

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

EDUARDO DE SOUZA LIMA CORREIA

**ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE
SEGUNDO AS NORMAS NBR 6118:2003, NBR 6118:2014 E ACI
318:2014**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO
2019

EDUARDO DE SOUZA LIMA CORREIA

**ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE
SEGUNDO AS NORMAS NBR 6118:2003, NBR 6118:2014 E ACI
318:2014**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza
Fakhye

TOLEDO
2019



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 220

**Análise do dimensionamento de pilares-parede segundo as normas
NBR 6118:2003, NBR 6118:2014 e ACI 318:2014**

por

Eduardo de Souza Lima Correia

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 8:20 h do dia **22 de novembro de 2019** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof. Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr. Fúlvio Natércio Feiber
Coordenador da COECI

RESUMO

CORREIA, Eduardo de Souza Lima. **Análise do dimensionamento de pilares-parede segundo as normas NBR 6118:2003, NBR 6118:2014 e ACI 318:2014.** 2019. 62 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2019.

Pilares-parede são elementos de superfície caracterizados por possuir uma de suas dimensões pelos menos cinco vezes maior que a outra. Nacionalmente esses elementos são dimensionados em conformidade com a NBR 6118:2014, porém a mesma apresenta algumas simplificações em relação aos efeitos localizados de segunda ordem, que foram trazidas de sua versão anterior, NBR 6118:2003, e são consideradas inconsistentes por alguns autores. Dessa forma, afim de estudar o método de dimensionamento, o presente trabalho tem como objetivo analisar e comparar o dimensionamento de um lance de pilar-parede, de acordo com as normas brasileiras NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014 e a norma americana ACI 318:2014. Para tal foi dimensionado um pilar-parede pertencente a um edifício comercial fictício, cujos esforços do trecho com maiores carregamentos foram obtidos por meio do software AltoQi Eberick 2019. Os resultados mostraram que houve uma evolução da norma brasileira em questão, com uma redução considerável da armadura longitudinal no pilar-parede. Porém ao se comparar com a ACI 318:2014, notou-se que a última apresenta uma armadura longitudinal muito inferior a NBR 6118:2014, com a desvantagem de necessitar de uma quantidade um pouco maior de estribos. Deste modo constatou-se que a NBR 6118:2014 apresentou um superdimensionamento do pilar-parede, que pode ser corrigido em uma futura atualização da normativa.

Palavras-chave: pilar-parede, dimensionamento, NBR 6118:2003, NBR 6118:2014, ACI 318:2014.

ABSTRACT

CORREIA, Eduardo de Souza Lima. **Análise do dimensionamento de pilares-parede segundo as normas NBR 6118:2003, NBR 6118:2014 e ACI 318:2014.** 2019. 62 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2019.

Shear walls are surface elements characterized by one of their dimensions being at least five times larger than the other. Nationally, these elements are designed in accordance with NBR 6118:2014, however it has some simplifications regarding the effects of the second order, which brought from their previous version, NBR 6118:2003, and some authors consider inconsistent. Thereby, in order to study the dimensioning method, this work aims to analyze and compare the design of a shear wall flight, according to Brazilian standards NBR 6118:2003 and NBR 6118:2014 and the American standard ACI 318:2014. For this purpose, a shear wall of a fictitious commercial building was designed, which the efforts of the section with higher loads were obtained through AltoQi Eberick 2019 software. The results showed that there was an evolution of the Brazilian standard, with a considerable reduction of the longitudinal reinforcement on shear wall. However, when compared with ACI 318:2014, it was noted that the last one has a longitudinal reinforcement lower than NBR 6118:2014, with the disadvantage of requiring a larger amount of stirrups. Therefore, it was found that NBR 6118:2014 presented a overdimensioning of the shear wall, which can be corrected in a future update of the normative.

Keywords: shear wall, dimensioning, NBR 6118:2003, NBR 6118:2014, ACI 318:2014.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Seções usuais de pilares-parede.....	13
Figura 2 - Efeitos localizados de segunda ordem em pilares-parede.....	15
Figura 3 - Comprimento equivalente com base no tipo de vinculação	16
Figura 4 - Avaliação aproximada do efeito localizado de segunda ordem pelo método das faixas	17
Figura 5 - Comportamento de um pilar-parede frente a uma combinação de momentos fletores e esforços de compressão	22
Figura 6 - Seção crítica para análise de cisalhamento.....	26
Figura 7 - Possibilidade de disposição da armadura transversal	28
Figura 8 - Gancho com dobramento de 90°	29
Figura 9 - Pilar-parede analisado	31
Figura 10 - Carregamentos atuantes no pilar-parede.....	32
Figura 11 - Faixas para o dimensionamento do pilar-parede	37
Figura 12 - Detalhamento de armadura para análise local.....	41
Figura 13 - Detalhamento de armadura para análise localizada	41
Figura 14 - Detalhamento final NBR 6118:2003.....	43
Figura 15 - Detalhamento de armadura longitudinal para análise localizada	46
Figura 16 - Detalhamento final NBR 6118:2014.....	47
Figura 17 - Arranjo adotado para a armadura longitudinal	52
Figura 18 - Detalhamento final ACI 318:2014	53

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Espessura mínima para pilares-parede.....	20
Quadro 2 - Taxas de armadura mínima para esforços cisalhantes pequenos	20
Quadro 3 - Valores de β_1 conforme a resistência a compressão do concreto	23
Quadro 4 - Valores de ϕ conforme a classificação do pilar-parede	24
Quadro 5 - Distribuição das armaduras longitudinais.....	27
Quadro 6 - Diâmetros de dobramento para estribos	29
Quadro 7 - Momentos fletores a serem considerados na análise local	40
Quadro 8 - Conversão dos valores a serem utilizados no dimensionamento.....	48
Quadro 9 - Quantidades de aço para a execução do pilar-parede.....	54

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Largura das faixas do pilar-parede
A_c	Área da seção transversal de concreto
A_g	Área da seção transversal de concreto
A_s	Área da seção transversal de armadura longitudinal
A_{st}	Área da seção transversal de armadura longitudinal
A_{vl}	Área da seção transversal de armadura longitudinal na região
A_{vt}	Área da seção transversal de armadura transversal na região
c	Distância entre a linha neutra e fibra mais comprimida
d	Distância ente a região comprimida e a camada de barras mais distante
d_b	Diâmetro do estribo
f_c'	Resistência a compressão do concreto
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço
f_y	Resistência ao escoamento do aço
h	Espessura da seção
h_w	Altura da seção
l	Comprimento
l_e	Comprimento equivalente do elemento
l_w	Largura da seção
M_{1d}	Momento fletor de primeira ordem de cálculo
$M_{1d,A}$	Maior momento fletor de cálculo encontrado nas extremidades do pilar
$M_{1d,B}$	Menor momento fletor de cálculo encontrado nas extremidades do pilar
$M_{1d,min}$	Momento total de primeira ordem de cálculo mínimo
$M_{d,tot}$	Momento fletor solicitante de cálculo, total
M_n	Resistência nominal a flexão
M_u	Momento fletor solicitante de cálculo
n	Número de faixas do pilar-parede
N_d	Esforço normal de cálculo
P_n	Resistência nominal ao esforço normal
P_u	Esforço normal solicitante de cálculo
s_l	Espaçamento entre eixos da armadura longitudinal

s_t	Espaçamento entre eixos da armadura transversal
T	Resultante das forças de tração
V_c	Resistência nominal ao cisalhamento promovida pelo concreto
V_n	Resistência nominal ao cisalhamento
V_s	Resistência nominal ao cisalhamento promovida pela armadura transversal
V_u	Esforço cisalhante solicitante de cálculo
x	Distância entre o centro do pilar-parede e o centro da faixa em análise
α	Parâmetro de tensão axial
β_1	Fator que relaciona a tensão aplicada com a linha neutra
λ	Índice de esbeltez
λ_c	Fator de modificação que representa a redução das propriedades mecânicas de concretos leves em relação a concretos comuns de mesma resistência à compressão
κ	Rigidez adimensional
μ	Momento fletor reduzido adimensional
ν	Força normal reduzida adimensional
ρ_l	Taxa de armadura longitudinal mínima
ρ_{min}	Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal
ρ_t	Taxa de armadura transversal mínima
ϕ	Fator de redução
ϕ_l	Diâmetro das barras da armadura longitudinal
ϕ_t	Diâmetro das barras da armadura transversal
ω	Força normal reduzida adimensional
ω_r	Índice de reforço longitudinal

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	JUSTIFICATIVA.....	12
1.2	OBJETIVO GERAL	12
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	13
2.1	PILAR-PAREDE.....	13
2.2	ESTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....	14
2.3	DIMENSIONAMENTO CONFORME A NBR 6118:2003.....	15
2.3.1	DISPENSA DOS EFEITOS LOCALIZADOS DE SEGUNDA ORDEM	15
2.3.2	EFEITOS LOCALIZADOS DE SEGUNDA ORDEM	16
2.3.3	EFEITOS LOCAIS DE SEGUNDA ORDEM.....	18
2.3.4	CÁLCULO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS	18
2.4	DIMENSIONAMENTO CONFORME A NBR 6118:2014.....	19
2.5	DIMENSIONAMENTO CONFORME A ACI 318:2014	19
2.5.1	VERIFICAÇÃO DA ARMADURA MÍNIMA.....	20
2.5.2	FATOR DE REDUÇÃO ϕ	21
2.5.3	VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA	24
2.5.3.1	Tensões de tração e compressão.....	24
2.5.3.2	Resistência a flexão.....	25
2.5.3.3	Resistência ao cisalhamento	25
2.5.4	DETALHAMENTO.....	27
2.5.4.1	Armaduras longitudinais	27
2.5.4.2	Armaduras transversais	27
3	PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....	30
3.1	ESTRUTURA ANALISADA	30
3.2	CARGAS ATUANTES	31
3.3	MATERIAIS E COBRIMENTO	32
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	33
4.1	NBR 6118:2003.....	33
4.1.1	CÁLCULOS INICIAIS	33
4.1.2	ANÁLISE LOCAL	33

4.1.2.1	Combinação de estado limite último	34
4.1.2.2	Imperfeição geométrica local	35
4.1.3	ANÁLISE LOCALIZADA.....	37
4.1.3.1	Faixas externas	37
4.1.3.2	Faixa central	39
4.1.4	ARMADURA LONGITUDINAL	39
4.1.5	ARMADURA TRANSVERSAL	42
4.2	NBR 6118:2014.....	44
4.2.1	ANÁLISE LOCALIZADA.....	44
4.2.1.1	Faixas externas	44
4.2.1.2	Faixa central	45
4.2.2	ARMADURA LONGITUDINAL	45
4.2.3	ARMADURA TRANSVERSAL	46
4.3	ACI 318:2014	47
4.3.1	VERIFICAÇÕES INICIAIS.....	48
4.3.2	VERIFICAÇÃO DA ARMADURA.....	49
4.3.3	LINHA NEUTRA.....	50
4.3.4	RESISTÊNCIA A FLEXÃO	50
4.3.5	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	51
4.3.6	ARMADURAS	52
4.4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	53
5	CONCLUSÃO.....	56
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	57
	ANEXO A - Planta baixa do edifício	59
	ANEXO B - Ábaco 15 para flexão oblíqua.....	60
	ANEXO C - Ábaco 16 para flexão oblíqua	61

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento populacional dos grandes centros e a redução de espaços disponíveis para construções, há a necessidade de uma verticalização das cidades, surgindo assim edifícios esbeltos, com grandes alturas. Nesse contexto os pilares-paredes ganham uma maior importância, visto que são elementos estruturais de grande rigidez, que resistem perfeitamente aos esforços solicitantes encontrados nessas edificações.

Pilares-parede são estruturas de grande relevância na engenharia e seu dimensionamento requer uma atenção especial, visto às diferenças encontradas em relação aos demais pilares.

Tais elementos são dimensionados em concordância com a norma NBR 6118:2014, que apresenta algumas simplificações, principalmente com relação a consideração dos efeitos localizados de segunda ordem, que foram trazidas pela NBR 6118:2003 e mantidas em sua versão atual. Alguns autores, como Araújo (2006), consideram essas simplificações como inconsistentes e sem nenhuma justificativa experimental.

Assim, surge a necessidade de analisar os pilares-parede e seu dimensionamento com base na norma atual e sua versão anterior NBR 6118:2003, avaliando a evolução obtida, além de verificar como se dá o dimensionamento em outras normas vigentes.

Para tal será feito o dimensionamento de um pilar-parede seguindo as prescrições das normas acima mencionadas, comparando os resultados de área de aço obtidos e as metodologias empregadas, com a norma americana ACI 318:2014, que também trata sobre o assunto.

1.1 JUSTIFICATIVA

Os estudos relacionados ao dimensionamento de pilares-parede no Brasil são relativamente recentes, da mesma forma que seu uso, que teve uma difusão com a crescente onda de verticalização dos grandes centros.

Os mesmos passaram a ser devidamente regulamentados a partir da NBR 6118:2003, e as prescrições exigidas pela norma são consideradas exageradas. Araújo (2007) diz que o dimensionamento requerido pela mesma superestima os efeitos localizados de segunda ordem, ocasionando um acréscimo nos momentos de segunda ordem, e conseqüentemente nas áreas de aço.

Dessa forma, comparar as formulações de dimensionamento empregadas nacionalmente com uma normativa considerada mais consistente, e que discorre a mais tempo sobre o assunto, torna-se uma alternativa necessária para avaliar a atual metodologia.

1.2 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem por objetivo analisar e comparar o dimensionamento de pilares-parede proposto pela norma brasileira NBR 6118:2014, sua predecessora NBR 6118:2003, e pela norma americana ACI 318:2014.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

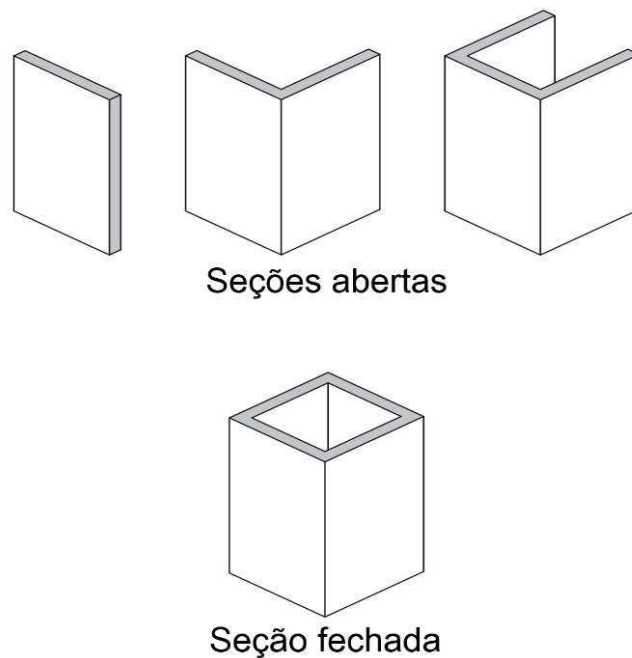
- Estudar os pilares-parede e como são tratados pelas normas NBR 6118 2003, NBR 6118:2014 e ACI 318:2014;
- Analisar a evolução da norma brasileira acerca do tema;
- Dimensionar e detalhar um pilar-parede seguindo as recomendações das normas NBR 6118:2003, NBR 6118:2014 e ACI 318:2014;
- Comparar as áreas de aço obtidas;

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PILAR-PAREDE

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define pilares-parede como elementos de superfície, de seção plana ou casca cilíndrica, onde uma das dimensões deve ser pelo menos 5 vezes maior que a outra. Tais pilares podem ser constituídos de uma ou mais superfícies associadas, formando as mais diversas geometrias, como apresentado na Figura 1:

Figura 1 - Seções usuais de pilares-parede



Fonte: Autor.

Essas associações de superfícies podem resultar em pilares-parede de seção aberta ou fechada. Os de seção aberta são encontrados em edifícios de concreto armado, geralmente em caixas de escadas e elevadores. Já os de seção fechada estão presentes principalmente em pontes e demais estruturas de obras de arte, formando uma estrutura mais barata que os respectivos pilares com seção maciça (ARAÚJO, 2006).

Em grandes edifícios, os pilares-parede resistem às cargas verticais, além de ter grande importância como estruturas de contraventamento, visto que, quando

corretamente dimensionados, tem capacidade de resistir a grandes parcelas dos carregamentos laterais oriundos do vento (BUENO; KIMURA, 2015).

2.2 ESTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

As cargas horizontais atuantes em edifícios apresentam um comportamento dinâmico, com caráter incerto e aleatório. São oriundos de processos ambientais e devem ser considerados nos dimensionamentos estruturais (DONNEYS, 2015).

Freitas Filho (2002, p. 2) diz que:

Nas análises estruturais de edifícios altos, o estudo da deformabilidade lateral é significativo devido à esbeltez e a importância dos carregamentos laterais. Os momentos e deflexões resultantes incluem os efeitos de esbeltez e portanto são não-lineares com relação as cargas.

Visto a influência dos carregamentos horizontais em estruturas esbeltas, sendo eles ocasionados principalmente por ações do vento, torna-se fundamental a análise da estabilidade da mesma. A medida em que se aumenta a altura de uma edificação, nota-se uma ampliação das deformações provocadas pelas ações laterais (ARAUJO, 2016).

A análise da estabilidade de uma estrutura é feita considerando os efeitos de primeira e de segunda ordem. Os efeitos de primeira ordem podem ser definidos como os deslocamentos e esforços internos encontrados com base na geometria inicial da estrutura, indeformada. Já os de segunda ordem consideram a configuração deformada, atentando para o comportamento não-linear dos materiais (CECCON, 2008).

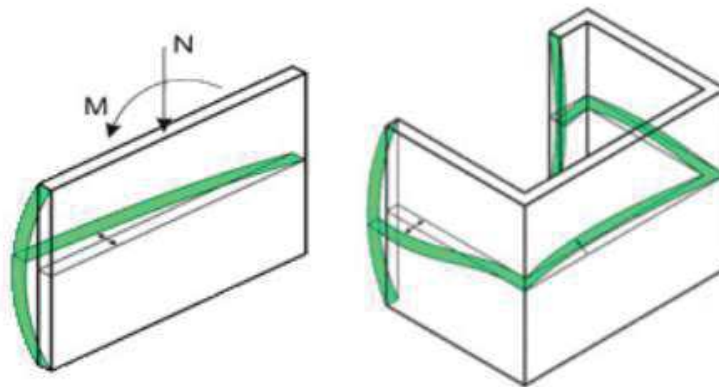
Os efeitos de segunda ordem podem ser globais, locais ou localizados. Os efeitos globais são provenientes do deslocamento horizontal dos nós da estrutura, sob ação dos carregamentos solicitantes horizontais e verticais, enquanto os locais são resultados de uma não retilinearidade dos eixos dos pilares, que alteram os esforços ao longo dos mesmos (ABNT, 2014).

Os efeitos localizados de segunda ordem estão presentes unicamente em pilares-parede. Esses efeitos agem principalmente em suas extremidades e são resultados de uma não retilinearidade maior do que a do eixo do pilar como um todo,

provocando um momento fletor em sua direção mais rígida e conseqüentemente um aumento do esforço normal. Nesses casos há a necessidade de um aumento da armadura transversal na região (ABNT, 2014; KIMURA, 2017).

Na Figura 2 é possível observar como se dá a ação dos efeitos localizados de segunda ordem e o comportamento dos pilares-parede.

Figura 2 - Efeitos localizados de segunda ordem em pilares-parede



Fonte: Kimura (2017)

2.3 DIMENSIONAMENTO CONFORME A NBR 6118:2003

2.3.1 DISPENSA DOS EFEITOS LOCALIZADOS DE SEGUNDA ORDEM

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003), os efeitos localizados de segunda ordem podem ser desprezados no dimensionamento quando se garantirem algumas condições. Isso ocorre quando cada uma das lâminas componentes de um pilar-parede tem sua base e topo devidamente fixado às lajes do edifício, além de apresentarem uma esbeltez (λ_i) menor que 35. A última condição é dada pela Equação (1):

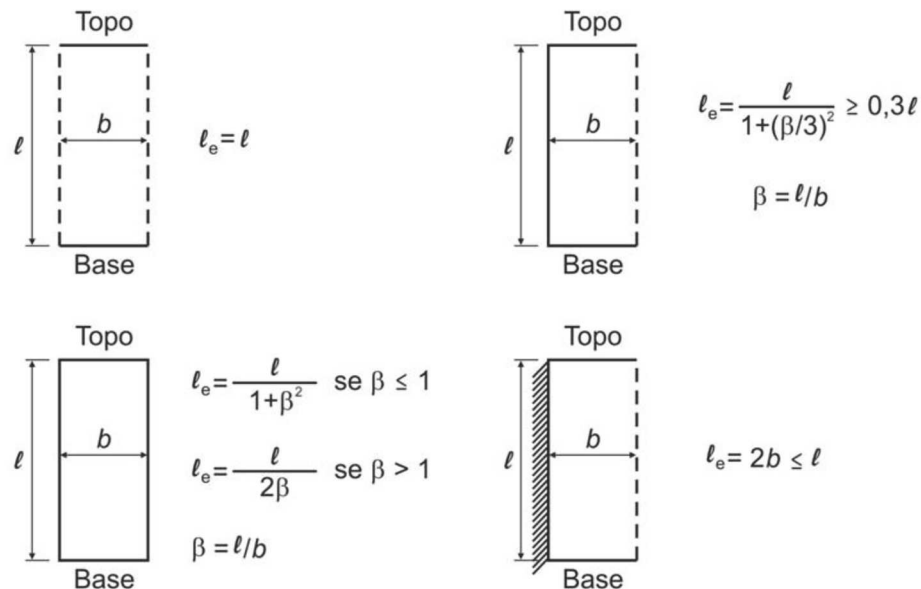
$$\lambda_i = 3,46 \frac{l_{ei}}{h_i} \quad (1)$$

Onde:

l_{ei} é o comprimento equivalente de cada lâmina e que depende do tipo de vinculação encontrado nas extremidades do elemento, conforme a Figura 3;

h_i é a espessura das lâminas.

Figura 3 - Comprimento equivalente com base no tipo de vinculação



Fonte: ABNT NBR 6118 (2003, p. 99)

Na Figura 3, as linhas tracejadas indicam que a superfície não está em contato com nenhum outro elemento, ou seja, está livre. A hachura representa que o pilar-parede está vinculado por um engaste e a linha contínua expressa que a superfície está apoiada.

Para os casos onde o topo e a base forem engastados e $\beta \leq 1$, pode se reduzir o valor da esbeltez (λ_i), multiplicando-a por 0,85 (ABNT, 2003).

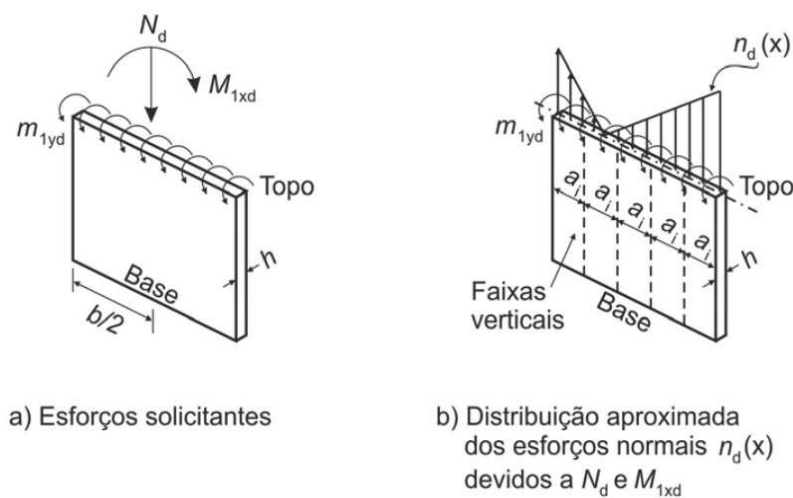
2.3.2 EFEITOS LOCALIZADOS DE SEGUNDA ORDEM

Quando não forem atendidas as condições do item anterior, há a necessidade de se considerar os efeitos localizados de segunda ordem. A NBR 6118 (ABNT, 2003) descreve um processo aproximado, aplicável em pilares-parede com esbeltez menor que 90.

O método consiste em decompor o pilar-parede em faixas verticais, com largura a_i (Equação (2)), e em cada uma dessas faixas é feita uma análise considerando-as como pilares isolados sujeitos a carregamentos normais (N_i) e momentos fletores (M_{yid}), como exemplificado na Figura 4 (ABNT, 2003).

$$a_i = 3h_i \leq 100 \text{ cm} \quad (2)$$

Figura 4 - Avaliação aproximada do efeito localizado de segunda ordem pelo método das faixas



Fonte: ABNT NBR 6118 (2003, p. 100)

Analisando a Figura 4 tem-se que a força normal N_i é obtida com base em $n_d(x)$ e leva em consideração o momento atuante na direção mais rígida M_{1x} . O momento fletor M_{yid} atuante em cada faixa é dado pela Equação (3):

$$M_{yid} = m_{1yd} \times a_i \geq M_{1d,min} \quad (3)$$

Onde:

m_{1yd} é o momento distribuído;

$M_{1d,min}$ é o momento mínimo para pilares, dado por $M_{1yd} = N_d(0,015 + 0,03h)$.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2003, p. 100) “o efeito de segunda ordem localizado na faixa i é assimilado ao efeito de segunda ordem local do pilar isolado equivalente a cada uma dessas faixas”.

2.3.3 EFEITOS LOCAIS DE SEGUNDA ORDEM

Para cada faixa de um pilar-parede, analisada individualmente, deve ser calculada a influência dos efeitos locais de segunda ordem. Para o presente trabalho a verificação será feita somente pelo método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada.

Tal método considera uma aproximação para a não linearidade física e geométrica, podendo ser aplicado somente a pilares de seção constante, armadura simétrica e constante e com esbeltez λ inferior a 90 (ABNT, 2003).

O momento total máximo em cada faixa ($M_{d,tot}$), é calculado a partir de uma majoração do momento de primeira ordem, definido pela Equação (4):

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \kappa/\nu}} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{cases} \quad (4)$$

Onde:

$M_{1d,A}$ é o maior momento de cálculo, de primeira ordem encontrado nas extremidades do pilar;

ν é a força normal adimensional;

h é a altura da seção;

κ é a rigidez adimensional estimada pela Equação (5):

$$\kappa = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{d,tot}}{h N_d} \right) \nu \quad (5)$$

2.3.4 CÁLCULO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS

A norma exige que a armadura transversal em pilares-parede respeite a armadura mínima de flexão de placas, quando as mesmas forem devidamente calculadas. Caso isso não ocorra, a armadura transversal deve ser maior ou igual a 25% da armadura longitudinal da face em questão (ABNT, 2003).

2.4 DIMENSIONAMENTO CONFORME A NBR 6118:2014

A NBR 6118 (ABNT, 2014) não trouxe grandes alterações referentes ao dimensionamento de pilares-parede, tomando a mesma base de sua predecessora, lançada em 2003.

A mudança mais significativa encontrada prescreve que os efeitos localizados de segunda ordem em torno da menor dimensão, de cada uma das faixas i , são assimilados aos efeitos locais de segunda ordem. Ainda diz que quando $M_{yid} < M_{1d,mín}$, não há a necessidade de adotar valores do coeficiente α_b maiores que 0,6 na análise (ABNT, 2014).

2.5 DIMENSIONAMENTO CONFORME A ACI 318:2014

A norma americana ACI 318 (ACI, 2014) trata pilares-parede como sendo “*structural walls*”, especificamente como “*shear walls*”, que são paredes capazes de resistir a esforços cisalhantes, momentos fletores e esforços axiais que agem em seu plano.

Tais elementos são classificados em “*bearing walls*” e “*nonbearing walls*”, conforme a sua capacidade de resistir aos carregamentos verticais atuantes.

Kumar e Kodur (2017) dizem que as “*bearing walls*” ganharam um destaque nos últimos anos, visto que suportam esforços axiais no plano e fora dele, causadas principalmente por excentricidades e pelo vento, além de terem importante papel na transferência de cargas pelo edifício.

As “*nonbearing walls*” resistem apenas aos carregamentos verticais devidos ao seu peso próprio (ACI, 2014).

Partindo dessa classificação, a norma especifica as espessuras mínimas para cada tipo de pilar-parede, que podem ser vistos no Quadro 1.

Quadro 1 - Espessura mínima para pilares-parede

Tipo de parede	Valores mínimos para espessura h	
Bearing wall	Maior entre:	4 in. (10,16 cm)
		1/25 do menor valor entre o comprimento e largura não apoiados
Nonbearing wall	Maior entre	4 in. (10,16 cm)
		1/30 do menor valor entre o comprimento e largura não apoiados

Fonte: Adaptado de ACI 318 (2014, p. 164).

Para o dimensionamento, inicialmente é estipulada uma armadura para a estrutura, sendo ela maior ou igual a armadura mínima. Posteriormente é verificado se a mesma atende às solicitações atuantes na edificação.

2.5.1 VERIFICAÇÃO DA ARMADURA MÍNIMA

Para os casos onde o esforço cisalhante de cálculo (V_u) for considerado pequeno, sendo menor que um coeficiente de minoração ϕ que multiplica a resistência nominal do concreto (V_c), deve-se atender aos requisitos do Quadro 2.

Quadro 2 - Taxas de armadura mínima para esforços cisalhantes pequenos

Diâmetro da barra	f_y	Taxa de armadura longitudinal mínima (ρ_l)	Taxa de armadura transversal mínima (ρ_t)
$\leq N^\circ 5$ (≈ 16 mm)	≥ 60000 psi (≈ 415 MPa)	0,0012	0,0020
	< 60000 psi (≈ 415 MPa)	0,0015	0,0025
$> N^\circ 5$ (≈ 16 mm)	Qualquer	0,0015	0,0025

Fonte: Adaptado de ACI 318 (2014, p. 169).

Quando $V_u \geq 0,5\phi V_c$, é considerado um esforço cisalhante elevado, e devem ser satisfeitas as condições estipuladas pelas Equações (6) e (7):

$$\rho_l = \frac{A_{vl}}{h \times s_l} \geq \begin{cases} 0,0025 \\ 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0,0025) \end{cases} \quad (6)$$

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{h_w \times s_t} \geq 0,0025 \quad (7)$$

Onde:

A_{vl} e A_{vt} são as áreas de aço longitudinal e transversal na região, respectivamente;

h_w é a altura do pilar-parede, em polegadas;

l_w é a largura do pilar-parede, em polegadas.

Diferentemente da notação de bitolas adotadas no Brasil, a apresentada pela ACI 318 (ACI, 2014) indica o número de oitavos de polegadas equivalente ao diâmetro da barra em questão. Assim, uma barra N° 5 tem 5/8 polegadas de diâmetro, aproximadamente 16 mm.

Os espaçamentos mínimos para as armaduras longitudinal e transversal, s_l e s_t respectivamente, devem obedecer às Equações (8) e (9):

$$s_l \leq \begin{cases} 18 \text{ in.} = 45,72 \text{ cm} \\ 3h \\ \frac{l_w}{3} \end{cases} \quad (8)$$

$$s_t \leq \begin{cases} 18 \text{ in.} = 45,72 \text{ cm} \\ 3h \\ \frac{l_w}{5} \end{cases} \quad (9)$$

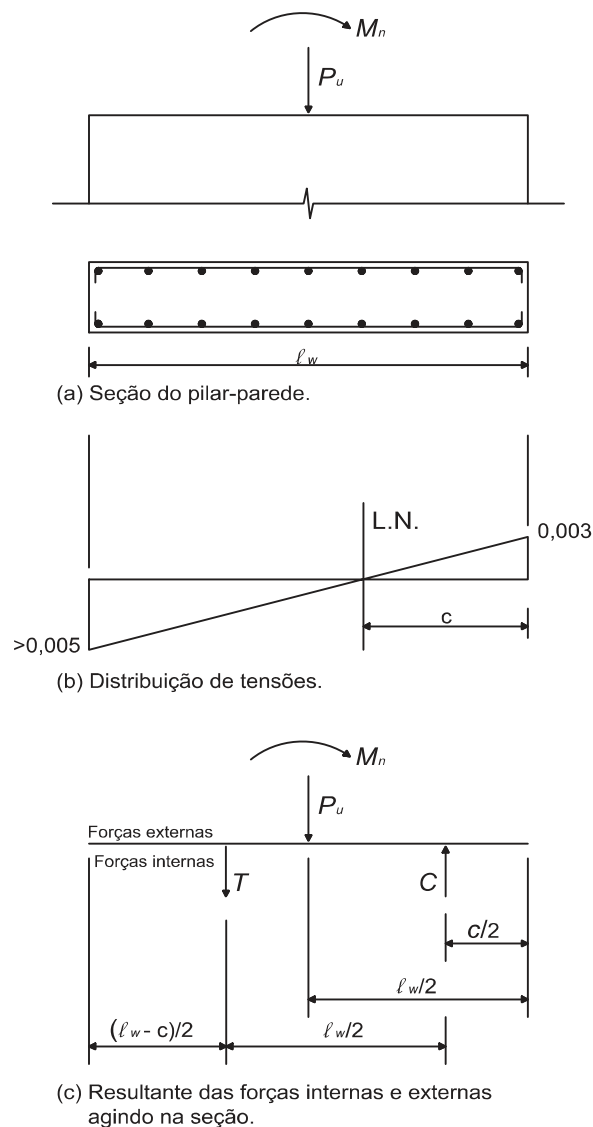
Caso o pilar-parede for em áreas internas da edificação o valor de 18 polegadas pode ser substituído por 30 polegadas (ACI, 2014).

2.5.2 FATOR DE REDUÇÃO ϕ

Com base no item 21.2 da ACI 318 (ACI, 2014), o fator de redução ϕ é 0,75 para esforços de cisalhamento e um valor entre 0,65 e 0,90 quando aplicado a forças axiais e momentos, dependendo do comportamento do pilar-parede quando solicitado às cargas atuantes. Eles são classificados como controlados por compressão, por tração e de transição, conforme a posição da linha neutra.

A Figura 5 exemplifica como se comporta o pilar-parede e a forma que o mesmo é classificado.

Figura 5 - Comportamento de um pilar-parede frente a uma combinação de momentos fletores e esforços de compressão



Fonte: Adaptado de Wight (2016, p. 986).

Wight (2016) apresenta um modelo para identificação da posição da linha neutra (c), dada através da Equação (10):

$$c = \left(\frac{\alpha + \omega}{0,85\beta_1 + 2\omega_r} \right) \ell_w \quad (10)$$

Onde:

β_1 é um fator que relaciona a tensão aplicada com a linha neutra, encontrado no Quadro 3;

α é um parâmetro de tensão axial, obtido pela Equação (11):

$$\alpha = \frac{P_u}{h l_w f'_c} \quad (11)$$

P_u é a resistência de cálculo a compressão;

f'_c é a resistência a compressão do concreto;

ω_r é o índice de reforço longitudinal, obtido conforme a Equação (12):

$$\omega_r = \rho_l \frac{f_y}{f'_c} \quad (12)$$

f_y é resistência ao escoamento do aço.

Quadro 3 - Valores de β_1 conforme a resistência a compressão do concreto

f'_c (psi)	β_1
$2500 \leq f'_c \leq 4000$	0,85
$4000 < f'_c < 8000$	$0,85 - \frac{0,05 (f'_c - 4000)}{1000}$
$f'_c \geq 8000$	0,65

Fonte: Adaptado de ACI 318 (2014, p. 349).

Finalmente, com a posição da linha neutra identificada, é possível classificá-los. Para os valores de $c \leq 0,375d$ os pilares-parede são considerados como controlados por tração, sendo d a distância entre a região comprimida e o centroide da camada de barras mais distante, que pode ser estimado como estimado como $0,80l_w$ (WIGHT, 2016).

Os elementos controlados por compressão são caracterizados por $c \geq 0,6d_t$. Para valores intermediários, no intervalo entre $0,0375d < c < 0,6d$, os pilares-parede são considerados como de transição (WIGHT, 2016; ACI, 2014).

Os elementos de transição, por questão de simplificação, podem ser considerados como controlados por compressão, com um fator de redução igual a 0,65 (ACI, 2014).

No Quadro 4 observa-se os valores de fator de redução para as diferentes classificações.

Quadro 4 - Valores de ϕ conforme a classificação do pilar-parede

ε_t	Classificação	ϕ
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlado por compressão	0,65
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0,005$	Transição	$0,65 + 0,25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0,005 - \varepsilon_{ty})}$
$\varepsilon_t \geq 0,005$	Controlado por tração	0,90

Fonte: Adaptado de ACI 318 (2014, p. 343).

2.5.3 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA

O item 11.5.1.1 da ACI 318:2014 exige que o pilar-parede atenda as condições de resistência propostas pelas Equações (13), (14) e (15):

$$\phi P_n \geq P_u \quad (13)$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (14)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (15)$$

Onde as resistências a tensão (P_n), flexão (M_n) e cisalhamento (V_n), reduzidas por ϕ , devem ser superiores aos esforços de cálculo advindos da combinação de carga. Além de atender à interação entre força axial e momento fletor (ACI, 2014).

2.5.3.1 Tensões de tração e compressão

A resistência a compressão de pilares-parede é definida pelas Equações (16) e (17):

$$P_n \leq P_{n,máx} \quad (16)$$

$$P_{n,máx} = 0,80 (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (17)$$

Onde A_g é a área de concreto e A_{st} é a área de aço longitudinal (ACI, 2014).

No caso de esforços de tração, a resistência é definida conforme a Equação (18):

$$P_{nt,m\acute{a}x} = f_y A_{st} \quad (18)$$

2.5.3.2 Resist\ecencia a flex\ao

Para o caso de pilares-parede, como o da Figura 5, Wight (2016) apresenta uma simplifica\c\ao do balanceamento de cargas, que considera uma combina\c\ao entre os esfor\c\os axiais e o momento fletor atuante na estrutura, como indica a Equa\c\ao (19):

$$M_n = T \left(\frac{l_w}{2} \right) + P_u \left(\frac{l_w - c}{2} \right) \quad (19)$$

Onde T \e a resultante das for\c\as de tra\c\ao agindo na pe\c;a, obtida de acordo com a Equa\c\ao (20). A mesma pode ser vista na Figura 5.

$$T = A_{st} f_y \left(\frac{l_w - c}{l_w} \right) \quad (20)$$

A_{st} \e a \e area total de armadura longitudinal, encontrada atrav\es da Equa\c\ao (21):

$$A_{st} = A_{vl} \frac{l_w}{s_l} \quad (21)$$

2.5.3.3 Resist\ecencia ao cisalhamento

A resist\ecencia nominal ao esfor\c;o cortante \e obtida atrav\es da soma das resist\ecencias do concreto (V_c) e a conferida pela armadura transversal (V_s). A adi\c\ao deve ser menor que a resist\ecencia m\e axima permitida pela norma (ACI, 2014). As resist\ecencias nominal e m\e axima s\ao vistas nas Equa\c\oes (22) e (23):

$$V_n = V_c + V_s \leq V_{n,m\acute{a}x} \quad (22)$$

$$V_{n,m\acute{a}x} = 10 \sqrt{f'_c} h d \quad (23)$$

A resistência ao cisalhamento do concreto é definida como o menor valor entre V_{c1} e V_{c2} , de acordo com as Equações (24) e (25):

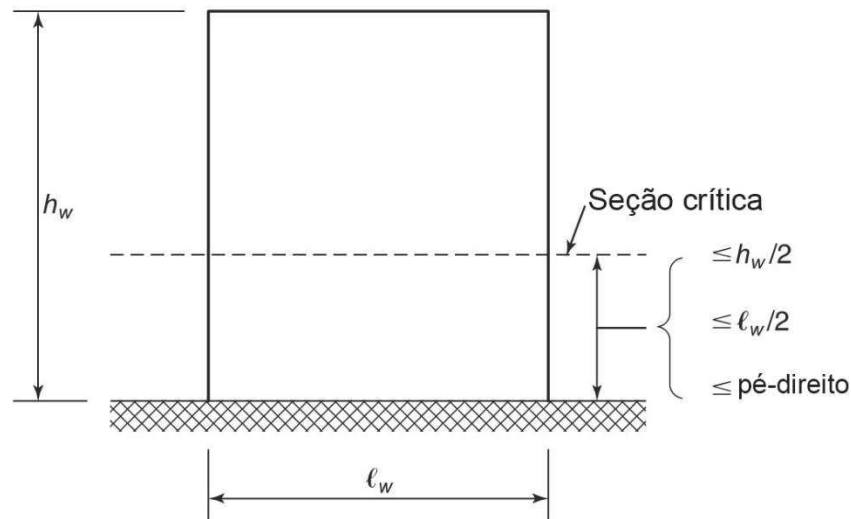
$$V_{c1} = 3,30 \lambda_c \sqrt{f'_c} h d + \frac{P_u d}{4l_w} \quad (24)$$

$$V_{c2} = \left[0,6 \lambda_c \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(1,25 \lambda_c \sqrt{f'_c} + 0,2 \frac{P_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \quad (25)$$

O coeficiente λ_c é um fator de modificação que leva em conta as propriedades mecânicas do concreto, considerado como 1 para concreto comum (ACI, 2014).

O cálculo de V_{c2} deve ser efetuado em uma seção acima da base, que se encontre a uma distância igual ao menor valor entre a metade da altura, a metade do comprimento do pilar-parede e o pé-direito da edificação (ACI, 2014). A Figura 6 indica a posição da seção crítica utilizada para o cálculo:

Figura 6 - Seção crítica para análise de cisalhamento



Fonte: Wight (2016, p. 993).

A equação de V_{c2} não se aplica em casos onde $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ seja negativo (ACI, 2014).

Assim, a resistência proporcionada pela armadura transversal nos pilares-parede, é dada pela Equação (26):

$$V_s = \frac{A_{vt} f_{yt} d}{s_t} \quad (26)$$

2.5.4 DETALHAMENTO

2.5.4.1 Armaduras longitudinais

A ACI 318 (ACI, 2014), em seu item 11.7.2.3, estipula que em pilares-parede com espessura superior a 10 polegadas, devem ser locadas duas camadas paralelas de armaduras longitudinais para cada sentido, obedecendo o Quadro 5. Caso seja inferior a 10 polegadas, permite-se que a armadura seja distribuída em uma única camada, localizada no centro do elemento.

Quadro 5 - Distribuição das armaduras longitudinais

Camada	Área de aço mínima	Área de aço máxima	Cobrimento mínimo	Cobrimento máximo
Camada 1	50%	66,67%	2 in. a partir da superfície exterior	h/3 a partir da superfície exterior
Camada 2	O restante	O restante	3/4 in. a partir da superfície interior	h/3 a partir da superfície interior

Fonte: Autor.

O cobrimento mínimo para pilares-parede que não estejam expostos ao tempo ou em contato com o chão é de 1,5 polegadas, sendo possível uma redução para 3/4 polegadas em casos onde a armadura adotada seja realizada com barras N° 11 ou menor. Em caso de obras que estejam em contato permanente com o solo, o cobrimento mínimo é de 3 polegadas. Para estruturas expostas ao tempo ou em contato com o chão, o valor é de 2 polegadas, podendo ser reduzido para 1,5 polegadas se forem usadas barras de N° 5 ou menor (ACI, 2014).

2.5.4.2 Armaduras transversais

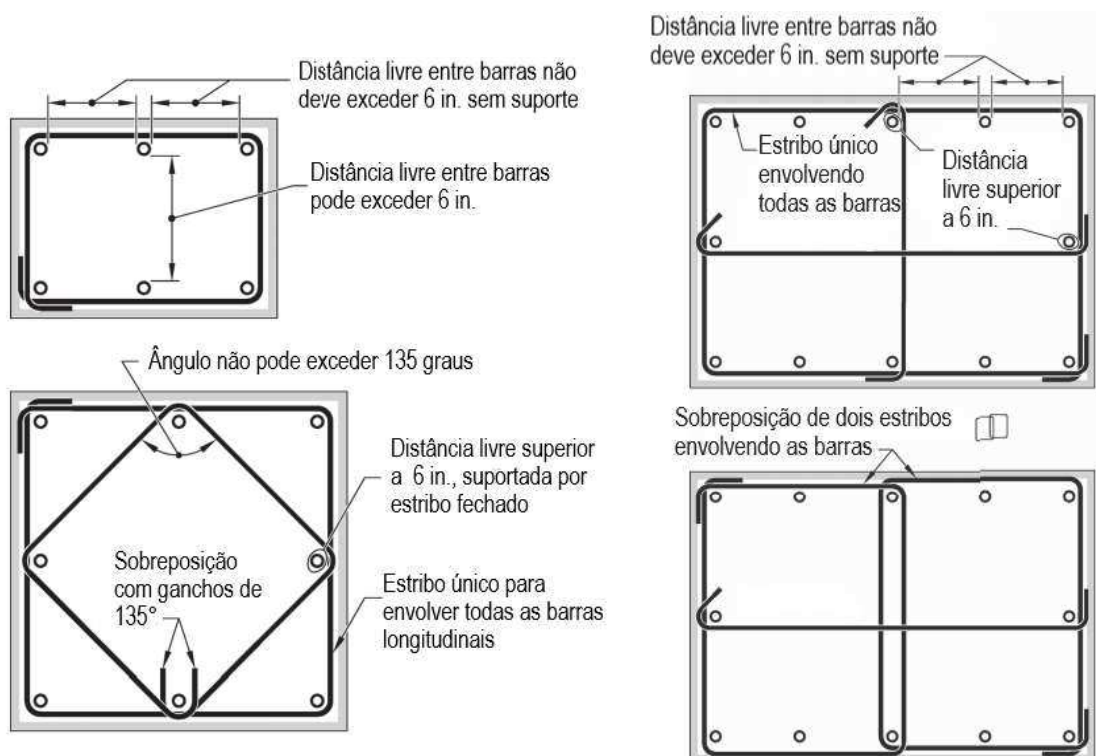
Diferentemente da norma brasileira, a normativa americana permite diferentes configurações de armaduras transversais, que podem ser observadas na Figura 7. Ela

determina que em casos onde a área total da armadura longitudinal for maior que 1% da área de concreto, há a necessidade de estribos apoiando as barras longitudinais (ACI, 2014).

As barras usadas como armaduras transversais deverão ser de N° 3 quando forem usadas armaduras longitudinais de N° 10 ou menores. Para os demais casos usam-se estribos com barras N° 4 (ACI, 2014).

Cada barra longitudinal de canto deve estar envolvida por uma dobra ou gancho de estribo, que deve ter um ângulo menor que 135°. A mesma condição se aplica a barras que estão a mais de 6 polegadas de distância de outra, conforme a Figura 7 (ACI, 2014).

Figura 7 - Possibilidade de disposição da armadura transversal



Fonte: Adaptado de ACI 318 (2014, p. 439).

O espaçamento mínimo entre os estribos deve ser de 4/3 da dimensão característica do agregado graúdo. Para o espaçamento máximo deve-se adotar o menor entre os seguintes valores:

$$s_{t,m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 16 \text{ vezes o di\^ametro da barra de armadura longitudinal} \\ 48 \text{ vezes o di\^ametro do estribo} \\ \text{menor dimens\~ao do elemento} \end{cases}$$

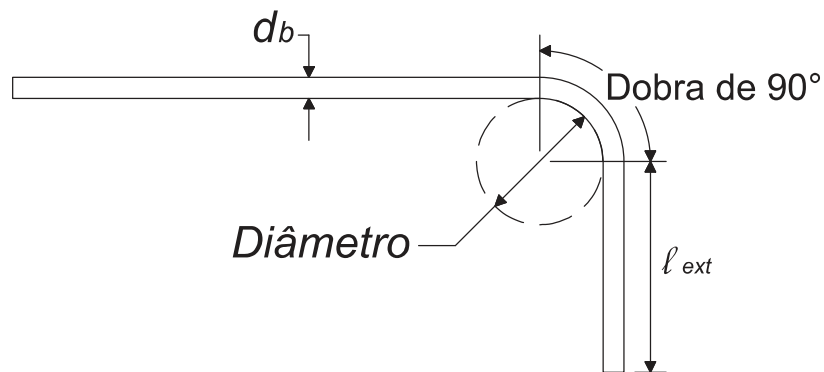
No Quadro 6 e na Figura 8 são apresentados os diâmetros mínimos para os diferentes ângulos de dobramento, além dos comprimentos dos ganchos.

Quadro 6 - Diâmetros de dobramento para estribos

Tipo de gancho	Barra	Diâmetro mínimo de dobramento (in.)	Extensão reta l_{ext} (in.)
Gancho de 90°	N° 3 a N° 5	$4 d_b$	Maior entre $6 d_b$ e 3 in.
	N° 6 a N° 8	$6 d_b$	$12 d_b$
Gancho de 135°	N° 3 a N° 5	$4 d_b$	Maior entre $6 d_b$ e 3 in.
	N° 6 a N° 8	$6 d_b$	
Gancho de 180°	N° 3 a N° 5	$4 d_b$	Maior entre $4 d_b$ e 2,5 in.
	N° 6 a N° 8	$6 d_b$	

Fonte: Adaptado de ACI 318 (2014, p. 413).

Figura 8 - Gancho com dobramento de 90°



Fonte: Adaptado de ACI 318 (2014, p. 413).

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

A NBR 6118:2003 foi a primeira norma a trazer o termo pilar-parede, suas versões anteriores tratavam tais elementos como paredes estruturais. O dimensionamento proposto pela mesma é consideravelmente simples e feito com base em algumas aproximações, tornando o pilar-parede um elemento linear formado por diversos pilares. Sua sucessora, NBR 6118:2014, trouxe alguns avanços, vistos anteriormente, que serão analisados no presente trabalho.

A comparação entre os procedimentos apresentados pelas normas NBR 6118:2003, NBR 6118:2014 e ACI 318:2014 será feita através do dimensionamento de uma estrutura de pilar-parede, de lâmina simples, que não está sujeito a cargas sísmicas.

Para a aplicação das três normas, será necessário a realização de algumas adaptações, visto que o método americano de dimensionamento apresenta algumas particularidades, que difere do empregado na norma brasileira.

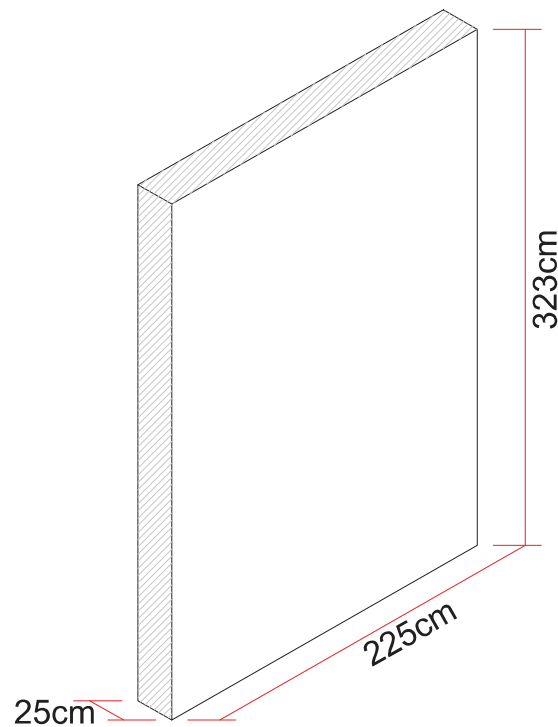
O foco do presente trabalho é a comparação dos resultados obtidos pelos dimensionamentos propostos pelas três normativas. Assim, delimita-se a análise apenas às áreas de aço longitudinal e transversal e a disposição das armaduras,

3.1 ESTRUTURA ANALISADA

O pilar-parede analisado encontra-se em uma edificação comercial, hipotética, localizada no município de Toledo/PR. A mesma possui um pavimento térreo e oito pavimentos tipo, com largura de 29,30 metros, comprimento igual a 9,70 metros e pé-direito de 3,23 metros, conforme pode ser observado no apêndice A.

As dimensões do pilar, conforme figura 9, são de 0,25 metro por 2, metros, caracterizando-o como pilar-parede, visto que sua menor dimensão é 9 vezes inferior a maior.

Figura 9 - Pilar-parede analisado



Fonte: Autor.

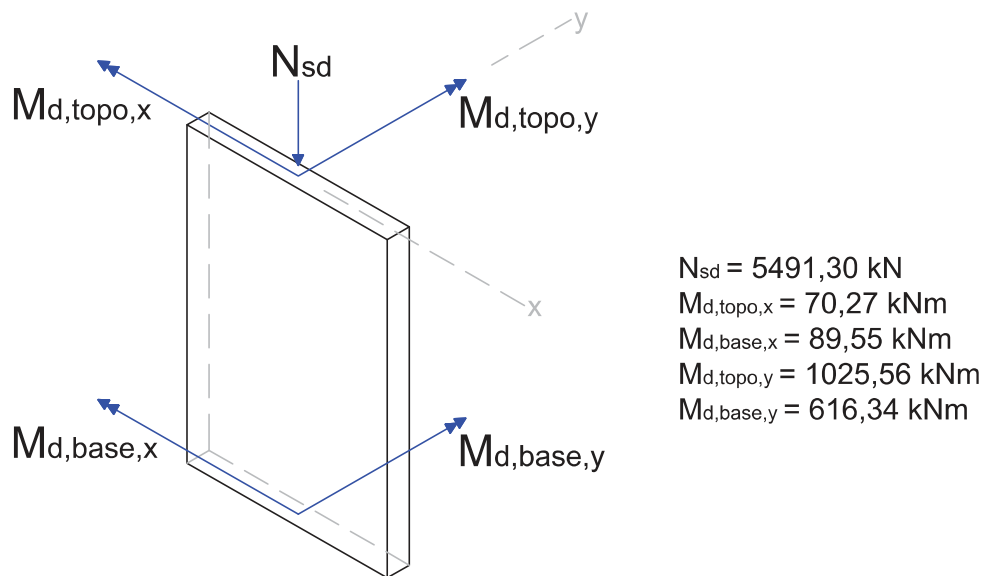
O pilar-parede faz parte da estrutura de contraventamento do edifício, logo está sujeito a cargas horizontais, ocasionadas pelo vento, além das cargas verticais advindas do peso-próprio da estrutura, de vigas e lajes e demais carregamentos provenientes do uso e ocupação da edificação.

As considerações realizadas acerca das ações verticais e horizontais atuantes na estrutura serão analisadas em conformidade com as normas NBR 6120:1980 e NBR 6123:1988.

3.2 CARGAS ATUANTES

Os esforços atuantes na estrutura foram obtidos por meio do software AltoQi Eberick 2019 e são vistos na Figura 10:

Figura 10 - Carregamentos atuantes no pilar-parede



Fonte: Autor.

Os momentos fletores atuantes no eixo x representam os momentos na direção menos rígida do pilar-parede, enquanto os momentos fletores do eixo y correspondem aos momentos na direção mais rígida da seção.

3.3 MATERIAIS E COBRIMENTO

Como o edifício está localizado em área urbana, com risco de deterioração pequeno, a estrutura se enquadra em uma classe de agressividade ambiental II, com risco moderado. Deste modo, deve-se usar um concreto com classe igual ou superior a C25 e um cobrimento mínimo de 30 mm para os pilares (ABNT, 2014).

Portanto, será adotado concreto com $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $d' = 50 \text{ mm}$ e aço CA-50, com $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, tanto para as armaduras longitudinais quanto para as transversais.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 NBR 6118:2003

4.1.1 CÁLCULOS INICIAIS

O pilar-parede analisado é considerado apoiado no topo e na base, e com as extremidades laterais livres, não estando em contato com nenhuma outra estrutura. Dessa forma os comprimentos equivalentes l_{ex} e l_{ey} são iguais a altura do pilar, 3,23 metros.

Os índices de esbeltez, calculados com base na Equação (1) resultaram em 44,70 na direção menos rígida e 4,97 na direção mais rígida, como visto abaixo:

$$\lambda_x = 3,46 \times \frac{323}{25} = 44,70$$

$$\lambda_y = 3,46 \times \frac{323}{225} = 4,97$$

Como a esbeltez na direção x é maior que 35, se faz necessário a análise dos efeitos localizados de segunda ordem nesse eixo. Na direção y tal análise é dispensada.

A força normal adimensional ν , que indica a taxa de compressão do pilar, resultou no valor encontrado pela Equação (28):

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} \quad (28)$$

$$\nu = \frac{5491,30}{(0,25 \times 2,25) \times 25000/1,4} = 0,55 \cong 0,60$$

4.1.2 ANÁLISE LOCAL

A análise das imperfeições geométricas e dos efeitos locais de segunda ordem em pilares-parede é feita da mesma forma que para os pilares convencionais.

4.1.2.1 Combinação de estado limite último

Inicialmente é analisado a flexão composta oblíqua para a combinação de ELU, com os momentos fletores e esforço normal atuantes em ambas as direções do pilar.

Com base nas Equações (29) e (30) é possível encontrar os valores de $\alpha_{b,x}$ e $\lambda_{1,x}$, utilizados para verificar a necessidade de análise dos efeitos de segunda ordem:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_{1B}}{M_{1A}} \right) \quad (29)$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \left(\frac{M_d}{N_d/h} \right)}{\alpha_b} \geq 35 \quad (30)$$

Lembrando, que os valores de α_b devem estar no intervalo entre 0,4 e 1,0 e que para o cálculo de λ_1 é considerado apenas o maior momento atuante na direção.

Para a direção x temos os seguintes valores:

$$\alpha_{b,x} = 0,6 - 0,4 \times \left(\frac{70,27}{89,55} \right) = 0,29 < 0,40 \therefore \alpha_{b,x} = 0,40$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \times \left(\frac{89,55}{5491,30/0,25} \right)}{0,40} = 64,54$$

Como $\lambda_{1,x} > \lambda_x$, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, e o momento fletor de cálculo considerado no dimensionamento da seção de extremidade é igual a 89,55 kNm, enquanto para a seção intermediária do pilar-parede é dado pela Equação (31):

$$M_{d,tot,x} = \alpha_b \times M_d \quad (31)$$

$$M_{d,tot,x} = 0,4 \times 89,55 = 35,82 \text{ kN.m}$$

Para o eixo y são realizadas as mesmas operações:

$$\alpha_{b,y} = 0,6 - 0,4 \times \left(\frac{616,34}{1025,56} \right) = 0,36 < 0,40 \therefore \alpha_{b,y} = 0,40$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \times \left(\frac{1025,56}{5491,30 / 2,70} \right)}{0,40} = 65,09$$

$$M_{d,tot,x} = 0,4 \times 1025,56 = 410,22 \text{ kN.m}$$

Assim, para a seção de extremidade, o momento fletor a ser considerado é de 1025,56 kNm, e para a seção intermediária 410,22 kNm.

4.1.2.2 Imperfeição geométrica local

Para a verificação de imperfeições geométricas é feita uma análise à flexão composta normal, com os valores de momentos fletores mínimos de primeira ordem, dados conforme a Equação (32):

$$M_{1d,mín} = N_d (0,015 + 0,03h) \quad (32)$$

Com a Equação (32), encontra-se os seguintes valores de momentos mínimos:

$$M_{1d,mín,x} = 5491,30 \times (0,015 + 0,03 \times 0,25) = 123,55 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d,mín,y} = 5491,30 \times (0,015 + 0,03 \times 2,25) = 453,03 \text{ kN.m}$$

Com os momentos fletores definidos é necessário o cálculo de α_b e de λ_1 , da mesma forma que para a análise de ELU. Partindo das Equações (29) e (30) tem-se tais valores em torno do eixo x:

$$\alpha_{b,x} = 0,6 + 0,4 \times \left(\frac{123,55}{123,55} \right) = 1,00$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \times \left(\frac{123,55}{5491,30} / 0,25 \right)}{1,00} = 26,12$$

Visto que $\lambda_{1,x}$ é menor que 35, adota-se $\lambda_{1,x} = 35$. E como $\lambda_{1,x} < \lambda_x$ se faz necessária a análise dos efeitos locais de segunda ordem. Os mesmos são calculados pelo método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, e podem ser resolvidos como uma equação de segundo grau, conforme o item 15.8.3.3.3 na NBR 6118 (ABNT, 2014). Resultando em $M_{d,tot}$, de acordo com a Equações (33), (34), (35) e (36):

$$M_{d,tot} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (33)$$

$$A = 5h \quad (34)$$

$$B = h^2 N_d - \frac{N_d l_e^2}{320} - 5h \alpha_b M_{1d,A} \quad (35)$$

$$C = -N_d h^2 \alpha_b M_{1d,A} \quad (36)$$

Dessa forma, para a direção em questão, temos $M_{d,tot,x}$ como segue abaixo:

$$M_{d,tot,x} = \frac{-9,73 + \sqrt{9,73^2 - 4 \times 1,25 \times (-42404,59)}}{2 \times 1,25} = 180,33 \text{ kN.m}$$

Da mesma forma, fazendo a análise no outro sentido, observamos os valores que seguem:

$$\alpha_{b,y} = 0,6 + 0,4 \times \left(\frac{453,03}{453,03} \right) = 1,00$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \times \left(\frac{453,03}{5491,30} / 2,25 \right)}{1,00} = 25,46 \therefore \lambda_{1,y} = 35$$

Como $\lambda_{1,y} > \lambda_y$, é dispensada a análise dos efeitos locais de segunda ordem em torno do eixo y. Assim, o momento fletor resultante é igual ao momento fletor mínimo de 453,03 kNm.

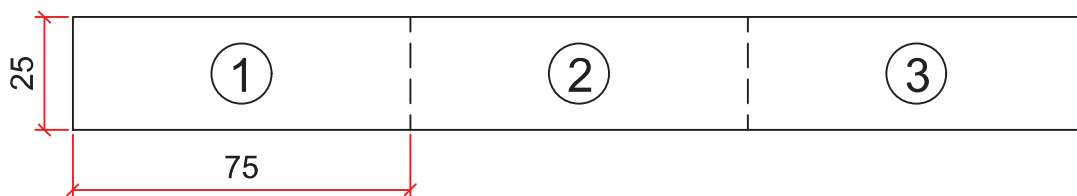
4.1.3 ANÁLISE LOCALIZADA

Para esta análise o pilar-parede é dividido em faixas isoladas, com os comprimentos de faixa em conformidade com a Equação (2):

$$a_i = 3 \times 25 = 75 \text{ cm}$$

Dessa forma, o pilar-parede será dividido em três faixas com 90 cm de comprimento, como visto na Figura 11:

Figura 11 - Faixas para o dimensionamento do pilar-parede



Fonte: Autor.

Visto que o pilar-parede é simétrico, as faixas externas, 1 e 3, serão consideradas em uma mesma análise, considerando que devem resistir aos mesmos carregamentos.

4.1.3.1 Faixas externas

Inicialmente é necessário calcular o esforço normal e momentos fletores atuantes na direção menos rígida da faixa. Os momentos atuantes são vistos nas Equações (37) e (38):

$$M_{d,topo,fai} = \frac{M_{d,topo}}{n} = \frac{70,27}{3} = 23,42 \text{ kN.m} \quad (37)$$

$$M_{d,base,fai} = \frac{M_{d,base}}{n} = \frac{89,55}{3} = 29,85 \text{ kN.m} \quad (38)$$

O esforço normal médio atuante na faixa pode ser obtido de acordo com a metodologia proposta por Kimura (2017), que consiste em estimar o esforço normal atuante no centro de cada faixa, como segue na Equação (39):

$$N_{d,fai} = \frac{N_d}{n} + \left[\frac{M_{d,y}}{I_y} \times x \times A_{fai} \right] \quad (39)$$

$$N_{d,fai} = \frac{5491,30}{3} + \left[\left(\frac{1025,56}{0,25 \times 2,25^3 / 12} \right) \times 0,75 \times (0,25 \times 0,75) \right] = 2438,17 \text{ kN}$$

Com o esforço normal é possível obter o momento mínimo de primeira ordem (Equação (32)), para realizar a verificação estipulada pela Equação (3).

$$M_{1d,\text{mín},fai} = 2438,17 \times (0,015 + 0,03 \times 0,25) = 54,86 \text{ kN.m}$$

Visto que o momento mínimo da faixa é superior aos momentos atuantes, o mesmo será o momento fletor considerado para os cálculos posteriores.

Seguindo a mesma metodologia que para os pilares convencionais, devem realizados os cálculos de $\alpha_{b,fai}$ e $\lambda_{1,fai}$ para verificar a necessidade da análise dos efeitos locais na faixa, como visto nas Equações (29) e (30).

$$\alpha_{b,fai} = 0,6 + 0,4 \times \left(\frac{54,86}{54,86} \right) = 1,00$$

$$\lambda_{1,fai} = \frac{25 + 12,5 \times \left(\frac{54,86}{2438,17 / 0,25} \right)}{1,00} = 26,12 \therefore \lambda_{1,fai} = 35$$

Como $\lambda_{fai} = \lambda_x = 44,70$, segue-se com a análise dos efeitos locais na faixa, que resulta em $M_{d,tot,fai}$, como visto na Equação (33).

$$M_{d,tot,fai} = \frac{-4,32 + \sqrt{4,32^2 - 4 \times 1,25 \times (-8539,71)}}{2 \times 1,25} = 80,07 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, a armadura longitudinal nas faixas 1 e 3, deve suportar um esforço normal de 2438,17 kN e um momento fletor de 80,07 kNm.

4.1.3.2 Faixa central

Para a faixa 2 é feito o mesmo procedimento que para as faixas de extremidade, mas com uma diferença no esforço normal atuante, dado pela Equação 39:

$$N_{d,fai} = \frac{5491,30}{3} + \left[\left(\frac{1025,56}{0,25 \times 2,25^3 / 12} \right) \times 0 \times (0,25 \times 0,75) \right] = 1830,43 \text{ kN}$$

Os momentos fletores atuantes continuam os mesmos, $M_{d,topo,fai} = 23,42 \text{ kNm}$ e $M_{d,base,fai} = 29,85 \text{ kNm}$, definidos pelas Equações (37) e (38).

Com tais valores calculou-se $M_{1d,min,fai}$, $\alpha_{b,fai}$ e $\lambda_{1,fai}$, conforme Equações (29), (30) e (32).

$$M_{1d,min,fai} = 1830,43 \times (0,015 + 0,03 \times 0,25) = 41,18 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_{b,fai} = 0,6 + 0,4 \times \left(\frac{41,18}{41,18} \right) = 1,00$$

$$\lambda_{1,fai} = \frac{25 + 12,5 \times \left(\frac{41,18}{1830,43 / 0,25} \right)}{1,00} = 25,94 \therefore \lambda_{1,fai} = 35$$

Visto que $\lambda_{1,fai}$ é menor que a esbeltez da faixa, $\lambda_{fai} = 44,70$, se faz necessário a cálculo dos efeitos locais de segunda ordem:

$$M_{d,tot,fai} = \frac{-3,24 + \sqrt{3,24^2 - 4 \times 1,25 \times (-4711,62)}}{2 \times 1,25} = 60,11 \text{ kN.m}$$

4.1.4 ARMADURA LONGITUDINAL

A armadura longitudinal do pilar-parede deve ser dimensionada para resistir a duas situações: na extremidade do pilar e na seção intermediária. Sendo que os momentos fletores a serem considerados devem resistir aos valores calculados pela análise local e localizada.

Dessa forma são encontradas duas situações de cálculo para a análise local. A situação 1 encontrada pela análise de ELU, agindo na seção de extremidade, e a situação 2 levando em conta as imperfeições geométricas, sendo o pior caso na seção intermediária. Os valores podem ser vistos no Quadro 7:

Quadro 7 - Momentos fletores a serem considerados na análise local

Situação	Direção x	Direção y
Situação 1	89,55 <i>kNm</i>	1025,56 <i>kNm</i>
Situação 2	180,33 <i>kNm</i>	453,03 <i>kNm</i>

Fonte: Autor.

As Equações (40), (41) e (42) serão utilizadas para a obtenção das áreas de aço:

$$\rho_{\min} = 0,15 \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \nu \geq 0,004 \quad (40)$$

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} A_c \quad (41)$$

$$A_s = \omega A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (42)$$

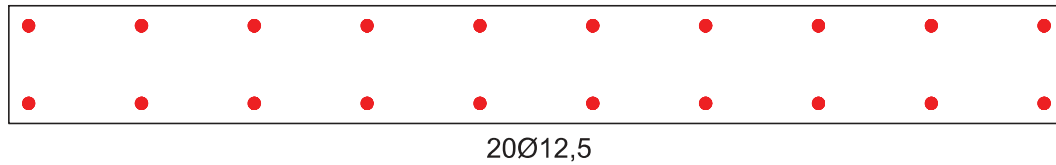
Assim, utilizando o ábaco 11 para flexão oblíqua proposto por Pinheiro, Baraldi e Porem (2009), que atenda as duas situações, com $\nu = 0,60$, $\mu_x = 0,036$ e $\mu_y = 0,045$ para a situação 1 e com $\mu_x = 0,049$ e $\mu_y = 0,020$ para a situação 2, chegou-se ao valor de $\omega = 0$. Utilizando as Equações (40) e (41) resultou-se no seguinte valor para a área de aço:

$$\rho_{\min} = 0,15 \times \frac{25/1,4}{500/1,15} \times 0,60 = 0,0037 \therefore \rho_{\min} = 0,004$$

$$A_{s,\min} = 0,004 \times 25 \times 225 = 22,50 \text{ cm}^2$$

Dessa forma, um detalhamento que atenda à área de aço mínima é composto por 20 ϕ 12,5, com uma área de aço total de 25 cm², como observado na Figura 12:

Figura 12 - Detalhamento de armadura para análise local



Fonte: Autor.

Para a análise dos efeitos localizados devem ser determinadas duas áreas de aço, uma para a faixa central e outra para as faixas externas.

As faixas externas possuem $\nu = 0,73$ e $\mu_x = 0,096$, e, com base no ábaco 15 de Pinheiro, Baraldi e Porem (2009), encontra-se $\omega = 0,25$ e, com a Equação (42), se obtém a área de aço:

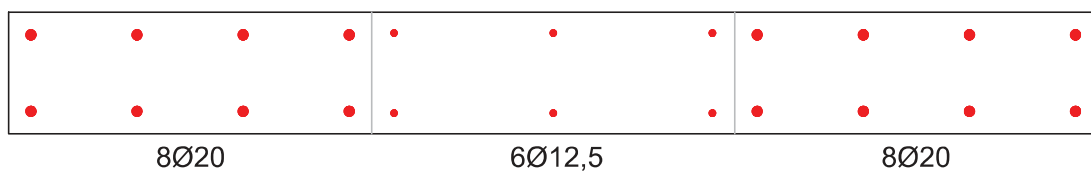
$$A_s = 0,25 \times (25 \times 75) \times \frac{25/1,4}{500/1,15} = 19,25 \text{ cm}^2$$

A faixa central possui $\nu = 0,60$ e $\mu_x = 0,072$, e, partindo do ábaco 16, encontra-se $\omega = 0$ e a área de aço:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,004 \times 25 \times 75 = 7,50 \text{ cm}^2$$

Logo, o pilar-parede para atender aos esforços da análise localizada deve possuir um detalhamento igual a $8\phi 20$ para as faixas externas e $6\phi 12,5$, com áreas de aço efetivas de $25,20 \text{ cm}^2$ e $7,50 \text{ cm}^2$, respectivamente, concorde Figura 13:

Figura 13 - Detalhamento de armadura para análise localizada



Fonte: Autor.

Para que o pilar-parede atenda a todos os esforços, o mesmo deve ser construído como visto na Figura 13, pois o mesmo atende aos esforços da análise localizado, pelo qual foi dimensionado, além de ter capacidade resistente de suportar os carregamentos da análise local, que acabaram sendo inferiores.

4.1.5 ARMADURA TRANSVERSAL

Para as armaduras transversais, foram utilizados estribos de 6,3 mm de diâmetro, posicionados de forma a garantir o posicionamento das armaduras longitudinais e evitar a flambagem das mesmas

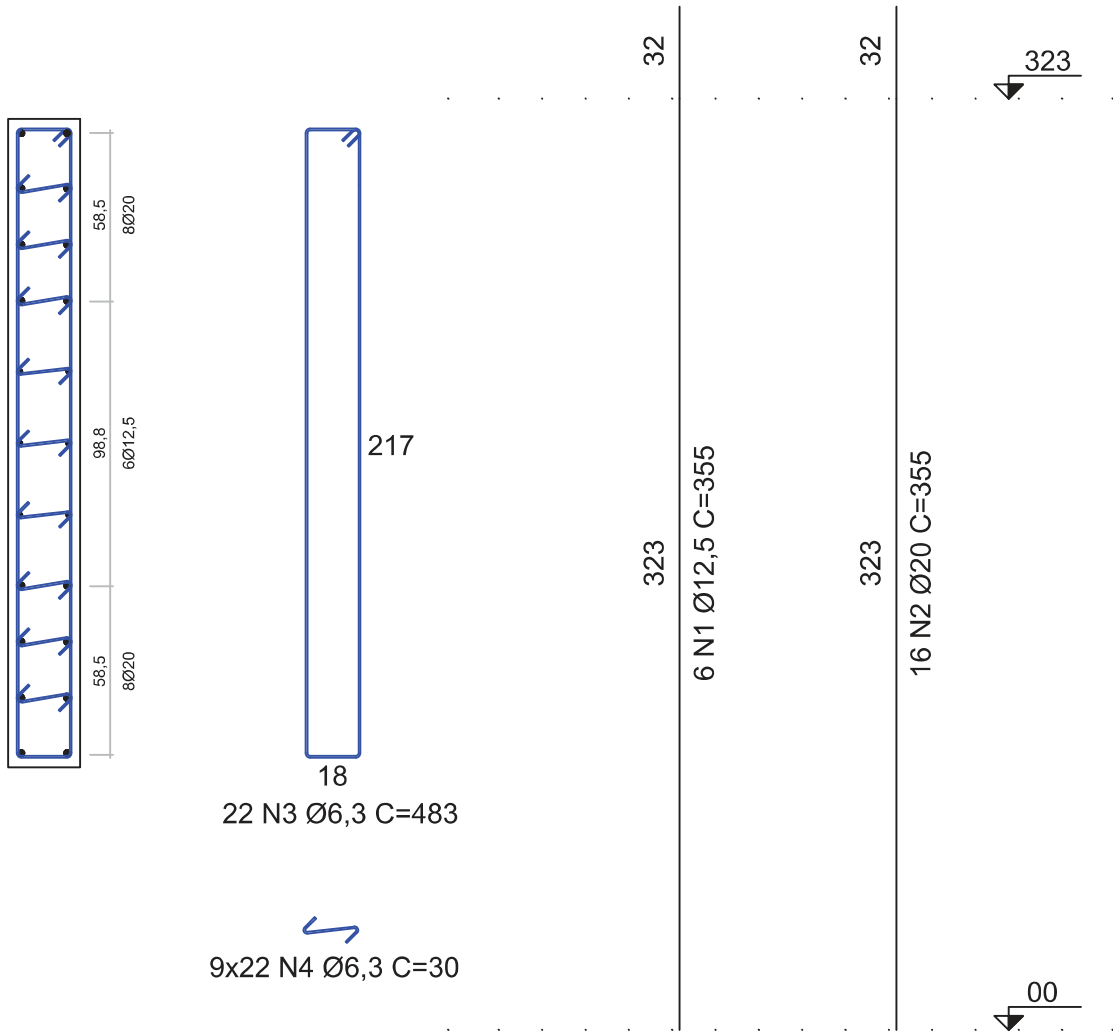
Após a definição do diâmetro devem ser verificados o espaçamento máximo entre estribos, onde o mesmo deve ser igual ao mínimo valor entre a menor dimensão da seção do pilar e $12\phi_l$. O espaçamento deve também ser inferior a 20 cm.

Assim, para o pilar em questão, considerando o pior caso, com armadura longitudinal de 12,5 mm, o espaçamento máximo entre estribos é de 15 cm.

Por se tratar de um pilar-parede, com uma das dimensões muito superior a outra, serão necessários estribos suplementares ligando as barras longitudinais que estão distantes mais de $20\phi_t = 12,6 \text{ cm}$ da barra da extremidade. Tais estribos terão o mesmo diâmetro que os demais, 6,3 mm.

A Figura 14 mostra o detalhamento final do pilar-parede com as armaduras longitudinais e transversais em posição.

Figura 14 - Detalhamento final NBR 6118:2003



Fonte: Autor.

4.2 NBR 6118:2014

O dimensionamento proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014) é muito semelhante ao de sua predecessora, sendo que os cálculos iniciais e toda a análise local é feita da mesma forma, e conseqüentemente apresenta os mesmos resultados vistos nas seções 4.1.2.1 e 4.1.2.2.

4.2.1 ANÁLISE LOCALIZADA

Para a cálculo dos efeitos localizados de segunda ordem o pilar-parede também foi dividido em três faixas com 75 cm de comprimento, todas com esbeltez igual a 44,70, assim como no método anterior.

Os esforços solicitantes que atuam em cada faixa, assim como os momentos mínimos, continuam os mesmos já calculados pelas Equações (44), (45), (46), (47), (51) e (52).

4.2.1.1 Faixas externas

Utilizando a metodologia já vista anteriormente, é necessário calcular os valores de $\alpha_{b,fai}$ e $\lambda_{1,fai}$, como visto nas Equações (29) e (30):

$$\alpha_{b,fai} = 0,6 + 0,4 \times \left(\frac{54,86}{54,86} \right) = 1,00$$

$$\lambda_{1,fai} = \frac{25 + 12,5 \times \left(\frac{54,86}{2438,18 / 0,25} \right)}{0,60} = 43,54$$

Neste caso, como $M_d < M_{1d,min,fai}$ é permitido utilizar um valor de α_b igual a 0,60, aumentando o $\lambda_{1,fai}$.

Visto que $\lambda_{1,fai} < \lambda_{fai}$, se faz necessário o uso da Equação (33) para a análise dos efeitos locais, como segue:

$$M_{d,tot,fai} = \frac{-31,75 + \sqrt{31,75^2 - 4 \times 1,25 \times (-5015,83)}}{2 \times 1,25} = 51,91 \text{ kN.m}$$

Como $M_{d,tot,fai}$ resultou em valor inferior ao momento mínimo da faixa, o último é que será utilizado para os detalhamentos, igual a 54,86 kNm.

4.2.1.2 Faixa central

Para a faixa 2 segue-se o mesmo procedimento, como visto anteriormente:

$$\alpha_{b,fai} = 0,6 + 0,4 \times \left(\frac{41,18}{41,18} \right) = 1,00$$

$$\lambda_{1,fai} = \frac{25 + 12,5 \times \left(\frac{41,18}{1830,43 / 0,25} \right)}{0,60} = 43,54$$

E da mesma forma $\lambda_{1,fai} < \lambda_{fai}$, sendo necessário a verificação dos efeitos locais na faixa:

$$M_{d,tot,fai} = \frac{-23,84 + \sqrt{23,84^2 - 4 \times 1,25 \times (-2826,97)}}{2 \times 1,25} = 38,97 \text{ kN.m}$$

Novamente o momento encontrado na análise local resultou em valor inferior ao momento mínimo, assim o último será considerado no detalhamento, 41,18 kNm.

4.2.2 ARMADURA LONGITUDINAL

A armadura longitudinal para resistir à análise local resultou em valor igual ao encontrado no dimensionamento, $20\phi 12,5$ conforme Figura 12, restando apenas a análise localizada para ser detalhada.

Para os esforços encontrados na análise localizada segue a mesma metodologia da seção anterior, estudando cada uma das faixas.

As faixas externas possuem $\mu_x = 0,066$ e $\nu = 0,73$, e partindo do ábaco 15 de Pinheiro, Baraldi e Porem (2009), encontrou $\omega = 0,13$, com uma área de aço conforme visto pela Equação (42).

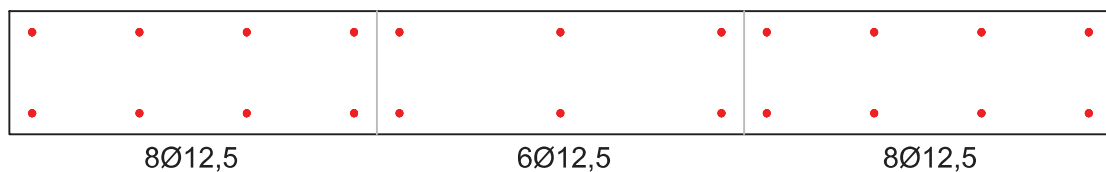
$$A_s = 0,13 \times (25 \times 75) \times \frac{25/1,4}{500/1,15} = 10,00 \text{ cm}^2$$

Com essa área de aço, as faixas externas podem ser construídas com $8\phi 12,5$.

Para a faixa central foram obtidos $\nu = 0,60$ e $\mu_x = 0,049$, e utilizando o ábaco 16, chegou ao valor de $\omega = 0$, portanto a área de aço para a faixa será igual a área de aço mínima de $7,50 \text{ cm}^2$, como já visto. Da mesma forma, o detalhamento pode ser feito com $6\phi 12,5$.

Na Figura 15 é possível observar o detalhamento do pilar-parede para a análise localizada.

Figura 15 - Detalhamento de armadura longitudinal para análise localizada



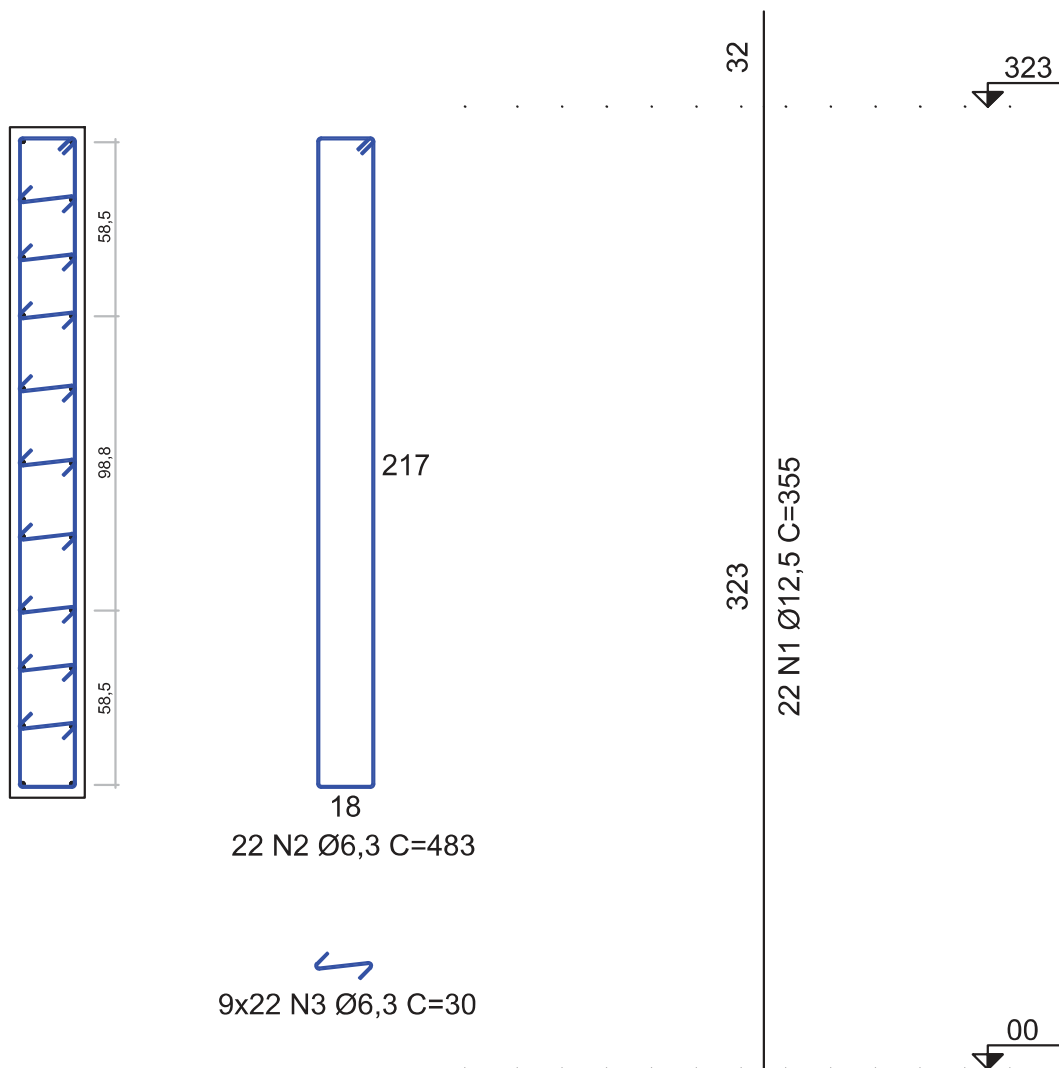
Fonte: Autor.

As áreas de aço encontradas pela análise dos efeitos localizados de segunda ordem são capazes de resistir também aos esforços solicitantes encontrados na análise local, portanto, o detalhamento encontrado na Figura 15 pode ser utilizado.

4.2.3 ARMADURA TRANSVERSAL

Os estribos e estribos suplementares respeitarão as mesmas especificações da seção 4.1.5, podendo ser visto o arranjo final e detalhamento do pilar-parede na Figura 16:

Figura 16 - Detalhamento final NBR 6118:2014



Fonte: Autor.

4.3 ACI 318:2014

Foram necessárias algumas adequações no procedimento indicado pela norma americana, de modo que os esforços solicitantes atuantes no pilar-parede foram calculados com base na NBR 6118:2014, levando em consideração os índices de ponderação, bitolas de aço e concretos prescritos pela normativa brasileira.

A fim de se manter fiel às equações já vistas da norma americana, todos os valores foram convertidos para as unidades utilizadas pela mesma, e todos os

cálculos foram feitos utilizando o sistema de medidas americano. O Quadro 8 apresenta os valores equivalentes.

Quadro 8 - Conversão dos valores a serem utilizados no dimensionamento

ABNT NBR 6118:2014		ACI 318:2014	
h	25 cm	h	9,84 in
b	225 cm	l_w	88,58 in
l	323 cm	h_w	127,17 in
f_{ck}	25 MPa	f_c'	3,63 ksi
f_{yk}	500 MPa	f_y	72,52 ksi
N_d	5491,30 kN	P_u	1234,49 kips
M_d	1025,56 kNm	M_u	9076,97 kips – in
V_d	399,50 kN	V_u	89,81 kips

Fonte: Autor.

O valor do esforço cisalhante V_d foi obtido através do software AltoQi Eberick 2019, e representa o valor máximo de cisalhamento encontrado no trecho, o mesmo ainda é o valor de cisalhamento da base do pilar.

4.3.1 VERIFICAÇÕES INICIAIS

Por se tratar de um pilar-parede que suporta cargas verticais, o mesmo é classificado como “*bearing wall*”, dessa forma, o mesmo deve respeitar os valores de espessura mínima do Quadro 1, que diz que ela deve ser maior que 10,16 cm e 1/25 do menor valor entre comprimento e largura, como o pilar possui 25 cm de espessura, as duas condições são satisfeitas.

Por questão de padronização com as normas brasileiras, a distribuição das armaduras longitudinais será feita em duas camadas, mesmo sabendo que é possível fazer em apenas uma, visto que o pilar possui espessura menor que 10 polegadas.

4.3.2 VERIFICAÇÃO DA ARMADURA

Para iniciar a verificação será feita a suposição de que o esforço cortante de cálculo é pequeno, sendo que $V_u < 0,5\phi V_c$. Partindo disso, e com base nos dimensionamentos anteriores, serão adotadas barras de 12,5 mm para as armaduras longitudinais e de 10 mm para as transversais. Portanto as taxas de armadura mínimas serão $\rho_l = 0,0012$ e $\rho_t = 0,0020$, conforme Quadro 2.

Prosseguindo, deve-se obter os espaçamentos mínimos e as taxas de armaduras, a fim de garantir que sejam superiores aos valores mínimos.

$$s_l \leq \begin{cases} 18 \text{ in} = 45,72 \text{ cm} \\ 3 \times 9,84 = 29,52 \text{ in} = 75 \text{ cm} \\ 88,58/3 = 29,52 \text{ in} = 75 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_t \leq \begin{cases} 18 \text{ in} = 45,72 \text{ cm} \\ 3 \times 9,84 = 29,52 \text{ in} = 75 \text{ cm} \\ 88,58/5 = 17,72 \text{ in} = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Assim, os espaçamentos mínimos para as armaduras longitudinais e transversais devem ser de 45,72 cm e 45 cm, respectivamente.

Com base nas Equações (6) e (7), é feita a verificação das taxas de armaduras mínimas. Os valores 0,19 e 0,122 são as áreas de barras de 12,5 mm e 10 mm em polegadas quadradas, respectivamente.

$$\rho_l = \frac{2 \times 0,19}{9,84 \times 18} = 0,00215$$

$$\rho_t = \frac{2 \times 0,122}{9,84 \times 17,72} = 0,00139$$

Como ρ_t é inferior ao valor mínimo, é necessário recalcular o espaçamento s_t , lembrando ainda que o mesmo deve ser inferior a 25 cm, que é a menor dimensão do pilar:

$$0,02513 = \frac{2 \times 0,122}{9,84 \times s_t} \therefore s_t \approx 9,84 \text{ in} = 25 \text{ cm}$$

Com as taxas mínimas atendidas fixou-se os valores dos espaçamentos, com $s_l = 45 \text{ cm}$ e $s_t = 31 \text{ cm}$.

4.3.3 LINHA NEUTRA

Para a determinação da posição da linha neutra, calculou-se inicialmente os valores de α e ω_r , como visto nas Equações (11) e (12):

$$\alpha = \frac{1234,49}{9,84 \times 88,58 \times 3,63} = 0,3905$$

$$\omega_r = 0,00215 \times \frac{72,52}{3,63} = 0,429$$

O valor β_1 é igual 0,85, conforme Quadro 3.

Com todos os valores encontrados, utilizando a Equação (10) é possível calcular a posição da linha neutra.

$$c = \left(\frac{0,3905 + 0,429}{0,85 \times 0,85 + 2 \times 0,429} \right) \times 88,58 = 47,50 \text{ in} = 120,64 \text{ cm}$$

Para classificar o pilar é necessário comparar a posição da linha neutra com o valor d , que é igual a $0,8 \times 88,58 = 70,87 \text{ in} = 180 \text{ cm}$. Comparando-os descobrimos que o pilar-parede é controlado por compressão, com um valor de ϕ para esforços normais e de momentos fletores igual a 0,65.

4.3.4 RESISTÊNCIA A FLEXÃO

Para calcular a resistência do pilar-parede à flexão é necessário calcular a área total de armadura longitudinal, e, através dela, a força resultante T agindo na estrutura, conforme Equações (20) e (21).

$$A_{st} = 2 \times 0,19 \times \frac{88,58}{18} = 1,87 \text{ in}^2 = 12,08 \text{ cm}^2$$

$$T = 1,87 \times 72,52 \times \left(\frac{88,58 - 47,5}{88,58} \right) = 62,97 \text{ kips} = 280,1 \text{ kN}$$

Enfim, partindo da Equação 19, o momento resistente pode ser calculado.

$$M_n = 62,97 \left(\frac{88,58}{2} \right) + 1234,49 \left(\frac{88,58 - 47,5}{2} \right) = 28150,02 \text{ kips} - \text{in}$$

Multiplicando pelo fator de redução tem-se que o momento resistente é:

$$\phi M_n = 0,65 \times 28150,02 = 16890,01 \text{ kips} - \text{in} = 1908,31 \text{ kNm}$$

Como o momento solicitante $M_u = 1025,56 \text{ kNm}$ é inferior a $1908,31 \text{ kNm}$, a armadura longitudinal considerada é suficiente para suportar os esforços de flexão.

4.3.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Primeiramente é verificada a resistência ao cisalhamento do concreto, utilizando as Equações (24) e (25), que resultaram nos seguintes valores de V_{c1} e V_{c2} :

$$V_{c1} = 3,30 \times 1 \times \sqrt{3630} \times 9,84 \times 70,87 + \frac{1234,49 \times 70,87}{4 \times 8858} = 385,50 \text{ kips}$$

A equação V_{c2} não pode ser aplicada, visto que na seção crítica, $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ resultou em valor negativo. Assim, a resistência ao cisalhamento do concreto é igual $V_c = 385,50 \text{ kips} = 1714,49 \text{ kN}$.

Com o valor de V_c é muito superior ao esforço cisalhante atuante na estrutura, não há necessidade de verificar a resistência proporcionada pela armadura transversal. Assim, aplicando o fator de redução, encontra-se o seguinte valor de resistência:

$$\phi V_n = 0,75 \times 385,5 = 289,12 \text{ kips} = 1286,07 \text{ kN}$$

Como $1286,07 \text{ kN}$ é superior a $399,50 \text{ kN}$, a estrutura é capaz de resistir aos esforços cisalhantes.

Por fim é necessário examinar se a suposição feita de que $0,5\phi V_c > V_u$:

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 385,50 = 144,56 \text{ kips} = 643,03 \text{ kN}$$

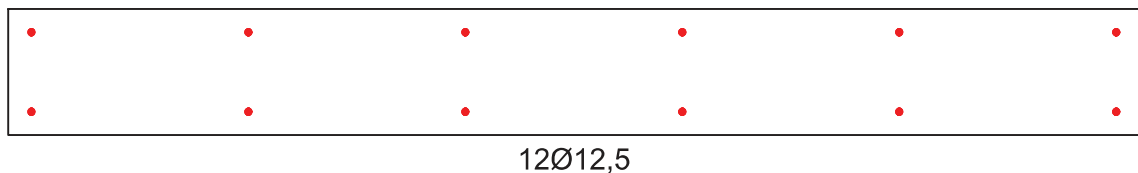
Visto que $V_u = 399,5 \text{ kN} < 643,03 \text{ kN}$ a suposição é verdadeira e todo o dimensionamento está condizente.

4.3.6 ARMADURAS

Visto que a armadura definida anteriormente, com barras de 12,5 mm a cada 45 cm, passou em todas as verificações, constata-se que a mesma é capaz de atender aos esforços solicitantes e pode ser utilizada.

Assim como para os demais detalhamentos, foi adotado um cobrimento de 3 cm para as armaduras, resultando em um arranjo com $12\phi 12,5$ a cada 43,15 cm, e uma área de aço de 15 cm^2 , conforme Figura 17:

Figura 17 - Arranjo adotado para a armadura longitudinal



Fonte: Autor.

Para a armadura transversal foi definido um espaçamento de 25 cm, que respeita as taxas de aço mínima e o espaçamento máximo entre estribos, além de resistir aos esforços solicitantes. Os mesmos serão com barras N° 3, ou seja, de 10 mm.

Será necessário o uso de ganchos com 135° para garantir que todas as barras longitudinais sejam envolvidas por estribos. É possível encontrar o detalhamento final na Figura 18:

Quadro 9 - Quantidades de aço para a execução do pilar-parede

Barras	NBR 6118:2003	NBR 6118:2014	ACI 318:2014
$\phi 6,3$	165,66 m	165,66 m	–
	40,59 kg	40,59 kg	–
$\phi 10$	–	–	87,92 m
	–	–	54,25 kg
$\phi 12,5$	21,30 m	78,10 m	42,60 m
	20,51 kg	75,21 kg	41,02 kg
$\phi 20$	56,80 m	–	–
	140,07 kg	–	–

Fonte: Autor.

Através das áreas de aço e detalhamento obtidos, é possível notar que houve uma evolução da NBR 6118, onde a versão mais recente apresentou uma armadura longitudinal com bitolas inferiores ao de sua predecessora nas extremidades do pilar-parede, resultado de uma redução no valor de α_b , que passou a ser 0,6 para o caso em que os momentos de cálculo foram menores que os momentos mínimos, no método das faixas isoladas.

Na faixa central não foi possível notar essa redução, visto que os dimensionamentos resultaram em uma armadura mínima para as duas versões da norma.

Dessa forma, é possível dizer que a norma brasileira chegou a uma precisão maior nas faixas externas do pilar, onde os esforços agem em maior magnitude, ocasionando ainda uma economia considerável.

No que diz respeito às armaduras transversais não houveram alterações, e assim as normas NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014 apresentaram o mesmo valor.

Ao se comparar as normas brasileiras com a ACI 318:2014, nota-se que a segunda resultou em uma armadura longitudinal muito inferior. Em contrapartida é necessária uma quantidade de aço maior para as armaduras transversais.

Quanto ao posicionamento das armaduras longitudinais a norma americana não indica que as regiões externas devem possuir uma área de aço superior, porém

é muito comum que se detalhe o pilar-parede com mais aço naquela região, assim como preconizado pela norma brasileira.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho possibilitou uma compreensão maior acerca do dimensionamento de pilares-parede e permitiu uma comparação entre normativas, de tal forma que se pode verificar as alterações na norma brasileira e comparar a metodologia com uma norma considerada mais consistente, a ACI 318:2014.

Foi possível constatar que as normas NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014, apresentaram valores de armaduras longitudinais consideravelmente superiores ao da norma americana, sendo que a NBR 6118:2014 se aproximou mais do arranjo obtido pela ACI 318:2014. Analisando tais valores ficou claro que esse superdimensionamento das normas brasileiras se deve principalmente por não considerar a interação entre as faixas, na análise dos efeitos localizados de segunda ordem, algo que poderia reduzir a quantidade de aço necessária.

Apesar das críticas feitas ao método das faixas, o mesmo se mostrou uma alternativa simples e de certa forma eficaz para o dimensionamento, trazendo uma análise detalhada dos esforços atuantes.

As armaduras transversais necessárias pelas três normativas ficaram com massas bem próximas entre si, sendo que a ACI 318:2014 preconizou o uso de estribos de 10 mm de diâmetro com espaçamento maiores que as demais, mas ainda assim acarretando em uma massa de aço superior que as normas brasileiras que permitiram o uso de estribos de 6,3 mm.

Um estudo interessante para futuros trabalhos seria a análise de um pilar-parede com esforços cisalhantes e momentos fletores superiores aos vistos no presente trabalho, de modo que o esforço cisalhante seja considerado alto pela ACI 318:2014, ocasionando taxas de armaduras superiores, e não resulte em momentos fletores mínimos na análise da NBR 6118:2014. Desse modo, seria possível ter uma análise mais completa das metodologias adotadas e das divergências entre armaduras obtidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318**: Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, Michigan/USA, 2014.

ARAÚJO, José Milton de. Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, v. 6, n. 9, p.29-37, nov. 2006.

ARAÚJO, José Milton de. Análise do processo aproximado da NBR-6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, v. 7, n. 10, p.1-10, jul. 2007.

ARAUJO, Silas Oliveira. **Análise da estabilidade global de estruturas de concreto armado da cidade de Goiânia**. 2016. 59 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 1 ed. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014.

BUENO, Suely; KIMURA, Alíio. **ABNT NBR 6118:2014**: Comentários e exemplos de aplicação. São Paulo: IBRACON, 2015.

CECCON, Jorge Luiz. **Análise dos efeitos de segunda ordem em pilares solicitados a flexão oblíqua composta**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

DONNEYS, Carlos Andrés Orozco. **Análise de estruturas de edifício alto submetidas a carregamento sísmico pela técnica do meio contínuo**. 2015. 392 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

FREITAS FILHO, Nilson Pereira de. **Modelagem de pilares parede em edifícios**. 2002. 163 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pernambuco, Recife, 2002.

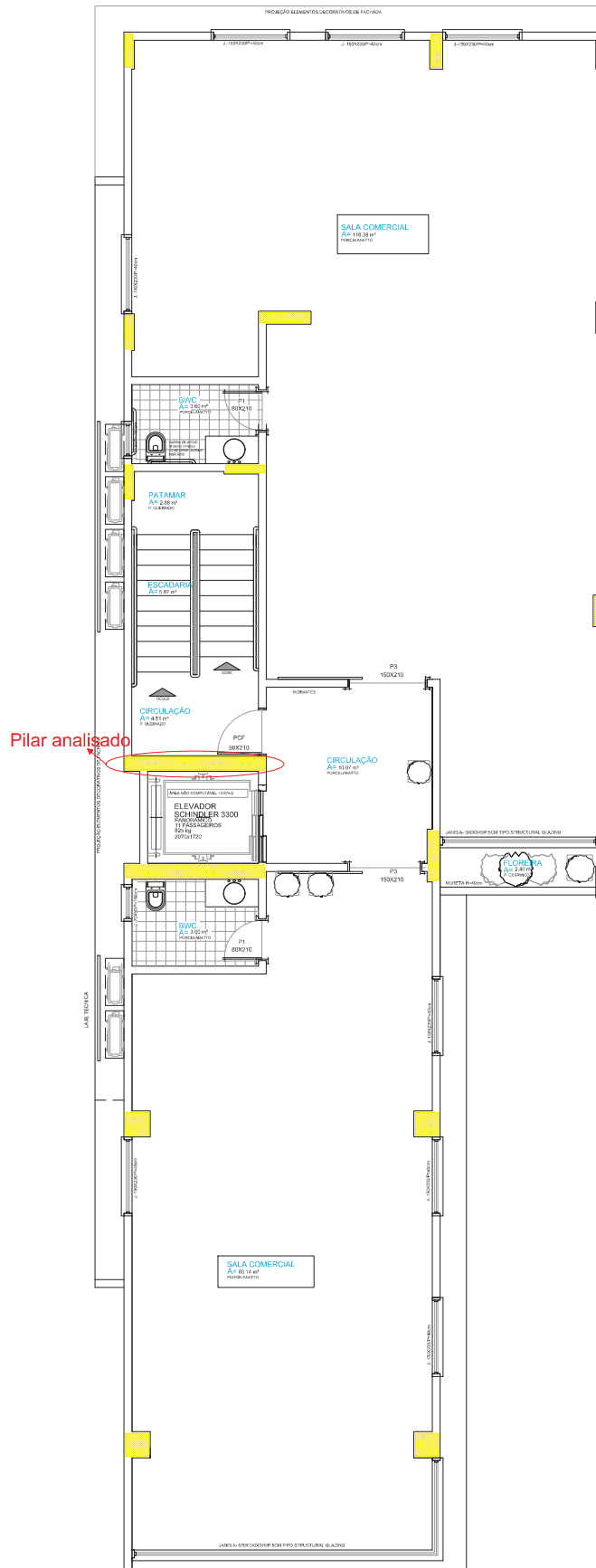
KIMURA, Alio Ernesto. **Cálculo de Pilares de Concreto Armado: Introdução, Visão Geral & Exemplos**. 2017.

KUMAR, Puneet; KODUR, V. K. R. Modeling the behavior of load bearing concrete walls under fire exposure. **Construction and Building Materials**, v. 154, p.993-1003, 15 nov. 2017.

PINHEIRO, Libânio Miranda; BARALDI, Lívio Túlio; POREM, Marcelo Eduardo. **ESTRUTURAS DE CONCRETO: ÁBACOS PARA FLEXÃO OBLÍQUA**. 2009. Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009

WIGHT, James K. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design**. 7. ed. Hoboken, New Jersey/USA: Pearson Education, 2016

ANEXO A - Planta baixa do edifício



Fonte: Adaptado de empresa anônima.

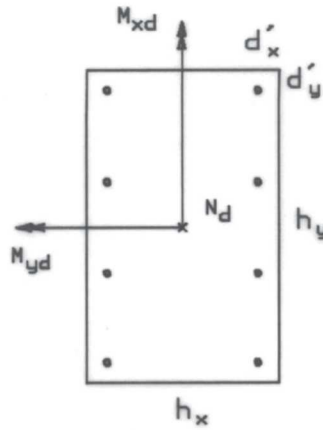
ANEXO B - Ábaco 15 para flexão oblíqua

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c f_{cd} h_x}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c f_{cd} h_y}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$



CA-50 A

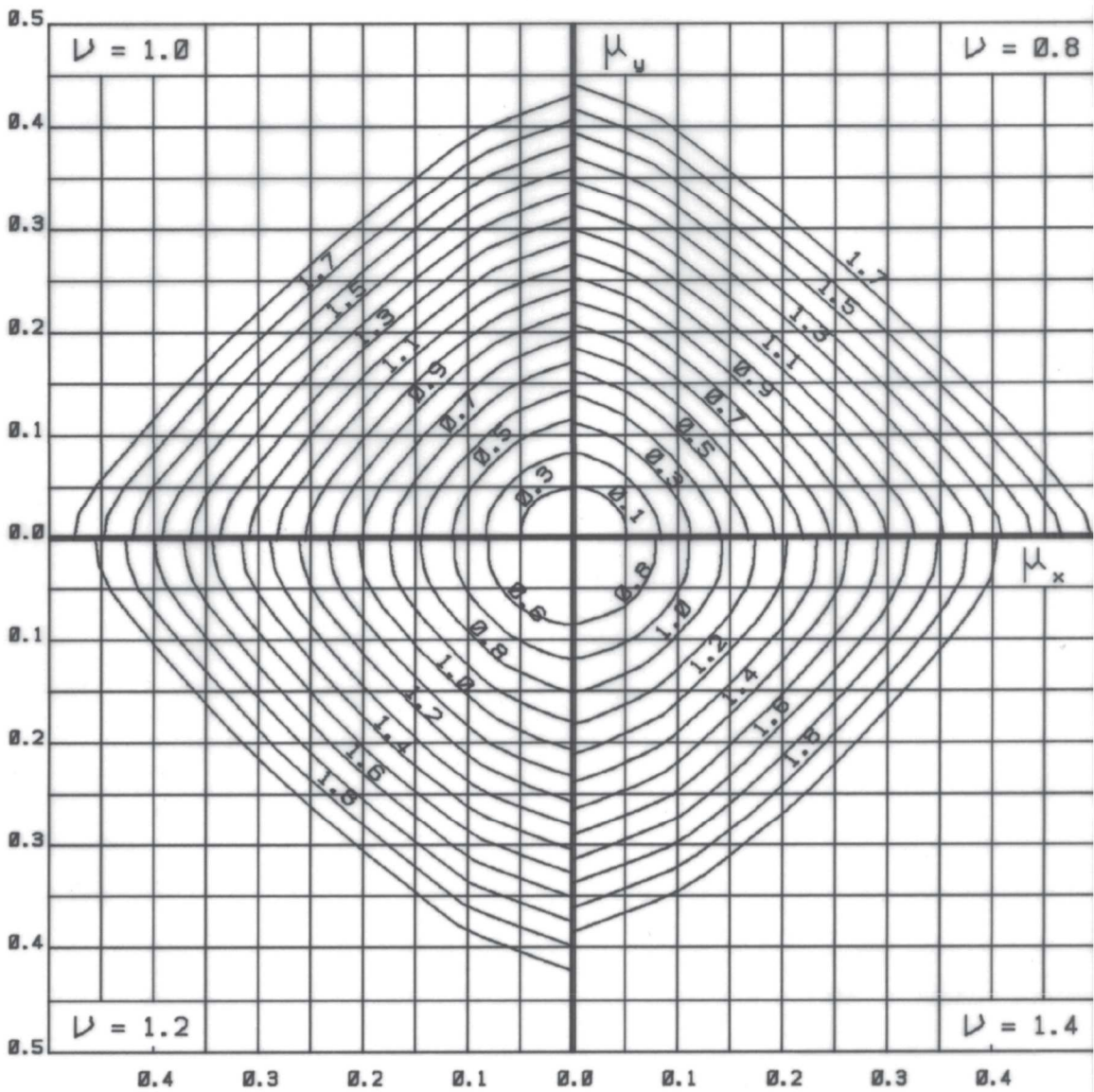
$$d'_y = 0.100 h_y$$

$$d'_x = 0.200 h_x$$

$$A_{sy}/A_s = 2/8$$

$$A_{sx}/A_s = 4/8$$

$$A_c = h_x h_y$$



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009, p. 45)

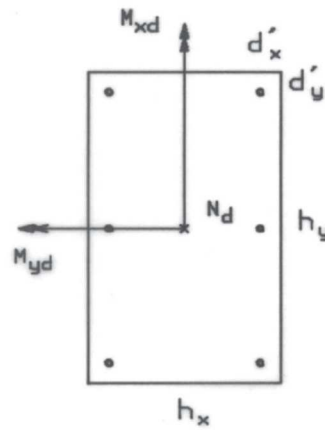
ANEXO C - Ábaco 16 para flexão oblíqua

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c f_{cd} h_x}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c f_{cd} h_y}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$



CA-50 A

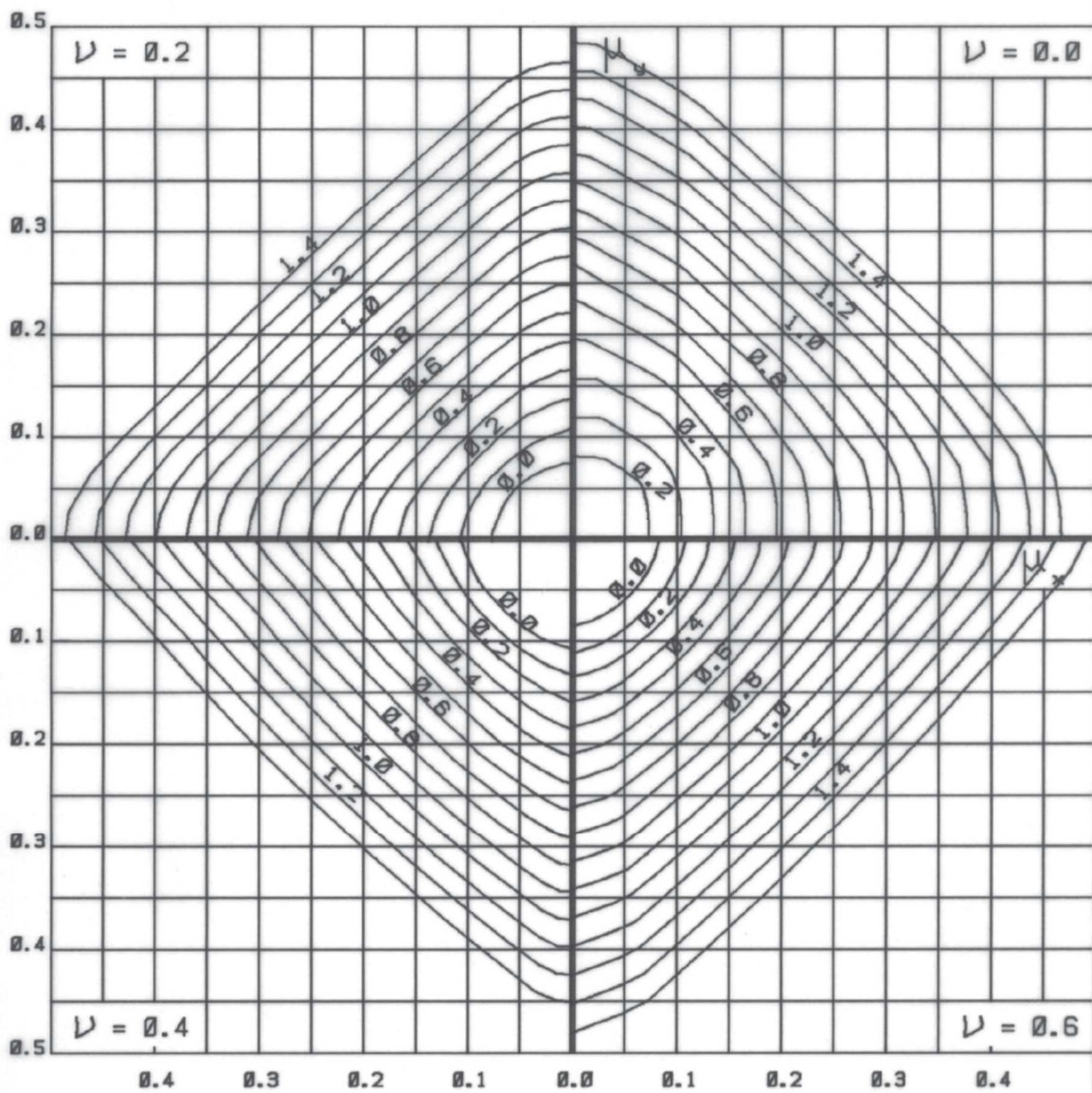
$$d'_y = 0.100 h_y$$

$$d'_x = 0.200 h_x$$

$$A_{sy}/A_s = 2/6$$

$$A_{sx}/A_s = 3/6$$

$$A_c = h_x h_y$$



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009, p. 46)