

**UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS (UNISINOS)  
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**LUIZ FELIPE VIEIRA DE SANTO**

**ANÁLISE GLOBAL E LOCAL DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM  
CONCRETO ARMADO: a influência de elementos de enrijecimento em pilares-  
parede**

**Porto Alegre  
2023**

LUIZ FELIPE VIEIRA DE SANTO

**ANÁLISE GLOBAL E LOCAL DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM  
CONCRETO ARMADO: a influência de elementos de enrijecimento em pilares-  
parede**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS).

Orientador: Prof. Dr. Fabrício Longhi Bolina

Porto Alegre

2023

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, pela vida e por todo o auxílio e iluminação em todos os obstáculos encontrados ao longo do curso.

Aos meus pais, por todo amor e apoio ao longo de toda minha trajetória, gratidão por todos os ensinamentos e por toda dedicação que sempre tiveram. Amo vocês.

Ao meu orientador, professor Fabrício Longhi Bolina, toda minha honra e admiração por seu apoio, conselhos e dedicação ao longo deste trabalho de conclusão de curso, além de sua amizade. Muita admiração pela sua pessoa e pelo grande mestre que és.

Ao professor Alio Kimura, ao qual, através do seu curso Master em Pilares, tive como motivação para escolher o tema de pesquisa. Foi com ele que consegui a licença do *software* TQS para elaboração do estudo. Através dele, agradeço a toda a equipe da TQS, como também a Cirlene, a qual fez a liberação da licença.

A todo o time da empresa Procalc estruturas, principalmente na figura do engenheiro Edemir Simonato e do engenheiro Tomás Cardoso, os quais me deram muito conselhos ao longo do trabalho.

“Aprendeí a ouvir no silêncio a voz de Deus, que fala no mais fundo de cada um de nós”. (PAULO II, Papa).

## RESUMO

Neste trabalho realizou-se projeto de um edifício alto dimensionado no TQS, buscando-se avaliar a influência dos elementos de enrijecimento nas extremidades dos pilares-parede. Foram feitos três casos, onde foi modelado um caso de referência (CR) com somente pilares-parede retangulares; nos outros casos, foi feita a inserção de um núcleo rígido. No caso 1 (C1) o núcleo se localizou na parte lateral da estrutura; no caso 2 (C2), o núcleo se localizou no centro. Esses casos tiveram como premissas limitantes o coeficiente Gama Z ( $\gamma_z$ ) e os deslocamentos de topo e entre pisos. Foram feitos seis modelos, que se caracterizaram pelo acréscimo de elementos de enrijecimento no núcleo rígido, em que a espessura desse elemento foi fixada em 20cm e os comprimentos foram variados nas dimensões de 20,40 e 60cm. O edifício foi fixado com pé direito em 3m; lajes com 13cm; vigas com 20x80cm; e pilares-parede variáveis. Foi feita a análise global através do momento de segunda ordem e consumo de material entre CR, C1 e C2. Após, verificou-se o impacto nos parâmetros globais com os modelos, no coeficiente Gama Z, deslocamento total e entre pisos e momento de segunda ordem. Localmente, foram analisados o coeficiente  $N_i$  ( $\nu$ ), esbeltez da lâmina, deslocamentos, momento com segunda ordem, rigidez da faixa da borda e se existiu dispensa dos efeitos localizados. O consumo de materiais foi averiguado globalmente e localmente. Como resultado, globalmente, verificou-se que a localização do núcleo rígido importa, pois, sendo localizado no centro, obteve 13,5% menos de momento de segunda ordem do que o caso com núcleo na lateral. Os modelos não alteraram o Gama Z, pois o deslocamento de topo teve uma redução menor de 2% e o momento de segunda ordem nos modelos com valores inferiores a 1,5%, o aumento do volume de concreto variou de 0,6 a 1,90% e o consumo do aço reduziu em torno de 5%. Localmente, os modelos de C1 reduziram a esbeltez da lâmina em 57% de C1 e os modelos de C2 diminuíram 22% de C2, devido a mudar a configuração da vinculação e diminuir o comprimento equivalente. A variação nos comprimentos dos elementos de enrijecimento (que possui limitações), mostrou que quando acontece a dispensa dos efeitos localizados é o momento que existiu a maior eficácia na redução do consumo de aço, sendo 45% no modelo que isso aconteceu, os modelos aumentaram a rigidez da faixa da borda em mais de 300%, devido a faixa se transformar numa seção em L e isso aumentar a inércia dela, isso impactou na redução dos modelos quanto aos deslocamentos da faixa, onde foi reduzido de 54 a

71% de C1 e 46 a 53% de C2 e o momento de segunda ordem da faixa, diminuindo de 78 a 96% de C1 e 78% de C2.

**Palavras-chave:** pilar-parede; NBR 6118; concreto armado; segunda ordem; enrijecimento.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Enrijecimento das extremidades livres .....	16
Figura 2 – Gráfico de análise linear e não linear .....	19
Figura 3 – Diagrama momento - curvatura.....	19
Figura 4 – Pilares de contraventamento e contraventados .....	21
Figura 5 – Mapa das isopletas .....	22
Figura 6 – Combinação nas estruturas .....	23
Figura 7 – Mapa da aceleração sísmica horizontal no Brasil .....	24
Figura 8 – Deformações em pilares-parede no Chile, ocasionado por sismo .....	24
Figura 9 – Imperfeição geométrica global .....	25
Figura 10 – Momento Mínimo.....	26
Figura 11 – Envoltória de segunda ordem .....	26
Figura 12 – NLG não aproximada .....	29
Figura 13 – Diagrama N,M,1/r .....	29
Figura 14 – Lâminas nos pilares-parede .....	30
Figura 15 – Forma de deformação do pilar-parede .....	31
Figura 16 – Pilares-parede do eTower .....	32
Figura 17 – Cargas laterais no edifício .....	33
Figura 18 – Relação das ações para o edifício .....	35
Figura 19 – Solicitações no pilar parede .....	36
Figura 20 – Solicitações no pilar parede .....	36
Figura 21 – Segunda ordem localizada em pilares parede .....	38
Figura 22 – Pilar parede separado em faixas.....	39
Figura 23 – Pilar parede separado em faixas.....	39
Figura 24 – Modelo com malha .....	40
Figura 25 – Cálculo do comprimento equivalente através de vinculações .....	41
Figura 26 – Consideração dos vínculos através das lâminas de pilar-parede .....	41
Figura 27 – Consideração dos vínculos através das lâminas de pilar parede.....	42
Figura 28 – Analogia do pilar parede com perfil metálico.....	43
Figura 29 – Flambagem por torção em pilares metálicos.....	43
Figura 30 – Enrijecimento das extremidades livres .....	44
Figura 31 – Formas de enrijecimento das extremidades livres .....	45
Figura 32 – Seção transversal de pilares parede com elementos de enrijecimento..	46

Figura 33 – Definição dos modelos .....	48
Figura 34 – Concepção do edifício.....	49
Figura 35 – Planta de forma Caso CR .....	52
Figura 36 – Planta de forma Caso C1 .....	53
Figura 37 – Planta de forma Caso C2.....	54
Figura 38 – Modelos com elementos de enrijecimento derivados do caso 1 .....	55
Figura 39 – Modelos com elementos de enrijecimentos derivados do caso 2 .....	56
Figura 40 – Combinações para modelo global.....	59
Figura 41 – Fluxograma das etapas de análise.....	62
Figura 42 – Parâmetros de cálculo global do edifício.....	62
Figura 43 – Fluxograma das etapas de análise.....	63
Figura 44 – Separação das faixas no pilar-parede.....	64
Figura 45 – Planta arquitetônica.....	85
Figura 46 – Detalhamento caso 1 .....	86
Figura 47 – Detalhamento modelo C1E20 .....	87
Figura 48 – Detalhamento modelo C1E40 .....	88
Figura 49 – Detalhamento modelo C1E60 .....	89
Figura 50 – Detalhamento caso 2 .....	90
Figura 51 – Detalhamento modelo C2E20 .....	91
Figura 52 – Detalhamento modelo C2E40 .....	92
Figura 53 – Detalhamento modelo C2E60 .....	93
Figura 54 – Deslocamentos no caso 1 e modelos derivados .....	94
Figura 55 – Momento segunda ordem local no caso 1 e modelos derivados.....	94
Figura 56 – Deslocamentos no caso 2 e modelos derivados .....	95
Figura 57 – Momento segunda ordem local casos 2.....	95
Figura 58 – Rigidez Caso 1 .....	96
Figura 59 – Rigidez modelo C1E20.....	96
Figura 60 – Rigidez modelo C1E40.....	97
Figura 61 – Rigidez modelo C1E60.....	97
Figura 62 – Rigidez Caso 2.....	98
Figura 63 – Rigidez modelo C2E20.....	98
Figura 64 – Rigidez modelo C2E40.....	99
Figura 65 – Rigidez modelo C2E60.....	99
Figura 66 – Transformação da faixa retangular numa faixa de seção em L.....	100



## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Momento segunda ordem global .....	65
Gráfico 2 – Coeficiente $\gamma_z$ .....	66
Gráfico 3 – Deslocamento do topo .....	66
Gráfico 4 – Deslocamento entre pisos .....	67
Gráfico 5 – Volume de concreto .....	67
Gráfico 6 – Consumo de aço.....	68
Gráfico 7 – Rigidez.....	69
Gráfico 8 – Força Normal adimensional.....	70
Gráfico 9 – Esbeltez da lâmina.....	71
Gráfico 10 – Deslocamentos locais .....	72
Gráfico 11 – Momento com segunda ordem local .....	73
Gráfico 12 – Volume de concreto .....	73
Gráfico 13 – Consumo de aço.....	74

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de rigidez para análise global.....	20
Tabela 2 – Consideração da NLF para instabilidade global .....	27
Tabela 3 – Nomenclatura dos casos .....	48
Tabela 4 – Premissas limitantes entre casos .....	50
Tabela 5 – Seção dos pilares .....	50
Tabela 6 – Comprimento dos elementos de enrijecimento .....	55
Tabela 7 – Cargas nas lajes.....	56
Tabela 8 – Cargas de alvenaria .....	56
Tabela 9 – Carga vertical média.....	57
Tabela 10 – Coeficiente de arrasto do vento e pressão .....	58
Tabela 11 – Resumo das combinações .....	60
Tabela 12 – Resistência a compressão por elemento.....	60
Tabela 13 – Módulo de elasticidade do concreto .....	61
Tabela 14 – Resistências e dados relativos as armaduras passivas .....	61
Tabela 15 – Cobrimentos utilizados nos elementos estruturais .....	61
Tabela 16 – Dispensa dos efeitos localizados.....	71

## LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	Instituto Americano do Concreto
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
ENECE	Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
NLF	Não Linearidade Física
NLG	Não Linearidade Geométrica
TQS	Tecnologia e Qualidade em Sistemas
(EI)	Rigidez
$\gamma_z$	Coefficiente gama Z
$v$	Força normal adimensional
$\gamma_f$	Coefficiente de ponderação das ações
$1/r$	Curvatura na seção crítica
$\lambda$	Esbeltez
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto a compressão
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
$G_c$	Módulo de elasticidade transversal do concreto
$f_{yk}$	Valor característico da resistência do aço ao escoamento
$E_s$	Módulo de elasticidade longitudinal do aço
$\alpha_e$	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia no módulo de elasticidade

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
1.1 OBJETIVOS .....	14
<b>1.1.1 Objetivo geral</b> .....	<b>14</b>
<b>1.1.2 Objetivos específicos</b> .....	<b>14</b>
1.2 JUSTIFICATIVA .....	15
<b>2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	<b>18</b>
2.1 EDIFÍCIOS ALTOS.....	18
<b>2.1.1 Comportamento não-linear</b> .....	<b>18</b>
2.2 PILARES CONTRAVENTADOS E DE CONTRAVENTAMENTO .....	20
2.3 AÇÕES NAS ESTRUTURAS .....	21
<b>2.3.1 Vento</b> .....	<b>21</b>
<b>2.3.2 Sismo</b> .....	<b>23</b>
2.4 IMPERFEIÇÃO GEOMÉTRICA.....	25
<b>2.4.1 Imperfeição global</b> .....	<b>25</b>
<b>2.4.2 Imperfeição local</b> .....	<b>25</b>
2.5 INSTABILIDADE DE SEGUNDA ORDEM.....	27
<b>2.5.1 Segunda ordem global através do coeficiente <math>\gamma_z</math></b> .....	<b>27</b>
<b>2.5.2 Segunda ordem local através do método geral</b> .....	<b>28</b>
2.6 PILARES PAREDE .....	30
<b>2.6.1 Ações e estabilidade dos edifícios</b> .....	<b>35</b>
2.7 EFEITOS LOCALIZADOS DE SEGUNDA ORDEM EM PILARES-PAREDE.....	37
<b>2.7.1 Processos de cálculo</b> .....	<b>38</b>
2.7.1.1 Método aproximado.....	38
2.7.1.2 Modelo com malha .....	40
<b>2.7.2 Dispensa de efeitos de segunda ordem localizada</b> .....	<b>40</b>
<b>2.7.3 Analogia das extremidades de pilares parede com a flambagem local de pilares metálicos</b> .....	<b>42</b>
2.8 ELEMENTOS DE ENRIJECIMENTO DAS EXTREMIDADES LIVRES .....	44
<b>3 METODOLOGIA</b> .....	<b>48</b>
3.1 CASOS CR, C1 E C2 .....	49
3.2 MODELOS COM ELEMENTOS DE ENRIJECIMENTO .....	55
3.3 AÇÕES E COMBINAÇÕES.....	56

3.4 MATERIAIS .....	60
3.5 VARIÁVEIS DE CONTROLE.....	61
3.6 ANÁLISE NUMÉRICA .....	62
<b>4 ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>65</b>
4.1 ANÁLISE GLOBAL.....	65
4.2 ANÁLISE LOCAL .....	69
<b>5 CONCLUSÃO .....</b>	<b>76</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>79</b>
<b>APÊNDICE A – ARQUITETURA.....</b>	<b>85</b>
<b>APÊNDICE B – DETALHAMENTO.....</b>	<b>86</b>
B.1. DETALHAMENTOS CASO 1 E MODELOS DERIVADOS.....	86
B.2. DETALHAMENTOS CASO 2 E MODELOS DERIVADOS.....	90
<b>APÊNDICE C- DIAGRAMAS DE DESLOCAMENTOS E MOMENTO LOCAL .....</b>	<b>94</b>
C.1. DIAGRAMAS CASO 1 E MODELOS DERIVADOS .....	94
C.2. DIAGRAMAS CASO 2 E MODELOS DERIVADOS .....	95
<b>APÊNDICE D - RIGIDEZ DA FAIXA DA EXTREMIDADE .....</b>	<b>96</b>
D.1. RIGIDEZ CASO 1 E MODELOS DERIVADOS.....	96
D.2. RIGIDEZ CASO 2 E MODELOS DERIVADOS .....	98
<b>APÊNDICE E - AUMENTO RIGIDEZ DA FAIXA DA EXTREMIDADE: FAIXA RETANGULAR TRANSFORMA-SE NUMA FAIXA DE SEÇÃO EM L .....</b>	<b>100</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Analisando os edifícios de múltiplos pavimentos, um tópico que tem sido muito estudado nos últimos anos é a questão da estabilidade do edifício, tendo em vista as instabilidades globais, locais e localizadas de segunda ordem, que podem ser geradas. Diante disso, as ações horizontais em edifícios altos, exigirão alternativas complexas, como a utilização de núcleos rígidos. (CORELHANO, 2010).

Os efeitos locais têm uma relação com o lance de um pilar isolado, onde o momento mais crítico se localiza num ponto intermediário de um pilar, enquanto os efeitos localizados se referem a região da extremidade livre de um pilar-parede, onde uma das dimensões possui baixa rigidez e com isso uma maior concentração de tensões. (KIMURA, 2021).

De acordo com Campos (2016), as estruturas de contraventamento têm como objetivo apresentar alguns elementos estruturais que manifestem maior rigidez, esses podem ser pórticos com elementos de grandes dimensões, ou também apresentar elementos chamados de pilares-parede, que são denominados paredes de cisalhamento, onde a principal função é resistir as cargas laterais que o edifício solicita. Tais cargas laterais são providas de diferentes fatores, como o vento no Brasil, ou o sismo em outros países do mundo, tal qual nos Estados Unidos e Chile. (CAMPOS, 2016).

Nesse sentido, quando houver um acréscimo do esforço de compressão, provocado pelo momento fletor em torno do eixo de maior inércia, existe um efeito localizado de segunda ordem nas extremidades desse elemento, tendo em vista que o comportamento do pilar-parede propicia uma seção não plana, se torna necessário que as armaduras nessa região sejam reforçadas, para suportar as deformações. (KIMURA, 2021).

Existem processos de cálculo, ambos considerando o comportamento não-linear no dimensionamento, como o método aproximado, onde é dividido o pilar-parede em faixas, através disso, analisa-se cada faixa como um pilar único, podendo ser calculado manualmente. É possível também realizar esta análise através do modelo de malha, que discretiza o pilar-parede em malha, sendo calculado através de métodos numéricos por meio de softwares. (SILVA, 2022).

Uma alternativa para se desconsiderar os efeitos localizados de segunda ordem, é a utilização de elementos de enrijecimento nas extremidades, fazendo com

que se altere a configuração das vinculações, diminuindo a esbeltez da lâmina. Verifica-se que o elemento estrutural, tendo efeitos localizados de segunda ordem, terá deformações tanto de flexão nas extremidades, como deslocamentos laterais. Os elementos de enrijecimento nas extremidades livres amenizam consideravelmente esse efeito. (KIMURA E FRANÇA, 2006).

Do exposto, esta monografia visou realizar a modelagem de um edifício de múltiplos pavimentos de concreto armado no *software* TQS, a partir de um caso de referência, com somente pilares-parede de seção transversal retangular, através desse foram elaborados outros dois casos com a presença de núcleo rígido, se localizando em partes diferentes da estrutura, tendo como premissas limitantes entre ambos os casos: o coeficiente  $\gamma_z$ , mesma seção de vigas e espessuras de lajes e o deslocamento do topo e entre pavimentos. Dado isto, foram desenvolvidos modelos com acréscimo de elementos de enrijecimento na extremidade dos núcleos rígidos, com variação no comprimento. Através disso, foi desenvolvida uma análise global e local, verificando a eficácia dos elementos de enrijecimento nos parâmetros estabelecidos.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo geral

A contribuição desta investigação tem como principal objetivo, verificar a eficácia da utilização de elementos de enrijecimento nas extremidades de pilares-parede referente aos resultados globais, locais e localizados provenientes do dimensionamento estrutural, bem como o consumo dos materiais (aço e concreto).

### 1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- a) comparar a estrutura somente com pilares-parede com seção transversal retangular com as estruturas com núcleo rígido e verificar momento de segunda ordem global e consumo de materiais (aço e concreto).

- b) analisar o impacto dos elementos de enrijecimento nos coeficientes globais, como o coeficiente  $\gamma_z$ , deslocamento total e entre pavimentos e momento com segunda ordem;
- c) averiguar a influência dos elementos de enrijecimento nos parâmetros locais, como os deslocamentos, momentos com segunda ordem, rigidez da faixa da extremidade em torno da direção menos rígida, coeficiente  $\nu$ , esbeltez das lâminas, bem como se houve dispensa dos efeitos localizados;
- d) avaliar o volume de concreto e consumo de aço, através de uma análise local e global.

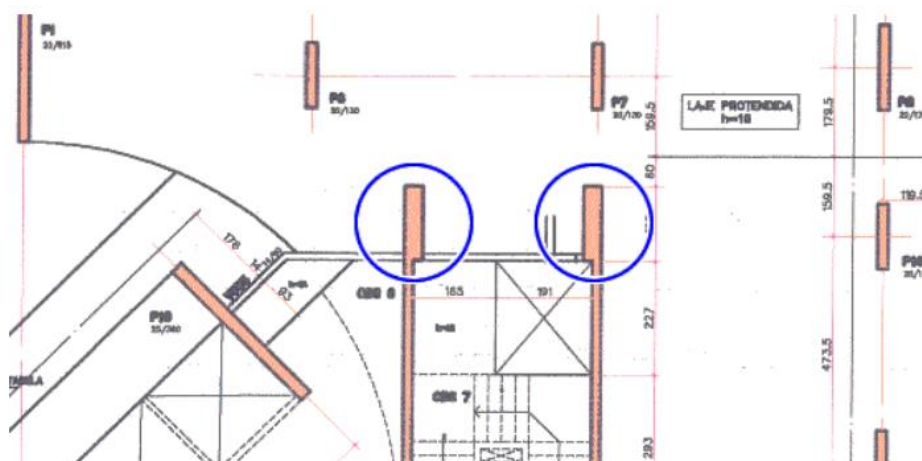
## 1.2 JUSTIFICATIVA

A NBR 6118 (ABNT,2003) introduziu efeitos localizados de segunda ordem, através disso, houve muitas reclamações do meio técnico, em virtude de que no método aproximado, há a divisão do pilar-parede em faixas, analisando cada faixa como um pilar isolado, sendo passível de trazer resultados incoerentes, visto que não existem interações entre as faixas. (ARAUJO, 2007; KIMURA E FRANÇA, 2006).

Alguns estudos dos efeitos de variados tipos de seções transversais, como por exemplo, pilares-parede em forma de T ou H, elaborados por Chen *et al.*, 2020, tem resultados que indicaram que os Pilares-parede com seção transversal em H, possuem maior resistência ao cisalhamento que pilares-parede do tipo T, que por sua vez, possuem maior resistência ao cisalhamento que os retangulares. Também foi verificado que seções simétricas apresentaram maiores deformações e ductilidade, em comparação com seções assimétricas. (KIM; PARK; CHOI, 2022). No caso desses estudos, foram elaborados testes, mas a análise foi feita referente a sismos. Através disso, manifestou-se a ideia de verificar diferentes seções transversais de pilares-parede, porém verificando-os através de cada projeto e em casos de vento.



Figura 1 – Enrijecimento das extremidades livres



Fonte: Kimura (2021, p. 206).

Tendo em vista a importância que o pilar-parede representa para a estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos, sendo elementos de contraventamento eficazes para resistir às cargas laterais, como o vento, compreende-se que estudar formas de amenizar os impactos que o efeito localizado de segunda ordem ocasiona nas extremidades de pilares-parede, contribua de alguma forma, seja para fins estruturais ou econômicos.

Quando se analisa os motivos que interferem na resistência ao cisalhamento nos pilares-parede, percebe-se que fatores como armadura longitudinal, força axial e elementos de enrijecimento contribuem essencialmente. Através disso, para prever com exatidão esses fatores, as normas precisam usar parâmetros de projetos adequados. (KIM; PARK; CHOI, 2022).

No ano de 2006, Kimura e França apresentaram no evento ENECE, um estudo intitulado como “Pesquisas recentes para o dimensionamento das armaduras longitudinal e transversal em pilares-parede”, através dele foram apresentados vários modelos de pilares-parede, com e sem elementos de enrijecimento, mostrando a importância da verificação da armadura transversal e como os elementos de enrijecimento são importantes para desprezar efeitos localizados de segunda ordem, reduzir os deslocamentos e momento de segunda ordem das lâminas. Porém, atualmente ainda existe uma lacuna importante na análise desse caso, de uma forma mais abrangente, seja globalmente e localmente em edifícios de múltiplos pavimentos, esse trabalho foi planejado através desse fato.

Conforme Kimura (2021), a utilização de elementos de enrijecimento nas extremidades livres do pilar-parede, como evidenciado na Figura 1, pode ser uma alternativa eficiente para desconsiderar os efeitos localizados de segunda ordem. É esse o processo ao qual essa monografia se sustentou, além de outros parâmetros globais e locais.

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 EDIFÍCIOS ALTOS

A consecutiva construção de edifícios de múltiplos pavimentos, que ocorreu em todas as localidades, alteraram a arquitetura das cidades. Esse processo denomina-se verticalização. (RODRIGUES, 2016). Verifica-se no decorrer histórico, as inovações tecnológicas para aperfeiçoar a resistência concreto e do aço, bem como a modernização das concepções arquitetônicas, permitindo a construção de edifícios cada vez mais altos, neste quesito pode-se destacar edifícios famosos, como o *Empire State Building*, com 379 m e o *Burj Khalifa* com 828 m. (OLIVEIRA, 2014; MARTINS, 2018).

As técnicas construtivas presentes na construção civil, a evolução dos materiais e dos métodos de cálculo permitem, cada vez mais, que se tenha edifícios mais altos e estruturas mais complexas, fazendo com que os projetistas inovem na sua criatividade. Nesse contexto, esses edifícios precisam apresentar uma rigidez, de tal forma que, possam resistir as ações horizontais, como ventos e terremotos, mas também ações verticais. Uma alternativa para isso, é a presença dos núcleos rígidos, os quais devem se levar em conta os efeitos das não-linearidade física e geométrica. (CORELHANO, 2010).

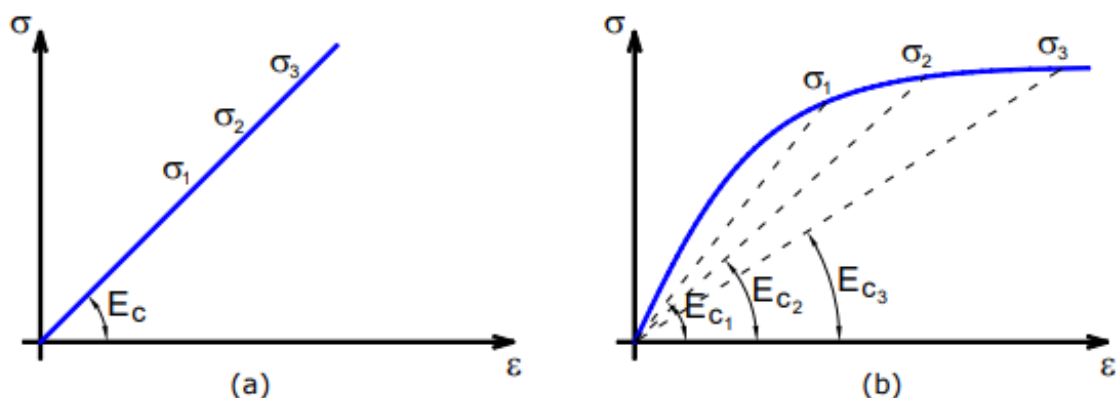
#### 2.1.1 Comportamento não-linear

Existem dois tipos de não-linearidade que devem ser consideradas no comportamento das estruturas: a não-linearidade física e a não-linearidade geométrica. A não-linearidade física tem uma relação direta com os materiais, ou seja, o concreto e o aço, considerando aspectos que são peculiares, como a fissuração do concreto, o escoamento do aço e a consequência das ações da fluência ao longo do tempo. (PINTO, 1997; MONCAYO, 2011).

No comportamento das estruturas, considerando aspectos, como as não-linearidade, percebe-se que existe uma não proporcionalidade resultante entre carregamento e deslocamento, como visto na Figura 2. (KIMURA, 2021). O gráfico do comportamento não-linear é uma curva. Um dos motivos dessas considerações está

relacionado com o módulo de elasticidade proveniente do concreto, pois para diferentes tensões, as deformações serão diferentes. (MONCAYO, 2011).

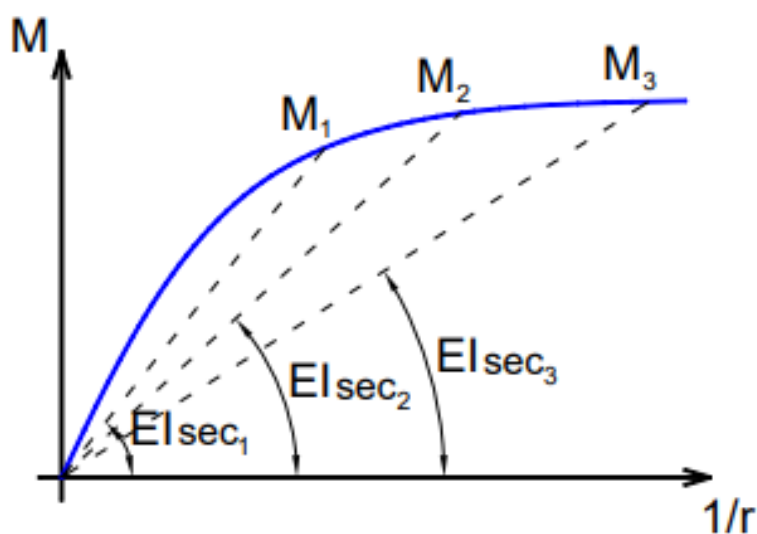
Figura 2 – Gráfico de análise linear e não linear



Fonte: Moncayo (2011, p. 24).

Para a análise estrutural, se obtém diretamente a rigidez  $EI$  do material, verifica-se que com a utilização da relação momento-curvatura é um dos melhores processos. Essa relação é obtida por meio de softwares que realizam a graficação da curva, como mostrado na Figura 3. (KIMURA, 2021; MONCAYO, 2011).

Figura 3 – Diagrama momento - curvatura



Fonte: Moncayo (2011, p. 25).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a consideração dos efeitos de segunda ordem global, devem ser preconizados valores de rigidez, em edifícios com mais de

quatro pavimentos, onde a não-linearidade física deve ser considerada, com os respectivos valores, como visto na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores de rigidez para análise global

	(EI) <sub>sec</sub>
LAJES	0,3
VIGAS	0,4
PILARES	0,8

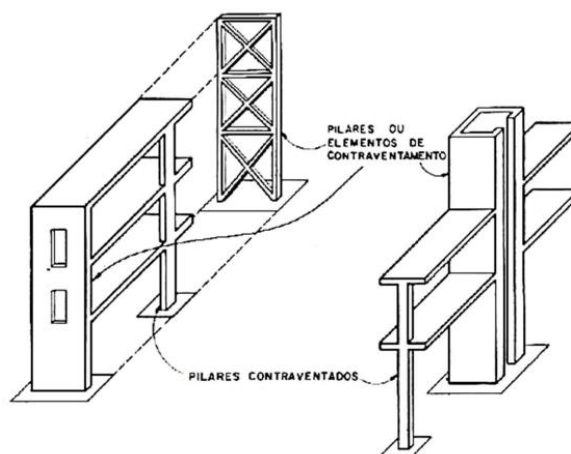
Fonte: Adaptado de ABNT (2014, p. 106).

A não-linearidade geométrica tem uma relação direta com as mudanças nas seções dos elementos estruturais, ocorre quando existe a perda da linearidade, tendo em vista as deformações que irão ser geradas nas estruturas, podendo ser com pequenas deformações, mas com grandes deslocamentos ou acontecendo em conjunto com a não linearidade física e gerando grandes deformações. (LACERDA, 2014; MACIEL, 2016).

## 2.2 PILARES CONTRAVENTADOS E DE CONTRAVENTAMENTO

É essencial que se tenha alguns pilares que sejam responsáveis por garantir a estabilidade global da estrutura e que suportem as cargas laterais, como o vento. Esses pilares são chamados de pilares de contraventamento, como apresentado na Figura 4, podendo ser paredes estruturais (pilar-parede), pórticos ou treliças de grande rigidez, compatibilizando deslocamentos com as lajes do edifício. Os elementos podem ser rígidos ou flexíveis. Sendo que os flexíveis, podem ter efeitos localizados de segunda ordem. (FUSCO, 1981).

Figura 4 – Pilares de contraventamento e contraventados



Fonte: Fusco (1981, p. 235).

Verifica-se que a função das estruturas de contraventamento é ter rigidez suficiente, de tal forma que, o edifício globalmente seja de nós indeslocáveis, logo a função dos pilares contraventados é garantir e validar que o processo como um todo tenha uma estabilidade global e local. (FUSCO, 1981; PEREIRA, 1997).

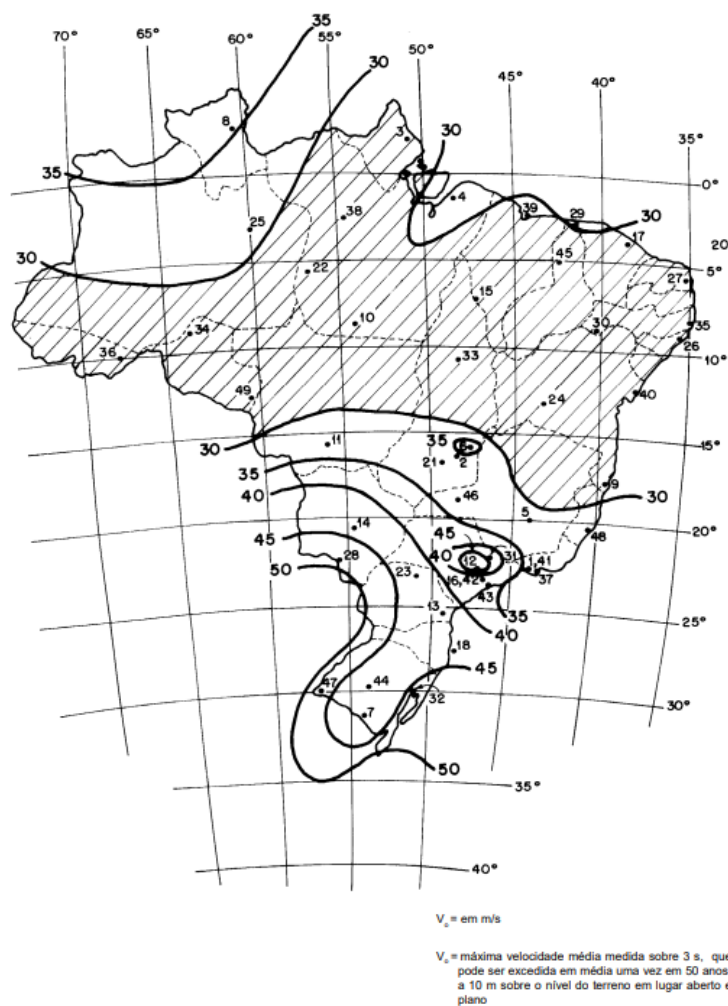
## 2.3 AÇÕES NAS ESTRUTURAS

### 2.3.1 Vento

Aspectos meteorológicos são componentes importantes da ação do vento. Quando se analisa essa ação na estrutura, percebe-se que um fator essencial é a velocidade desse fenômeno, a qual está dividida em questões relacionadas a localização e relações relativas as condições do terreno, a altura e o tipo de ocupação. Mas, quando se analisa o vento e os aspectos particulares à sua incidência na edificação, características aerodinâmicas, é vista uma relação direta com a forma da edificação. (GONÇALVES, 2007; MONCAYO, 2011).

No Brasil, a NBR 6123 (ABNT, 1988) que estabelece os requisitos para o dimensionamento do vento nas estruturas de concreto armado. Para essa análise existe o mapa das isopletas, onde “Vo” significa a velocidade básica do vento, como apresentado na Figura 5.

Figura 5 – Mapa das isopletas



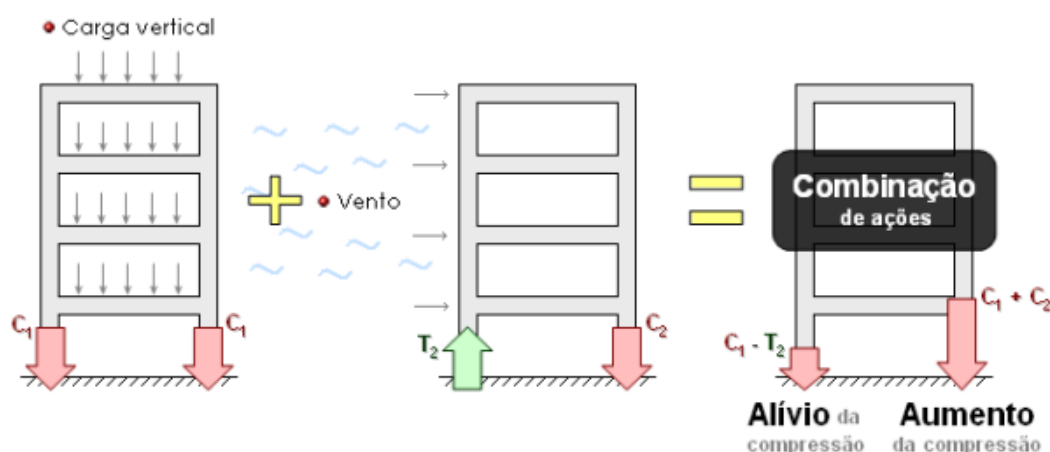
Fonte: ABNT (1988, p. 6).

A NBR 6123 (ABNT,1988) determina alguns fatores de ajuste para os cálculos da velocidade básica do vento “ $V_0$ ”, como o S1, que tem relação com fator topográfico, relativos ao relevo da edificação, S2 que tem relação com a rugosidade do terreno, variação da velocidade e fator S3 baseado no grau de importância da edificação. Com esses fatores é possível se calcular a velocidade característica do vento, conforme exposto na NBR 6123 (ABNT, 1988).

A correlação entre a ação do vento em edifícios de múltiplos pavimentos, quando analisados globalmente, levando em conta a forma, as aberturas da edificação, cria-se um efeito chamado de comportamento global, em que este é representado por um coeficiente de arrasto. A força de arrasto é calculada através do coeficiente de arrasto, pressão dinâmica e área efetiva. (GONÇALVES, 2007; MONCAYO, 2011).

Se a estrutura receber apenas solicitação horizontal, alguns pilares ficam comprimidos e outros ficam tracionados, que é o fenômeno pelo qual se formam os binários. Porém, isso numa estrutura real nunca existirá, visto que as cargas laterais agem concomitante com as cargas verticais, então a ação do vento aumentará ou diminuirá a compressão dos pilares já existentes, conforme visto na Figura 6. (KIMURA, 2021).

Figura 6 – Combinação nas estruturas



Fonte: Kimura (2021, p. 43).

### 2.3.2 Sismo

Em países, como Estados Unidos e Chile, a ocorrência de terremotos é frequente, sendo o principal efeito da carga lateral. Porém no Brasil, o principal carregamento horizontal é o vento. Cargas laterais de vento, geram deformações elásticas nas estruturas, enquanto em terremotos possuem deformações inelásticas, podendo trazer sérias consequências (CAMPOS, 2016; SRITHARAN *et al.*, 2008)

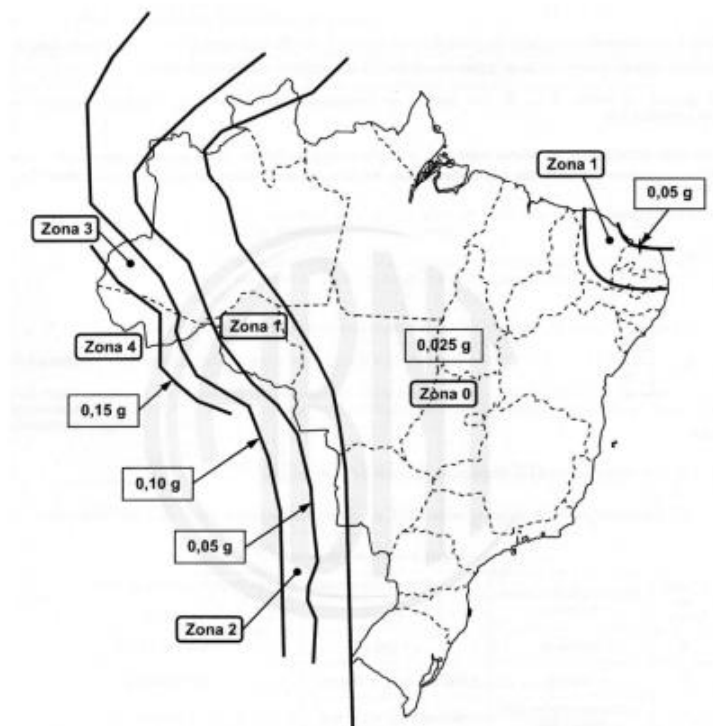
O Brasil possui uma norma para sismos, a NBR 15421 (ABNT, 2006), Projeto de estruturas resistentes a sismos - procedimento. A maior parte das localidades brasileiras, está na região sísmica 0, como apresentado na Figura 8, então, nesses casos, não deve ser considerado nos cálculos referentes ao sismo. Todavia, estados como Paraíba, Rio Grande do Norte e Ceará, estão na Zona Sísmica 1, devendo ser consideradas especificações com relação de sismo nos cálculos, mesmo sendo de baixa intensidade. (CAMPOS, 2016).

Conforme a ABNT NBR 15421 (2006), define-se os parâmetros de zonas de aceleração sísmica horizontal característica, onde os valores respectivos têm



probabilidade de 10% de serem superados desfavoravelmente, durante um período de 50 anos, tendo como base um período retorno com 475 anos. (IBRACON, 2022).

Figura 7 – Mapa da aceleração sísmica horizontal no Brasil



Fonte: ABNT (2006, p. 6).

Na Figura 8, verificam-se danos ocasionados em terremotos no Chile. São sinais de deficiência em projetos. Nota-se deformações nas extremidades, flambagem das barras, redução dos núcleos de concreto. Falhas ocorridas, por haver deformações ao longo de toda a parede. (ARTETA, 2015; SRITHARAN *et al.*, 2014).

Figura 8 – Deformações em pilares-parede no Chile, ocasionado por sismo



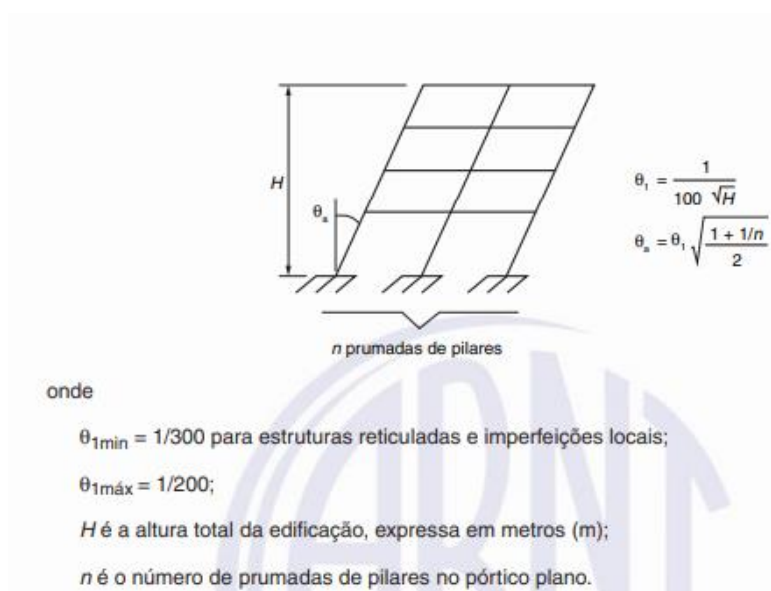
Fonte: Adaptado de Arteta (2015, p. 1).

## 2.4 IMPERFEIÇÃO GEOMÉTRICA

### 2.4.1 Imperfeição global

Se as estruturas são contraventadas ou não, precisa-se ser considerado o desaprumo dos elementos verticais. NBR 6118 (ABNT, 2014). A inclinação tem uma angulação definida, em radianos. O desaprumo global, como visto na Figura 10, terá só uma condição de ser mais desfavorável que o vento, que é o caso de edificações baixas e cargas verticais altas. (KIMURA, 2021).

Figura 9 – Imperfeição geométrica global



Fonte: ABNT (2014, p. 59).

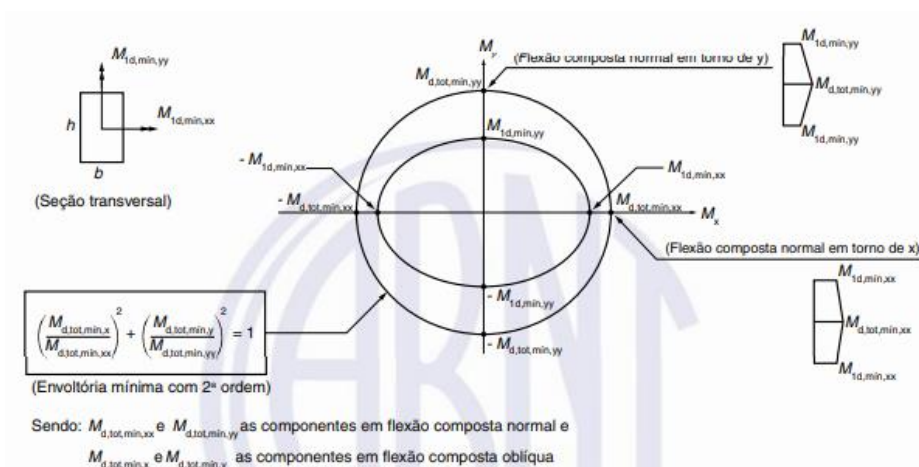
### 2.4.2 Imperfeição local

A equação do momento mínimo para o cálculo da imperfeição geométrica foi introduzida na NBR 6118, no ano de 2003, tendo como base a ACI e a expressão pode ser entendida como: a força normal multiplicando um fator que gerará uma excentricidade. Outro fator importante no cálculo é que o  $h$  representa a dimensão da seção que se analisa, podendo ser no eixo X ou Y. (KIMURA, 2021; ABNT, 2014).

$$M_{1dmin} = N_{sd}(0,015 + 0,03h) \quad (1)$$

Onde  $N_{sd}$  = força normal solicitante e  $h$  = altura da seção na direção analisada, em metros.

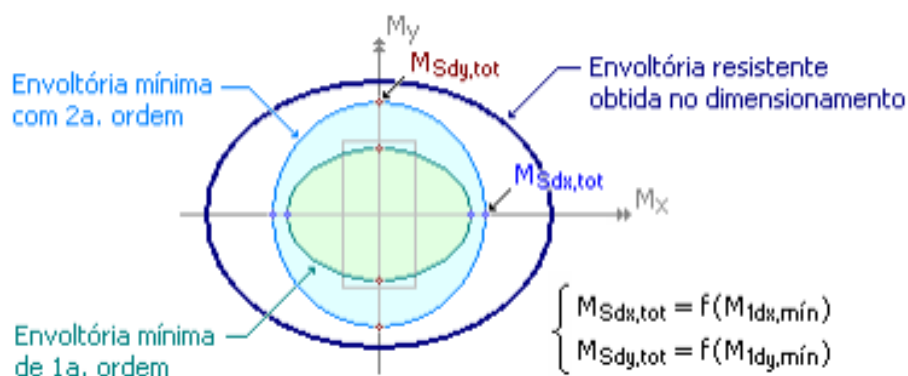
Figura 10 – Momento Mínimo



Fonte: ABNT (2014, p. 102).

Através da Figura 10, constata-se que a primeira envoltória (interna) é referente aos momentos mínimos de primeira ordem, que são os resultados encontrados na formulação do momento mínimo, após isso calcula-se a esbeltez limite, a qual compara-se com a esbeltez da seção, caso a esbeltez limite for menor, calculam-se os efeitos locais de segunda ordem, a partir dos quais é possível definir a envoltória mínima de segunda ordem local (que no caso é a externa), como visto na Figura 11, que também indica valores de flexão composta normal nos eixos X e Y. (KIMURA, 2021).

Figura 11 – Envoltória de segunda ordem



Fonte: Kimura (2021, p. 174).

Compreende-se que a envoltória mínima com segunda ordem, deve estar dentro da envoltória resistente que foi obtida no dimensionamento, isso indica que a

seção passou. É importante salientar que para o cálculo da esbeltez limite, quando o momento  $M_A < M_{1dmin}$  o coeficiente é  $\alpha_b=1$ . (KIMURA, 2021).

## 2.5 INSTABILIDADE DE SEGUNDA ORDEM

### 2.5.1 Segunda ordem global através do coeficiente $\gamma_z$

Em estruturas reticuladas que possuam no mínimo quatro pavimentos, o coeficiente  $\gamma_z$  é utilizado para verificar se existirão efeitos globais de segunda ordem. No edifício a ser dimensionado, tal cálculo é realizado através da Equação 2, onde se o valor do  $\gamma_z \leq 1,1$  a estrutura é considerada de nós fixos,  $\gamma_z \leq 1,3$  considera-se estruturas de nós móveis e  $\gamma_z > 1,3$  a definição é de nós deslocáveis. Nós fixos são quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, em contrapartida nos nós móveis os deslocamentos horizontais dos nós não são pequenos. (ABNT, 2014).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2)$$

Onde:  $M_{1,tot,d}$  = momento de tombamento e  $\Delta M_{tot,d}$  = soma dos produtos de todas forças verticais atuantes na estrutura.

As estruturas de nós fixos dispensam as considerações dos efeitos de segunda ordem global, já as estruturas de nós móveis necessitam fazer a consideração, onde os esforços finais, serão compostos de primeira ordem e segunda ordem. A resolução é feita da majoração dos esforços laterais da combinação, o qual é considerado através de  $0,95\gamma_z$ . Porém, essa consideração é aceita apenas para estruturas de nós fixos e móveis, de acordo com a NBR 6118. (ABNT, 2014).

Para análise dos efeitos globais de segunda ordem, devem ser considerados o método aproximado da não linearidade física, através da Tabela 2.

Tabela 2 – Consideração da NLF para instabilidade global

	(EI)sec
LAJES	0,3
VIGAS	0,4
PILARES	0,8

Fonte: Adaptado de ABNT (2014, p. 106).

Para as estruturas que possuem comportamento não linear, é possível ser feita a consideração onde o efeito de segunda ordem pode majorar as cargas por  $\gamma_f/\gamma_{f3}$ , onde depois se multiplica por  $\gamma_{f3}$ . A NBR 6118 (ABNT, 2014) permite ao invés de utilizar o  $\gamma_f=1,4$  direto, utilizar essa adaptação com o  $\gamma_{f3}=1,1$ , a qual resulta em valores finais menores. (KIMURA, 2021).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} * \frac{1}{\gamma_{f3}}} \quad (3)$$

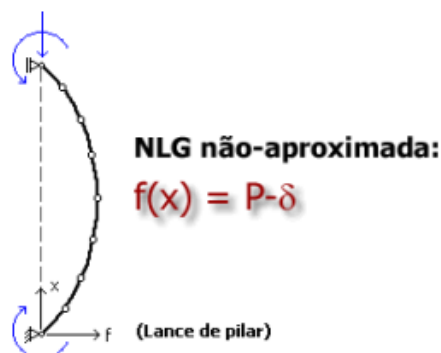
Onde:  $M_{1,tot,d}$  = momento de tombamento,  $\Delta M_{tot,d}$  = soma dos produtos de todas forças verticais atuantes na estrutura e  $\gamma_{f3}$  = fator de aproximação de projeto, podendo ser 1 ou 1,1.

### 2.5.2 Segunda ordem local através do método geral

A análise não linear de segunda ordem deve ter considerações referentes da NLG, de uma forma que não seja por métodos aproximados, pois entendendo o pilar ou o pilar-parede como barras, a geometria será totalmente discretizada, com auxílio de softwares, onde será considerado a relação momento curvatura realista de cada barra. O método é obrigatório, em casos, onde o  $\lambda > 140$ . (ABNT,2014).

A análise da NLG deve ser feita de uma forma refinada, onde as deformações na seção não podem ser feitas por métodos aproximados, representado na Figura 12. A forma para essa análise ser feita é através do diagrama de momentos fletores ao longo da seção, onde deve ser encontrada a curvatura ( $1/r$ ) através da rigidez, das rotações e do deslocamento, que são obtidas por integrações contínuas. O cálculo é elaborado de uma forma iterativa, onde os deslocamentos devem tender a zero, ou seja, posição de equilíbrio, com isso, pode-se descobrir se o pilar-parede possui instabilidades no lance. (KIMURA, 2021).

Figura 12 – NLG não aproximada

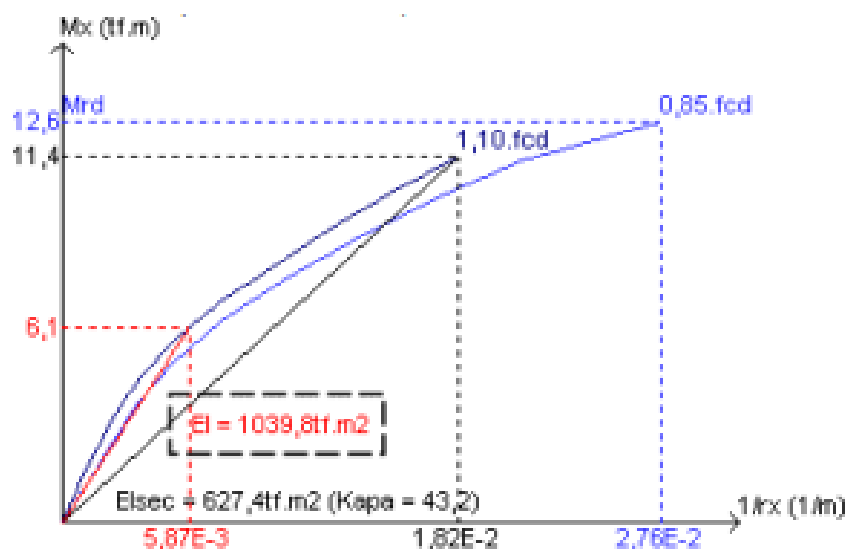


Fonte: Kimura (2021, p. 118).

Para aplicação do método, há alguns dados que são necessários, como: prever qual geometria será utilizada e a taxa de armadura para cada lance analisado. Utilizam-se métodos numéricos, então, nem sempre a deformação será uma curva senoidal. As equações são feitas de uma forma indireta, necessitando de um computador. (PINTO, 2017).

Para se definir a NLF, um dos processos pelo qual se encontra a rigidez é utilizar o diagrama N, M, 1/r, que pode ser definido pela rigidez (EI<sub>sec</sub>), através da reta que se encontra no diagrama. A outra forma de obter-se este dado é através da rigidez secante EI, que é a curva do diagrama, visto na Figura 13, mas o processo só é permitido para flexão composta normal. (KIMURA, 2021).

Figura 13 – Diagrama N,M,1/r

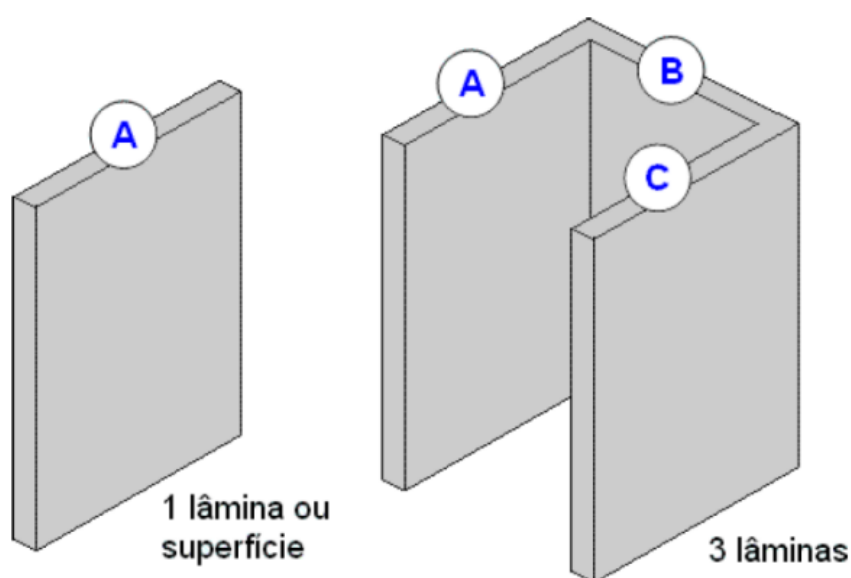


Fonte: Kimura (2021, p. 121).

## 2.6 PILARES PAREDE

Elemento estrutural com superfície plana, onde a maior dimensão é cinco vezes a menor dimensão, com orientação vertical, onde a ação solicitante predominante é a compressão. Cada superfície que o elemento possui é denominada de lâmina, onde o pilar-parede pode ter apenas uma lâmina ou composto com várias superfícies. NBR 6118 (ABNT, 2014).

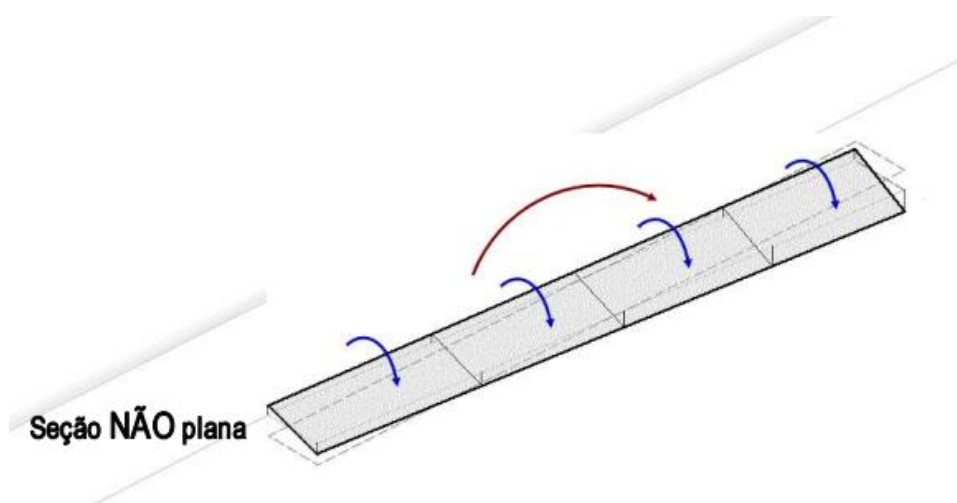
Figura 14 – Lâminas nos pilares-parede



Fonte: Kimura (2021, p. 184).

Analisando a Figura 14, o elemento estrutural a esquerda, corresponde a um pilar-parede com seção transversal retangular ou pilar-parede com seção transversal em I, tem apenas uma lâmina ou superfície. Já o pilar-parede da direita, composto por uma seção em U, tem três lâminas e esse tipo de elemento encontra-se seguidamente em caixas de escada e elevadores. O pilar-parede também pode ter seções transversais em forma de C, L, H, T, entre outras. (KIMURA, 2021).

Figura 15 – Forma de deformação do pilar-parede



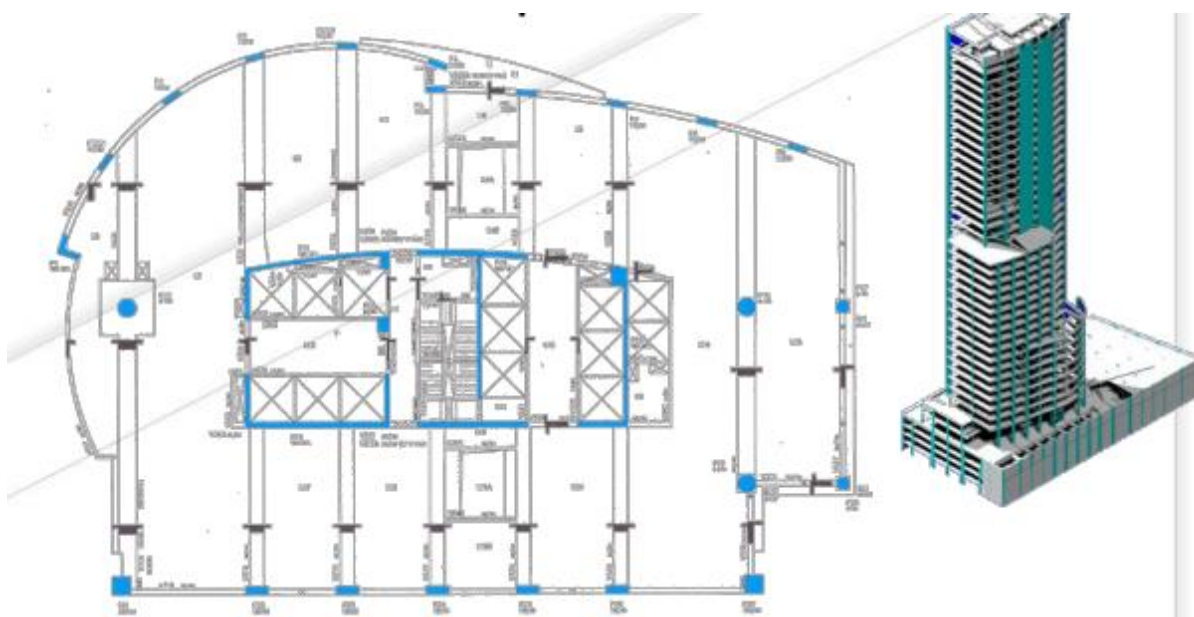
Fonte: Kimura (2021, p. 187).

Verifica-se na Figura 15 que a deformação do pilar-parede é de uma forma não plana, possuindo deslocamento lateral e deformações nas extremidades, entende-se que o pilar normal possui dimensões bem inferiores ao pé direito que é o que se entende por seção plana, no caso contrário, os pilares-paredes possuem dimensões parecidas ou em alguns casos até maior que o pé direito, por isso se comporta dessa forma. (FRANÇA; KIMURA, 2006).

Em edifícios altos, a necessidade do uso de elementos com grande rigidez é essencial. O pilar-parede resiste a uma parcela importante dos esforços solicitantes, seja por ocorrência de ações verticais ou horizontais (FRANÇA; KIMURA, 2006), esse elemento estrutural fornece suporte lateral ao resto da estrutura, fazendo com que o pilar-parede resista ao cisalhamento lateral de uma forma significativa, momento na direção mais rígida e compressão. (MACGREGOR; WIGHT, 2011).



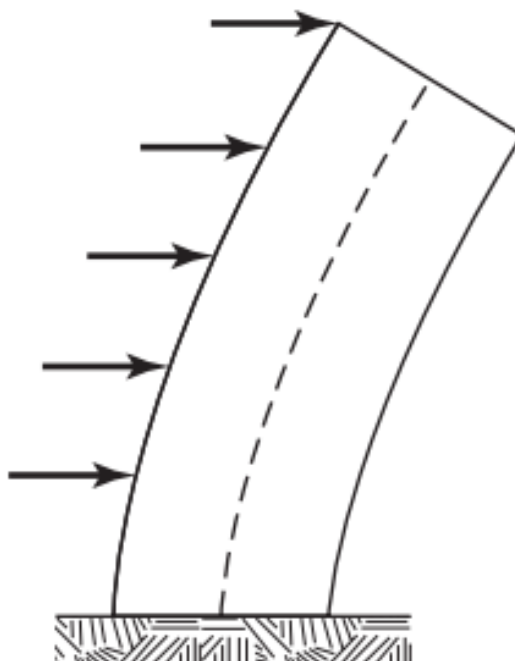
Figura 16 – Pilares-parede do eTower



Fonte: França e Kimura (2006, p. 11).

Através da Figura 16, que representa os pilares-parede do edifício eTower, percebe-se que o centro do edifício é composto somente por pilares-parede e com grandes dimensões, então, com grande rigidez. A utilização desses elementos estruturais tem por objetivo resistir ao momento total do vento, que é elevado. Percebe-se a importância desses elementos para o suporte das cargas laterais, como apresentado na Figura 17. (KIMURA, 2021).

Figura 17 – Cargas laterais no edifício



Fonte: Macgregor e Wight (2011, p. 974).

A utilização do pilar-parede pode ser compreendida tanto do ponto de vista arquitetônico como estrutural, onde a escolha pode se dar por motivos funcionais, que são entendidas verificando os benefícios arquitetônicos, vontades do cliente, ou estruturais, de modo que a modelagem do pilar-parede no edifício seja por questões de estabilidade global, resistindo cargas de vento, capacidade de tombamento das fundações, ou de execução. O ideal é a equalização de todos esses requisitos, fazendo com que o edifício tenha um comportamento satisfatório. (PRIESTLEY, 1992).

A modelagem do pilar-parede em relação ao edifício pode ter uma situação favorável, no que se refere a eficiência para resistir cargas laterais. Em edifícios com a quantidade de pavimento superior a 30 andares, o elemento estrutural pode ser obrigatório para a questão econômica e do controle da deformação lateral. (PRIESTLEY, 1992).

O uso de pilar-parede ocorre no mundo todo, os americanos, por exemplo, chamam esse elemento de parede de cisalhamento (“*Shear Walls*”), ou paredes de concreto armado ou paredes estruturais (“*Reinforced Concrete Walls*”). (FRANÇA; KIMURA, 2006). A utilização desse elemento estrutural em grande parte dos países,

como Estados Unidos, Chile, Japão, Chile, Macedônia e Venezuela, ocorre por conta dos sismos que são frequentes nessas localidades. (BRANCO, 2016). A partir desse contexto, (SRITHARAN *et al.* 2008), observaram que todo edifício em zona sísmica, deve possuir pilar-parede em sua construção.

Conforme estudos de Segura e Wallace (2018) e Motter, Abdullah e Wallace (2018), parâmetros como largura da zona de compressão e flexão, comprimento do pilar-parede, profundidade do eixo neutro, cargas de compressão e cisalhamento, arranjo das amaduras transversal nas extremidades, são requisitos que influenciam diretamente na capacidade dos elementos especiais de extremidade em suportar os movimentos laterais. (ALADSANI; BURTON; ABDULLAH; WALLACE, 2022).

A flambagem das armaduras longitudinais pode levar a uma diminuição da capacidade da força axial das barras, isso tem uma relação com o concreto fora do núcleo, em danos ocorridos, acarretando uma diminuição da área de resistência, fazendo com que a excentricidade fique maior, diminuindo a capacidade da força axial, essa diminuição está correlacionada com a instabilidade lateral global. (ARTETA; MOEHLE, 2023).

A existência de pilar-parede em edifícios de até dois pavimentos tem como ação predominante o cisalhamento. Quando as paredes estruturais possuem mais de quatro pavimentos, as cargas laterais são resistidas principalmente por flexão. A ACI indica que quando a relação comprimento horizontal X altura for maior que 3, a parede é considerada esbelta. (MACGREGOR; WIGHT, 2011).

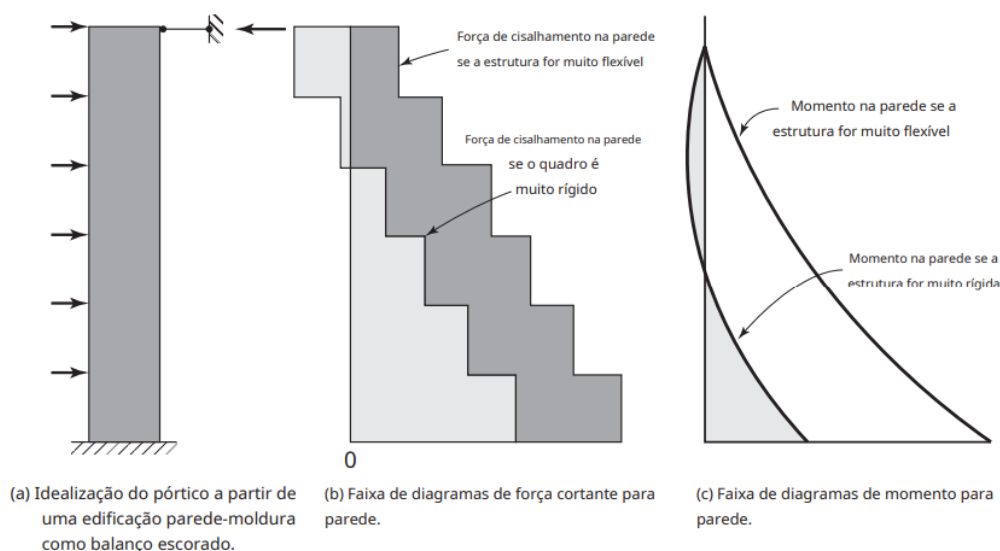
Segundo Macgregor e Wight (2011), para a utilização de paredes estruturais em edifícios de múltiplos andares, devem ser feitas as seguintes considerações:

- a) o edifício deve apresentar rigidez, de tal modo que seja importante para suportar as cargas de serviço com deformações e vibrações constantes.
- b) é essencial que o pilar-parede, seja carregado com ações verticais adequadas para que resista ao fenômeno de arrancamento das fundações, por motivos de ações horizontais.
- c) o elemento estrutural deve ter deformações mínimas de torção no edifício em relação ao eixo vertical.
- d) pilar-parede com resistência a cisalhamento, flexão e compressão concomitante.
- e) a espessura deve ser verificada pelo código de incêndio.

### 2.6.1 Ações e estabilidade dos edifícios

Verifica-se através da Figura 18 que quanto mais flexível for o pilar-parede maior será a deformação, tanto no que se refere ao cisalhamento quanto ao momento atuante. Já em contradição, quanto mais rígido for o elemento estrutural, menos deformação ocorre, tanto globalmente, como localmente. A parede estrutural ser flexível, por motivos de pé-direito muito alto ou também por esbeltez das lâminas. (MACGREGOR; WHIGHT,2011).

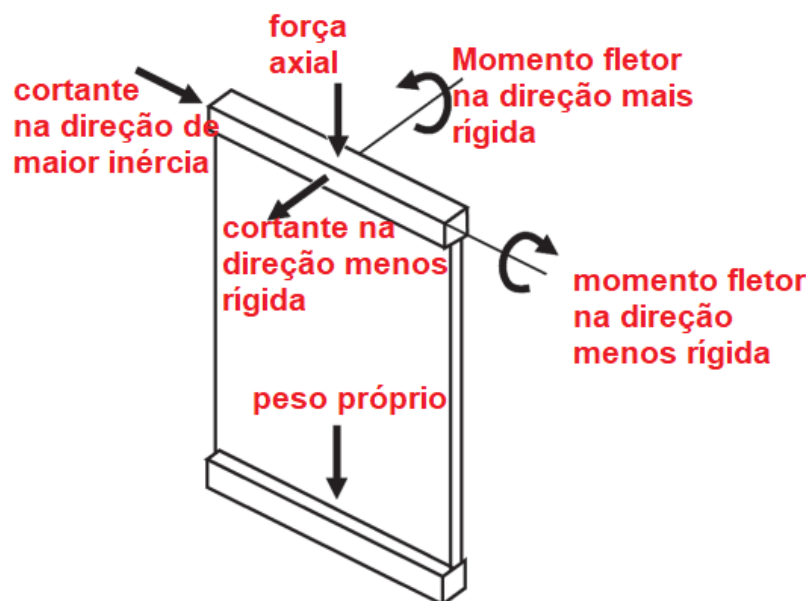
Figura 18 – Relação das ações para o edifício



Fonte: Adaptado de Macgregor e Wight (2011, p. 984).

Como apresentado na Figura 19, os esforços em torno da maior direção, como cortante e momento fletor, são grandes. Através disso é compreendida a rigidez que o elemento apresenta, principalmente no objetivo da resistência perante a cargas laterais. Do ponto de vista de estabilidade, os reforços com concreto nas bordas são para não gerar instabilidades. (SILVA, 2020).

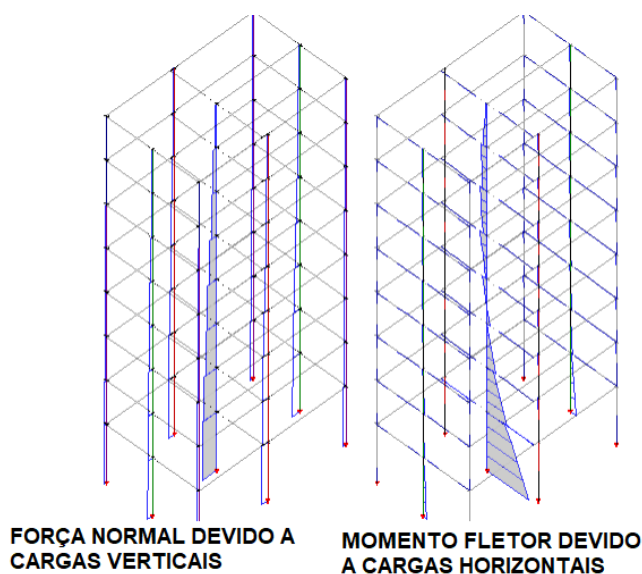
Figura 19 – Solicitações no pilar parede



Fonte: Adaptado de ACI-14 (2014, p. 165).

Verifica-se que onde se encontrou as maiores parcelas de solicitações, são nos elementos de maior rigidez, que no caso da Figura 20 é um pilar-parede. Esse é o objetivo das estruturas de contraventamento, apresentar rigidez, de tal forma, que o processo tenha estabilidade, tanto global, como local. Além da compressão, a finalidade do pilar-parede é suportar quase toda a parcela do momento do vento na estrutura. (KIMURA, 2021).

Figura 20 – Solicitações no pilar parede



Fonte: Adaptado de Kimura (2021, p. 186).

As armaduras transversais dos pilares-parede devem atender aos requisitos da armadura mínima de flexão de placas. Na falta de uma verificação, armadura transversal deve corresponder ao mínimo de 25% da armadura longitudinal conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

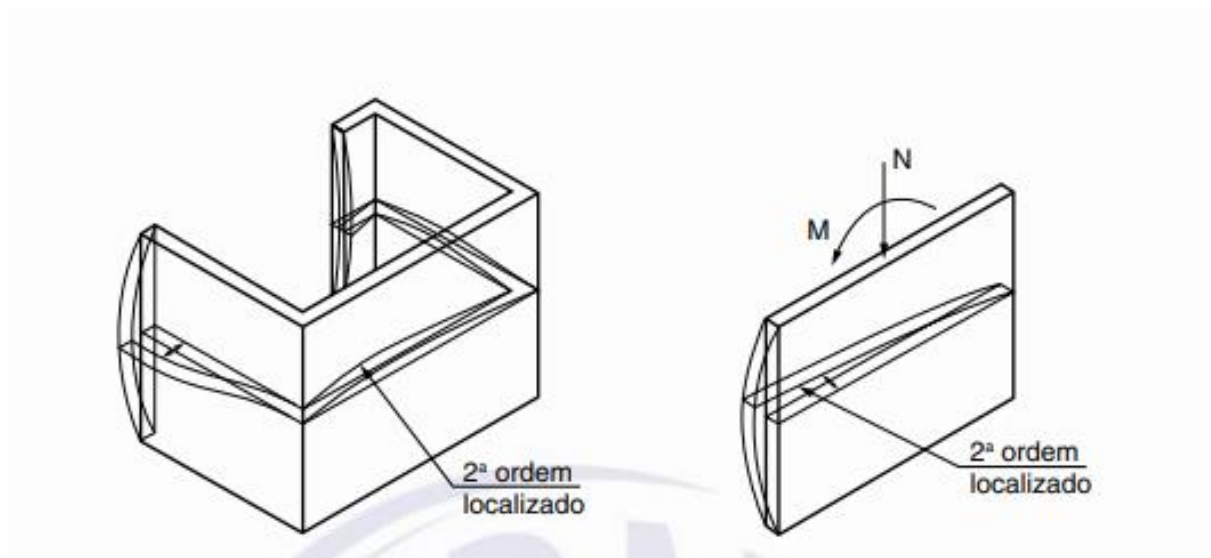
Essa porcentagem mínima que a norma exige precisa de uma melhor fundamentação, pois dependendo da situação, a armadura pode ser considerada exagerada ou insuficiente. Na análise da armadura longitudinal, o esforço normal é necessário para se dimensionar perante a flexo-compressão. Já para armadura transversal, o dimensionamento à flexão simples não depende do esforço normal e efeitos de segunda ordem. (ARAUJO, 2007).

Quando os esforços cortantes são altos, a armadura transversal precisa também resistir a isso, visto que a dimensão do pilar na direção do esforço horizontal é grande. Normalmente os resultados dos cálculos referentes ao esforço cortante resulta em uma armadura mínima. Em se tratando de flambagem das armaduras longitudinais, os ganchos de extremidades podem ser calculados como estribos usuais de pilares. (ARAUJO, 2007).

## 2.7 EFEITOS LOCALIZADOS DE SEGUNDA ORDEM EM PILARES-PAREDE

Os efeitos de segunda ordem podem acontecer nos edifícios, em vista disso, além dos efeitos globais e locais, se torna possível suceder-se efeitos localizados de segunda ordem. Esses efeitos são concentrados, submetidos nas extremidades através da existência de um acréscimo da solicitação da força Normal, que é provocado pelo momento fletor na direção mais rígida. (FRANÇA; KIMURA, 2006).

Figura 21 – Segunda ordem localizada em pilares parede



Fonte: ABNT (2014, p. 103).

Analisando a Figura 21, percebe-se que o pilar-parede de uma lâmina, apresenta grandes deformações nas extremidades livres, sendo flexão e deslocamento lateral, que são as essências do efeito localizado de segunda ordem. Já o pilar-parede em U, quando apresenta a extremidade livre tem deformações nestes locais. Já no canto onde se tem o elemento de enrijecimento, as deformações são mínimas. (KIMURA, 2021).

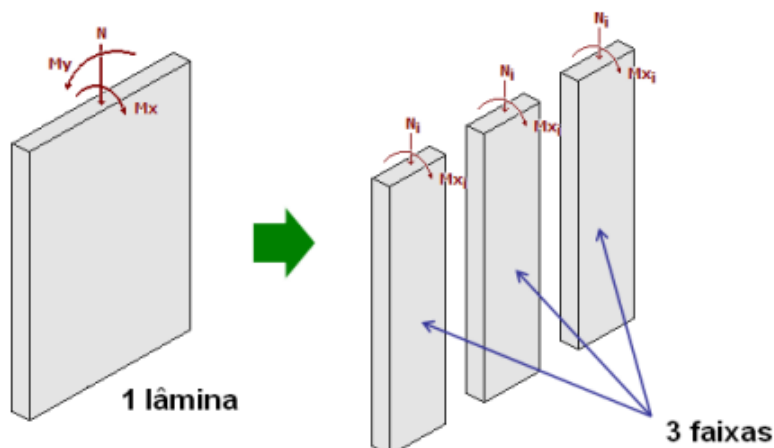
### 2.7.1 Processos de cálculo

Possui dois métodos de cálculo, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), que são o método aproximado e o modelo com malha:

#### 2.7.1.1 Método aproximado

Método adotado somente com se a esbeltez de cada lâmina for inferior a 90.

Figura 22 – Pilar parede separado em faixas

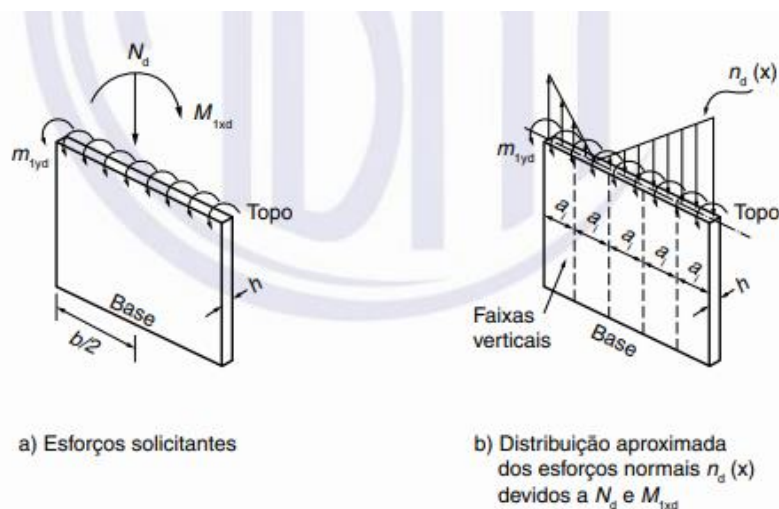


A largura de cada faixa deve ser  $a_i = 3.h \leq 100$  cm.

Fonte: Kimura (2021, p. 291).

Nas Figuras 22 e 23, é apresentado o método aproximado, o qual divide-se o pilar-parede em faixas, onde cada faixa deve possuir até 100cm, calculando-se cada uma como se fosse um pilar isolado. Esse método é muito criticado na prática, pois muitos engenheiros comentam que é muito conservador e que é superdimensionado, ou seja, mais armadura do que realmente precisa, comentam esses engenheiros que na prática o pilar-parede funciona concomitante e não de forma isolada. Mas é importante salientar que é o único processo de cálculo para verificação de segunda ordem localizada que pode ser feito manualmente. (ARAUJO, 2007).

Figura 23 – Pilar parede separado em faixas



a) Esforços solicitantes

b) Distribuição aproximada dos esforços normais  $n_d(x)$  devidos a  $N_d$  e  $M_{1xd}$

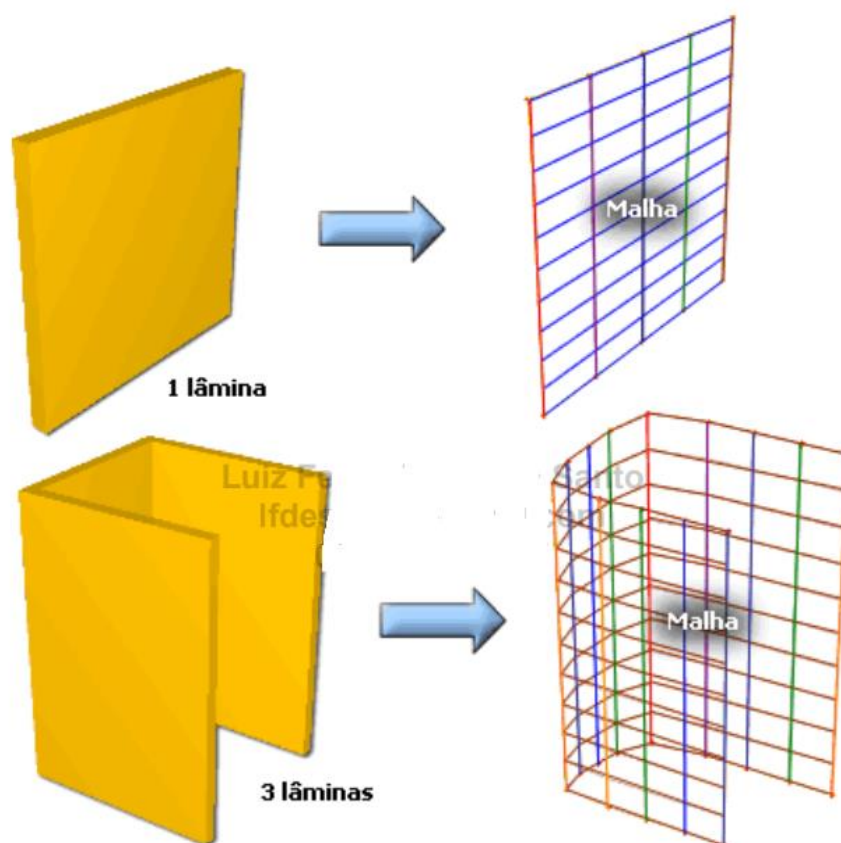
Fonte: ABNT (2014, p. 113).



### 2.7.1.2 Modelo com malha

Conforme Kimura (2021) enfatiza que esse modelo é bem aceito no dia a dia de projetos e tem bastante confiabilidade. O modelo é discretizado por meio de malha, como apresentado na Figura 24, ou seja, faixas verticais e horizontais, comparado a um sistema de grelhas, e calculado através de métodos numéricos com o uso de softwares. O modelo é avaliado por NLF, com a utilização do diagrama Normal, momento-curvatura, a NLG é feita iterativamente. É preciso conhecer a armadura previamente, cada faixa terá uma rigidez  $EI_{sec}$ , que é a reta do diagrama  $N, M, 1/r$ .

Figura 24 – Modelo com malha



Fonte: França e Kimura (2006, p. 210).

### 2.7.2 Dispensa de efeitos de segunda ordem localizada

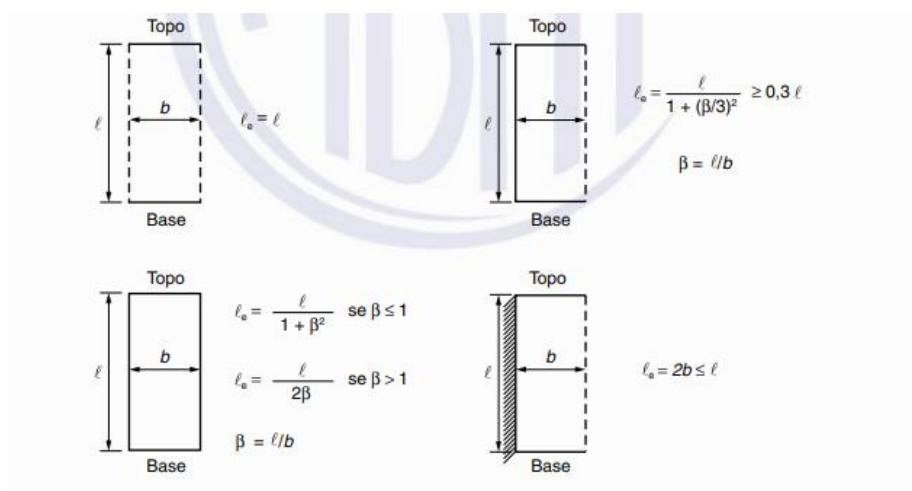
Através das diretrizes da NBR 6118 (ABNT, 2014), poderá existir dispensa dos efeitos localizados, com a contemplação de determinados itens:

- a) base e topo da lâmina fixados corretamente as lajes, fazendo com que exista o efeito de diafragma horizontal.
- b) esbeltez limite de as lâminas serem menor que 35, onde o cálculo da esbeltez limite é feita da seguinte forma:

$$\lambda i = 3,46 \frac{lei}{hi} \quad (4)$$

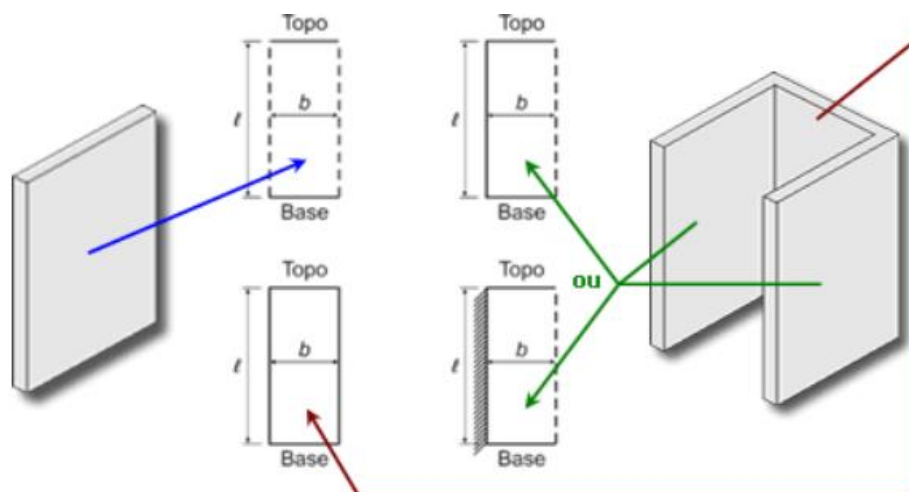
Onde:  $lei$  é o comprimento equivalente e  $hi$  é a espessura.

Figura 25 – Cálculo do comprimento equivalente através de vinculações



Fonte: ABNT (2014, p. 112).

Figura 26 – Consideração dos vínculos através das lâminas de pilar-parede

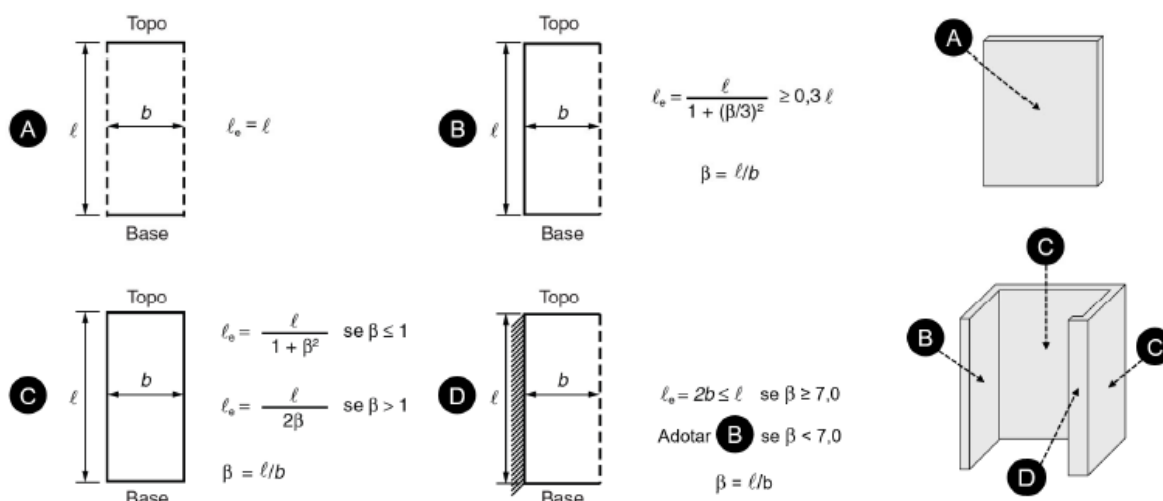


Fonte: Kimura (2021, p. 191).

Analisando as Figuras 25 e 26, percebe-se que quando o pilar tem apenas uma lâmina, a consideração das vinculações é livre-livre. Quando o pilar-parede é em

formato de U, a lâmina principal que interliga as outras duas na sua extremidade, considerando-se apoiado-apoiado. As lâminas das extremidades, inicialmente proposto por França e Kimura (2006) poderia ser apoiado-livre ou livre-engastado. Porém, na proposta da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023), esclareceu-se esse processo, conforme visto na Figura 27.

Figura 27 – Consideração dos vínculos através das lâminas de pilar parede



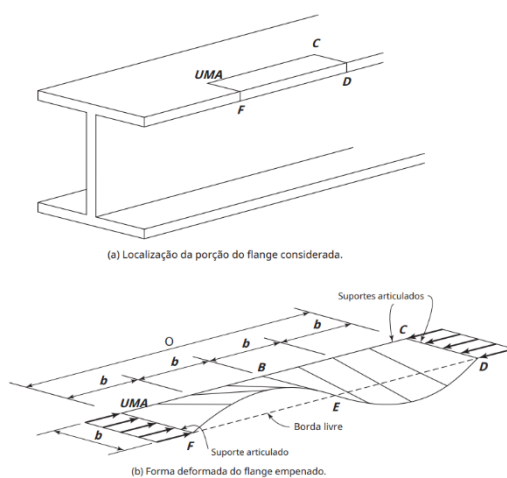
Fonte: ABNT (2023, p. 116).

Analisando a Figura 27 nota-se que a vinculação livre-engastado só é considerada quando houver elementos de enrijecimento nas extremidades (letra D). NBR 6118 (ABNT, 2023). A compreensão feita é de que o elemento de enrijecimento não deve ser analisado como um pilar isolado na ponta, mas sim como um pilar em L, ou seja, com uma inércia muito maior comparado se o pilar estivesse livre nas extremidades. (KIMURA, 2021).

### 2.7.3 Analogia das extremidades de pilares parede com a flambagem local de pilares metálicos

Estudos foram feitos realizando a verificação de seções de parede estrutural esbelta e correlacionando com perfis metálicos que estão comprimidos, como visto na Figura 28. Essa é uma analogia que é muito utilizada para entender a fenomenologia do que acontece no processo relacionado aos efeitos localizados de segunda ordem. (CAMPOS, 2016).

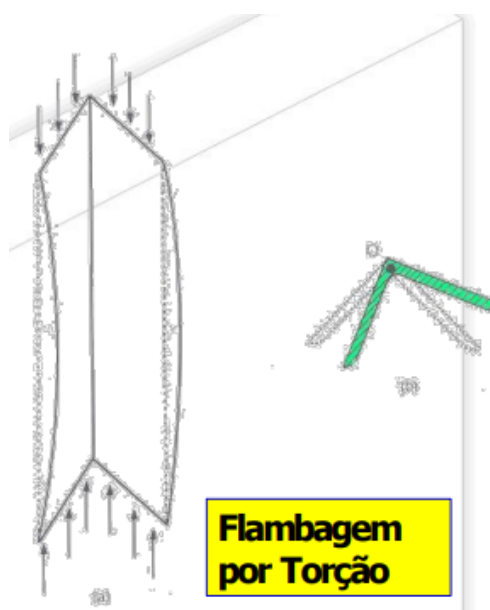
Figura 28 – Analogia do pilar parede com perfil metálico



Fonte: Macgregor e Wight (2011, p. 1022).

Observando o Perfil I que está sofrendo a solicitações de ações, como momento fletor e normal, as duas mesas estarão comprimidas. Se o elemento estrutural sofrer flambagem local, com as distribuições ocorrendo uniformemente, o perfil sofrerá um colapso por flambagem, isso faz com que as placas que foram comprimidas, tenham deformações em formato de ondas, como apresentado na Figura 29. (SOUZA, 2006).

Figura 29 – Flambagem por torção em pilares metálicos

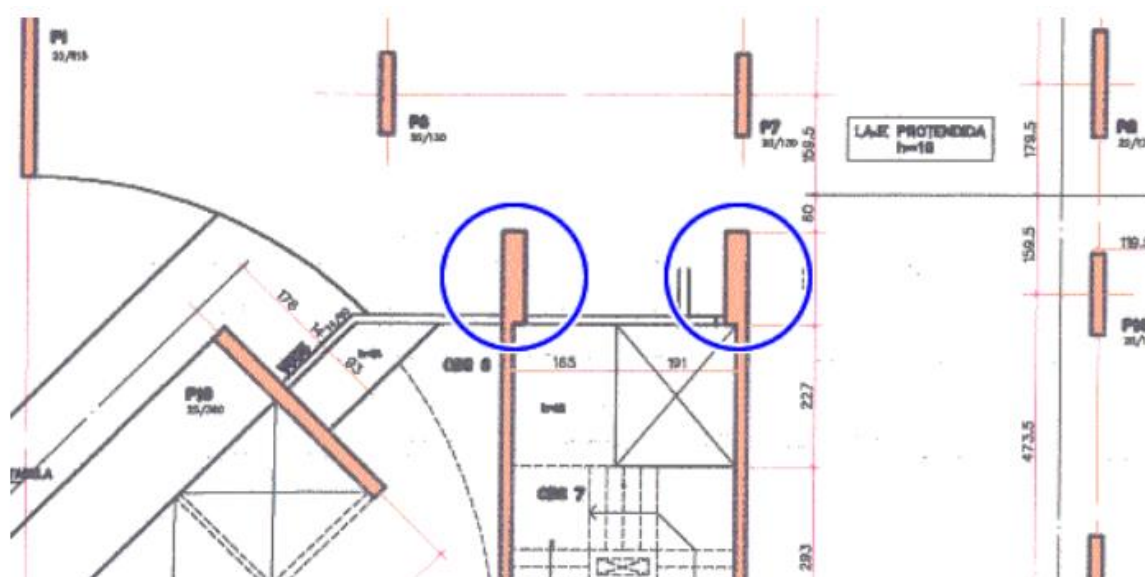


Fonte: França e Kimura (2006, p. 5).

## 2.8 ELEMENTOS DE ENRIJECIMENTO DAS EXTREMIDADES LIVRES

Com o surgimento dos efeitos localizados de segunda ordem, as extremidades livres podem sofrer grandes deformações, com isso, as armaduras nessas localidades podem aumentar consideravelmente. Através disso, uma alternativa que é muito utilizada para evitar esse acréscimo de armadura, é o enrijecimento das extremidades livres, com a utilização de elementos de enrijecimento. Através do uso desses elementos, o fenômeno que pode ocorrer é a dispensa dos efeitos localizados de segunda ordem. (KIMURA, 2021).

Figura 30 – Enrijecimento das extremidades livres



Fonte: Kimura (2021, p. 206).

Reforços nos pilares-parede podem ser distribuídos ou concentrados. O reforço distribuído é aquele em que o reforço horizontal é verticalmente e horizontalmente distribuído em elementos de extremidade ou altura da parede. Já o reforço concentrado é aquele que possui elementos de enrijecimento, como apresentado na Figura 30. (MACGREGOR; WIGHT, 2011).

Com o aumento dos elementos de concreto nas extremidades dos pilares parede ou com acréscimo de armadura, aumenta-se a resistência ao momento nominal. Isso se torna eficaz para resistir as cargas laterais provenientes do efeito do vento, ou em caso de sismos. Nesse aspecto, a ACI 318 exige que o dimensionamento desses elementos de enrijecimento se torne rigoroso. (MACGREGOR; WIGHT, 2011).

Em muitos casos, a armadura vertical distribuída é suficiente para resistir aos momentos solicitantes em cargas de vento, porém, em casos que isso não se verifica, o reforço concentrado nas extremidades dos pilares-parede se torna essencial, seja com aumento das armaduras nas extremidades ou com utilização de elementos de enrijecimento. (MACGREGOR; WIGHT, 2011).

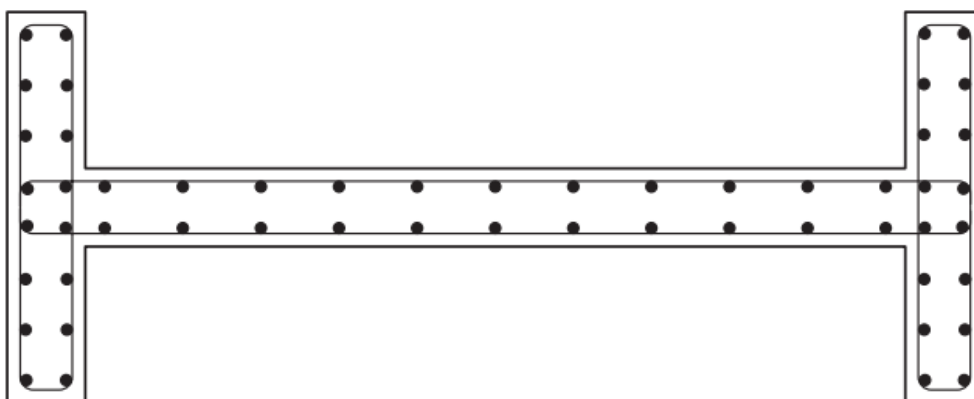
Figura 31 – Formas de enrijecimento das extremidades livres



(a) Elemento de contorno dentro das dimensões da parede.



(b) Parede com elemento de contorno ampliado.



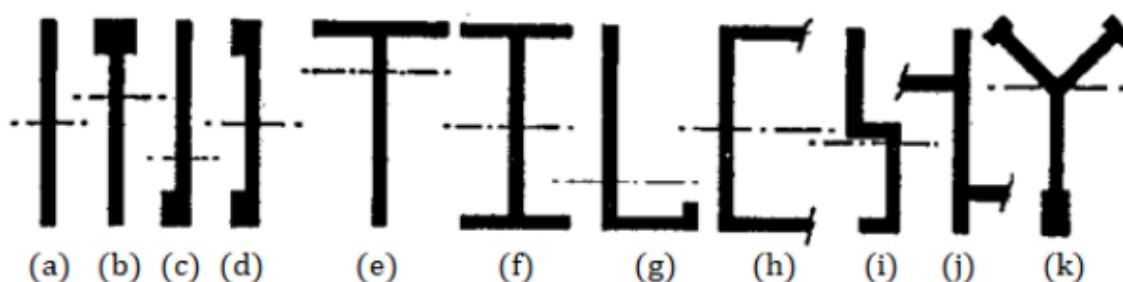
(c) Parede com armadura concentrada em flanges.

Fonte: Macgregor e Wight (2011, p. 1003).

Analisando as formas de pilares-parede da Figura 31, verifica-se que pilares-parede com seções transversais diferentes e com reforços nas extremidades, nota-se uma preocupação com essas áreas, por elas poderem apresentar alguma consequência estrutural. Esses reforços são essenciais para resistir ao momento nominal, fazendo com que as armaduras da alma (seção intermediária), diminua consideravelmente. (MACGREGOR; WIGHT, 2011).

Os elementos de enrijecimento, como visto na Figura 32, podem ser utilizados para ancorar efetivamente vigas transversais. Podem, também, auxiliar na utilização de armadura de flexão principal, garantindo estabilidade em relação a flambagem lateral de pilar-parede com lâminas esbeltas, sendo também, útil para permitir um maior confinamento de concreto. (PRIESTLEY, 1992).

Figura 32 – Seção transversal de pilares parede com elementos de enrijecimento



Fonte: Priestley (1992, p. 368).

Aconteceram três grandes modificações na ACI 318, nos anos de 1983, 1999 e 2014. Em 1983, foi considerado um limite de compressão extrema da fibra nas cargas de compressão, combinado com ações de momento de tombamento sísmico, com o principal objetivo de verificar se era necessário a existência de reforço transversal nos elementos de extremidade dos pilares-parede. (ALADSANI; BURTON; ABDULLAH; WALLACE, 2022).

No ano de 1999, foi criada uma alternativa, concebida através do deslocamento, ou seja, pilares-parede em balanço contínuo com seção crítica, avaliando a necessidade de incluir elementos de enrijecimento de contorno. (WALLACE; MOEHLE, 1992; WALLACE, 1994; THOMSEN; WALLACE, 2004).

Em 2014, após inúmeras revisões, foram incluídos requisitos rigorosos de detalhamentos nos limites de pilares-parede esbeltos, exigindo uma largura mínima da zona de compressão e de flexão, com os pilares-paredes tendo elementos de enrijecimento nas extremidades e adicionando um fator de segurança, no cálculo da eq. (18.10.6.2) da ACI 318-14. Essas mudanças aconteceram, através dos sinistros de terremotos acontecidos em 2010 no Chile e 2011 na Nova Zelândia, com testes em larga escala. (WALLACE, 2012; NAGAE *et al.*, 2011).

Em pilares-parede esbeltos, quando acontecem deformações nas extremidades, nota-se que esses elementos diminuem a camada de concreto na

seção transversal e ocorreu flambagem das armaduras longitudinais. (WALLACE, 2012; SRITHARAN, 2008).



### 3 METODOLOGIA

Inicialmente, se elaborou uma modelagem estrutural referência somente com pilares-parede retangulares, através de uma arquitetura (que se encontra no apêndice A). A partir dessa modelagem, idealizaram-se outros dois casos contendo núcleo rígido, onde no primeiro caso, o núcleo se localiza na parte lateral do edifício, enquanto o segundo caso possui um núcleo rígido localizado no centro. Todos esses casos não possuem elementos de enrijecimento, a nomenclatura dos casos foi feita conforme Tabela 3.

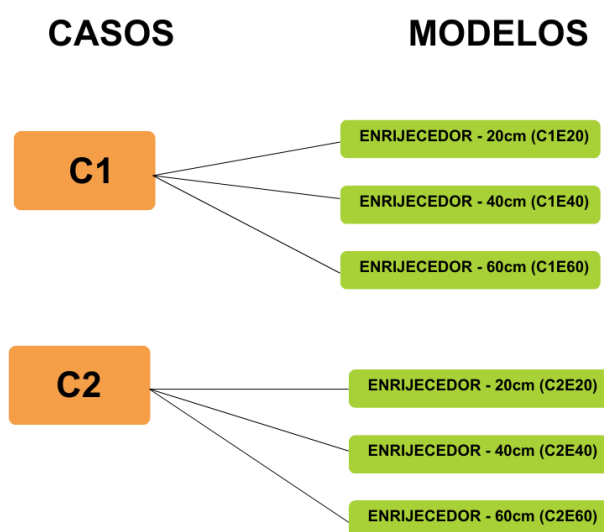
Tabela 3 – Nomenclatura dos casos

Nomenclatura dos casos	Definição
Caso de Referência (CR)	Somente pilares-paredes retangulares – Sem enrijecedor
Caso 1 (C1)	Caso com núcleo rígido na lateral – Sem enrijecedor
Caso 2 (C2)	Caso com núcleo rígido no centro- Sem enrijecedor

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

A partir disso, foram desenvolvidos seis modelos de cálculo com a inserção dos elementos de enrijecimento, localizados na extremidade livres dos núcleos rígido, ou seja, são modelos derivados do caso 1 e caso 2, a discretização foi feita conforme figura 33.

Figura 33 – Definição dos modelos

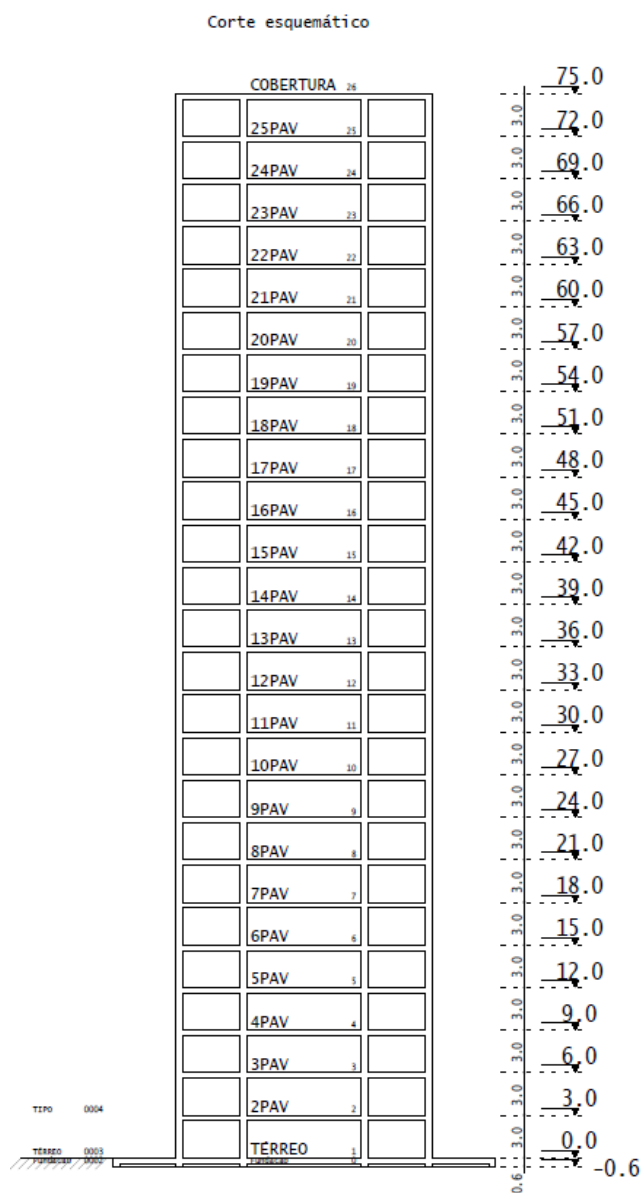


Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

### 3.1 CASOS CR, C1 E C2

O projeto adotado foi um prédio com 25 pavimentos (devido ao fato, de que com essa altura, já existe efeitos de segunda ordem), com pé-direito entre pavimentos de 3m, com altura total de 75m, conforme mostrado na Figura 34. Com a concepção realizada através da arquitetura (localizada no apêndice A), foi concebido a distribuição dos elementos estruturais com 20 vigas, 22 lajes por pavimento e 36 pilares-parede ao total. Com um pré-dimensionamento foi determinados as espessuras de todas as lajes maciças com 13cm e vigas com dimensão de 20x80cm.

Figura 34 – Concepção do edifício



Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Considerou-se como premissa limitante entre os três casos o coeficiente  $\gamma_z$ , onde ficou com 1,06, sendo considerado de nós fixos, esse valor foi resultado do dimensionamento de CR e se manteve entre os outros casos, os deslocamentos do topo e entre pisos ficaram com valores parecidos, conforme visto na Tabela 4, para reduzir variáveis distintas entre os modelos.

Tabela 4 – Premissas limitantes entre casos

Nome da Estrutura	$\gamma_z$	Deslocamento topo (cm)	Deslocamento entre pisos (cm)
CR	1,06	1,71	0,09
C1	1,06	1,68	0,08
C2	1,06	1,72	0,08

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Os pilares-parede possuem dimensões distintas entre eles, foi necessária a exclusão de dois pilares-paredes no caso C1, essas alterações foram necessárias tendo em vista os parâmetros globais, como o  $\gamma_z$  e os deslocamentos horizontais. A variação da dimensão dos pilares-parede entre os casos foi considerada conforme tabela 5.

Tabela 5 – Seção dos pilares

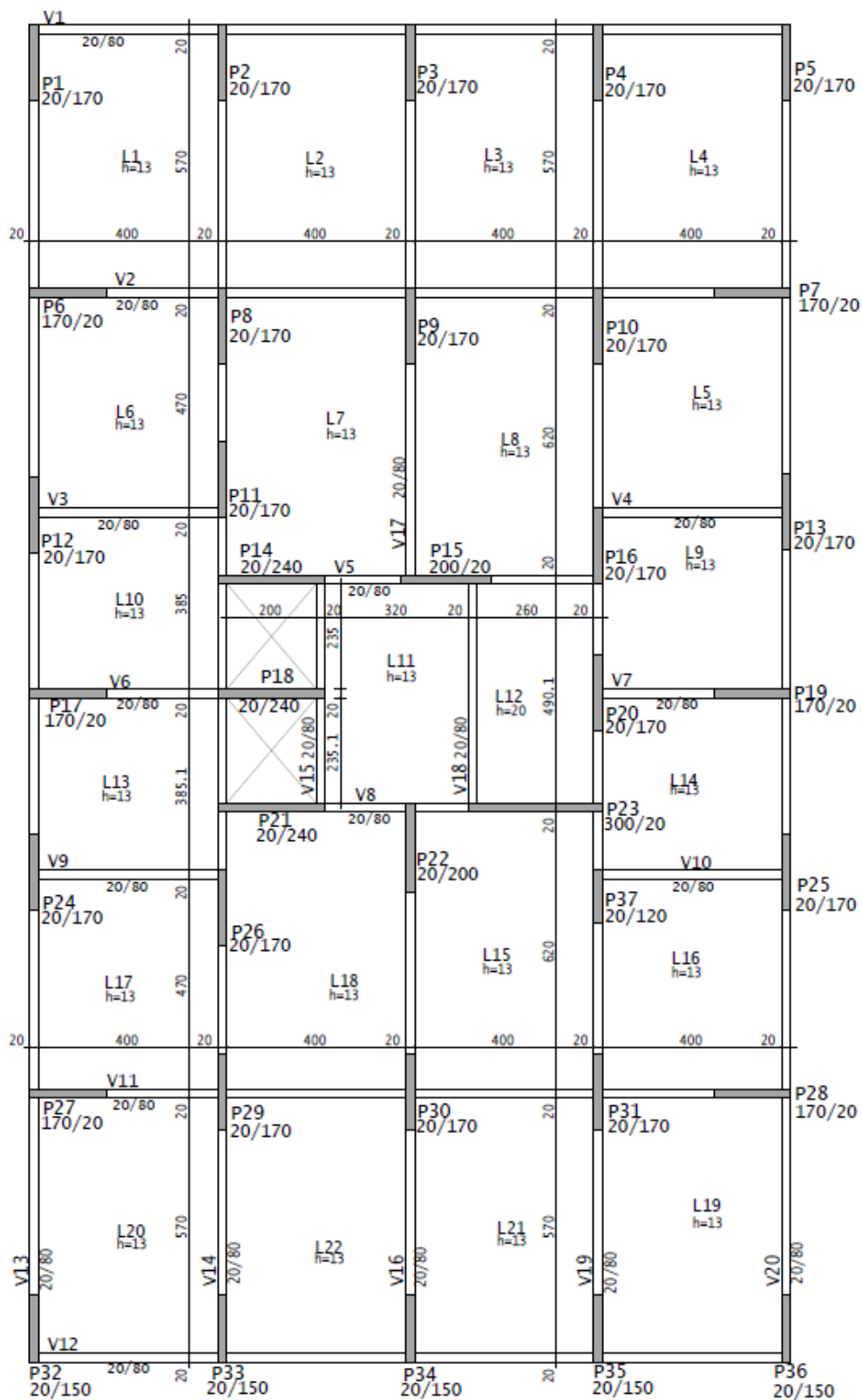
(continua)					
PILAR	SEÇÃO (cm)	PILAR	SEÇÃO (cm)	PILAR	SEÇÃO (cm)
CASO	CR		C1		C2
P1	20/170	P1	20/160	P1	20/105
P2	20/170	P2	20/160	P2	20/105
P3	20/170	P3	20/160	P3	20/150
P4	20/170	P4	20/160	P4	20/150
P5	20/170	P5	20/160	P5	20/150
P6	170/20	P6	160/20	P6	160/20
P7	170/20	P7	160/20	P7	150/20
P8	20/170	P8	20/160	P8	20/150
P9	20/170	P9	20/160	P9	20/180
P10	20/170	P10	20/160	P10	20/200
P11	20/170	P11	20/160	P11	20/175
P12	20/170	P12	20/160	P12	20/130
P13	20/170	P13	20/160	P13	20/130
P14	240/20	P14	EXCLUÍDO	P14	20/105
P15	200/20	P15	220/20	P15	20/170
P16	20/170	P16	20/160	P16	130/20
P17	170/20	P17	160/20	P17	20/105
P18	240/20	P18	EXCLUÍDO	P18	105/20

P19	170/20	P19	180/20	P19	20/110
P20	20/170	P20	20/170	P20	20/105
P21	240/20	P21	Núcleo rígido	P21	núcleo rígido
P22	20/200	P22	220/20	P22	105/20
P23	300/20	P23	20/170	P23	20/120
P24	20/170	P24	20/160	P24	20/160
P25	20/170	P25	20/160	P25	20/165
P26	20/120	P26	20/160	P26	20/140
P27	170/20	P27	160/20	P27	180/20
P28	170/20	P28	160/20	P28	180/20
P29	20/170	P29	20/160	P29	20/150
P30	20/170	P30	20/160	P30	20/150
P31	20/170	P31	20/160	P31	20/180
P32	20/150	P32	20/140	P32	20/105
P33	20/150	P33	20/140	P33	20/130
P34	20/150	P34	20/140	P34	20/140
P35	20/150	P35	20/140	P35	20/130
P36	20/150	P36	20/140	P36	20/105

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

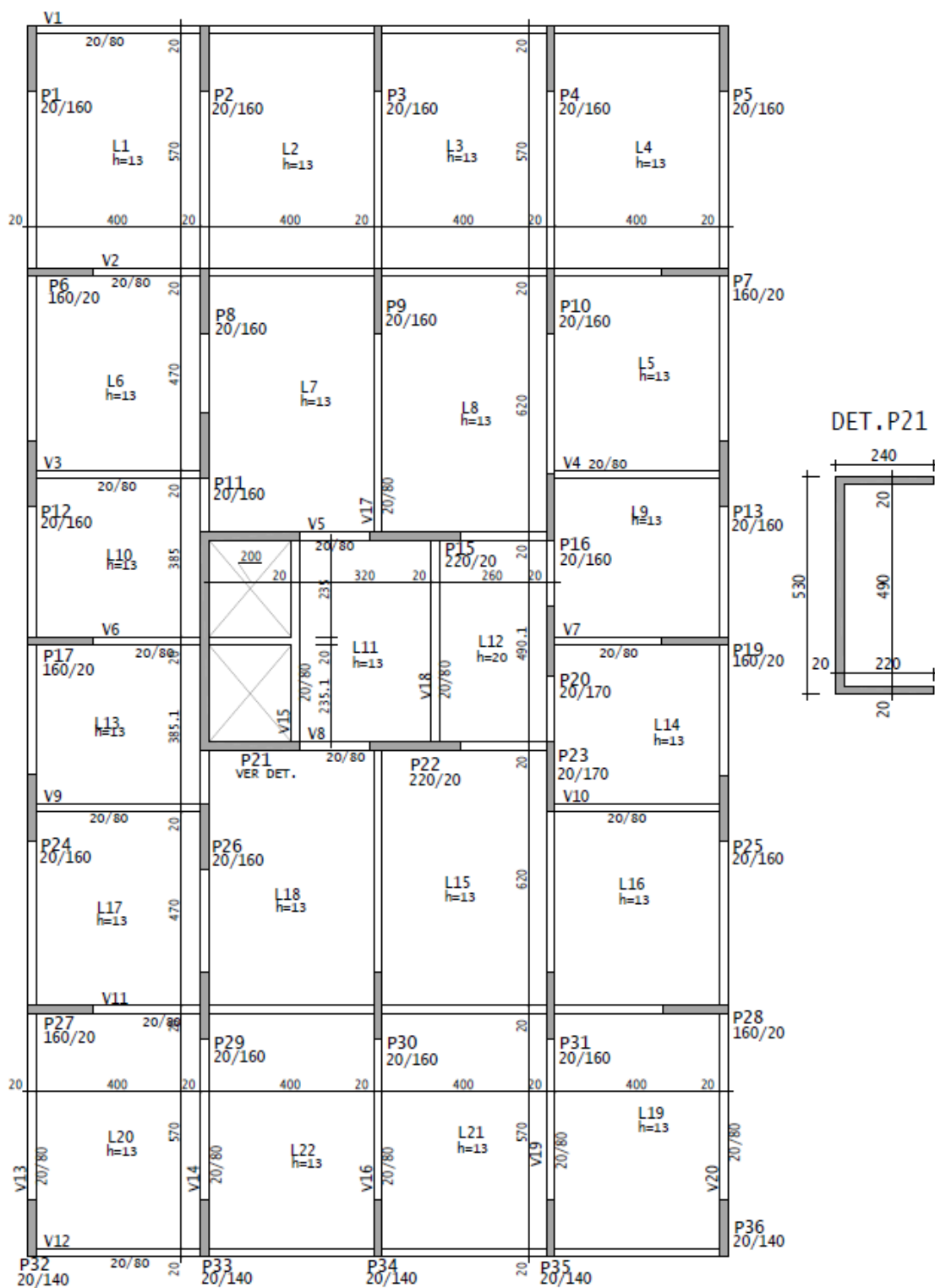
Através do exposto, as plantas de formas representam a identificação de todos os elementos que se localizam na estrutura, verificam-se dimensões dos pilares-parede e vigas, espessura das lajes, além da localização destes no pavimento. Com isso, foram concebidas as plantas de formas de todos os casos, todas as vigas são contínuas e no caso 1 e caso 2 apresentam o detalhe do núcleo rígido. Nas figuras 35,36 e 37 foi definida a representação gráfica dos casos.

Figura 35 – Planta de forma Caso CR



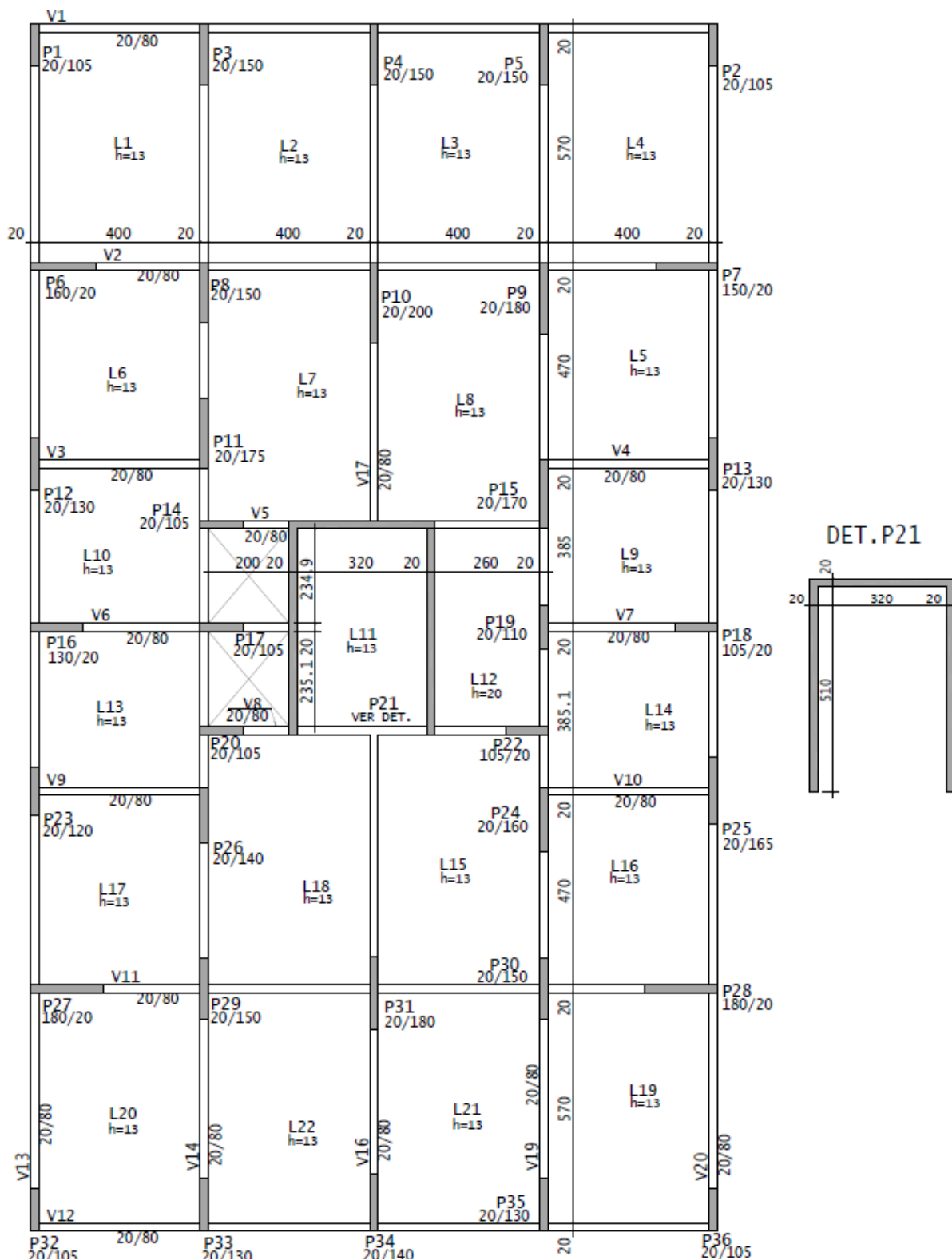
Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Figura 36 – Planta de forma Caso C1



Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Figura 37 – Planta de forma Caso C2



Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

### 3.2 MODELOS COM ELEMENTOS DE ENRIJECIMENTO

Foi estabelecido que a espessura dos elementos de enrijecimento tivesse dimensão fixada em 20 cm, para manter a mesma espessura da parte seção menos rígida do núcleo rígido, mas com comprimentos variáveis, conforme tabela 6.

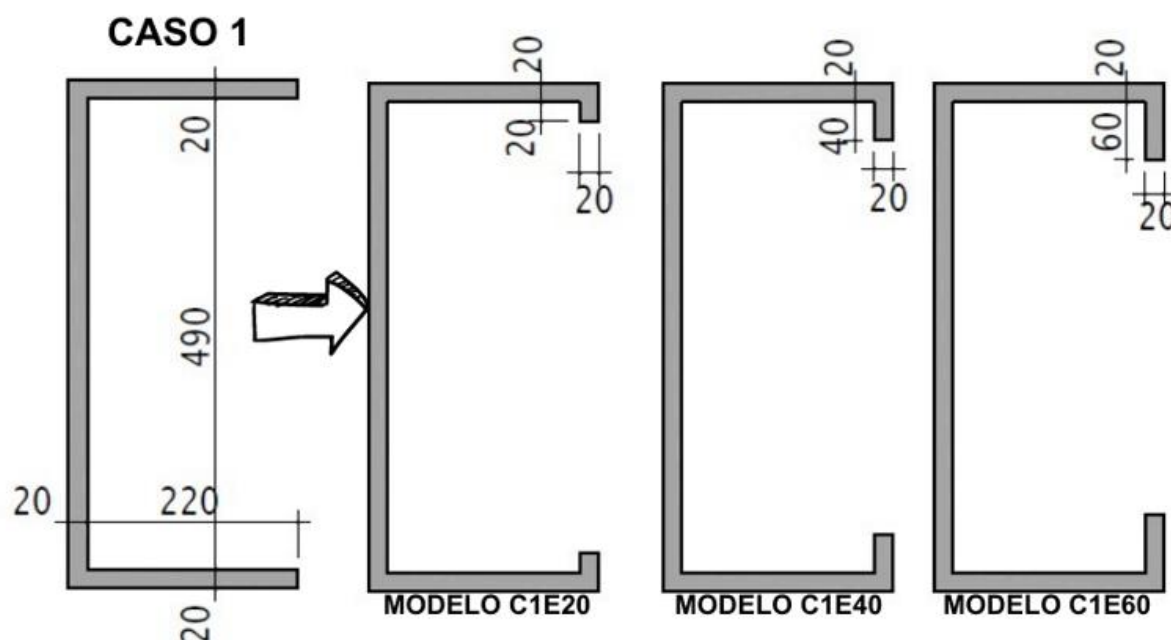
Tabela 6 – Comprimento dos elementos de enrijecimento

Comprimentos dos EE (cm)	
Compr.1	20
Compr.2	40
Compr. 3	60
Legenda	
EE= Elementos de enrijecimento	

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

A espessura e o comprimento dos elementos de enrijecimento fizeram parte dos modelos que foram analisados e o detalhamento destes, estão discretizados conforme figuras 38 e 39.

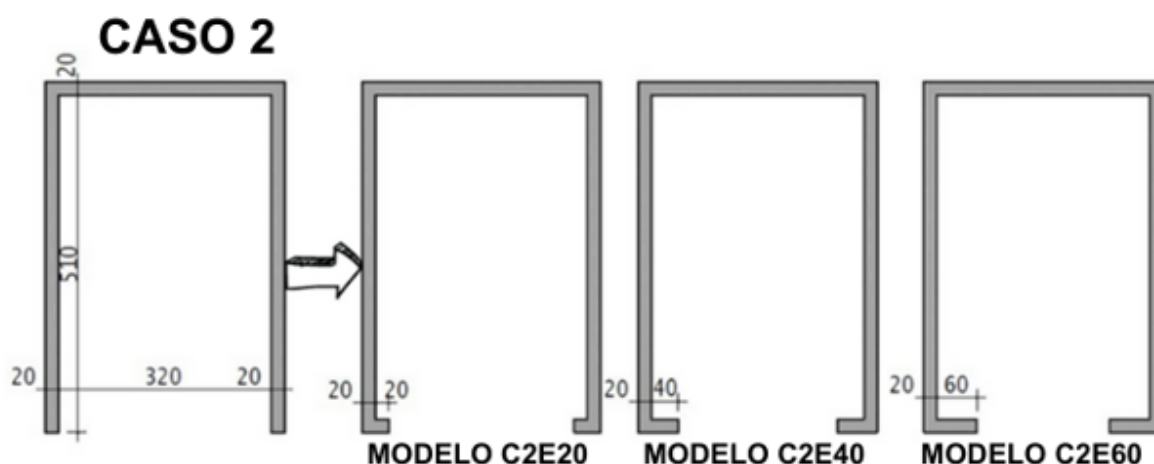
Figura 38 – Modelos com elementos de enrijecimento derivados do caso 1



Fonte: Elaborada pelo autor (2023).



Figura 39 – Modelos com elementos de enrijecimentos derivados do caso 2



Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

### 3.3 AÇÕES E COMBINAÇÕES

Os carregamentos verticais foram adotados conforme a ABNT NBR 6120 (2019). As cargas consideradas nas lajes, foram utilizadas em concordância com a Tabela 7.

Tabela 7 – Cargas nas lajes

Cargas nas lajes			
Cargas	Permanente (tf/m <sup>2</sup> )		Acidental (tf/m <sup>2</sup> )
Sala /cozinha / Dormitório	0.1		0.15
cobertura	0.15		0.1
escada	0.1		0.3
elevador	0.05		5
Sanitário	0.1		0.15
Área de serviço	0.1		0.2
Área de uso comum	0.1		0.3

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

As cargas de alvenarias consideradas, foram utilizadas de acordo com a Tabela 8.

Tabela 8 – Cargas de alvenaria

Cargas de Alvenaria		
Em Vigas		
Bloco de concreto 19cm (tf/m)	Altura considerada (m)	Total (tf/m <sup>2</sup> )
0.32	2.4	0.768

	Em Lajes	
Bloco de Concreto 19cm (tf/m)	Altura considerada	Total (tf/m <sup>2</sup> )
0.32	3	0.96

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

A carga vertical média de um pavimento é a razão entre as todas as cargas verticais características (peso-próprio, permanentes ou acidentais) pela área total estimada do pavimento, conforme visto na tabela 9.

Tabela 9 – Carga vertical média

<b>Pavimento</b>	<b>Peso</b>		<b>Acidental</b> (tf/m <sup>2</sup> )
	<b>Próprio (tf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Permanente</b> (tf/m <sup>2</sup> )	
<b>COBERTURA</b>	0.46	0.21	0.09
<b>TIPO</b>	0.47	0.51	0.14
<b>TÉRREO</b>	1.77	2.82	0.00

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

O cálculo da carga do vento utilizado no cálculo, foi elaborado a partir da NBR 6123 (ABNT, 1988). Onde a velocidade do vento foi definida através do mapa das Isopletas.

- velocidade básica em relação a região nordeste do estado do Rio Grande do Sul: 45 m/s;
- fator topográfico (S1): 1,0;
- categoria de rugosidade (S2): III - Terrenos planos ou ondulados, com obstáculos. Muros, árvores em edificações baixas, fazendas, subúrbios com casas baixas;
- C - Maior dimensão horizontal ou vertical maior que 50m;
- fator estatístico (S3): 1,00 - Edificações em geral. Hotéis, residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.

O coeficiente de arrasto e a pressão considerado no projeto, em ambos os casos, foram em conformidade ao descrito na tabela 10.

Tabela 10 – Coeficiente de arrasto do vento e pressão

<b>Ângulo (°):</b>	<b>Coef. arrasto</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>):</b>	<b>Pressão (tf/m<sup>2</sup>):</b>
90	1.11	1275.1	0.142
270	1.11	1275.1	0.142
0	1.40	2242.6	0.179
180	1.40	2242.6	0.179
45	1.27	2487.3	0.162
135	1.27	2487.3	0.162
225	1.27	2487.3	0.162
315	1.27	2487.3	0.162

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

No modelo estrutural global foram consideradas as seguintes combinações, visíveis na Figura 40. As combinações ELU são referentes a resistência da estrutura, para definir os esforços solicitantes adotados no dimensionamento dos elementos, enquanto as combinações ELS se referem ao funcionamento das estruturas, adotadas para verificar deslocamentos verticais, fissurações e vibrações atuantes na estrutura. As ações permanentes e sobrecargas possuem ponderadores, conforme a ABNT NBR 6118:2014.

Figura 40 – Combinações para modelo global

```

ELU1/PERM/PP+PERM
ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT5
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT6
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT7
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT8
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT5
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT6
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT7
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT8
ELU2/PERM/PP+PERM
ELU2/PERMACID/PP+PERM+ACID_R
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT1
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT2
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT3
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT4
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT5
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT6
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT7
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID_R+0.6VENT8
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID_R+VENT1
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID_R+VENT2
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID_R+VENT3
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID_R+VENT4
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID_R+VENT5
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID_R+VENT6
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID_R+VENT7
ELU2/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID_R+VENT8
FOGO/PERMVAR/PP+PERM+0.3ACID
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.4ACID
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT1
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT2
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT3
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT4
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT5
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT6
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT7
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT8
ELS/CQPERM/PP+PERM+0.3ACID
COMBFLU/COMBFLU/PP+PERM+0.3ACID

```

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

Através disso, foi feito um resumo da quantidade de combinações realizadas durante o processo de cálculo, conforme visto na tabela 11.

Tabela 11 – Resumo das combinações

<b>Tipo</b>	<b>Descrição</b>	<b>N Combinações</b>
<b>ELU1</b>	Verificações de estado limite último - Vigas e lajes	18
<b>ELU2</b>	Verificações de estado limite último - Pilares e fundações	18
<b>FOGO</b>	Verificações em situação de incêndio	1
<b>ELS</b>	Verificações de estado limite de serviço	10
<b>COMBFLU</b>	Cálculo de fluência (método geral)	1
<b>LAJEPRO</b>	Combinações p/ flechas em lajes protendidas	0

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

### 3.4 MATERIAIS

Adotaram-se os mesmos materiais em todos os modelos analisados conforme os itens a seguir.

Para o concreto optou-se pelo mínimo para classe de agressividade II (Moderada - Urbana) é 25 MPa, porém por se tratar de um edifício de múltiplos pavimentos, foi decidido utilizar-se um concreto com resistência característica a compressão igual a 40 MPa, atendendo aos requisitos mínimos conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme visto na tabela 12.

Tabela 12 – Resistência a compressão por elemento

<b>Pavimento</b>	<b>fck Lajes (MPa)</b>	<b>fck Vigas (MPa)</b>	<b>fck Pilares (MPa)</b>
<b>COBERTURA</b>	40	40	40
<b>TIPO</b>	40	40	40
<b>TÉRREO</b>	40	40	40

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

O módulo de elasticidade utilizado para o concreto utilizado é de acordo com a tabela 13.

Tabela 13 – Módulo de elasticidade do concreto

	$\alpha_e$	$E_{cs}$ (MPa)	$E_{ci}$ (MPa)	$G_c$ (MPa)
<b>C40</b>	1	31876	35418	13282

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

O aço utilizado foi o CA-50 com resistência característica igual a 500MPa e aço CA-60 com resistência igual a 600 MPa, com módulo de elasticidade longitudinal igual a 210GPa, seguindo aos requisitos da NBR 7480 (ABNT, 2007), as características referentes são detalhadas na tabela 14.

Tabela 14 – Resistências e dados relativos as armaduras passivas

<b>Tipo de barra</b>	<b><math>E_s</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{yk}</math> (MPa)</b>	<b>Massa específica (kgf/m<sup>3</sup>)</b>
<b>CA-50</b>	210000	500	7850
<b>CA-60</b>	210000	600	7850

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

Em consoante com o item que a NBR 6118 (ABNT, 2014) cita logo após da sua tabela 7.2, onde se refere que para concretos de classe de resistência superior ao mínimo exigido, os cobrimentos definidos na tabela 7.2 podem ser reduzidos em até 5mm, através disso, pelos casos analisados se encaixarem nesse perfil foi adotado essa redução, os cobrimentos foram considerados conforme tabela 15.

Tabela 15 – Cobrimentos utilizados nos elementos estruturais

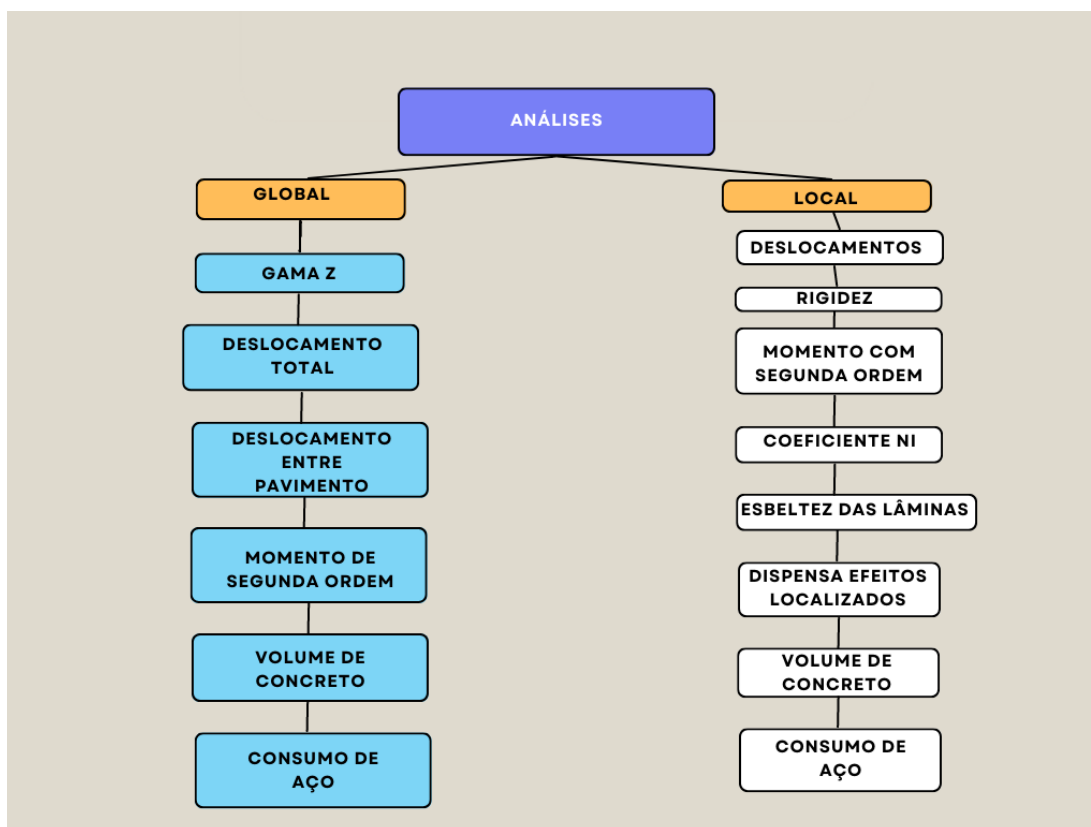
<b>Elemento Estrutural</b>	<b>Cobrimento (cm)</b>
<b>Lajes convencionais (superior / inferior)</b>	2 / 2
<b>Vigas</b>	2.5
<b>Pilares</b>	2.5

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

### 3.5 VARIÁVEIS DE CONTROLE

As análises do estudo desenvolvido foram apresentadas no fluxograma da Figura 41. Sendo feita a divisão entre os parâmetros referente a análise global (variáveis de estabilidade global e consumo de materiais), assim como parâmetros locais (variáveis de análise local, consumo de materiais e efeitos localizados de segunda de ordem).

Figura 41 – Fluxograma das etapas de análise



Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

### 3.6 ANÁLISE NUMÉRICA

O modelo de cálculo global do edifício foi feito através do modelo IV, predefinição da ferramenta para gerar resultados observado na Figura 42, retirada do programa TQS, onde este modelo é integrado de pórtico espacial, em que a simulação das barras é feita somente por pilares e vigas, o qual será considerado o efeito das ações horizontais e verticais. Nas lajes simulou-se apenas ações verticais, através da grelha por pavimento. Neste caso, esforços relativos as barras das lajes sobre as vigas, serão consideradas como cargas ao pórtico espacial. A análise da estrutura global será feita através do  $\gamma z$ . (TQS, 2023).

Figura 42 – Parâmetros de cálculo global do edifício

#### Modelo global do edifício

Modelo espacial global .....	IV - Modelo integrado de pórtico espacial
Flexibilização das ligações viga/pilar .....	Sim
Modelo enrijecido para viga de transição .....	Não
Método para análise de 2a. ordem global .....	GamaZ

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

As formas de análise através do TQS, são subdivididos em global e local, sendo que globalmente os resultados do coeficiente  $\gamma_z$ , deslocamento total e entre pavimentos foram extraídos e analisados através do relatório de estabilidade, já o momento de segunda ordem a partir do relatório de estabilidade e pórtico ELU e o consumo total dos materiais (Aço e concreto) referente aos pilares-parede foi obtido a partir do resumo estrutural.

Os coeficientes locais, os resultados do coeficiente  $v$  e esbeltez das lâminas são obtidos no relatório de pilares, enquanto a rigidez, deslocamentos e momento com segunda ordem local são realizados através da análise com malha, onde o pilar-parede, através de suas faixas são interligados em malhas horizontais e verticais, verificando as faixas funcionando de forma conjunta. O consumo de aço local é detalhado através do detalhamento da edição rápida e gráfica. Os coeficientes locais são analisados somente os resultados do primeiro pavimento, pois é onde começa os efeitos localizados de segunda ordem. Já o consumo de materiais locais (concreto e aço) são analisados os cinco pavimentos inferiores, pois é onde os efeitos localizados são mais evidentes. Não foram dimensionadas fundações, bem como, não houve verificação da estrutura em situação de incêndio. Essas análises são detalhadas conforme fluxograma da Figura 43.

Figura 43 – Fluxograma das etapas de análise

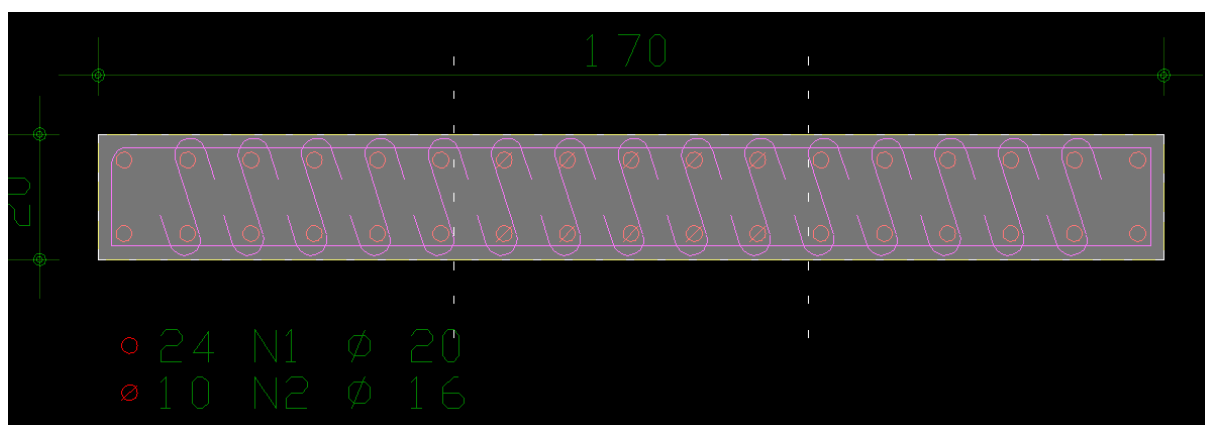


Fonte: Elaborada pelo autor (2023).



Na edição rápida de pilares do TQS, um dos artifícios do programa é a visualização do pilar-parede em faixas, observado na Figura 44, com isso pode ser verificada por faixa os efeitos localizados com todas as combinações de cálculo. Destas combinações, o *software* lista qual a combinação que obteve a solicitação mais crítica, através disso, podem ser alteradas tanto as armaduras longitudinais quanto as transversais deste elemento estrutural, caso uma das faixas tenha uma solicitação crítica pequena, pois no programa é uniformizado a solicitação mais crítica de uma faixa para todo pilar-parede (após uma alteração de armadura deve ser feita uma verificação para ver se o dimensionamento passa).

Figura 44 – Separação das faixas no pilar-parede



Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

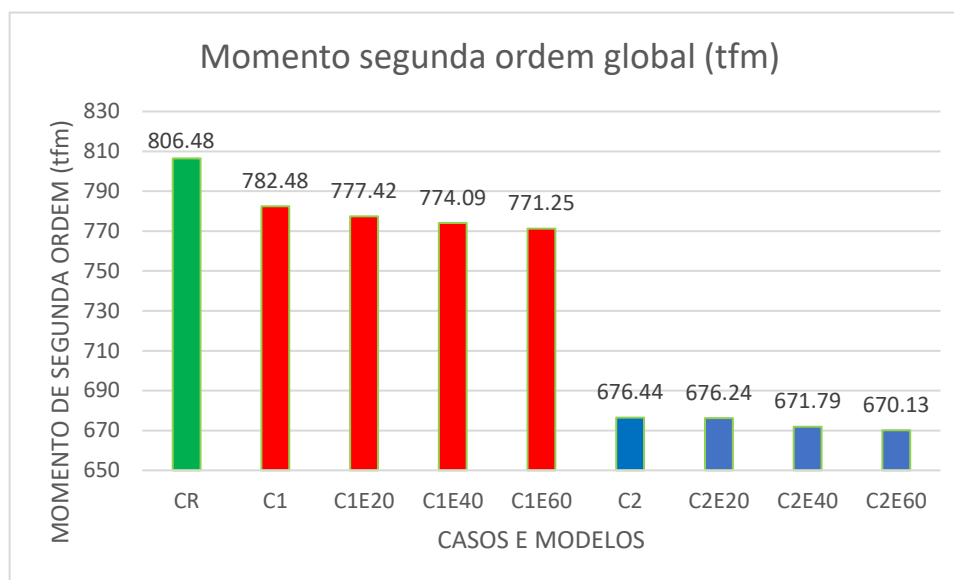
O programa fixa o pior caso das faixas e distribui as mesmas armaduras para todas as faixas, porém, geralmente o meio dos pilares-parede existem solicitações menores que as extremidades. Há duas opções para esses casos: (a) manter a bitola dos cantos e reduzir a quantidade de aço apenas no meio ou (b) manter a quantidade e reduzir a bitola apenas no meio.

Quando se diminui a quantidade ou reduz a bitola da armadura longitudinal, pode verificar o estribo novamente, pois isso causa uma relação direta, devido à área da armadura transversal ser 25% da armadura longitudinal, visto que, nesse caso, não será feita verificação por flexão de placas.

## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1 ANÁLISE GLOBAL

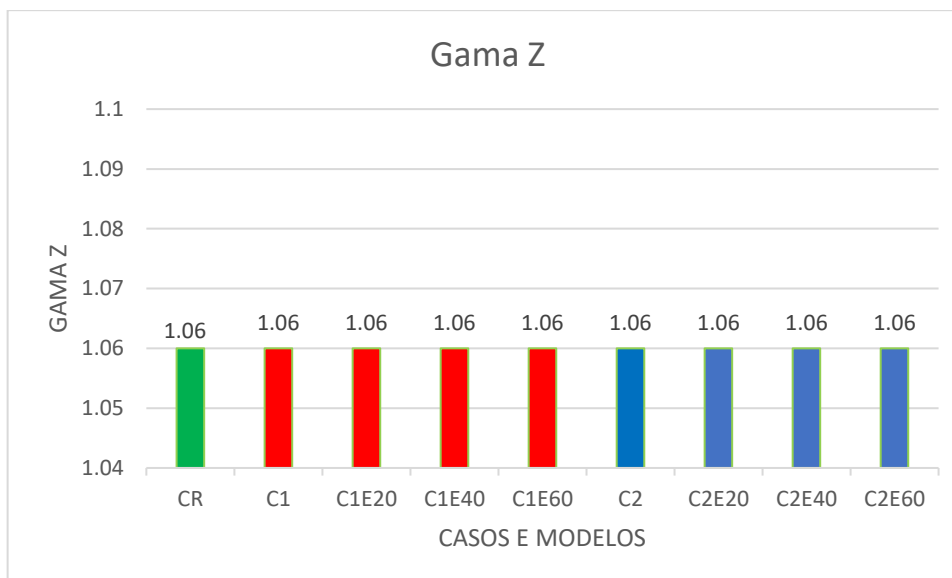
Gráfico 1 – Momento segunda ordem global



Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

Comparando os casos sem elementos de enrijecimento, verificou-se que houve uma redução nos momentos de segunda ordem global, com a inserção do núcleo rígido: C1 teve um resultado 3% menor na comparação com CR; e C2 16,12% menor que CR. Esses resultados indicaram que a localização do núcleo rígido teve impacto, pois o núcleo rígido localizado no centro (C2) teve um momento 13,5% menor em relação ao núcleo rígido localizado na lateral (C1).

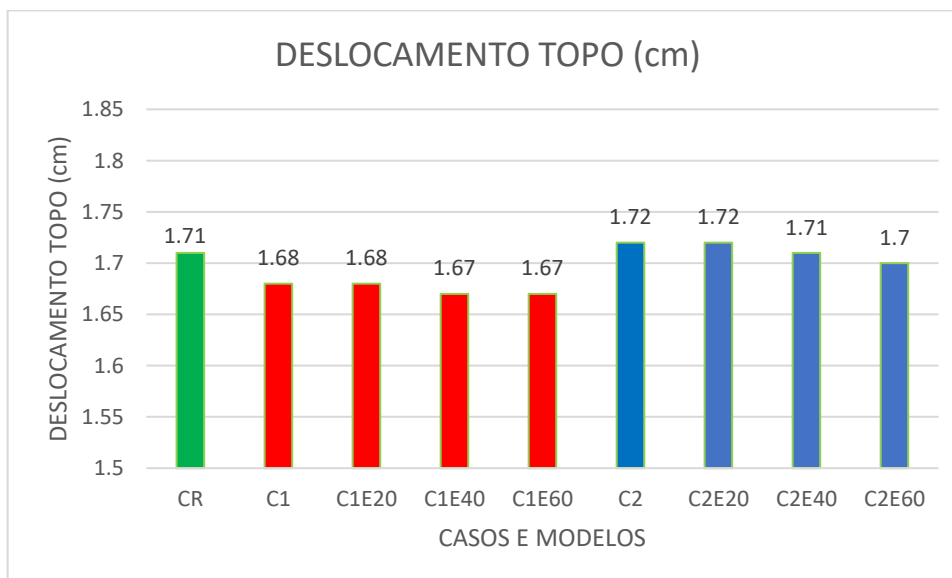
Os modelos com elementos de enrijecimento tiveram pouca interferência na redução do momento de segunda ordem global. Na comparação com o caso C1, o modelo C1E20 reduziu 0,64%; já o modelo C1E40, 1,07%; e C1E60 reduziu 1,43%. Em relação ao caso C2, C2E20 teve redução de 0,03%; já C2E40, 0,69%; e C2E60 reduziu 0,93%, conforme visto no gráfico 1.

Gráfico 2 – Coeficiente  $\gamma_z$ 

Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

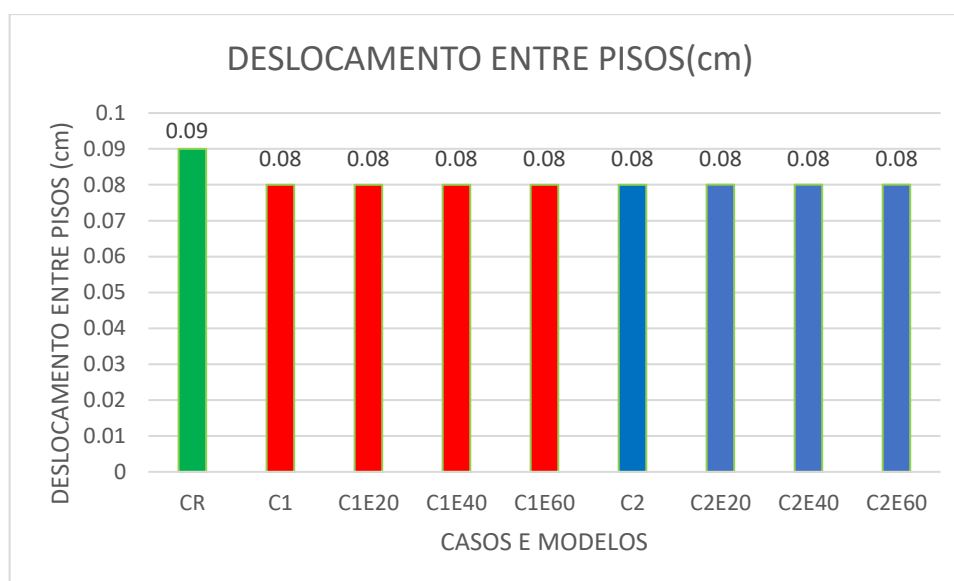
Como o momento de segunda ordem global teve uma pequena redução com o acréscimo dos elementos de enrijecimento, o coeficiente  $\gamma_z$  se manteve estável em todos os modelos, conforme visto no gráfico 2.

Gráfico 3 – Deslocamento do topo



Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

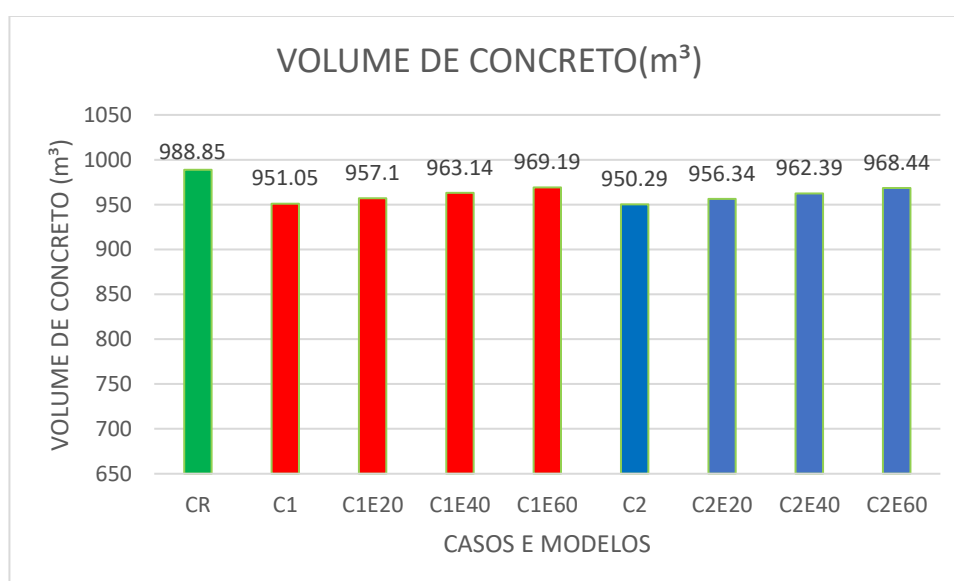
Gráfico 4 – Deslocamento entre pisos



Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

Como globalmente o acréscimo dos elementos de enrijecimento não teve nenhuma alteração no coeficiente  $\gamma_z$ , também se verificou que no deslocamento de topo, a redução ficou em 0,6% nos modelos C1E40 e C1E60 em comparação com caso C1. O modelo C2E40 reduziu 0,58% e o modelo C2E60 diminuiu 1,16%, ambos na comparação com o caso C2, conforme visto no gráfico 3. O deslocamento entre pisos se manteve estável conforme visto no Gráfico 4.

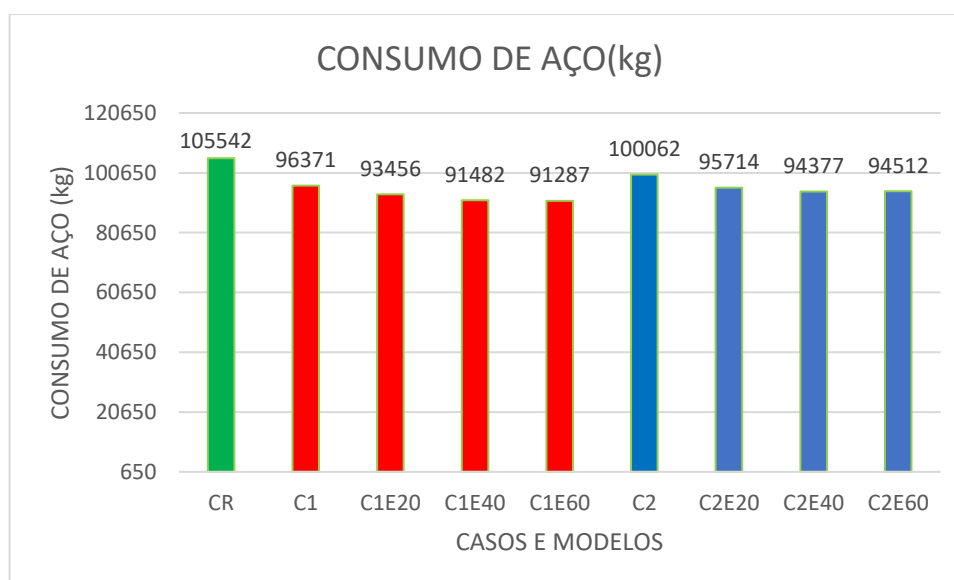
Gráfico 5 – Volume de concreto



Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

Conforme Gráfico 5, na comparação entre os casos CR com os casos 1 e 2, as simulações com núcleo rígido resultaram em menores resultados de volume de concreto, ou seja, o caso C1 teve 4% menos que CR e entre o caso C2 com o caso CR, C2 teve também 4% menos de volume de concreto. Em todos os modelos existiu aumento do volume de concreto, visto que a definição dos elementos de enrijecimento é representada pelo aumento na camada de concreto nas extremidades dos pilares-parede. Em contrapartida, a variação do aumento nos modelos derivados do Caso C1 ficaram entre 0,6 e 1,90% na comparação com C1; já os modelos derivados de C2 tiveram variação entre 0,63 e 1,90% na comparação com C2.

Gráfico 6 – Consumo de aço

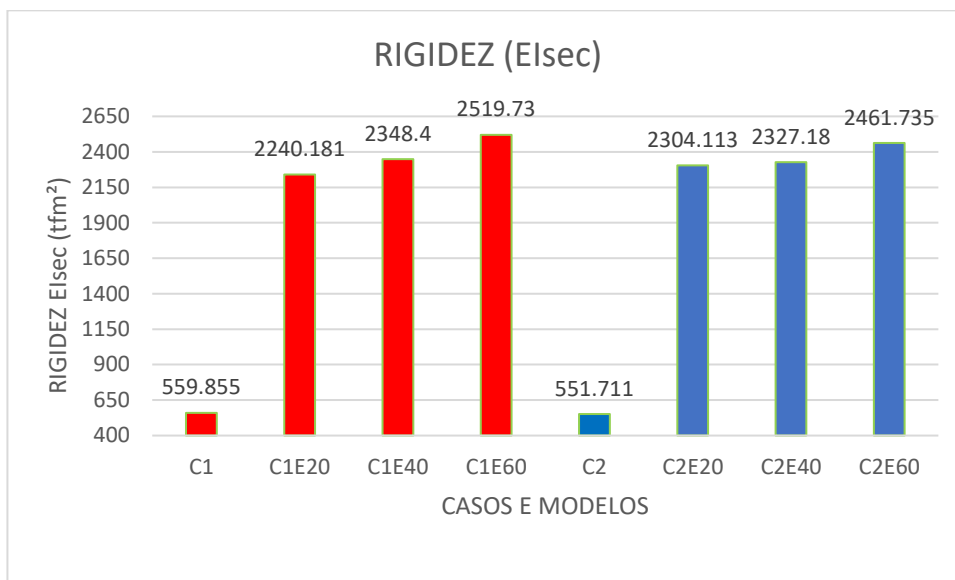


Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

Conforme visto no gráfico 6, o caso CR obteve maior consumo de aço, em comparação com os casos C1 e C2. Na análise entre o caso CR com o caso C1, CR teve 9% mais de consumo global de aço, enquanto na comparação entre o caso CR com o caso C2, o consumo de CR foi 5% maior. Analisando os modelos, verifica-se que C1E20 reduziu 3%, enquanto C1E40 e C1E60 reduziram 5%, na comparação com o caso C1. C2E20 diminuiu 4%; C2E40, 5,68%; e C2E60 reduziu 5,54%. A redução do consumo global de aço está relacionada com os parâmetros locais.

## 4.2 ANÁLISE LOCAL

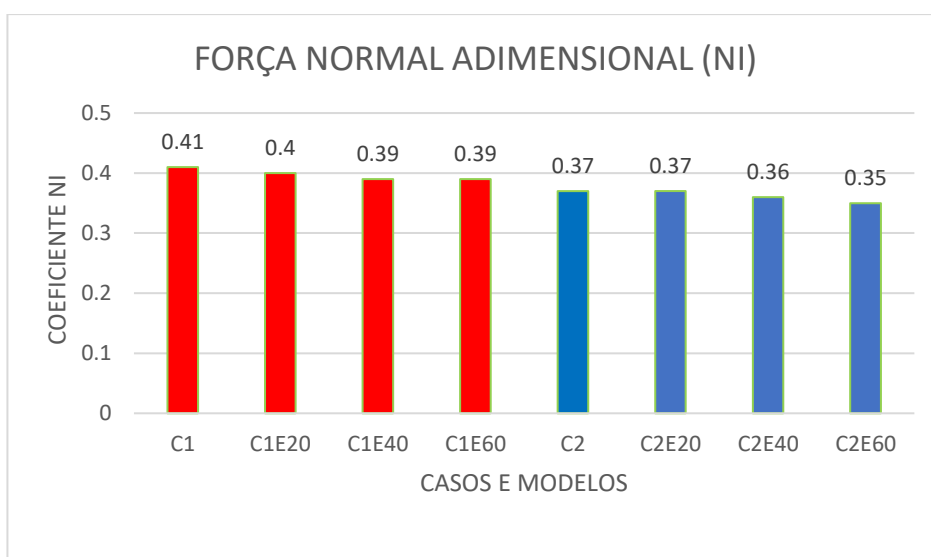
Gráfico 7 – Rigidez



Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

A faixa de uma extremidade livre em torno da direção menos rígida é considerada a parte mais crítica dos pilares-parede, tendo em vista que é essa faixa que tende a receber efeitos localizados de segunda ordem. Logo, quando se colocam elementos na extremidade livre de um pilar-parede, analisa-se que a faixa da extremidade que tinha uma seção transversal retangular transforma-se numa seção em L (uma representação desse fenômeno está localizada no apêndice E). Esse fenômeno aumenta a inércia da faixa e, conseqüentemente, a rigidez. Quando se compara a rigidez na faixa extremidade livre com a colocação de enrijecimento através do gráfico 7, verifica-se, através da reta dos diagramas  $N, M, 1/R$  da faixa (localizados no apêndice D), que o modelo C1E20 aumentou a rigidez em 300,13%; o modelo C1E40 teve um acréscimo de 319,46%; e o modelo C1E60 aumentou a rigidez em 350,068%, na comparação com o caso C1. O modelo C2E20 aumentou a rigidez em 317,63%; C2E40, 321,89%; e o modelo C2E60 teve um acréscimo na rigidez de 346,20%, na comparação com o caso C2.

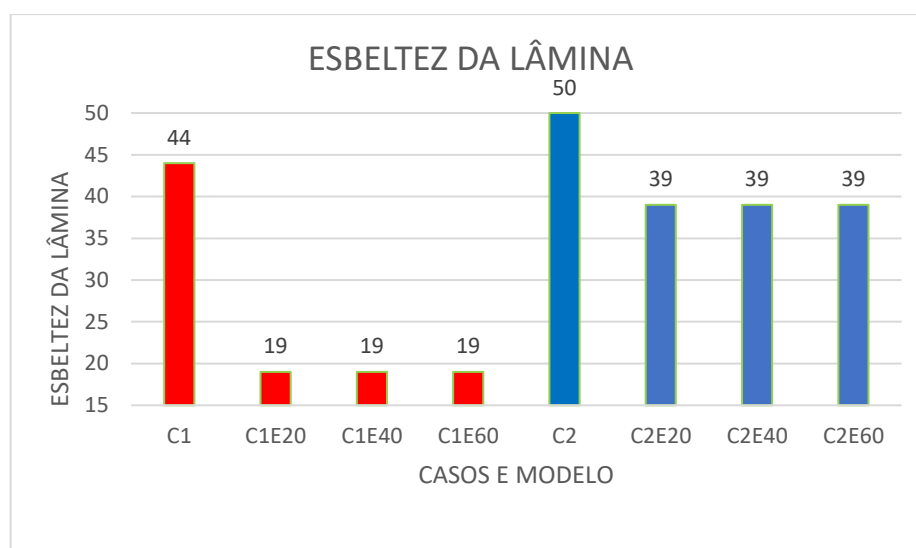
Gráfico 8 – Força Normal adimensional



Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

Para elementos rígidos, a tendência esperada, é que embora possuam deslocamentos de menores magnitude, estes estejam mais solicitados. Mesmo o coeficiente  $\nu$  não apresentar um valor tão expressivo, quando se analisa um núcleo rígido, este elemento estrutural, não tem função apenas para compressão, pois também possui função para a rigidez global, resistir a momento gerado pelo vento, além de possuir uma grande área. Analisou-se uma redução da compressão com o acréscimo dos elementos de enrijecimento: o modelo C1E20 teve uma redução de 2,5% e os modelos C1E40 e C1E60 tiveram uma diminuição de 5%, na comparação com o caso C1. O modelo C2E20 não teve alteração, C2E40 diminuiu 3% e C2E60 reduziu 5,5%, na comparação com o caso C2, como visto no gráfico 8.

Gráfico 9 – Esbeltez da lâmina



Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

Através do gráfico 9, verificou-se que os modelos reduziram a esbeltez das lâminas livres. Os modelos C1E20, C1E40 e C1E60 reduziram 57% a esbeltez da lâmina em comparação com o caso C1; já os modelos C2E20, C2E40 e C2E60 reduziram 22% da esbeltez da lâmina em comparação com o caso C2. A explicação para isso é que o acréscimo dos elementos de enrijecimento ajusta os vínculos, através da mudança nas propriedades geométricas, onde a lâmina em que anteriormente era apoiado-livre se transforma em apoiado-apoiado, reduzindo o valor do comprimento equivalente e conseqüentemente da esbeltez.

Tabela 16 – Dispensa dos efeitos localizados

DISPENSA DOS EFEITOS LOCALIZADOS	
CASO 1	NÃO
MODELO C1E20	SIM
MODELO C1E40	SIM
MODELO C1E60	SIM
CASO 2	NÃO
MODELO C2E20	NÃO
MODELO C2E40	NÃO
MODELO C2E60	NÃO

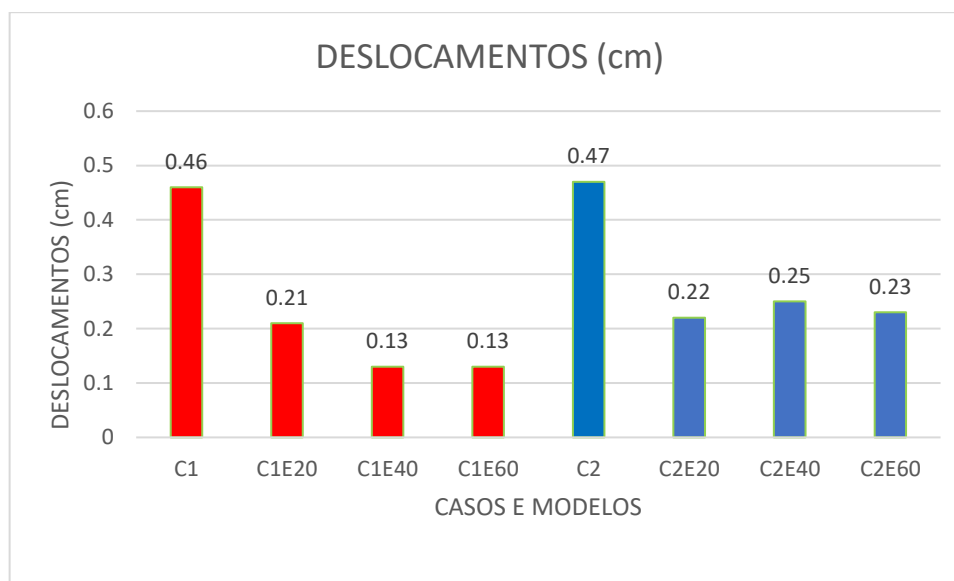
Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Baseado nisso, verificaram-se que todos os modelos derivados do caso C1 tiveram dispensa dos efeitos localizados de segunda ordem, pois a lâmina que antes estava com uma esbeltez superior a 35, foi reduzida para 19, onde já no modelo



C1E20, esse fenômeno aconteceu; em contrapartida, nos modelos derivados de C2, não houve a dispensa dos efeitos localizados, pois a esbeltez não ficou inferior a 35, entretanto foi reduzida a esbeltez da lâmina, a qual possuía anteriormente e o elemento de enrijecimento aumentou a rigidez da faixa extremidade livre, como visto na tabela 16 (e no gráfico 7 e 9).

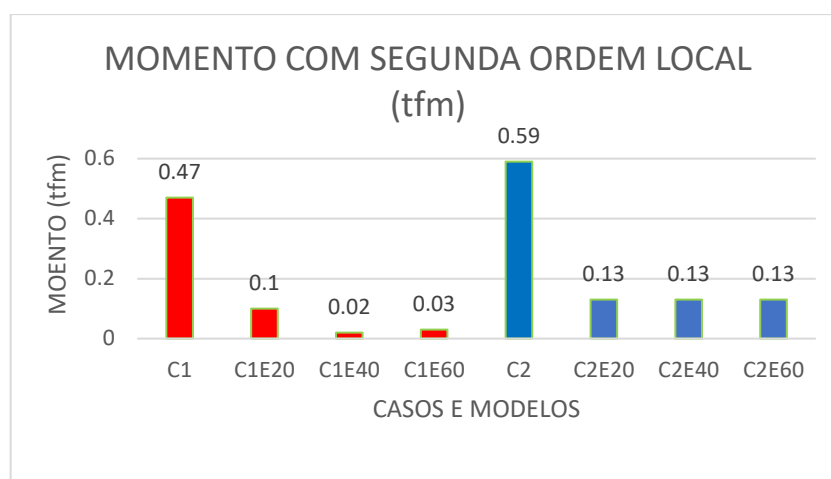
Gráfico 10 – Deslocamentos locais



Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

Pelo exposto, e conforme Apêndice C, através dos diagramas de deslocamentos, os elementos de enrijecimento nas extremidades dos pilares-parede representaram uma redução nos deslocamentos locais na faixa das bordas das lâminas livres, conforme observado no Gráfico 10, isso devido ao fato desses elementos reduzirem a esbeltez das lâminas, através da mudança de vinculações e aumentarem a rigidez da faixa nessa localidade, através do aumento da inércia. Houve uma redução nos deslocamentos de 54 % no modelo C1E20; os modelos C1E40 e C1E60 reduziram 71%, na comparação com o caso 1; enquanto os modelos C2E20 reduziu 53%; C2E40, 46% e C2E60 reduziu 51%, na comparação com o caso C2.

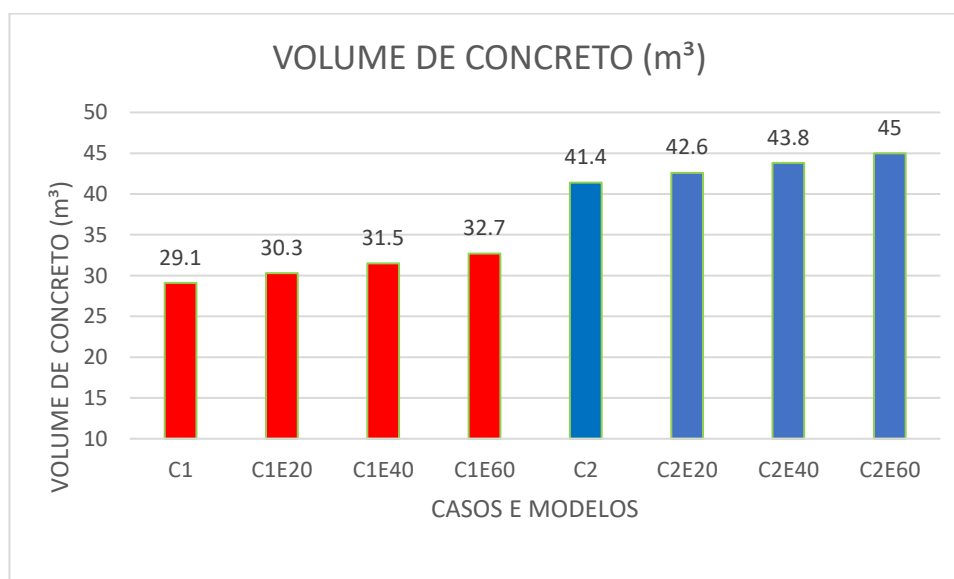
Gráfico 11 – Momento com segunda ordem local



Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

De acordo com o Apêndice C, através dos diagramas de momento com segunda ordem da faixa da extremidade das lâminas livres, os elementos de enrijecimento nas extremidades dos pilares-parede representaram uma redução nos deslocamentos locais dessa faixa, conforme evidenciado no gráfico 11, isso devido ao fato desses elementos reduzirem a esbelteza da lâmina e aumentarem a rigidez, com o aumento da inércia ou até com a presença da dispensa dos efeitos localizados existentes nessa região. O modelo C1E20 reduziu 78%; C1E40, 96% e C1E60 reduziu 93%, na comparação com o caso C1. Já os modelos C2E20, C2E40 e C2E60 reduziram 78%, na comparação com o caso C2, conforme visto no gráfico 11.

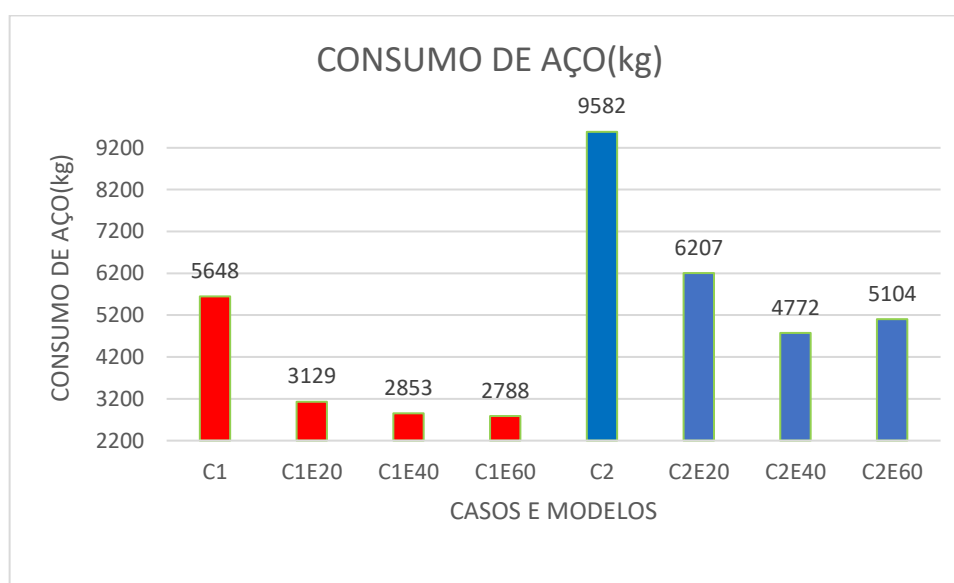
Gráfico 12 – Volume de concreto



Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

Os elementos de enrijecimento são representados pelo aumento do volume de concreto. Esse pequeno aumento dos elementos de enrijecimentos é representado pelo Gráfico 12. Nos modelos derivados do caso C1, a cada aumento da seção dos elementos de enrijecimento, houve um aumento de 4,12% de volume de concreto, enquanto nos modelos derivados do caso 2, a cada aumento da seção dos elementos de enrijecimento, houve aumento de 2,90%.

Gráfico 13 – Consumo de aço



Fonte: Elaborado pelo autor (2023).

Em contrapartida, com o pequeno aumento do volume de concreto e tendo em vista a dispensa dos efeitos localizados nos modelos de C1, aumento de rigidez da faixa da extremidade e conseqüentemente a redução dos deslocamentos e momento de segunda ordem dessa faixa, além da redução da esbelteza das lâminas, verificou-se uma redução do consumo de aço. Essa verificação pode ser encontrada no Apêndice B, em que foram realizados os detalhamentos de todos os casos e modelos.

Importante destacar que no modelo C1E20 foi quando teve a maior eficácia na redução do consumo de aço, em 45%, tendo em vista que a dispensa dos efeitos localizados aconteceu nesse modelo; no modelo C1E40 a redução foi de 50% (a redução foi de 8,82% em comparação ao modelo C1E20); e no modelo C1E60 houve uma redução de 51%, na comparação com o caso C1. Já a redução no modelo C2E20 foi de 35%; no modelo C2E40 de 50% (redução de 23,12% em relação ao modelo C2E40); e modelo C2E60 a redução chegou em 47%, na comparação com o caso C2. Então, a dispensa dos efeitos localizados, onde a redução da esbelteza da lâmina com

extremidade livre tem relação direta com a redução das armaduras nas extremidades e conseqüentemente em todo o pilar-parede. O resumo do exposto se analisa no Gráfico 13.

Entretanto, importante destacar que o aumento dos comprimentos dos elementos de enrijecimento possui limites, tendo em vista que conforme o aumento do elemento de enrijecimento, este pode se transformar numa lâmina, perdendo a consideração da vinculação como engastado-livre e, portanto, estando sujeito aos efeitos localizados de segunda ordem.

## 5 CONCLUSÃO

O presente estudo buscou analisar a influência dos elementos de enrijecimento na extremidade dos pilares-parede através de uma análise global e local das estruturas de concreto armado de múltiplos pavimentos. Foram desenvolvidos três casos sem elementos de enrijecimento, tendo como premissa limitante o coeficiente  $\gamma_z$  e os deslocamentos do topo e entre pisos, as lajes com 13cm (com exceção a da escada); vigas com 20x80cm; 25 andares e pé-direito de 3m, sendo o caso de referência (CR) somente com pilares-parede de seção transversal retangular e os outros dois com núcleo rígido, denominados de caso 1 (C1) e caso 2 (C2). A derivação do caso 1 e do caso 2, através da inserção dos elementos de enrijecimento no núcleo rígido, além da variação dos comprimentos nesses elementos, deram origem aos modelos. Os resultados foram obtidos através do *software* TQS.

Na análise dos casos sem elementos de enrijecimento, verificou-se que o núcleo rígido reduziu os momentos de segunda global, em comparação com o caso de referência, onde o caso 1 obteve 3% de momento a menos que CR; e C2 teve 16,12% a menos de momento que CR, e que o núcleo rígido localizado no centro teve um momento 13,5% menor que o núcleo rígido localizado na lateral, mostrando que a localização do núcleo rígido importa, sendo que os casos 1 e 2 que obtiveram um menor volume de concreto que o caso de referência em 4% e o caso de referência obteve maior consumo aço, 5% a mais que C1 e 9% a mais que C2. Entretanto, é importante destacar que, nos casos com núcleo rígido, não se verificou consumo de formas, torção laminar do núcleo rígido e ligação viga-pilar, os quais podem possuir variáveis, não abarcadas pelo escopo deste estudo.

Após, verificaram-se os modelos com elementos de enrijecimento no núcleo rígido, onde a espessura foi fixada em 20cm e tiveram uma variação no comprimento de 20,40 e 60cm na extremidade livre. No que tange à análise global, esses elementos não contribuíram significativamente em reduzir o momento global de segunda ordem: a variação dos modelos derivados de C1 foi entre 0,64 e 1,43%, na comparação com C1; e a variação dos modelos derivados de C2 foi de 0,03 a 0,93%, na comparação com C2. Os deslocamentos de topo tiveram uma redução de 0,6% nos modelos C1E40 e C1E60, na comparação com C1; enquanto apenas C2E40 reduziu 0,58% e C2E60 reduziu 1,16%, na comparação com C2. Não houve alteração do coeficiente  $\gamma_z$  em nenhum modelo e o deslocamento entre pisos se manteve estável.

Nos modelos derivados de C1 e C2, a variação no aumento de concreto ficou entre 0,6 e 1,90%, na comparação com seus respectivos casos. Em contrapartida, o consumo de aço no modelo C1E20 diminuiu 3% de C1, enquanto C1E40 e C1E60 reduziram 5%, na comparação com caso 1. Enquanto o modelo C2E20 teve uma redução de 4%; C2E40, 5,68%; e C2E60 reduziu 5,54%. Essa redução do aço, está relacionado com parâmetros locais.

Quando se trata da análise local, verifica-se que as extremidades livres de um pilar-parede apresentam fragilidades, devido ao fato de estarem sujeitas aos efeitos localizados de segunda ordem. Quando se inserem os elementos de enrijecimento, a faixa da extremidade, que antes era uma faixa de seção transversal retangular, transforma-se numa faixa de seção em L, sendo que a inércia da faixa aumenta e, conseqüentemente a rigidez, pelo que se verificou, através da linearização do diagrama N,M,1/R da faixa analisada. Após a inserção dos elementos de enrijecimento no caso 1, a variação do aumento da rigidez nos modelos foi de 300,13 a 350,068%. Enquanto no caso 2, a variação nos modelos foi de 317,63 a 346,20%.

O núcleo rígido não tem função apenas de compressão, pois também tem função na rigidez global e pelo momento gerado pelo vento, além de possuir grande área, através disso o coeficiente  $\nu$  do núcleo rígido analisado não teve um valor elevado, mesmo tendo grandes esforços de compressão, mas se verificou uma redução da compressão no elemento estrutural após a inserção dos elementos de enrijecimento; a variação da redução da compressão dos modelos com o caso 1 foi de 2,5 a 5%; enquanto no caso 2, a variação foi de 3 a 5,5% nos seus modelos.

Os elementos de enrijecimento alteraram as vinculações com a extremidade livre: o que antes funcionava como vinculação apoiado-livre, passou a funcionar como apoiado-apoiado, condição que reduz o comprimento equivalente e conseqüentemente a esbeltez da lâmina. No caso 1, os modelos contribuíram para uma redução de 57% na esbeltez de C1; enquanto no caso 2, os modelos reduziram 22% de C2. Através desse fenômeno, verificou-se que nos modelos do caso 1 houve dispensa dos efeitos localizados nas extremidades, pois a esbeltez da lâmina ficou inferior a 35; enquanto nos modelos do caso 2, esse fenômeno não ocorreu, pois, a esbeltez ficou ainda superior a 35, entretanto foi reduzida a esbeltez da lâmina (em relação ao que possuía anteriormente) e foi aumentada a rigidez da faixa da extremidade.

Os deslocamentos locais da faixa da extremidade, após inserção dos elementos de enrijecimento, tiveram uma redução nos modelos do caso 1 variando entre 54 e 71% de C1; enquanto no caso 2, a variação de redução dos modelos foi de 46 a 53% de C2. Já os momentos com segunda ordem local da faixa da extremidade dos modelos do caso 1 variaram a redução de 78 a 96% com seu respectivo caso; e no caso 2, a redução foi de 78% nos seus modelos em comparação com C2.

O volume de concreto nas extremidades livres, nos modelos derivados dos casos C1 aumentaram 4,12% conforme aumentava a seção dos elementos de enrijecimento, enquanto no caso C2, esse aumento foi de 2,90% por modelo, conforme aumento da seção. De acordo com todos os argumentos já apresentados, explica-se a redução do consumo de aço, em que, após a inserção dos elementos de enrijecimento no caso 1, a variação de redução no consumo local de aço nos modelos foi de 45 a 51% de C1; enquanto no caso 2, os modelos reduziram numa faixa de 35 a 50% de C2.

Os comprimentos dos elementos de enrijecimento são limitados, tendo em vista que se aumentar muito, não pode ser utilizado mais a configuração da vinculação como engastado-livre, além desta lâmina estar suscetível a efeitos localizados de segunda ordem. Conclui-se que a opção escolhida e determinada como a melhor foi o modelo C1E20, foi nesse modelo que ocorreu a dispensa dos efeitos localizados e obteve maior eficácia na redução do aço, além de possuir bons resultados nos parâmetros locais.

## REFERÊNCIAS

ALADSANI, M. A. *et al.* Explainable Machine Learning Model for Predicting Drift Capacity of Reinforced Concrete Walls. **ACI Structural Journal**, Nova Iorque, v. 119, n. 63, p. 190-204, maio. 2022. Disponível em: [https://www.researchgate.net/profile/Saman-Abdullah-5/publication/359148969\\_Explainable\\_Machine\\_Learning\\_Model\\_for\\_Predicting\\_Drift\\_Capacity\\_of\\_Reinforced\\_Concrete\\_Walls/links/62754f3e3a23744a7269286e/Explainable-Machine-Learning-Model-for-Predicting-Drift-Capacity-of-Reinforced-Concrete-Walls.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Saman-Abdullah-5/publication/359148969_Explainable_Machine_Learning_Model_for_Predicting_Drift_Capacity_of_Reinforced_Concrete_Walls/links/62754f3e3a23744a7269286e/Explainable-Machine-Learning-Model-for-Predicting-Drift-Capacity-of-Reinforced-Concrete-Walls.pdf). Acesso em: 17 out. 2022.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14)**. Farmington Hills: [s. n.], 2014. Disponível em: <http://aghababaie.usc.ac.ir/files/1506505203365.pdf>. Acesso em: 22 set. 2022.

ARAÚJO, J. Análise do processo aproximado da NBR-6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem. **Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil**, [s. l.], n.10, p. 01-10, jul. 2007. Disponível em: [http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art1\\_N10.pdf](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art1_N10.pdf). Acesso em: 15 ago. 2022.

ARTETA, C. A. **Seismic Response Assessment of Thin Boundary Elements of Special Concrete Shear Walls**. 2015. PhD Thesis (Doctor of Philosophy) – Graduate Division, Engineering – Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, 2015. Disponível em: <https://search.proquest.com/docview/2031098506?accountid=41515>. Acesso em: 08 nov. 2022.

ARTETA, C. A.; MOEHLE, J. P. Compressive Behavior of Thin Rectangular Boundary Elements. **ACI Structural Journal**. Nova Iorque, v. 120, p. 157-170. mar. 2023. Disponível em: [https://www.researchgate.net/publication/367456367\\_Compressive\\_Behavior\\_of\\_Thin\\_Rectangular\\_Boundary\\_Elements](https://www.researchgate.net/publication/367456367_Compressive_Behavior_of_Thin_Rectangular_Boundary_Elements). Acesso em: 23 abr. 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 1542**: Projeto de estruturas resistentes a sismos: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.



CAMPOS, M. C. B. N. **Análise numérica de pilares-parede de concreto armado com seção retangular**. 2016. 238 f. Tese (Doutorado em Estruturas de Concreto) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Centro De Tecnologia E Geociências, Departamento De Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016. Disponível em: <https://repositorio.ufpe.br/bitstream/123456789/29224/1/TESE%20Mauricio%20Castelo%20Branco%20de%20Noronha%20Campos.pdf>. Acesso em: 21 ago. 2022.

CHEN, S.; KABEYASAWA, T. Modeling of reinforced concrete shear wall for nonlinear analysis. *In: World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, 12., 2000, Auckland, New Zealand. **Anais eletrônicos** [...]. Auckland: World Conference on Earthquake Engineering (WCEE), 2000. p. 01-08. Disponível em: <https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/1596.pdf>. Acesso em: 12 jan. 2023.

CORELHANO, A. G. B. **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado**. 2010. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010. Disponível em: [https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19052010-093917/publico/2010ME\\_AngeloGiovanniBCorelhano.pdf](https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19052010-093917/publico/2010ME_AngeloGiovanniBCorelhano.pdf). Acesso em: 24 out. 2022.

FRANÇA, R. L. S.; KIMURA, A. E. Resultados de recentes pesquisas para o dimensionamento das armaduras longitudinal e transversal em pilares-parede. *In: Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural (ENECE)*, 2006. São Paulo. **Anais eletrônicos** [...]. São Paulo: Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria (ABECE), 2006. Disponível em: <http://www.abece.com.br/enece2006/Pilar-parede.pdf>. Acesso em: 12 mar. 2023.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais: estados limites últimos: teoria e aplicações**. Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1981.

GONÇALVES, R. *et al.* **Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos**. São Carlos: SET/EESC/USP, 2007.

KIM, S. H.; PARK, H. G.; CHOI, K. K. Simplified Shear Strength Model of Reinforced Concrete Walls. **ACI Structural Journal**. Nova Iorque, v. 119, n. 5, p. 69-82. set. 2022. Disponível em: <http://scholarworks.bwise.kr/ssu/handle/2018.sw.ssu/43015>. Acesso em: 22 nov. 2022.

KIMURA, A. E. **Apostila de Pilares: enrijecimento das extremidades livres**. p. 206. Uso restrito. Acesso em: 24 set. 2022.

KIMURA, A. E. *et al.* **Estruturas de concreto armado**. 1. ed. São Paulo: IBRACON, 2022.

KIMURA, A. E. **Pilares de Concreto Armado**. São Paulo: [s. n.], 2021. 245 p. Apostila de uso restrito do curso online.

LACERDA, E. G. M. **Análise não linear de treliças pelo método dos elementos finitos posicional**. 2014. 107 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2014. Disponível em: <https://arquivos.info.ufrn.br/arquivos/2014248004710a21880836dd7f6638cf5/dissertacao-estefane.pdf>. Acesso em: 28 out. 2022.

MACIEL, V. M. **Análise da influência da não linearidade física no comportamento não linear estático de treliças espaciais**. 2016. 53 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016. Disponível em: [https://files.cercomp.ufg.br/weby/up/140/o/ANALISE\\_DA\\_INFLUENCIA\\_DA\\_NAO\\_LINEARIDADE\\_FISICA\\_NO\\_COMPORTEMENTO\\_NAO\\_LINEAR\\_ESTATICO\\_DE\\_TRELIAS\\_ESPACIAIS.pdf](https://files.cercomp.ufg.br/weby/up/140/o/ANALISE_DA_INFLUENCIA_DA_NAO_LINEARIDADE_FISICA_NO_COMPORTEMENTO_NAO_LINEAR_ESTATICO_DE_TRELIAS_ESPACIAIS.pdf). Acesso em: 02 set. 2022.

MARTINS, Y. L. D. **Ação dinâmica do vento em edifícios altos**. 2018. 83 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2018. Disponível em: [http://www.eec.ufg.br/up/140/o/AÇÃO\\_DINÂMICA\\_DO\\_VENTO\\_EM\\_EDIFÍCIOS\\_ALTOS.pdf](http://www.eec.ufg.br/up/140/o/AÇÃO_DINÂMICA_DO_VENTO_EM_EDIFÍCIOS_ALTOS.pdf). Acesso em: 10 out. 2022.

MONCAYO JUNIOR, W. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estruturas de concreto armado**. 2011. 219 f. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. Disponível em: [https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/publico/2011ME\\_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf](https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/publico/2011ME_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf). Acesso em: 15 set. 2022.

MONCAYO JUNIOR, W. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 f. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Estruturas), Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. Disponível em: [https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/publico/2011ME\\_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf](https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/publico/2011ME_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf). Acesso em: 02 out. 2022.

MOTTER, C. J.; ABDULLAH, S. A.; WALLACE, J. W. Reinforced Concrete Structural Walls without Special Boundary Elements. **ACI Structural Journal**. Nova Iorque, v. 115, n. 55, p. 723-733, maio. 2018. Disponível em: [https://www.researchgate.net/profile/Saman-Abdullah-5/publication/323594204\\_Reinforced\\_Concrete\\_Structural\\_Walls\\_without\\_Special\\_Boundary\\_Elements/links/5b54e409a6fdcc8dae39fc14/Reinforced-Concrete-Structural-Walls-without-Special-Boundary-Elements.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Saman-Abdullah-5/publication/323594204_Reinforced_Concrete_Structural_Walls_without_Special_Boundary_Elements/links/5b54e409a6fdcc8dae39fc14/Reinforced-Concrete-Structural-Walls-without-Special-Boundary-Elements.pdf). Acesso em: 14 fev. 2023.

NAGAE, T. *et al.* Design and Instrumentation of the 2010 E-Defense Four-Story Reinforced Concrete and Post-Tensioned Concrete Buildings. **ACI Structural Journal**. Nova Iorque, v. 112, n. 12, p. 135-145. abr. 2015. Disponível em: [https://www.researchgate.net/publication/276303926\\_Design\\_Implications\\_of\\_Large-Scale\\_Shake-Table\\_Test\\_on\\_Four-Story\\_Reinforced\\_Concrete\\_Building](https://www.researchgate.net/publication/276303926_Design_Implications_of_Large-Scale_Shake-Table_Test_on_Four-Story_Reinforced_Concrete_Building). Acesso em: 17 fev. 2023.

OLIVEIRA, B. D. C. **Efeito do vento como ação dinâmica em edifícios altos**. 2014. 149 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), 2014. Disponível em: [https://recipp.ipp.pt/bitstream/10400.22/7910/4/DM\\_BrunoOliveira\\_2014\\_MEC.pdf](https://recipp.ipp.pt/bitstream/10400.22/7910/4/DM_BrunoOliveira_2014_MEC.pdf). Acesso em: 16 out. 2022.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. **Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings**. Toronto: John Wiley and Sons, Inc, 1992.

PEREIRA, G. S. **Contribuições a análise de estruturas de contraventamento em edifícios em concreto armado**. 1997. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997. Disponível em: [https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-06062018-143447/publico/Dissert\\_Pereira\\_GustavoS.pdf](https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-06062018-143447/publico/Dissert_Pereira_GustavoS.pdf). Acesso em: 26 ago. 2022.

PINTO, R. S. P. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 1997. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002. Disponível em: [https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-25052018-173137/publico/Dissert\\_Pinto\\_RivelliS.pdf](https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-25052018-173137/publico/Dissert_Pinto_RivelliS.pdf). Acesso em: 01 set. 2022.

PINTO, V. S. **Dimensionamento de pilares de concreto com seção transversal retangular usando envoltória de momentos**. 2017. 314 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017. Disponível em: [https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-03072017-094059/publico/2017ME\\_ViniciusSlompoPinto.pdf](https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-03072017-094059/publico/2017ME_ViniciusSlompoPinto.pdf). Acesso em: 13 nov. 2022.

PRIESTLEY, M. J. N.; PAULAY, T. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. Toronto: John Wiley & Sons, Inc., 1992. 764 p.

RODRIGUES, M. P. S. **A natureza da verticalização no processo de reprodução do espaço urbano em Palmas-TO**. 2016. 118 f. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Programa de Pós-Graduação em Geografia, Curso de Geografia, Universidade Federal do Tocantins, Porto Nacional, 2016. Disponível em: <http://repositorio.uft.edu.br/bitstream/11612/319/1/Marcely%20Pereira%20da%20Silveira%20Rodrigues%20-%20Disserta%c3%a7%c3%a3o.pdf>. Acesso em: 14 ago. 2022.

SEGURA, C. L.; WALLACE, J. W. Seismic Performance Limitations and Detailing of Slender Reinforced Concrete Walls. **ACI Structural Journal**. Nova Iorque, v. 115, n. 3, p. 849-860, maio. 2018. Disponível em: [https://www.researchgate.net/profile/John-Wallace-15/publication/323719214\\_Seismic\\_Performance\\_Limitations\\_and\\_Detailing\\_of\\_Slender\\_Reinforced\\_Concrete\\_Walls/links/5d07f590299bf1f539cb8730/Seismic-](https://www.researchgate.net/profile/John-Wallace-15/publication/323719214_Seismic_Performance_Limitations_and_Detailing_of_Slender_Reinforced_Concrete_Walls/links/5d07f590299bf1f539cb8730/Seismic-)

Performance-Limitations-and-Detailing-of-Slender-Reinforced-Concrete-Walls.pdf. Acesso em: 26 mar. 2023.

SILVA, J. R. B. **Análise de pilares-parede de concreto armado via método dos elementos finitos**. 2022. 141 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia Geociências, Departamento de Engenharia Civil Ambiental, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2022. Disponível em: <https://repositorio.ufpe.br/bitstream/123456789/44595/1/TESE%20Jordlly%20Reyds on%20de%20Barros%20Silva.pdf>. Acesso em: 11 fev. 2023.

SILVA, L. M. **Modelagem de pilares-parede de concreto armado: estudo paramétrico visando recomendações para o projeto estrutural**. 2020. 225 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020. Disponível em: <https://repositorio.ufscar.br/bitstream/handle/ufscar/13111/Silva%202020%20pilaresp aredeconcretoarmado.pdf?sequence=3&isAllowed=y>. Acesso em: 12 mar. 2023.

SOUZA, D. G. **Estudo de Flambagem Local de Mesa de Perfis I com Alma Senoidal via Análise Não-linear pelo MEF**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil, escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006. Disponível em: <https://repositorio.ufmg.br/bitstream/1843/PASA-7RQHJB/1/201.pdf>. Acesso em: 15 set. 2022.

SRITHARAN, S. *et al.* Nonlinear Analysis of Rectangular and T-Shaped Concrete Walls. **Electronic Structural Journal**, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, Iowa State University, Ames, dez. 2008. Disponível em: [https://sri.cce.iastate.edu/Final%20reports/Nonlinear%20analysis%20of%20Rectangular%20and%20T-shaped%20Concrete%20Walls%20\(CMS-0324559\).pdf](https://sri.cce.iastate.edu/Final%20reports/Nonlinear%20analysis%20of%20Rectangular%20and%20T-shaped%20Concrete%20Walls%20(CMS-0324559).pdf). Acesso em: 08 abr. 2023.

THOMSEN, J. H.; WALLACE, J. W. Experimental Verification of Displacement-Based Design Procedures for Slender Reinforced Concrete Structural Walls. **Journal of Structural Engineering ASCE**, [s. l.], v. 130, n. 4, p. 618-630, 2004.

THOMSEN, J. H.; WALLACE, J. W. Displacement-Based Design of RC Structural Walls. **Journal of Structural Engineering ASCE**, [s. l.], v. 130, p. 618-630, abr. 2004. Disponível em: [https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:4\(618\)](https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618)). Acesso em: 09 jan. 2023.

WALLACE, J. W. A New Methodology for Seismic Design of RC Shear Walls, **Journal of Structural Engineering ASCE**, [s. l.], v.120, n. 3, p. 863-884, mar. 1994. Disponível em: <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx?m=details&i=51734661>. Acesso em: 05 fev. 2023.

WALLACE, J. W. Behavior Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams - Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes. **International**

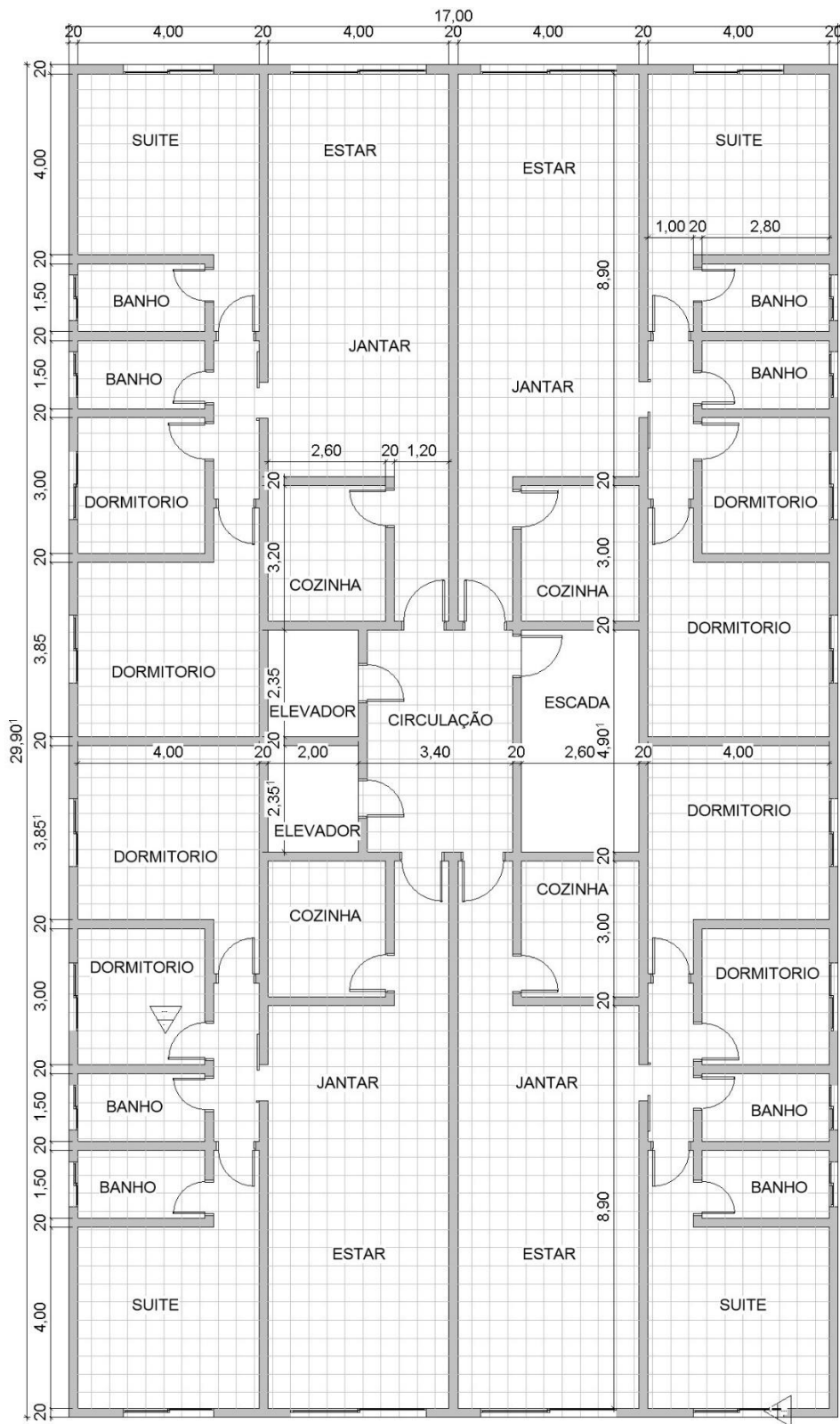
**Journal of Concrete Structures and Materials**, [s. l.], v. 6, n. 1, p. 3-18, mar. 2012. Disponível em: <https://ijcsm.springeropen.com/counter/pdf/10.1007/s40069-012-0001-4.pdf?pdf=button%20sticky>. Acesso em: 15 mar. 2023.

WALLACE, J. W.; MOEHLE, J. P. Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings. **Journal of Structural Engineering ASCE**, [s. l.], v.118, n. 6, p. 1625- 1644, jun. 1992. Disponível em: [https://www.researchgate.net/profile/John\\_Wallace21/publication/238180540\\_Ductility\\_and\\_Detailing\\_Requirements\\_of\\_Bearing\\_Wall\\_Buildings/links/54d8c5930cf24647581ba2ea/Ductility-and-Detailing-Requirements-of-Bearing-Wall-Buildings.pdf](https://www.researchgate.net/profile/John_Wallace21/publication/238180540_Ductility_and_Detailing_Requirements_of_Bearing_Wall_Buildings/links/54d8c5930cf24647581ba2ea/Ductility-and-Detailing-Requirements-of-Bearing-Wall-Buildings.pdf). Acesso em: 13 set. 2022.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. **Reinforced Concrete**: Mechanics and Design. 6. ed. New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2011.

## APÊNDICE A – ARQUITETURA

Figura 45 – Planta arquitetônica

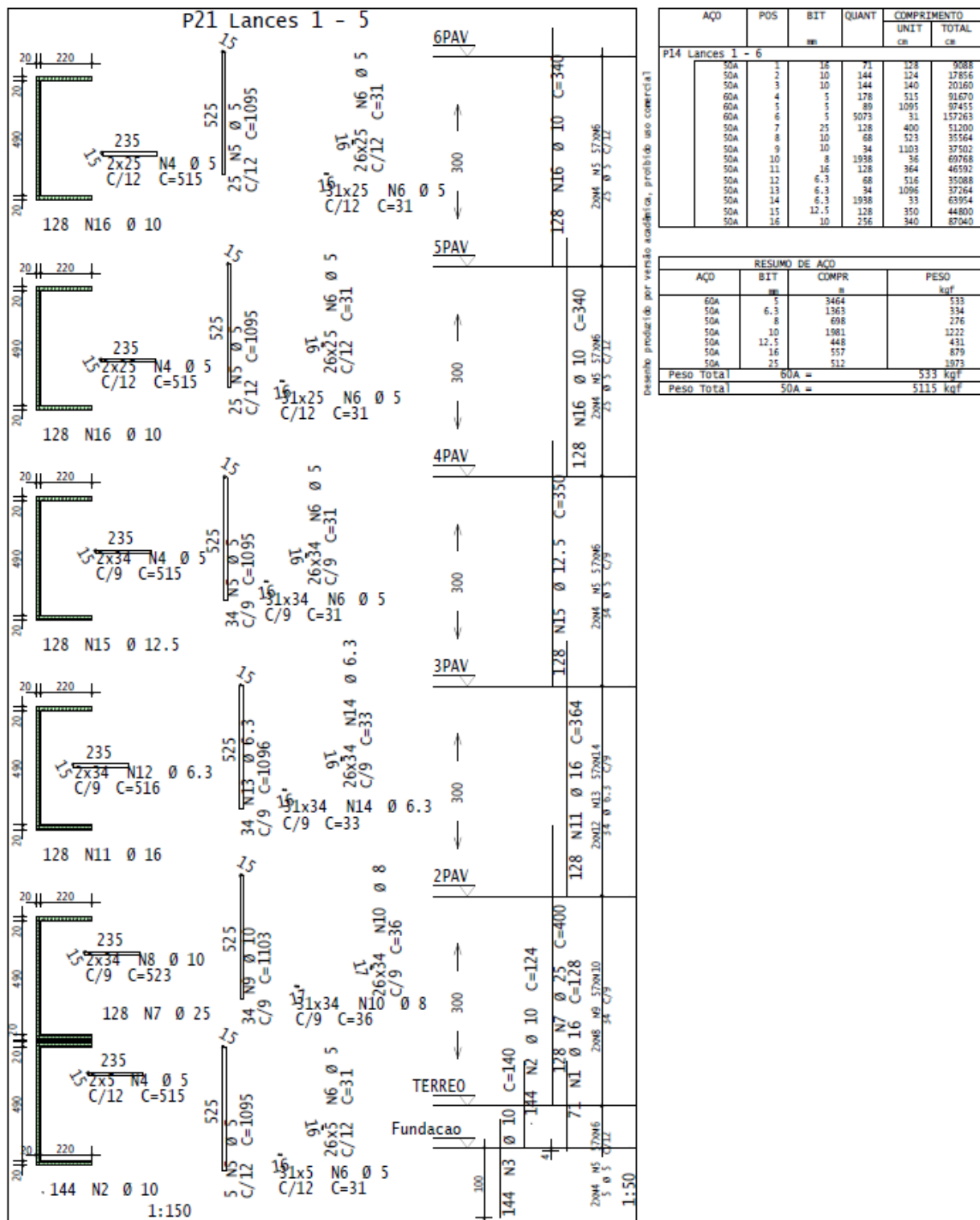


Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* Revit (2023).

## APÊNDICE B – DETALHAMENTO

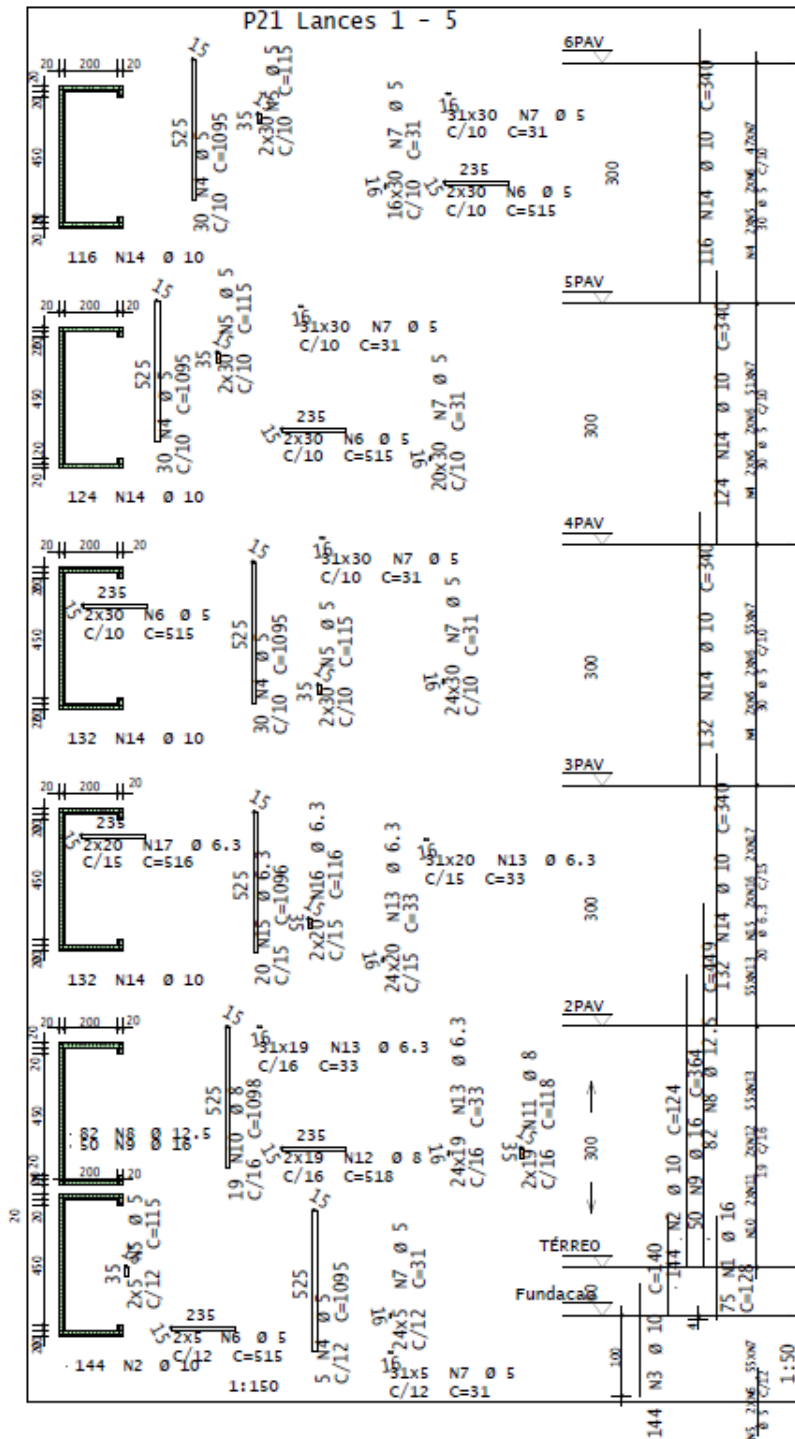
### B.1. DETALHAMENTOS CASO 1 E MODELOS DERIVADOS

Figura 46 – Detalhamento caso 1



Fonte: Elaborada pelo autor a partir do software TQS (2023).

Figura 47 – Detalhamento modelo C1E20



AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
P21 Lances 1 - 5					
50A	1	16	75	128	9600
50A	2	10	144	124	17856
50A	3	10	144	140	20160
60A	4	5	95	1095	104025
60A	5	5	190	115	21850
60A	6	5	190	515	97850
60A	7	5	4865	31	150815
50A	8	12.5	82	449	36818
50A	9	16	50	364	18200
50A	10	8	19	1098	20862
50A	11	8	38	118	4484
50A	12	8	58	518	13684
50A	13	6.3	2145	33	70785
50A	14	10	504	340	171360
50A	15	6.3	20	1096	21920
50A	16	6.3	40	116	4640
50A	17	6.3	40	516	20640

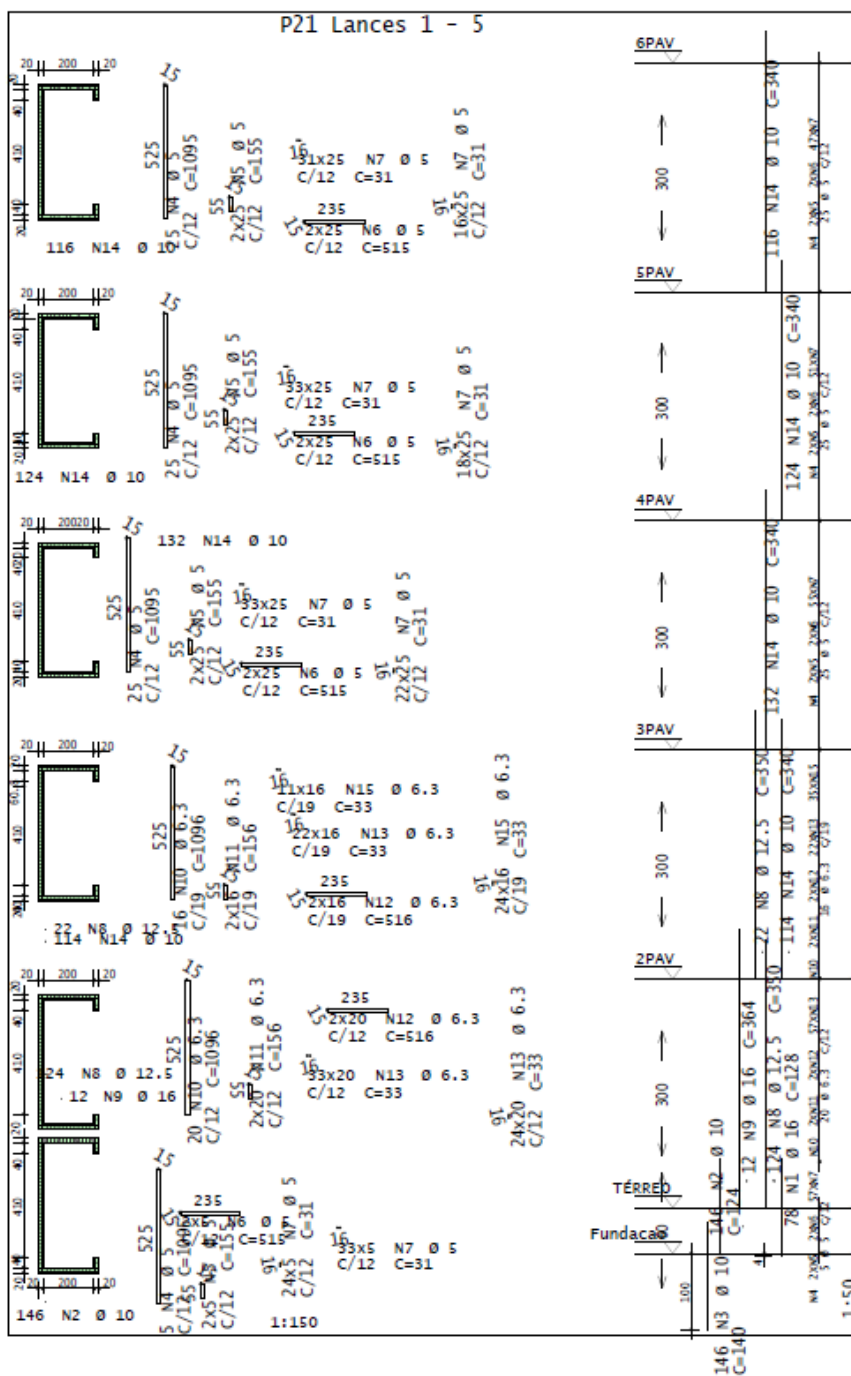
RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
		m	kgf
60A	5	3745	577
50A	6.3	1180	289
50A	8	450	178
50A	10	2094	1292
50A	12.5	368	355
50A	16	278	439
Peso Total			60A = 577 kgf
Peso Total			50A = 2552 kgf

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do software TQS (2023).



Figura 48 – Detalhamento modelo C1E40



AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
P21 Lances 1 - 6					
S0A	1	16	78	128	9984
S0A	2	10	146	124	18104
S0A	3	10	146	140	20440
S0A	4	5	80	1095	87600
S0A	5	5	160	155	24800
S0A	6	5	160	515	82400
S0A	7	5	4110	31	127410
S0A	8	12.5	146	350	51100
S0A	9	16	12	364	4368
S0A	10	6.3	36	1096	39456
S0A	11	6.3	72	156	11132
S0A	12	6.3	72	516	37152
S0A	13	6.3	1482	33	46236
S0A	14	10	486	340	165240
S0A	15	6.3	560	33	18480

AÇO	RESUMO DE AÇO		PESO
	BIT	COMPR	
RESUMO DE AÇO			
S0A	1	3222	496
S0A	6.3	1556	381
S0A	10	2038	1257
S0A	12.5	511	492
S0A	16	144	226
Peso Total	60A =		496 kgf
Peso Total	S0A =		2357 kgf

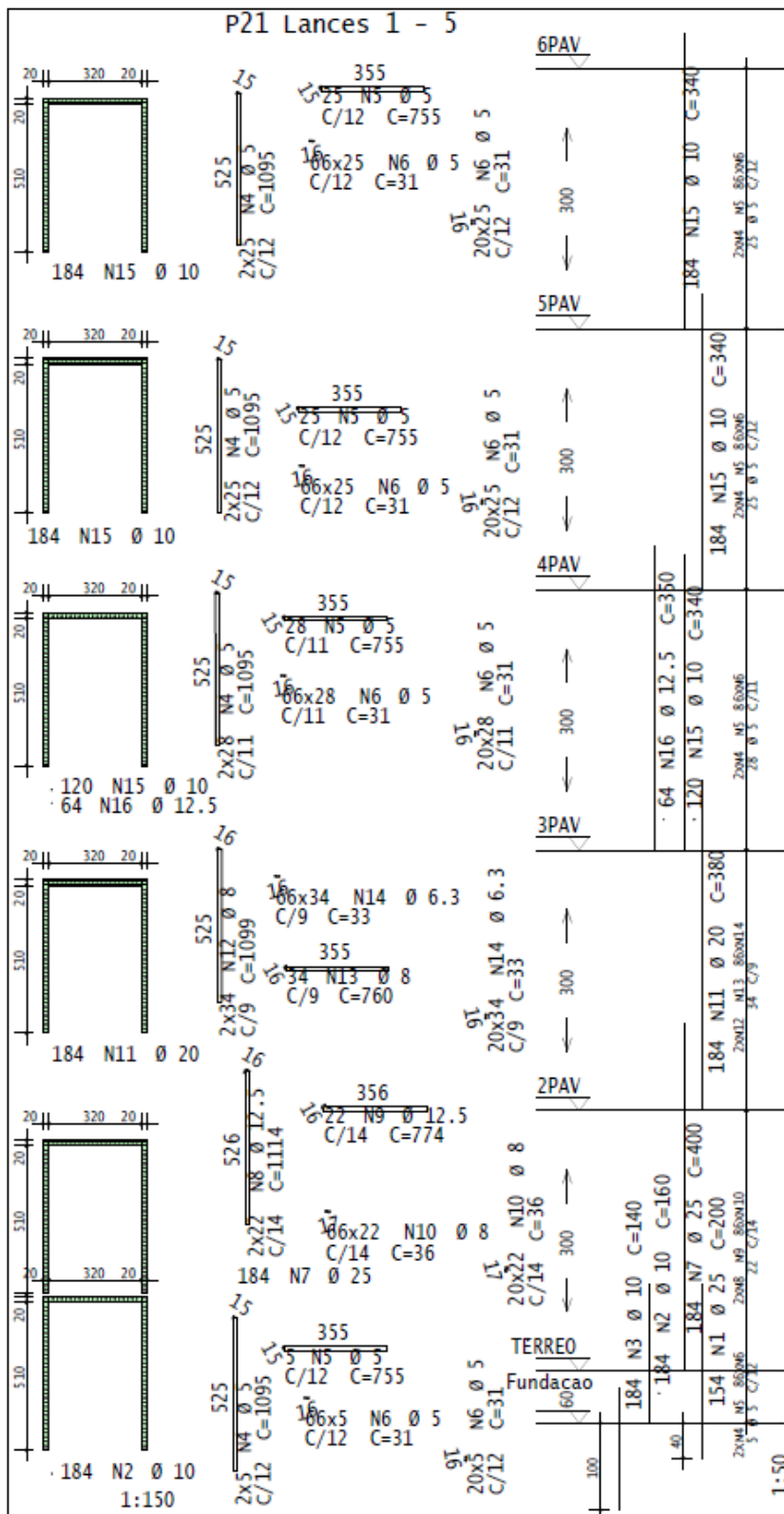
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do software TQS (2023).



B.2. DETALHAMENTOS CASO 2 E MODELOS DERIVADOS

Figura 50 – Detalhamento caso 2



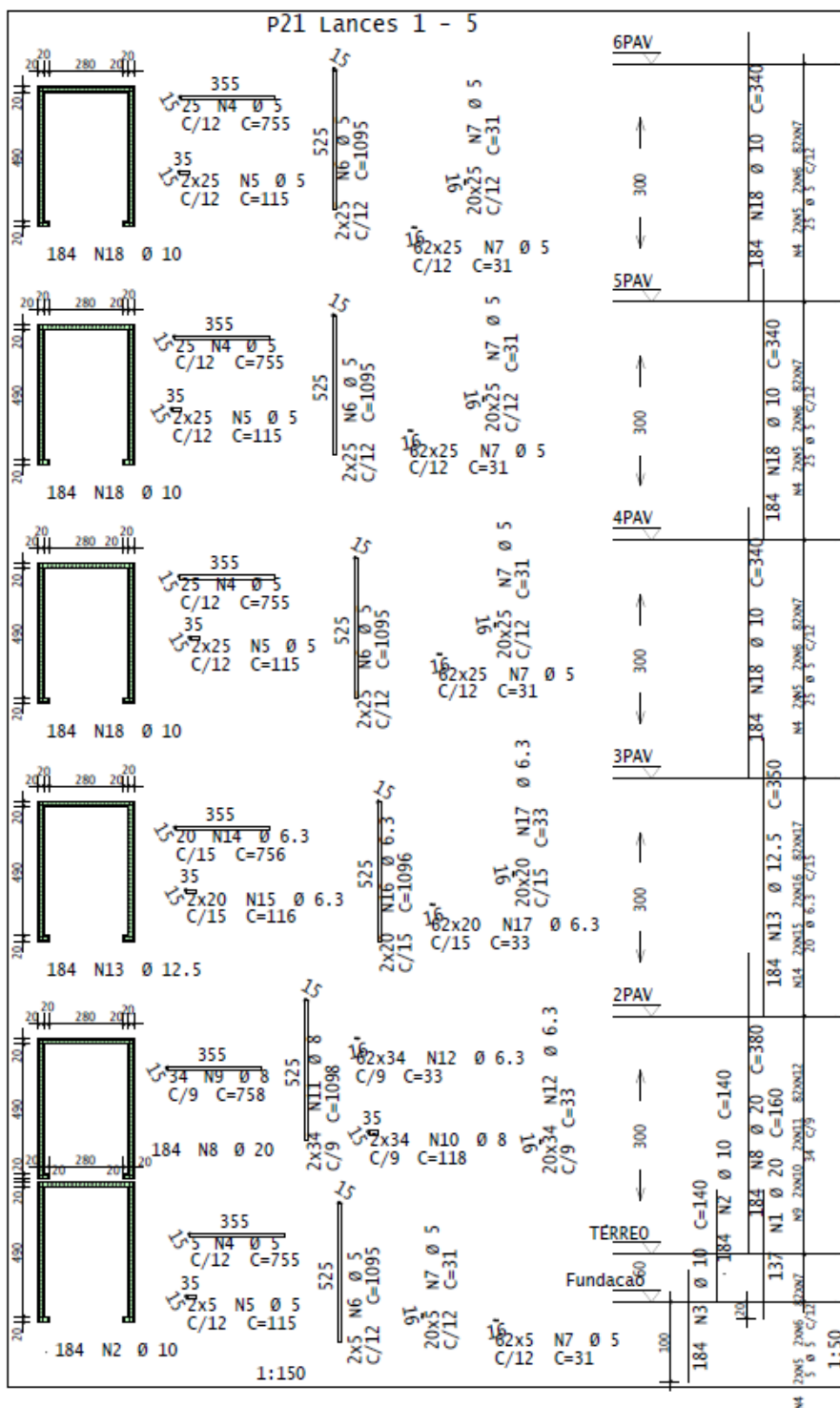
AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
P21 Lances 1 - 6					
50A	1	25	154	200	30800
50A	2	10	184	160	29440
50A	3	10	184	140	25760
60A	4	5	166	1095	181770
60A	5	8	83	755	62665
60A	6	5	738	31	221278
50A	7	25	184	400	73600
50A	8	12.5	44	1114	49016
50A	9	12.5	22	774	17028
50A	10	8	1892	36	68112
50A	11	20	184	380	69920
50A	12	8	68	1099	74732
50A	13	8	34	760	25840
50A	14	6.3	254	33	86492
50A	15	10	488	340	165920
50A	16	12.5	64	350	22400

desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	#	#	kgf
50A	25	4652	717
50A	10	965	136
50A	8	1687	666
50A	10	2211	1364
50A	12.5	884	852
50A	20	699	1724
50A	25	1044	4023
Peso Total	60A =		717 kgf
Peso Total	50A =		8865 kgf

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do software TQS (2023).

Figura 51 – Detalhamento modelo C2E20



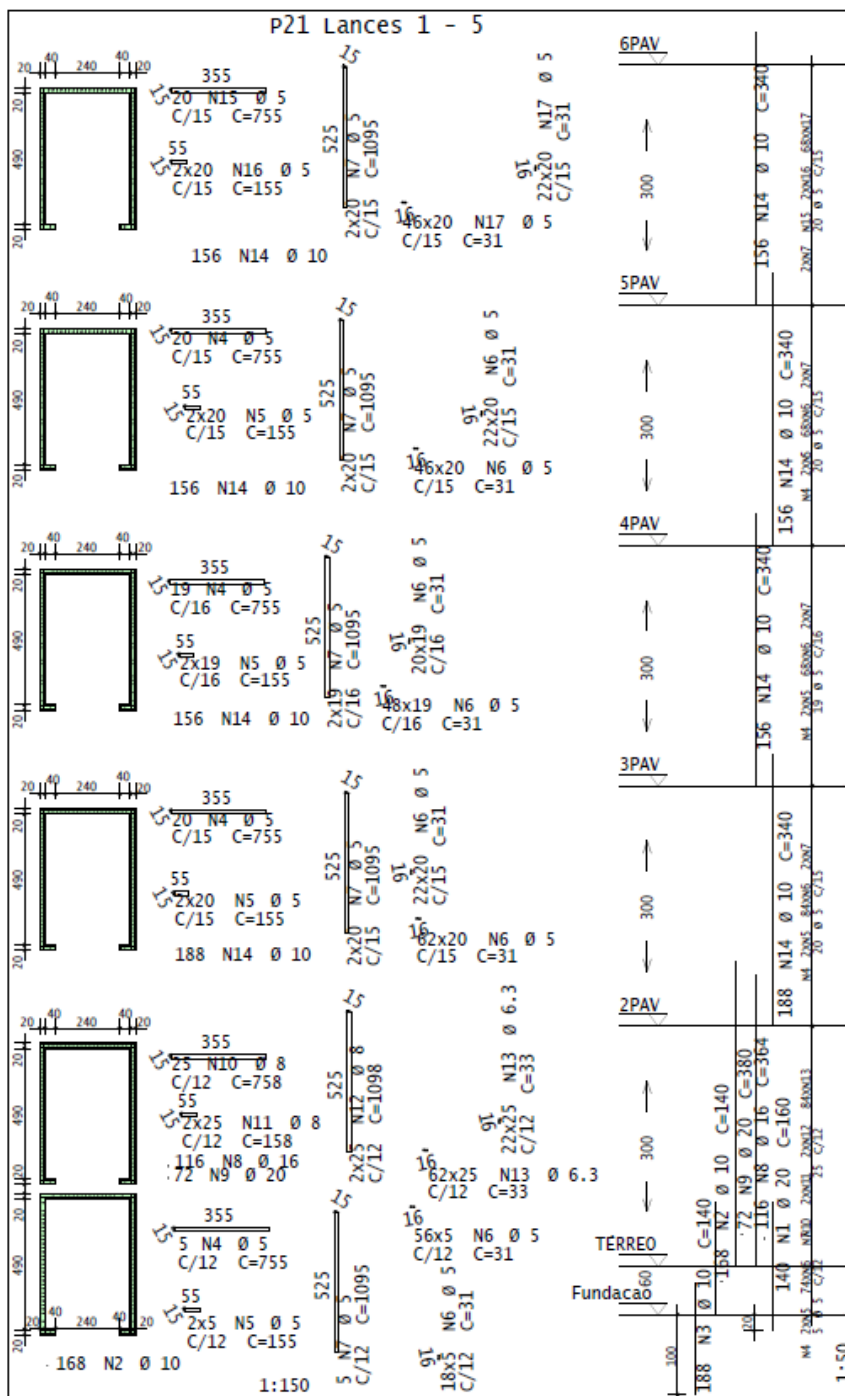
AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
P21 Lances 1 - 6					
50A	1	20	137	160	21920
50A	2	10	184	140	25760
50A	3	10	184	140	25760
60A	4	80	751	60400	
60A	5	180	115	18400	
60A	6	180	1095	175200	
60A	7	6960	31	203360	
50A	8	20	184	380	69920
50A	9	8	94	758	25772
50A	10	8	68	118	8024
50A	11	68	1098	74664	
50A	12	2788	33	93004	
50A	13	12.5	184	350	64400
50A	14	6.3	20	756	15120
50A	15	6.3	40	116	4640
50A	16	40	1096	43840	
50A	17	1640	33	54120	
50A	18	10	552	940	187600

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
60A	5	4574	704
50A	6.3	2097	514
50A	8	1085	428
50A	10	2392	4476
50A	12.5	644	620
50A	20	918	2285
Peso Total	60A +		704 kgf
Peso Total	50A +		5303 kgf

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do software TQS (2023).

Figura 52 – Detalhamento modelo C2E40



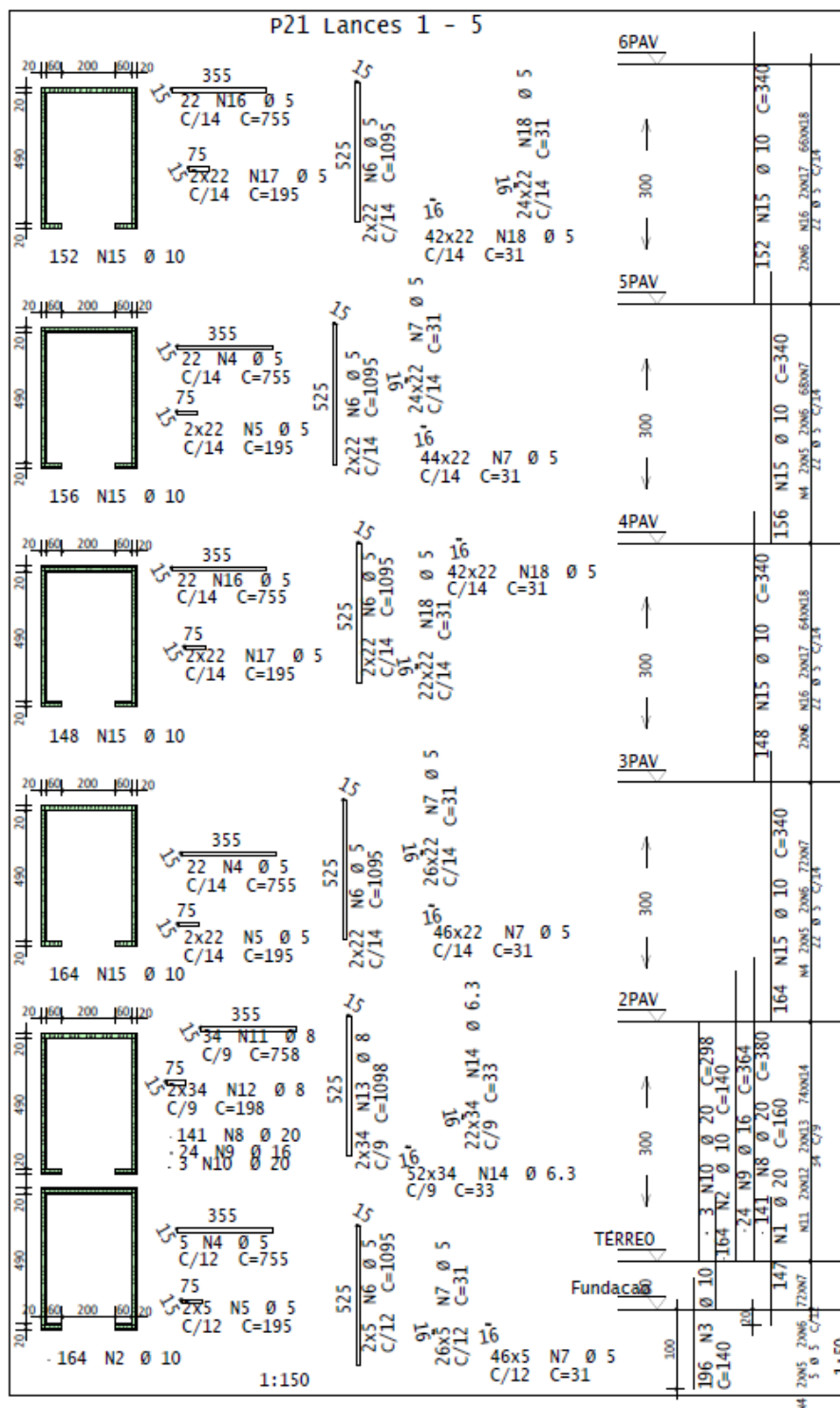
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
P21 Lances 1 - 6					
50A	1	20	140	160	22400
50A	2	10	168	140	23520
50A	3	10	188	140	26320
60A	4	5	64	755	48320
60A	5	5	128	155	19840
60A	6	5	4702	31	145762
60A	7	5	163	1095	178485
50A	8	16	116	364	42224
50A	9	20	72	380	27360
50A	10	8	25	758	18950
50A	11	8	50	158	7900
50A	12	8	50	1098	54900
50A	13	6.3	2100	33	69300
50A	14	10	656	340	223040
60A	15	5	20	755	15100
60A	16	5	40	155	6200
60A	17	5	1360	31	42160

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
60A	5	4539	702
50A	6.3	693	170
50A	8	818	323
50A	10	2729	1684
50A	16	422	666
50A	20	498	1227
Peso Total		60A =	702 kgf
Peso Total		50A =	4070 kgf

Fonte: Elaborada pelo autor a partir do software TQS (2023).

Figura 53 – Detalhamento modelo C2E60



AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
P21 Lances 1 - 6					
50A	1	20	147	180	26460
50A	2	10	164	140	22960
50A	3	10	196	140	27440
50A	4	5	49	755	36995
50A	5	5	98	195	19110
50A	6	5	186	1095	203670
50A	7	5	3440	31	106640
50A	8	20	141	380	53580
50A	9	16	24	364	8736
50A	10	20	7	298	894
50A	11	8	34	758	25772
50A	12	8	68	198	13464
50A	13	8	68	1098	74664
50A	14	6.3	2516	43	89028
50A	15	10	620	340	210800
50A	16	5	44	755	33220
50A	17	5	88	195	17160
50A	18	5	2860	31	88660

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
50A	6.3	5055	778
50A	8	820	203
50A	8	1139	450
50A	10	2612	1612
50A	16	87	138
50A	20	780	2923
Peso Total	50A		778 kgf
Peso Total	50A		4326 kgf

desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

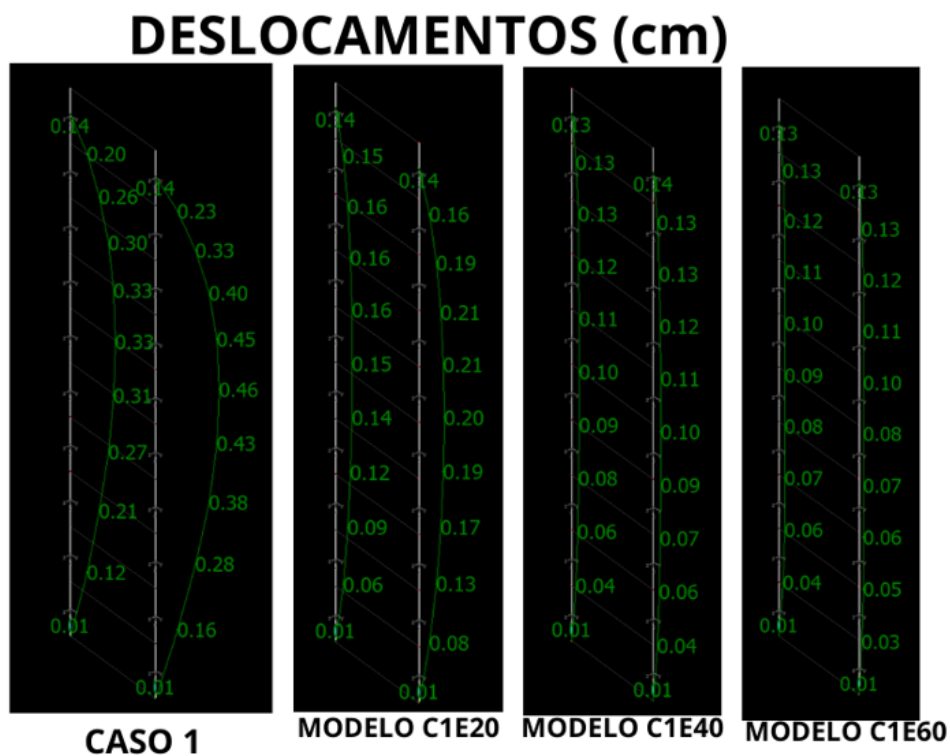
Fonte: Elaborada pelo autor a partir do software TQS (2023).



## APÊNDICE C- DIAGRAMAS DE DESLOCAMENTOS E MOMENTO LOCAL

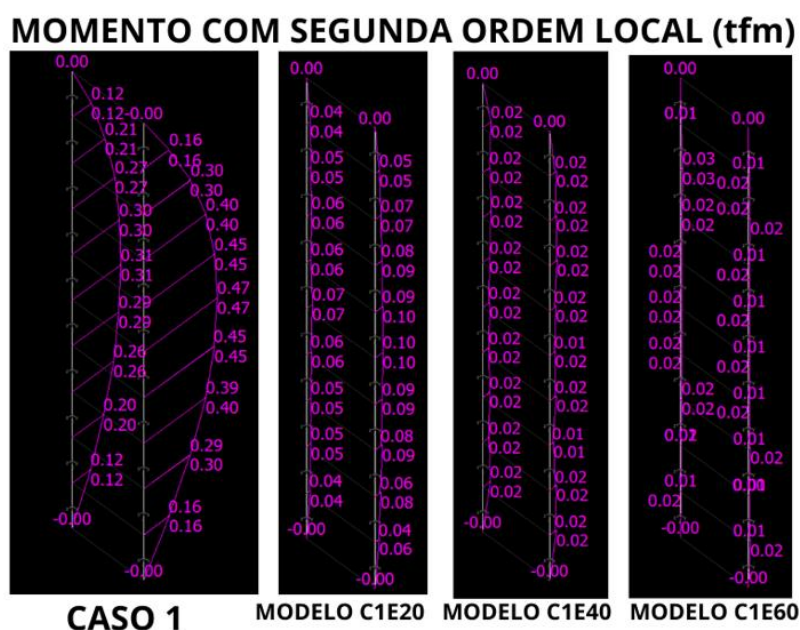
### C.1. DIAGRAMAS CASO 1 E MODELOS DERIVADOS

Figura 54 – Deslocamentos no caso 1 e modelos derivados



Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

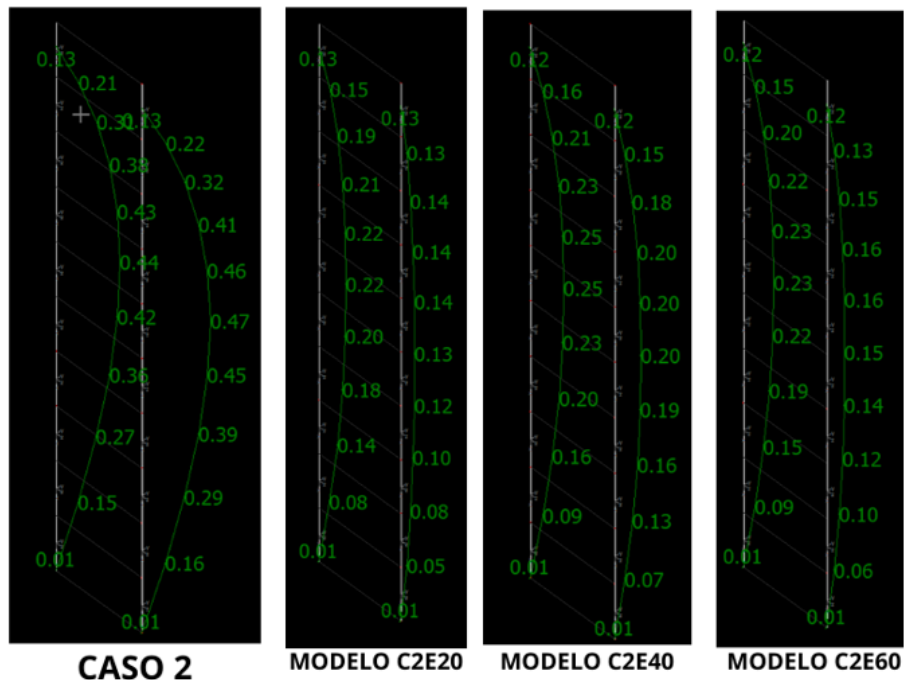
Figura 55 – Momento segunda ordem local no caso 1 e modelos derivados



Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

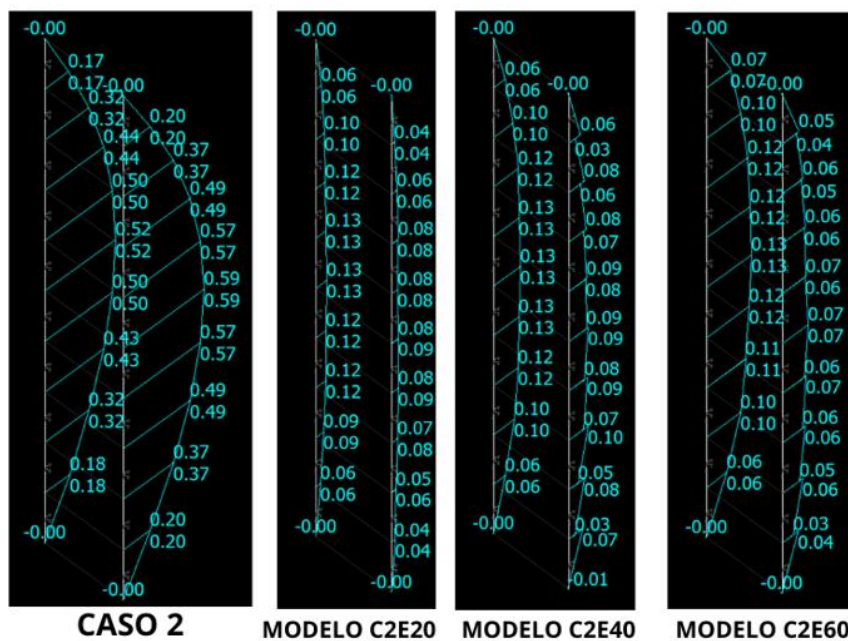
## C.2. DIAGRAMAS CASO 2 E MODELOS DERIVADOS

Figura 56 – Deslocamentos no caso 2 e modelos derivados



Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

Figura 57 – Momento segunda ordem local casos 2

**MOMENTO COM SEGUNDA ORDEM LOCAL (tfm)**

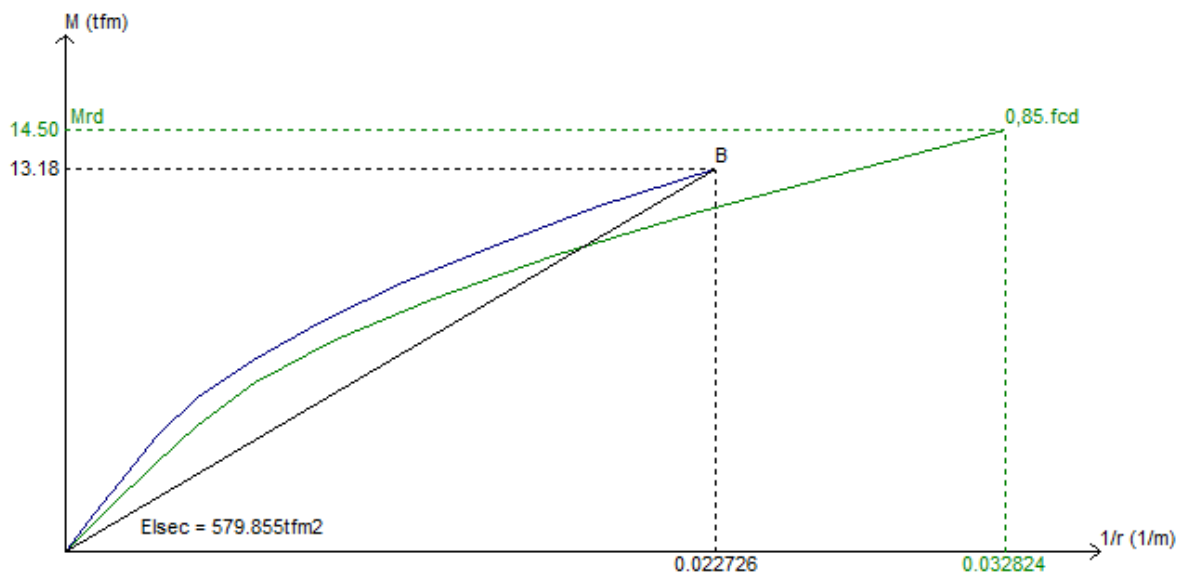
Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).



## APÊNDICE D - RIGIDEZ DA FAIXA DA EXTREMIDADE

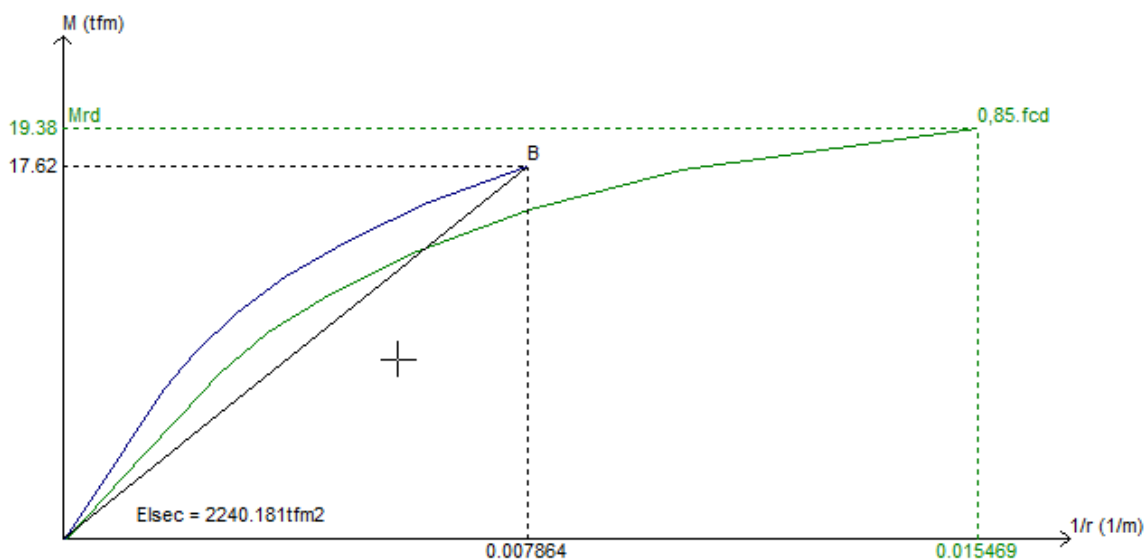
### D.1. RIGIDEZ CASO 1 E MODELOS DERIVADOS

Figura 58 – Rigidez Caso 1



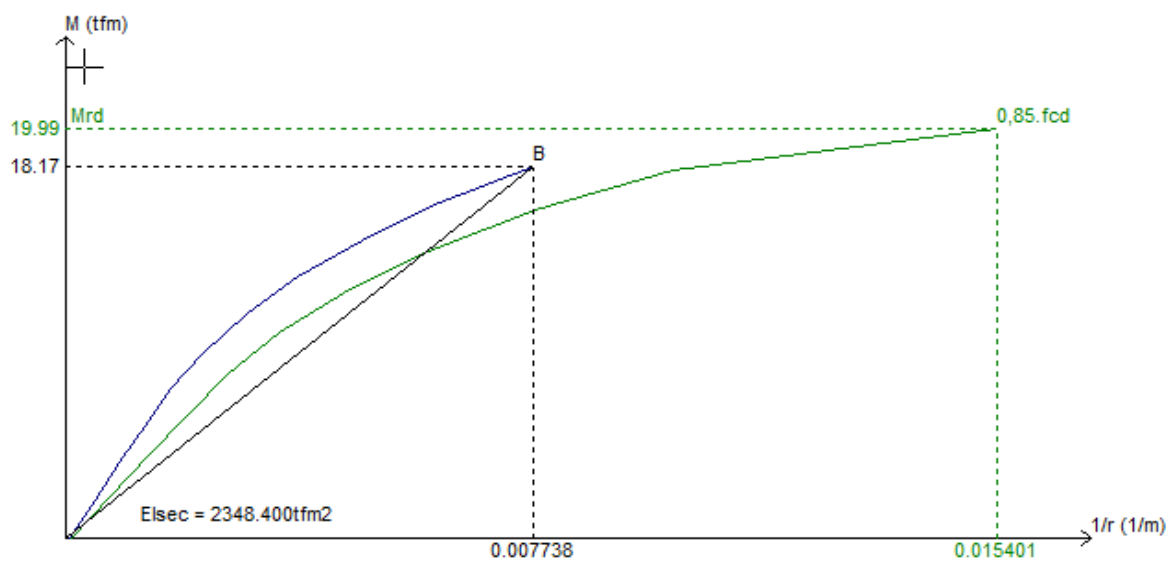
Fonte: Elaborada pelo autor a partir do software TQS (2023).

Figura 59 – Rigidez modelo C1E20



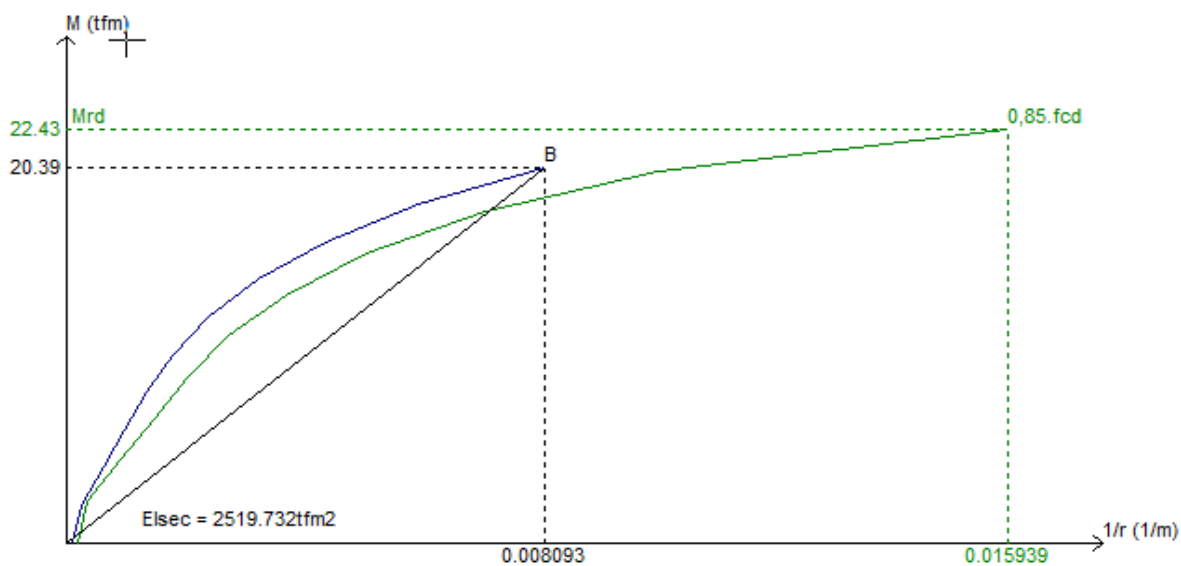
Fonte: Elaborada pelo autor a partir do software TQS (2023).

Figura 60 – Rigidez modelo C1E40



Fonte: Elaborada pelo autor a partir do software TQS (2023).

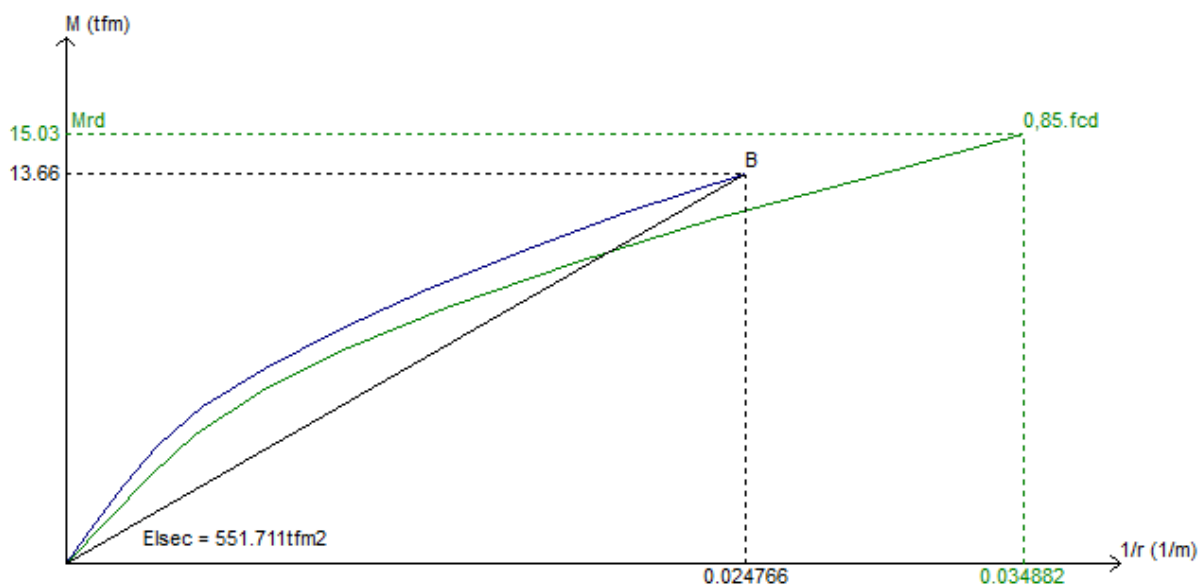
Figura 61– Rigidez modelo C1E60



Fonte: Elaborada pelo autor a partir do software TQS (2023).

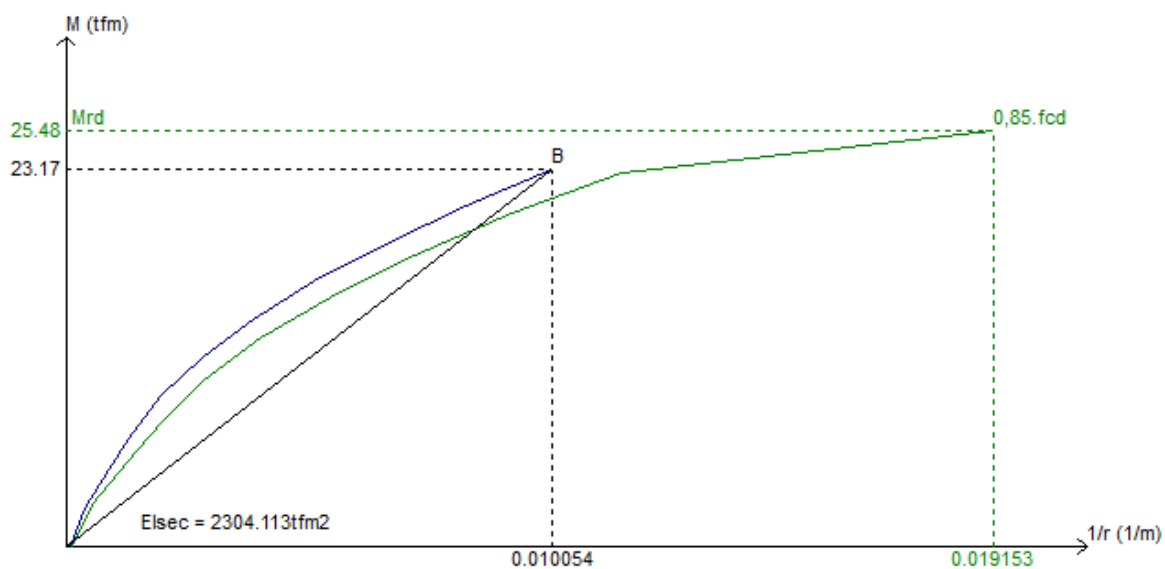
## D.2. RIGIDEZ CASO 2 E MODELOS DERIVADOS

Figura 62 – Rigidez Caso 2



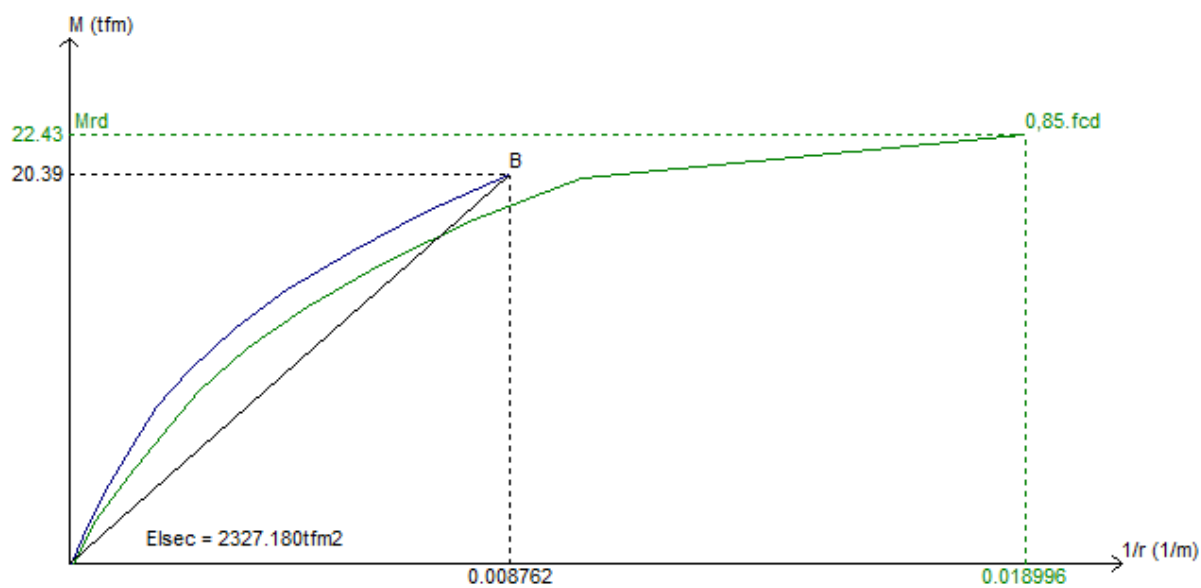
Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

Figura 63 – Rigidez modelo C2E20



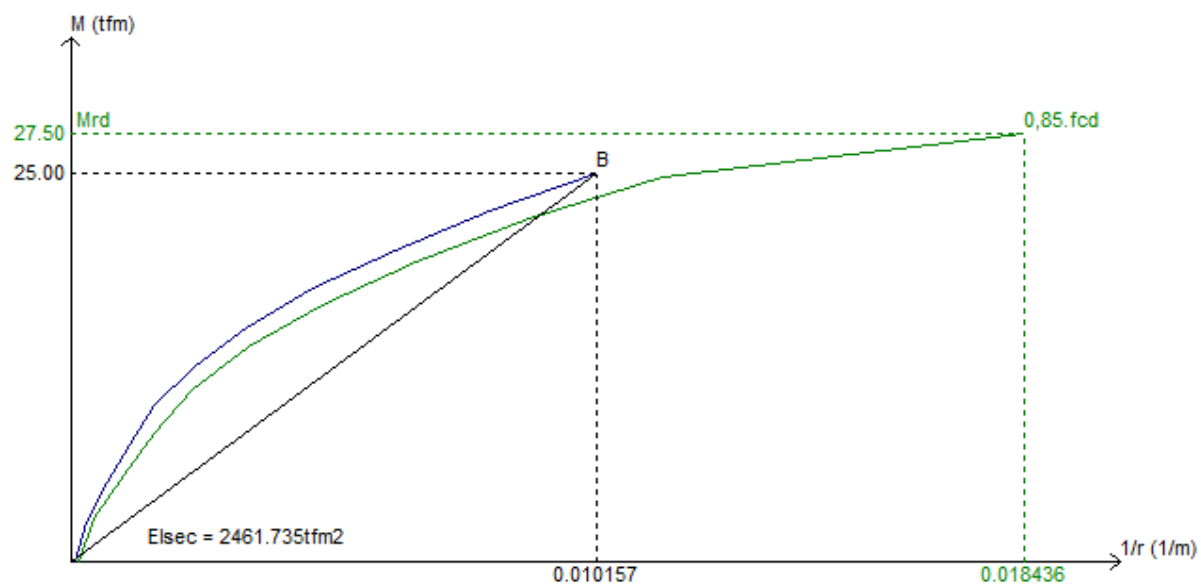
Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

Figura 64 – Rigidez modelo C2E40



Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

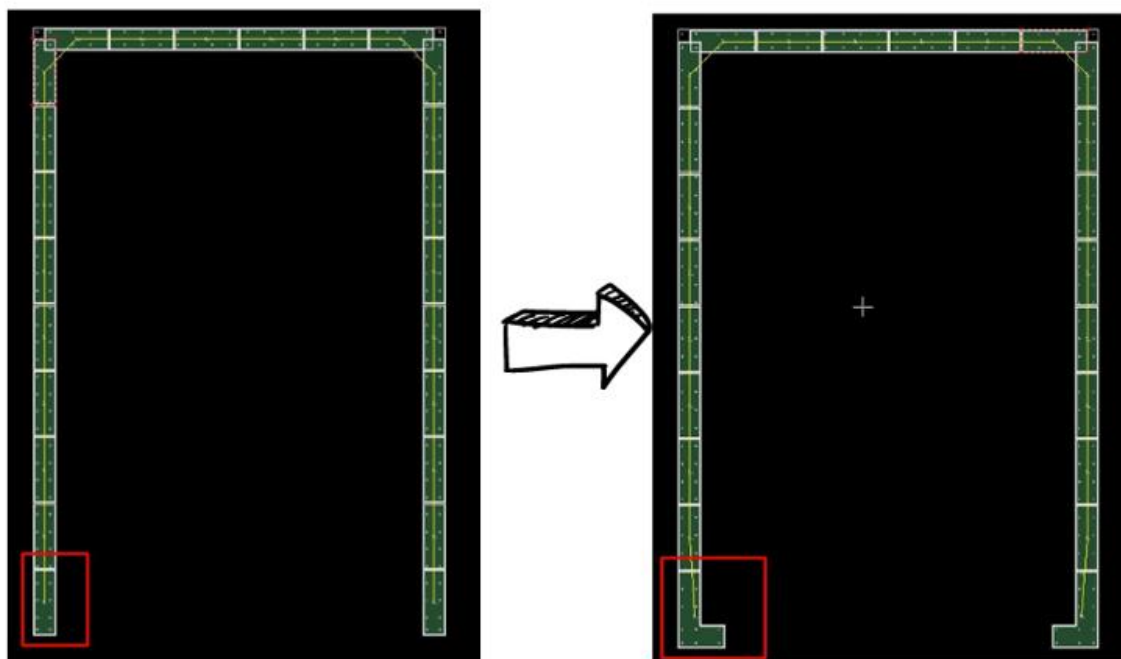
Figura 65 – Rigidez modelo C2E60



Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).

**APÊNDICE E - AUMENTO RIGIDEZ DA FAIXA DA EXTREMIDADE: FAIXA  
RETANGULAR TRANSFORMA-SE NUMA FAIXA DE SEÇÃO EM L**

Figura 66 – Transformação da faixa retangular numa faixa de seção em L



Fonte: Elaborada pelo autor a partir do *software* TQS (2023).