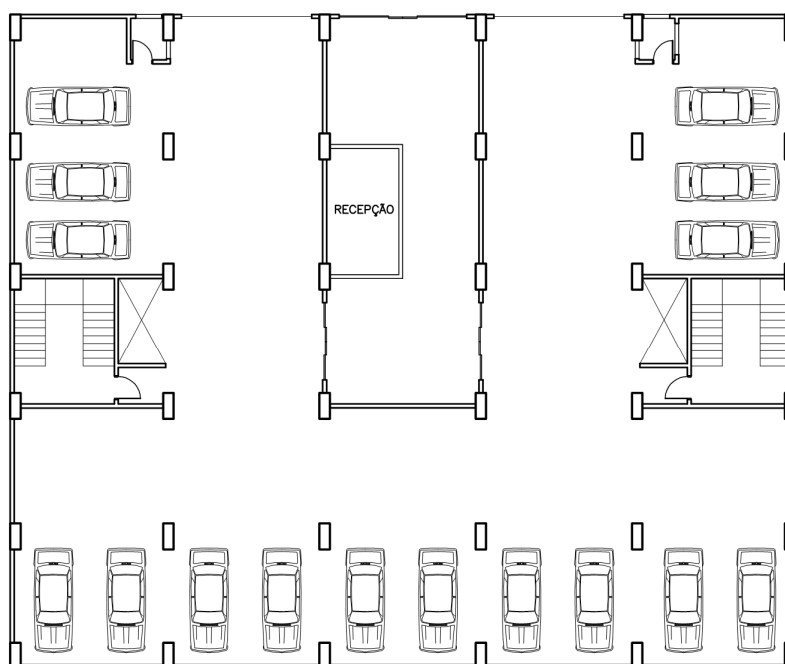


Figura 10 – Planta do térreo.

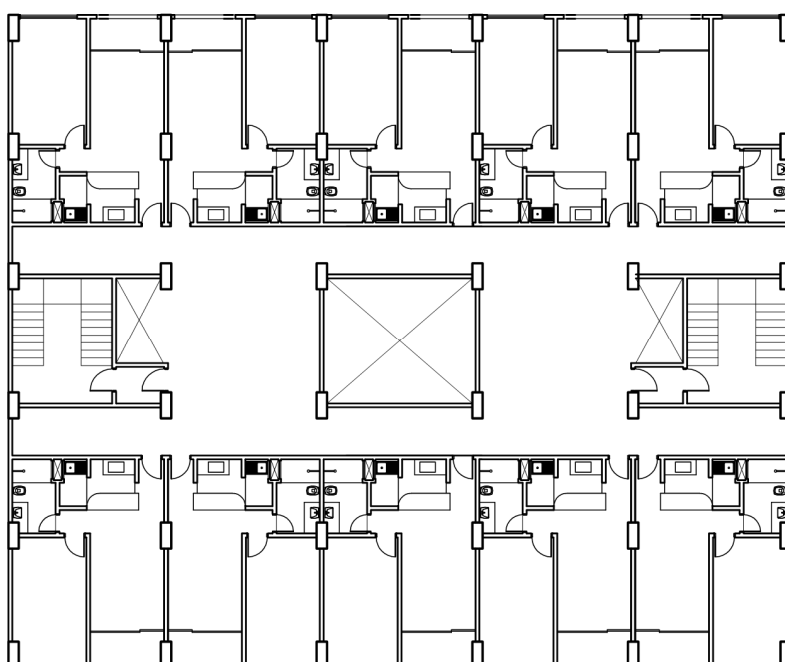


Figura 11 – Planta do pavimento tipo.

O pré-dimensionamento da estrutura é dado por Arai [4] e a planta de formas é apresentada a seguir (Figura 12).

Apesar do pré-dimensionamento do pilar ser diferente devido ao número menor de pavimentos, optou-se por manter as dimensões encontradas por Arai [4], visto que o foco principal do estudo é a análise da estrutura quanto ao colapso progressivo. Com isso as dimensões dos pilares serão mantidas em 40x100cm.

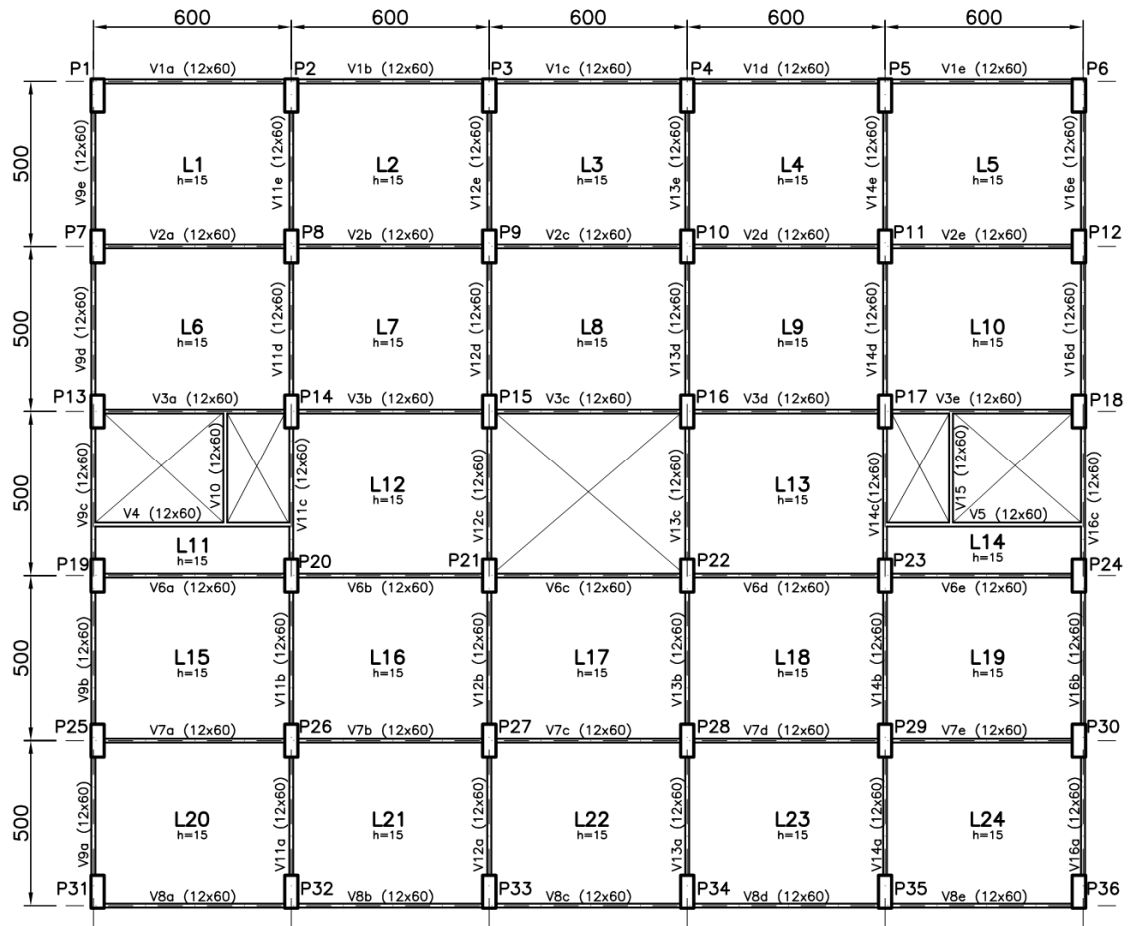


Figura 12 – Planta de formas.

5.2. Características dos materiais utilizados

5.2.1. Concreto

Para fins de dimensionamento adotou-se o concreto C30, cujas propriedades são definidas a seguir.

- Resistência característica à compressão do concreto, em MPa:

$$f_{ck} = 30\text{MPa}$$

- De acordo com a NBR 6118:2003 [5], item 8.2.8:

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} = 5600\sqrt{30} = 30672,5\text{MPa} \quad \text{Equação (6)}$$

onde: E_{ci} = módulo de elasticidade tangente inicial, em MPa

- Módulo de elasticidade secante (E_{cs}) para a análise elástica, em MPa:

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600\sqrt{f_{ck}} = 26071,6\text{MPa} \quad \text{Equação (7)}$$

5.2.2. Armadura

Será utilizado aço CA-50 para as armaduras dimensionadas neste projeto.

A tensão de escoamento do aço é $f_y = 500\text{MPa}$.

5.3. Carregamentos considerados

5.3.1. Carregamentos verticais

Os carregamentos verticais adotados são os recomendados pela NBR6120:1980 [6] para edificações residenciais e apresentados a seguir.

5.3.1.1. Cargas permanentes

As seguintes cargas permanentes foram adotadas nesse projeto:

- Peso próprio da estrutura: calculado pelo “software” SAP2000 [7], sendo o peso específico do concreto igual a 25kN/m^3 ;
- Peso próprio da alvenaria com 15,0cm de espessura: adotado $6,0\text{ kN/m}$ (tijolo furado);
- Peso de revestimento: $0,5\text{ kN/m}^2$.

5.3.1.2. Cargas acidentais

Segundo a NBR6120:1980 [6] para edifícios residenciais usaremos a sobrecarga acidental de $2,0\text{kN/m}^2$ para todo o pavimento tipo.

5.3.2. Carregamentos horizontais

Para este estudo não foram considerados carregamento horizontais, tais como carga de vento, e nem efeitos de segunda ordem. Isso se deve ao fato de que a finalidade é analisar o efeito do colapso progressivo na estrutura, o que será melhor observado considerando apenas cargas verticais.

5.4. Combinação de ações

Segundo a NBR 6118:2003 [5], todo carregamento é definido pela combinação de ações que possuam probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura.

5.4.1. Estado Limite Último (ELU)

Para o dimensionamento convencional da presente estrutura, será utilizada a combinação última normal de acordo com a NBR 6118:2007 [5]. Com isso, o cálculo da solicitação é dado pela seguinte combinação de ações:

$$F_d = 1,4(PP + R) + 1,4SC \quad \text{Equação (8)}$$

onde: F_d = valor de cálculo das ações para combinação última;
PP= ação permanente: peso próprio;
R = ação permanente: revestimento;
SC = ação variável: sobrecarga acidental;

5.4.2. Estado Limite de Serviço (ELS)

Devido ao estudo estar direcionado ao colapso da estrutura, não se faz necessário o dimensionamento da estrutura quanto ao estado limite de serviço.

5.4.3. Método dos Caminhos Alternativos (MCA)

Para a análise da estrutura pelo MCA, será utilizada a combinação de ações descrita no GSA:2010:

$$F_d = 2,0(PP + R) + 0,5SC \quad \text{Equação (9)}$$

onde: F_d = valor de cálculo das ações para combinação última;
PP= ação permanente: peso próprio;
R = ação permanente: revestimento;
SC = ação variável: sobrecarga acidental;

5.5. Modelos analisados

Serão analisados 4 casos com diferentes modelos para o estudo do comportamento da estrutura no que diz respeito ao colapso progressivo. A modelagem e análise foram feitas no “software” SAP2000 [7]. Os modelos são tridimensionais com elementos finitos.

A laje tem malha de elementos finitos de 50x50cm e espessura de 15cm.

Vigas e pilares foram modelados com elementos de barra.

O pórtico espacial terá apoios de segundo gênero, e não será considerado o efeito de recalques nas fundações.

5.5.1. Caso 1

A estrutura será analisada e dimensionada de forma convencional com todos os elementos estruturais, sob a combinação de ações última normal definida no item 5.4.1. O dimensionamento da estrutura será no estado limite último.

Os elementos que serão dimensionados serão determinados dependendo dos demais casos.

5.5.2. Caso 2

Será retirado um pilar de extremidade do meio da maior fachada e então será processada a análise considerando o carregamento para o MCA definido no item 5.4.3.

O pilar retirado será o P33, no pavimento térreo e a partir dos resultados obtidos das análises dos casos 1 e 2 serão calculados os valores de RDC para os seguintes elementos: vigas V8 e V12 (do 1º, 5º e 10º pavimento) – RDC para momento fletor; todos os pilares – aumento da carga axial.

5.5.3. Caso 3

Será retirado um pilar de canto e então será processada a análise considerando o carregamento para o MCA definido no item 5.4.3.

O pilar retirado será o P31, no pavimento térreo e a partir dos resultados obtidos das análises dos casos 1 e 3 serão calculados os valores de RDC para os seguintes elementos: vigas V8 e V9 (do 1º, 5º e 10º pavimento) – RDC para momento fletor; todos os pilares – aumento da carga axial.

5.5.4. Caso 4

Será retirado um pilar do interior do edifício e então será processada a análise considerando o carregamento para o MCA definido no item 5.4.3.

O pilar retirado será o P15, no pavimento térreo e a partir dos resultados obtidos das análises dos casos 1 e 4 serão calculados os valores de RDC para os seguintes elementos: vigas V3 e V12 (do 1º, 5º e 10º pavimento) – RDC para momento fletor; todos os pilares – aumento da carga axial.

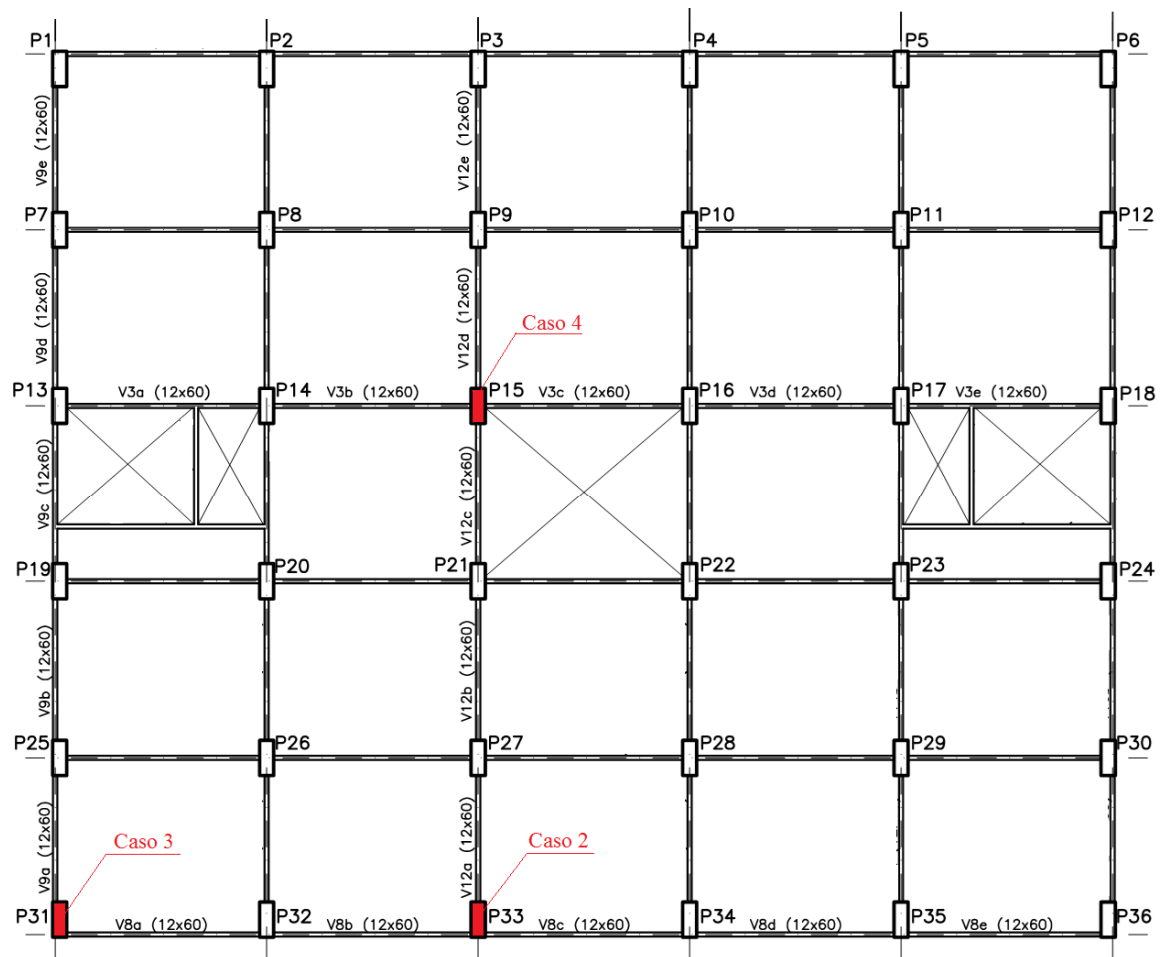


Figura 13 – Pilares que serão retirados em cada caso.

6. CASO 1: ANÁLISE CONVENCIONAL

Conforme descrito no item anterior, o caso 1 consiste na análise e dimensionamento convencional da estrutura sendo imposta a combinação de ações últimas normais. O modelo tridimensional com elementos finitos será analisado e modelado no “software” SAP2000.

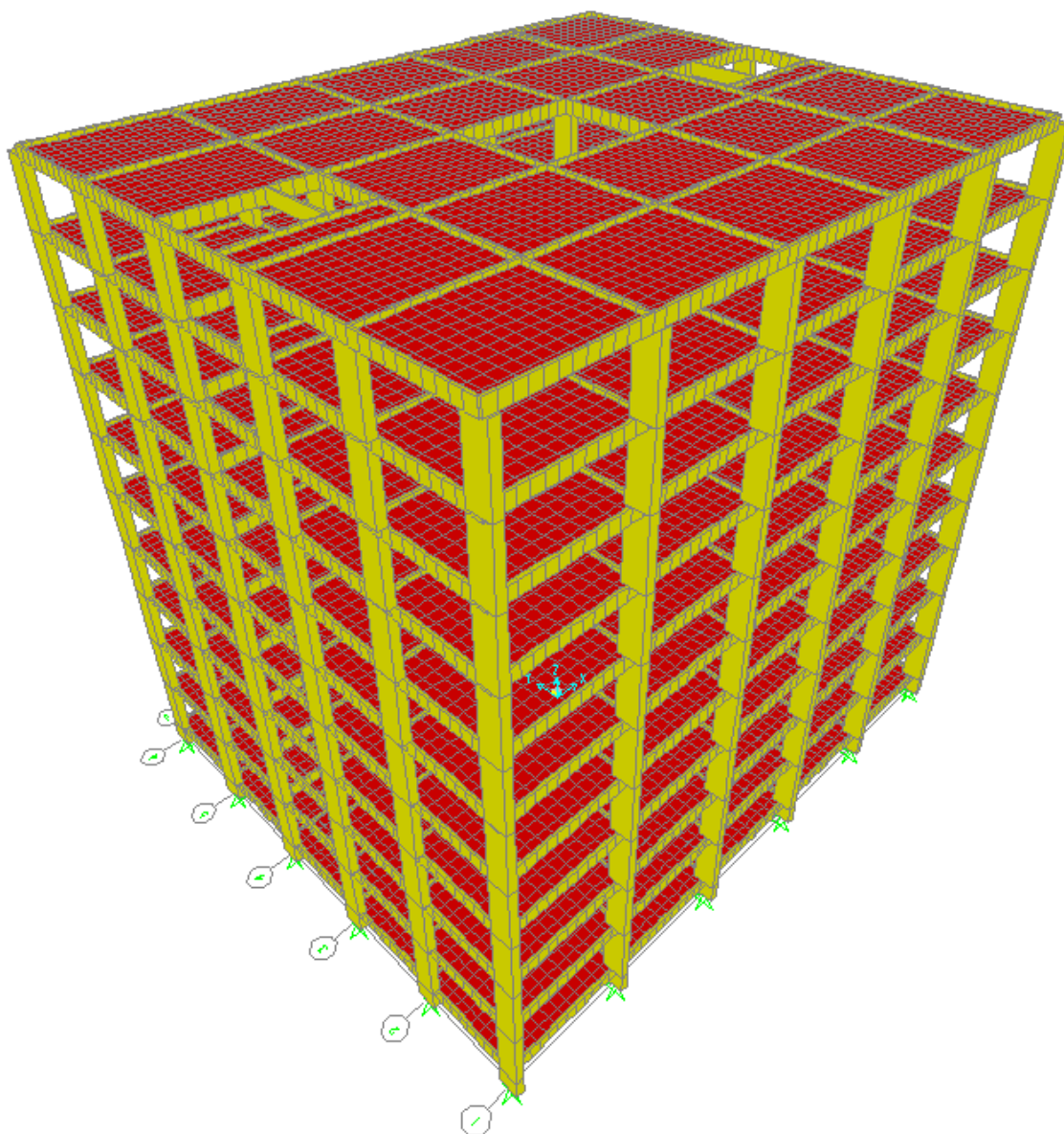


Figura 14 – Modelo estrutural do Caso 1.

Serão dimensionados apenas alguns dos elementos da estrutura, que servirão para comparação da análise com os resultados dos demais casos.

Serão dimensionados os seguintes elementos:

- Vigas: V3, V8, V9 e V12
- Para os pilares serão apenas calculados os valores da força axial atuante no pavimento térreo, para serem comparados com os valores dos demais casos.

Para o dimensionamento das vigas será considerado que as armaduras de flexão se estendem por toda a viga, visto que a decalagem do diagrama de momentos fletores e sua armadura resultante não atenderiam ao preceito de continuidade e ductilidade primordiais para combater a inversão de momentos presente durante o colapso progressivo.

6.1. Dimensionamento das Vigas

6.1.1. Viga V3

A viga V3 tem seção 12 x 60cm, em concreto C30.

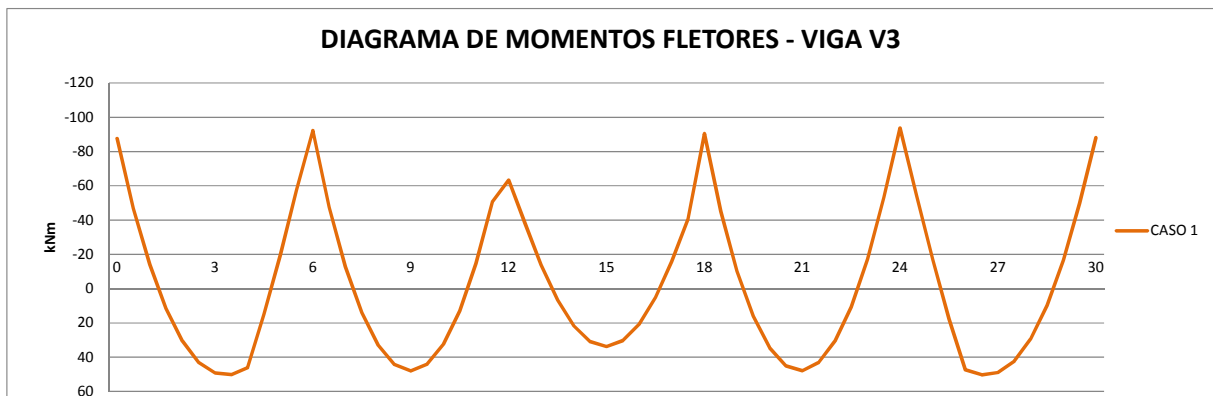


Figura 15 – Diagrama de momentos fletores da viga V3 para o Caso 1.

Cálculo da armadura longitudinal segundo NBR 6118 [5]:

DIMENSIONAMENTO			
Local (m)	M (kNm)	As calc (cm ²)	As adot (cm ²)
0	-87,6615	5,47	6,00
3,5	50,0939	2,99	3,75
6	-92,3246	5,80	6,00
9	47,9747	2,85	3,75
12	-63,2743	3,83	5,00
15	33,7763	1,97	2,50
18	-90,4682	5,66	6,00
21	47,92	2,85	3,75
24	-93,7904	5,90	6,00
26,5	50,2826	3,00	3,75
30	-88,0417	5,51	6,00

Tabela 1

A armadura longitudinal será estendida em todo o vão, garantindo assim a continuidade e ductilidade do elemento estrutural (princípio básico para se combater o colapso progressivo). Sendo assim o diagrama de momentos não será decalado.

6.1.2. Viga V8

A viga V8 tem seção 12 x 60cm, em concreto C30.

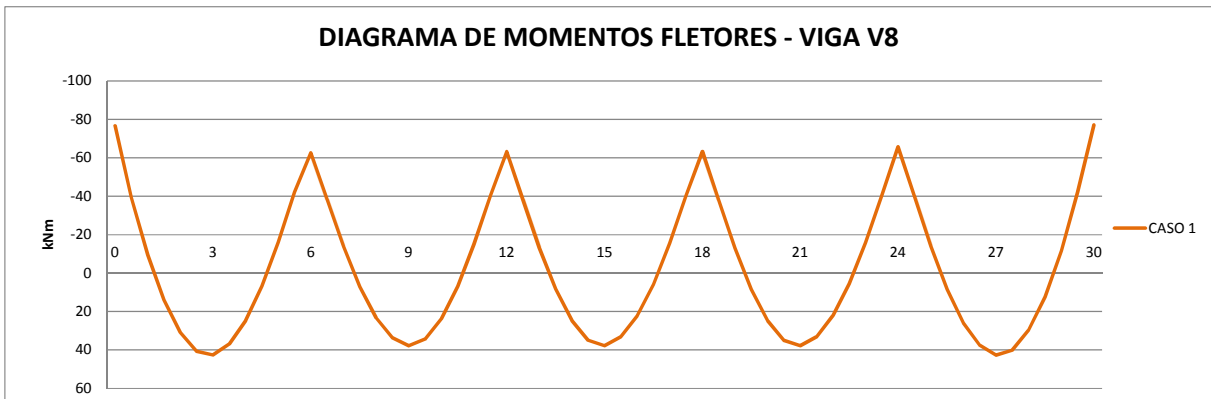


Figura 16 – Diagrama de momentos fletores da viga V8 para o Caso 1.

Cálculo da armadura longitudinal segundo NBR 6118 [5]:

DIMENSIONAMENTO			
Local (m)	M (kNm)	As calc (cm ²)	As adot (cm ²)
0	-76,6763	4,73	5,00
3	42,5905	2,51	3,20
6	-62,5442	3,78	4,00
9	37,7625	2,22	2,50
12	-63,1867	3,82	4,00
15	37,7585	2,22	2,50
18	-63,259	3,83	4,00
21	37,795	2,22	2,50
24	-65,7558	3,99	4,00
27	42,7061	2,52	3,20
30	-77,0549	4,75	5,00

Tabela 2

A armadura longitudinal será estendida em todo o vão, garantindo assim a continuidade e ductilidade do elemento estrutural (princípio básico para se combater o colapso progressivo). Sendo assim o diagrama de momentos não será decalado.

6.1.3. Viga V9

A viga V9 tem seção 12 x 60cm, em concreto C30.

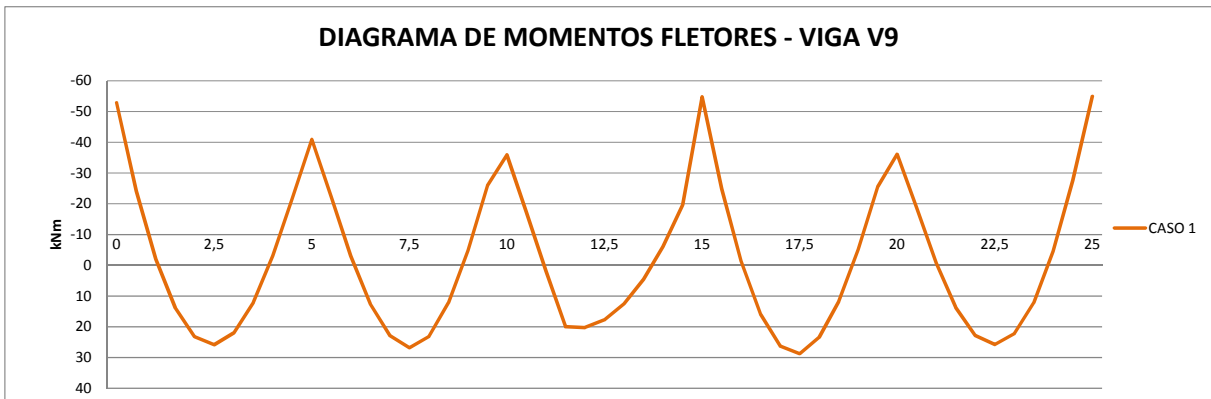


Figura 17 – Diagrama de momentos fletores da viga V9 para o Caso 1.

Cálculo da armadura longitudinal segundo NBR 6118 [5]:

DIMENSIONAMENTO			
Local (m)	M (kNm)	As calc (cm ²)	As adot (cm ²)
0	-52,907	3,17	3,75
2,5	25,8338	1,50	1,60
5	-40,9724	2,42	2,50
7,5	26,8262	1,56	1,60
10	-35,9252	2,11	2,50
12	20,2271	1,16	1,60
15	-54,7739	3,28	3,75
17,5	28,7366	1,67	2,50
20	-36,1101	2,12	2,50
22,5	25,7645	1,49	1,60
25	-54,9659	3,29	3,75

Tabela 3

A armadura longitudinal será estendida em todo o vão, garantindo assim a continuidade e ductilidade do elemento estrutural (princípio básico para se combater o colapso progressivo). Sendo assim o diagrama de momentos não será decalado.

6.1.4. Viga V12

A viga V12 tem seção 12 x 60cm, em concreto C30.

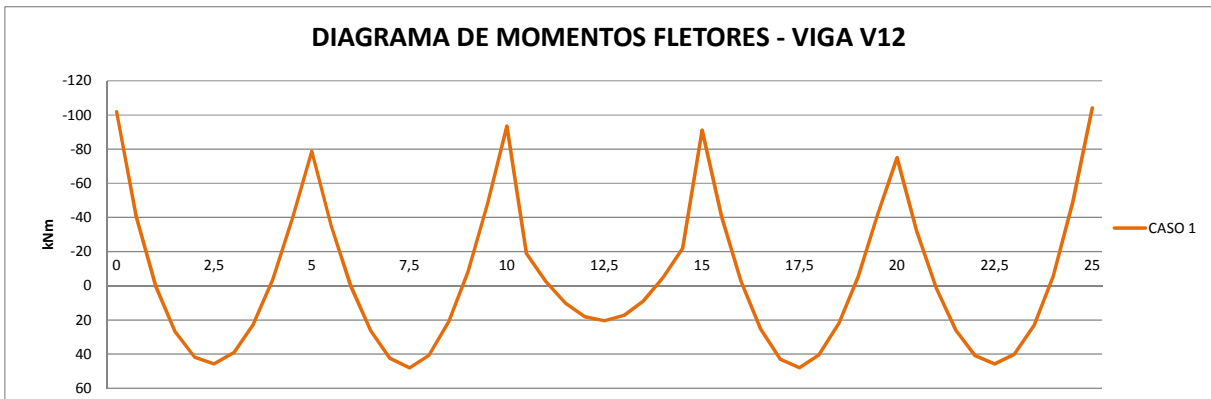


Figura 18 – Diagrama de momentos fletores da viga V9 para o Caso 1.

Cálculo da armadura longitudinal segundo NBR 6118 [5]:

DIMENSIONAMENTO			
Local (m)	M (kNm)	As calc (cm ²)	As adot (cm ²)
0	-101,853	6,48	8,00
2,5	45,7552	2,72	3,20
5	-78,6697	4,85	5,00
7,5	48,1073	2,86	3,20
10	-93,54	5,88	6,00
12,5	20,5052	1,18	1,60
15	-91,1232	5,73	6,00
17,5	48,0302	2,85	3,20
20	-74,9341	4,60	5,00
22,5	45,8117	2,72	3,20
25	-104,1863	6,66	8,00

Tabela 4

A armadura longitudinal será estendida em todo o vão, garantindo assim a continuidade e ductilidade do elemento estrutural (princípio básico para se combater o colapso progressivo). Sendo assim o diagrama de momentos não será decalado.

6.2. Cargas atuantes nos Pilares

Conforme mencionado anteriormente, serão apenas mostrados os valores da carga axial máxima dos pilares, para serem futuramente comparadas às cargas resultantes das análises dos demais casos. Assim será possível identificar como se dá a redistribuição de esforços após a perda de um dos elementos estruturais.

PILAR	P (kN)	PILAR	P (kN)
P1	1918,04	P19	2897,53
P2	3093,39	P20	4322,96
P3	3140,28	P21	3814,76
P4	3110,06	P22	3803,99
P5	3092,60	P23	4322,06
P6	1919,94	P24	2899,81
P7	2952,63	P25	2954,34
P8	4556,24	P26	4572,22
P9	4799,45	P27	4801,09
P10	4665,72	P28	4667,37
P11	4551,92	P29	4567,89
P12	2954,95	P30	2956,62
P13	2438,23	P31	1905,72
P14	3940,43	P32	3079,32
P15	3810,98	P33	3125,69
P16	3800,20	P34	3095,47
P17	3939,78	P35	3078,52
P18	2440,10	P36	1907,63

Tabela 5

7. CASO 2: ANÁLISE APÓS RETIRADA DO PILAR P33

Para análise do Caso 2 será utilizado o mesmo modelo tridimensional com elementos finitos modelado no “software” SAP2000 [7] do Caso 1, retirando-se o pilar P33 e utilizando-se a combinação de esforços definida no item 5.4.3.

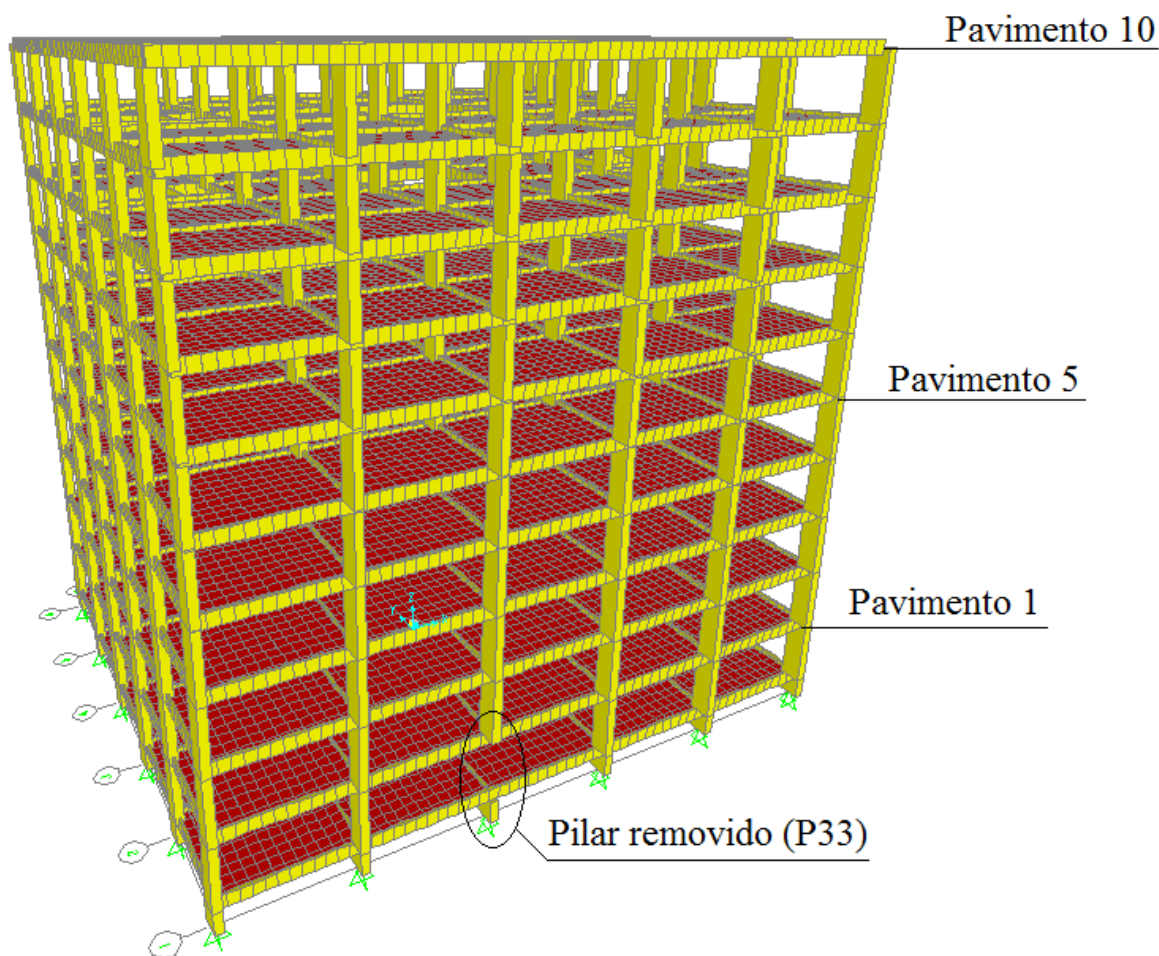


Figura 19 – Modelo estrutural do Caso 2.

Serão analisadas as vigas V8 e V12, para comparação com o Caso 1 e determinação dos valores do RDC para momentos fletores dessas vigas nos pavimentos 1, 5 e 10.

7.1. Cálculo da capacidade máxima (Q_c)

Para o cálculo do RDC será necessário calcular o valor da capacidade máxima em serviço (Q_c) do elemento.

Uma vez conhecidas as dimensões e a armadura (A_s) do elemento, é possível calcular o máximo momento (M_u) que a seção pode suportar.

O momento M_u é considerado como o momento de plastificação e não o momento de escoamento (M_y) (ver Figura 20).

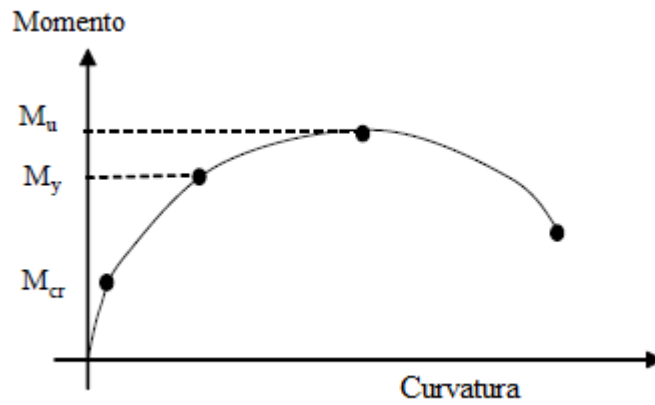


Figura 20 – Diagrama momento x deformação do concreto armado.

O GSA [1] sugere que os valores das resistências sejam majorados com o fator 1,25, ao invés de serem minorados conforme o dimensionamento convencional.

Sendo assim para o cálculo de M_u , teremos:

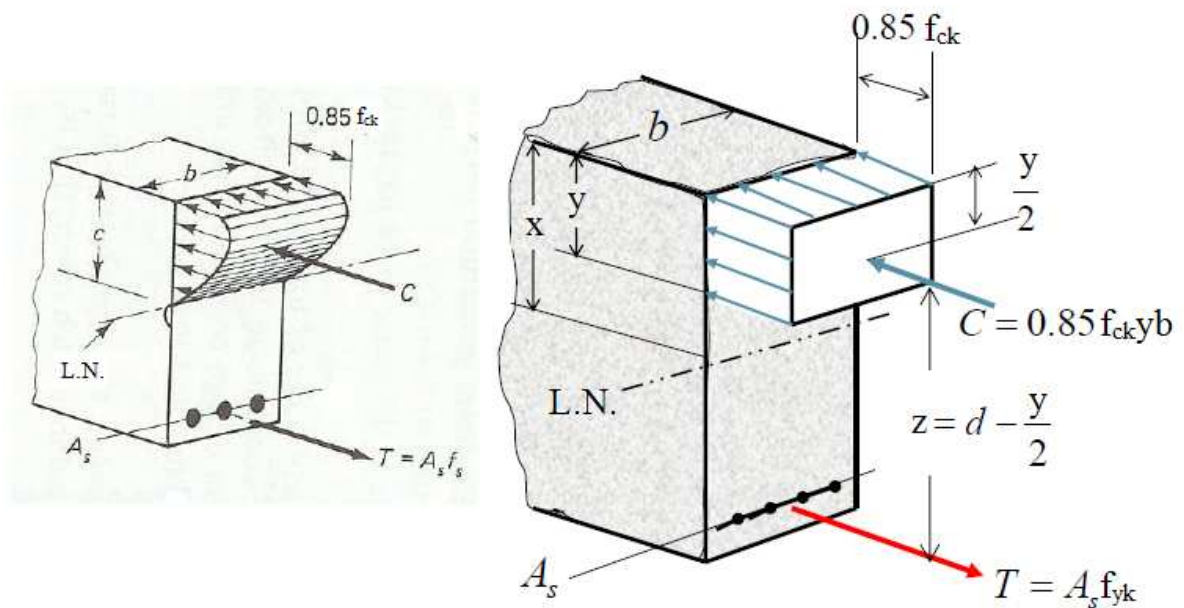


Figura 21 – Diagrama de tensões na seção.

Considerando que $y = 0,8x$, que $C=T$ e que:

$$M_u = T \times z \quad \text{Equação (10)}$$

Temos que:

$$x = \frac{A_s \times f_{yk}}{0,68 \times b \times f_{ck}} \quad \text{Equação (11)}$$

Com isso:

$$Mu = As \times f_{yk} \left(d - 0,4 \times \frac{As \times f_{yk}}{0,68 \times b \times f_{ck}} \right) = Qc \quad \text{Equação (12)}$$

7.1.1. Cálculo do Qc para as vigas V3, V8, V9 e V12

Considerando a armadura dimensionada para o Caso 1 no item 6.1.2 e utilizando os cálculos descritos acima, temos os seguintes valores de Qc para as vigas V3, V8, V9 e V12:

VIGA V3	Vão	As sup. (cm ²)	Mu ⁻ (kNm)	As inf. (cm ²)	Mu ⁺ (kNm)
	V3a	6,00	156,29	3,75	101,13
	V3b	6,00	156,29	3,75	101,13
	V3c	6,00	156,29	2,50	68,70
	V3d	6,00	156,29	3,75	101,13
	V3e	6,00	156,29	3,75	101,13

Tabela 6 – Capacidade máxima de momentos da viga V3

VIGA V8	Vão	As sup. (cm ²)	Mu ⁻ (kNm)	As inf. (cm ²)	Mu ⁺ (kNm)
	V8a	5,00	132,29	3,20	87,02
	V8b	4,00	107,46	2,50	68,70
	V8c	4,00	107,46	2,50	68,70
	V8d	4,00	107,46	2,50	68,70
	V8e	5,00	132,29	3,20	87,02

Tabela 7 – Capacidade máxima de momentos da viga V8

VIGA V9	Vão	As sup. (cm ²)	Mu ⁻ (kNm)	As inf. (cm ²)	Mu ⁺ (kNm)
	V9a	3,75	101,13	1,60	44,55
	V9b	2,50	68,70	1,60	44,55
	V9c	3,75	101,13	1,60	44,55
	V9d	3,75	101,13	2,50	68,70
	V9e	3,75	101,13	1,60	44,55

Tabela 8 – Capacidade máxima de momentos da viga V9

VIGA V12	Vão	As sup. (cm ²)	Mu ⁻ (kNm)	As inf. (cm ²)	Mu ⁺ (kNm)
	V12a	8,00	201,86	3,20	87,02
	V12b	6,00	156,29	3,20	87,02
	V12c	6,00	156,29	1,60	44,55
	V12d	6,00	156,29	3,20	87,02
	V12e	8,00	201,86	3,20	87,02

Tabela 9 – Capacidade máxima de momentos da viga V12

7.2. Cálculo do RDC para a viga V8 (1º, 5º e 10º pavimentos)

Para o cálculo do RDC da viga V8, serão usados os diagramas de momento fletores resultantes da análise da estrutura pelo Caso 2, nos pavimentos 1, 5 e 10.

No gráfico a seguir serão apresentados os diagramas de momentos em cada andar. Também serão apresentados, neste mesmo gráfico, os valores limites de momentos resistentes, considerando $RDC = 2$. Qualquer diagrama que ultrapasse esse valor implicará em que o elemento tem $RDC > 2$ e, portanto, será considerado como de alto risco de sofrer colapso progressivo.

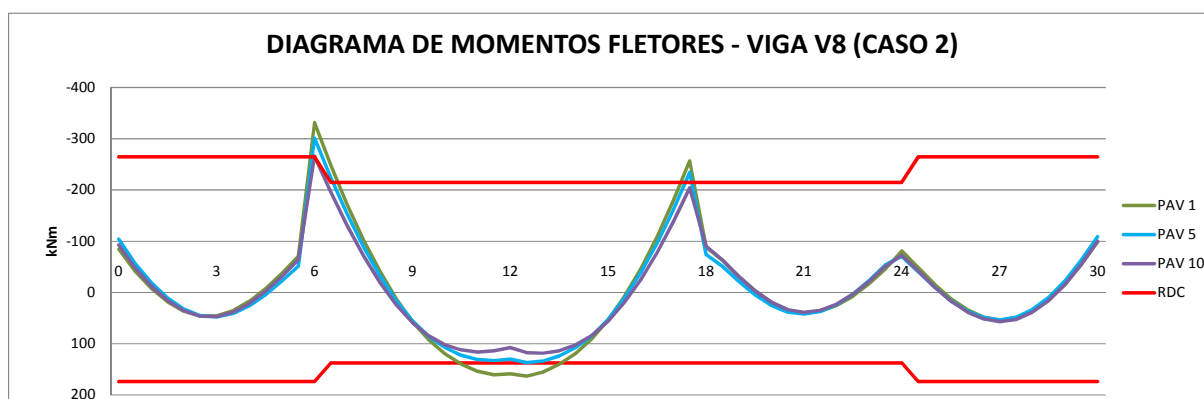


Figura 22 – Diagrama de momentos fletores da viga V8 para o caso 2, com o limite do RDC.

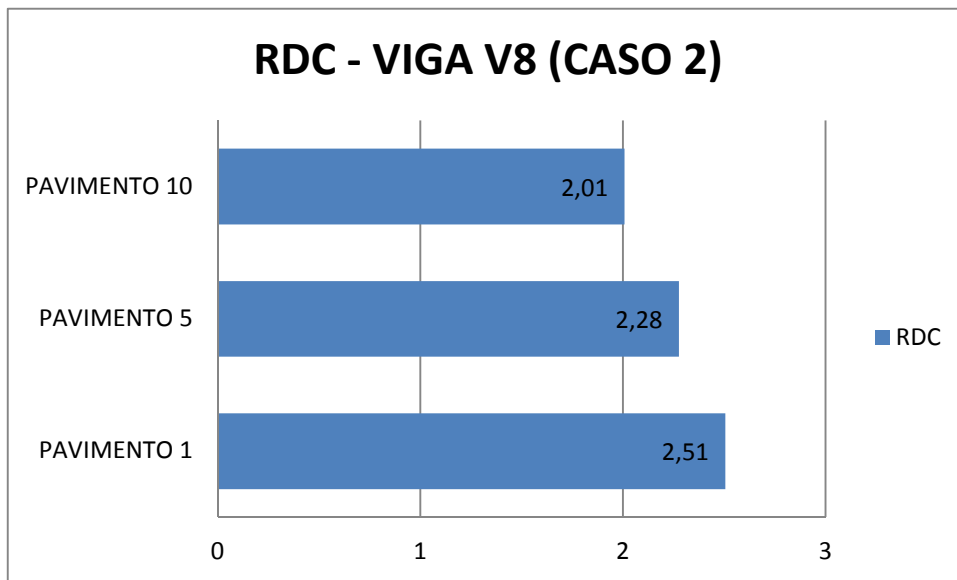


Figura 23 – RDC para a viga V8 no Caso 2.

De acordo com os critérios estabelecidos pelo GSA [1] ($RDC \leq 2$), a viga V8 é considerada como tendo alto risco ao colapso progressivo nos pavimentos estudados. Pelas recomendações do GSA [1], a mesma deveria ser reforçada ou redimensionada. Feito isso, deveriam ser novamente verificados os valores do RDC.

7.3. Cálculo do RDC para a viga V12 (1º, 5º e 10º pavimentos)

Para o cálculo do RDC da viga V12, serão usados os diagramas de momento fletores resultantes da análise da estrutura pelo Caso 2, nos pavimentos 1, 5 e 10.

No gráfico a seguir serão apresentados os diagramas de momentos em cada andar. Também serão apresentados, neste mesmo gráfico, os valores limites de momentos resistentes, considerando $RDC = 2$. Qualquer diagrama que ultrapasse esse valor significa que o elemento tem $RDC > 2$ e, portanto, será considerado como tendo alto risco de sofrer colapso progressivo.

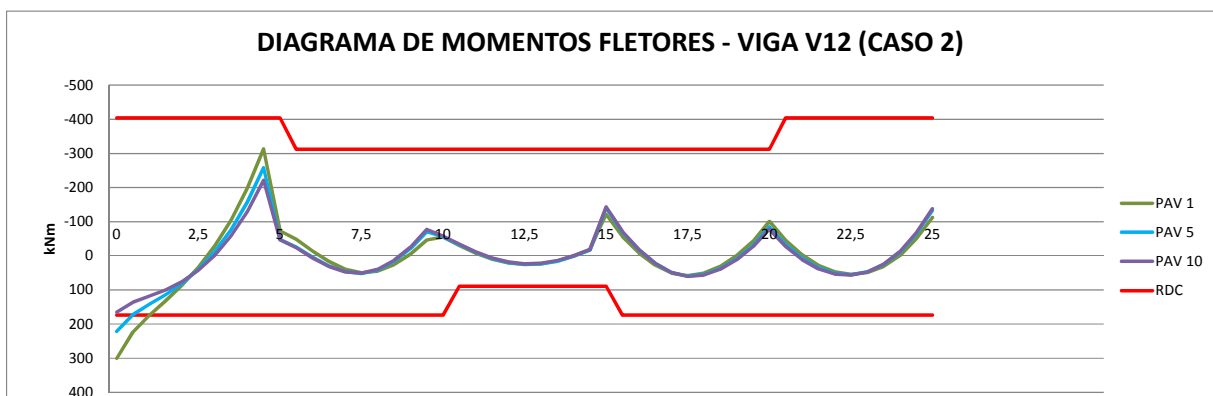


Figura 24 – Diagrama de momentos fletores da viga V12 para o caso 2, com o limite do RDC.

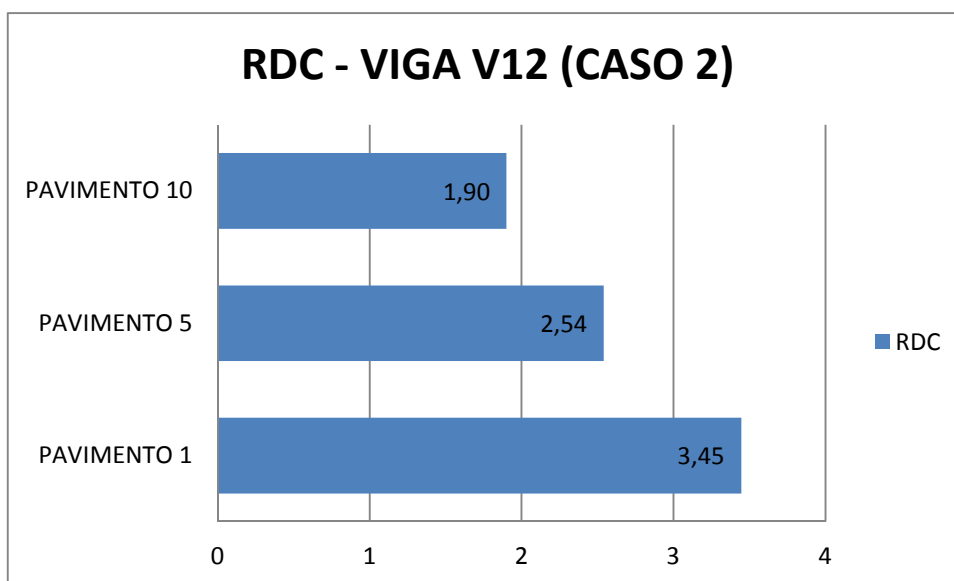


Figura 25 – RDC para a viga V12 no Caso 2.

De acordo com os critérios estabelecidos pelo GSA [1] ($RDC \leq 2$), a viga V12 é considerada como tendo alto risco ao colapso progressivo nos pavimentos 1 e 5, principalmente no pavimento 1, cujo valor do RDC está muito além do máximo recomendado. Pelas recomendações do GSA [1], a mesma deveria ser reforçada ou redimensionada. Feito isso, deveriam ser novamente verificados os valores do RDC.

7.4. Redistribuição dos esforços verticais

Nesta seção será estudado o comportamento e a redistribuição de esforços verticais nos pilares, após a retirada do pilar P33.

Serão comparados os valores obtidos no Caso 1 e Caso 2, verificando-se o aumento ou redução das cargas nos pilares.

Uma segunda comparação será realizada para melhor visualização da redistribuição das cargas axiais. Serão comparados os valores obtidos no Caso 2 com os valores obtidos carregando-se a estrutura do Caso 1 (com todos os pilares) com o carregamento definido em 5.4.3.

7.4.1. Comparação dos resultados do Caso 1 e Caso 2

Na tabela a seguir serão mostrados os valores das cargas axiais em todos os pilares da edificação ao nível do térreo, além da porcentagem de variação entre os dois casos.

PILAR	CASO 1	CASO 2	AUMENTO DE CARGA (%)
P1	1918,035	2437,525	27
P2	3093,393	3838,781	24
P3	3140,284	3917,93	25
P4	3110,062	3881,982	25
P5	3092,595	3859,538	25
P6	1919,937	2454,994	28
P7	2952,633	3734,967	26
P8	4556,24	5521,841	21
P9	4799,45	5875,41	22
P10	4665,724	5684,696	22
P11	4551,922	5516,823	21
P12	2954,954	3728,059	26
P13	2438,227	3205,141	31
P14	3940,43	4833,961	23
P15	3810,977	4679,352	23
P16	3800,2	4662,611	23
P17	3939,775	4832,686	23
P18	2440,102	3203,135	31
P19	2897,531	3748,746	29
P20	4322,957	5265,579	22
P21	3814,76	4682,907	23
P22	3803,987	4641,01	22
P23	4322,06	5279,918	22
P24	2899,808	3758,099	30
P25	2954,336	3710,852	26
P26	4572,22	5659,054	24
P27	4801,093	7566,077	58
P28	4667,367	5805,809	24
P29	4567,887	5518,749	21
P30	2956,62	3743,753	27
P31	1905,72	2519,563	32
P32	3079,316	4924,476	60
P33	3125,686	263,43	-92
P34	3095,466	4938,131	60
P35	3078,522	3917,253	27
P36	1907,625	2534,163	33

Tabela 10

De acordo com a tabela acima, as cargas axiais tiveram um aumento entre 20 a 30%, com exceção dos pilares adjacentes ao pilar removido P33, que tiveram aumentos superiores a 50%, sugerindo que a distribuição de esforços acontece principalmente nos elementos adjacentes ao elemento perdido.

7.4.2. Comparação dos resultados do Caso 2 e Caso 1 Modificado

Para uma melhor análise do comportamento da estrutura após a remoção de um elemento estrutural, serão comparados a seguir os valores obtidos no Caso 2 com os valores obtidos da análise da estrutura do Caso 1 exigida com a combinação de carregamentos MCA definida no item 5.4.3.

O resultado dessa comparação é mostrado logo abaixo.

PILAR	CASO 1 Modificado	CASO 2	AUMENTO DE CARGA (%)
P1	2499,795	2437,525	-2,5
P2	3912,226	3838,781	-1,9
P3	3983,988	3917,93	-1,7
P4	3940,814	3881,982	-1,5
P5	3911,085	3859,538	-1,3
P6	2502,513	2454,994	-1,9
P7	3732,126	3734,967	0,1
P8	5524,799	5521,841	-0,1
P9	5878,444	5875,41	-0,1
P10	5687,408	5684,696	0,0
P11	5518,631	5516,823	0,0
P12	3735,441	3728,059	-0,2
P13	3200,383	3205,141	0,1
P14	4831,107	4833,961	0,1
P15	4673,291	4679,352	0,1
P16	4657,895	4662,611	0,1
P17	4830,172	4832,686	0,1
P18	3203,061	3203,135	0,0
P19	3755,81	3748,746	-0,2
P20	5283,95	5265,579	-0,3
P21	4678,148	4682,907	0,1
P22	4662,758	4641,01	-0,5
P23	5282,669	5279,918	-0,1
P24	3759,063	3758,099	0,0
P25	3732,866	3710,852	-0,6
P26	5541,844	5659,054	2,1
P27	5880,461	7566,077	28,7
P28	5689,424	5805,809	2,0
P29	5535,655	5518,749	-0,3
P30	3736,13	3743,753	0,2
P31	2484	2519,563	1,4
P32	3894,097	4924,476	26,5
P33	3965,217	263,43	-93,4
P34	3922,045	4938,131	25,9
P35	3892,963	3917,253	0,6
P36	2486,722	2534,163	1,9

Tabela 11

Baseado nos resultados obtidos no item 7.4.1 e na tabela acima, fica comprovado que a redistribuição de esforços se dá nos elementos estruturais próximos ao elemento suprimido, o que comprova uma das diretrizes apontadas como primordial para se combater o colapso progressivo: a redundância.

8. CASO 3: ANÁLISE APÓS RETIRADA DO PILAR P31

Para análise do Caso 3 será utilizado o mesmo modelo tridimensional com elementos finitos modelado no “software” SAP2000 [7] do Caso 1, retirando-se o pilar P31 (pilar de canto) e utilizando-se a combinação de esforços definida no item 5.4.3.

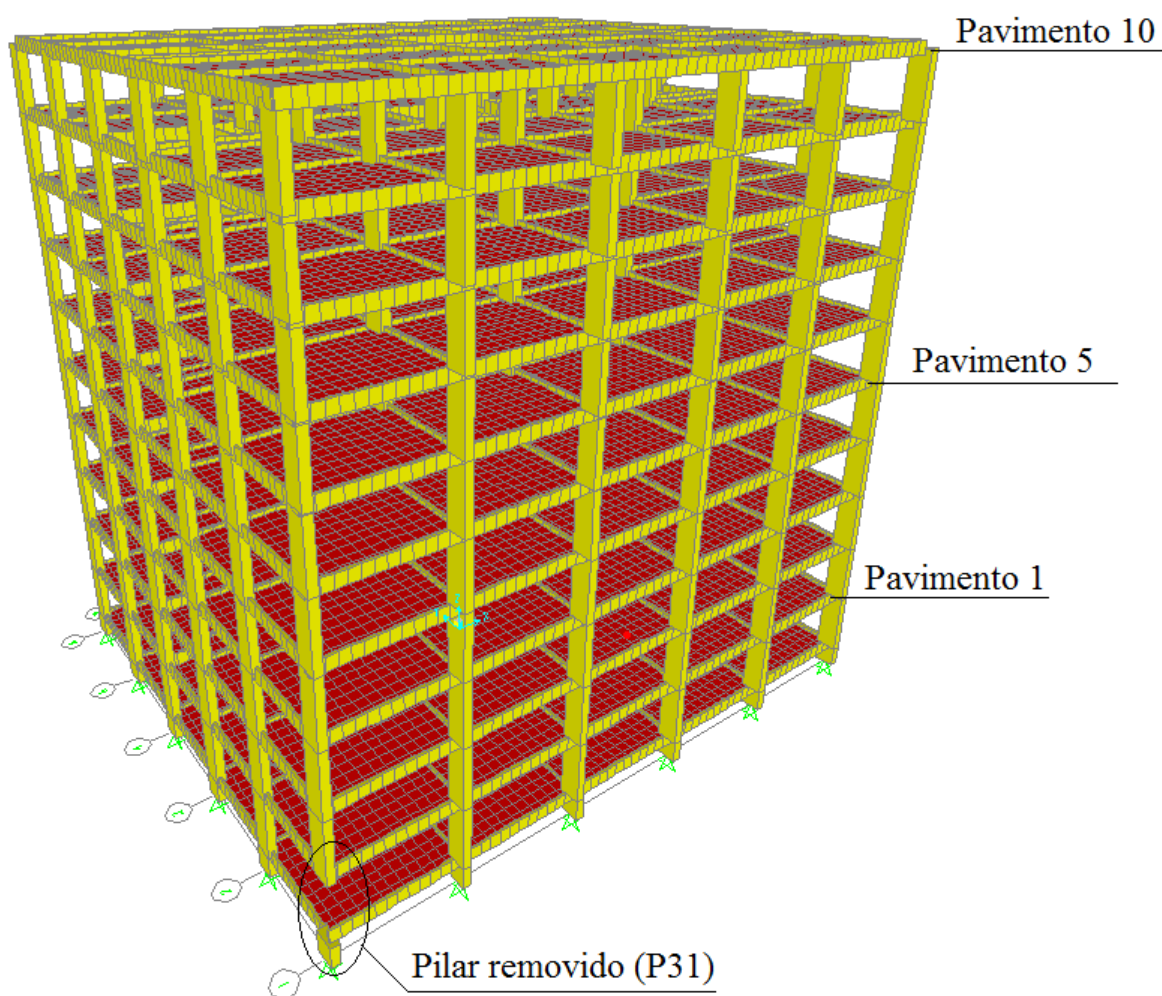


Figura 26 – Modelo estrutural do Caso 3.

Serão analisadas as vigas V8 e V9, para comparação com o Caso 1 e determinação dos valores do RDC para momentos fletores dessas vigas nos pavimentos 1, 5 e 10.

8.1. Cálculo do RDC para a viga V8 (1º, 5º e 10º pavimentos)

Para o cálculo do RDC da viga V8, serão usados os diagramas de momento fletores resultantes da análise da estrutura pelo Caso 3, nos pavimentos 1, 5 e 10.

No gráfico a seguir serão apresentados os diagramas de momentos em cada andar. Também serão apresentados, neste mesmo gráfico, os valores limites de momentos resistentes, considerando $RDC = 2$. Qualquer diagrama que ultrapasse esse valor significa que o elemento tem $RDC > 2$ e, portanto, será considerado como de alto risco de sofrer colapso progressivo.

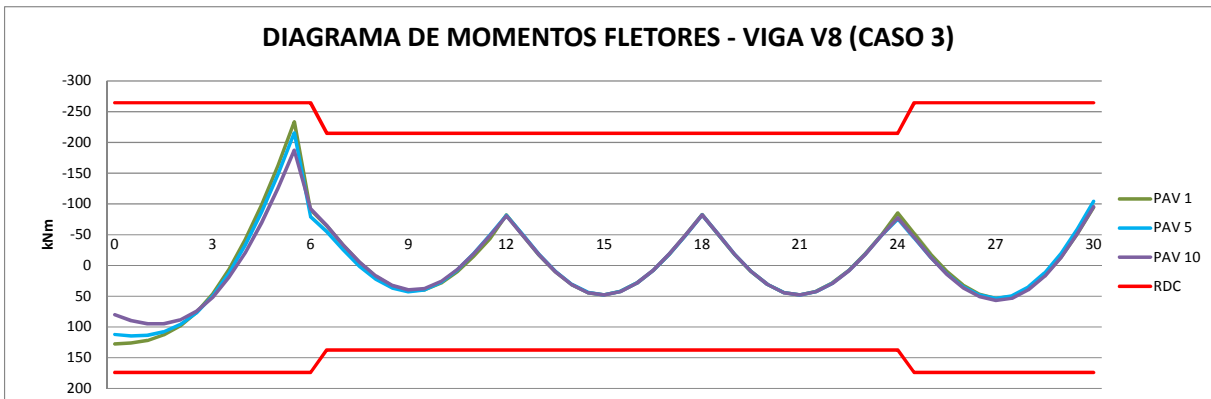


Figura 27 – Diagrama de momentos fletores da viga V8 para o caso 3, com o limite do RDC.

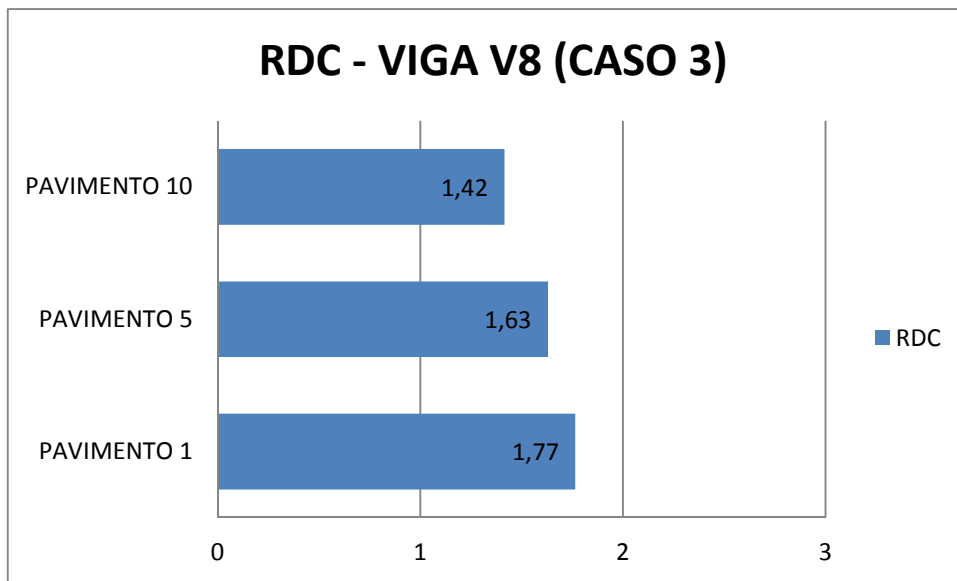


Figura 28 – RDC para a viga V8 no Caso 3.

De acordo com os critérios estabelecidos pelo GSA [1] ($RDC \leq 2$), a viga V8 para o Caso 3 é considerada como tendo baixo risco ao colapso progressivo nos pavimentos estudados.

8.2. Cálculo do RDC para a viga V9 (1º, 5º e 10º pavimentos)

Para o cálculo do RDC da viga V9, serão usados os diagramas de momento fletores resultantes da análise da estrutura pelo Caso 3, nos pavimentos 1, 5 e 10.

No gráfico a seguir serão apresentados os diagramas de momentos em cada andar. Também serão apresentados, neste mesmo gráfico, os valores limites de momentos resistentes, considerando $RDC = 2$. Qualquer diagrama que ultrapassasse esse valor significa que o elemento tem $RDC > 2$ e, portanto, será considerado como de alto risco de sofrer colapso progressivo.

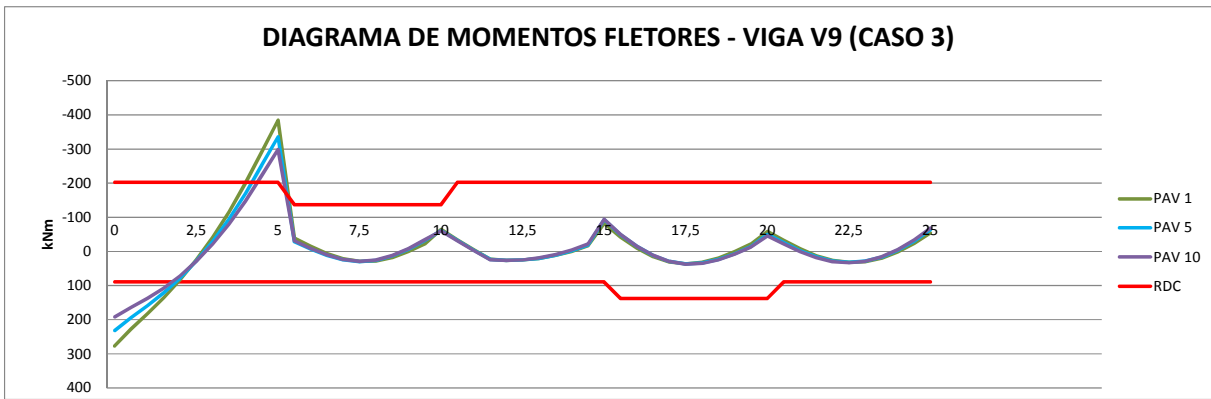


Figura 29 – Diagrama de momentos fletores da viga V9 para o caso 3, com o limite do RDC.

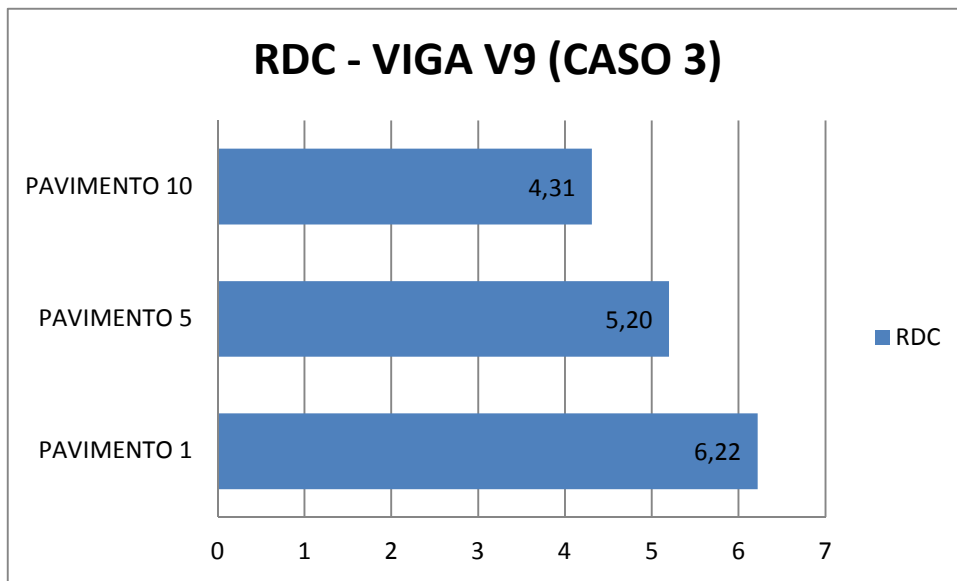


Figura 30 – RDC para a viga V9 no Caso 3.

De acordo com os critérios estabelecidos pelo GSA [1] ($RDC \leq 2$), a viga V9 é considerada como tendo alto risco ao colapso progressivo em todos os pavimentos analisados, pois o valor do RDC está muito além do máximo recomendado. Pelas recomendações do GSA [1], a mesma deveria ser reforçada ou redimensionada. Feito isso, deveriam ser novamente verificados os valores do RDC.

8.3. Redistribuição dos esforços verticais

Nesta seção será estudado o comportamento e a redistribuição de esforços verticais nos pilares, após a retirada do pilar P31.

Serão comparados os valores obtidos no Caso 1 e Caso 3, verificando-se o aumento ou redução das cargas nos pilares.

Uma segunda comparação será realizada para melhor visualização da redistribuição das cargas axiais. Serão comparados os valores obtidos no Caso 3 com os valores obtidos

carregando-se a estrutura do Caso 1 (com todos os pilares) com o carregamento definido em 5.4.3.

8.3.1. Comparação dos resultados do Caso 1 e Caso 3

Na tabela a seguir serão mostrados os valores das cargas axiais em todos os pilares da edificação ao nível do térreo, além da porcentagem de variação entre os dois casos.

PILAR	CASO 1	CASO 3	AUMENTO DE CARGA (%)
P1	1918,035	2464,911	29
P2	3093,393	3838,297	24
P3	3140,284	3924,839	25
P4	3110,062	3895,694	25
P5	3092,595	3880,708	25
P6	1919,937	2445,807	27
P7	2952,633	3769,523	28
P8	4556,24	5521,141	21
P9	4799,45	5875,835	22
P10	4665,724	5685,232	22
P11	4551,922	5518,341	21
P12	2954,954	3694,251	25
P13	2438,227	3233,591	33
P14	3940,43	4836,393	23
P15	3810,977	4674,684	23
P16	3800,2	4666,048	23
P17	3939,775	4829,636	23
P18	2440,102	3175,443	30
P19	2897,531	3811,667	32
P20	4322,957	5258,452	22
P21	3814,76	4668,289	22
P22	3803,987	4660,589	23
P23	4322,06	5282,836	22
P24	2899,808	3730,862	29
P25	2954,336	5205,018	76
P26	4572,22	5607,921	23
P27	4801,093	5865,943	22
P28	4667,367	5691,437	22
P29	4567,887	5537,79	21
P30	2956,62	3718,951	26
P31	1905,72	169,373	-91
P32	3079,316	4824,123	57
P33	3125,686	3999,043	28
P34	3095,466	3967,084	28
P35	3078,522	3924,408	27
P36	1907,625	2492,843	31

Tabela 12

De acordo com a tabela acima, as cargas axiais tiveram um aumento entre 20 a 30%, com exceção dos pilares adjacentes ao pilar removido P31, que tiveram aumentos superiores a 50%. O mesmo resultado foi obtido na análise do Caso 2 feita anteriormente.

8.3.2. Comparação dos resultados do Caso 3 e Caso 1 modificado

Da mesma forma que foi feito para o Caso 2, analisado anteriormente, serão comparados a seguir os valores obtidos no Caso 2 com os valores obtidos da análise da estrutura do Caso 1 exigida com a combinação de carregamentos MCA definida no item 5.4.3.

O resultado dessa comparação é mostrado a seguir.

PILAR	CASO 1 Modificado	CASO 3	AUMENTO DE CARGA (%)
P1	2499,795	2464,911	-1,4
P2	3912,226	3838,297	-1,9
P3	3983,988	3924,839	-1,5
P4	3940,814	3895,694	-1,1
P5	3911,085	3880,708	-0,8
P6	2502,513	2445,807	-2,3
P7	3732,126	3769,523	1,0
P8	5524,799	5521,141	-0,1
P9	5878,444	5875,835	0,0
P10	5687,408	5685,232	0,0
P11	5518,631	5518,341	0,0
P12	3735,441	3694,251	-1,1
P13	3200,383	3233,591	1,0
P14	4831,107	4836,393	0,1
P15	4673,291	4674,684	0,0
P16	4657,895	4666,048	0,2
P17	4830,172	4829,636	0,0
P18	3203,061	3175,443	-0,9

PILAR	CASO 1 Modificado	CASO 3	AUMENTO DE CARGA (%)
P19	3755,81	3811,667	1,5
P20	5283,95	5258,452	-0,5
P21	4678,148	4668,289	-0,2
P22	4662,758	4660,589	0,0
P23	5282,669	5282,836	0,0
P24	3759,063	3730,862	-0,8
P25	3732,866	5205,018	39,4
P26	5541,844	5607,921	1,2
P27	5880,461	5865,943	-0,2
P28	5689,424	5691,437	0,0
P29	5535,655	5537,79	0,0
P30	3736,13	3718,951	-0,5
P31	2484	169,373	-93,2
P32	3894,097	4824,123	23,9
P33	3965,217	3999,043	0,9
P34	3922,045	3967,084	1,1
P35	3892,963	3924,408	0,8
P36	2486,722	2492,843	0,2

Tabela 13

Os resultados obtidos com essa análise reforçam os obtidos na análise do Caso 2.

É possível verificar com clareza que os pilares adjacentes ao pilar P31 (P27 e P32) são, basicamente, responsáveis por absorver as cargas verticais do pilar P31. Observa-se, também, que o restante da estrutura, praticamente, não sofre efeitos com a redistribuição dos esforços.

9. CASO 4: ANÁLISE APÓS RETIRADA DO PILAR P15

Para análise do Caso 4 será utilizado o mesmo modelo tridimensional com elementos finitos modelado no “software” SAP2000 [7] do Caso 1, retirando-se o pilar P15 (pilar interno) e utilizando-se a combinação de esforços definida no item 5.4.3.

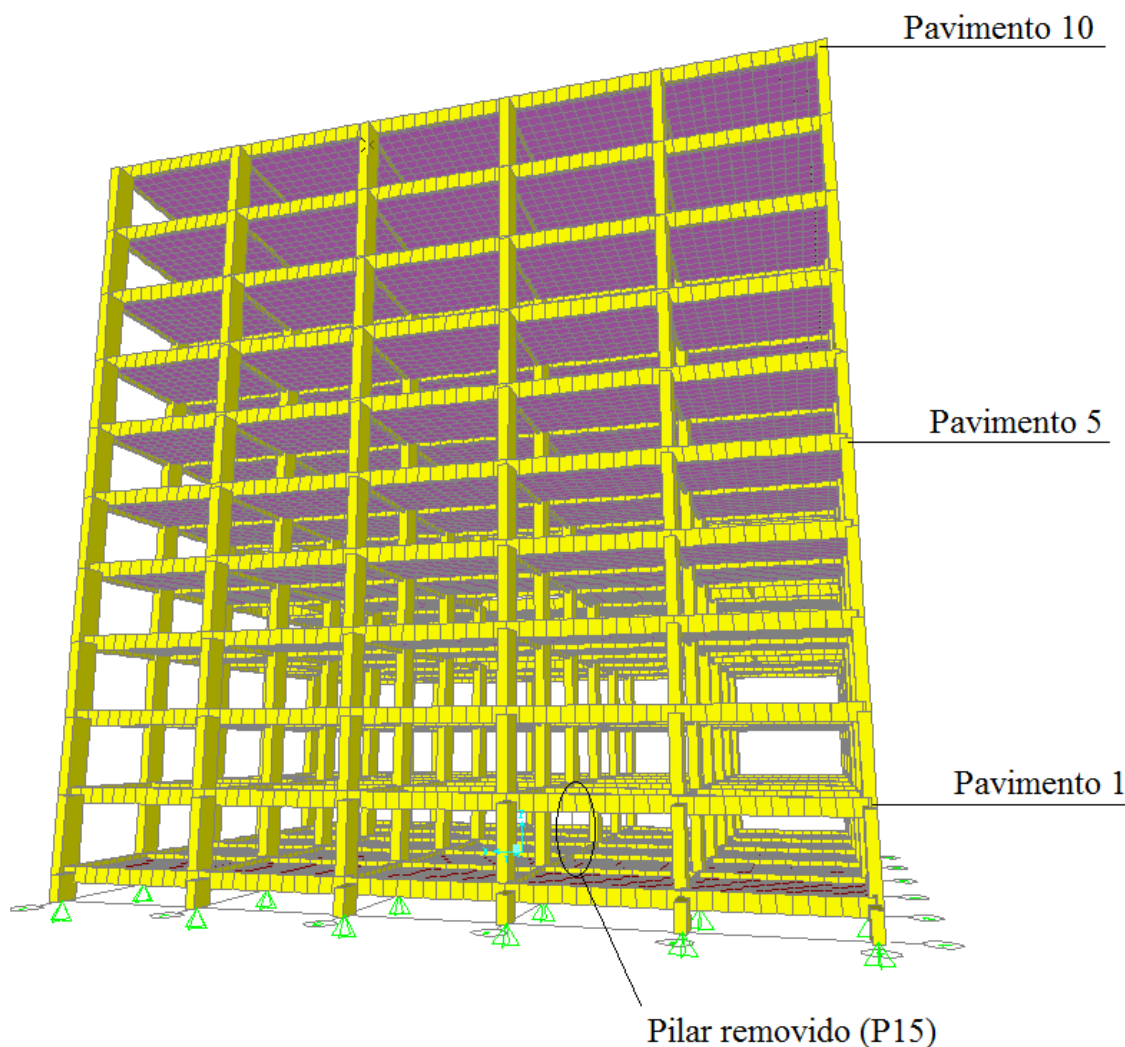


Figura 31 – Modelo estrutural do Caso 4.

Serão analisadas as vigas V3 e V12, para comparação com o Caso 1 e determinação dos valores do RDC para momentos fletores dessas vigas nos pavimentos 1, 5 e 10.

9.1. Cálculo do RDC para a viga V3 (1º, 5º e 10º pavimentos)

Para o cálculo do RDC da viga V3, serão usados os diagramas de momento fletores resultantes da análise da estrutura pelo Caso 4, nos pavimentos 1, 5 e 10.

No gráfico a seguir serão apresentados os diagramas de momentos em cada andar. Também serão apresentados, neste mesmo gráfico, os valores limites de momentos

resistentes, considerando $RDC = 2$. Qualquer diagrama que ultrapasse esse valor significa que o elemento tem $RDC > 2$ e, portanto, será considerado com alto risco de sofrer colapso progressivo.

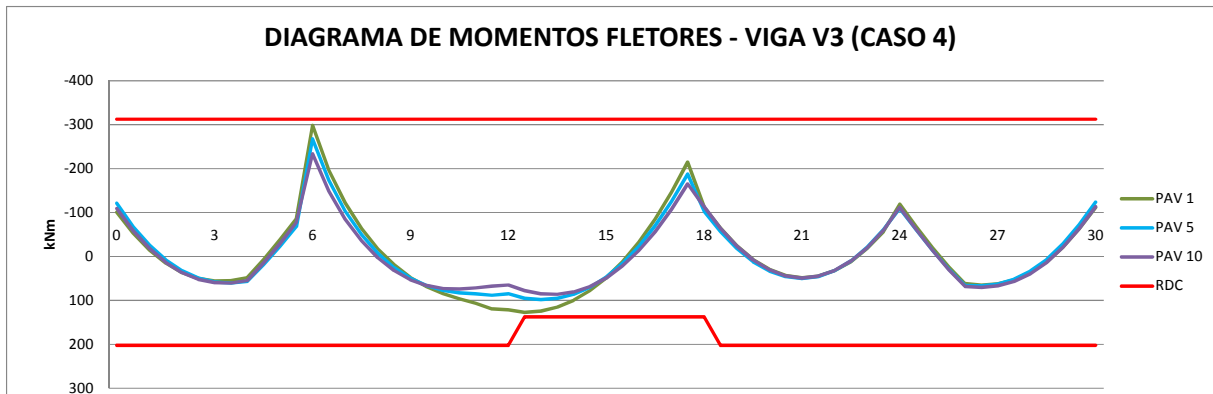


Figura 32 – Diagrama de momentos fletores da viga V3 para o caso 4, com o limite do RDC.

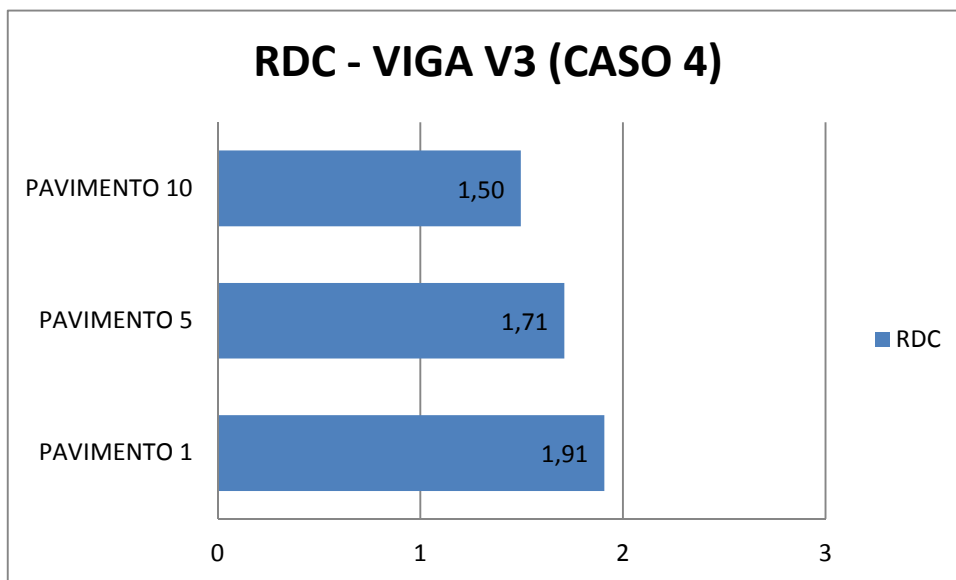


Figura 33 – RDC para a viga V3 no Caso 4.

De acordo com os critérios estabelecidos pelo GSA [1] ($RDC \leq 2$), a viga V3 para o Caso 4 é considerada como tendo baixo risco ao colapso progressivo nos pavimentos estudados.

9.2. Cálculo do RDC para a viga V12 (1º, 5º e 10º pavimentos)

Para o cálculo do RDC da viga V12, serão usados os diagramas de momento fletores resultantes da análise da estrutura pelo Caso 4, nos pavimentos 1, 5 e 10.

No gráfico a seguir serão apresentados os diagramas de momentos em cada andar. Também serão apresentados, neste mesmo gráfico, os valores limites de momentos resistentes, considerando $RDC = 2$. Qualquer diagrama que ultrapasse esse valor significa que

o elemento tem $RDC > 2$ e, portanto, será considerado com alto risco de sofrer colapso progressivo.

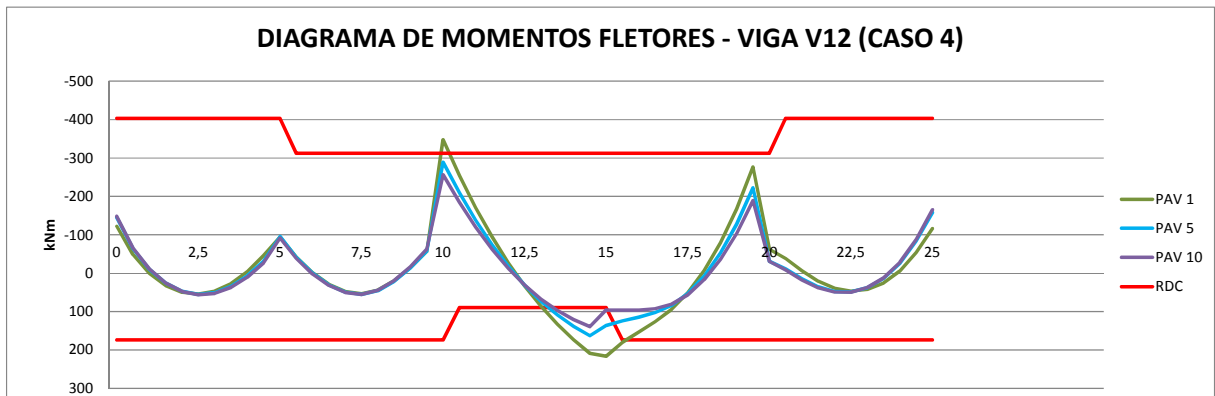


Figura 34 – Diagrama de momentos fletores da viga V12 para o caso 4, com o limite do RDC

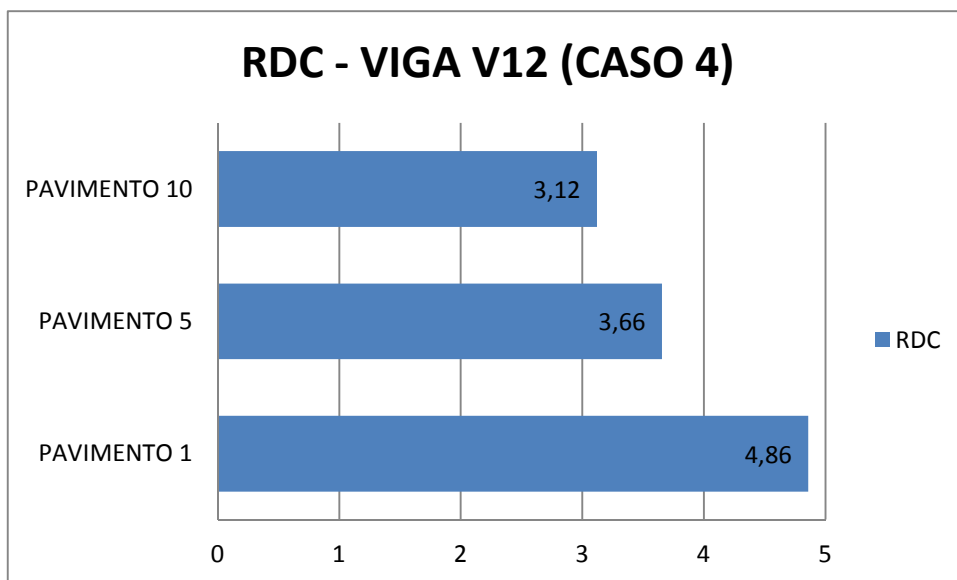


Figura 35 – RDC para a viga V12 no Caso 4.

De acordo com os critérios estabelecidos pelo GSA [1] ($RDC \leq 2$), a viga V12 é considerada como tendo alto risco ao colapso progressivo nos pavimentos estudados. Pelas recomendações do GSA [1], a mesma deveria ser reforçada ou redimensionada. Feito isso, deveria ser novamente verificado os valores do RDC.

9.3. Redistribuição dos esforços verticais

Nesta seção será estudado o comportamento e a redistribuição de esforços verticais nos pilares, após a retirada do pilar P15.

Serão comparados os valores obtidos no Caso 1 e Caso 4, verificando-se o aumento ou redução das cargas nos pilares.

Uma segunda comparação será realizada para melhor visualização da redistribuição das cargas axiais. Serão comparados os valores obtidos no Caso 4 com os valores obtidos carregando-se a estrutura do Caso 1 (com todos os pilares) com o carregamento definido em 5.4.3.

9.3.1. Comparação dos resultados do Caso 1 e Caso 4

Na tabela a seguir serão mostrados os valores das cargas axiais em todos os pilares da edificação ao nível do térreo, além da porcentagem de variação entre os dois casos.

PILAR	CASO 1	CASO 4	AUMENTO DE CARGA (%)
P1	1918,035	2491,947	30
P2	3093,393	3894,396	26
P3	3140,284	3988,255	27
P4	3110,062	3923,506	26
P5	3092,595	3905,531	26
P6	1919,937	2500,863	30
P7	2952,633	3714,333	26
P8	4556,24	5650,385	24
P9	4799,45	7234,845	51
P10	4665,724	5771,722	24
P11	4551,922	5504,823	21
P12	2954,954	3738,596	27
P13	2438,227	3171,345	30
P14	3940,43	5592,262	42
P15	3810,977	355,788	-91
P16	3800,2	5342,469	41
P17	3939,775	4809,625	22
P18	2440,102	3206,002	31
P19	2897,531	3740,613	29
P20	4322,957	5394,197	25
P21	3814,76	5813,392	52
P22	3803,987	4745,499	25
P23	4322,06	5281,251	22
P24	2899,808	3761,933	30
P25	2954,336	3729,35	26
P26	4572,22	5528,719	21
P27	4801,093	5910,555	23
P28	4667,367	5697,774	22
P29	4567,887	5534,803	21
P30	2956,62	3739,649	26
P31	1905,72	2485,402	30
P32	3079,316	3898,644	27
P33	3125,686	3970,47	27
P34	3095,466	3926,203	27
P35	3078,522	3897,839	27
P36	1907,625	2494,013	31

Tabela 14

De acordo com a tabela acima, as cargas axiais tiveram um aumento entre 20 a 30%, com exceção dos pilares adjacentes ao pilar removido P15, que tiveram aumentos superiores a 50%. O mesmo resultado foi obtido nas análises dos Casos 2 e 3 feitas anteriormente.

9.3.2. Comparação dos resultados do Caso 4 e Caso 1 modificado

Da mesma forma que foi feito para o Caso 2, analisado anteriormente, serão comparados a seguir os valores obtidos no Caso 2 com os valores obtidos da análise da estrutura do Caso 1 exigida com a combinação de carregamentos MCA definida no item 5.4.3.

O resultado dessa comparação é mostrado a seguir.

PILAR	CASO 1 Modificado	CASO 4	AUMENTO DE CARGA (%)
P1	2499,795	2491,947	-0,3
P2	3912,226	3894,396	-0,5
P3	3983,988	3988,255	0,1
P4	3940,814	3923,506	-0,4
P5	3911,085	3905,531	-0,1
P6	2502,513	2500,863	-0,1
P7	3732,126	3714,333	-0,5
P8	5524,799	5650,385	2,3
P9	5878,444	7234,845	23,1
P10	5687,408	5771,722	1,5
P11	5518,631	5504,823	-0,3
P12	3735,441	3738,596	0,1
P13	3200,383	3171,345	-0,9
P14	4831,107	5592,262	15,8
P15	4673,291	355,788	-92,4
P16	4657,895	5342,469	14,7
P17	4830,172	4809,625	-0,4
P18	3203,061	3206,002	0,1

PILAR	CASO 1 Modificado	CASO 4	AUMENTO DE CARGA (%)
P19	3755,81	3740,613	-0,4
P20	5283,95	5394,197	2,1
P21	4678,148	5813,392	24,3
P22	4662,758	4745,499	1,8
P23	5282,669	5281,251	0,0
P24	3759,063	3761,933	0,1
P25	3732,866	3729,35	-0,1
P26	5541,844	5528,719	-0,2
P27	5880,461	5910,555	0,5
P28	5689,424	5697,774	0,1
P29	5535,655	5534,803	0,0
P30	3736,13	3739,649	0,1
P31	2484	2485,402	0,1
P32	3894,097	3898,644	0,1
P33	3965,217	3970,47	0,1
P34	3922,045	3926,203	0,1
P35	3892,963	3897,839	0,1
P36	2486,722	2494,013	0,3

Tabela 15

Mais uma vez comprova-se, através dos resultados obtidos, que a redistribuição de esforços em uma estrutura que tenha perdido um elemento de sustentação, tem como característica carregar apenas os elementos adjacentes ao elemento perdido.

10. Análise do comportamento da estrutura durante a redistribuição de esforços

Durante as análises realizadas neste trabalho, pode-se perceber que o comportamento da estrutura é característico, quando da perda de um elemento estrutural.

Sendo assim, será estudado o comportamento da estrutura, no que diz respeito à redistribuição de esforços, após a perda de um elemento estrutural.

Para essa análise será feita a comparação dos diagramas de momento fletores de 12 vigas do 1º pavimento para os 4 casos estudados. Com isso, será possível analisar o comportamento de elementos que não são diretamente afetados pela perda do pilar.

Em seguida serão apresentados os diagramas de momentos fletores comparados para as 12 vigas do 1º pavimento.

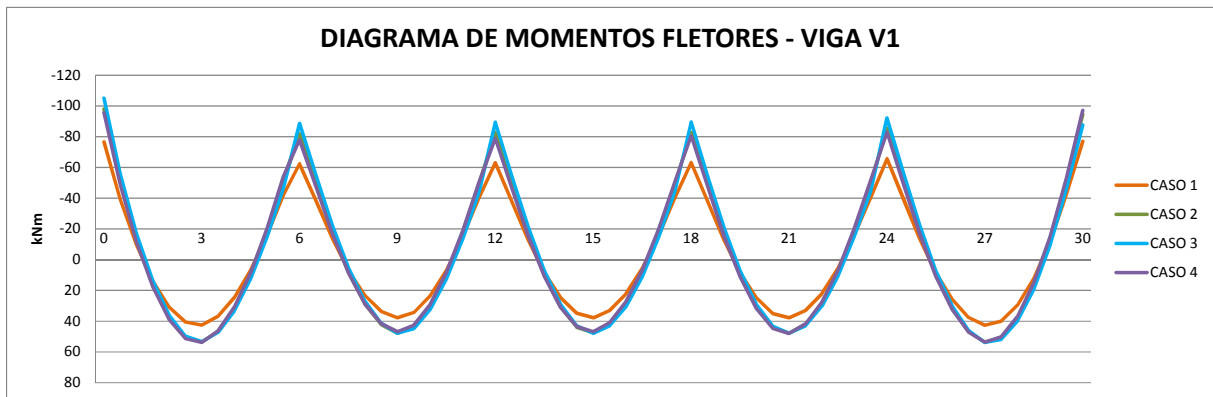


Figura 36 – Diagrama de momentos fletores da viga V1 para todos os casos.

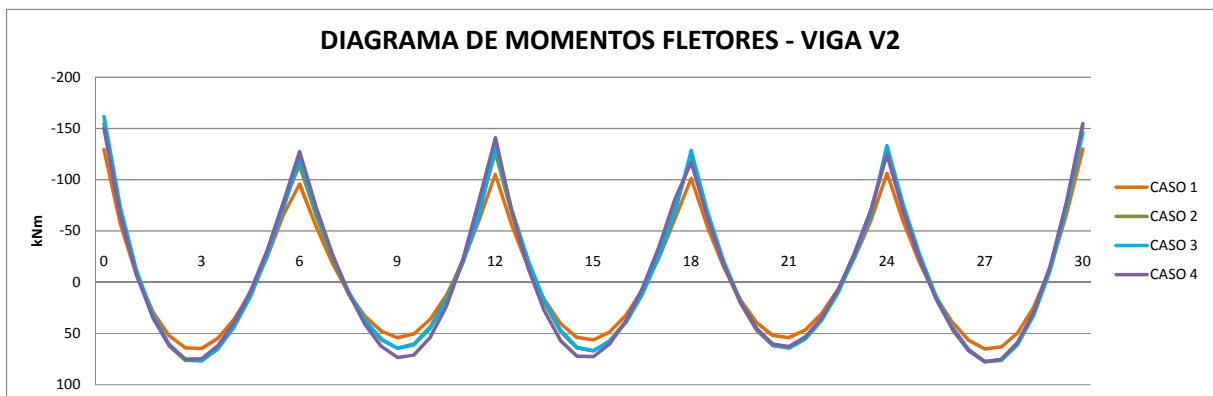


Figura 37 – Diagrama de momentos fletores da viga V2 para todos os casos.

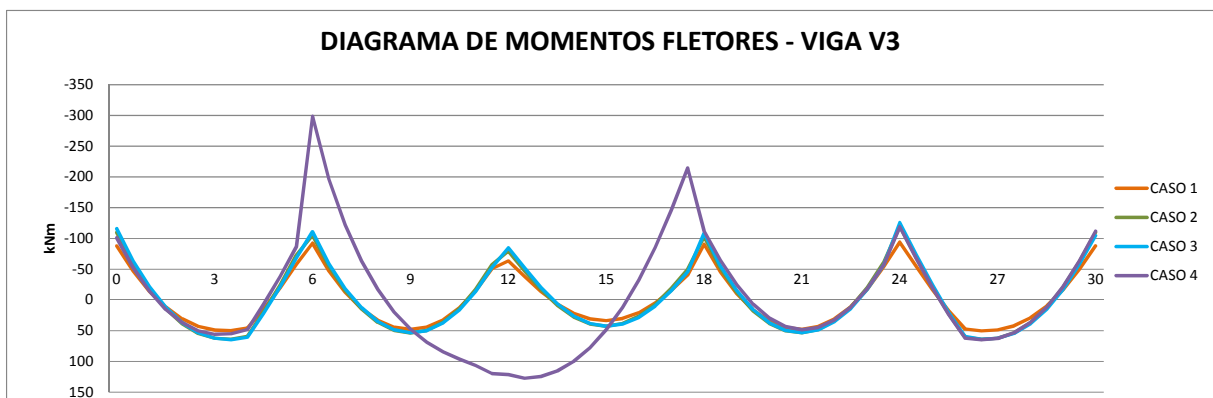


Figura 38 – Diagrama de momentos fletores da viga V3 para todos os casos.

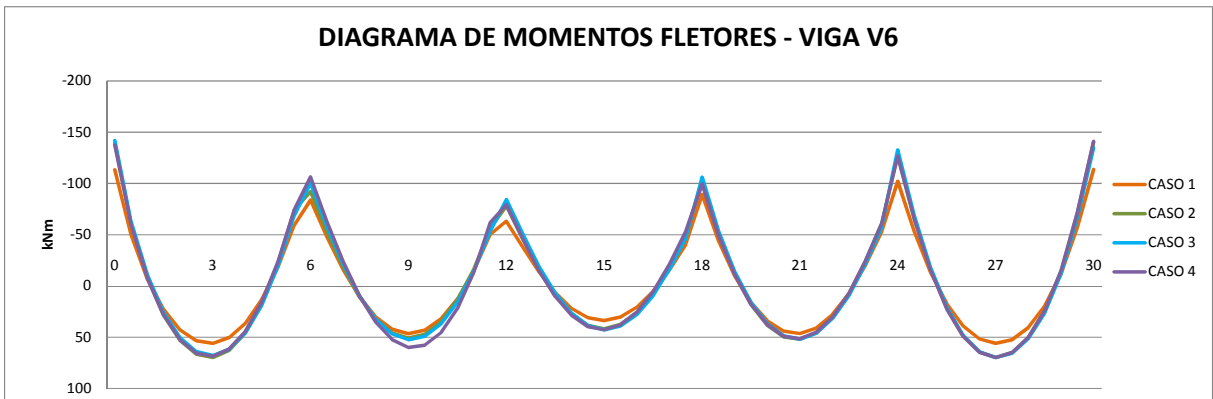


Figura 39 – Diagrama de momentos fletores da viga V6 para todos os casos.

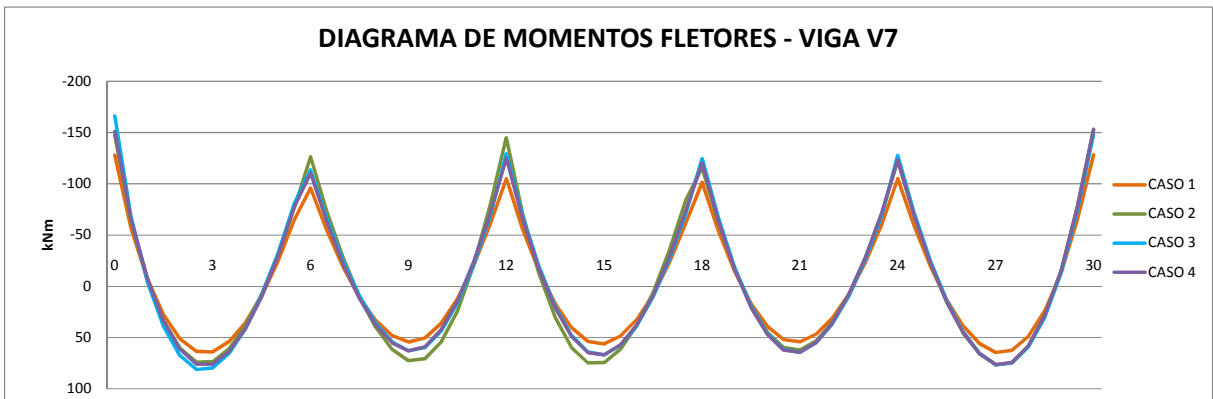


Figura 40 – Diagrama de momentos fletores da viga V7 para todos os casos.

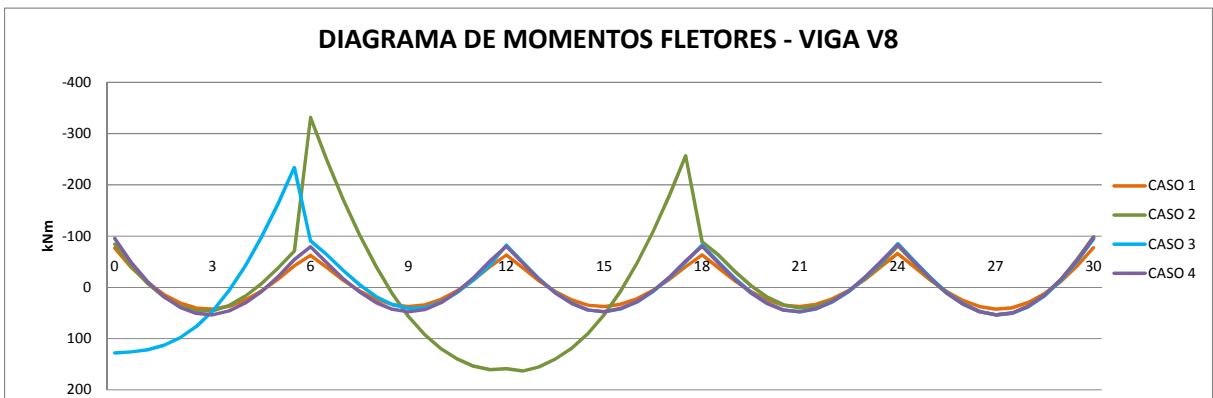


Figura 41 – Diagrama de momentos fletores da viga V8 para todos os casos.

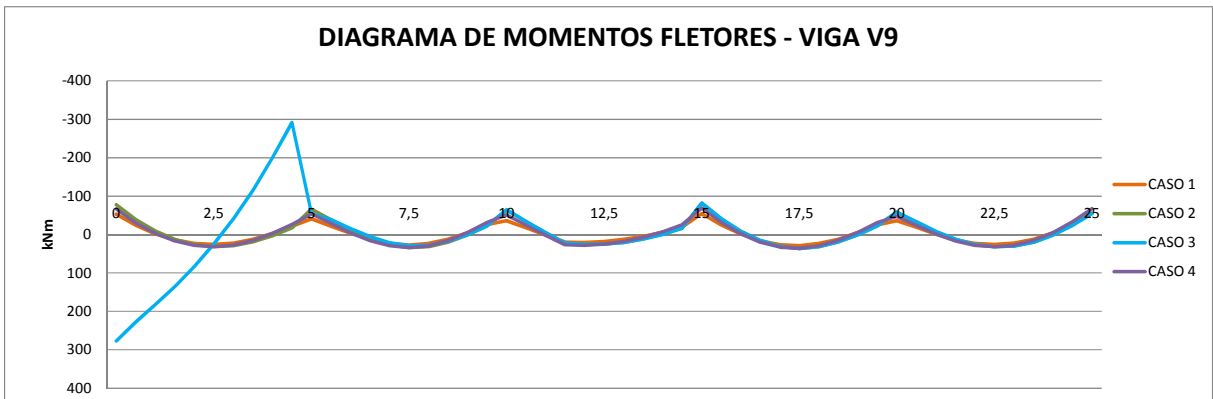


Figura 42 – Diagrama de momentos fletores da viga V9 para todos os casos.

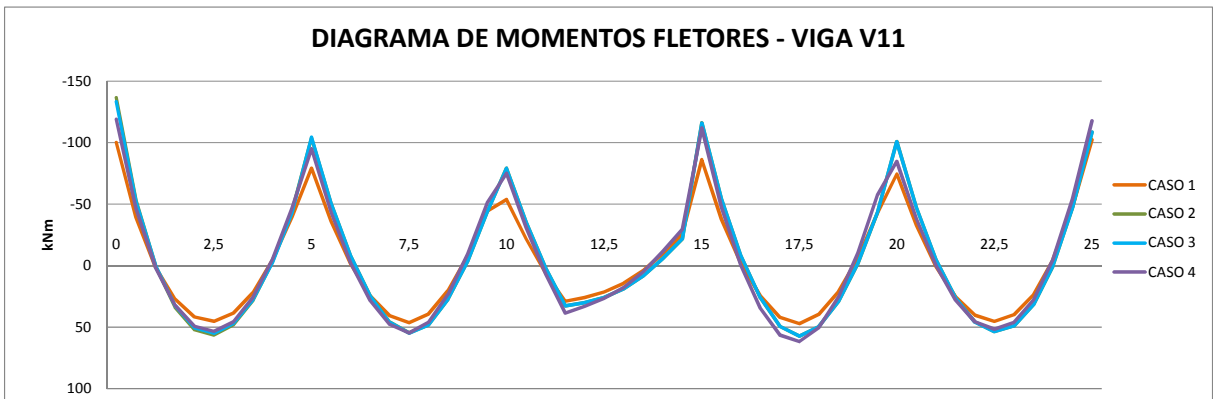


Figura 43 – Diagrama de momentos fletores da viga V11 para todos os casos.

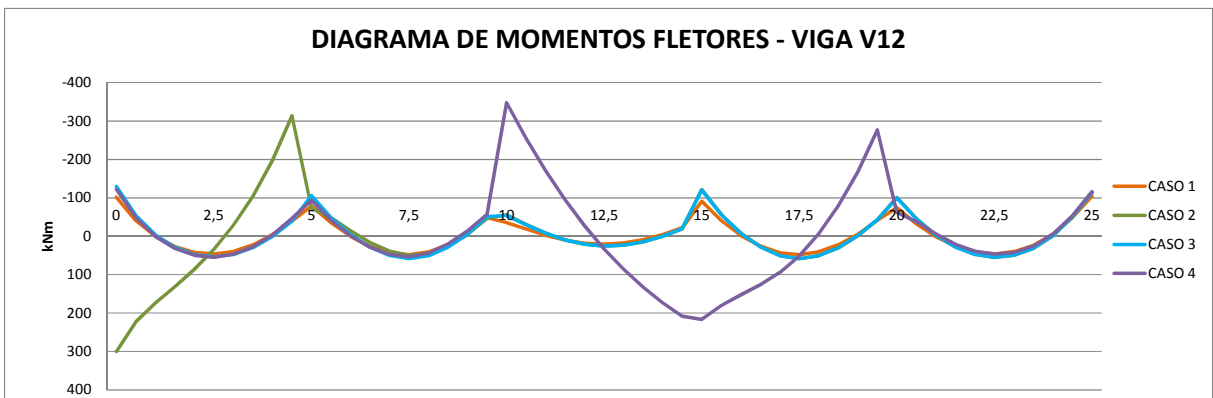


Figura 44 – Diagrama de momentos fletores da viga V12 para todos os casos.

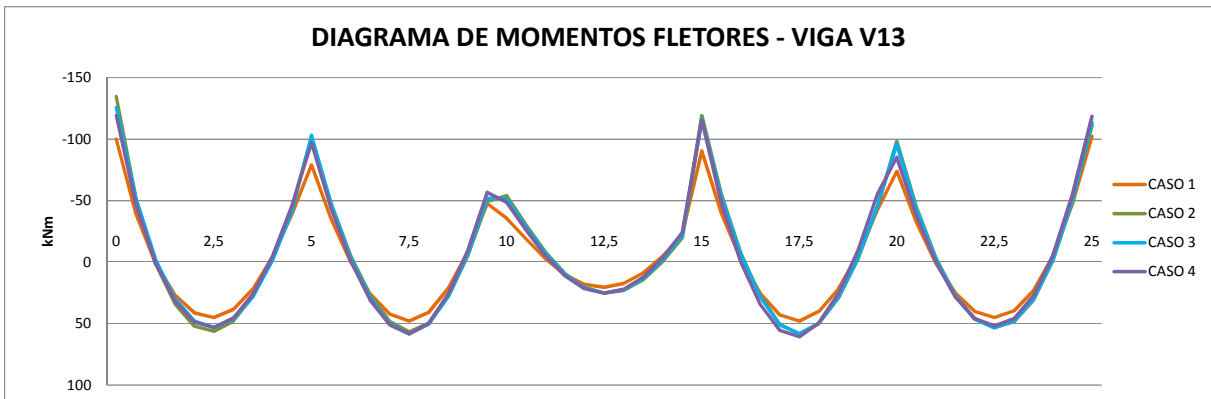


Figura 45 – Diagrama de momentos fletores da viga V13 para todos os casos.

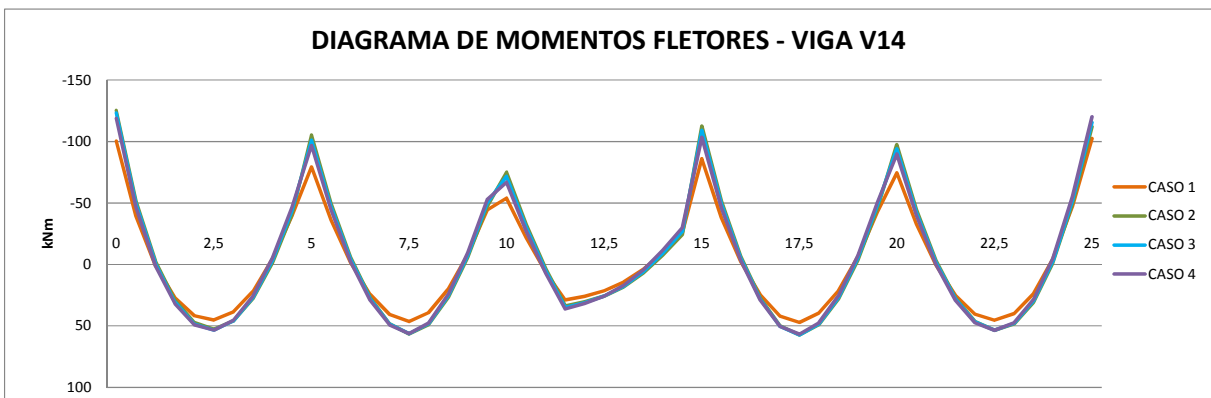


Figura 46 – Diagrama de momentos fletores da viga V14 para todos os casos.

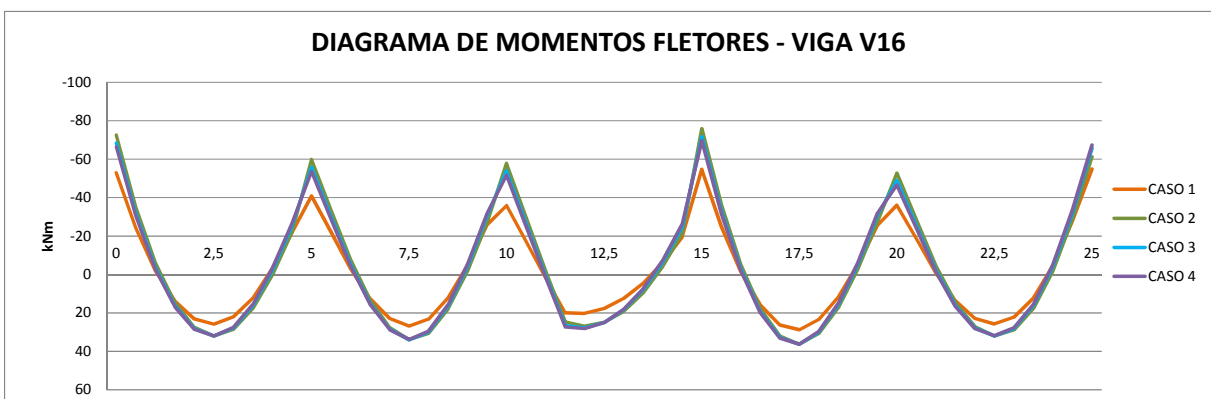


Figura 47 – Diagrama de momentos fletores da viga V16 para todos os casos.

Os diagramas apresentados mostram que a redistribuição de esforços não se propaga de forma significativa para os elementos estruturais não adjacentes à perda do pilar, pois os mesmos não sofrem efeito algum durante a redistribuição de esforços.

Conforme já mencionado anteriormente, fica claro que a redistribuição de esforços se dá principalmente nos pilares adjacentes ao pilar retirado, e que tenham algum elemento estrutural de ligação entre eles.

11. CONCLUSÃO

A estrutura analisada neste projeto é considerada como tendo alto risco de sofrer colapso progressivo, conforme critérios estabelecidos pela General Services Administration (GSA). Mesmo sendo dimensionada com o preceito de continuidade (estendendo-se a armadura calculada por todo o vão da viga), a mesma apresentou indícios de ser incapaz de evitar o colapso progressivo. Segundo os critérios da GSA [1], todas as estruturas dimensionadas hoje no país, estão sujeitas ao colapso progressivo, principalmente pelo fato de não serem dimensionadas para resistir à inversão de esforços, comum durante o colapso progressivo.

A análise da estrutura retirando-se um pilar de borda mostrou-se crítica, pois o RDC ficou acima do estabelecido pelo GSA [1] e a análise após a retirada de um pilar de canto, mostrou-se muito crítica, com valores do RDC maiores que até 3 vezes do recomendado.

Com as análises elaboradas, podemos concluir que a redistribuição de esforços ocorre apenas nos elementos adjacentes ao elemento suprimido, o que reforça a recomendação de redundância e ductilidade das estruturas.

A análise mostrou-se trabalhosa, o que torna a verificação da estrutura quanto à resistência ao colapso progressivo dispendiosa e pouco prática. Entretanto, já existem no mercado “softwares” especializados neste tipo de verificação, tal como o Extreme Loading [14].

Vários estudos, como em [8], quanto ao custo envolvido para tornar uma estrutura resistente ao colapso progressivo apontaram um aumento em cerca de 40 a 80% no valor da estrutura. Entretanto esses estudos referem-se a edificações projetadas para cargas sísmicas e que já consideram a relação demanda-capacidade (≤ 1 , na maioria das normas), realidade bem diferente à brasileira. Além de, geralmente, os estudos trabalharem também com o $RDC \leq 1$, com a finalidade de preservar o restante da estrutura.

Desde a explosão do Ronan Point, ocorrida no Reino Unido em 1968, várias normas regulamentadoras para construção e dimensionamento de edificações foram revisadas para incluir práticas que evitassem o colapso progressivo em estruturas.

Se comparado com as primeiras normas de concreto armado da história (Alemanha e Suíça em 1902), o problema do colapso progressivo pode ser considerado bastante antigo.

Hoje em dia, inúmeras normas ao redor do mundo já incorporam medidas contra o colapso progressivo (principalmente as medidas envolvendo o método indireto), tais como o Eurocode, a ACI 318, National Building Code of Canadá, entre outras. Devido ao acontecido em 1968, a França proibiu o uso de reservatórios de gás em edificações com mais de 50,0m de altura.

Mesmo sendo um problema conhecido no meio técnico a mais de 50 anos, as normas brasileiras não abordam de forma consistente o colapso progressivo, tendo como poucas menções: estado limite último de colapso progressivo (item 10.3); combinações últimas excepcionais (item 11.8.2.3); e de forma efetiva no cálculo de lajes sujeitas a punção (item 19.5.4).

12. BIBLIOGRAFIA

- [1] GSA, Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects, 2003.
- [2] Departamento of Defense - UFC 4-023-03, Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, 2010.
- [3] ASCE Standard ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2005.
- [4] Ana Arai, Análise da Influência do Recalque das Fundações Superficiais na Estrutura de um Edifício, 2009.
- [5] ABNT, NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, 2007.
- [6] ABNT, NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento, 1980.
- [7] SAP 2000, Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Advanced 11.0.0, Computers and Structures, Inc., 1995.
- [8] National Institute of Standards and Technology, Best Practice for Reducing the Potencial for Progressive Collapse in Buildings, 2007.
- [9] Buletinul Institutului Politehnic Din Iasi, Vulnerability to Progressive Collapse of Seismically Designed RC Framed Structures: Corner Column Case by Adrian-Mircea and Hortensiu-Liviu Cucu, 2010.
- [10] Applied Science International, UFC Progressive Collapse: Material Cost Savings, 2012.
- [11] Antonio Carlos Reis Laranjeiras, Colapso Progressivo dos Edifícios – Breve Introdução, 2010.
- [12] Steven M. Baldridge and Francis K. Humay, Preventing Progressive Collapse in Concrete Buildings, 2003.
- [13] National Bureau of Standards, The Avoidance of Progressive Collapse: Regulatory Approaches to the Problem, 1975.
- [14] Extreme Loading for Structures, <http://www.extremeloading.com>.