UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA

FACULDADE DE ENGENHARIA

CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

TÓPICOS SOBRE DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

JÚLIA OLIVEIRA RESENDE

JUIZ DE FORA

2026.1

TÓPICOS SOBRE DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

JÚLIA OLIVEIRA RESENDE

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de Conhecimento: Estruturas

Orientador: Cleber Maestri Gonçalves

Juiz de Fora

Faculdade de Engenharia da UFJF

2026.1

Ficha catalográfica elaborada através do programa de geração
automática da Biblioteca Universitária da UFJF,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Oliveira Resende, Júlia.
Tópicos Sobre Dimensionamento de Pilar-Parede em Estruturas de Concreto Armado / Júlia Oliveira Resende. -- 2026.
81 p.

Orientador: Cleber Maestri Gonçalves
Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia, 2026.

1. Pilares-parede. 2. Concreto armado. 3. Efeitos de segunda ordem. I. Maestri Gonçalves, Cleber , orient. II. Título.

TÓPICOS SOBRE DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

JÚLIA OLIVEIRA RESENDE

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à banca examinadora constituída de acordo com a Resolução Nº 01/2018 do Colegiado do Curso de Engenharia Civil, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em:

Por:

gov.br Documento assinado digitalmente
CLEBER MAESTRI GONCALVES
Data: 23/07/2026 10:49:55-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

M. Sc. Cleber Maestri Gonçalves - Orientador
Universidade Federal de Juiz de Fora

gov.br Documento assinado digitalmente
JULIANE CRISTINA GONCALVES
Data: 22/07/2026 17:26:41-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

D. Sc. Juliane Cristina Gonçalves - Examinadora
Universidade Federal de Juiz de Fora

gov.br Documento assinado digitalmente
RODOLFO DE AZEVEDO PALHARES
Data: 23/07/2026 10:16:40-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

D. Sc. Rodolfo de Azevedo Palhares – Examinador
Universidade Federal de Juiz de Fora

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus, por me conceder força, sabedoria e perseverança ao longo desta trajetória.

Aos meus pais, Renata e Célio, por todo o amor, incentivo e apoio incondicional, sempre acreditando em mim e tornando possível a realização deste sonho. Às minhas irmãs, Lili e Lulu, pelo carinho, companheirismo e por compartilharem comigo cada conquista.

Ao meu namorado, João, pela compreensão, pelo incentivo constante e por tornar esta caminhada mais leve. Aos meus amigos, de longa data e aqueles que a graduação me proporcionou, pela amizade, pelo apoio nos momentos difíceis e por tornarem essa jornada mais especial.

Ao meu orientador, Prof. Cleber Maestri Gonçalves, pela dedicação, paciência e pelos valiosos ensinamentos. Sua confiança, incentivo e constante motivação foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho e para que eu acreditasse na minha capacidade de superar cada desafio.

Por fim, agradeço aos professores da Universidade Federal de Juiz de Fora, pelos conhecimentos compartilhados ao longo da graduação, e a todos que, de alguma forma, contribuíram para minha formação acadêmica e pessoal.

"A mente que se abre a uma nova ideia
jamais voltará ao seu tamanho original."

Albert Einstein

RESUMO

Os pilares-parede constituem elementos estruturais de grande importância em edificações de concreto armado, especialmente por sua elevada rigidez e significativa contribuição para a estabilidade global das estruturas. Em razão de suas características geométricas, o dimensionamento desses elementos exige a adequada consideração dos efeitos de segunda ordem. Nesse contexto, este trabalho teve como objetivo analisar os procedimentos de dimensionamento de pilares-parede em concreto armado, comparando os métodos simplificados previstos na ABNT NBR 6118:2023 com os resultados obtidos pelo software TQS. Para isso, foi realizada inicialmente uma revisão bibliográfica acerca das características dos pilares-parede, dos sistemas de contraventamento e dos efeitos globais, locais e localizados de segunda ordem. Em seguida, foram desenvolvidos dois exemplos numéricos baseados nos critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023, considerando diferentes condições de esbeltez. Os dimensionamentos foram executados por meio dos métodos do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada e do Pilar-Padrão com Rigidez κ Aproximada, sendo posteriormente comparados aos resultados obtidos pelo software TQS. Concluiu-se que os procedimentos previstos pela ABNT NBR 6118:2023 fornecem uma base adequada para o dimensionamento de pilares-parede. A comparação entre os métodos evidenciou diferenças principalmente quanto ao grau de conservadorismo e ao consumo de armadura longitudinal, destacando-se o método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada como o mais conservador, enquanto o método do Pilar-Padrão acoplado a diagramas N, M, 1/r, empregado pelo TQS nas verificações localizadas, apresentou as menores áreas de armadura entre os procedimentos analisados. Tais resultados reforçam a importância das verificações localizadas e da análise crítica dos resultados para a obtenção de soluções seguras e tecnicamente consistentes.

Palavras-chave: pilares-parede; concreto armado; efeitos de segunda ordem.

ABSTRACT

Shear walls are structural elements of great importance in reinforced concrete buildings due to their high stiffness and significant contribution to the overall stability of structures. Owing to their geometric characteristics, the design of these elements requires the proper consideration of second-order effects. In this context, this study aimed to analyze the design procedures for reinforced concrete shear walls by comparing the simplified methods prescribed by ABNT NBR 6118:2023 with the results obtained using the TQS structural analysis software. To this end, a literature review was initially conducted addressing the characteristics of shear walls, bracing systems, and global, local, and localized second-order effects. Subsequently, two numerical examples were developed based on the criteria established by ABNT NBR 6118:2023, considering different slenderness conditions. The design procedures were performed using the Approximate Curvature Standard Column Method and the Approximate Stiffness Standard Column Method, and the results were subsequently compared with those obtained using the TQS software. It was concluded that the procedures prescribed by ABNT NBR 6118:2023 provide an appropriate basis for the design of reinforced concrete shear walls. The comparison between the methods revealed differences mainly regarding the degree of conservatism and the amount of required longitudinal reinforcement. Among the procedures analyzed, the Approximate Curvature Standard Column Method proved to be the most conservative, whereas the Standard Column Method coupled with N, M, and 1/r diagrams, employed by the TQS software in localized verifications, resulted in the lowest longitudinal reinforcement areas. These findings reinforce the importance of localized verifications and the critical evaluation of the results to ensure safe and technically consistent structural solutions.

Keywords: shear walls; reinforced concrete; second-order effects.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Pilar-parede com uma ou mais superfícies (lâminas) associadas 12
Figura 2 - Seções típicas dos pilares-parede: (a) seção aberta e (b) seção fechada 15
Figura 3 - Subestrutura de contraventamento e elementos contraventados 17
Figura 4 - Estrutura de nós móveis e nós fixos 18
Figura 5 - Sistema de contraventamento com pilares-parede 19
Figura 6 - Imperfeições geométricas dos pilares 21
Figura 7 - Efeitos de segunda ordem localizados 21
Figura 8 - Envoltória mínima com segunda ordem 26
Figura 9 - Comprimento equivalente 30
Figura 10 - Avaliação aproximada do efeito de segunda ordem localizado 31
Figura 11 - Convenção de eixos 33
Figura 12 - Geometria (medidas em centímetros) 34
Figura 13 - Modelo tridimensional da estrutura no software TQS 36
Figura 14 - Combinação ELU 37
Figura 15 - Distribuição de faixas 40
Figura 16 - Situação de projeto e de cálculo análise local 44
Figura 17 - Ábaco 11A análise local (direções x e y) 46
Figura 18 - Distribuição de barras análise local 47
Figura 19 - Situação de projeto e de cálculo faixas 1 e 4 48
Figura 20 - Ábaco 14B faixas 1 e 4 (direção x) 49
Figura 21 - Ábaco A-4 faixas 1 e 4 (direção y - CA) 50
Figura 22 - Ábaco A-4 faixas 1 e 4 (direção y - RA) 51
Figura 23 - Distribuição de barras faixas 1 e 4 (CA) 52
Figura 24 - Distribuição de barras faixas 1 e 4 (RA) 52
Figura 25 - Situação de projeto e de cálculo faixas 2 e 3 53
Figura 26 - Ábaco 14B faixas 2 e 3 (direção x) 54
Figura 27 - Ábaco A-4 faixas 2 e 3 (direção y) 55
Figura 28 - Distribuição de barras faixas 2 e 3 56
Figura 29 - Distribuição de barras final do pilar-parede (CA) 58
Figura 30 - Distribuição de barras final do pilar-parede (RA) 59
Figura 31 - Detalhamento TQS exemplo 1 60
Figura 32 - Comandos TQS 60

Figura 33 - Proteção contra flambagem das barras 61
Figura 34 - Detalhamento modificado TQS exemplo 1 (CA) 61
Figura 35 - Detalhamento modificado TQS exemplo 1 (RA) 62
Figura 36 - Detalhamento modificado TQS exemplo 1 (AD) 62
Figura 37 - Distribuição de barras final do pilar-parede CA 66
Figura 38 - Distribuição de barras final do pilar-parede RA 66
Figura 39 - Detalhamento TQS exemplo 2 (CA) 67
Figura 40 - Detalhamento TQS exemplo 2 (RA) 68
Figura 41 - Detalhamento modificado TQS exemplo 2 (CA) 68
Figura 42 - Detalhamento modificado TQS exemplo 2 (RA) 69
Figura 43 - Detalhamento modificado TQS exemplo 2 (AD) 70

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto 35
Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para c=10mm 35
Tabela 3 - Excentricidades exemplo 1 56
Tabela 4 - Áreas de armadura exemplo 1 57
Tabela 5 - Armaduras adotadas exemplo 1 57
Tabela 6 - Esforços solicitantes exemplo 2 63
Tabela 7 - Excentricidades exemplo 2 64
Tabela 8 - Áreas de armadura exemplo 2 64
Tabela 9 - Armaduras adotadas exemplo 2..... 65
Tabela 10 - Comparação armadura exemplo 1 72
Tabela 11 - Comparação armadura exemplo 2 74

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparação armadura exemplo 1 73
Gráfico 2 - Comparação armadura exemplo 2. 76

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CA	Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada
RA	Método do Pilar-Padrão com Rigidez κ Aproximada
AD	Método do Pilar-Padrão Acoplado a Diagramas N, M, 1/r

SUMÁRIO

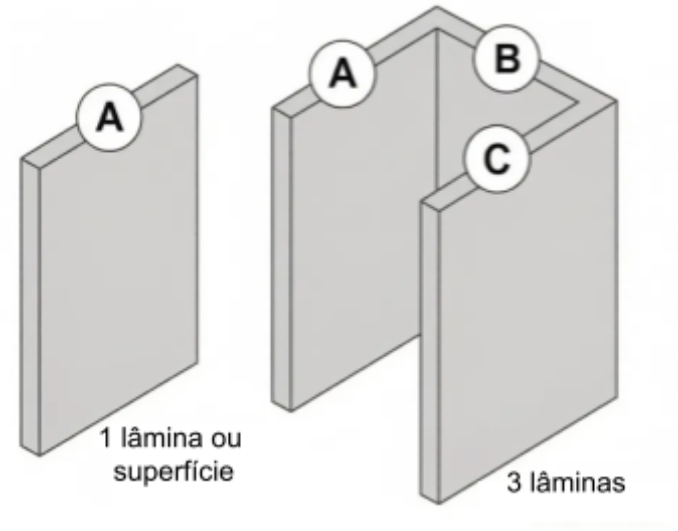
1 INTRODUÇÃO..... 12
1.1 OBJETIVO GERAL..... 13
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS..... 13
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO..... 13
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... 15
2.1 DEFINIÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS PILARES-PAREDE..... 15
2.2 CONTRAVENTAMENTO..... 16
2.2.1 Classificação das Estruturas quanto à Deslocabilidade dos Nós..... 17
2.2.2 Contraventamento com Pilares-Parede..... 19
2.3 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM..... 20
2.3.1 Análise Global..... 22
2.3.2 Análise Local..... 23
2.3.2.1 Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada..... 27
2.3.2.2 Método do Pilar-Padrão com Rigidez κ Aproximada..... 28
2.3.3 Análise Localizada..... 29
2.4 ARMADURA TRANSVERSAL..... 32
3 EXEMPLOS NUMÉRICOS..... 33
3.1 EXEMPLO 1..... 34
3.1.1 Análise Estrutural..... 38
3.1.1.1 Análise Local..... 38
3.1.1.2 Análise Localizada..... 39
3.1.1.2.1 Faixas de Extremidade - 1 e 4..... 40
3.1.1.2.2 Faixas Centrais - 2 e 3..... 43
3.1.2 Dimensionamento conforme a ABNT NBR 6118:2023..... 44
3.1.2.1 Dimensionamento Análise Local..... 44
3.1.2.2 Dimensionamento Análise Localizada..... 47
3.1.2.2.1 Faixas de Extremidade - 1 e 4..... 47
3.1.2.2.2 Faixas Centrais - 2 e 3..... 52
3.1.3 Detalhamento das Armaduras..... 56
3.1.4 Dimensionamento Utilizando o Software TQS..... 59
3.2 EXEMPLO 2..... 62
3.2.1 Dimensionamento Utilizando o Software TQS..... 66
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS..... 71
4.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS DO EXEMPLO 1..... 71
4.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DO EXEMPLO 2..... 74
4.3 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS..... 76
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS..... 78
REFERÊNCIAS..... 80

1 INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento estrutural de elementos verticais em concreto armado tem apresentado avanços expressivos nas últimas décadas, impulsionado pela busca por edificações mais esbeltas, eficientes e com elevados níveis de segurança (Silva, 2018). Conforme destacado por Scadelai (2004), o emprego de concretos de maior resistência favoreceu o desenvolvimento de estruturas mais delgadas, mas também ampliou sua suscetibilidade aos efeitos de segunda ordem.

Nesse contexto, os pilares-parede (Figura 1), têm ganhado destaque como elementos estruturais de elevada importância, por aliarem a capacidade de resistir a esforços verticais e horizontais, contribuindo de forma decisiva para a estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos (Diniz *et al.*, 2019). Esses elementos, em inglês, *shear walls*, são amplamente empregados em empreendimentos residenciais, comerciais e institucionais, sobretudo em regiões sujeitas a ações laterais, principalmente ventos e sismos, devido à sua elevada eficiência no contraventamento das estruturas.

Figura 1 - Pilar-parede com uma ou mais superfícies (lâminas) associadas.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Segundo Diniz *et al.* (2019), esses elementos desempenham papel fundamental no controle dos deslocamentos laterais e na estabilidade global das edificações, atuando como principais elementos de contraventamento.

O avanço das ferramentas computacionais de análise estrutural permitiu uma modelagem mais refinada de elementos planos, como os pilares-parede, possibilitando a consideração adequada dos efeitos de segunda ordem e das não linearidades física e geométrica. Esses

aspectos são fundamentais para a correta avaliação do comportamento resistente e da estabilidade desses elementos (Lorenzetti, 2018).

Em complemento, Fusco (1981) ressalta que, quando adequadamente posicionados e dimensionados, os pilares-parede proporcionam significativa rigidez ao sistema estrutural, reduzindo deslocamentos horizontais e aliviando solicitações transmitidas a vigas e lajes.

1.1 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como objetivo geral analisar os procedimentos de dimensionamento de pilares-parede em concreto armado previstos na ABNT NBR 6118:2023, por meio da comparação entre os cálculos analíticos e os resultados obtidos com o software TQS, avaliando as diferenças observadas e suas implicações para o projeto estrutural.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Entre os objetivos específicos, destacam-se:

• Caracterizar as particularidades geométricas e funcionais que distinguem os pilares-parede de outros elementos estruturais, evidenciando seu papel na estabilidade e na rigidez global da edificação;

• Revisar os conceitos teóricos e normativos aplicáveis ao dimensionamento de pilares-parede, conforme a ABNT NBR 6118:2023, de modo a consolidar o embasamento técnico necessário para análise e projeto;

• Comparar modelos teóricos e resultados obtidos por simulações computacionais, avaliando a precisão dos métodos de dimensionamento;

• Analisar a influência de fatores como esbeltez e excentricidade no comportamento resistente dos pilares-parede.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado em cinco capítulos. O Capítulo 1 apresenta a introdução, abordando a contextualização do tema, os objetivos geral e específicos e a organização do trabalho. O Capítulo 2 contempla a revisão bibliográfica, reunindo os principais conceitos relacionados aos pilares-parede, aos sistemas de contraventamento, aos efeitos de segunda ordem e aos procedimentos de dimensionamento estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023.

No Capítulo 3, são desenvolvidos exemplos numéricos, nos quais são aplicados os procedimentos normativos para análise e dimensionamento de um pilar-parede, sendo posteriormente realizada a comparação com os resultados obtidos por meio do software TQS. O segundo exemplo numérico, elaborado a partir da alteração da altura do elemento estrutural, permite avaliar a influência da esbeltez no dimensionamento.

O Capítulo 4 reúne a análise comparativa dos resultados obtidos nos dois exemplos, discutindo as diferenças observadas entre os métodos simplificados previstos na norma e o dimensionamento computacional. Por fim, o Capítulo 5 apresenta as considerações finais, destacando as principais conclusões do estudo, suas limitações e sugestões para trabalhos futuros.

Ressalta-se, ainda, que a ferramenta de inteligência artificial ChatGPT, desenvolvida pela OpenAI, foi utilizada exclusivamente como apoio à melhoria da qualidade visual de figuras e à revisão textual deste trabalho. Todo o conteúdo técnico e científico, incluindo a fundamentação teórica, os procedimentos metodológicos, os cálculos, as análises, os resultados e as conclusões, foi desenvolvido, conferido e validado pelo autor, que assume integral responsabilidade pelas informações apresentadas.

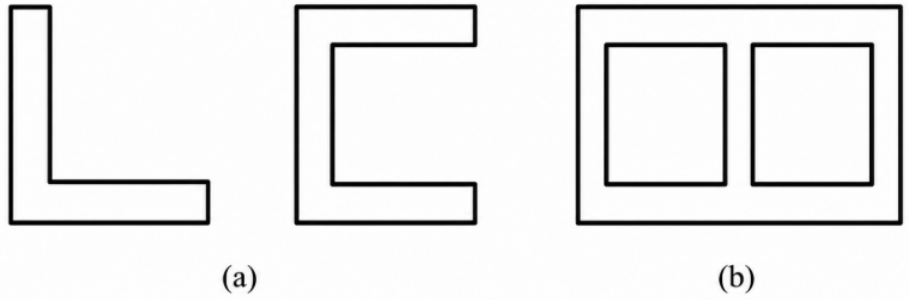
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 DEFINIÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS PILARES-PAREDE

A ABNT NBR 6118:2023 define os pilares-parede como elementos estruturais predominantemente verticais, constituídos por superfícies planas ou cascas cilíndricas, cuja principal função é resistir aos esforços de compressão. Esses elementos podem ser compostos por uma única superfície ou por diversas superfícies associadas e apresentam como característica geométrica uma acentuada diferença entre as dimensões da seção transversal, sendo que a menor dimensão de qualquer uma dessas superfícies deve ser inferior a um quinto da maior.

Para fins de análise e dimensionamento, os pilares-parede são subdivididos em lâminas e em faixas. As lâminas correspondem às superfícies que compõem a seção transversal do elemento, podendo ser constituídas por uma única superfície ou por várias superfícies associadas, conforme ilustrado na Figura 2. Por sua vez, cada lâmina é dividida em faixas verticais de cálculo, utilizadas na determinação dos esforços solicitantes e na verificação dos efeitos de segunda ordem localizados, possibilitando uma avaliação mais precisa da distribuição dos esforços ao longo da seção transversal. Dessa forma, as lâminas representam os componentes geométricos do pilar-parede, enquanto as faixas constituem as subdivisões adotadas para sua análise estrutural (ABNT NBR 6118:2023).

Figura 2 - Seções típicas dos pilares-parede: (a) seção aberta e (b) seção fechada.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

A análise desses elementos deve considerar simultaneamente as não linearidades física e geométrica, que afetam a rigidez e a redistribuição dos esforços internos (Gonçalves, 2017). A não linearidade física está associada ao comportamento não linear dos materiais, como a fissuração do concreto e o escoamento do aço, enquanto a não linearidade geométrica decorre das deformações que modificam a configuração de equilíbrio da estrutura, sendo amplificada em elementos esbeltos.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, a consideração dos efeitos de segunda ordem pode ser avaliada por meio de parâmetros de instabilidade global, como o coeficiente γz, os quais indicam a necessidade de realização de uma análise global não linear. Ressalta-se, entretanto, que, independentemente dessa verificação global, a consideração das não linearidades em nível local deve ser realizada em função da esbeltez dos elementos, podendo ser necessária mesmo quando os efeitos globais de segunda ordem forem desprezados.

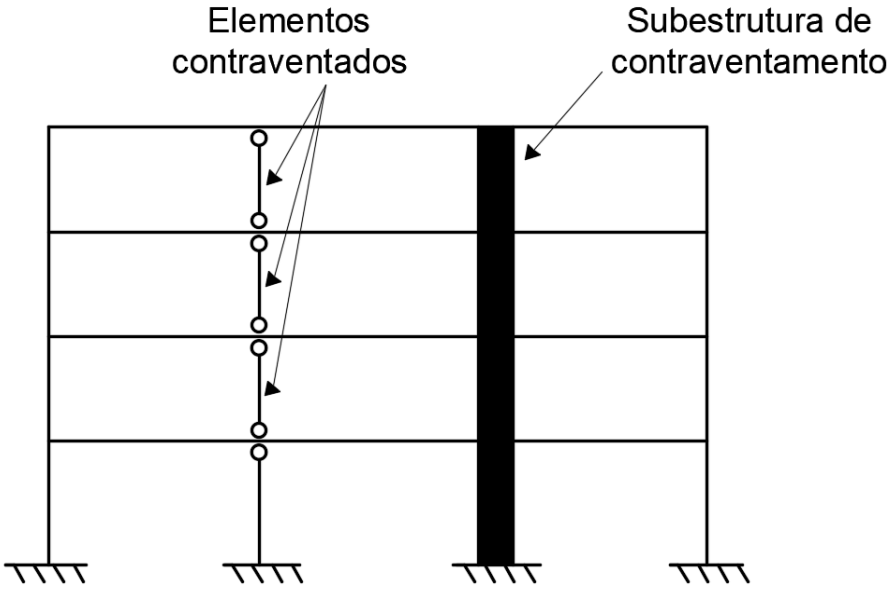
Além disso, Araújo (2007) ressalta que a esbeltez elevada dos pilares-parede torna indispensável a consideração da flambagem e dos efeitos localizados de segunda ordem. Segundo a ABNT NBR 6118:2023, esses fenômenos podem ser analisados por meio de um modelo normativo abrangente, permitindo o uso de métodos simplificados em casos de baixa instabilidade e exigindo análises não lineares em estruturas mais esbeltas, conciliando precisão e viabilidade prática.

2.2 CONTRAVENTAMENTO

O contraventamento é o sistema estrutural responsável por conferir rigidez lateral às edificações, garantindo sua estabilidade global frente às ações horizontais, como o vento, os desaprumos construtivos e outras solicitações acidentais. Em estruturas de concreto armado, esse sistema é constituído por elementos capazes de resistir à maior parte dos esforços provenientes dessas ações, limitando os deslocamentos laterais e reduzindo a influência dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento estrutural (Carneiro; Martins, 2008).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, por conveniência de análise, podem ser identificadas no conjunto estrutural subestruturas que apresentam elevada rigidez às ações horizontais e, por essa razão, absorvem a maior parcela dos esforços decorrentes dessas solicitações. Essas subestruturas são denominadas subestruturas de contraventamento, enquanto os demais elementos, cuja participação na resistência lateral é pouco significativa, são classificados como elementos contraventados, como ilustrado na Figura 3.

Figura 3 - Subestrutura de contraventamento e elementos contraventados.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

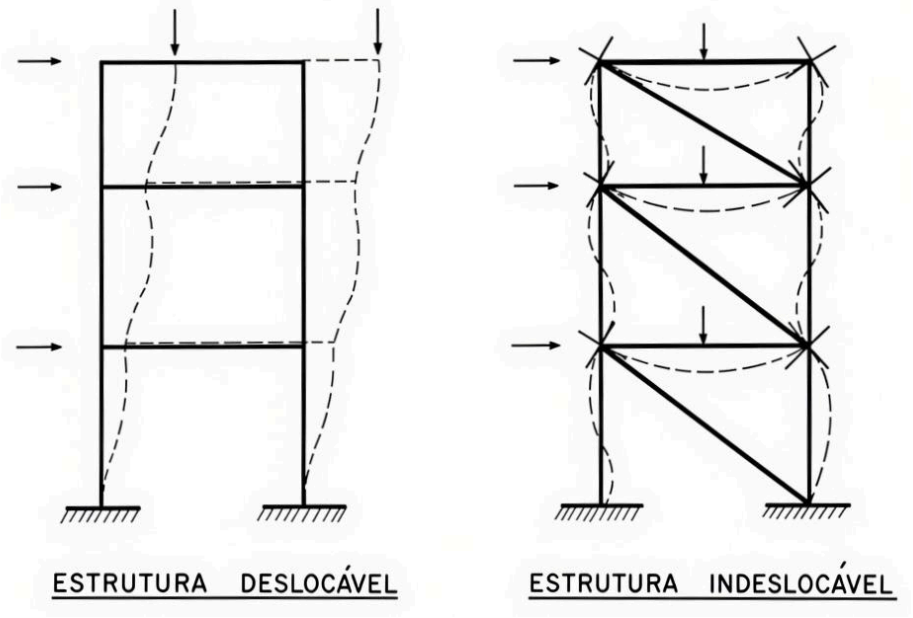
Conforme destacam Carneiro e Martins (2008), o aumento da rigidez global da edificação reduz os acréscimos de esforços associados aos efeitos não lineares geométricos, resultantes da interação entre as cargas verticais e as deformações laterais da estrutura.

Ainda segundo os autores, os sistemas de contraventamento podem ser compostos por pórticos rígidos, núcleos estruturais, paredes de concreto e pilares-parede, utilizados isoladamente ou em conjunto. A escolha entre essas alternativas depende de fatores como altura da edificação, configuração arquitetônica, distribuição das cargas e exigências construtivas. Quando corretamente posicionados em planta, preferencialmente de forma simétrica em relação ao centro de rigidez, esses elementos também contribuem para a redução de efeitos torsionais e para uma distribuição mais uniforme dos esforços horizontais.

2.2.1 Classificação das Estruturas quanto à Deslocabilidade dos Nós

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, para fins de análise da estabilidade global, as estruturas são classificadas em sistemas de nós fixos e de nós móveis, conforme a magnitude dos deslocamentos horizontais e a relevância dos efeitos globais de segunda ordem, como ilustrado na Figura 4.

Figura 4 - Estrutura de nós móveis e nós fixos.



Fonte: Fusco 1981.

Segundo a ABNT NBR 6118:2023, as estruturas de nós fixos são aquelas em que os deslocamentos laterais são suficientemente reduzidos para que os acréscimos de esforços decorrentes dos efeitos globais de segunda ordem sejam inferiores a 10% dos esforços obtidos na análise de primeira ordem. Nessas condições, admite-se que a não linearidade geométrica global não tenha influência significativa no comportamento da estrutura, sendo necessária apenas a consideração dos efeitos locais e localizados de segunda ordem.

Ainda conforme a ABNT NBR 6118:2023, nas estruturas de nós móveis, por sua vez, os deslocamentos horizontais apresentam magnitude capaz de produzir acréscimos superiores a 10% nos esforços de primeira ordem. Nessas condições, a consideração dos efeitos globais de segunda ordem torna-se obrigatória, uma vez que a estabilidade da edificação passa a depender de maneira mais sensível da interação entre as cargas verticais e as deformações laterais, bem como dos efeitos locais e localizados de segunda ordem.

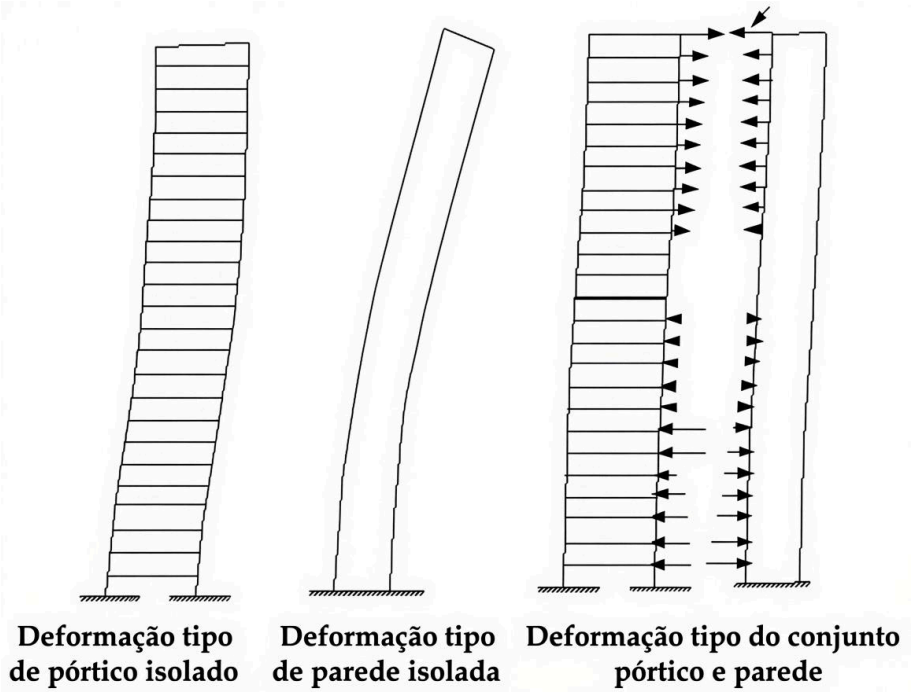
A mesma norma também estabelece que a classificação não depende exclusivamente da intensidade dos deslocamentos, mas também da magnitude das forças normais atuantes. Assim, estruturas com grandes deslocamentos laterais podem apresentar efeitos de segunda ordem pouco relevantes quando submetidas a baixas cargas verticais, como ocorre em elementos isolados, a exemplo de postes, nos quais a reduzida intensidade das forças normais resulta em momentos de segunda ordem pouco significativos (ABNT NBR 6118:2023).

2.2.2 Contraventamento com Pilares-Parede

Entre os sistemas de contraventamento empregados em edifícios de concreto armado, destacam-se os pilares-parede. Segundo Fusco (1981), a significativa diferença entre as dimensões de sua seção transversal proporciona elevada inércia à flexão, conferindo a esses elementos grande capacidade de resistir às ações horizontais e de reduzir os deslocamentos laterais da estrutura. Em decorrência dessas características, os pilares-parede apresentam elevada rigidez em uma das direções principais, sendo amplamente utilizados para garantir a estabilidade global das edificações (ABNT NBR 6118:2023).

Quando analisado em conjunto com outros elementos estruturais, esse desempenho torna-se ainda mais eficiente. De acordo com Carneiro e Martins (2008), o desempenho dos pilares-parede torna-se ainda mais eficiente quando esses elementos atuam em conjunto com os pórticos da estrutura. Enquanto os pilares-parede apresentam deformação predominantemente por flexão, os pórticos sofrem deslocamentos associados à distorção dos nós. A compatibilização dessas deformações promove uma distribuição equilibrada dos esforços horizontais entre os diferentes componentes estruturais, conforme apresentado na Figura 5.

Figura 5 - Sistema de contraventamento com pilares-parede.



Fonte: Carneiro; Martins 2008.

A partir dessa interação, os pilares-parede absorvem parcela significativa dos esforços de tombamento e cisalhamento, aumentando substancialmente a rigidez global da edificação e

reduzindo a participação dos demais elementos na resistência lateral. Essa característica torna sua utilização particularmente vantajosa em edifícios altos ou esbeltos, nos quais o controle dos deslocamentos e dos efeitos de segunda ordem é determinante para o dimensionamento (Araújo, 2007).

Além do desempenho estrutural, os pilares-parede podem ser incorporados a elementos arquitetônicos, como caixas de escada, caixas de elevadores e paredes de circulação, permitindo a integração entre as funções estrutural e arquitetônica (Fusco, 1981).

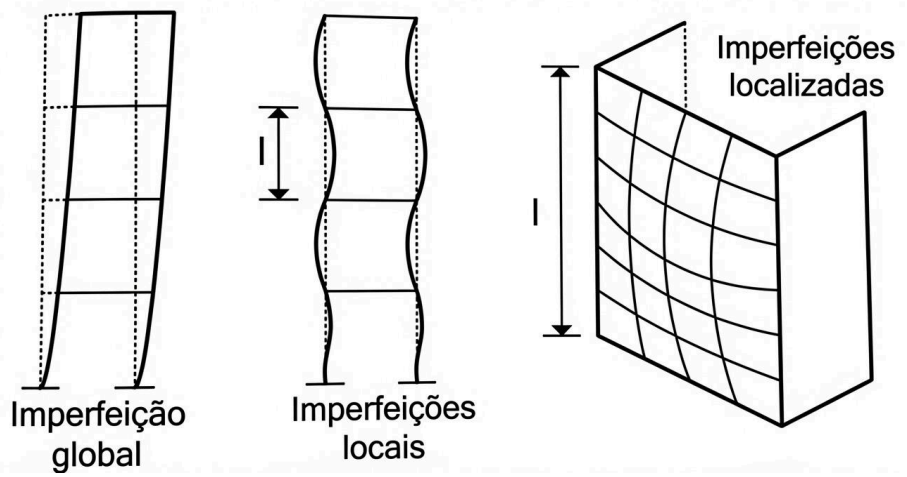
2.3 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

A análise estrutural de edificações em concreto armado inicia-se pela determinação dos efeitos de primeira ordem, que consideram o equilíbrio da estrutura em sua configuração indeformada, assumindo comportamento elástico-linear dos materiais e integridade das seções transversais. No entanto, em estruturas esbeltas, as deformações horizontais passam a influenciar significativamente o estado de esforços internos, exigindo a consideração dos efeitos de segunda ordem, que decorrem da não linearidade geométrica e da interação entre cargas verticais e deslocamentos laterais (Lorenzetti, 2018).

Além desse aspecto geométrico, a ABNT NBR 6118:2023 destaca também a influência da não linearidade física, relacionada ao comportamento real dos materiais, especialmente à fissuração do concreto e à fluência. Esses fenômenos provocam a redução da rigidez dos elementos estruturais, contribuindo para o aumento dos deslocamentos e para a redistribuição dos esforços internos, devendo ser considerados de forma compatível com o modelo de análise adotado.

Nesse contexto, a norma estabelece que os efeitos de segunda ordem são classificados em globais, locais e localizados. Os efeitos globais estão associados ao deslocamento horizontal do edifício como um todo, caracterizando-se pelo movimento horizontal dos nós estruturais sob ação de cargas verticais e horizontais. Já os efeitos locais referem-se à instabilidade de elementos isolados entre os nós da estrutura, sendo analisados em função da esbeltez do elemento. A Figura 6 ilustra as imperfeições geométricas dos pilares, que estão associadas às condições iniciais de desvios de prumo e desalinhamentos estruturais, as quais influenciam diretamente a avaliação dos efeitos de segunda ordem.

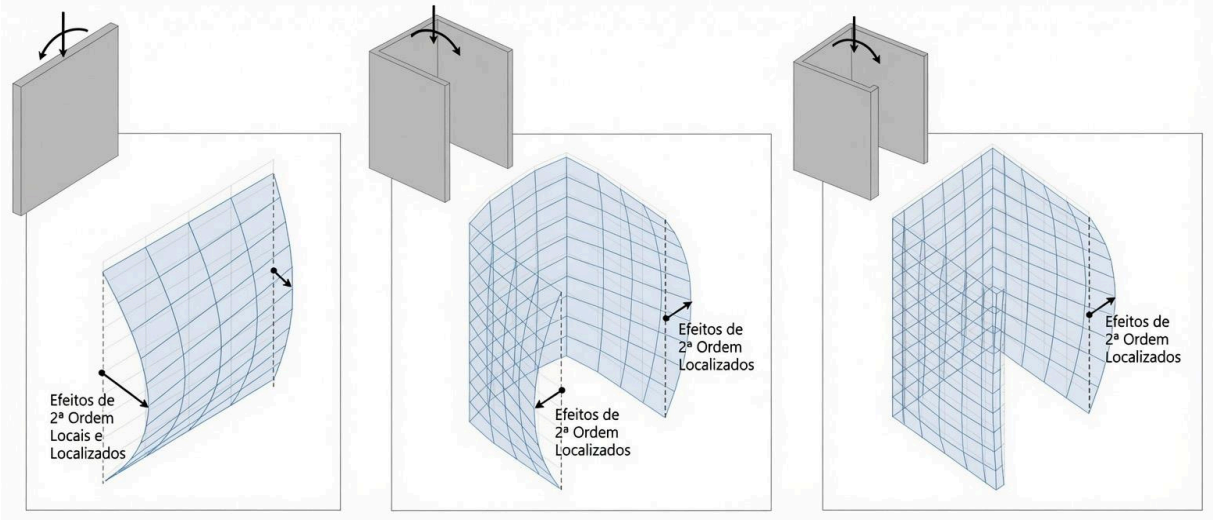
Figura 6 - Imperfeições geométricas dos pilares.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Em um nível mais específico de comportamento, a ABNT NBR 6118:2023 define ainda os efeitos de segunda ordem localizados, que ocorrem em regiões específicas de elementos estruturais de grande superfície, como os pilares-parede. Nessas regiões podem surgir deformações localizadas, caracterizadas por pequenas instabilidades das lâminas comprimidas e desvios localizados de alinhamento, associados à flambagem parcial do elemento estrutural. Esses efeitos resultam em acréscimos nos esforços de flexão, tanto na direção vertical quanto na horizontal, conforme ilustrado na Figura 7.

Figura 7 - Efeitos de segunda ordem localizados.



Fonte: ABNT NBR 6118:2023.

Em estruturas esbeltas e de múltiplos pavimentos, os deslocamentos horizontais relativos tendem a amplificar significativamente os esforços internos, aumentando a suscetibilidade à instabilidade global e local. Dessa forma, o dimensionamento de pilares-parede deve considerar simultaneamente os efeitos da instabilidade global da estrutura, da instabilidade

local das lâminas e dos efeitos de segunda ordem decorrentes da interação entre deslocamentos e esforços solicitantes (Araújo, 2007).

Diante desse comportamento, a ABNT NBR 6118:2023 admite que a consideração dos efeitos de segunda ordem seja realizada por meio de procedimentos simplificados ou por análises não lineares mais rigorosas, dependendo do grau de instabilidade da estrutura. Em estruturas pouco deslocáveis, métodos aproximados podem ser utilizados com segurança. Contudo, em edificações mais esbeltas e suscetíveis à perda de estabilidade, torna-se necessária a consideração explícita das não linearidades geométricas e físicas, por meio de análises mais refinadas.

Em síntese, o tratamento adequado dos efeitos de segunda ordem constitui etapa indispensável da análise estrutural de edificações em concreto armado. A norma brasileira adota um modelo que busca o equilíbrio entre rigor técnico e aplicabilidade prática, permitindo o uso de métodos simplificados em casos de baixa instabilidade e exigindo análises não lineares completas em estruturas mais suscetíveis à perda de equilíbrio (Diniz *et al.*, 2019).

2.3.1 Análise Global

Conforme estabelecido pela ABNT NBR 6118:2023, a avaliação da importância dos efeitos globais de segunda ordem em estruturas reticuladas com, no mínimo, quatro andares pode ser realizada por meio do coeficiente γz, determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem para cada combinação de carregamento, adotando-se os valores de rigidez especificados na norma. Esse parâmetro constitui um importante indicador da estabilidade global da estrutura, permitindo avaliar a influência dos deslocamentos horizontais sobre os esforços internos, sendo expresso pela equação 1:

$$\gamma z = \frac{1}{1-\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \tag{1}$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ representa o momento de tombamento, correspondente à soma dos momentos produzidos por todas as forças horizontais da combinação de carregamento considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

$\Delta M_{tot,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de primeira ordem.

A partir desse parâmetro, a ABNT NBR 6118 estabelece critérios para classificação do comportamento global da estrutura. Quando $\gamma z \leq 1{,}10$, a estrutura pode ser classificada como de nós fixos, sendo admissível desprezar os efeitos globais de segunda ordem, uma vez que os acréscimos nas solicitações internas são limitados a aproximadamente 10%. Para valores de γz entre 1,10 e 1,30, a estrutura passa a ser considerada de nós móveis, porém ainda se admite a consideração aproximada dos efeitos de segunda ordem por meio da amplificação dos esforços obtidos na análise linear. Já para $\gamma z > 1{,}30$, torna-se obrigatória a realização de uma análise global mais rigorosa, com a consideração explícita das não linearidades geométricas.

Além desses critérios, a norma estabelece que a análise global deve considerar, de forma compatível com o nível de refinamento adotado, os efeitos das imperfeições geométricas iniciais e dos efeitos diferidos no tempo, como a fluência. Tais fenômenos tendem a reduzir a rigidez global da estrutura e aumentar os deslocamentos laterais, influenciando diretamente a magnitude dos efeitos de segunda ordem (ABNT NBR 6118:2023).

No contexto dos pilares-parede, a análise global assume especial relevância devido ao comportamento de parede fina desses elementos estruturais. Em determinadas situações, esses elementos podem estar submetidos simultaneamente à flexão normal, flexo-torção e compressão, condição na qual os efeitos de segunda ordem podem tornar-se significativamente superiores aos observados em pilares convencionais de seção maciça (Almeida, 2018).

Por fim, a ABNT NBR 6118:2023 ressalta que a análise global deve representar adequadamente o comportamento conjunto da estrutura, incluindo a redistribuição de esforços provocada pelos deslocamentos laterais. Dessa forma, a estabilidade global deixa de depender exclusivamente da resistência individual dos elementos estruturais e passa a estar associada à interação entre rigidez, carregamentos e deformações do sistema resistente.

2.3.2 Análise Local

Enquanto a análise global avalia o comportamento da estrutura como um todo, a análise local concentra-se na resposta individual dos elementos estruturais, considerando os efeitos de segunda ordem entre nós consecutivos.

Nesse contexto, a ABNT NBR 6118:2023, ressalta que as imperfeições geométricas, tanto globais quanto locais, devem ser consideradas na análise estrutural. Essas imperfeições

representam desvios construtivos inevitáveis e excentricidades iniciais que influenciam diretamente o comportamento dos elementos comprimidos, especialmente em estruturas esbeltas.

Nos elementos comprimidos, os deslocamentos laterais provocados pelas deformações geram acréscimos nos momentos fletores de primeira ordem, caracterizando os efeitos locais de segunda ordem. Tais efeitos tornam-se mais significativos à medida que aumenta a esbeltez do elemento estrutural, podendo comprometer sua estabilidade e capacidade resistente caso não sejam devidamente considerados no dimensionamento.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, os efeitos locais de segunda ordem podem ser desprezados apenas quando o índice de esbeltez λ do elemento for inferior ao valor limite λ_1. Quando esse limite é ultrapassado, torna-se obrigatória a consideração dos efeitos de segunda ordem na verificação estrutural.

O índice de esbeltez λ é definido pela relação entre o comprimento equivalente do elemento $\left(l_e\right)$ e o raio de giração da seção transversal (i) conforme apresentado na equação 2, permitindo avaliar a suscetibilidade do elemento à instabilidade lateral.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \tag{2}$$

Já o valor limite λ_1 depende das condições de vinculação do elemento, da distribuição dos momentos fletores ao longo do pilar e do nível de excentricidade dos esforços solicitantes. Segundo a norma, o valor de λ_1 deve estar compreendido entre 35 e 90, podendo ser obtido por meio da equação 3:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12{,}5\left(e_1 / h\right)}{\alpha_b} \tag{3}$$

Onde:

e_1 corresponde à excentricidade de primeira ordem;
h representa a dimensão da seção transversal na direção analisada;

Conforme a ABNT NBR 6118:2023, o valor do coeficiente α_b associado à amplificação dos efeitos de segunda ordem deve ser determinado conforme as condições de vinculação e carregamento do elemento, sendo definido como:

a) para pilares biapoiados sem cargas transversais:

$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A}$, respeitando os limites $0,40 \leq \alpha_b \leq 1,00$

Onde:

M_A *e* M_B são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, obtidos na análise de 1ª ordem no caso de estruturas de nós fixos e os momentos total (1ª ordem + 2ª ordem global) no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo, em caso contrário.

b) para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$\alpha_b = 1,00$

c) para pilares em balanço:

$\alpha_b = 1,00$

d) para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo estabelecido em 11.3.3.4.3 (ABNT NBR 6118:2023):

$\alpha_b = 1,00$

Conforme os critérios da ABNT NBR 6118:2023, a correta definição do coeficiente α_b torna-se particularmente relevante em pilares-parede, uma vez que a distribuição dos momentos ao longo do elemento influencia diretamente a amplificação dos efeitos de segunda ordem e, consequentemente, os esforços finais de dimensionamento.

Além disso, para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta, a norma estabelece que a verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando a envoltória resistente for suficiente para englobar a envoltória mínima com efeitos de segunda ordem. Nessa situação, os momentos totais podem ser determinados a partir dos momentos mínimos de primeira ordem $\left(M_{1d,mín}\right)$, conforme equação 4:

$$M_{1d,mín} = N_d(0,015 + 0,03h) \quad (4)$$

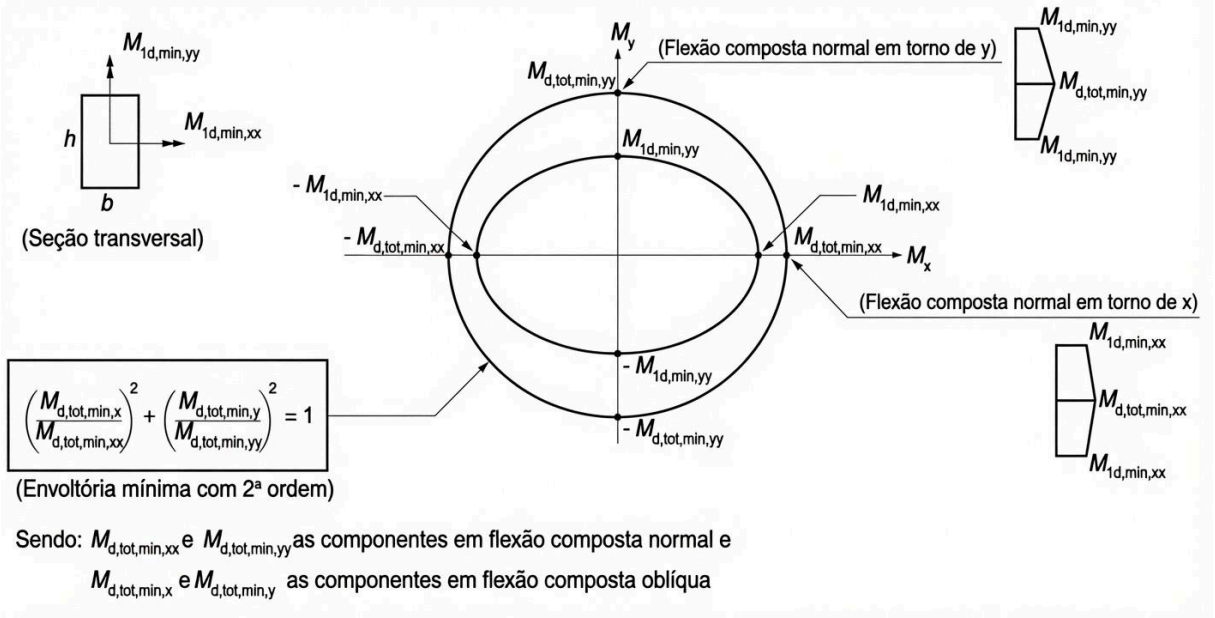
Onde:

N_d representa a força normal de cálculo;

h a altura da seção transversal, em metros.

A consideração dessa envoltória mínima (Figura 8) pode ser realizada por meio de duas análises de flexão composta normal, conduzidas de forma isolada, adotando-se os momentos fletores mínimos de primeira ordem atuantes nas extremidades do pilar, em suas duas direções principais. Dessa forma, garante-se que a verificação da segurança estrutural contemple os acréscimos de esforços decorrentes dos efeitos de segunda ordem, assegurando que as solicitações permaneçam dentro dos limites normativos.

Figura 8 - Envoltória mínima com segunda ordem.



Fonte: ABNT NBR 6118:2023

Além disso, a coerência entre a classificação da estrutura, obtida por meio do parâmetro γz, e o modelo de análise adotado é fundamental para garantir resultados confiáveis (Lorenzetti, 2018). Segundo a ABNT NBR 6118:2023, nos casos em que a estrutura é classificada como de nós móveis, a análise estrutural deve considerar obrigatoriamente os efeitos globais de segunda ordem associados ao deslocamento lateral da edificação, bem como os efeitos locais que atuam entre os nós dos elementos comprimidos, como pilares e pilares-parede.

Nessas condições, o equilíbrio estrutural passa a ser avaliado na configuração deformada da estrutura, representando de forma mais adequada o comportamento real do sistema resistente. Dessa maneira, os esforços internos obtidos tornam-se mais representativos da condição efetiva de funcionamento da estrutura sob carregamento (ABNT NBR 6118:2023).

2.3.2.1 Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada

Conforme estabelecido na ABNT NBR 6118:2023, os efeitos locais de segunda ordem podem ser avaliados por meio de métodos aproximados baseados na amplificação dos momentos fletores de primeira ordem. Entre esses procedimentos tem-se o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, aplicável a pilares com esbeltez limitada ($\lambda \leq 90$), com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

Esse método constitui um procedimento simplificado para a consideração da não linearidade geométrica em pilares esbeltos, sendo amplamente empregado devido à sua simplicidade de aplicação e compatibilidade com os critérios normativos de segurança (ABNT NBR 6118:2023). Nesse contexto, admite-se que a deformada do elemento possa ser representada aproximadamente por uma curva senoidal, o que permite estimar os deslocamentos laterais e os acréscimos de momento decorrentes dos efeitos de segunda ordem (Araújo, 2007).

A partir dessa idealização da deformada, os efeitos de segunda ordem são incorporados ao momento total máximo $\left(M_{d,tot}\right)$, que passa a considerar simultaneamente os efeitos de primeira ordem e os acréscimos decorrentes da não linearidade geométrica:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \, . \, M_{1d,A} + N_d \, . \, \frac{l_e^{\,2}}{10} \, . \, \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \tag{5}$$

Na equação 5, o primeiro termo corresponde ao momento fletor de primeira ordem na posição intermediária, obtido pela aplicação do coeficiente α_b ao maior momento de extremidade, enquanto o segundo termo representa o acréscimo de momento provocado pelo efeito de segunda ordem local (ABNT NBR 6118, 2023).

Para a determinação desse acréscimo, a curvatura da seção crítica $(1/r)$ pode ser estimada por meio da equação 6:

$$\frac{1}{r} = \frac{0{,}005}{h\,(\nu + 0{,}5)} \leq \frac{0{,}005}{h} \tag{6}$$

Nessa expressão, h representa a altura da seção transversal na direção analisada. A formulação aproximada da curvatura considera de forma implícita os efeitos da não linearidade física do concreto armado (ABNT NBR 6118:2023). Dessa forma, é possível obter resultados compatíveis com o comportamento estrutural real do elemento sem a necessidade de análises iterativas mais complexas, conforme discutido por Fusco (1981).

Adicionalmente, a influência da força normal sobre os efeitos de segunda ordem é representada pelo parâmetro de força normal adimensional ν, dada pela equação 7:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \tag{7}$$

Em que N_d representa a força normal de cálculo atuante no pilar-parede, A_c corresponde à área da seção transversal de concreto e f_{cd} à resistência de cálculo do concreto à compressão. Esse parâmetro é empregado na avaliação do comportamento de pilares esbeltos, conforme a ABNT NBR 6118:2023. Quanto maior o valor de ν, maiores tendem a ser os acréscimos de momento fletor decorrentes da deformação lateral do elemento estrutural, em função da intensificação dos efeitos de segunda ordem, conforme discutido por Araújo (2007).

2.3.2.2 Método do Pilar-Padrão com Rigidez κ Aproximada

A ABNT NBR 6118:2023 admite ainda a utilização do método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada para consideração dos efeitos locais de segunda ordem, aplicável a pilares com esbeltez limitada ($\lambda \leq 90$), seção retangular e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

Diferentemente do método baseado na curvatura aproximada, essa abordagem considera diretamente a redução da rigidez do elemento estrutural provocada pela fissuração do concreto e pela não linearidade física dos materiais (Fusco, 1981). Dessa forma, os deslocamentos laterais e os efeitos de segunda ordem passam a ser obtidos a partir de uma rigidez equivalente aproximada do elemento comprimido, conforme estabelecido pela ABNT NBR 6118:2023.

Nesse contexto, os efeitos de segunda ordem são incorporados ao dimensionamento por meio da amplificação dos momentos fletores de primeira ordem, considerando uma rigidez aproximada para o elemento estrutural. O método é aplicado em pilares submetidos à flexão composta normal e permite estimar os esforços finais de cálculo de forma simplificada.

O procedimento de cálculo baseia-se na formulação de uma equação de segundo grau para determinação do momento total solicitante, considerando simultaneamente os esforços de primeira ordem, a rigidez aproximada do elemento estrutural e os acréscimos decorrentes dos efeitos de segunda ordem (ABNT NBR 6118:2023). O momento total de cálculo é obtido pela equação 8:

$$M_{Sd,tot} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 \,.\, a \,.\, c}}{2 \,.\, a} \tag{8}$$

Onde as constantes auxiliares são definidas pelas equações 9, 10 e 11:

$$a = 5 \,.\, h \tag{9}$$

$$b = h^2 \,.\, N_d - \frac{N_d \,.\, l_e^2}{320} - 5 \,.\, h \,.\, \alpha_b \,.\, M_{1d,A} \tag{10}$$

$$c = - N_d \,.\, h^2 \,.\, \alpha_b \,.\, M_{1d,A} \tag{11}$$

O valor de $M_{Sd,tot}$ corresponde ao momento total de cálculo do elemento estrutural, já considerando os efeitos locais de segunda ordem. A partir desse resultado, procede-se a verificação da seção transversal à flexão composta, garantindo que os esforços solicitantes permaneçam dentro da capacidade resistente do elemento (ABNT NBR 6118:2023).

2.3.3 Análise Localizada

Nos pilares-parede, o comportamento à flexo-compressão, associado à elevada esbeltez, torna esses elementos particularmente suscetíveis a fenômenos de instabilidade. Dessa forma, além da consideração dos efeitos globais e locais de segunda ordem, torna-se necessária a avaliação dos efeitos localizados, que correspondem à flambagem parcial das lâminas que compõem o elemento estrutural (Araújo, 2007).

Para essa verificação, a ABNT NBR 6118:2023 admite a decomposição do pilar-parede em faixas verticais, as quais podem ser analisadas como pilares isolados submetidos aos esforços normais e momentos fletores correspondentes. Esse procedimento possibilita representar, de forma aproximada, o comportamento localizado das regiões comprimidas do elemento estrutural.

De acordo com a norma, os efeitos localizados de segunda ordem podem ser desprezados quando, para cada lâmina componente do pilar-parede, forem atendidas determinadas condições estruturais, como a fixação adequada da base e do topo às lajes do edifício, responsáveis por conferir efeito de diafragma horizontal, e a limitação da esbeltez da lâmina.

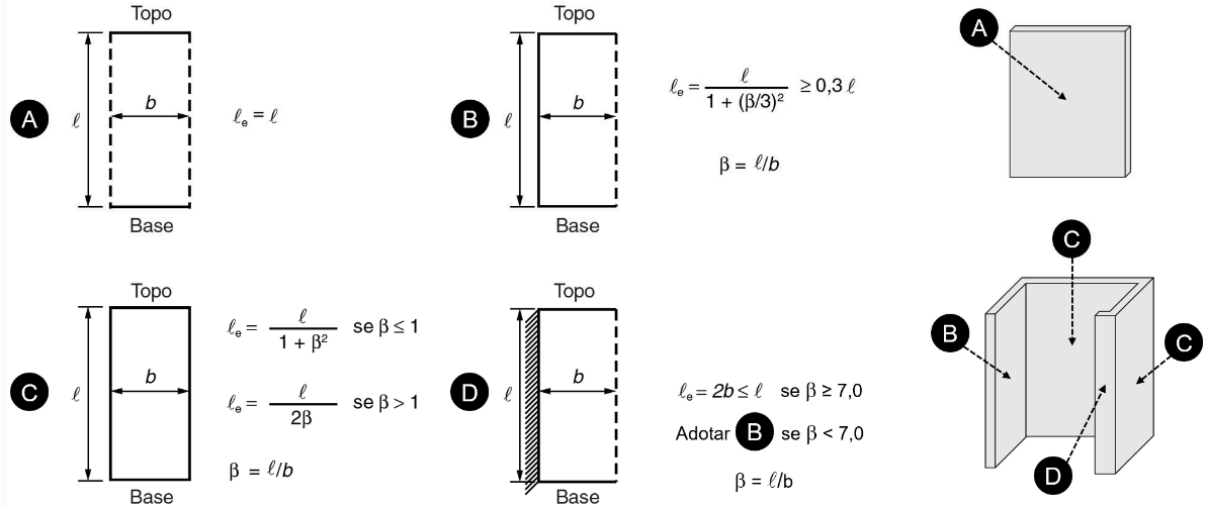
Nessas condições, a esbeltez λ_i de cada lâmina deve ser inferior a 35. Esse parâmetro pode ser determinado em função do comprimento equivalente da lâmina e de sua espessura, conforme apresentado na equação 12:

$$\lambda_i = \sqrt{12} \cdot \frac{l_{ei}}{h_i} \tag{12}$$

Onde:

l_{ei} é o comprimento equivalente e depende dos vínculos de cada uma das extremidades verticais da lâmina, conforme a Figura 9;
h_i é a espessura.

Figura 9 - Comprimento equivalente.



Fonte: ABNT NBR 6118:2023.

Quando as extremidades superior e inferior apresentam condição de engaste e $\beta \leq 1$, a norma admite ainda a multiplicação dos valores de esbeltez por 0,85, reduzindo de forma aproximada a influência da instabilidade localizada (ABNT NBR 6118:2023).

Nos casos em que a esbeltez das lâminas se situa entre 35 e 90, conforme estabelece a ABNT NBR 6118:2023, recomenda-se a consideração dos efeitos localizados de segunda ordem por meio de um procedimento aproximado, no qual o pilar-parede é subdividido em faixas verticais de largura a_i , limitadas a valores iguais a três vezes a espessura da parede e inferiores a 100 cm.

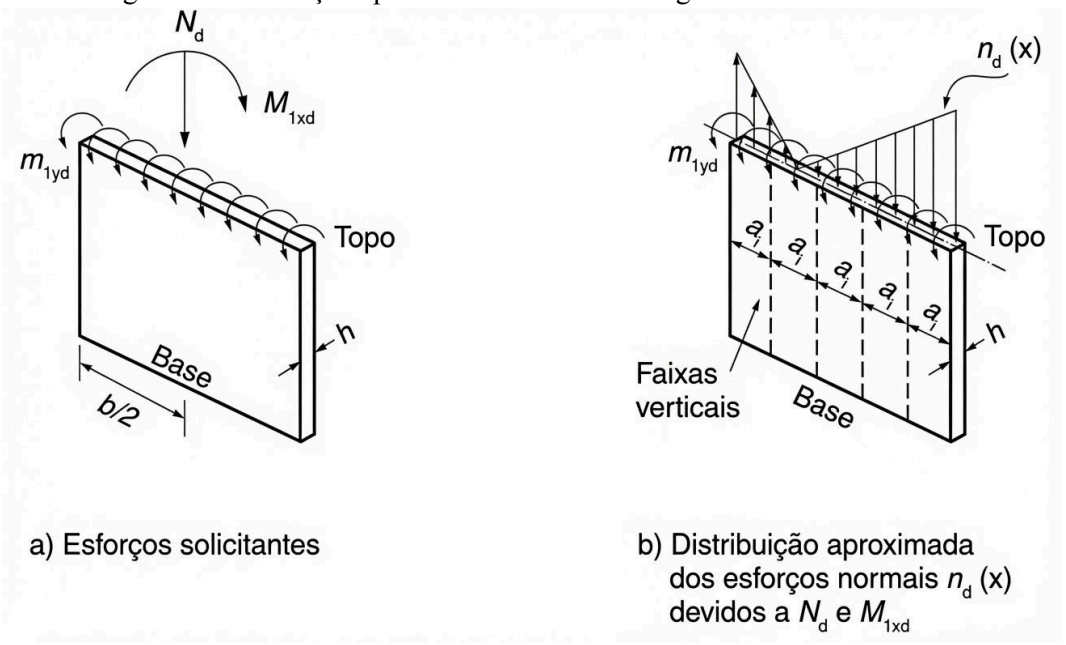
Nesse procedimento, cada faixa deve ser analisada como um pilar equivalente, submetido aos esforços normais e aos momentos fletores correspondentes. O momento fletor em cada faixa $\left(M_{yid}\right)$ é obtido a partir da distribuição do momento total atuante no elemento, devendo ainda

ser superior ao momento mínimo de primeira ordem quando considerado para inclusão das imperfeições geométricas, como expresso na equação 13:

$$M_{yid} = m_{1yd} \cdot a_i \tag{13}$$

Onde m_{1yd} é definido conforme o procedimento indicado pela norma, conforme ilustrado na Figura 10.

Figura 10 - Avaliação aproximada do efeito de segunda ordem localizado.



Fonte: ABNT NBR 6118:2023.

Adicionalmente, conforme a ABNT NBR 6118, os efeitos localizados de segunda ordem em torno da menor dimensão de cada faixa podem ser assimilados aos efeitos locais de segunda ordem de um pilar isolado equivalente à faixa analisada. Nessas situações, quando $M_{yid} < M_{1d,min}$, não há necessidade de adoção de valores de α_b superiores a 0,6 na análise.

Além disso, a subdivisão em faixas verticais possibilita uma representação mais realista da distribuição dos esforços internos ao longo do pilar-parede, conforme o procedimento de análise localizada previsto na ABNT NBR 6118:2023. Dessa forma, o método contribui para a obtenção de resultados mais compatíveis com o comportamento estrutural real do elemento, especialmente em regiões submetidas a elevados esforços de compressão e flexão (Araújo, 2007).

2.4 ARMADURA TRANSVERSAL

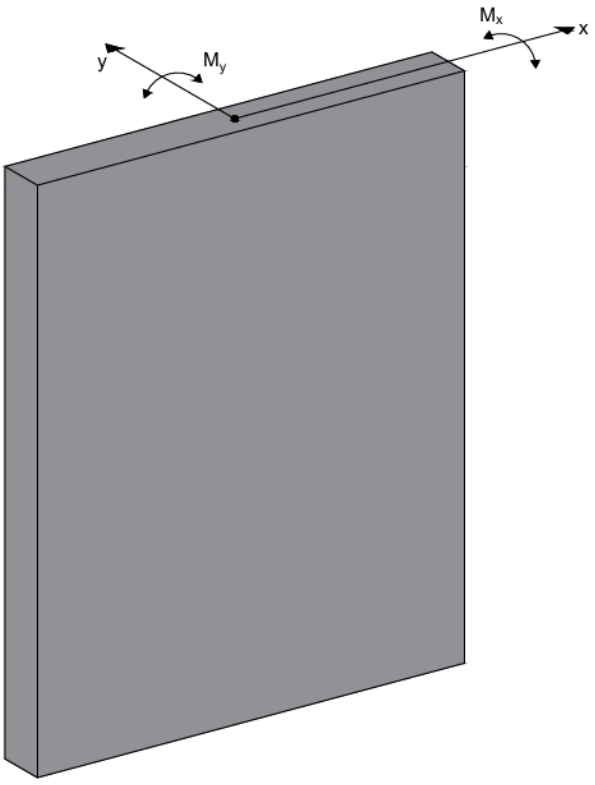
De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, a armadura transversal dos pilares-parede deve atender aos requisitos mínimos aplicáveis às armaduras de flexão de placas, desde que a flexão da lâmina considerada e a armadura correspondente tenham sido devidamente calculadas. Caso essa verificação não seja realizada, deve-se adotar uma armadura transversal mínima por metro de face equivalente a 25% da armadura longitudinal por metro da maior face da lâmina em análise.

3 EXEMPLOS NUMÉRICOS

Apresentam-se, a seguir, exemplos numéricos de dimensionamento de pilares-parede desenvolvidos conforme os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023. A análise tem como finalidade avaliar a influência das imperfeições geométricas locais, verificar a necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem locais e localizados e, quando aplicável, realizar suas respectivas análises, visando determinar seus impactos no dimensionamento da armadura longitudinal. Para a definição da geometria e das características do pilar-parede analisado, adotou-se como referência o exemplo apresentado na obra *ABNT NBR 6118:2014: comentários e exemplos de aplicação*, coordenada por Bueno e Kimura (2020)

Inicialmente, adota-se a convenção de eixos em que o eixo x é paralelo à maior dimensão da seção transversal do pilar-parede, enquanto o eixo y se encontra orientado paralelamente à menor dimensão. Dessa forma, na notação vetorial usual, o momento fletor M_x atua em torno do eixo x, e o momento fletor M_y atua em torno do eixo y, conforme a convenção de eixos ilustrada na Figura 11.

Figura 11 - Convenção de eixos.

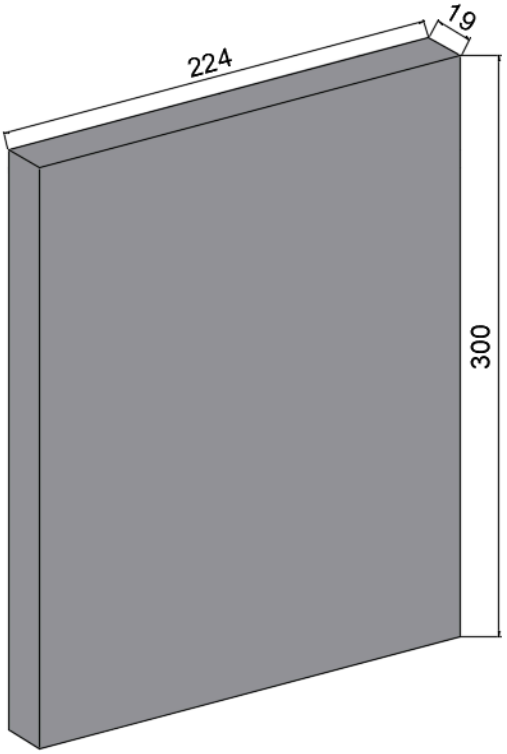


Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

3.1 EXEMPLO 1

O elemento analisado apresenta comprimento de 3,00 m entre topo e base, sendo consideradas ambas as extremidades devidamente vinculadas às lajes, caracterizando apoios de segundo gênero. Essa condição de vinculação define um comportamento equivalente de flambagem correspondente a uma estrutura de nós fixos. A seção transversal do pilar-parede apresenta geometria retangular, com dimensões de 224 cm × 19 cm, conforme representado na Figura 12.

Figura 12 - Geometria (medidas em centímetros).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

No que se refere às condições de durabilidade, a Classe de Agressividade Ambiental (CAA) adotada é a Classe II - Moderada/Urbana. Conforme a Tabela 1, correspondente à Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2023, essa condição exige a utilização de concreto com classe de resistência igual ou superior a C25.

Tabela 1 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto [a]	Tipo [b, c]	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

[a] O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
[b] CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
[c] CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2023.

Além disso, de acordo com a Tabela 2, correspondente à Tabela 7.2 da mesma norma, o cobrimento nominal mínimo para as armaduras é de 30 mm. Entretanto, quando se utiliza concreto com resistência superior à mínima exigida, admite-se redução de até 5 mm nesse valor.

Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para Δc=10mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV [c]
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje [b]	20	25	35	45
	Viga [b]/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo [d]	30		40	50
Concreto protendido [a]	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

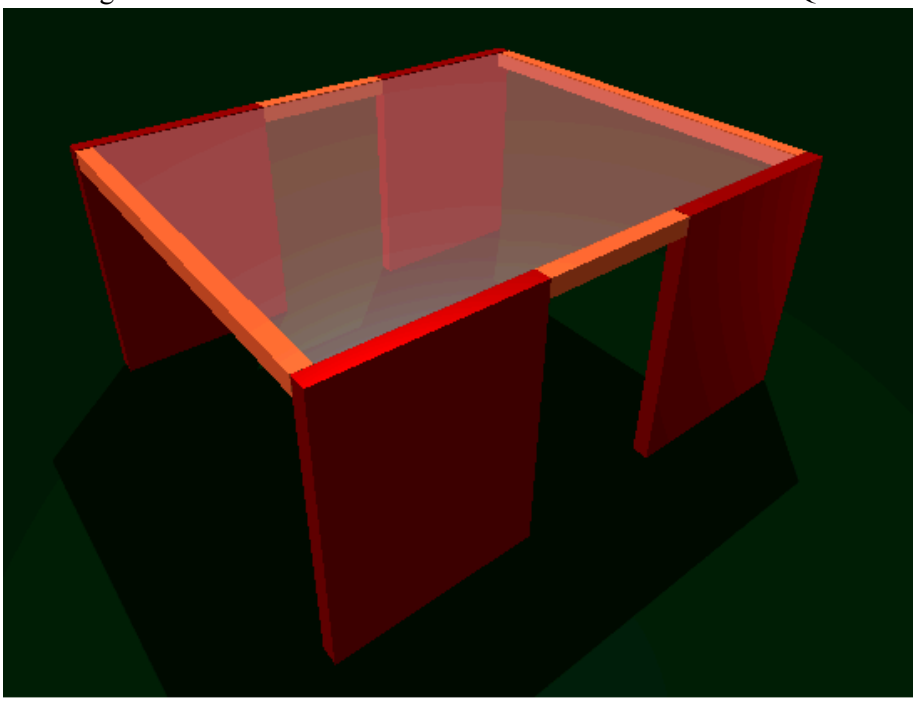
[a] Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
[b] Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.
[c] Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
[d] No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2023.

Neste exemplo, adota-se concreto classe C35, com resistência característica à compressão $f_{ck} = 35\ MPa$, e aço CA-50, com resistência característica ao escoamento $f_{yk} = 500\ MPa$. Dessa forma, o cobrimento nominal considerado é de 25 mm, atendendo às exigências normativas.

Com o objetivo de comparar os resultados obtidos pelos procedimentos manuais com aqueles fornecidos pelo software TQS, os esforços solicitantes utilizados neste exemplo foram extraídos diretamente do modelo computacional. Isso se deve ao fato de a estrutura modelada no TQS ser composta por quatro pilares-parede idênticos interligados por uma laje e vigas, conforme ilustrado na Figura 13, enquanto o dimensionamento desenvolvido refere-se apenas a um desses elementos. Consequentemente, as cargas provenientes da laje e das vigas influenciam os esforços atuantes, gerando pequenas diferenças em relação a um modelo isolado.

Figura 13 - Modelo tridimensional da estrutura no software TQS.



Fonte: Elaborado no software TQS (2025).

Assim, os esforços solicitantes de cálculo no pilar-parede são os seguintes:

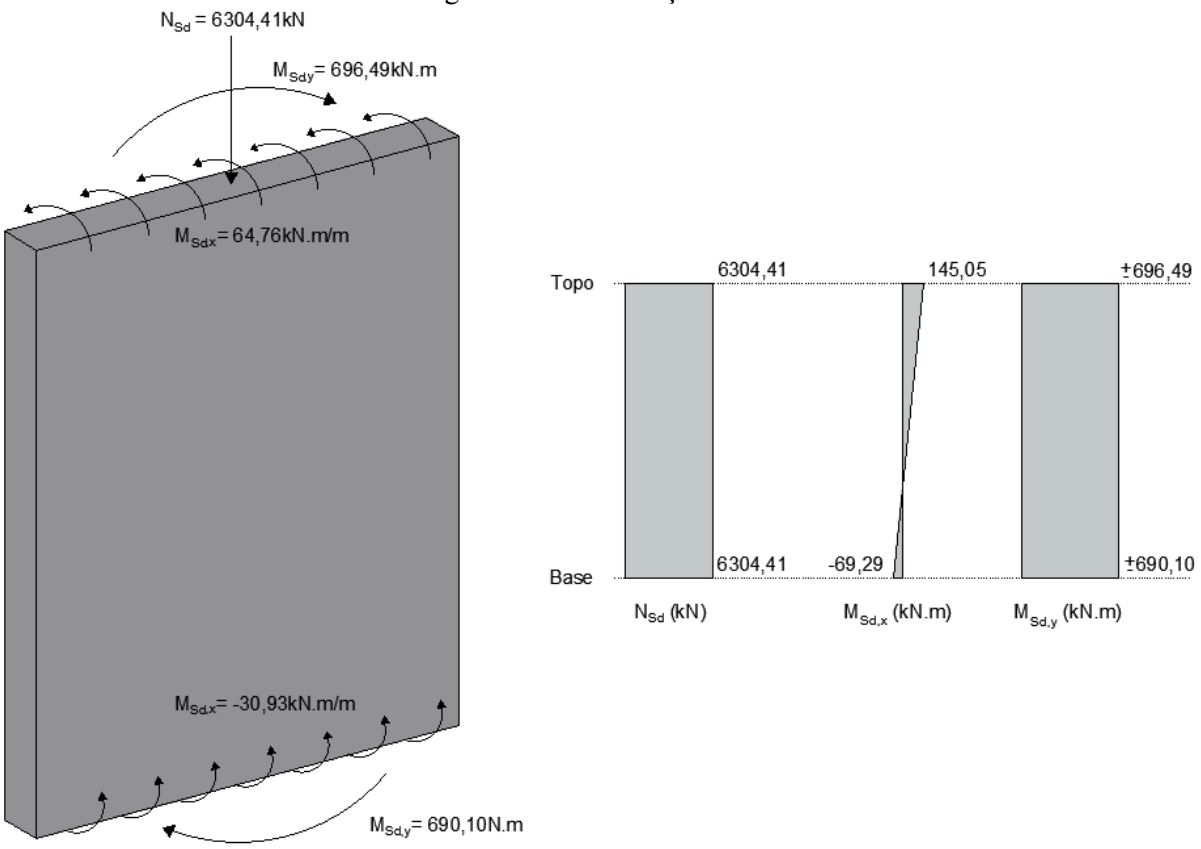
- Força normal de compressão, constante entre a seção do topo e a seção da base, igual a 6304,41 kN.

- Momento fletor em torno da direção mais rígida $\left(M_y\right)$, igual a 696,49 kN.m no topo e 690,10 kN.m na base, admitindo-se inversão do sentido de atuação, comprimindo tanto a extremidade direita quanto a extremidade esquerda da seção transversal.

- Momento fletor em torno da direção mais esbelta $\left(m_x\right)$, igual a 64,76 kN.m/m no topo e -30,93 kN.m/m na base. Considerando a largura total da seção, obtêm-se os momentos totais $\left(M_x\right)$ de 145,05 kN.m e -69,29 kN.m, respectivamente.

A combinação de ações adotada neste exemplo, doravante denominada Combinação ELU, está ilustrada na Figura 14.

Figura 14 - Combinação ELU.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Os coeficientes ponderadores das resistências características do concreto e do aço são, respectivamente, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$.

Considerando-se as dimensões da seção transversal (224 cm × 19 cm), verifica-se que a razão entre o maior e o menor lado é igual a 224/19 ≈ 11,8. Como esse valor é superior a 5, o elemento é classificado como pilar-parede segundo os critérios da ABNT NBR 6118:2023.

Nessa condição, além da consideração das imperfeições geométricas locais, torna-se necessária a verificação dos efeitos de segunda ordem locais e localizados.

3.1.1 Análise Estrutural

O trecho analisado é considerado devidamente vinculado às lajes no topo e na base em ambas as direções. Dessa forma, os comprimentos equivalentes de flambagem são iguais ao comprimento real do elemento, resultando em:

$$l_{e,x} = l_{e,y} = 3,00\ m$$

As dimensões da seção transversal são:

$$h_x = 224,00\ cm = 2,24\ m$$
$$h_y = 19,00\ cm = 0,19\ m$$

3.1.1.1 Análise Local

Na análise local, o pilar-parede, embora seja um elemento de superfície, é tratado de forma análoga a um pilar convencional, admitindo-se que as seções transversais permaneçam planas após a deformação. Nessa etapa, são avaliadas as imperfeições geométricas locais e os efeitos de segunda ordem associados ao comportamento global do elemento.

Inicialmente, são determinadas as excentricidades iniciais na direção x:

$$e_{i,A,x} = \frac{M_{Sd,y,topo}}{N_{Sd}} = \frac{696,49}{6304,41} = 0,1105\ m = 11,05\ cm$$
$$e_{i,B,x} = \frac{M_{Sd,y,base}}{N_{Sd}} = \frac{690,10}{6304,41} = 0,1095\ m = 10,95\ cm$$
$$e_{i,C,x} = 0,6\ .\ e_{i,A,x} + 0,4\ .\ e_{i,B,x} \geq 0,4\ .\ e_{i,A,x}$$
$$e_{i,C,x} = 0,6\ .\ 11,05 + 0,4\ .\ 10,95 \geq 0,4\ .\ 11,05$$
$$e_{i,C,x} = 11,01 \geq 4,42$$
$$e_{i,C,x} = 11,01\ cm$$

Para a direção y:

$$e_{i,A,y} = \frac{M_{Sd,x,topo}}{N_{Sd}} = \frac{145,05}{6304,41} = 0,0230\ m = 2,30\ cm$$
$$e_{i,B,y} = \frac{M_{Sd,x,base}}{N_{Sd}} = \frac{-69,29}{6304,41} = -\ 0,0110\ m = -\ 1,10\ cm$$

$$e_{i,C,y} = 0,6\,.\,e_{i,A,y} + 0,4\,.\,e_{i,B,y} \geq 0,4\,.\,e_{i,A,y}$$
$$e_{i,C,y} = 0,6\,.\,2,30 + 0,4\,.\,(-1,10) \geq 0,4\,.\,2,30$$
$$e_{i,C,y} = 0,94 \geq 0,92$$
$$e_{i,C,y} = 0,94\ cm$$

Na sequência, calculam-se as excentricidades mínimas normativas para cada direção:

$$e_{1,min,x} = 0,015 + 0,03\,.\,h_x = 0,015 + 0,03\,.\,2,24 = 0,0882\ m = 8,22\ cm$$
$$e_{1,min,y} = 0,015 + 0,03\,.\,h_y = 0,015 + 0,03\,.\,0,19 = 0,0207\ m = 2,07\ cm$$

Com esses valores definidos, procede-se à verificação da esbeltez do elemento:

$$\lambda_x = \frac{l_{ex}\,.\,\sqrt{12}}{h_x} = \frac{3,00\,.\,\sqrt{12}}{2,24} = 4,64 < 35$$

Como λ_x é inferior a 35, os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados nessa direção.

$$\lambda_y = \frac{l_{ey}\,.\,\sqrt{12}}{h_y} = \frac{3,00\,.\,\sqrt{12}}{0,19} = 54,70 > 35$$

Dessa forma, torna-se necessária a verificação do limite λ_{1y} . Para isso, determina-se inicialmente o coeficiente α_b. Utilizando as excentricidades em substituição aos momentos fletores e considerando que não há cargas transversais significativas:

$$\alpha_{b,y} = 0,6 + 0,4\,.\,\frac{e_{i,B,y}}{e_{i,A,y}} = 0,6 + 0,4\,.\,\frac{-1,10}{2,30} = 0,41 > 0,4\ (ok)$$

Em seguida, calcula-se o valor de λ_{1y} :

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5\left(e_{i,A,y}\,/\,h_y\right)}{\alpha_b} = \frac{25 + 12,5\ (2,30/19)}{0,41} = 64,84$$

Como $\lambda_y < \lambda_{1,y}$, conclui-se que os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados.

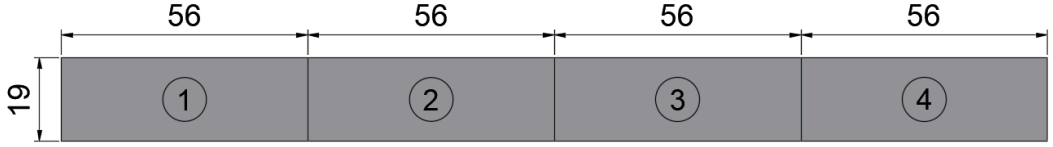
3.1.1.2 Análise Localizada

O pilar-parede analisado é composto por uma única lâmina, apresentando índice de esbeltez na direção y igual a 54,7. Dessa forma, em conformidade com o item 15.9.2 da ABNT NBR

6118:2023, a consideração dos efeitos localizados de segunda ordem torna-se obrigatória, uma vez que o valor da esbeltez supera o limite normativo de 35.

Para a realização da análise, a seção transversal do pilar-parede foi discretizada em quatro faixas de dimensões idênticas, medindo 19 × 56 cm cada, conforme apresentado na Figura 15.

Figura 15 - Distribuição de faixas.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Em razão da simetria da seção transversal e da distribuição dos carregamentos, as Faixas 1 e 4 apresentam comportamento idêntico, assim como as Faixas 2 e 3.

Os momentos atuantes no topo e na base de cada faixa do pilar-parede são obtidos pela multiplicação do momento na direção x pela largura da faixa considerada:

$$M_{1d,A,x,fai} = 64,76\ .\ 0,56 = 36,26\ kN.m$$
$$M_{1d,B,x,fai} = -\ 30,93\ .\ 0,56 = -\ 17,32\ kN.m$$

3.1.1.2.1 Faixas de Extremidade - 1 e 4

Para as faixas de extremidade, inicialmente determina-se a força normal atuante em cada faixa. Essa força é obtida pela parcela da carga normal total distribuída entre as faixas, acrescida da contribuição do momento fletor na direção y. Considerando simultaneamente a compressão axial e a redistribuição de esforços na seção.

$$N_{Sd,fai} = \frac{N_{Sd}}{n°\ faixas} + \left\{\left[\frac{M_{1d,A,y}}{\left(h_y\ .h_x^3\right)/12}\right].\ \left(h_{x,fai} + \frac{h_{x,fai}}{2}\right).\ \left(h_{y,fai}\ .\ h_{x,fai}\right)\right\}$$
$$N_{Sd,fai} = \frac{6304,41}{4} + \left\{\left[\frac{696,49}{\left(0,19\ .\ 2,24^3\right)/12}\right].\ \left(0,56 + \frac{0,56}{2}\right).\ (0,19\ .\ 0,56)\right\} = 1925,90\ kN$$

A partir desse valor, o procedimento segue a mesma sequência da análise local, com determinação de excentricidades, esbeltez e verificação dos efeitos de segunda ordem.

As excentricidades de primeira ordem são:

$$e_{i,A,x} = e_{i,B,x} = e_{i,C,x} = 0,00\ m = 0,00\ cm$$

$$e_{i,A,y} = \frac{M_{1d,A,x,fai}}{N_{Sd,fai}} = \frac{36{,}26}{1925{,}90} = 0{,}0188\,m = 1{,}88\,cm$$

$$e_{i,B,y} = \frac{M_{1d,B,x,fai}}{N_{Sd,fai}} = \frac{-17{,}32}{1925{,}90} = -\,0{,}0090\,m = -\,0{,}90\,cm$$

$$e_{i,C,y} = 0{,}6\,.\,e_{i,A,y} + 0{,}4\,.\,e_{i,B,y} \geq 0{,}4\,.\,e_{i,A,y}$$

$$e_{i,C,y} = 0{,}6\,.\,1{,}88 + 0{,}4\,.\,(-\,0{,}90) \geq 0{,}4\,.\,1{,}88$$

$$e_{i,C,y} = 0{,}77 \geq 0{,}75$$

$$e_{i,C,y} = 0{,}77\,cm$$

Na sequência, determinam-se as excentricidades mínimas normativas:

$$e_{1,min,x} = 0{,}015 + 0{,}03\,.\,h_x = 0{,}015 + 0{,}03\,.\,0{,}56 = 0{,}0318\,m = 3{,}18\,cm$$

$$e_{1,min,y} = 0{,}015 + 0{,}03\,.\,h_y = 0{,}015 + 0{,}03\,.\,0{,}19 = 0{,}0207\,m = 2{,}07\,cm$$

Com base nesses valores, procede-se à verificação da esbeltez:

$$\lambda_{x,fai} = \frac{l_{ex,fai}\,.\,\sqrt{12}}{h_x,fai} = \frac{3{,}00\,.\,\sqrt{12}}{0{,}56} = 18{,}56 < 35$$

Desse modo, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados em x.

$$\lambda_{y,fai} = \frac{l_{ey,fai}\,.\,\sqrt{12}}{h_y,fai} = \frac{3{,}00\,.\,\sqrt{12}}{0{,}19} = 54{,}70 > 35$$

Sendo assim, exige-se a verificação em y. De acordo com a subseção 15.9.3 da ABNT NBR 6118:2023, como $e_{i,A,y} < e_{1,min,y}$, pode-se adotar o coeficiente $\alpha_{b,y,fai}$ = 0,6. Assim, calcula-se:

$$\lambda_{1y,fai} = \frac{25 + 12{,}5\left(e_{i,A,y} / h_y\right)}{\alpha_b} = \frac{25 + 12{,}5\,(1{,}88/19)}{0{,}60} = 43{,}73 > 35$$

Dessa forma, conclui-se que os efeitos de segunda ordem devem ser considerados.

→ Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada

Inicialmente, calcula-se a força normal adimensional:

$$\nu = \frac{N_{Sd,fai}}{A_{fai}\,.\,fcd} = \frac{1925{,}90}{(0{,}56\,.\,0{,}19)\,.\,35000/1{,}4} = 0{,}72$$

Na sequência, determina-se a curvatura da seção crítica:

$$\frac{1}{r} = \frac{0{,}005}{h_{y,fai}\,(\nu + 0{,}5)} \leq \frac{0{,}005}{h_{y,fai}}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0{,}005}{19\,(0{,}72 + 0{,}5)} \leq \frac{0{,}005}{19}$$

$$\frac{1}{r} = 2{,}15.10^{-4} \leq 2{,}63.10^{-4}$$

$$\frac{1}{r} = 2{,}15\,.\,10^{-4}$$

Para a excentricidade total na direção y, adota-se a excentricidade mínima, pois esta é superior à excentricidade inicial:

$$\alpha_{b,y,fai}\,.\,e_{1,A,y} \geq e_{1,min,y}$$

$$\alpha_{b,y,fai}\,.\,e_{1,A,y} = 0{,}60\,.\,1{,}88 = 1{,}13 < 2{,}07$$

$$\alpha_{b,y,fai}\,.\,e_{1,A,y} = 2{,}07$$

$$e_{d,tot,y} = \alpha_{b,y,fai}\,.\,e_{1,A,y} + \frac{l_{ey,fai}^{\,2}}{10}\,.\,\frac{1}{r} \geq e_{i,A,y}$$

$$e_{d,tot,y} = 2{,}07 + \frac{300^2}{10}\,.\,2{,}15\,.\,10^{-4} \geq 1{,}88$$

$$e_{d,tot,y} = 4{,}00 \geq 1{,}88$$

$$e_{d,tot,y} = 4{,}00\ cm$$

→ Método do Pilar-Padrão com Rigidez κ Aproximada

Inicialmente, calculam-se os coeficientes auxiliares. Como $e_{i,A,y} < e_{1,min,y}$, deve-se utilizar o momento mínimo nessa direção, sendo:

$$M_{1d,min,y} = e_{1,min,y}\,.\,N_{Sd,fai} = 0{,}0207\,.\,1925{,}90 = 39{,}87\ kN$$

$$a = 5\,.\,h_{y,fai} = 5\,.\,0{,}19 = 0{,}95$$

$$b = h_{y,fai}^{2}\,.\,N_{Sd,fai} - \frac{N_{Sd,fai}\,.\,l_{ey,fai}^{2}}{320} - 5\,.\,h_{y,fai}\,.\,\alpha_{b,y,fai}\,.\,M_{1d,A,x,fai}$$

$$b = 0{,}19^{2}.1925{,}90 - \frac{1925{,}90\,.\,3^{2}}{320} - 5\,.\,0{,}19\,.\,0{,}60\,.\,39{,}87 = -\,7{,}36$$

$$c = -\,N_{Sd}\,.\,h_{y}^{2}\,.\,\alpha_{b,y}\,.\,M_{1d,A,x,fai} = -\,1925{,}90\,.\,0{,}19^{2}.\,0{,}60\,.\,39{,}87 = -\,1663{,}02$$

A partir desses valores, obtém-se a excentricidade total:

$$e_{d,tot,y} = \frac{\frac{-\,b + \sqrt{b^2 - 4\,.\,a\,.\,c}}{2\,.\,a}}{N_{Sd,fai}} = \frac{\frac{-\,(-7{,}36) + \sqrt{(-7{,}36)^2 - 4\,.\,0{,}95\,.\,(-1663{,}02)}}{2\,.\,0{,}95}}{1925{,}90} = 0{,}0238\,m = 2{,}38cm$$

3.1.1.2.2 Faixas Centrais - 2 e 3

Para as faixas centrais, a força normal é determinada de maneira análoga, considerando a parcela da carga total correspondente a cada faixa:

$$N_{Sd,fai} = \frac{N_{Sd}}{n° \, faixas} + \left\{ \left[\frac{M_{1d,A,y}}{\left(h_y . h_x^3\right)/12} \right] . \left(\frac{h_{x,fai}}{2} \right) . \left(h_{y,fai} . \, h_{x,fai} \right) \right\}$$

$$N_{Sd,fai} = \frac{6304,41}{4} + \left\{ \left[\frac{696,49}{\left(0,19 \, . \, 2,24^3\right)/12} \right] . \left(\frac{0,56}{2} \right) . \, (0,19 \, . \, 0,56) \right\} = 1692,70 \, kN$$

O procedimento segue o mesmo adotado para as faixas de extremidade. As excentricidades de primeira ordem são:

$$e_{i,A,x} = e_{i,B,x} = e_{i,C,x} = 0,00 \, m = 0,00 \, cm$$

$$e_{i,A,y} = \frac{M_{1d,A,x,fai}}{N_{Sd,fai}} = \frac{36,26}{1692,70} = 0,0214 \, m = 2,14 \, cm$$

$$e_{i,B,y} = \frac{M_{1d,B,x,fai}}{N_{Sd,fai}} = \frac{-17,32}{1692,70} = -\, 0,0102 \, m = -\, 1,02 \, cm$$

$$e_{i,C,y} = 0,6 \, . \, e_{i,A,y} + 0,4 \, . \, e_{i,B,y} \geq 0,4 \, . \, e_{i,A,y}$$

$$e_{i,C,y} = 0,6 \, . \, 2,14 + 0,4 \, . \, (-\, 1,02) \geq 0,4 \, . \, 2,14$$

$$e_{i,C,y} = 0,88 \geq 0,86$$

$$e_{i,C,y} = 0,88 \, cm$$

Como as dimensões são as mesmas, mantêm-se os valores:

$$e_{1,min,x} = 3,18 \, cm$$

$$e_{1,min,y} = 2,07 \, cm$$

$$\lambda_{x,fai} = 18,56 < 35$$

$$\lambda_{y,fai} = 54,70 > 35$$

Assim, na direção x os efeitos podem ser desprezados. Já na direção y, procede-se à verificação de λ_{1y}.

$$\alpha_{b,y,fai} = 0,6 + 0,4 \, . \, \frac{e_{i,B,y}}{e_{i,A,y}} = 0,6 + 0,4 \, . \, \frac{-1,02}{2,14} = 0,41 > 0,4 \, (ok)$$

$$\lambda_{1y,fai} = \frac{25 + 12,5 \left(e_{i,A,y} / h_y \right)}{\alpha_b} = \frac{25 + 12,5 \, (2,14/19)}{0,41} = 64,58$$

Dessa forma, como $\lambda_{y,fai} < \lambda_{1y,fai}$, os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados.

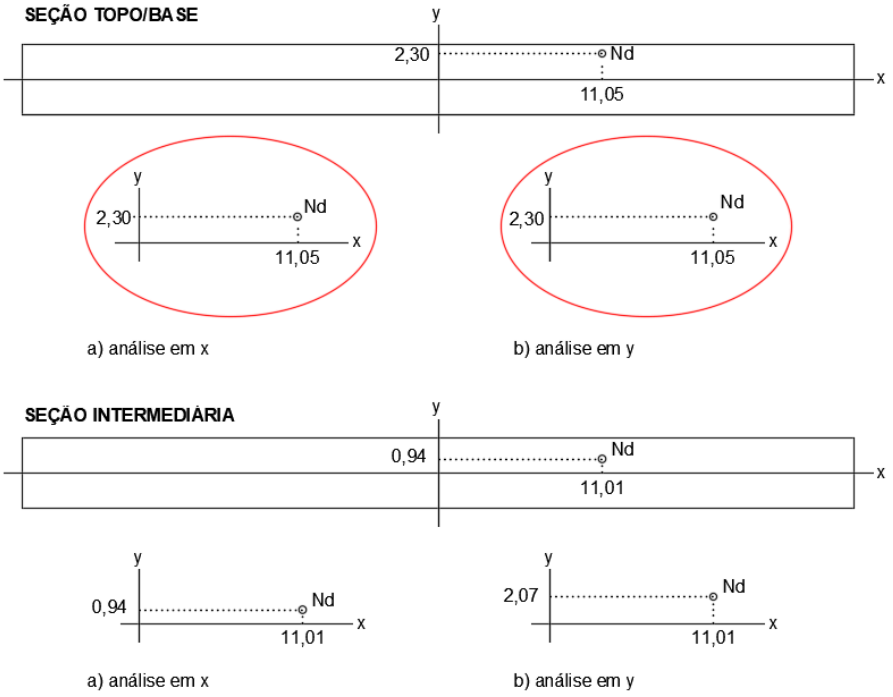
3.1.2 Dimensionamento conforme a ABNT NBR 6118:2023

3.1.2.1 Dimensionamento Análise Local

Concluída a determinação das excentricidades totais, procede-se ao dimensionamento da armadura longitudinal do pilar-parede.

A situação de projeto e de cálculo considerada para o dimensionamento é apresentada na Figura 16.

Figura 16 - Situação de projeto e de cálculo análise local.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Inicialmente, determinam-se a força normal adimensional e as relações geométricas necessárias para a escolha do ábaco adequado:

$$\nu = \frac{N_{Sd,fai}}{A_{fai} \cdot fcd} = \frac{6304{,}41}{(2{,}24 \cdot 0{,}19) \cdot 35000/1{,}4} = 0{,}59$$

$$d'_x = d'_y = c + \emptyset_{t,estimado} + \emptyset_{estimado}/2 = 2{,}5 + 0{,}5 + 1{,}25/2 = 3{,}63\ cm$$

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{3{,}63}{224} = 0{,}02$$

$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{3{,}63}{19} = 0{,}19$$

Devido à posição da armadura no pilar-parede e à convenção adotada para os eixos, essas relações devem ser analisadas de forma invertida para seleção do ábaco de flexão oblíqua

correspondente. Após os arredondamentos necessários, adotam-se $d'_x/h_x = 0,20$ e $d'_y/h_y = 0,05$. Ressalta-se que os valores referentes aos eixos x e y apresentam-se invertidos em relação às dimensões da seção transversal em razão da disposição das armaduras longitudinais adotada e àquelas apresentadas no Ábaco 11A.

Como as condições mais críticas de dimensionamento nas direções x e y conduzem às mesmas excentricidades, a verificação pode ser conduzida de forma conjunta.

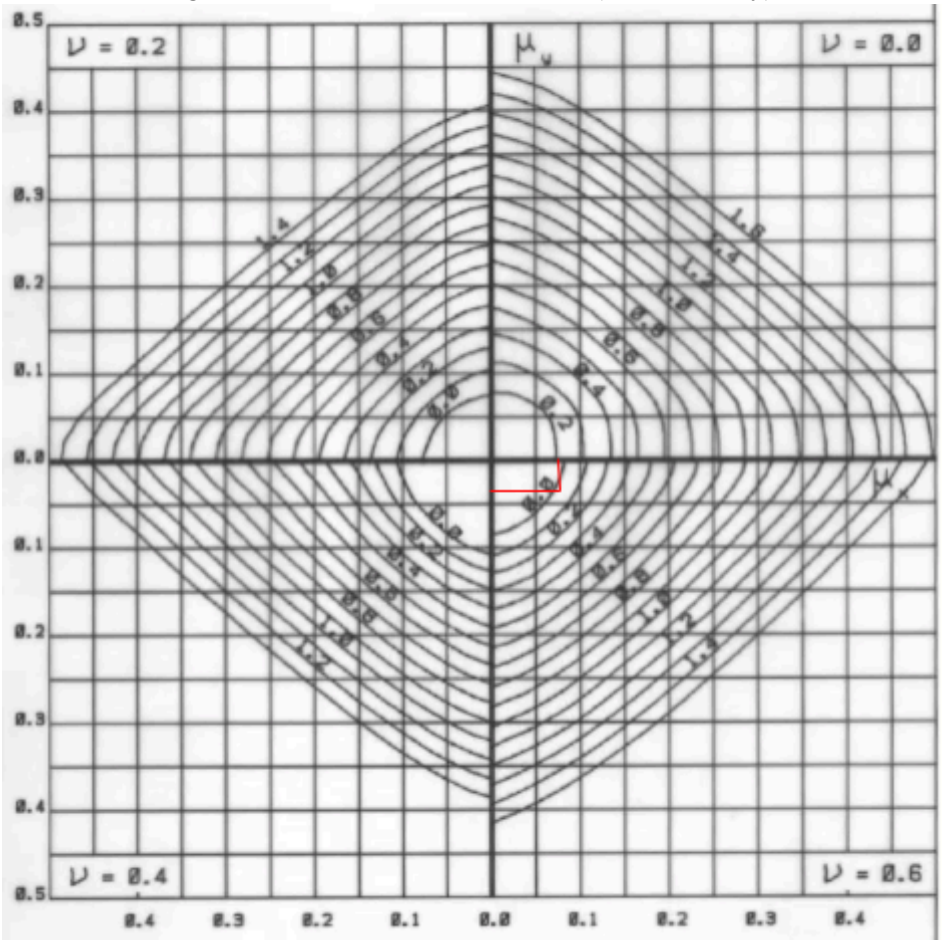
Assim, adotam-se $e_x = 11,05\ cm$ e $e_y = 2,30\ cm$. Definidos esses parâmetros, procede-se à determinação dos momentos reduzidos de cálculo:

$$\mu_{dx} = \frac{\nu \cdot e_x}{h_x} = \frac{0,59 \cdot 11,05}{224} = 0,03$$

$$\mu_{dy} = \frac{\nu \cdot e_y}{h_y} = \frac{0,59 \cdot 2,30}{19} = 0,07$$

Com os valores obtidos, realiza-se a consulta ao ábaco, apresentado na Figura 17, observando-se que, neste caso, a leitura deve ser feita de forma invertida, resultando em $\mu_{dx} = 0,07$ e $\mu_{dy} = 0,03$.

Figura 17 - Ábaco 11A análise local (direções x e y).



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009).

A partir da consulta ao ábaco, verifica-se que a taxa geométrica de armadura para o pilar-parede analisado é igual a 0,02. Assim, a área de armadura necessária seria:

$$A_s = \frac{\omega \,.\, A_c \,.\, f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}02 \,.\, 4256 \,.\, 3{,}5/1{,}4}{50/1{,}15} = 4{,}89\ cm^2$$

Para dar continuidade ao dimensionamento, é necessário determinar a área mínima de armadura requerida.

$$A_{s,min} = 0{,}15 \,.\, \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} \geq 0{,}004 \,.\, A_c$$

$$A_{s,min} = 0{,}15 \,.\, \frac{6304{,}41}{50/1{,}15} \geq 0{,}004 \,.\, 4256$$

$$A_{s,min} = 21{,}75 \geq 17{,}02$$

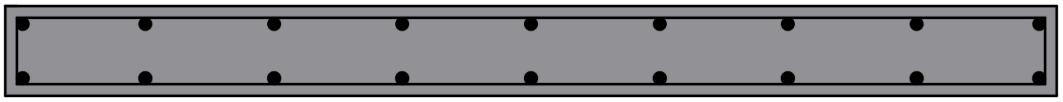
$$A_{s,min} = 21{,}75\ cm^2$$

Desse modo, ao comparar os valores obtidos, verifica-se que o dimensionamento é governado pela armadura mínima. Assim, adotando-se barras com diâmetro de 12,5 mm, obtém-se:

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{21{,}75}{1{,}23} = 17{,}68 \rightarrow 18$$

Assim, adota-se uma armadura longitudinal composta por 18 barras de diâmetro igual a 12,5 mm, correspondendo ao número par imediatamente superior ao valor calculado, cuja distribuição é apresentada na Figura 18.

Figura 18 - Distribuição de barras análise local.



18 Ø12,5mm

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

3.1.2.2 Dimensionamento Análise Localizada

A verificação dos efeitos localizados de segunda ordem é realizada individualmente para cada faixa do pilar-parede. Conforme apresentado na etapa de análise, as Faixas 1 e 4 apresentam comportamento estrutural idêntico, assim como as Faixas 2 e 3.

Para evitar repetições desnecessárias, destaca-se que o procedimento de dimensionamento segue a mesma metodologia empregada na análise local, diferindo apenas quanto aos esforços solicitantes e aos parâmetros geométricos de cada faixa.

Inicialmente, determinam-se as relações geométricas necessárias à seleção dos ábacos de dimensionamento.

$$d'_x = d'_y = c + \emptyset_{t,estimado} + \emptyset_{estimado}/2 = 2{,}5 + 0{,}5 + 1{,}25/2 = 3{,}63\ cm$$

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{3{,}63}{56} = 0{,}06$$

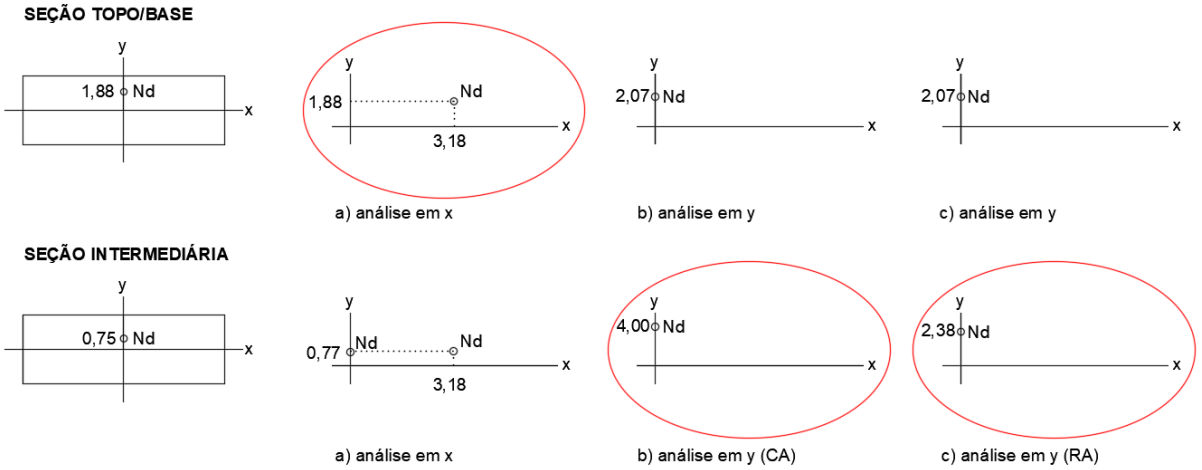
$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{3{,}63}{19} = 0{,}19$$

Após os arredondamentos necessários, obtêm-se, para o ábaco de flexão oblíqua, as relações $d'_x/h_x = 0{,}20$ e $d'_y/h_y = 0{,}10$, indicando a utilização do Ábaco 14B. Para a flexão reta, a relação $d'/h = 0{,}20$ conduz à adoção do Ábaco A-4.

3.1.2.2.1 Faixas de Extremidade - 1 e 4

A Figura 19 ilustra as situações de cálculo e de projeto consideradas para as faixas 1 e 4.

Figura 19 - Situação de projeto e de cálculo faixas 1 e 4.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

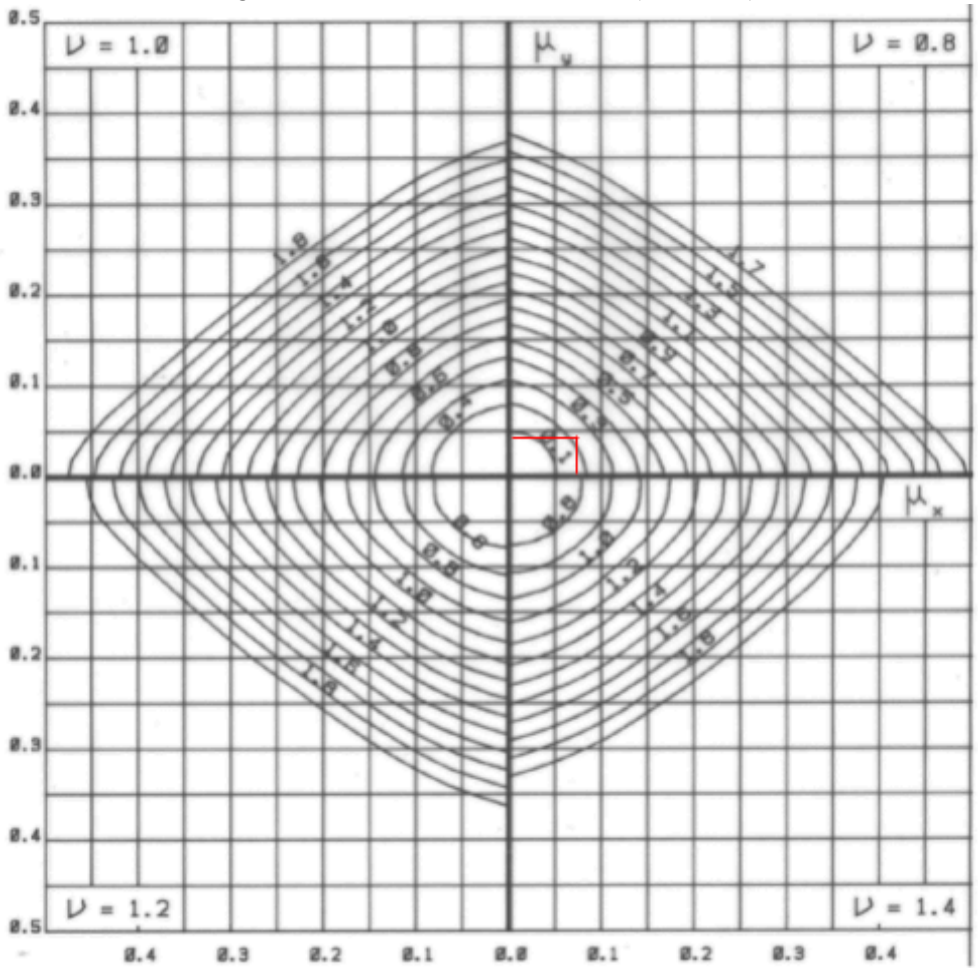
A análise inicia-se pela situação correspondente à excentricidade total mais desfavorável na direção x, para a qual se adotam $e_x = 3,18\,cm$ e $e_y = 1,88\,cm$. Ressalta-se que, para essa condição de carregamento, a força normal adimensional é igual a 0,72.

$$\mu_{dx} = \frac{\nu \cdot e_x}{h_x} = \frac{0,72 \cdot 3,18}{56} = 0,04$$

$$\mu_{dy} = \frac{\nu \cdot e_y}{h_y} = \frac{0,72 \cdot 1,88}{19} = 0,07$$

Com os valores obtidos, realiza-se a consulta ao ábaco, conforme ilustrado na Figura 20.

Figura 20 - Ábaco 14B faixas 1 e 4 (direção x).



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009).

A consulta ao ábaco fornece valor de 0,23 para a taxa mecânica de armadura. Desse modo, procede-se ao cálculo da área de armadura necessária.

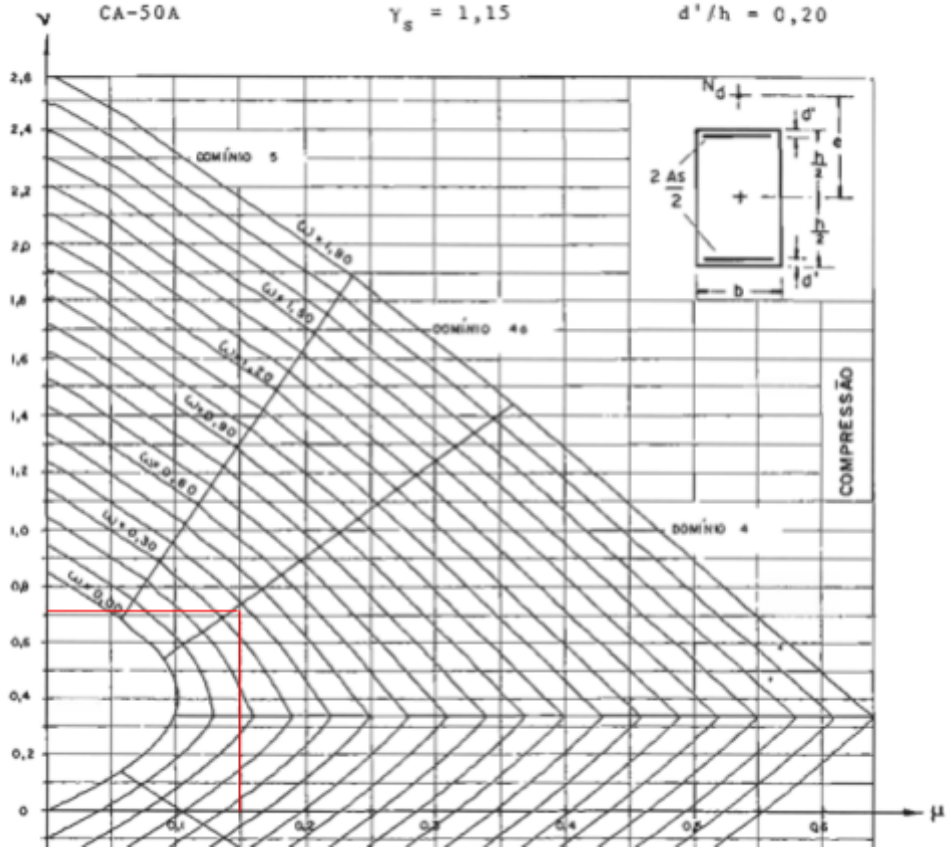
$$A_s = \frac{\omega \,.\, A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}23 \,.\, 1064 \,.\, 3{,}5/1{,}4}{50/1{,}15} = 14{,}07\ cm^2$$

Em seguida, analisa-se a situação mais desfavorável na direção y pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada, adotando-se $e_x = 0{,}00\ cm$ e $e_y = 4{,}00\ cm$.

$$\mu_{dy} = \frac{\nu \,.\, e_y}{h_y} = \frac{0{,}72 \,.\, 4{,}00}{19} = 0{,}15$$

Com o valor obtido, realiza-se a consulta ao ábaco de flexão reta, apresentado na Figura 21.

Figura 21 - Ábaco A-4 faixas 1 e 4 (direção y - CA).



Fonte: Venturini e Rodrigues (1987).

A consulta ao ábaco fornece uma taxa mecânica de armadura igual a 0,38. Desse modo, procede-se ao cálculo da área de armadura necessária.

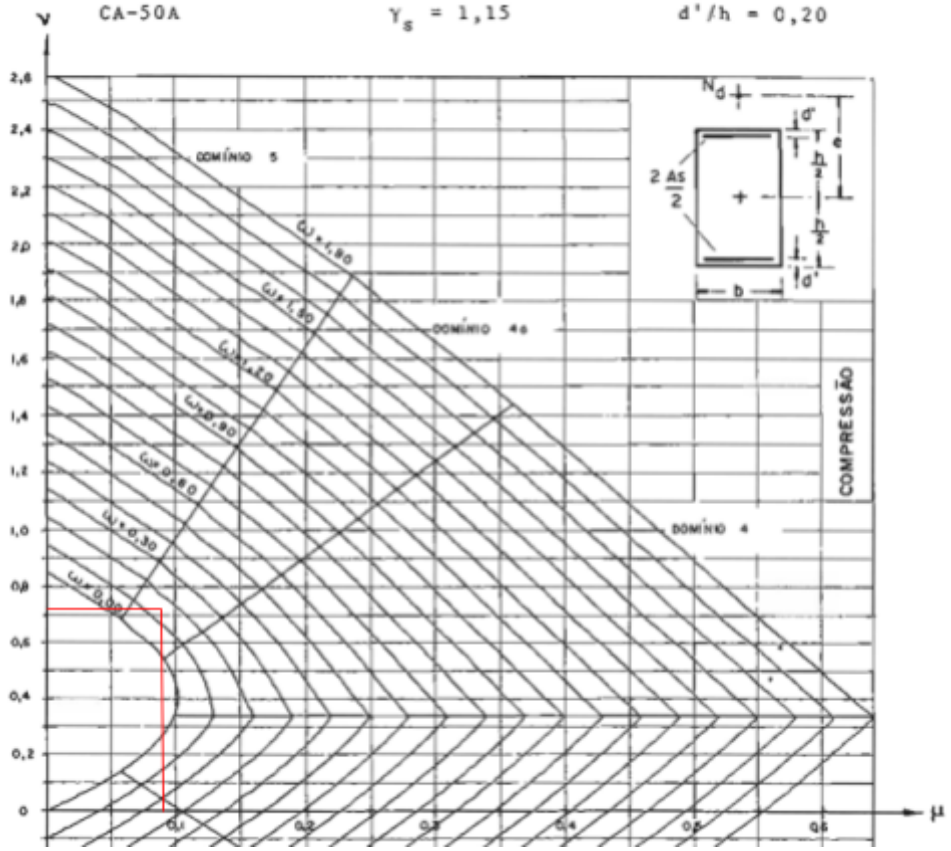
$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}38 \cdot 1064 \cdot 3{,}5/1{,}4}{50/1{,}15} = 23{,}25\ cm^2$$

Na sequência, realiza-se a verificação da direção y pelo método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, considerando $e_x = 0{,}00\ cm$ e $e_y = 2{,}38\ cm$.

$$\mu_{dy} = \frac{\nu \cdot e_y}{h_y} = \frac{0{,}72 \cdot 2{,}38}{19} = 0{,}09$$

Com o valor obtido, realiza-se a consulta ao ábaco de flexão reta, apresentado na Figura 22.

Figura 22 - Ábaco A-4 faixas 1 e 4 (direção y - RA).



Fonte: Venturini e Rodrigues (1987).

A taxa geométrica de armadura para esse pilar-parede é 0,15. Desse modo, a área de armadura necessária é:

$$A_s = \frac{\omega \,.\, A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}15 \,.\, 4256 \,.\, 3{,}5/1{,}4}{50/1{,}15} = 9{,}18\ cm^2$$

Dessa forma, deve-se proceder à verificação da armadura mínima prescrita pela norma, comparando-a com a área de armadura calculada e adotando, para o dimensionamento, o maior dos valores obtidos.

$$A_{s,min} = 0{,}15 \,.\, \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} \geq 0{,}004 \,.\, A_c$$

$$A_{s,min} = 0{,}15 \,.\, \frac{1925{,}90}{50/1{,}15} \geq 0{,}004 \,.\, 1064$$

$$A_{s,min} = 6{,}64 \geq 4{,}26$$

$$A_{s,min} = 6{,}64\ cm^2$$

A comparação dos resultados obtidos pelos dois procedimentos de dimensionamento demonstra que a situação mais desfavorável, para o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, exige uma área de armadura de 23,25 cm². A partir desse valor, determina-se a quantidade de barras necessárias, adotando-se barras com diâmetro de 12,5 mm.

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{23{,}25}{1{,}23} = 18{,}90 \rightarrow 20$$

Assim, são adotadas 20 barras de 12,5 mm de diâmetro, distribuídas ao longo de cada faixa de extremidade do pilar-parede. O detalhamento correspondente é apresentado na Figura 23.

Figura 23 - Distribuição de barras faixas 1 e 4 (CA).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Para o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, a área de armadura obtida é de 14,07 cm². Mantendo-se o diâmetro das barras igual a 12,5 mm, a quantidade necessária é determinada por:

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{14{,}07}{1{,}23} = 11{,}44 \rightarrow 12$$

Nesse caso, adotam-se 12 barras de 12,5 mm de diâmetro, distribuídas em cada faixa de extremidade do pilar-parede. O respectivo detalhamento é apresentado na Figura 24.

Figura 24 - Distribuição de barras faixas 1 e 4 (RA).

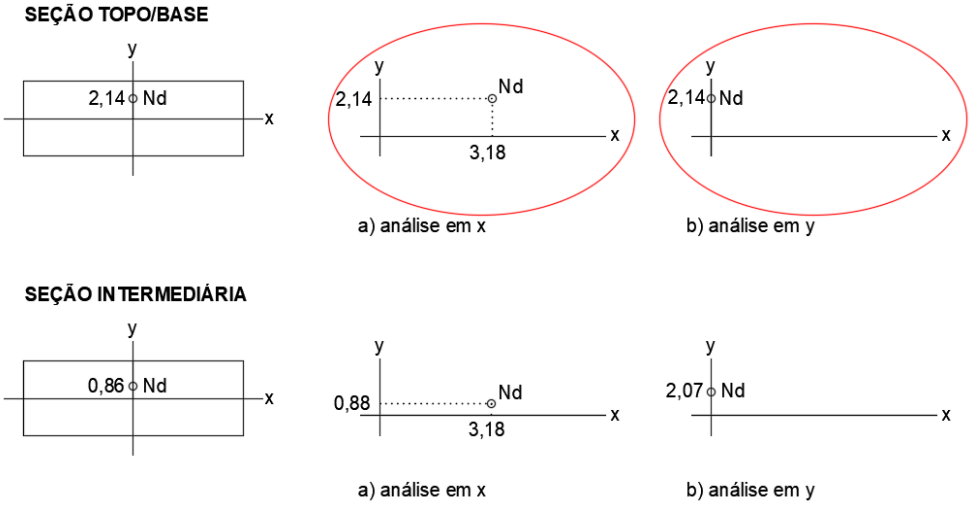


Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

3.1.2.2.2 Faixas Centrais - 2 e 3

A Figura 25 ilustra as situações de cálculo consideradas para as faixas 2 e 3.

Figura 25 - Situação de projeto e de cálculo faixas 2 e 3.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

A força normal adimensional é determinada por:

$$\nu = \frac{N_{Sd,fai}}{A_{fai} . fcd} = \frac{1692{,}70}{(0{,}56 \,.\, 0{,}19) \,.\, 35000/1{,}4} = 0,64$$

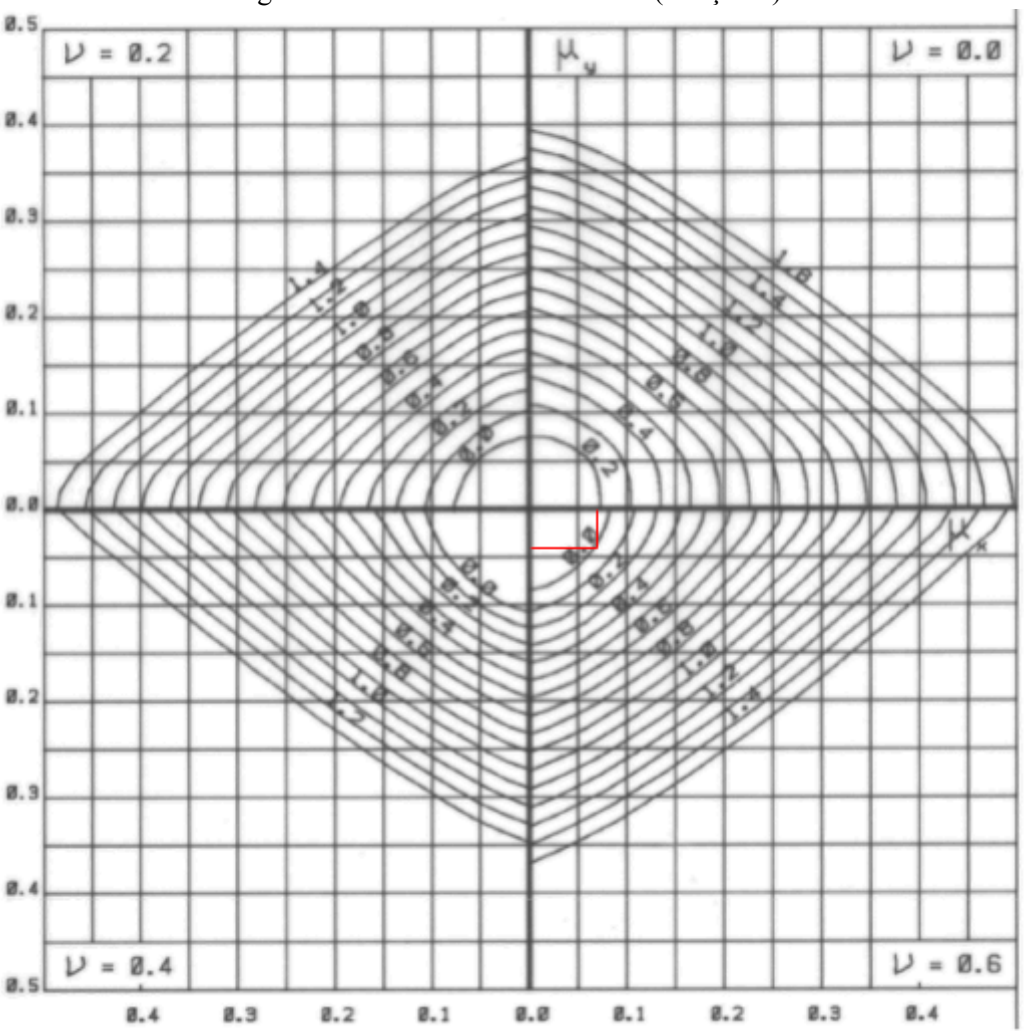
Em seguida, considera-se a situação mais desfavorável na direção x, adotando-se $e_x = 3,18\ cm$ e $e_y = 2,14\ cm$. Com esses valores, calculam-se os momentos reduzidos:

$$\mu_{dx} = \frac{\nu \,.\, e_x}{h_x} = \frac{0{,}64 \,.\, 3{,}18}{56} = 0,04$$

$$\mu_{dy} = \frac{\nu \,.\, e_y}{h_y} = \frac{0{,}64 \,.\, 2{,}14}{19} = 0,07$$

A partir dos valores obtidos, realiza-se a consulta ao ábaco (Figura 26).

Figura 26 - Ábaco 14A faixas 2 e 3 (direção x).



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009).

$$\omega = 0,02$$

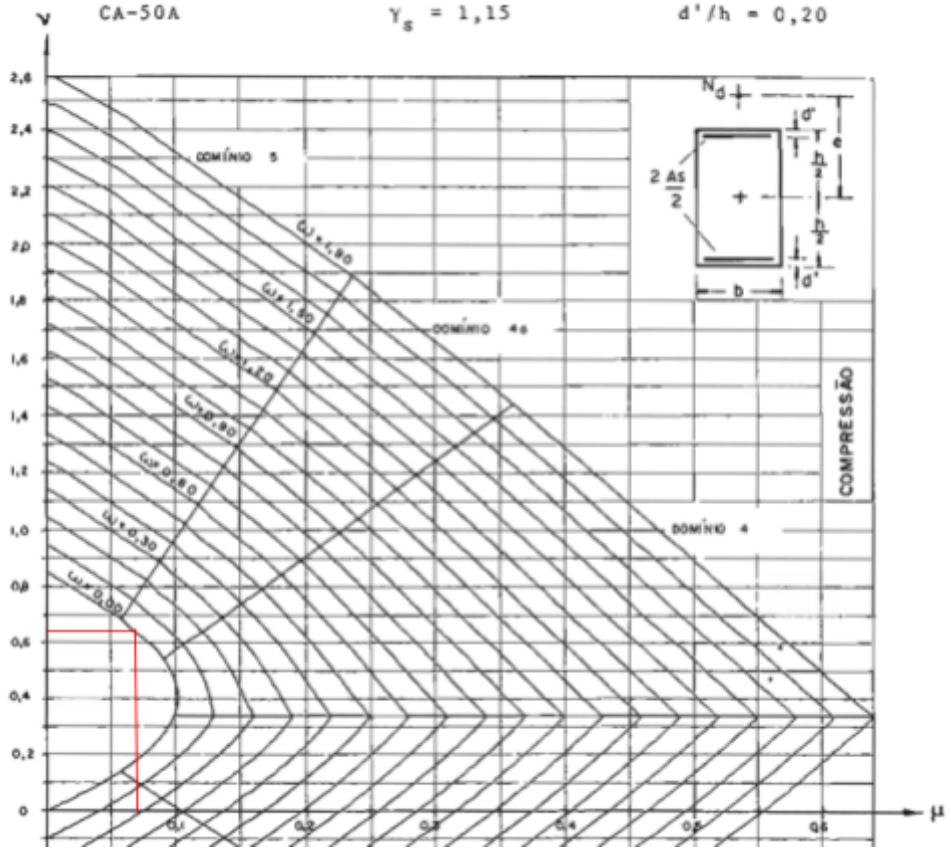
$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,02 \cdot 1064 \cdot 3,5/1,4}{50/1,15} = 1,22\ cm^2$$

Em seguida, procede-se à análise da direção y, adotando-se $e_x = 0,00\ cm$ e $e_y = 2,14\ cm$.

$$\mu_{dy} = \frac{\nu \cdot e_y}{h_y} = \frac{0,64 \cdot 2,14}{19} = 0,07$$

O valor obtido é utilizado para a consulta ao ábaco (Figura 27).

Figura 27 - Ábaco A-4 faixas 2 e 3 (direção y).



Fonte: Venturini e Rodrigues (1987).

$$\omega = 0,00$$

$$A_s = \frac{\omega \,.\, A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,00 \,.\, 1064 \,.\, 3,5/1,4}{50/1,15} = 0,00\ cm^2$$

Assim, torna-se necessária a verificação da armadura mínima regulamentar, adotando-se para o dimensionamento o maior valor entre aquele obtido na análise de primeira ordem e o valor mínimo normativo.

$$A_{s,min} = 0,15 \,.\, \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} \geq 0,004 \,.\, A_c$$

$$A_{s,min} = 0,15 \,.\, \frac{1692,70}{50/1,15} \geq 0,004 \,.\, 1064$$

$$A_{s,min} = 5,84 \geq 4,26$$

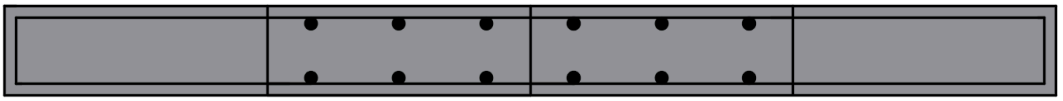
$$A_{s,min} = 5,84\ cm$$

A comparação entre os resultados obtidos indica uma área de armadura de 5,84 cm² para cada uma das faixas centrais.

$$n = \frac{A_s}{A_\emptyset} = \frac{5,84}{1,23} = 4,75 \rightarrow 6$$

Dessa forma, serão distribuídas 6 barras de 12,5 mm de diâmetro ao longo de cada faixa interna do pilar-parede, conforme apresentado na Figura 28.

Figura 28 - Distribuição de barras faixas 2 e 3.



6 Ø12,5mm / faixa

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

3.1.3 Detalhamento das Armaduras

A fim de sintetizar os resultados obtidos nas análises, apresentam-se, a seguir, duas tabelas. A Tabela 3 reúne os valores das excentricidades determinadas em cada procedimento de dimensionamento.

Tabela 3 - Excentricidades exemplo 1.

Análise		ei,x (cm)	e1,min,x (cm)	e2,x (cm)		ei,y (cm)	e1,min,y (cm)	e2,y (cm)	
				CA	RA			CA	RA
Seção Topo/Base									
Local		11,05	8,22	-	-	2,30	2,07	-	-
Localizada	Faixa 1	0,00	3,18	-	-	1,88	2,07	-	-
	Faixa 2	0,00	3,18	-	-	2,14	2,07	-	-
	Faixa 3	0,00	3,18	-	-	2,14	2,07	-	-
	Faixa 4	0,00	3,18	-	-	1,88	2,07	-	-
Seção Intermediária									
Local		11,01	8,22	-	-	2,30	2,07	-	-
Localizada	Faixa 1	0,00	3,18	-	-	0,77	2,07	4,00	2,38
	Faixa 2	0,00	3,18	-	-	0,88	2,07	-	-
	Faixa 3	0,00	3,18	-	-	0,88	2,07	-	-
	Faixa 4	0,00	3,18	-	-	0,77	2,07	4,00	2,38

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

A Tabela 4 apresenta as áreas de armadura requeridas para cada uma das situações analisadas.

Tabela 4 - Áreas de armadura exemplo 1.

Análise		As,min (cm²)	As,x (cm²)	As,y (cm²)		As (cm²)	
				CA	RA	CA	RA
Local		21,75	4,89	4,89		21,75	
Localizada	Faixa 1	6,64	14,07	23,25	9,18	23,25	14,07
	Faixa 2	5,84	1,22	0,00		5,84	
	Faixa 3	5,84	1,22	0,00		5,84	
	Faixa 4	6,64	14,07	23,25	9,18	23,25	14,07

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Por fim, a Tabela 5 reúne as armaduras efetivamente adotadas, bem como as respectivas áreas de aço.

Tabela 5 - Armaduras adotadas exemplo 1.

Análise		As (cm²)	Armadura adotada	As,ef (cm²)	
CA					
Local		21,75	18 Φ12,5mm	22,09	
Localizada	Faixa 1	23,25	20 Φ12,5mm	24,54	63,81
	Faixa 2	5,84	6 Φ12,5mm	7,36	
	Faixa 3	5,84	6 Φ12,5mm	7,36	
	Faixa 4	23,25	20 Φ12,5mm	24,54	
RA					
Local		21,75	18 Φ12,5mm	22,09	
Localizada	Faixa 1	14,07	12 Φ12,5mm	14,73	44,18
	Faixa 2	5,84	6 Φ12,5mm	7,36	
	Faixa 3	5,84	6 Φ12,5mm	7,36	
	Faixa 4	14,07	12 Φ12,5mm	14,73	

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Com base nos resultados das análises local e localizada, define-se a armadura longitudinal final do pilar-parede. Na análise local, o dimensionamento resultou em uma área de armadura de 21,75 cm², atendida pela adoção de 18 barras de 12,5 mm de diâmetro, distribuídas ao longo da seção transversal, correspondendo a uma área efetiva de 22,09 cm².

Para a análise localizada, utilizando o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, o dimensionamento indicou a necessidade de 20 barras de 12,5 mm de diâmetro em cada uma das faixas de extremidade e 6 barras de 12,5 mm de diâmetro em cada uma das faixas centrais. Assim, são empregadas 52 barras, totalizando uma área efetiva de armadura de 63,81 cm².

Comparando-se os resultados, verifica-se que a armadura obtida pela análise localizada é significativamente superior àquela determinada na análise local. Em razão disso, adota-se, para o dimensionamento final do elemento, a armadura proveniente da análise localizada, por representar a condição mais crítica prevista pela ABNT NBR 6118:2023.

Definida a armadura longitudinal, procede-se ao dimensionamento da armadura transversal. Como não foi realizada a verificação da flexão da lâmina nem o respectivo dimensionamento da armadura transversal, emprega-se o procedimento simplificado prescrito pela ABNT NBR 6118:2023, segundo o qual a armadura transversal mínima por metro de face deve corresponder a 25% da armadura longitudinal por metro da maior face da lâmina.

$$A_t = 0,25 \cdot \frac{A_s}{h_x} = 0,25 \cdot \frac{63,81}{2,24} = 7,12\ cm^2/m$$

$$S = \frac{100 \cdot n \cdot A_{s\phi}}{A_t} = \frac{100 \cdot 2 \cdot 0,312}{7,12} = 8,76 \rightarrow 8\ cm < S_{máx}\ (ok)$$

Dessa forma, adota-se armadura transversal constituída por barras de 6,3 mm de diâmetro, espaçadas a cada 8 cm, atendendo aos requisitos mínimos estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023.

O detalhamento final da armadura obtida pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada é apresentado na Figura 29.

Figura 29 - Distribuição de barras final do pilar-parede (CA).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Para a análise localizada pelo método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, o dimensionamento resultou na adoção de 12 barras de 12,5 mm de diâmetro em cada faixa de extremidade e 6 barras de 12,5 mm de diâmetro em cada faixa central. Dessa forma, são utilizadas 36 barras, correspondendo a uma área efetiva de armadura de 44,18 cm².

Como essa armadura também é superior à obtida na análise local, ela é adotada para o dimensionamento final pelo método da rigidez κ aproximada. Em seguida, realiza-se o dimensionamento da armadura transversal por meio do procedimento simplificado da ABNT NBR 6118:2023.

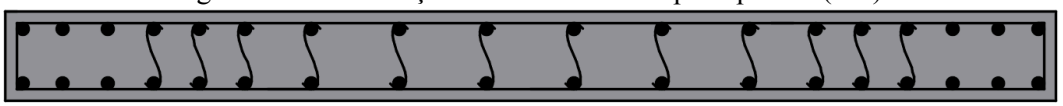
$$A_t = 0,25 \cdot \frac{A_s}{h_x} = 0,25 \cdot \frac{44,18}{2,24} = 4,93\ cm^2/m$$

$$S = \frac{100 \cdot n \cdot A_{s\phi}}{A_t} = \frac{100 \cdot 2 \cdot 0,312}{4,93} = 12,66 \rightarrow 12\ cm < S_{máx}\ (ok)$$

Assim, adota-se armadura transversal composta por barras de 6,3 mm de diâmetro, espaçadas a cada 12 cm, em conformidade com as exigências da ABNT NBR 6118:2023.

O detalhamento final da armadura correspondente ao método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada é apresentado na Figura 30.

Figura 30 - Distribuição de barras final do pilar-parede (RA).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

3.1.4 Dimensionamento Utilizando o Software TQS

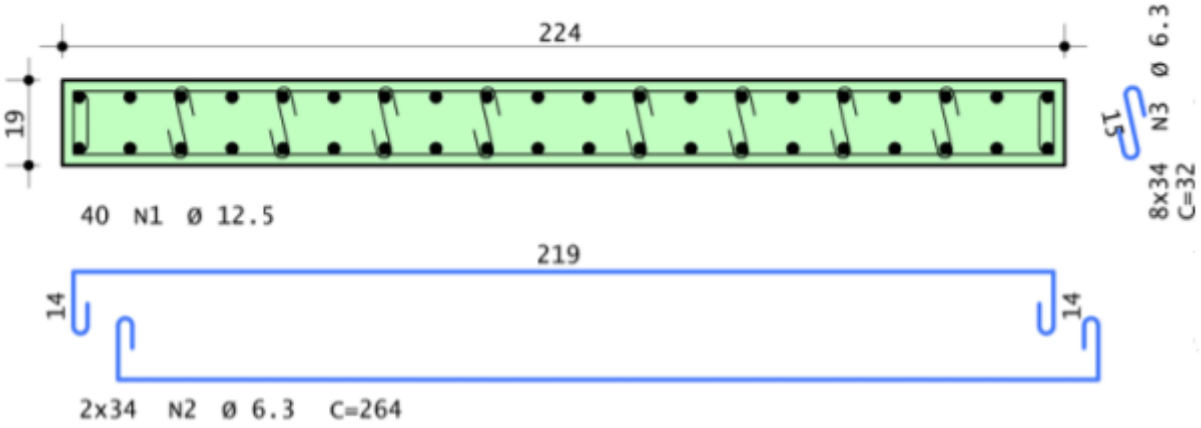
O dimensionamento do pilar-parede também foi realizado com o auxílio do software TQS, utilizando os critérios de verificação de resistência e estabilidade previstos pelo programa. Durante o processamento, o software realiza automaticamente as verificações necessárias e determina a armadura longitudinal e transversal do elemento a partir dos esforços solicitantes, gerando também o respectivo detalhamento.

É válido destacar que o resultado apresentado pelo software consiste na realização da análise local por meio do método definido pelo usuário na aba de critérios do pilar, enquanto a análise localizada é efetuada apenas para a faixa mais crítica, correspondente à faixa de extremidade, utilizando o método do pilar-padrão acoplado a diagramas N, M, 1/r. A armadura obtida para essa faixa é, então, replicada para as demais faixas do pilar-parede. Na sequência, o software compara a armadura resultante da análise local com aquela obtida para a faixa crítica e adota, para o dimensionamento final do elemento, a solução que apresenta a maior taxa de armadura.

Como resultado, foi definida uma armadura longitudinal constituída por 40 barras de aço de diâmetro 12,5 mm, distribuídas nas faces do pilar-parede, totalizando uma área de armadura de 49,09 cm². Para a armadura transversal, o TQS especificou estribos de diâmetro 6,3 mm, espaçados a cada 11 cm, além de estribos complementares nas extremidades do elemento.

Essas barras têm como função garantir o correto posicionamento das barras longitudinais durante a concretagem, promover o confinamento do concreto e contribuir para a estabilidade do conjunto estrutural. O detalhamento das armaduras fornecido pelo software para essa situação é apresentado na Figura 31.

Figura 31 - Detalhamento TQS exemplo 1.



Fonte: Elaborado no software TQS (2025).

Entretanto, para realizar a análise localizada de pilares-parede no TQS, é necessário editar manualmente a armadura do elemento e, a cada alteração, executar as verificações dos efeitos localizados na seção retangular, até que todas as verificações sejam atendidas. Nesse processo, devem ser realizadas tanto a análise por faixas, acessada por meio da terceira exclamação, quanto a análise com malha, disponível na quinta exclamação. Ambos os comandos estão localizados na aba de edição rápida da armadura do pilar, conforme ilustrado na Figura 32.

Figura 32 - Comandos TQS.



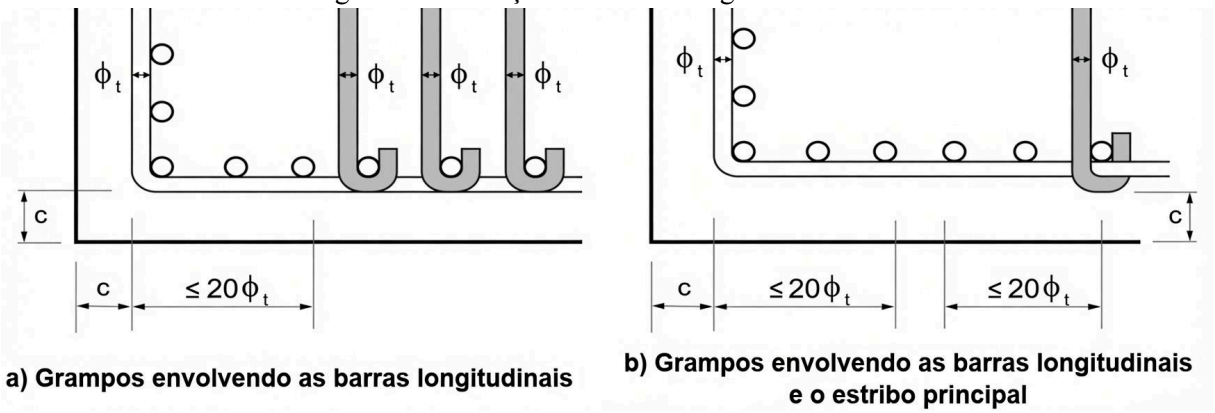
Fonte: Software TQS (2025).

Em ambos os comandos, o usuário deve selecionar, na parte inferior esquerda da janela de verificação, o método de dimensionamento a ser utilizado.

Ressalta-se que, no detalhamento da armadura transversal realizada no TQS, optou-se por manter a configuração adotada pelo programa, na qual os grampos envolvem simultaneamente as barras longitudinais e o estribo principal. Embora essa solução seja diferente da empregada no dimensionamento manual, ela está em conformidade com a ABNT NBR 6118:2023. De acordo com o item 18.2.4 da norma, essa disposição constitui uma das

alternativas de detalhamento para a proteção das barras longitudinais contra a flambagem, conforme ilustrado na Figura 33.

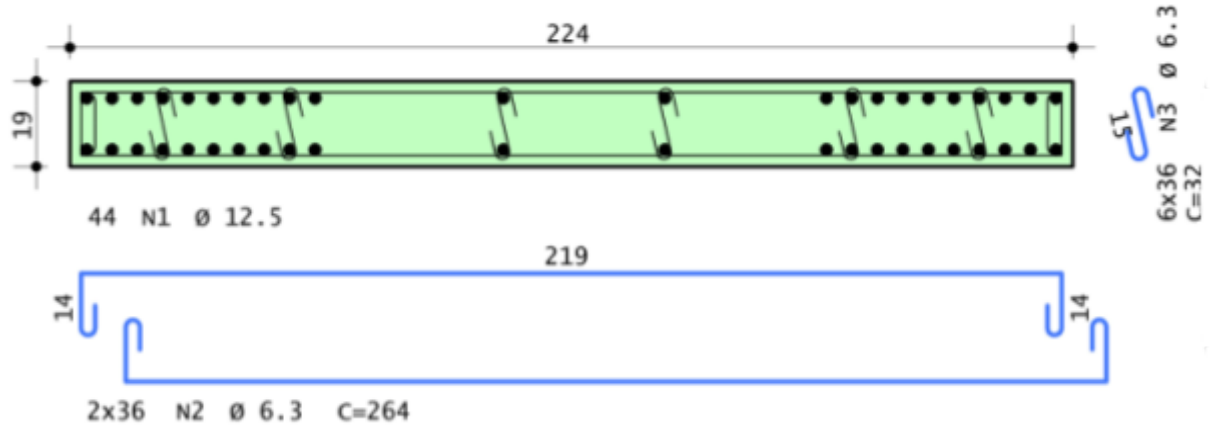
Figura 33 - Proteção contra flambagem das barras.



Fonte: ABNT NBR 6118:2023.

Para o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, a análise localizada resultou em uma armadura longitudinal composta por 44 barras de aço de 12,5 mm de diâmetro, distribuídas em 20 barras em cada faixa de extremidade e 2 barras em cada faixa central, totalizando uma área de armadura de aproximadamente 54,00 cm². A armadura transversal foi constituída por estribos de 6,3 mm de diâmetro, espaçados a cada 10 cm, complementados por estribos suplementares em algumas barras intermediárias. O detalhamento correspondente é apresentado na Figura 34.

Figura 34 - Detalhamento modificado TQS exemplo 1 (CA).

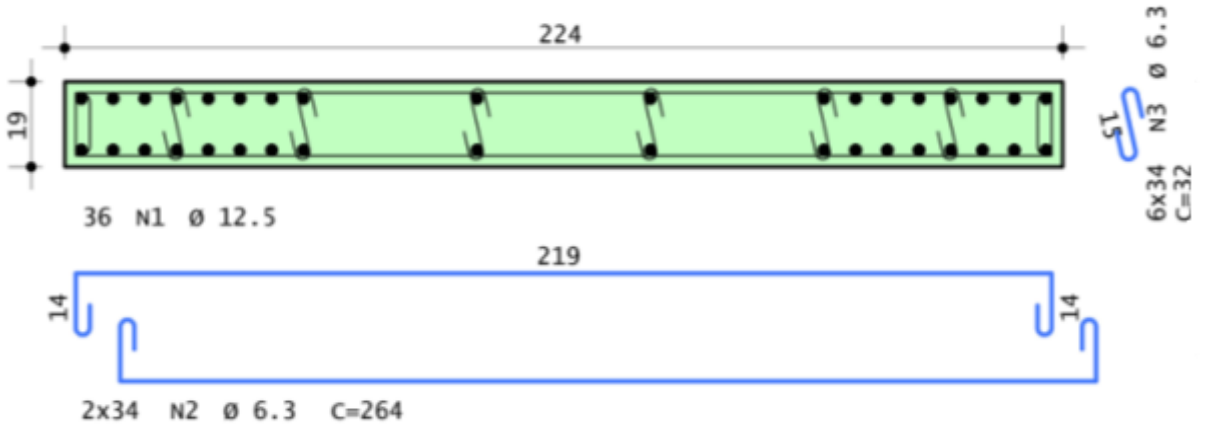


Fonte: Elaborado no software TQS (2025).

Para o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, foram necessárias 36 barras longitudinais de 12,5 mm de diâmetro, sendo 16 barras em cada faixa de extremidade e 2 barras em cada faixa central, resultando em uma área total de armadura de aproximadamente 44,18 cm². A armadura transversal foi composta por estribos de 6,3 mm de diâmetro,

espaçados a cada 11 cm, acrescidos de estribos suplementares em algumas barras intermediárias. O respectivo detalhamento é apresentado na Figura 35.

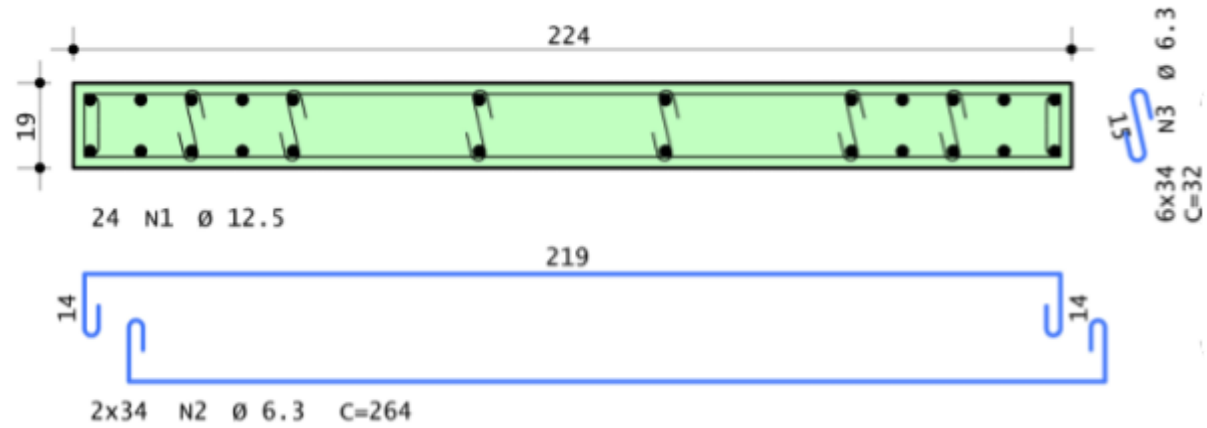
Figura 35 - Detalhamento modificado TQS exemplo 1 (RA).



Fonte: Elaborado no software TQS (2025).

Já para o método do pilar-padrão acoplado a diagramas N, M, 1/r (AD), a análise localizada indicou a adoção de 24 barras longitudinais de 12,5 mm de diâmetro, distribuídas em 10 barras nas faixas de extremidade e 2 barras nas faixas centrais, correspondendo a uma área de armadura de aproximadamente 29,45 cm². A armadura transversal foi composta por estribos de 6,3 mm de diâmetro, espaçados a cada 11 cm, também complementados por estribos suplementares em algumas barras intermediárias. O detalhamento final é apresentado na Figura 36.

Figura 36 - Detalhamento modificado TQS exemplo 1 (AD).



Fonte: Elaborado no software TQS (2025).

3.2 EXEMPLO 2

Com o objetivo de avaliar a influência da esbeltez no dimensionamento de pilares-parede, realizou-se uma nova análise considerando um elemento com as mesmas características

geométricas, propriedades dos materiais e condições de carregamento adotadas no exemplo anterior, alterando-se apenas sua altura para 4,00 m.

O aumento da altura implica em maior esbeltez do elemento estrutural, podendo intensificar os efeitos de segunda ordem e, consequentemente, influenciar a área de armadura necessária para garantir a segurança da estrutura. Dessa forma, este estudo permite comparar o comportamento do pilar-parede em diferentes condições de esbeltez, bem como avaliar a sensibilidade dos métodos de cálculo empregados.

Inicialmente, foram extraídos do software TQS os esforços solicitantes atuantes na estrutura, cujos valores são apresentados na Tabela 6. Esses resultados serviram de base para a realização das análises local e localizada previstas pela ABNT NBR 6118:2023, bem como para a comparação com os resultados de dimensionamento obtidos pelo próprio software.

Tabela 6 - Esforços solicitantes exemplo 2.

Esforços solicitantes		
Nsd	6301,74	kN
Msd,x (topo)	142,27	kN.m
Msd,x (base)	-69,73	kN.m
Msd,y (topo)	691,31	kN.m
Msd,y (base)	681,46	kN.m

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Com base nos esforços solicitantes, procedeu-se ao dimensionamento do pilar-parede pelos métodos do pilar-padrão com curvatura aproximada e do pilar-padrão com rigidez aproximada. Para ambos os métodos, foram realizadas as verificações referentes à análise local, responsável pela avaliação do comportamento global do elemento, e à análise localizada, na qual a seção transversal é subdividida em faixas para uma avaliação mais detalhada dos efeitos localizados de segunda ordem. As excentricidades determinadas em cada procedimento são apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 - Excentricidades exemplo 2.

Análise		ei,x (cm)	e1,min,x (cm)	e2,x (cm)		ei,y (cm)	e1,min,y (cm)	e2,y (cm)	
				CA	RA			CA	RA
Seção Topo/Base									
Local		10,97	8,22	-	-	2,26	2,07	-	-
Localizada	Faixa 1	0,00	3,18	-	-	1,85	2,07	-	-
	Faixa 2	0,00	3,18	-	-	2,10	2,07	-	-
	Faixa 3	0,00	3,18	-	-	2,10	2,07	-	-
	Faixa 4	0,00	3,18	-	-	1,85	2,07	-	-
Seção Intermediária									
Local		10,91	8,22	-	-	0,91	2,07	5,92	3,40
Localizada	Faixa 1	0,00	3,18	-	-	0,75	2,07	5,51	3,91
	Faixa 2	0,00	3,18	-	-	0,85	2,07	5,78	3,29
	Faixa 3	0,00	3,18	-	-	0,85	2,07	5,78	3,29
	Faixa 4	0,00	3,18	-	-	0,75	2,07	5,51	3,91

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Com base nas excentricidades apresentadas e na definição da situação mais desfavorável de projeto para cada método, procedeu-se à consulta aos ábacos de dimensionamento para a obtenção do coeficiente ω, a partir do qual foi determinada a área de armadura necessária em cada situação analisada. Os resultados são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Áreas de armadura exemplo 2.

Análise		As,min (cm²)	As,x (cm²)	As,y (cm²)		As (cm²)	
				CA	RA	CA	RA
Local		21,74	0,00	137,04	44,05	137,04	44,05
Localizada	Faixa 1	6,63	14,68	42,83	27,53	42,83	27,53
	Faixa 2	5,83	0,00	34,26	11,01	34,26	11,01
	Faixa 3	5,83	0,00	34,26	11,01	34,26	11,01
	Faixa 4	6,63	14,68	42,83	27,53	42,83	27,53

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Os resultados evidenciam que o aumento da altura do elemento intensificou a influência dos efeitos de segunda ordem, especialmente na direção *y*, na qual foram requeridas as maiores áreas de armadura. Observa-se, ainda, que os métodos do pilar-padrão com curvatura aproximada e do pilar-padrão com rigidez κ aproximada conduziram a áreas de armadura distintas, demonstrando a influência do procedimento adotado na avaliação dos efeitos de segunda ordem.

Com base nas áreas de armadura determinadas, foram definidos os detalhamentos finais das armaduras longitudinais para cada método de dimensionamento. As armaduras efetivamente adotadas, bem como as respectivas áreas de aço, são apresentadas na Tabela 9.

Tabela 9 - Armaduras adotadas exemplo 2.

Análise		As (cm²)	Armadura adotada	As,ef (cm²)	
CA					
Local		137,04	44 Φ20,0mm	138,23	
Localizada	Faixa 1	42,83	14 Φ20,0mm	43,98	163,36
	Faixa 2	34,26	12 Φ20,0mm	37,70	
	Faixa 3	34,26	12 Φ20,0mm	37,70	
	Faixa 4	42,83	14 Φ20,0mm	43,98	
RA					
Local		44,05	16 Φ20,0mm	50,27	
Localizada	Faixa 1	27,53	10 Φ20,0mm	31,42	87,96
	Faixa 2	11,01	4 Φ20,0mm	12,57	
	Faixa 3	11,01	4 Φ20,0mm	12,57	
	Faixa 4	27,53	10 Φ20,0mm	31,42	

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Para o método do pilar-padrão com curvatura aproximada (CA), a análise local resultou na adoção de 44 barras de 20,0 mm de diâmetro, correspondendo a uma área total de armadura de 138,23 cm². Na análise localizada, o dimensionamento indicou a necessidade de 52 barras de 20,0 mm de diâmetro, distribuídas em 14 barras em cada faixa de extremidade e 12 barras em cada faixa central, totalizando uma área de armadura de 163,36 cm².

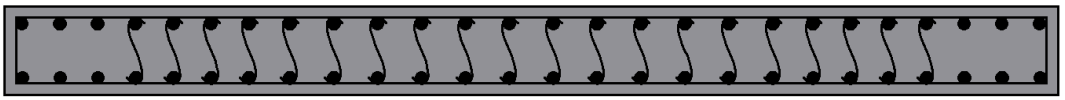
Como a armadura obtida na análise localizada é superior àquela determinada na análise local, ela é adotada para o dimensionamento final do elemento. Na sequência, realiza-se o dimensionamento da armadura transversal conforme o procedimento simplificado da ABNT NBR 6118:2023.

$$A_{t(CA)} = 0,25 \cdot \frac{A_s}{h_x} = 0,25 \cdot \frac{163,36}{2,24} = 18,23\ cm^2/m$$

$$S = \frac{100 \cdot n \cdot A_{s\phi}}{A_t} = \frac{100 \cdot 2 \cdot 0,503}{18,23} = 5,52 \rightarrow 5\ cm < S_{máx}\ (ok)$$

Em função desse resultado, adota-se armadura transversal constituída por barras de 8,0 mm de diâmetro, espaçadas a cada 5 cm, em conformidade com os requisitos da ABNT NBR 6118:2023. O detalhamento final é apresentado na Figura 37.

Figura 37 - Distribuição de barras final do pilar-parede CA.



52 Ø20,0mm

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Para o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada (RA), a análise local indicou a utilização de 16 barras de 20,0 mm de diâmetro, equivalentes a uma área total de armadura de 50,27 cm². Já a análise localizada apontou a necessidade de 28 barras de mesmo diâmetro, distribuídas em 10 barras nas faixas de extremidade e 4 barras nas faixas centrais, resultando em uma área total de armadura de 87,96 cm².

Assim como observado no método anterior, a armadura proveniente da análise localizada mostrou-se mais desfavorável e, por esse motivo, foi adotada para o dimensionamento final. Em seguida, procede-se ao cálculo da armadura transversal de acordo com o procedimento simplificado previsto na ABNT NBR 6118:2023.

$$A_{t(RA)} = 0,25 \,.\, \frac{A_s}{h_x} = 0,25 \,.\, \frac{87,96}{2,24} = 9,82\ cm^2/m$$

$$S = \frac{100 \,.\, n \,.\, A_{s\phi}}{A_t} = \frac{100 \,.\, 2 \,.\, 0,503}{9,82} = 10,24 \rightarrow 10\ cm < S_{máx}\,(ok)$$

Dessa forma, adota-se armadura transversal composta por barras de 8,0 mm de diâmetro, espaçadas a cada 10 cm, atendendo às prescrições da ABNT NBR 6118:2023. O detalhamento correspondente é apresentado na Figura 38.

Figura 38 - Distribuição de barras final do pilar-parede RA.



28 Ø20,0mm

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

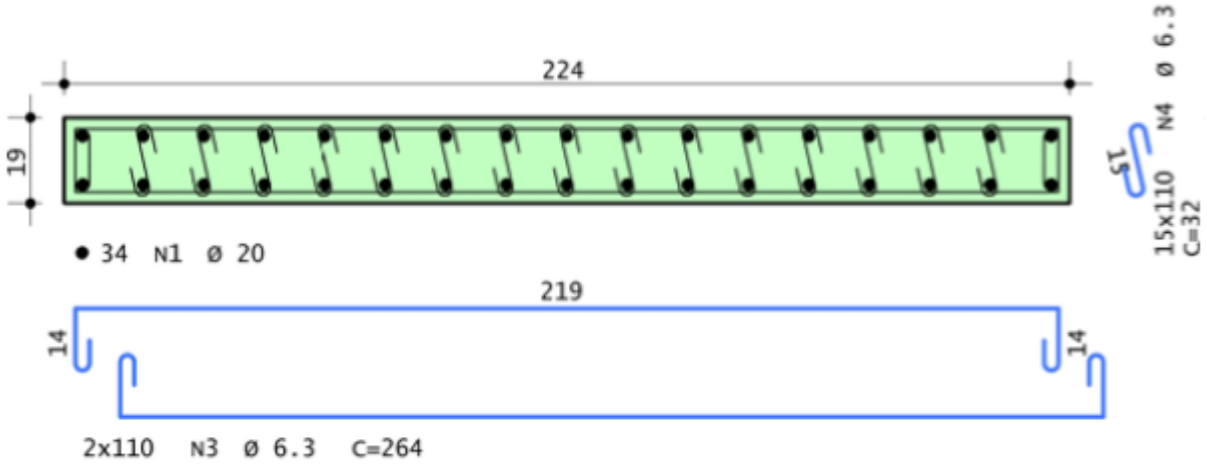
3.2.1 Dimensionamento Utilizando o Software TQS

Com o objetivo de complementar a análise realizada pelos procedimentos simplificados previstos na ABNT NBR 6118:2023, o pilar-parede com altura de 4,00 m também foi dimensionado com o auxílio do software TQS, possibilitando a comparação entre os resultados obtidos pelos métodos simplificados e aqueles fornecidos pelo programa.

Para o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, a análise no TQS indicou a necessidade de uma armadura longitudinal composta por 34 barras de aço com diâmetro de 20,0 mm, correspondendo a uma área total de armadura de aproximadamente 106,81 cm². Para a armadura transversal, o programa especificou estribos de diâmetro 6,3 mm, distribuídos ao longo da altura do elemento de acordo com os critérios de espaçamento estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023.

Cabe ressaltar que o dimensionamento automático realizado pelo TQS não considera a análise por faixas. Nesse procedimento, o software dimensiona a faixa submetida às solicitações mais críticas e reproduz a armadura obtida para as demais faixas do pilar-parede. O detalhamento das armaduras resultante desse dimensionamento é apresentado na Figura 39.

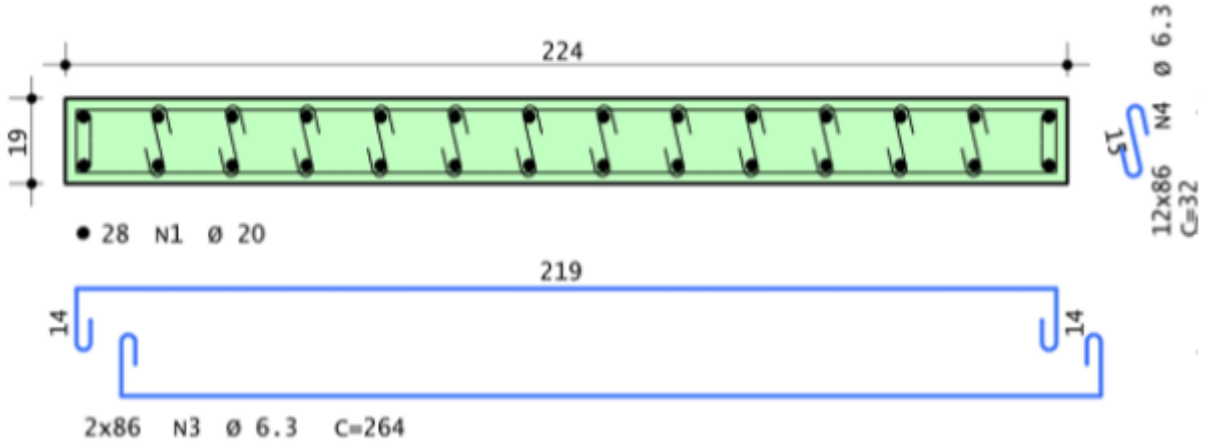
Figura 39 - Detalhamento TQS exemplo 2 (CA)



Fonte: Elaborado no software TQS (2025).

Para o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, a análise no TQS resultou em uma armadura longitudinal composta por 28 barras de aço com diâmetro de 20,0 mm, correspondendo a uma área total de armadura de aproximadamente 87,96 cm². Para a armadura transversal, o programa especificou estribos de diâmetro 6,3 mm, distribuídos ao longo da altura do elemento em conformidade com os critérios de espaçamento estabelecidos pela norma. O detalhamento das armaduras fornecido pelo software para essa situação é apresentado na Figura 40.

Figura 40 - Detalhamento TQS exemplo 2 (RA).

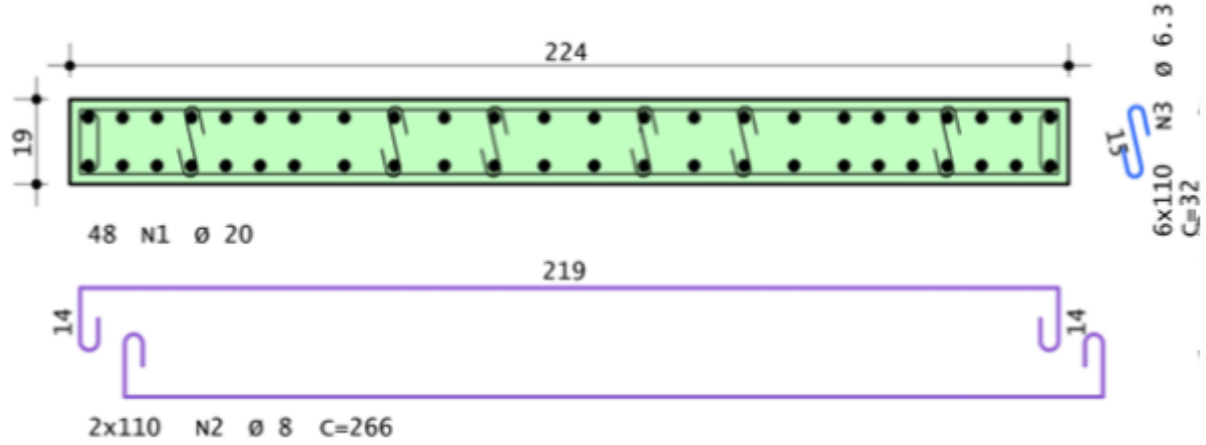


Fonte: Elaborado no software TQS (2025).

Para a avaliação dos efeitos localizados no TQS, a armadura deve ser ajustada manualmente e, após cada modificação, as verificações da seção retangular devem ser reprocessadas até que todas as condições de resistência sejam satisfeitas. Como o procedimento é idêntico ao apresentado no item anterior, sua descrição não será repetida.

Na análise realizada pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada, o dimensionamento resultou em uma armadura longitudinal constituída por 48 barras de aço de 20,0 mm de diâmetro, sendo 14 barras em cada faixa de extremidade e 10 barras em cada faixa central, totalizando uma área de armadura de aproximadamente 150,80 cm². Para a armadura transversal, adotaram-se estribos de 8,0 mm de diâmetro, distribuídos ao longo da altura do elemento conforme os critérios de espaçamento estabelecidos pela norma, além de estribos suplementares de 6,3 mm em algumas barras intermediárias. O detalhamento dessa solução é apresentado na Figura 41.

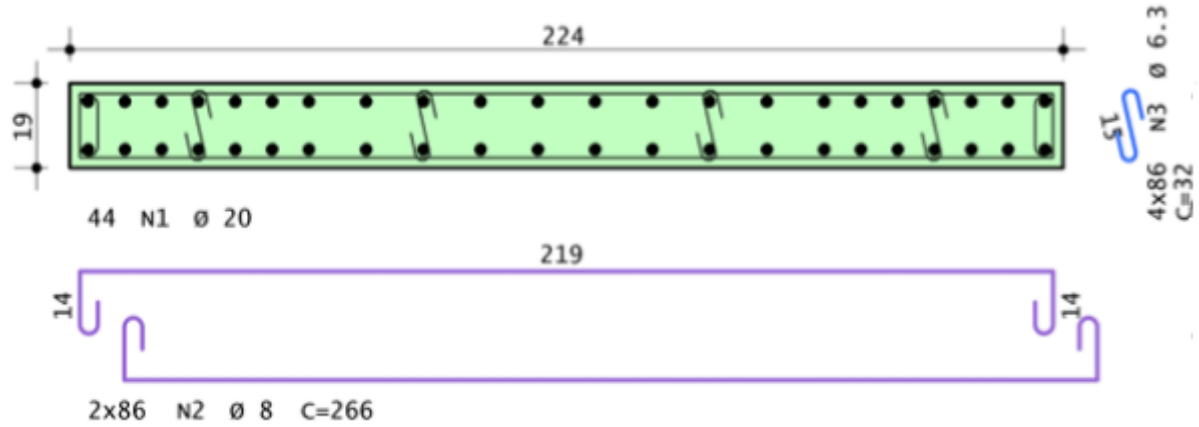
Figura 41 - Detalhamento modificado TQS exemplo 2 (CA).



Fonte: Elaborado no software TQS (2025).

Para o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, o dimensionamento indicou a utilização de 44 barras longitudinais de aço de 20,0 mm de diâmetro, distribuídas em 14 barras nas faixas de extremidade e 8 barras nas faixas centrais, resultando em uma área total de armadura de aproximadamente 138,23 cm². A armadura transversal foi composta por estribos de 8,0 mm de diâmetro, dispostos ao longo da altura do elemento de acordo com os limites de espaçamento prescritos pela norma e complementados por estribos suplementares de 6,3 mm em algumas barras intermediárias. O respectivo detalhamento é apresentado na Figura 42.

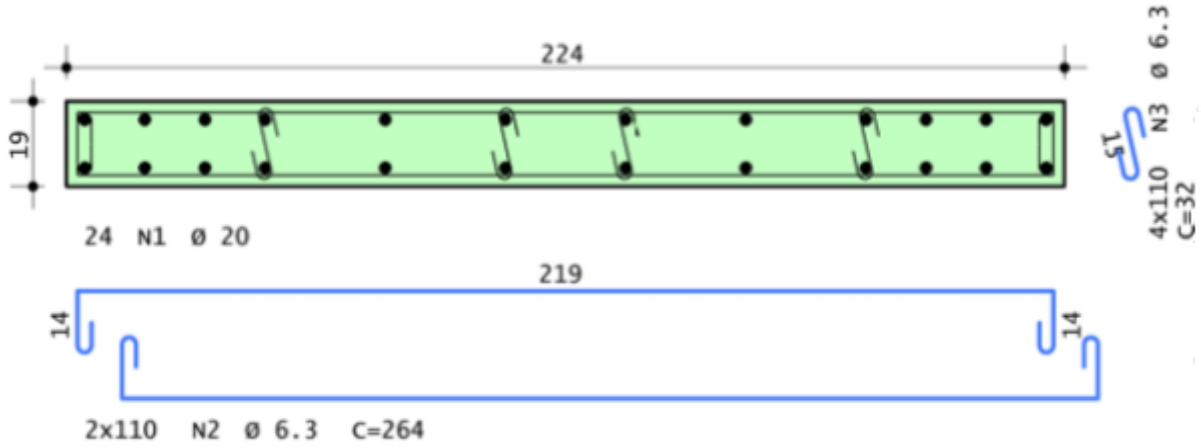
Figura 42 - Detalhamento modificado TQS exemplo 2 (RA).



Fonte: Elaborado no software TQS (2025).

Por sua vez, para o método do pilar-padrão acoplado a diagramas N, M, 1/r (AD), a análise localizada indicou a adoção de 24 barras longitudinais de 20,0 mm de diâmetro, distribuídas em 8 barras nas faixas de extremidade e 4 barras nas faixas centrais, totalizando uma área de armadura de aproximadamente 75,40 cm². A armadura transversal foi constituída por estribos de 6,3 mm de diâmetro, espaçados a cada 5 cm e complementados por estribos suplementares em algumas barras intermediárias. O detalhamento correspondente é apresentado na Figura 43.

Figura 43 - Detalhamento modificado TQS exemplo 2 (AD).



Fonte: Elaborado no software TQS (2025).

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com o objetivo de avaliar a influência dos diferentes procedimentos de cálculo no dimensionamento de pilares-parede, foram comparados os resultados obtidos por meio dos cálculos manuais utilizando os métodos simplificados previstos na ABNT NBR 6118:2023 com aqueles fornecidos pelo software TQS. A análise foi desenvolvida a partir de dois exemplos numéricos com mesma seção transversal, mesmas propriedades dos materiais e condições de carregamento equivalentes, diferenciando-se exclusivamente pela altura do elemento estrutural, igual a 3,00 m no Exemplo 1 e 4,00 m no Exemplo 2. Dessa forma, tornou-se possível investigar a influência da esbeltez sobre o dimensionamento, bem como avaliar o comportamento dos métodos do pilar-padrão com curvatura aproximada e do pilar-padrão com rigidez κ aproximada em situações com diferentes níveis de solicitação pelos efeitos de segunda ordem.

Além da comparação entre os resultados obtidos pelo dimensionamento manual e pelo dimensionamento automático do TQS, também foram analisadas as armaduras finais necessárias após a realização das verificações localizadas por faixas da seção transversal. Essa etapa permitiu avaliar a influência da redistribuição dos esforços ao longo do pilar-parede e verificar em que medida os efeitos localizados de segunda ordem alteram o detalhamento final da armadura longitudinal.

4.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS DO EXEMPLO 1

O Exemplo 1 corresponde ao pilar-parede com altura de 3,00 m, permitindo avaliar o comportamento dos diferentes procedimentos de dimensionamento em um elemento com menor índice de esbeltez. Para essa condição, foram comparados os resultados obtidos pelo dimensionamento manual por meio dos métodos do pilar-padrão com curvatura aproximada (CA) e com rigidez κ aproximada (RA), pelo dimensionamento automático realizado pelo software TQS e pelas armaduras obtidas após as modificações realizadas pelo usuário para atender às verificações localizadas do programa.

A Tabela 10 apresenta a comparação entre as áreas de armadura longitudinal e a distribuição das barras obtidas pelos diferentes procedimentos de dimensionamento.

Tabela 10 - Comparação armadura exemplo 1.

Análise	Armadura adotada			As,ef (cm²)	As,ef relativa ao Manual – CA
	Faixas 1 e 4 (cada)	Faixas 2 e 3 (cada)	Total		
Manual - CA	20 Φ12,5mm	6 Φ12,5mm	52 Φ12,5mm	63,81	100,00%
Manual - RA	12 Φ12,5mm	6 Φ12,5mm	36 Φ12,5mm	44,18	69,23%
TQS aut	10 Φ12,5mm	10 Φ12,5mm	40 Φ12,5mm	49,09	76,92%
TQS mod - CA	20 Φ12,5mm	2 Φ12,5mm	44 Φ12,5mm	54,00	84,62%
TQS mod - RA	16 Φ12,5mm	2 Φ12,5mm	36 Φ12,5mm	44,18	69,23%
TQS mod - AD	10 Φ12,5mm	2 Φ12,5mm	24 Φ12,5mm	29,45	46,15%

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Conforme apresentado na Tabela 10, o método do pilar-padrão com curvatura aproximada apresentou a solução mais conservadora dentre os procedimentos analisados, resultando na maior área de armadura longitudinal. Em contrapartida, o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada conduziu a uma redução significativa da área de aço necessária, evidenciando que a consideração da rigidez equivalente do elemento proporciona uma estimativa menos conservadora para o dimensionamento.

O dimensionamento automático realizado pelo TQS apresentou resultados intermediários entre os dois métodos simplificados. A comparação entre os procedimentos evidenciou diferenças associadas aos critérios de cálculo e ao grau de conservadorismo adotado por cada metodologia, reforçando a necessidade de avaliar criticamente os resultados obtidos e de realizar as verificações localizadas previstas pela ABNT NBR 6118:2023.

A análise da distribuição das barras mostrou-se igualmente relevante. Enquanto os métodos manuais concentraram maior quantidade de armadura nas faixas de extremidade da seção transversal, acompanhando a distribuição esperada das tensões de flexão composta, o TQS adotou inicialmente uma distribuição uniforme entre todas as faixas. Entretanto, após a realização das verificações localizadas, observou-se uma redistribuição da armadura, com redução do número de barras nas regiões centrais e maior concentração nas extremidades.

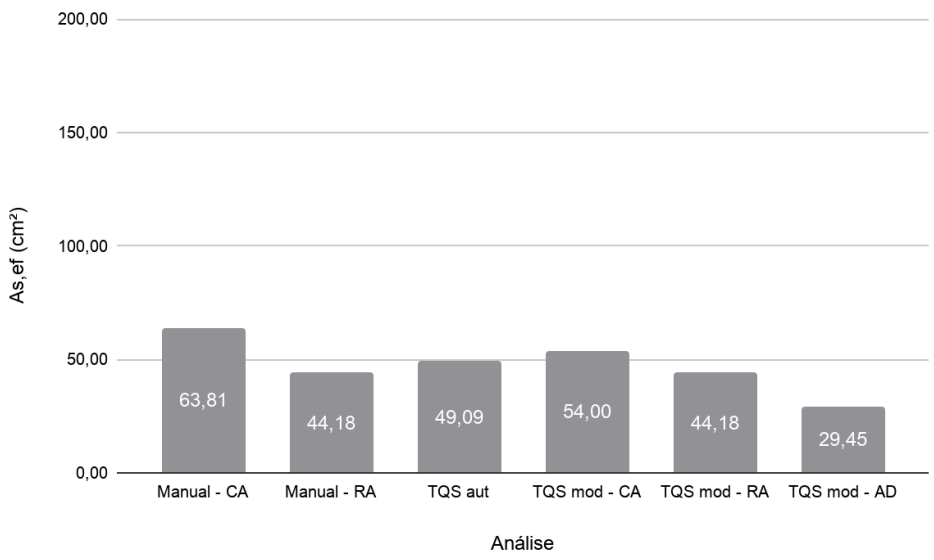
No método da curvatura aproximada, essa redistribuição foi acompanhada por uma redução da área total de armadura em relação ao dimensionamento manual. Já no método da rigidez κ aproximada, embora a área total permanecesse inalterada, houve alteração significativa na disposição das barras. Esses resultados evidenciam que as verificações localizadas

influenciam não apenas a quantidade de aço requerida, mas principalmente seu detalhamento ao longo da seção transversal.

Outro aspecto relevante refere-se ao método do pilar-padrão acoplado a diagramas N, M, 1/r (AD), empregado pelo TQS nas verificações por faixas. Entre os procedimentos analisados, esse método apresentou a menor área de armadura longitudinal, além de uma distribuição distinta das barras. A comparação entre os métodos demonstrou que diferentes critérios de análise podem resultar em soluções com diferentes consumos de aço e detalhamentos, evidenciando a necessidade de avaliar criticamente os resultados obtidos e de realizar as verificações localizadas.

Com o objetivo de facilitar a comparação entre os consumos totais de armadura obtidos pelos diferentes procedimentos, os resultados são apresentados no Gráfico 1, permitindo uma melhor visualização das diferenças observadas entre os métodos.

Gráfico 1 - Comparação armadura exemplo 1.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

O Gráfico 1 evidencia visualmente a proximidade entre as áreas de armadura obtidas pelos diferentes métodos para o Exemplo 1. Embora as diferenças quantitativas sejam relativamente pequenas, sua análise em conjunto com a Tabela 10 demonstra que soluções com áreas de aço semelhantes podem apresentar distribuições distintas entre as faixas da seção transversal. Dessa forma, conclui-se que a avaliação do dimensionamento de pilares-parede deve considerar não apenas a quantidade total de armadura, mas também sua distribuição, por representar de forma mais adequada o comportamento resistente do elemento.

4.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DO EXEMPLO 2

O Exemplo 2 corresponde ao pilar-parede com altura de 4,00 m, apresentando maior índice de esbeltez quando comparado ao Exemplo 1. Dessa forma, sua análise permite avaliar de maneira mais representativa a influência dos efeitos localizados de segunda ordem sobre o dimensionamento da armadura longitudinal, bem como verificar o comportamento dos diferentes métodos de cálculo diante de uma condição estrutural mais crítica.

A Tabela 11 apresenta a comparação entre as áreas de armadura e a distribuição das barras obtidas pelos procedimentos de dimensionamento analisados.

Tabela 11 - Comparação armadura exemplo 2.

Análise	Armadura adotada			As,ef (cm²)	As,ef relativa ao Manual – CA
	Faixas 1 e 4 (cada)	Faixas 2 e 3 (cada)	Total		
Manual - CA	14 Φ20,0mm	12 Φ20,0mm	52 Φ20,0mm	163,36	100,00%
Manual - RA	10 Φ20,0mm	4 Φ20,0mm	28 Φ20,0mm	87,96	53,85%
TQS aut - CA	8 Φ20,0mm	9 Φ20,0mm	34 Φ20,0mm	106,81	65,38%
TQS aut - RA	8 Φ20,0mm	6 Φ20,0mm	28 Φ20,0mm	87,96	53,85%
TQS mod - CA	14 Φ20,0mm	10 Φ20,0mm	48 Φ20,0mm	150,80	92,31%
TQS mod - RA	14 Φ20,0mm	8 Φ20,0mm	44 Φ20,0mm	138,23	84,62%
TQS mod - AD	8 Φ20,0mm	4 Φ20,0mm	24 Φ20,0mm	75,40	46,15%

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Conforme apresentado na Tabela 11, o método do pilar-padrão com curvatura aproximada manteve o comportamento mais conservador entre os métodos simplificados, resultando na maior área de armadura durante o dimensionamento manual. Em contrapartida, o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada apresentou o menor consumo inicial de aço. Diferentemente do observado no Exemplo 1, entretanto, a diferença entre os resultados tornou-se mais expressiva, evidenciando que o aumento da esbeltez intensifica a influência das hipóteses adotadas por cada procedimento de cálculo.

Assim como no primeiro exemplo, o dimensionamento automático realizado pelo TQS apresentou resultados intermediários entre os métodos simplificados previstos pela ABNT NBR 6118:2023, demonstrando compatibilidade com o dimensionamento manual. Contudo, observa-se que, à medida que a esbeltez aumenta, as diferenças entre os procedimentos

tornam-se mais evidentes, refletindo a maior sensibilidade do elemento aos efeitos de segunda ordem.

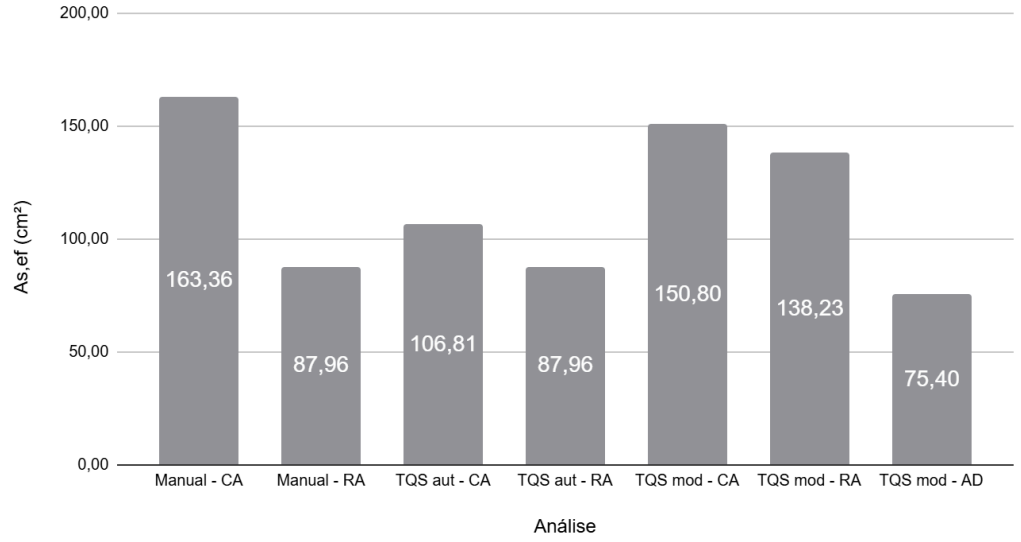
A distribuição das barras também apresentou comportamento semelhante ao observado anteriormente. Enquanto os métodos manuais concentraram maior quantidade de armadura nas faixas de extremidade, o dimensionamento automático do TQS distribuiu inicialmente as barras de maneira uniforme entre as quatro faixas da seção transversal. Após as verificações localizadas, verificou-se uma redistribuição da armadura, com redução das barras nas regiões centrais e maior concentração nas extremidades, evidenciando que essas regiões passaram a absorver os esforços mais elevados decorrentes dos efeitos localizados de segunda ordem.

Entretanto, diferentemente do Exemplo 1, essa redistribuição foi acompanhada por aumentos significativos da área total de armadura. No método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, por exemplo, as verificações localizadas conduziram a um acréscimo expressivo da armadura em relação ao dimensionamento manual, aproximando seus resultados daqueles obtidos pelo método da curvatura aproximada. Esse comportamento evidencia que, em pilares-parede mais esbeltos, as verificações localizadas assumem papel determinante no dimensionamento final, tornando indispensável a avaliação crítica dos resultados obtidos por cada procedimento de cálculo.

Também merece destaque o comportamento do método do pilar-padrão acoplado a diagramas N, M, 1/r (AD), utilizado pelo TQS nas verificações por faixas. Assim como no Exemplo 1, esse procedimento apresentou a menor área de armadura longitudinal entre os métodos analisados, além de uma distribuição distinta das barras na seção transversal. Esses resultados evidenciam que diferentes critérios de análise podem conduzir a soluções com diferentes consumos de aço e detalhamentos, ressaltando a importância da análise crítica dos resultados e da realização das verificações localizadas.

Com o objetivo de facilitar a comparação entre os resultados obtidos, as áreas totais de armadura também são apresentadas de forma gráfica, conforme ilustrado no Gráfico 2.

Gráfico 2 - Comparação armadura exemplo 2.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

O Gráfico 2 evidencia que o aumento da altura do elemento resultou em maior dispersão entre as áreas de armadura obtidas pelos diferentes procedimentos de dimensionamento. Em comparação ao Exemplo 1, observa-se um afastamento mais significativo entre os resultados do dimensionamento manual, do dimensionamento automático realizado pelo TQS e das verificações localizadas. Esse comportamento confirma que o aumento da esbeltez intensifica a influência dos efeitos localizados de segunda ordem, tornando as verificações por faixas ainda mais relevantes para a definição da armadura final.

4.3 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A comparação entre os dois exemplos evidencia a influência da esbeltez no dimensionamento dos pilares-parede. Embora ambos apresentem a mesma seção transversal, propriedades dos materiais e condições de carregamento equivalentes, o aumento da altura do elemento foi suficiente para modificar significativamente a resposta estrutural e a armadura necessária para atender às verificações previstas na ABNT NBR 6118:2023.

No Exemplo 1, de menor esbeltez, as diferenças entre os procedimentos de dimensionamento permaneceram relativamente reduzidas. As verificações localizadas influenciaram principalmente a redistribuição das barras entre as faixas da seção transversal, sem alterações significativas na área total de armadura. Em contrapartida, no Exemplo 2, o aumento da esbeltez intensificou os efeitos localizados de segunda ordem, tornando as verificações localizadas determinantes para o dimensionamento e evidenciando a necessidade de uma avaliação criteriosa dos resultados obtidos por cada procedimento de cálculo.

Durante o desenvolvimento do dimensionamento manual, também foram identificadas limitações inerentes à utilização dos ábacos para flexão oblíqua. Em diversas situações, os valores calculados do coeficiente ν não correspondiam exatamente aos disponíveis nos ábacos, exigindo a adoção do valor mais próximo. Embora esse procedimento seja usual, a interpolação entre os ábacos adjacentes permitiria representar com maior precisão a condição real de solicitação da seção. Além disso, a obtenção do coeficiente adimensional ω depende da leitura gráfica realizada pelo projetista, introduzindo uma subjetividade ao processo de dimensionamento manual.

Outro aspecto relevante refere-se às diferenças observadas entre os critérios adotados pela ABNT NBR 6118:2023 e pelo software TQS durante as verificações localizadas. Enquanto a norma admite limitar o coeficiente α_b a 0,60 nessa etapa da análise, verificou-se que o programa considera α_b igual a 1,00 para todas as faixas avaliadas. Como esse parâmetro influencia diretamente as excentricidades adotadas no dimensionamento, sua consideração pelo software pode conduzir, em determinadas situações, a resultados mais conservadores e, consequentemente, ao aumento da armadura longitudinal necessária.

Os resultados obtidos evidenciam que as diferenças observadas entre o dimensionamento manual e o realizado pelo TQS estão associadas aos distintos critérios de cálculo e às verificações localizadas adotadas em cada procedimento de dimensionamento. Dessa forma, a utilização de ferramentas computacionais deve ser acompanhada da compreensão das hipóteses consideradas em seus modelos de cálculo, bem como da análise crítica dos resultados obtidos, de modo a assegurar sua adequada aplicação no projeto de pilares-parede.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo analisar o dimensionamento de pilares-parede de concreto armado por meio dos procedimentos simplificados previstos na ABNT NBR 6118:2023, comparando os resultados obtidos pelos métodos do pilar-padrão com curvatura aproximada e do pilar-padrão com rigidez κ aproximada com aqueles fornecidos pelo software TQS. Para essa análise, foram desenvolvidos dois exemplos numéricos com diferentes índices de esbeltez, permitindo avaliar a influência dessa característica no dimensionamento da armadura longitudinal.

Os resultados obtidos evidenciaram diferenças entre os procedimentos manuais e o dimensionamento realizado pelo software TQS, além de demonstrar que a escolha do método influencia diretamente a área de armadura longitudinal requerida. Dentre os procedimentos analisados, o método do pilar-padrão com curvatura aproximada apresentou, nos cálculos manuais, áreas de armadura consistentemente superiores às determinadas pelo TQS, além de resultar na maior área de armadura entre os métodos avaliados, caracterizando um comportamento mais conservador. Essa característica indica que o método constitui uma alternativa adequada para o dimensionamento manual, por tender a fornecer soluções a favor da segurança.

Em contrapartida, o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada resultou, nos cálculos manuais com elevado índice de esbeltez, em áreas de armadura inferiores às obtidas pelo TQS, evidenciando diferenças entre os procedimentos de dimensionamento e reforçando a importância da análise crítica dos resultados quando esse método é empregado. Além disso, ressalta-se que sua aplicação é restrita a seções retangulares, conforme previsto pela ABNT NBR 6118:2023, o que limita sua utilização em comparação aos demais procedimentos analisados. Ainda assim, os valores obtidos permaneceram superiores aos determinados pelo método do pilar-padrão acoplado aos diagramas N, M, 1/r empregado pelo TQS, indicando que as soluções apresentaram níveis intermediários de armadura entre os métodos avaliados.

Observou-se, ainda, que a esbeltez exerce influência significativa no comportamento desses elementos estruturais. Para o pilar-parede de menor esbeltez, as diferenças entre os procedimentos de dimensionamento mostraram-se reduzidas, enquanto, no elemento mais esbelto, os efeitos localizados de segunda ordem passaram a exercer maior influência sobre a

definição da armadura final. Esses resultados evidenciam a importância das verificações localizadas previstas pela norma.

A comparação entre o dimensionamento manual e o realizado pelo TQS também evidenciou que as diferenças observadas podem não decorrer apenas das formulações de cálculo empregadas, mas também dos critérios adotados pelo software durante as verificações localizadas. Esse aspecto reforça a necessidade de utilização consciente das ferramentas computacionais, aliando seus recursos à interpretação crítica dos resultados e ao conhecimento dos procedimentos estabelecidos pela norma técnica.

Durante o desenvolvimento deste trabalho, verificaram-se limitações inerentes ao dimensionamento manual por meio de ábacos, principalmente em situações que exigem aproximações ou interpretações gráficas dos parâmetros de cálculo. Embora essas limitações não comprometam a aplicação dos procedimentos simplificados, evidenciam a importância da experiência do projetista na condução das análises.

De modo geral, conclui-se que os procedimentos simplificados previstos pela ABNT NBR 6118:2023 constituem ferramentas adequadas para o dimensionamento de pilares-parede, desde que interpretados de forma criteriosa. A comparação com o software TQS demonstrou que ambos os procedimentos podem produzir resultados consistentes, desde que sejam compreendidas as hipóteses e particularidades de cada método.

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se a análise de pilares-parede com diferentes geometrias, resistências do concreto e condições de carregamento, bem como a comparação entre diferentes softwares de dimensionamento estrutural e a avaliação da influência dos critérios internos de cálculo adotados por essas ferramentas. Além disso, sugere-se a realização de estudos comparativos entre os procedimentos de dimensionamento estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023 e aqueles previstos em normas internacionais, como o Eurocode 2 e o ACI 318, visando analisar as diferenças nos critérios de cálculo, na consideração dos efeitos de segunda ordem e nos resultados de dimensionamento.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Vinícius Belarmino. *Dimensionamento, detalhamento e execução de pilares-parede*. 2018. 74 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) — Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.

ARAÚJO, J. M. de. Análise do processo aproximado da NBR 6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem. *Teoria e Prática na Engenharia Civil*, n. 10, p. 1–12, 2007.

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

AUTODESK. *AutoCAD 2023*. Versão 2023. San Francisco: Autodesk, 2022. Software. Disponível em: https://www.autodesk.com. Acesso em: 9 jul. 2026.

BUENO, Suely; KIMURA, Alio Ernesto (Coord.). *ABNT NBR 6118:2014: comentários e exemplos de aplicação*. 1. ed. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2020.

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. *Análise de estruturas: contraventamento de edifícios*. Porto: Universidade Fernando Pessoa, 2008. Disponível em: https://www.studocu.com/pt/document/estruturas/analise-de-contraventamento-em-estruturas-de-edificios. Acesso em: 18 abr. 2026.

DINIZ, C. W. S.; LAGES, E. N.; BARBOZA, A. S. R. Estabilidade global de estrutura de edifícios considerando a influência da excentricidade na ligação viga-pilar parede. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 12, n. 4, p. 705–737, 2019. Disponível em: https://www.scielo.br/j/riem/a/zkJHP97znR4Hqf5wp4WQrWS/. Acesso em: 12 jul. 2025.

FUSCO, P. B. *Estruturas de concreto: fundamentos do projeto estrutural*. Rio de Janeiro: Guanabara Koogan, 1981.

GONÇALVES, M. M. de O. *Análise dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado aplicando o método dos elementos finitos*. 2017. Projeto de Graduação (Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

GOOGLE. *Google Planilhas*. Mountain View: Google, [s.d.]. Software online. Disponível em: https://docs.google.com/spreadsheets. Acesso em: 9 jul. 2026.

LORENZETTI, C. A. D. C. *Estudo da estabilidade global de um edifício em concreto armado para diferentes subestruturas de contraventamento*. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) — Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2018.

PINHEIRO, Libânio Miranda; BARALDI, Lívio Túlio; POREM, Marcelo Eduardo. *Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009.

SCADELAI, Murilo Alessandro. *Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003*. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. Disponível em: https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-31032016-165300/publico/Dissert_Scadelai_MuriloA.pdf. Acesso em: 25 abr. 2026.

SILVA, M. C. da. *Dimensionamento de pilar-parede considerando o aumento da resistência à compressão do concreto*. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2018.

VENTURINI, Wilson Sérgio; RODRIGUES, Rogério de Oliveira. *Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1987. (Reimpressão 2000).

TQS INFORMÁTICA. *TQS – Sistema de projetos estruturais*. São Paulo: TQS Informática Ltda., 2025. Disponível em: https://www.tqs.com.br/. Acesso em: 23 jul. 2025.