



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Yago Lino Amorim

ESTUDO COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE COM USO DE SOFTWARES

Palmas – TO

2018

Yago Lino Amorim

ESTUDO COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE COM
USO DE SOFTWARES

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Junior.

Palmas – TO

2018

Yago Lino Amorim

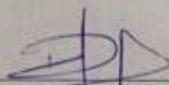
ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE COM USO DE
SOFTWARES

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II
elaborado e apresentado como requisito parcial
para obtenção do título de bacharel em
Engenharia Civil pelo Centro Universitário
Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo
Junior.

Aprovado em: 13 / 11 / 2018

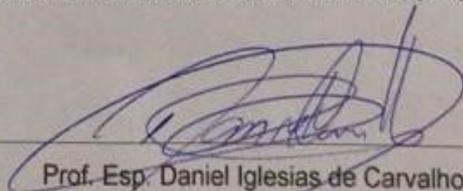
BANCA EXAMINADORA



Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Junior.

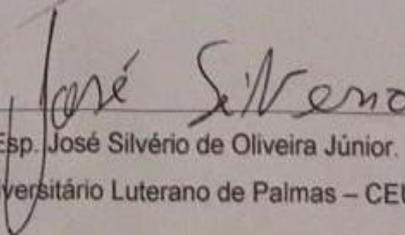
Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho.

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Esp. José Silvério de Oliveira Júnior.

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2018

DEDICATÓRIA

Dedico primeiramente este trabalho a meus pais, por todo o esforço que fizeram durante a minha graduação. Obrigado pelo apoio nas horas difíceis, nunca medindo esforços, dando motivação para que meus objetivos fossem concluídos. Juntos conseguimos mais uma conquista.

Dedico também a meus amigos, colegas e professores da universidade, por todo apoio, incentivo e conhecimentos compartilhados, vocês foram de grande importância para meu crescimento e conclusão dessa jornada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Roldão Pimentel de Araújo Junior, pelos conhecimentos compartilhados ao longo deste trabalho de conclusão de curso. Sou muito grato pelo aprendizado e conselhos que me proporcionou. Tem importante parte na minha graduação e minha admiração como profissional e pessoa.

Agradeço também aos professores que me proporcionaram o conhecimento não apenas racional, mas a manifestação do caráter e da educação no processo de formação profissional.

Agradeço a Deus pela vida, pela minha família e pessoas de ótimo coração que pôs ao meu lado.

RESUMO

Amorim, Yago Lino. **Estudo comparativo do dimensionamento de pilar-parede com uso de softwares**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2018.

Pilar-parede são utilizados em obras complexas de edifícios que exijam divisão de estruturas entre elementos de contraventamento e elementos contraventados no qual combate esforços horizontais e propicia a melhoria na estabilidade global da estrutura. Sendo estes elementos diferentes de pilares comuns devido à sua estrutura plana de superfície casca cilíndrica e aos esforços de segunda ordem localizados. Neste sentido, esta pesquisa visou avaliar os resultados do dimensionamento de um pilar-parede manualmente e com uso dos softwares CypeCAD e AltoQi/Eberick, que através de estudos clássicos de teses, dissertações e literaturas, assim como do pré-dimensionamento e cálculo da estrutura, afim de abordar as recomendações da NBR 6118:2014 – Projetos de estrutura de concreto, os métodos adotados pelos softwares, o dimensionamento do elemento estrutural e avaliação da taxa de armadura e área de aço. O método utilizado para o dimensionamento do elemento estrutural manualmente e pelo Eberick, foi o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, método este simplificado da norma, diferentemente do método de dimensionamento do CypeCAD que utiliza-se da discretização do pilar-parede por meio de malhas de elementos finitos. Por fim foi possível identificar semelhanças nos resultados dos procedimentos manual e Eberick devido a utilização dos mesmos processos de cálculo, sendo estes resultados mais conservadores que os obtidos pelo CypeCAD.

Palavras-chave: Pilar-parede. NBR 6118:2014. Dimensionamento. Softwares. Análise estrutural.

ABSTRACT

Pillar-wall are used in complex works of buildings that require division of structures between elements of bracing and elements contraventados in which it fights horizontal efforts and propitiates the improvement in the overall stability of the structure. These elements are different from common pillars due to their flat cylindrical shell surface structure and localized second order stresses. In this sense, this research aimed to evaluate the results of the dimensioning of a wall-pillar manually and using the software CypeCAD and AltoQi / Eberick, which through classical studies of theses, dissertations and literatures, as well as the pre-dimensioning and calculation of the structure, in order to approach the recommendations of NBR 6118: 2014 - Concrete structure projects, the methods adopted by the software, the dimensioning of the structural element and evaluation of the armature rate and steel area. The method used for the dimensioning of the structural element manually and by Eberick was the standard pillar method with approximate curvature, this simplified method of the standard, unlike the design method of CypeCAD that uses the discretization of the pillar-wall by means of finite elements. Finally, it was possible to identify similarities in the results of the manual and Eberick procedures due to the use of the same calculation procedures, being these results more conservative than those obtained by CypeCAD.

Keywords: Pillar-wall. NBR 6118: 2014. Sizing. Software. Structural analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipologia de pilares-parede.....	14
Figura 2 – Método das faixas isoladas.....	18
Figura 3 – Quadros resistentes a momentos.....	20
Figura 4 – Estrutura com parede de cisalhamento.....	21
Figura 5 – Efeitos de 2ª ordem localizados.....	25
Figura 6 – Comprimento equivalente l_e	26
Figura 7 – Classificação quanto a posição.....	27
Figura 8 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	29
Figura 9 – Processo de cálculo de pilares.....	42
Figura 10 – Processo de cálculo para os efeitos localizados de segunda ordem em pilares-parede.....	43
Figura 11 – Analogia de grelhas para associação de pilares-parede.....	43
Figura 12 – Visualização ao longo da prumada.....	44
Figura 13 – Eixos do elemento.....	46
Figura 14 – Planta de forma do térreo.....	47
Figura 15 – Modelagem da estrutura em 3D.....	48
Figura 16 – Fluxograma da metodologia.....	49
Figura 17 – Distribuição de armadura longitudinal.....	54
Figura 18 – Divisão do pilar-parede para determinação dos efeitos localizados.....	54
Figura 19 – Distribuição de armadura longitudinal nas faixas 1 e 5.....	56
Figura 20 – Distribuição de armadura longitudinal nas faixas 2,4 e 3.....	58
Figura 21 – Distribuição da armadura longitudinal final.....	59
Figura 22 – Detalhamento armaduras longitudinal e transversal.....	59
Figura 23 – Distribuição da armadura sem efeitos localizados.....	60
Figura 24 – Distribuição da armadura com efeitos localizados.....	60
Figura 25 – Detalhamento final do software para P10 pavimento tipo 1.....	61
Figura 26 – Planta de forma pavimento tipo 1 CypeCAD.....	62
Figura 27 – Modelagem da estrutura 3D do CypeCAD.....	63
Figura 28 – Envoltória de esforços para cada condição de carregamento.....	64
Figura 29 – Distribuição da armadura CypeCAD.....	64
Figura 30 – Detalhamento armadura longitudinal, transversal e gancho para P10 pavimento tipo 1.....	65
Figura 31 – Detalhamento de transpasse para ancoragem superior e resumo de armadura.....	65

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Análise global Eberick.....	50
Tabela 2 – Resultado de esforços solicitantes.....	50
Tabela 3 – Resultado de esforços solicitantes CypeCAD.....	63
Tabela 4 – Resultados para Análise de esforços de 2º ordem e Imperfeições local.....	66
Tabela 5 – Resultados para Análise de esforços de 2º ordem e Imperfeições localizadas.....	68
Tabela 6 – Resultados de Análise para Imperfeições localizadas/Elementos Finitos.....	69

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA	12
1.2 OBJETIVOS	12
1.2.1 Objetivo Geral	12
1.2.2 Objetivos Específicos	12
1.3 JUSTIFICATIVA	13
2 REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1 DEFINIÇÃO DE PILAR-PAREDE.....	14
2.2 MÉTODOS DISPOSTOS PELA NBR 6118:2014.....	15
2.2.1 Método Pilar Padrão Com Curvatura Aproximada	15
2.2.2 Método Pilar Padrão Com Rigidez K Aproximada	16
2.2.3 Método Pilar Padrão Acoplado ao Diagrama M, N, 1/R	17
2.2.4 Método Faixas Isoladas	17
2.3 FUNÇÃO ESTRUTURAL	19
2.4 CLASSIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM	22
2.4.1 Efeitos Globais	22
2.4.2 Efeitos Locais	24
2.4.3 Efeitos Localizados	24
2.5 RECOMENDAÇÕES CONSTRUTIVAS DA NBR 6118:2014.....	27
2.5.1 Tipologia Dos Pilares	27
2.5.2 Índice De Esbeltez	28
2.5.3 Dimensões Mínimas	29
2.6 ESTUDOS RELACIONADOS A PILAR-PAREDE	30
2.6.1 Associação Plana De Pórticos Com Pilares Parede	30
2.6.2 Análise De Estruturas Tridimensionais De Edifícios Altos Com Núcleos Resistentes Considerando O Efeito P-Δ	31
2.6.3 Edifícios Altos: Interação Tridimensional Das Peças De Contraventamento	33
2.6.4 Os Núcleos Estruturais E A Não-Linearidade Geométrica Na Análise De Estruturas Tridimensionais De Edifícios Altos	35
2.6.5 Análise Não Linear Geométrica E Física De Núcleos Rígidos De Edifícios Altos Em Concreto Armado	36
2.6.6 Modelos Estruturais De Núcleos De Edifícios – Barra Vs Casca	36

2.6.7 Flambagem Local Dos Pilares-Parede De Concreto Armado.....	38
2.6.8 Análise Do Processo Aproximado Da NBR – 6118 Para Consideração Dos Efeitos Localizados De Segunda Ordem.....	39
2.6.9 ABNT NBR 6118:2014 Comentários E Exemplos De Aplicação	40
2.7 CONCEITOS DOS SISTEMAS COMPUTACIONAIS.....	42
2.7.1 SOFTWARE EBERICK.....	42
2.7.2 SOFTWARE CYPECAD	44
3 METODOLOGIA	45
3.1 DESENHO DO ESTUDO	45
3.2 CRITÉRIO DE INCLUSÃO E EXCLUSÃO	46
3.3 LOCAL E PERÍODO DE REALIZAÇÃO DA PESQUISA.....	46
3.4 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO.....	46
3.5 ESTUDO COMPARATIVO	48
3.6 FLUXOGRAMA	49
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	50
4.1 DIMENSIONAMENTO MANUAL PELO MÉTODO SIMPLIFICADO DA NORMA50	
4.1.1 Cálculos para análise local.....	51
4.1.1.1 COMPRIMENTO EQUIVALENTE	51
4.1.1.2 DISPENSA DAS ANÁLISES DE SEGUNDA ORDEM LOCALIZADOS.....	51
4.1.1.3 ÍNDICE DE ESBELTEZ	51
4.1.1.4 DIMENSIONAMENTO NA DIREÇÃO (X)	52
4.1.3.5 DIMENSIONAMENTO NA DIREÇÃO (Y)	52
4.1.2 Cálculos para análise localizada.....	54
4.1.3 Detalhamento final	58
4.2 DIMENSIONAMENTO SOFTWARE ALTOQI EBERICK.....	60
4.2.1 DETALHAMENTO FINAL.....	61
4.3 DIMENSIONAMENTO SOFTWARE CYPECAD	62
4.3.1 DETALHAMENTO FINAL.....	65
4.4 ANÁLISE COMPARATIVA	66
5 CONCLUSÃO E SUGESTÕES DE TRABALHO FUTURO.....	72
5.1 SUGESTÕES DE TRABALHO FUTURO	73
REFERÊNCIAS.....	74

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento das cidades e o desenvolvimento da construção civil, os edifícios esbeltos se tornaram dominantes nos centros urbanos, sendo assim para PEREIRA (1997), as concepções de estruturas mais esbeltas têm levado a soluções nas quais as solicitações causadas pela ação do vento assumem proporções cada vez mais significativas. Com isso a consideração dos efeitos no dimensionamento é necessária. Visto que são utilizados em obras complexas de edifícios que exijam divisão de estruturas entre elementos de contraventamento e elementos contraventados, formando-se núcleos rígidos na estrutura para combater os esforços horizontais devido aos ventos, conseqüentemente a estabilidade global da estrutura, assim como para obras de artes apresentando vantagens econômicas em relação a pilares maciços.

Em relação a pilar-parede são elementos estruturais planos ou de superfície casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão, podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas. Para que se tenha um pilar-parede, em alguma dessas superfícies a menor dimensão deve ser menor que $1/5$ da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural. NBR 6118 (ABNT,2014).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta alguns métodos de cálculos para dimensionamento de pilares com relação a esbeltez: Pilar padrão com curvatura aproximada, pilar com rigidez k aproximada, pilar padrão acoplado a diagrama $M-N-1/r$, método geral e método de faixas isoladas para o pilar-parede. Contudo, o avanço da tecnologia de softwares para projetos de estruturas de concreto armado nas últimas décadas tornou-se indispensável o dimensionamento de elementos estruturais com uso de sistemas computacionais, devido aos dois últimos métodos de cálculo abordados serem inviáveis o cálculo manual pois o refinamento destes métodos não apresenta expressões com soluções analíticas.

Tendo em vista os softwares disponíveis no mercado CypeCAD e AltoQi/Eberick que atendem aos métodos da Norma, o presente estudo estabelece como problema de pesquisa: quais resultados de taxa de armadura e área de aço obtidos no dimensionamento de um pilar-parede utilizando estes softwares? Assim, o objetivo geral passa a avaliar os resultados obtidos no dimensionamento de um pilar-parede com a utilização dos sistemas computacionais e, para tanto, será

discutido as recomendações de métodos de cálculos de pilares-parede pela NBR 6118:2014, os métodos de cálculo para o dimensionamento de pilares-parede adotados pelos softwares CypeCAD e AltoQi/Eberick, bem como dimensionar um pilar-parede utilizando os sistemas computacionais já citados e avaliar a taxa de armadura e consumo de aço.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Quais resultados de taxa de armadura e área de aço obtidos no dimensionamento de um pilar-parede com o uso dos softwares CypeCAD e AltoQi/Eberick que tem como considerações a NBR 6118:2014 Projetos de Estrutura de Concreto?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como finalidade avaliar os resultados obtidos no dimensionamento de um pilar-parede com o uso dos softwares CypeCAD e AltoQi/Eberick que tem como considerações a NBR 6118:2014 Projetos de Estrutura de Concreto.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Abordar as recomendações de métodos de cálculo de pilares-parede pela NBR 6118:2014;
- Abordar métodos de cálculo para o dimensionamento de pilar-parede adotados pelos softwares CypeCAD e AltoQi/Eberick;
- Dimensionar um pilar-parede manualmente e utilizando software CypeCAD e AltoQi/Eberick;
- Comparar taxa de armadura e área de aço para cada procedimento de cálculo.

1.3 JUSTIFICATIVA

Discutir sobre pilares-parede justifica-se pela necessidade de apresentar os conceitos e metodologias de dimensionamento destes elementos, pois são estruturas com características de superfícies planas ou casca cilíndrica, eficaz na resistência de carregamentos laterais, devido aos ventos e ou ações sísmicas, comportando-se assim como uma estrutura de contraventamento para edifícios, gerando núcleos rígidos e sendo eficiente para a estabilidade global.

Para tanto, é necessário compreender os conceitos da NBR 6118 que desde 2003 começou a abordar as teorias e modelos de cálculos e a aplicação de efeitos de 2ª ordem localizados em elementos de pilares-paredes. Assim como a utilização de softwares que trazem a modelação estrutural e dimensionamentos destes elementos sendo utilizados a analogia de grelhas ou métodos de elementos finitos.

Sendo assim a utilização de softwares tornou-se indispensável devido ao cálculo refinado dos elementos estruturais que se comportam como pórtico espacial, e a prazos curtos que engenheiros civis tem para projetar as estruturas.

Com base nos conceitos abordados pela NBR 6118:2014, e conceitos abordados por autores e a utilização de softwares, este presente trabalho partiu da necessidade de entender e apresentar o dimensionamento de estruturas de pilares-parede, para que estudantes da área de engenharia civil e engenheiros de estruturas não só compreendam a necessidade de entender os processos de dimensionamento, como também possam avaliar a utilização de softwares e quais métodos apresentam resultados econômicos para o cálculo de estruturas de pilar-parede.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 DEFINIÇÃO DE PILAR-PAREDE

De acordo a NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 14.4.2.4 pilar-parede são:

“Elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas. Para que se tenha um pilar-parede, em alguma dessas superfícies a menor dimensão deve ser menor que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural. NBR 6118 (ABNT2014)”.

Os pilares-parede apresentam-se com seção de paredes finas, podendo ser de seções abertas ou fechadas. Sendo que os de seções abertas são predominantemente encontrados em edifícios altos formando-se a caixas de escadas e elevadores, formando uma subestrutura de contraventamento gerando núcleos rígidos e sendo eficiente para a estabilidade global como apresentado na figura 1. Os pilares-parede de seção fechada tipo caixão, são usuais em estruturas de pontes contendo uma ou mais células. Araújo (2006).

Figura 1 – Tipologia de pilares-parede em planta



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Além das dimensões uma forma de distinguir esses elementos, são nas análises dos efeitos de segunda ordem, que em pilares maciços os esforços de segunda ordem devido aos deslocamentos são chamados efeitos globais de segunda ordem, e devido ao eixo do pilar não se manter retilíneo surgem efeitos locais de segunda ordem. Já no que tange aos pilares-parede de seção simples ou composto, além de efeitos de segunda ordem globais e locais, terá o efeito de

segunda ordem localizados devido não apresentar retilineidade maior do que o eixo do pilar como todo. item 15.4.1 NBR 6118 (ABNT, 2014).

Em relação ao conceito utilizado pela norma relacionado a geometria do pilar-parede, em que a menor dimensão deve ser 1/5 (um quinto) da maior dimensão na seção transversal do elemento. Araújo (2006), faz críticas afirmando que “Essa é uma classificação puramente geométrica, que não leva em conta a importância dos efeitos localizados”.

2.2 MÉTODOS DISPOSTOS PELA NBR 6118:2014

De acordo a NBR 6118 (ABNT,2014), o cálculo de dimensionamento dos pilares-parede segue o procedimento padrão dos métodos de cálculos de pilares maciços, tendo apenas adicionado desde a sua atualização em 2003 mais um método de cálculo para pilar-parede, sendo este o método de faixas isoladas utilizado como processo aproximado para consideração do efeito localizado de segunda ordem.

2.2.1 Método Pilar Padrão Com Curvatura Aproximada

São empregados para pilares com índices de esbeltez $\lambda \leq 90$ de seção constante e armaduras simétricas e constante ao longo de seu eixo, denominados pilares medianamente esbeltos. A norma diz que a não linearidade geométrica e considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal, já a não linearidade física e considerada através de expressão aproximada da curvatura da seção crítica.

Sendo o momento máximo no pilar definido pela expressão:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \times M_{1d,A} + N_d \times \frac{l_e^2}{10} \times \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (1)$$

Sendo $1/r$ a curvatura na seção crítica, avaliada pela expressão:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (2)$$

- h – Altura da seção na direção considerada;
- v – Força normal adimensional;

E $M_{1d,A}$ valor de cálculo de primeira ordem do momento MA , e ab conforme as definições estabelecidas na NBR 6118:2014 item 15.8.2.

2.2.2 Método Pilar Padrão Com Rigidez K Aproximada

Assim como o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, este deve ser empregado no cálculo de pilares com índices de esbeltez $\lambda \leq 90$ de seção constante e armaduras simétricas e constante ao longo de seu eixo, e a não linearidade geométrica é considerada da mesma forma, já a não linearidade física é considerada através da expressão aproximada da rigidez.

Onde momento máximo no pilar terá uma majoração do momento de primeira ordem para o cálculo definido pela expressão:

$$M_{sd,tot} = \frac{\alpha b * M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 * \frac{K}{v}}} \geq M_{d1,A} \quad (3)$$

Para a rigidez K adimensional, utiliza a expressão:

$$K_{prox} = 32 * \left(1 + 5 * \frac{MR_{d,tot}}{h * Nd} \right) * v \quad (4)$$

Portanto para o processo de dimensionamento, toma-se $MR_{d,tot} = MS_{d,tot}$ para o processo de verificação, onde a armadura é conhecida, $MR_{d,tot}$ é o momento resistente calculado com essa armadura e com $Nd = NSd = NRd$.

Para o processo acima define-se uma formulação direta para seu dimensionamento:

$$a * M^2 s_{d,tot} + b * M s_{d,tot} + c = 0 \quad (5)$$

Onde:

- $a = 5 * h$ (6)

- $b = h^2 * Nd - \frac{Nd * le^2}{320} - 5 * h * \alpha b * M1d, A$ (7)

- $c = -Nd * h^2 * \alpha b * M1d, A$ (8)

- $Msd, tot = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 * a * c}}{2 * a}$ (9)

2.2.3 Método Pilar Padrão Acoplado ao Diagrama M, N, 1/R

A norma traz a determinação dos esforços locais de segunda ordem para pilares com índice de esbelte $\lambda \leq 140$, poderá utilizar o método do pilar-padrão melhorado utilizando-se para a curvatura nas seções crítica os valores obtidos no diagrama M, N, 1/r.

2.2.4 Método Faixas Isoladas

Adotado para pilares-parede de seção simples ou compostos, em que a esbelte de cada lâmina do pilar-parede seja $\lambda < 90$. Onde o efeito localizado de 2ª ordem é considerado através da decomposição do pilar-parede em pequenas faixas verticais, de largura a_i . Para tanto cada faixa e analisada como pilares isolados, submetidos aos esforços de N_i e M_{yid} . Onde:

$$a_i = 3 * h \leq 100cm \text{ (10)}$$

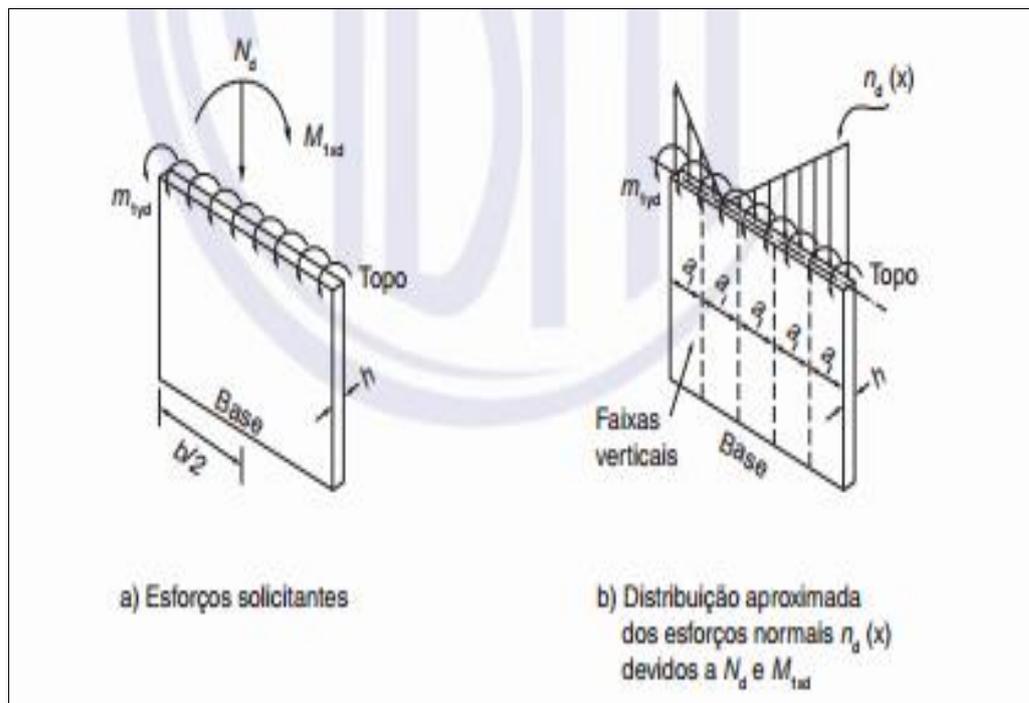
$$M_{yid} = m1yd * a_i \text{ (11)}$$

$M_{yid} \geq M1d, min$ quando o momento mínimo de primeira ordem for adotado para consideração das imperfeições geométricas.

Onde:

- a_i – É a largura da faixa i ;
- N_i – Força normal na faixa i , calculada a partir de $N_d(x)$;
- $M_{1d,min}$ – Momento mínimo;
- M_{yid} – Momento fletor da faixa i ;
- m_{1yd} e h são mostrados na figura 2;

Figura 2 – Método das faixas isoladas



Fonte: NBR 6118:2014

Para cada faixa isolada deve-se analisar os efeitos locais de segunda ordem, visto que a NBR 6118 (ABNT, 2014), item 15.9.3 diz:

“O efeito localizado de 2ª ordem em torno da menor dimensão de cada faixa i é assimilado ao efeito local de 2ª ordem de um pilar isolado equivalente a ela, não sendo necessário adotar valores de $\alpha\beta$ superiores a 0,6 nesta análise, quando $M_{yid} < M_{1d,mín}$. NBR 6118 (ABNT,2014)”.

Adotar estes valores de $\alpha\beta$ igual a 0,6 tem-se uma redução significativa a armadura longitudinal final, visto que KIMURA (2015) no exemplo do dimensionamento de um pilar-parede adotado pelo mesmo, a redução chegou em torno de 30%. Por tanto a implementação deste método e a atualização do coeficiente $\alpha\beta$ justifica-se pela redução da armadura em pilares-parede.

2.3 FUNÇÃO ESTRUTURAL

Pilares-parede como já definido anteriormente são elementos de superfície planas e de grande rigidez, e que se formam painéis de paredes isoladas, muito utilizados nas caixas de escadas e elevadores.

Para estruturas esbeltas como edifícios altos pode-se identificar dois tipos de estruturas distintas, que segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), item 15.4.3 por conveniência das análises estrutural, tem-se as subestruturas que são formadas por sua grande rigidez a ações horizontais e resistindo a maior parte desses esforços. Essas subestruturas são chamadas de subestruturas de contraventamento, já os elementos que não fazem parte da subestrutura de contraventamento são chamados de elementos contraventados.

Haja vista que os pilares-paredes são de grandes dimensões, para BASTOS (2015) os elementos de subestrutura de contraventamento são de grandes dimensões (pilares-parede ou parede estrutural) e por pórticos de grande rigidez, que formam núcleos de rigidez. os mesmos fazem parte da subestrutura de contraventamento.

Tem em vista a esbeltas destes edifícios, quando solicitados por ações horizontais do vento ou ações sísmicas, a estrutura é mobilizada apresentando deslocamentos excessivo que extrapolam parâmetros de instabilidade, e para PEREIRA (1997) tem-se buscado arranjos estruturais, como estruturas tubulares e barras diagonais, e opções comuns de núcleos estruturais como uso de combinações tridimensional de pilares-parede formando uma seção aberta.

Deste modo segundo CHEN (1990), conforme citado por PEREIRA (1997), “podem ser o único elemento estrutural básico e são considerados uma das estruturas mais eficientes e econômicas para resistir a carregamento lateral”.

PEREIRA (1997) continua abordando que para a engenharia estrutural, essas determinações dos esforços nas estruturas de contraventamento e de suma importância, já que recai em aplicação de sistemas de equações lineares. E desde o

surgimento de computadores deixou-se de ser problemático as resoluções de sistemas de equações, portanto acelerando o desenvolvimento da análise estrutural.

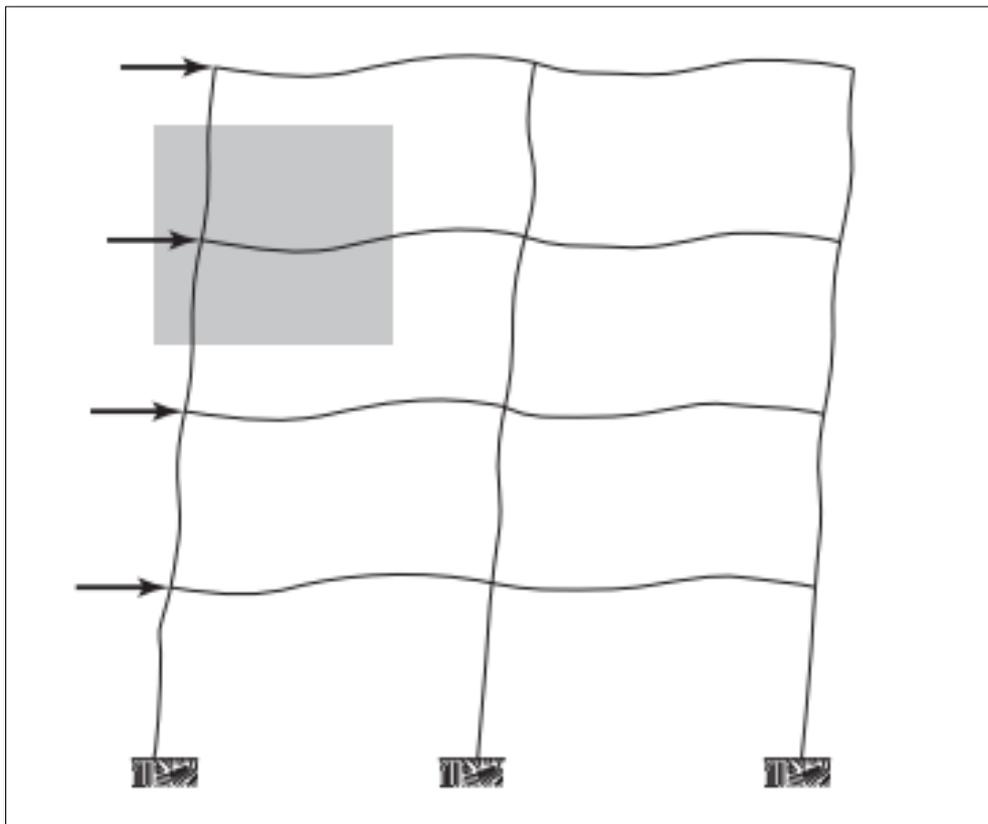
Para MACGREGOR (2009), existem três sistemas que resistem a carregamentos laterais, na qual um desses encontra-se os pilares-parede capazes de resistir a esforços laterais, fazendo parte do contraventamento do edifício.

Segundo o mesmo autor, os sistemas resistentes de carregamento laterais são classificados em:

1- Quadros resistentes aos momentos:

Estruturas porticadas compostas de vigas e pilares interconectados, onde estas barras horizontais e verticais tem função de resistir as cargas laterais por flexão, sendo um dos sistemas mais usuais em edifícios. Modelo ilustrado na figura 3.

Figura 3 – Quadros resistentes aos momentos



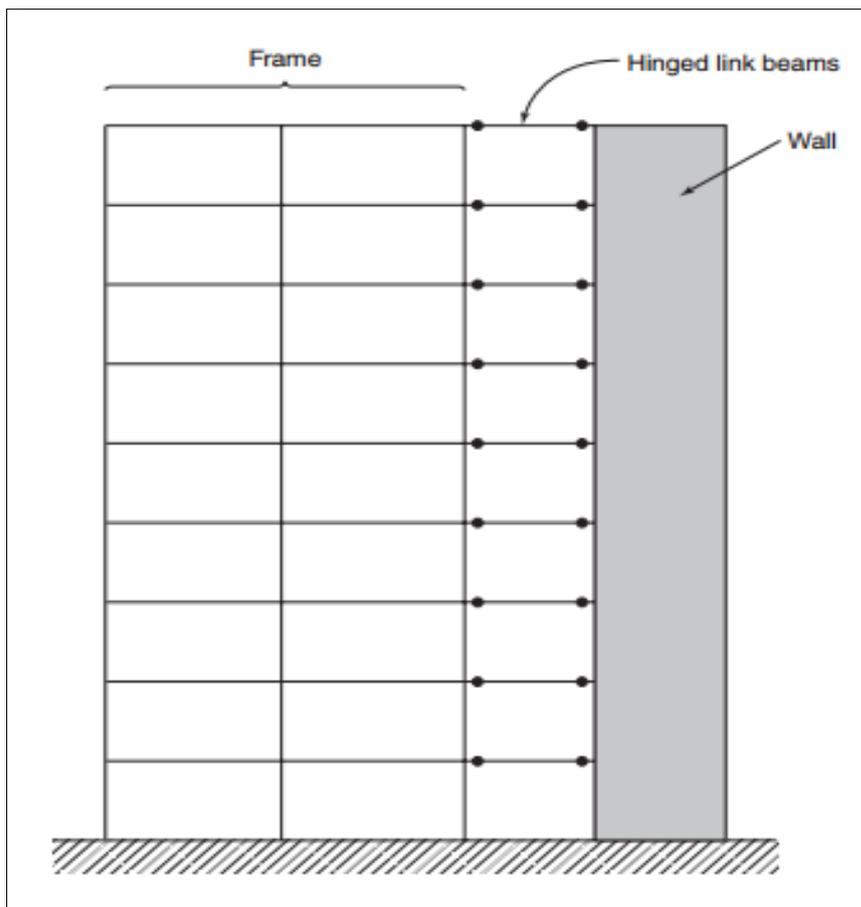
2- Sistemas em parede de rolamento:

Sistema de serie de paredes transversais paralelas entre quartos, os quais as paredes resistem as cargas laterais por flexão, usuais para hotéis e apartamentos.

3- Estrutura com parede de cisalhamento:

São as estruturas de pilar-parede onde a carga lateral e resistida em maior parte pelo pilar-parede, já os elementos contraventados responsáveis por resistir a menor parcela do carregamento. Utilizados para edifícios a cima de 8 pavimentos devido a maior contribuição do vento nesses edifícios. Modelo ilustrado na figura 4.

Figura 4 – Estrutura com parede de cisalhamento



Fonte: Reinforced Concrete Mechanics (2009)

2.4 CLASSIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

2.4.1 Efeitos Globais

Para que tenha efeitos globais segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) quando os esforços de segunda ordem são decorrentes de deslocamentos horizontais estes serão classificados como efeitos globais. Para tanto a norma traz alguns parâmetros de dispensa desses esforços, verificando se a estrutura apresenta-se de nós fixos, sendo estes:

Parâmetro de instabilidade α :

Se o parâmetro de instabilidade α for menor que α_1 o pórtico estrutural pode ser considerado de nós fixos. A expressão de α e dada por:

$$\alpha = H_{tot} * \sqrt{\frac{Nk}{E_{cslc}}} \quad (12)$$

Onde:

- H_{tot} – Altura total da estrutura desde o topo da fundação;
- Nk – Somatória das cargas atuantes na estrutura, desde a altura H_{tot} ;
- E_{cslc} – Somatória da rigidez dos pilares na direção considerada;

E α_1 e dado para α_1 igual a 0,2 se o número de níveis for menor ou igual a três, e α_1 igual a 0,6 se o número de níveis dor maior o igual quatro, sendo este valor limite aplicável a estruturas usuais de edifícios.

Porem a NBR 6118 (ABNT, 2014) no seu item 15.5.2 estabelece valores de α_1 para pilares-parede ou pórticos associados a pilares-parede com valor igual a 0,6 e para a subestrutura de contraventamento de pilar-parede adotar α_1 igual 0,7.

Segundo estudos feitos por ARAUJO (2010) através de variações do coeficiente K para contraventamentos feito por pilar-parede, o valor de α_1 igual a 0,7

fica oposto a segurança para edifícios baixos, e ainda diz ser excessivos para todas as situações onde $n \leq 100$ pavimentos.

Onde:

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{0,20}{1,10 * K}} \quad (13)$$

$$K = \frac{0,40 * n}{n - 0,60} \quad (14)$$

- K – Razão do deslocamento horizontal médio e o deslocamento máximo no topo da subestrutura de contraventamento;
- n - Numero de pavimento;
- α_1 – Valor limite;

Coeficiente γ_z :

Avalia a importância dos esforços globais de segunda ordem, considerados apenas para pórticos estruturais de no mínimo quatro pavimentos. O valor do γ_z e dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (15)$$

Onde:

- $M_{1,tot,d}$ – Soma do momento de todas as forças horizontais consideradas em relação a base da estrutura, ou seja o momento de tombamento;
- $\Delta M_{tot,d}$ – A soma dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura pelos deslocamentos horizontais obtidos na análise de primeira ordem;

2.4.2 Efeitos Locais

A NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que para barras da estrutura em que os eixos não se mantenham retilíneos, surgem-se os efeitos locais de segunda ordem, devido a análise global fornece apenas esforços de extremidade na barra, os efeitos locais devem ser analisados ao longo da barra comprimida.

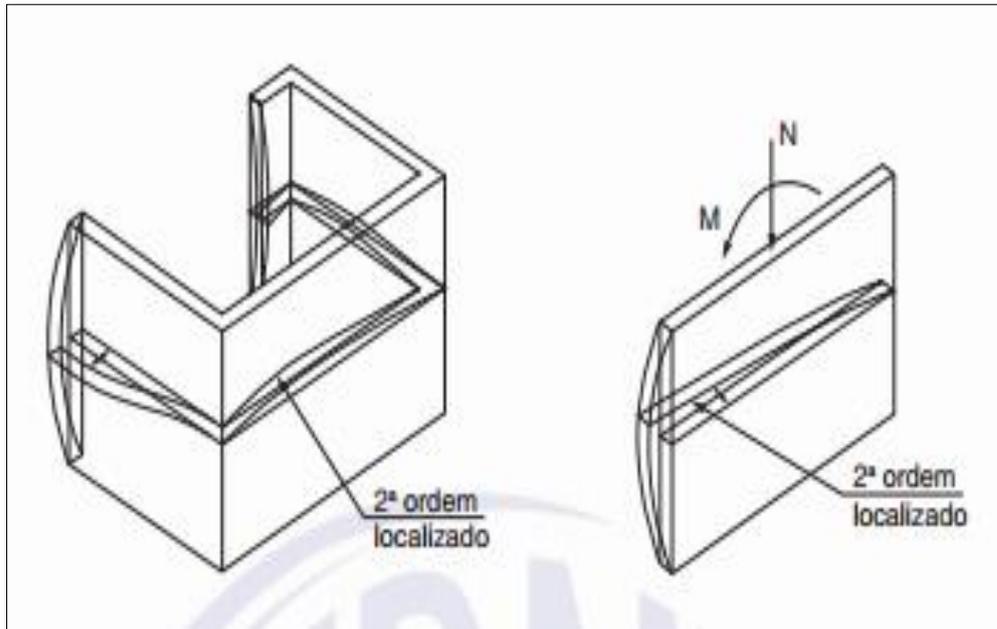
Sendo que no seu item 15.8.2 define que para dispensa dos efeitos locais de 2ª ordem para elementos isolados, o valor do índice de esbeltez seja menor que o valor de esbeltez limite (λ_1).

As equações do índice de esbeltez e a esbeltez limite encontra-se no item 2.5.2 deste trabalho. E para a determinação dos efeitos locais de segunda ordem foram apresentados os métodos de cálculo no item 2.4.3 deste trabalho.

2.4.3 Efeitos Localizados

Os efeitos localizados de segunda ordem aparecem em pilares-parede, devido a alguma região apresentar retilineidade maior do que a do eixo do pilar como um todo, surgindo efeitos de segunda ordem maiores aumentando a flexão longitudinal e flexão transversal, precisando-se do aumento de armadura nessas regiões. NBR 6118 (ABNT, 2014).

Figura 5 – Efeitos de 2ª ordem localizados



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

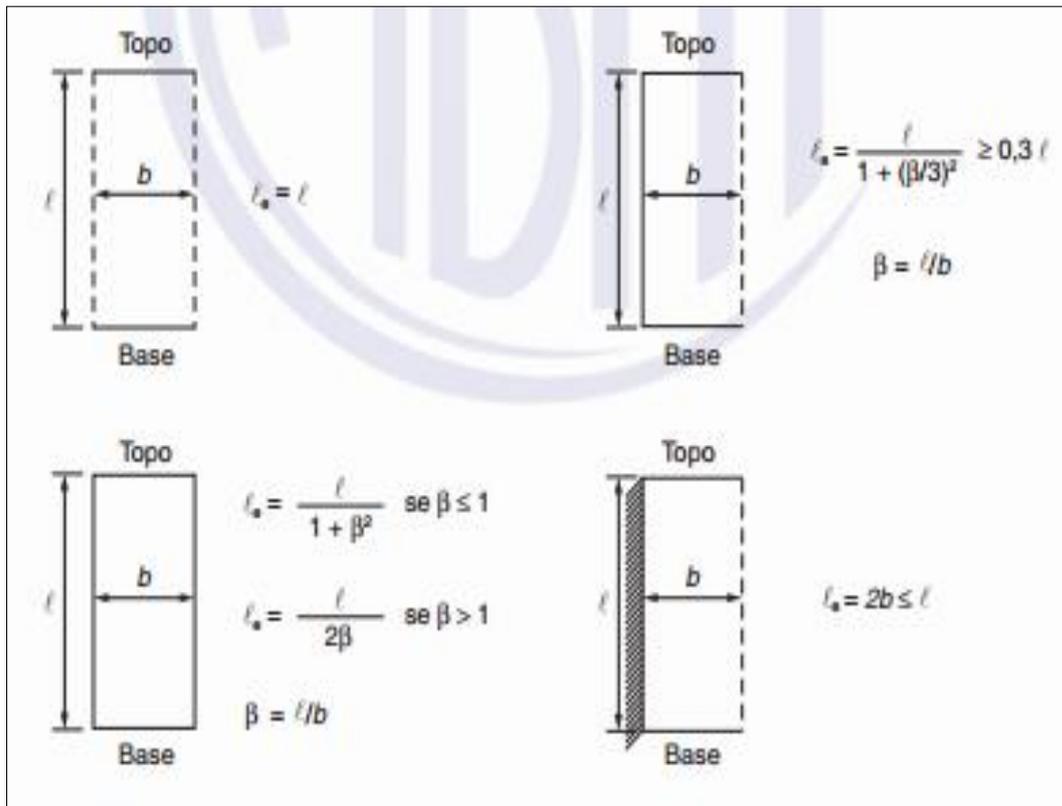
No seu item 15.9.2 a NBR 6118 (ABNT, 2014) traz as condições para a dispensa dos efeitos localizados em pilares-parede. Para isto a mesma diz a base e o topo de cada lâmina devem ser fixados as lajes do edifício dando um efeito de diafragma horizontal. Também diz que a esbeltez de cada lâmina λ_i deve ser menor que 35, sendo que a esbeltez e calculada através da expressão:

$$\lambda_i = \sqrt{12} * \frac{\ell_{ei}}{h_i} \quad (16)$$

Onde, para cada lâmina:

- ℓ_{ei} – Comprimento equivalente;
- h_i – Espessura;

O comprimento equivalente depende do vínculo das extremidades verticais da lâmina, conforme representado na figura 6.

Figura 6 – Comprimento equivalente ℓ_e 

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

Para o processo aproximado de consideração dos efeitos localizados de segunda ordem, a norma traz o método de faixas isoladas abordado no item 2.2 deste trabalho.

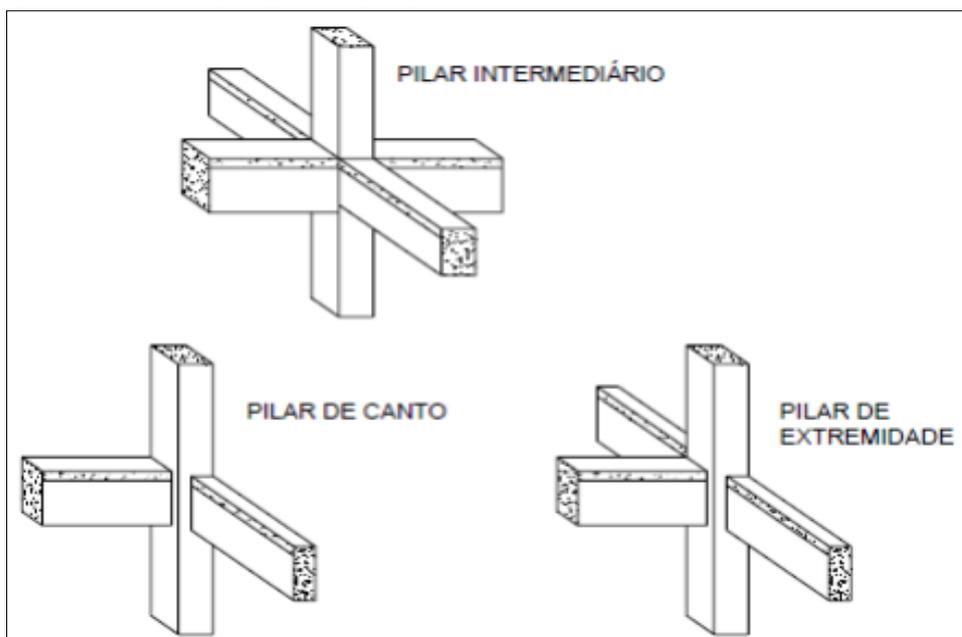
Porem este mesmo método considerado pela NBR 6118:2014, para ARAÚJO (2007), os efeitos localizados de segunda ordem são pequenos, e a redistribuição de esforços assim como a folga que tem nas armaduras dos pilares cobrem os efeitos localizado. Para tanto o mesmo conclui dizendo que “Não há nenhum efeito de segunda ordem localizado importante que mereça ser considerado no projeto dos pilares-parede”. E que “O processo simplificado da NBR-6118 superavalia esses efeitos localizados”.

2.5 RECOMENDAÇÕES CONSTRUTIVAS DA NBR 6118:2014

2.5.1 Tipologia Dos Pilares

Os pilares e pilares-parede para efeito de projete podem ser classificados segundo NBR 6118 (ABNT, 2014), nos seguintes tipos, pilares intermediários, pilares de extremidade e pilares de canto, como mostra na Figura 1.

Figura 7 – Classificação quanto a posição



Fonte: Fusco (1981)

Sendo que para cada tipo básico corresponde a uma situação de projeto diferente, em pilares intermediários considera-se compressão centrada na situação de projeto, pois os momentos fletores transmitidos ao pilar são desprezíveis devido a continuidade das lajes e vigas sobre o pilar, não existindo momentos fletores M_A e M_B de 1ª ordem nas extremidades do pilar.

Os pilares de extremidade em geral são posicionados nas bordas da edificação e consideram-se a flexão composta normal na situação de projeto, decorrente da não continuidade da viga, existindo momentos fletores M_A e M_B de 1ª ordem em uma direção do pilar.

Os pilares de canto em situação de projeto encontram-se a flexão composta oblíqua, decorrente da não continuidade das vigas apoiadas no pilar, existindo momentos fletores M_A e M_B de 1ª ordem nas duas direções do pilar, tendo excentricidade inicial e_{1x} e e_{1y} .

2.5.2 Índice De Esbeltez

A NBR 6118 (ABNT, 2014) no seu item 15.8.2 define que para dispensa dos efeitos locais de 2ª ordem para elementos isolados, o valor do índice de esbeltez seja menor que o valor de esbeltez limite (λ_1). O índice de esbeltez é a razão entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, nas direções a serem consideradas.

Sendo que o índice de esbeltez e dado pela seguinte relação:

$$\lambda = \frac{\ell e}{i} \quad (17)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (18)$$

Onde:

- ℓe = Comprimento de flambagem;
- i = Raio de giração;
- I = Momento de Inercia;
- A = Área de seção;

E o índice de esbeltez limite e dado pela seguinte relação:

$$\lambda_1 = \frac{25+12,5 \cdot e_{1/h}}{\alpha b} \quad (19)$$

Onde:

- $e_{1/h}$ = Excentricidade de 1ª ordem;
- αb = Coeficiente que depende da distribuição de momentos no pilar

Classificando os pilares na seguinte forma:

- Pilar curto se $\lambda \leq 35$: Despreza-se os efeitos de 2ª ordem;
- Pilar medianamente esbelto se $35 < \lambda \leq 90$: Os efeitos de 2ª ordem são avaliados por processos simplificados baseados no pilar-padrão;
- Pilar esbelto se $90 < \lambda \leq 140$: Os efeitos de 2ª ordem são avaliados utilizando-se o processo de pilar-padrão acoplado a diagramas M – N – 1/r para a curvatura crítica. Devendo ser considerado o efeito da deformação lenta;
- Pilar muito esbelto se $140 < \lambda \leq 200$: Os efeitos 2ª ordem são avaliados pelo método geral. Devendo ser considerado o efeito da deformação lenta;

2.5.3 Dimensões Mínimas

A NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 13.2.3 estabeleceu a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços independente de sua forma, não apresentar seção mínima menor que 19cm. Em casos especiais esta seção pode ser de 19 a 14cm desde que sejam multiplicados os esforços solicitantes por um coeficiente adicional (γ_n). Salientando que independentemente do valor da menor seção transversal, pilares devem apresentar área de seção não inferior a 360cm².

Figura 8 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$$

b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Sendo assim o pilar-parede se difere dos pilares maciços, quando sua maior dimensão da seção transversal exceda cinco vezes a menor dimensão, além dos efeitos de 1ª e 2ª ordem locais, apresenta os efeitos de 2ª ordem localizados.

2.6 ESTUDOS RELACIONADOS A PILAR-PAREDE

Apesar de a NBR:6118 dar ênfase a elementos pilares-parede no que tange análises e dimensionamento na sua atualização de 2003. Tem-se alguns estudos anteriores a atualização da norma sobre análise estrutural de pilar-parede, porém não sendo o foco deste trabalho, podem ser citados:

2.6.1 Associação Plana De Pórticos Com Pilares Parede

FERREIRA (1975), faz uma introdução ao crescimento vertical das cidades e esta realidade perante a engenharia estrutural onde cada vez mais surgem edifícios altos, os quais os engenheiros devem ter estudo cuidado da segurança dos mesmos. Devido a ação de vento nos edifícios altos, nota-se o surgimento de pilares-parede de grande rigidez, fazendo assim com que estes elementos contribuam para a rigidez conjunta da estrutura. As análises são classificadas em contínuas e discreto, sendo que para processos contínuos substituem os elementos horizontais que ligam os elementos resistentes verticais por um meio contínuo de rigidez equivalente, distribuído ao longo do edifício. Já o processo discreto utiliza-se as técnicas matriciais como o método dos deslocamentos, fornecendo deslocamentos e esforços em toda estrutura. Este trabalho tem objetivo de apresentar dois processos contínuos e dois processos discreto, através de exemplos numéricos, assim apresentando alternativas que o engenheiro dispõe para analisar a interação de pórticos com pilares-parede.

A metodologia aplicada neste trabalho foi através da aplicação de exemplos numéricos para cada processo de análise.

- Técnica contínua simplificada: Utilização de painel plano, constituído de 10 pavimentos, pé-direito 3m, seção transversal pilar-parede 20x250cm, seção transversal pilar pórtico 40x40cm, seção transversal

das vigas e lintéis 20x50cm, carregamento externo de 1 t/m e módulo de elasticidade transversal de 200 t/cm²;

- Técnica discreta simplificada: Utiliza-se as mesmas especificações do processo anterior, sendo adicionado a rigidez K_y da mola horizontal 14,196 t/cm e a rigidez K_z da mola de rotação 862500,0 t.cm. O exemplo 2 deste processo constitui em um painel plano, de 20 pavimentos, cargas laterais variando de 2,0 a 4,67 t e com as respectivas medidas dos elementos estruturais iguais ao do processo anterior. Exemplo 3 constitui de duas paredes unidas por lintéis, seção de 0,25x6,0m inferior e 0,25x4,0m superior da parede 1, seção de 0,25x8,0m inferior e 0,25x5,0m superior da parede 2, carregamento de 1 t/m e módulo de elasticidade de 200 t/cm²
- Técnica discreta de pórticos: Retomou-se a mesma estrutura utilizada no primeiro processo com deformações axiais nos pilares e deformações de cisalhamento nas paredes. O segundo exemplo também utiliza-se do mesmo modelo da estrutura do primeiro processo, porém admitindo as paredes elasticamente engastada na base;

Por fim o autor considera que as técnicas contínuas obtém-se razoável aproximação do comportamento da estrutura em função de números reduzidos de parâmetros elásticos e geométricos. Já a técnica discreta simplificada permite a variação da carga externa ao longo da estrutura e pode-se facilmente considerar as deformações por força cortante nos pilares-parede. Por último a técnica discreta de pórticos que se assemelha ao método dos elementos finitos, sendo a mais eficiente.

2.6.2 Análise De Estruturas Tridimensionais De Edifícios Altos Com Núcleos Resistentes Considerando O Efeito P- Δ

SILVA (1989), trata da necessidade de aprimorar os sistemas estruturais através de ferramentas para análise estrutural. Um desses sistemas pode destacar os painéis-parede que formam o núcleo de rigidez, devido a assimetria que gera na estrutura do edifício, ficam sujeitos a flexão e torção. Outro sistema são os tubulares pórticos, não sendo utilizado como núcleo, mas no perímetro do edifício resistindo as

forças laterais. Devido a cargas verticais agindo em estruturas lateralmente deslocada, tem-se o surgimento de deslocamentos e esforços adicionais, efeito P- Δ , os quais devem ser analisados. Neste estudo teve como objetivo a elaboração de um programa em linguagem Fortran 77, onde são feitas as análises da estrutura tridimensional com não linearidade geométrica.

A metodologia aplicada foi através de exemplos numéricos onde foram feitas as análises como uma associação em série de subestruturas associadas aos painéis planos travados pelas lajes como um diafragma rígido.

- Exemplo 1: Estrutura tubular de concreto armado com 15 pavimentos, pé-direito 3m, seção transversal das vigas 20x60 cm, seção transversal dos pilares 30x30 cm, E de 20.000 MPa, G de 8.000 MPa, c igual 0,8, carga lateral de 25,0 kN no topo e 51,0 kN demais pavimentos. Neste exemplo foram mostrados a influência da deformação por força cortante;
- Exemplo 2: Estrutura metálica com painéis pórticos e núcleo treliçado de 20 pavimentos, pé-direito 3,60m, painéis de 1 a 4 com $A=0,074 \text{ m}^2$ do 1º ao 10º pavimento e $A=0,037 \text{ m}^2$ até 20º pavimento e vigas com inercia $I=0,0009 \text{ m}^4$, já os painéis de 5 a 10 com $A=0,07\text{m}^2$ do 1º ao 10º pavimento e $A=0,04\text{m}^2$ até 20º pavimento e diagonais $A=0,0043 \text{ m}^2$, os carregamentos laterais variaram de 32,0 a 102,0 kN. Neste exemplo foram considerados o efeito P- Δ e desprezados influência de deformação por força cortante;
- Exemplo 3: Estrutura composta de pórticos planos e núcleo em concreto armado, tendo 18 pavimentos, pé-direito 4,0m, seção transversal das vigas de 20x60 cm, seção transversal dos pilares de 25x50 cm, núcleo com parede de seção aberta e espessura de 15 cm, E de 20.000 MPa, G de 8.000 MPa, c igual 0,8, carga vertical viga nível forro de 10 kN/m e 20 kN/m demais vigas, carga vertical parede (6 e 7) nível forro de 35 kN e 70 kN demais níveis, carga vertical parede (5) nível forro de 90 kN e 180 kN demais níveis, carga lateral nível forro de 25,5 kN e demais níveis de 51,0 kN. A deformação por força cortante foi considerada nas paredes e a consideração do efeito P- Δ .

- Exemplo 4: Estrutura de 15 pavimentos em concreto armado com 12,5 ft de pé-direito, composta por uma parede de seção aberta com espessura de 1,0 ft, E de $5,7 \times 10^8$ lb/ft², coeficiente Poisson de 0,15, ν de 0,8, momento de torção de 24922,50 lb.ft/ft. Feito pela teoria de flexo-torção onde os momentos foram substituídos por esforços equivalentes aplicados nas lajes.

O autor conclui que a técnica de subestruturas e a eliminação em série, torna-se a capacidade de processamento da estrutura maior em relação a programas que não utilizam, possibilitando as análises de grande porte em microcomputadores. Não foram considerados instabilidade estrutural nas análises e o processo iterativo ocorreu com no máximo 3 interações.

2.6.3 Edifícios Altos: Interação Tridimensional Das Peças De Contraventamento

BECKER (1989), analisou via utilização do método dos deslocamentos as estruturas tridimensionais de edifícios, que se compõe de pórticos, pilares isolados e núcleos contraventados por lajes consideradas como placas de rigidez infinitas em seu plano e flexíveis no plano concorrente, onde as vigas tiveram as seguintes nomenclaturas, vigas pilar-pilar quando são utilizadas no contraventamento dos pilares, lintel são as vigas que contraventam os núcleos, vigas pilar-núcleos quando contraventam os pórticos ao núcleo. Devido ao surgimento dos computadores, tornando-se a velocidade do processamento da estrutura para obtenção de respostas aos agentes solicitantes, este trabalho teve como objetivo apresentar uma análise da estrutura de edifícios com utilização de programação de linguagem Fortran para a resolução de matriz de rigidez de ordem elevada.

A metodologia foi através de exemplos numéricos com aplicação do método dos deslocamentos, seguindo uma etapa de montagem da matriz ao cálculo dos esforços.

- Exemplo 1: Edifício de 15 andares composto por um núcleo contraventado nos andares por lintéis, módulo de elasticidade $5,7 \times 10^8$ lb/ft², coeficiente Poisson de 0,15, espessura da parede 1,0

ft, seção transversal do lintel $1,0 \times 1,5$ ft², pé-direito 12,5 ft, carga horizontal 1.250 lb/ft;

- Exemplo 2: Edifício de 20 andares composto por dois núcleos contraventado nos andares por lintéis, módulo de elasticidade $4,32 \times 10^8$ lb/ft², coeficiente Poisson de 0,25, espessura da parede 1,0 ft, seção transversal do lintel $2,0 \times 2,5$ ft², pé-direito 10,5 ft, carga de momento torção 64 lb.ft/ft;
- Exemplo 3: Estrutura composta por um núcleo e 17 painéis interligados por lajes e par de vigas, 15 andares, pé-direito 3,30 m, módulo de elasticidade longitudinal e transversal $2,0 \times 10^6$ tf/m² e 8×10^5 tf/m², seção transversal pilares $0,40 \times 0,40$ m², seção transversal vigas $0,25 \times 0,90$ m², espessura da parede 0,25 m, carga solicitada de 100 kgf/m²;
- Exemplo 4: Estrutura composta por 1 núcleo, 12 painéis, 10 pilares, 3 vigas pilar-núcleo, 1 lintel, tendo 9 andares, pé-direito 300 cm, módulo de elasticidade longitudinal e transversal 200 tf/cm² e 80 tf/cm², pilares com dimensões 30×60 cm², dimensões da viga pilar-núcleo da viga dos painéis e do lintel 20×40 cm², carga vertical de 866,67 kgf/m;
- Exemplo 5: Estrutura composta por 4 núcleo, 7 pilares, 5 vigas pilar-pilar, 6 vigas pilar-núcleo, 6 lintéis e 3 painéis, tendo 16 andares pé-direito 300 cm, módulo de elasticidade longitudinal e transversal 200 tf/cm² e 80 tf/cm², dimensões dos pilares de 30×60 cm², 30×30 cm² e 40×80 cm², dimensões vigas painéis e vigas pilar-pilar de 20×40 cm², dimensões vigas pilar-núcleo de 10×30 cm² e 10×50 cm², dimensões lintéis 10×30 cm², $7,5 \times 30$ cm² e $7,5 \times 20$ cm², carga horizontal de $4/3$ tf/m;
- Exemplo 6: Estrutura de 12 andares, pé-direito de 3,10 m para 2 primeiros andares e 2,90 m para os demais, cargas horizontais variadas entre 5,23 a 8,47 tf, módulo de elasticidade longitudinal 200 tf/cm², coeficiente de Poisson 0,25, pilares com dimensões de 20×120 cm², 20×100 cm², 30×90 cm² e 20×185 cm², barras horizontais com dimensões de 20×60 cm² e 10×60 cm²;

O autor faz as considerações finais da análise matricial de tratamento discreto, na qual equaciono de modo a ter um modelo discretizado em várias versões. Deste modo o projetista poderá confrontar modelos de concepção estrutural diferentes com intuito de sanar suas dúvidas.

2.6.4 Os Núcleos Estruturais E A Não-Linearidade Geométrica Na Análise De Estruturas Tridimensionais De Edifícios Altos

MORI (1992), em seu trabalho analisou a interação tridimensional entre pórticos planos, pilares isolados, núcleo de rigidez e vigas horizontais. Onde comenta que para edifícios altos os núcleos absorvem em grande parte os esforços laterais, entendendo-se como núcleo estrutural os pilares-parede com seção aberta, diz ainda que a posição dos núcleos em planta causa assimetria na estrutura, assim sua solicitação e a flexão oblíqua composta combinada com torção. As análises foram através do processo dos deslocamentos com auxílio de programação de linguagem Fortran 77. O objetivo do trabalho realizado pelo autor foi de obter a análise elástica em teoria de segunda ordem das estruturas tridimensionais, tendo o núcleo estrutural como importante elemento de contraventamento.

Como metodologia deste trabalho foram utilizadas pesquisas bibliográficas, desenvolvimento do programa em linguagem Fortran 77, sendo a primeira parte a resolução em teoria de primeira ordem definindo as características geométricas e elásticas dos elementos estruturais, os esforços axiais da subestrutura e momentos fletores para os núcleos, na segunda etapa o programa calcula em teoria de segunda ordem, depois foram utilizados procedimento iterativo para o cálculo dos deslocamentos nas lajes.

O trabalho apresenta uma contribuição ao estudo em teoria de segunda ordem com a interação tridimensional dos pórticos planos, pilares isolados, núcleos estruturais e das vigas horizontais. O programa desenvolvido mostrou-se bastante eficiente no cálculo da teoria de segunda ordem, sendo atingido no máximo em três interações. Conclui que estruturas constituídas de pórticos planos e núcleos rígidos, sendo os pilares-parede absorvendo boa parte das solicitações horizontais, a análise do processo $P-\Delta$ conduzem a bons resultados. Assim os núcleos rígidos são

considerados componentes fundamentais para o contraventamento de edifícios altos.

2.6.5 Análise Não Linear Geométrica E Física De Núcleos Rígidos De Edifícios Altos Em Concreto Armado

CORELHANO (2010), frente as ações horizontais as estruturas de edifícios necessitam de rigidez elevada, tendo como alternativa a implantação de núcleos rígidos, levando a maior complexidade na modelagem devido a não linearidade geométrica e física. Dado o panorama este trabalho fundamentou-se em contribuir para a análise não linear geométrica e física com núcleos de rigidez através de um código computacional para análise em pórticos tridimensionais. Tendo o objetivo de avaliar o comportamento dos edifícios com núcleos de rigidez considerando a não linearidade geométrica e física, com formulação rigorosa.

A sua metodologia de trabalho partiu do princípio à revisão bibliográfica, seguindo ao desenvolvimento do código computacional baseado no método dos elementos finitos, denominado NUC NLGF, para a análise não linear geométrica utilizando-se exemplos de aferição, sendo este o mesmo utilizado por SILVA (1989) e para a análise não linear física utilizando-se exemplos de aferição.

As formulações e considerações sobre os modelos empregados apresentaram resultados satisfatórios na análise não linear geométrica e física. Os resultados mostraram que a rigidez nas paredes dos núcleos é maior que a obtida com o coeficiente redutor de inercia 0,70 da NBR 6118. Para tanto conclui que a rigidez do núcleo não é constante ao longo do edifício.

2.6.6 Modelos Estruturais De Núcleos De Edifícios – Barra Vs Casca

MEDEIROS (2014), aborda a utilização do emprego de malhas de elementos de barra em núcleos estruturais no CAD/TQS. Os núcleos de concreto em edifícios altos exercem uma função de enrijecimento da estrutura frente a solicitações laterais, podendo levar a flexão e torção nos núcleos. No CAD/TQS o modelo de pórtico espacial que possuem núcleos, cada trecho do núcleo entre dois pavimentos

são representados por barra, no entanto quando a presença do núcleo gera assimetria na estrutura, a representação por barra leva a modelos que não captam o real comportamento da estrutura. Para tanto este trabalho teve o objetivo de realizar a viabilidade do emprego de malhas de elementos de barra na discretização do núcleo estrutural no sistema CAD/TQS.

Para a obtenção do objetivo proposto, foram determinados uma metodologia de aplicação do estudo, com implantação de um modelo de pórticos de núcleos discretizados em malhas de elementos de barra e modelo de pórticos de núcleos discretizados em elementos finitos de casca. Utilizou-se três estruturas com carregamento estáticos nas direções X e Y, sendo duas como núcleo isolado e uma com edifício contendo núcleo estrutural.

- Exemplo 1: Um eixo de simetria, avaliou-se a rigidez a flexão sem a torção, parede com espessura de 15 cm, núcleo com 60 m de altura, base engastada, modulo de elasticidade longitudinal e transversal 2.000.000 tf/m² e 800.000 tf/m², coeficiente de Poisson 0,25, peso específico 2,5 tf/m³, carregamentos horizontais em X e Y de 0,10 tf a cada três metros ao longo da altura do núcleo;
- Exemplo 2: Núcleo um eixo de simetria submetidos a flexo-torção, parede de 20 cm espessura, núcleo com 45 m de altura, base engastada, modulo de elasticidade longitudinal e transversal 3.067.000 tf/m² e 1.227.000 tf/m², coeficiente de Poisson 0,25, peso específico 2,5 tf/m³, carregamentos horizontais em X e Y de 1,0 tf a cada três metros ao longo da altura do núcleo;
- Exemplo 3: Um eixo de simetria submetidos a flexão e flexo-torção, estrutura contendo 25 andares, altura de 75 m, parede de 20 cm espessura, seção dos pilares 20x60 cm, seção das vigas 20x50 cm, base engastada, modulo de elasticidade longitudinal e transversal 3.067.000 tf/m² e 1.227.000 tf/m², coeficiente de Poisson 0,25, peso específico 2,5 tf/m³, carregamentos horizontais em X e Y de 4,0 tf e 3 tf ao nível de cada andar;

Conclui-se que as análises realizadas foram elásticas linear, portanto não avaliou-se fissuração devido à redução feita na rigidez a torção do núcleo. Os

resultados dos dois primeiros exemplos mostraram que a discretização de elementos de barras tem-se comportamento próximo aos de elementos finitos de casca. Já o terceiro mostrou que o modelo de barra pouco refinado apresentou resultados aceitáveis quando mesmo sofre flexão sem torção.

Haja vista a carência de estudos de dimensionamento de pilar-parede ou de núcleos estruturais, foco deste trabalho. Podem ser citados:

2.6.7 Flambagem Local Dos Pilares-Parede De Concreto Armado

ARAÚJO (2006), apresenta o problema da flambagem local em pilares-parede, principalmente para lâminas que possuem bordo livre nos pilares-parede de seção aberta usuais em edifícios. O dimensionamento do mesmo segue procedimentos adotados para o cálculo de pilares, porém os efeitos de segunda ordem podem ser maiores nos pilares-parede devido a solicitação de flexo-torção, crescendo com o aumento da sua rotação de torção. Para que possa diminuir a intensidade do momento torço e proposto que façam associação com pórticos de contraventamento. Devido ao surgimento de efeitos localizados de segunda ordem na lâmina desses elementos, e conveniente que se faça a verificação de possível flambagem local das lâminas do pilar-parede. Sendo assim este estudo propôs uma formula simples para calcular o reforço das lâminas que tenham riscos de flambagem local, depois comparados com resultados experimentais.

Partiu de uma análise sobre o procedimento aproximado que a NBR 6118:2003 utiliza, em seguida apresenta uma dedução da formulação teórica para a flambagem local, introduzindo esta formulação no dimensionamento de pilar-parede com efeitos de flambagem e faz uma comprovação experimental através de exemplos. Para o exemplo experimental, o autor utilizou um núcleo com as seguintes características:

- Altura de piso a piso 4 m, parede 1 comprimento 200 cm, parede 2 comprimentos 210 cm, espessura de ambas as paredes 20 cm, fck 40 MPa, taxa de armadura 1,08%, armado com 40 barras de 20 mm com dimensionamento sem a consideração da flambagem.

O exemplo experimental utilizado mostrou uma taxa de armadura de 1,64%, ou seja, resultou em um acréscimo de 52% na armadura das lâminas de bordo devido ao seu comprimento de flambagem ser maior, causando efeitos de flambagem local mais intensos, resultando em uma armadura total de 52 barras de 20 mm. Por tanto o autor conclui que o processo simplificado da norma apresenta inconsistência, e que a formula proposta neste estudo apresentou resultados consistentes em comparação com exemplos experimentais, e que a mesma deve ser considerada em futuras revisões da NBR 6118.

2.6.8 Análise Do Processo Aproximado Da NBR – 6118 Para Consideração Dos Efeitos Localizados De Segunda Ordem

ARAÚJO (2007), abordou os critérios aproximados da NBR 6118:2003 para consideração dos efeitos de segunda ordem localizados nos pilares-parede, sendo feita uma análise criteriosa deste processo comparando-o com a teoria não linear de placas, através do método dos elementos finitos. Tendo estes critérios adotados que resultam na armadura final horizontal desses elementos, foram análise quanto a exigência da norma a uma área aço mínima 25% da armadura longitudinal.

Partiu de uma análise fazendo-se o esboço do processo aproximado da norma, sendo que o pilar-parede a ser considerado é elástico linear sem a utilização da não linearidade física, assim fez-se uma dedução desses efeitos em barras de grande esbeltez e da análise dos efeitos localizados em placas. Para tanto utilizou-se de três exemplos experimentais para a obtenção dos resultados com os métodos elementos finitos (MEF), pilar e pela lâmina ai.

- Exemplo 1: Um pilar-parede isolado submetido a flexão normal, comprimento 360 cm, altura 360 cm, espessura da parede 20 cm, f_{ck} 20 MPa, coeficiente Poisson 0,2, módulo de elasticidade secante concreto 2570 kN/cm², normal distribuída 2500 kN/m, momento fletor de primeira ordem 52,5 kN.m/m.
- Exemplo 2: Um pilar-parede isolado submetido a flexão oblíqua, comprimento 360 cm, altura 360 cm, espessura da parede 20 cm, f_{ck} 20 MPa, coeficiente Poisson 0,2, módulo de elasticidade secante

concreto 2570 kN/cm², normal máximo 5000 kN/m, momento fletor de primeira ordem 52,5 kN.m/m.

- Exemplo 3: Um pilar-parede com um bordo livre, comprimento 360 cm, altura 360 cm, comprimento flambagem 324 cm, espessura da parede 20 cm, f_{ck} 20 MPa, coeficiente Poisson 0,2, módulo de elasticidade secante concreto 2570 kN/cm² normal distribuída 2500 kN/m, normal total 9000 kN, momento fletor de primeira ordem 52,5 kN.m/m.

Para o primeiro exemplo abordado foram determinados o momento fletor para cada um dos métodos resultando em uma diferença de 3% entre MEF e do pilar convencional, assim para o segundo exemplo o momento máximo fletor teve um acréscimo de apenas 4%, para o último exemplo apresenta o fator de amplificação do momento em que MEF obteve 1,15 e do pilar convencional obteve 1,22. Ambos os casos obtiveram momento horizontal máximo de 16 kN.m/m. Para os dois primeiros caso obtiveram para momento horizontal uma área de aço 1,53 cm²/m, menor que área de aço mínima para uma placa de 20 cm.

Conclui afirmando que não há efeitos de segunda ordem localizados que deva ser considerado no projeto de pilar-parede, e que o processo simplificado da norma superavalia os efeitos localizados, e o momento horizontal podem ser 20% do momento vertical.

2.6.9 ABNT NBR 6118:2014 Comentários E Exemplos De Aplicação

KIMURA (2015), aborda a atualização introduzida no item 15.9.3 da NBR 6118:2014 do valor do coeficiente α igual a 0,6 para o dimensionamento de pilar-parede conforme a NBR 6118:2014. Devido essa mudança há uma alteração na área de aço para armadura longitudinal, porém mantendo a sua segurança quanto a efeitos das imperfeições geométricas locais quanto dos efeitos de segunda ordem locais e localizados. Tendo em vista essa mudança, este estudo teve como objetivo, dimensionar as armaduras longitudinais de um trecho de pilar-parede satisfazendo a condição de $M_{yd} < M_{1d, \text{mín}}$.

O autor utilizou um exemplo numérico pelo método do pilar-padrão com rigidez k aproximada, sendo este um pilar-parede isolado cuja a relação das dimensões da seção transversal do elemento a ser analisado e aproximadamente 11,8cm, que segundo o item 14.4.2.4 da NBR 6118:2014, o mesmo é considerado pilar-parede. Foram analisados as imperfeições locais assim como os efeitos locais e localizados de segunda ordem, que devem ser convenientemente avaliados em pilares-parede. As especificações do pilar-parede foram:

- Exemplo 1: Elemento extraído do modelo global do edifício, seção transversal retangular 224x19cm, comprimento do topo a base 3,0m, cobrimento 25mm, f_{ck} 35 MPa, aço CA-50 f_{yk} 500 MPa, força normal 7840 kN, momento fletor constante na direção mais rígida 1260 kN.m, momento fletor topo e base na direção esbelta 140 kN.m e -70 kN.m, pilar dividido em 4 faixas de 19x56cm, topo e base convenientemente travados.

As armaduras necessárias para atender os efeitos locais e imperfeições geométrica local foram 28 barras de 20mm, já para o atendimento aos efeitos localizados foram 36 barras de 20mm, resultando na armadura final de 36 barras de 20mm que atendiam as duas análises. Conclui que a utilização do método da rigidez k aproximada não interferiu nos resultados para comparação com a NBR 6118 anterior, sendo que o mesmo exemplo poderia ser dimensionado pelos outros métodos dispostos pela norma. De acordo com a antiga norma que não está em vigor, a armadura longitudinal necessária para atender os efeitos localizado era 52 barras de 20mm.

Concluiu-se que adotar valores de α_b igual a 0,6 tem-se uma redução significativa a armadura longitudinal final, visto que a redução chegou em torno de 30%. Por tanto a implementação do método para análise do efeito de segunda ordem localizados e a atualização do coeficiente α_b justifica-se pela redução da armadura longitudinal em pilares-parede.

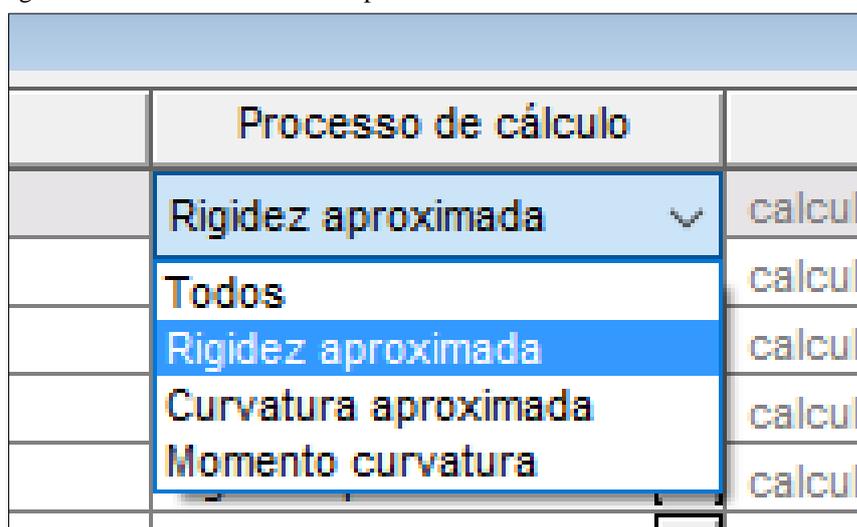
2.7 CONCEITOS DOS SISTEMAS COMPUTACIONAIS

2.7.1 SOFTWARE EBERICK

O Eberick é um software da empresa AltoQi, muito utilizado no país como auxílio aos projetos de estruturas em concreto armado, no qual faz-se as análises, dimensionamento, compatibilização e detalhamento dos elementos pilares, pilares-parede, vigas, lajes, fundações e muro de contenção. O sistema faz a modelagem através de pórtico espacial composto pelos pilares e vigas, sendo que esses elementos são representados por barras ligadas as outras pelos nós. As lajes são calculadas em forma de grelhas independente dos outros elementos.

No software realiza o dimensionamento dos pilares-parede podendo ou não considerar os efeitos localizados de segunda ordem. Sendo que para não consideração destes efeitos, dimensiona-se utilizando todos os métodos disposto pela norma, como ilustra a figura 9.

Figura 9 – Processo de cálculo de pilares



Fonte: Software Eberick

Para tanto na consideração destes efeitos localizados, utiliza-se o método simplificado da norma, dividindo o pilar-parede em lâminas desde que seu índice de esbeltez seja menor que 90, assim faz-se o dimensionamento das lâminas pelos métodos disposto pela norma e tratados no item 2.2 deste trabalho, como ilustra a figura 10.

Figura 10 – Processo de cálculo para os efeitos localizados de segunda ordem em pilares-parede

atendido

Considerar efeitos localizados de 2ª ordem em pilar parede

Processo Rigidez aproximada

Limites

Taxa de arr

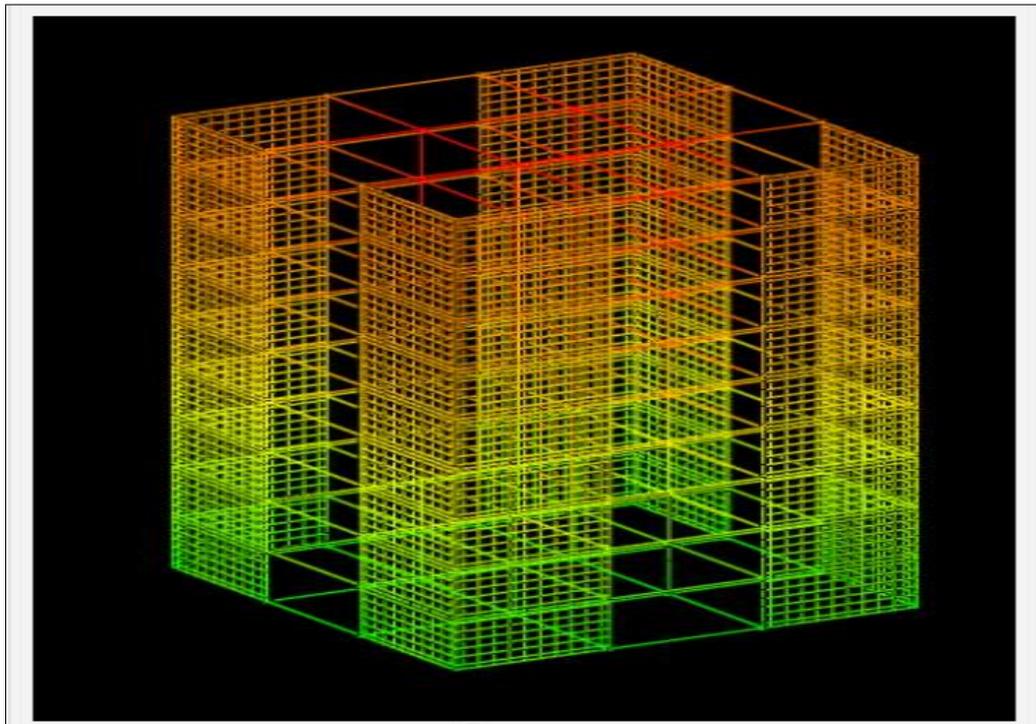
Número máximo de barras 90

Todos
 Rigidez aproximada
 Curvatura aproximada
 Momento curvatura

Fonte: Software Eberick

Para uma análise e dimensionamento mais refinado dos pilares-parede o Eberick traz o módulo pilares esbeltos e pilares-parede, no qual é possível a associação desses elementos, assim podendo forma núcleos estruturais. Acrescentando seções em T, I, U e L aberto, assim como ser analisado como elemento de superfície, ou seja, como as lajes por analogia de grelhas ou elementos finitos. IGLESIA (2017).

Figura 11 – Analogia de grelhas para associação de pilares-parede



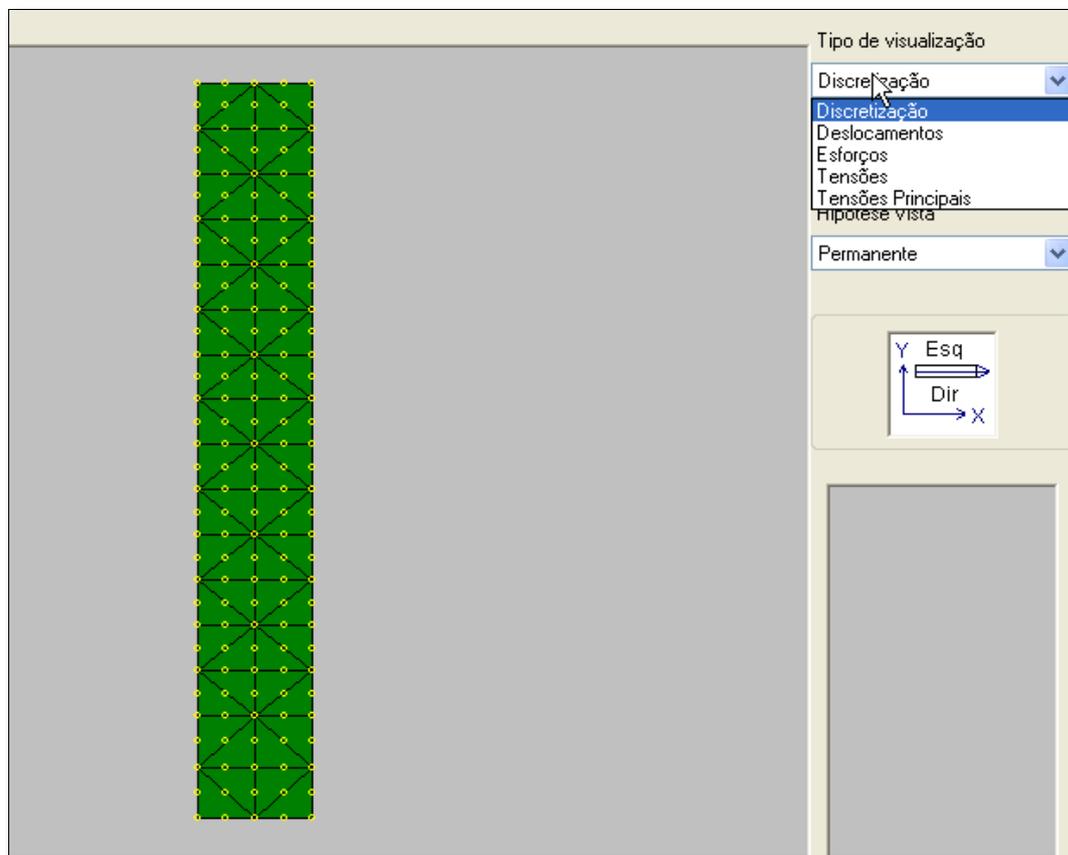
Fonte: maisengenharia.altoqi.com.br

2.7.2 SOFTWARE CYPECAD

O CypeCAD é um software comercializado pela empresa multiplus, sistema computacional muito utilizado por projetistas de estruturas em concreto armado e metálicas. Faz análise, dimensionamento e detalhamentos dos elementos estruturais pilares, paredes, vigas, lajes, fundação. O software não segue o método simplificado da norma para determinação dos esforços em pilares-parede, este trabalha-se com a discretização em malhas ao longo do pilar-parede, no qual calcula-se pelo método dos elementos finitos.

Estes elementos são calculados no CypeCAD através da utilização do módulo pilares-parede, que consideram em seção L, U, em núcleo formados em caixas de escadas e elevadores e pilares-parede com geometria irregular. A discretização é feita ao longo de toda prumada, sendo que os resultados de deslocamentos e esforços são visualizados sobre a malha de elementos finitos de cada parede.

Figura 12 – Visualização ao longo da prumada



Fonte: Software CypeCAD

3 METODOLOGIA

3.1 DESENHO DO ESTUDO

O presente estudo consiste em pesquisa aplicada, de caráter exploratório e descritivo, que visa não só relacionar as variáveis de análise central, mas quantificar e interpretar os resultados.

Para atingir os objetivos por meio da pesquisa exploratória descritiva, a partir da coleta de informações de fontes primárias e secundárias. Este trabalho será dividido em três partes, sendo que em um primeiro momento, será pesquisado publicações, livros e artigos que correspondam aos seguintes critérios de inclusão: ser artigo de pesquisa em periódico nacional ou internacional em inglês ou espanhol; teses e dissertações relacionadas às temáticas trabalhadas e literaturas que tratam dos assuntos e seus principais conceitos.

Em um segundo momento, será feito o Pré-Dimensionamento do pórtico espacial, para obtenção da concepção estrutural é das análises. Assim fazendo uma previsão do comportamento da estrutura, como ela responderá as solicitações, e caracterizando as seções iniciais dos elementos e os esforços solicitantes extraídos do software Eberick.

Em um terceiro momento, será feito o cálculo manual do elemento estrutural isolado do pórtico espacial, utilizando-se o método pilar-padrão com curvatura aproximada. Assim como será feito o cálculo pelos sistemas computacionais definidos no estudo.

Nesse sentido, os resultados serão apresentados em forma de quantitativo, pois apresentará em números, os resultados obtidos que serão acompanhados de análise direcionada ao contexto que configura o objetivo do estudo, de modo que se cumpra o papel científico deste projeto, no sentido de alcançar os objetivos propostos.

3.2 CRITÉRIO DE INCLUSÃO E EXCLUSÃO

- Para inclusão a planta do projeto tem que possuir o elemento estrutural que está sendo tratado no trabalho.
- Para exclusão a planta do projeto não terá núcleos estruturais, devido ao mesmo ser calculado com módulo adicional nos softwares.

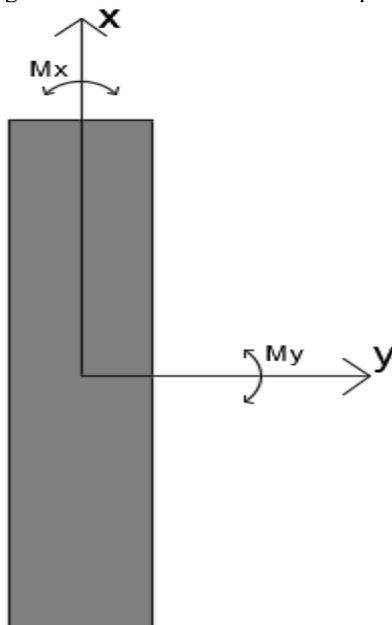
3.3 LOCAL E PERÍODO DE REALIZAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa será laboratorial, a qual acontecerá no laboratório de informática do CEULP/ULBRA. Sendo o período de realização conforme cronograma que se encontra no item 4 deste trabalho.

3.4 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

Para este trabalho será utilizado o pilar P10 cuja seção transversal é de 20x285 cm, tendo então a menor dimensão praticamente 1/15 da maior dimensão, assim atendendo as definições de pilar-parede pela norma quanto a geometria. Sendo o dimensionamento feito para o nível pavimento tipo 1, os eixos do elemento estrutural serão conforme a figura 13 deste trabalho.

Figura 13 – Eixos do elemento em planta



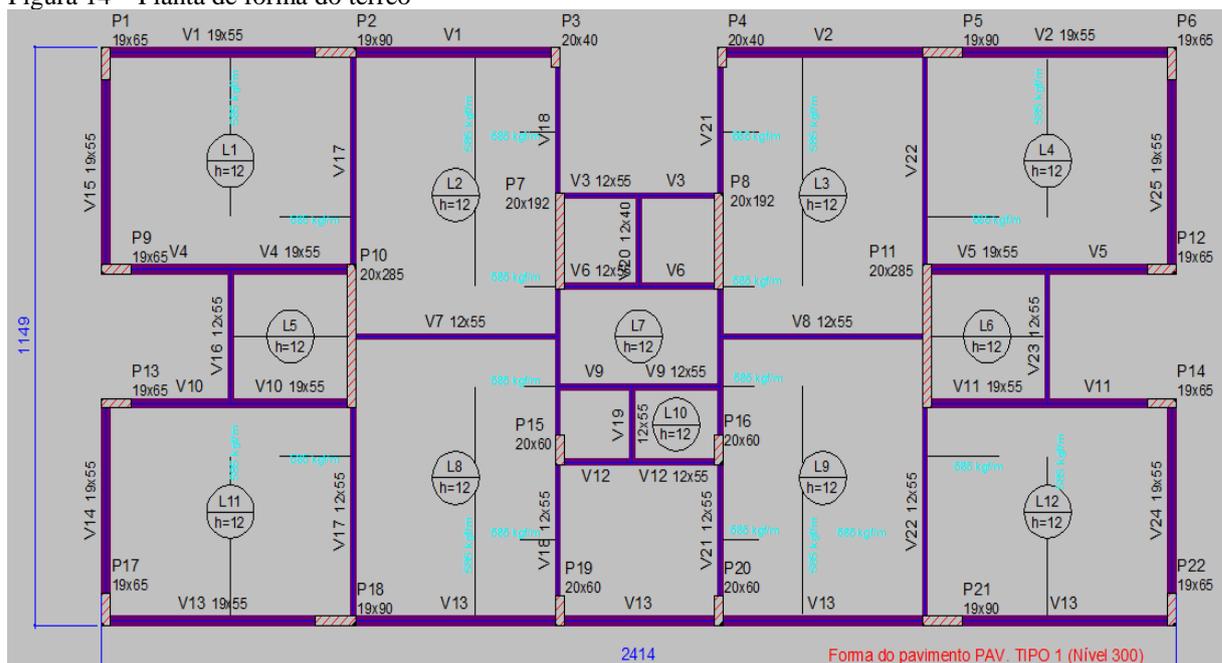
Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

O projeto utilizado foi o proposto por BITTENCOURT (2007), no qual corresponde a um edifício de 13 pavimentos, tendo 10 pavimentos tipo, térreo, cobertura e reservatório, pé-direito 3,0 m entre os andares, com altura total de 35,0 metros e área total de 2.501,15 m². Estrutura composta por pórticos associados e quatro pilares-parede, aproximando-se de uma edificação com características reais, assim obtendo melhor precisão nos resultados do dimensionamento da estrutura. Os dados obtidos em um pré-dimensionamento extraídos do Eberick são os seguintes:

- Concreto C30;
- Cobrimento nominal 3,0 cm;
- Aço CA50;
- Vento aplicado a um ângulo de 30°;
- Seção transversal 20x285 cm;
- Normal de cálculo (Nd) = 623,45 tf;
- Momento (My) topo = 99519 kgf.m;
- Momento (My) base = 165562 kgf.m;
- Momento (Mx) topo = 2444 kgf.m;
- Momento (Mx) base = 2779 kgf.m;

A planta de forma dos pilares e a modelagem estrutural do edifício estão representados conforme as figuras 14 e 15 deste trabalho.

Figura 14 – Planta de forma do térreo



Fonte: Software Eberick

Figura 15 – Modelagem da estrutura em 3D



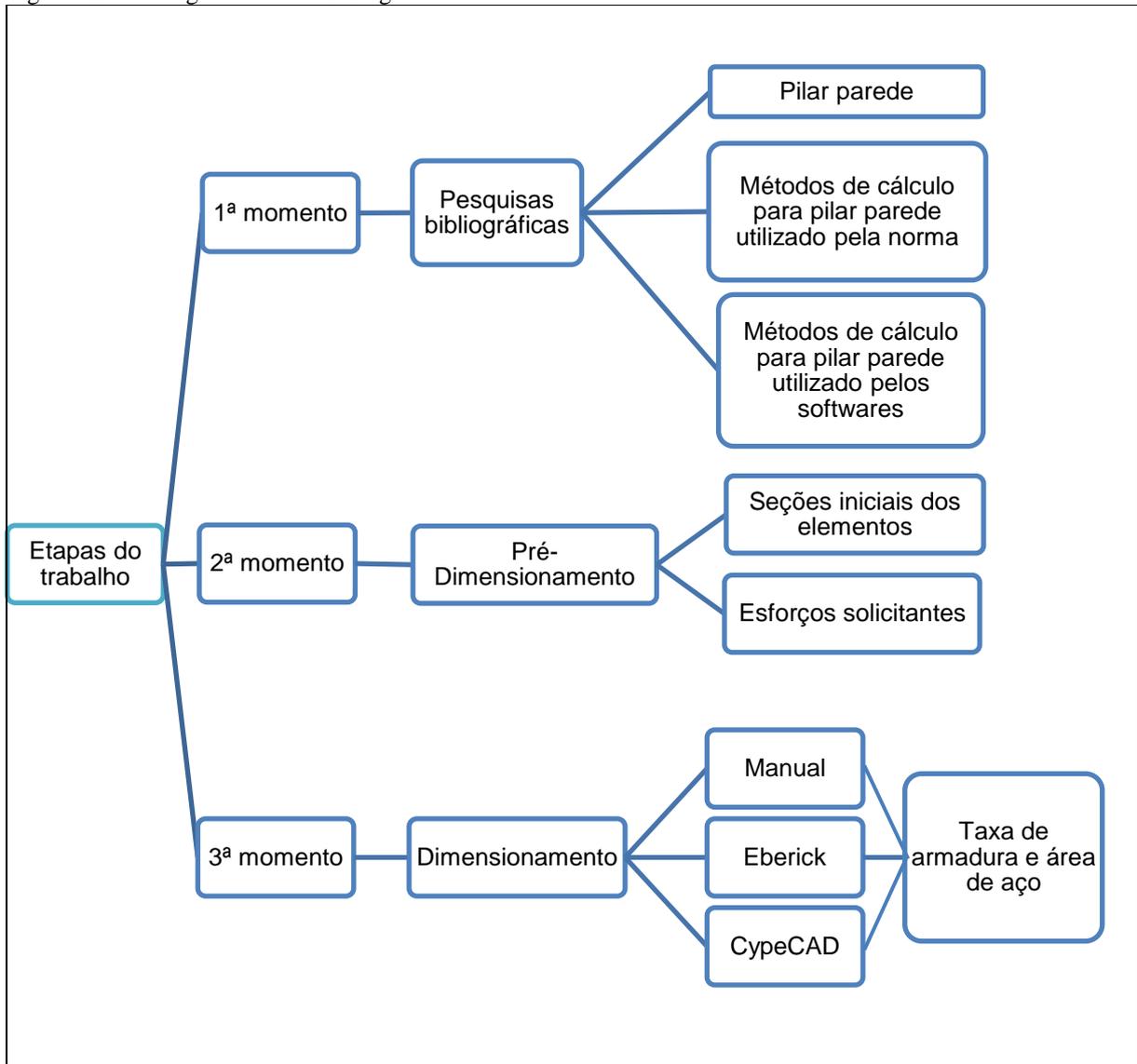
Fonte: Software Eberick

3.5 ESTUDO COMPARATIVO

Para atingir o objetivo geral deste estudo, foram construído uma tabela comparativa dos resultados de taxa de armadura e área de aço para cada procedimento de dimensionamentos.

3.6 FLUXOGRAMA

Figura 16 – Fluxograma da metodologia



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 DIMENSIONAMENTO MANUAL PELO MÉTODO SIMPLIFICADO DA NORMA

Como apresentado na metodologia o pré-dimensionamento, foi adotado este modelo devido aos resultados obtidos na análise global do edifício com alguns parâmetros dentro do recomendado como ilustra na tabela. Sendo assim o dimensionamento foi feito para o pavimento tipo 1.

Tabela 1 – Análise global Eberick

RESULTADO DE ANÁLISE GLOBAL		
DESLOCAMENTO HORIZONTAL		
	Efetivo	Limite
Direção (x)	0.41	2.15
Direção (y)	0.57	2.15
COEFICIENTE GAMA-Z		
	Efetivo	Limite
Direção (x)	1.14	1.10
Direção (y)	1.07	1.10
ANÁLISE DE 2ª ORDEM GLOBAL - PROCESSO P-DELTA		
Deslocamento no topo da Edificação		
Vento	1.21	1.38
Desaprumo	0.63	0.72

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Os esforços solicitantes no trecho do pilar-parede, foi obtido pela análise global, primeira ordem e segunda ordem global, para a combinação no estado limite último (ELU), através do software AltoQi Eberick.

Tabela 2 – Resultado de esforços solicitantes

ESFORÇOS SOLICITANTES	
Nd	6234,5 KN
My topo	995,19 kN.m
My base	1655,62 kN.m
Mx topo	24,44 kN.m
Mx base	27,79 kN.m

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

4.1.1 Cálculos para análise local

4.1.1.1 COMPRIMENTO EQUIVALENTE

O trecho do pilar-parede estudado é apoiado no topo e na base, em ambas as direções. Sendo assim, o comprimento equivalente que depende da condição de vinculação de cada lâmina do pilar-parede, será dado por:

$$\begin{aligned} \ell_{ex} \leq \left\{ \begin{array}{l} \ell \\ \ell_0 + h \end{array} \right\} &\rightarrow \ell_e \leq \left\{ \begin{array}{l} \ell = 3 \\ \ell_0 + h = 2,65 \end{array} \right\} \\ \ell_{ey} \leq \left\{ \begin{array}{l} \ell \\ \ell_0 + h \end{array} \right\} &\rightarrow \ell_e \leq \left\{ \begin{array}{l} \ell = 3 \\ \ell_0 + h = 5,30 \end{array} \right\} \end{aligned}$$

4.1.1.2 DISPENSA DAS ANÁLISES DE SEGUNDA ORDEM LOCALIZADOS

O item 15.9.2 da NBR 6118:2014 trata de explicar como os efeitos de segunda ordem localizados podem ser dispensados, para isso a base e o topo do pilar-parede devem ser convenientemente fixados às lajes do edifício que formam um diafragma rígido e a esbeltez menor que 35.

$$\lambda_i = \frac{\sqrt{12} * \ell_{ei}}{h_i} \rightarrow \lambda_i = \frac{\sqrt{12} * 2,65}{0,2} = 45,9$$

Devido a esbeltez na faixa ser maior que 35, não pode ser dispensada a análise de segunda ordem localizada.

4.1.1.3 ÍNDICE DE ESBELTEZ

$$\lambda_x = \frac{\sqrt{12} * \ell_e}{h_x} \rightarrow \lambda_x = \frac{\sqrt{12} * 2,65}{0,2} = 45,9$$

$$\lambda_y = \frac{\sqrt{12} * \ell_{ei}}{h_y} \rightarrow \lambda_i = \frac{\sqrt{12} * 3}{2,85} = 3,64$$

4.1.1.4 DIMENSIONAMENTO NA DIREÇÃO (X)

- $M_{1d,A} = 27,79 \text{ kN.m}$
- $M_{1d,B} = 24,44 \text{ kN.m}$

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_B}{M_A} \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{24,44}{27,79} = 0,95$$

$$M_C = \alpha_b * M_A \rightarrow M_C = 0,95 * 27,79 = 26,4 \text{ kN.M}$$

$$M_{1d, \min} = N_d * (0,015 + 0,03 * h) \rightarrow$$

$$M_{1d, \min} = 6234,5 * (0,015 + 0,03 * 0,2) = 130,92 \text{ kN.m}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \rightarrow$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * \frac{130,92 / 6234,5}{0,2}}{0,95} = 27,7$$

Como $\lambda_x > \lambda_1$ não pode haver dispensa dos efeitos de segunda ordem, devendo assim considerar os mesmos e obter $M_{d,tot}$.

$$v_d = \frac{N_d}{AC * f_{cd}} \rightarrow v_d = \frac{6234,5}{(0,2 * 2,85) * \frac{30000}{1,4}} = 0,51$$

$$e_2 = \frac{\ell e^2}{10} * \frac{1}{r} \rightarrow e_2 = \frac{2,65^2}{10} * \frac{0,005}{0,2 * (0,51 + 0,5)} = 0,018$$

$$M_{d, \text{tot}} = \alpha_b * M_{1d, \min} + N_d * e_2 \rightarrow$$

$$M_{d, \text{tot}} = 0,95 * 130,92 + 6234,5 * 0,018 = 236,6 \text{ kN.m}$$

4.1.3.5 DIMENSIONAMENTO NA DIREÇÃO (Y)

- $M_{1d,A} = 1655,2 \text{ kN.m}$
- $M_{1d,B} = 995,91 \text{ kN.m}$

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_B}{M_A} \rightarrow \alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{995,91}{1655,2} = 0,84$$

$$M_C = \alpha_b * M_A \rightarrow M_C = 0,84 * 1655,2 = 1390,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d, \min} = N_d * (0,015 + 0,03 * h) \rightarrow$$

$$M_{1d, \min} = 6234,5 * (0,015 + 0,03 * 2,85) = 626,57 \text{ kN.m}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \rightarrow$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * \frac{1390,72 / 6234,5}{2,85}}{0,84} = 30,92$$

Como $\lambda_y < \lambda_1$ os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, devendo assim desconsidera-los.

Dada seção de 20x285 cm, com armaduras distribuídas uniformemente nas duas faces maiores da seção, com $d' = 4$ cm, através do ábaco de PINHEIRO (2009), para flexão composta oblíqua, encontra-se ômega que resulta em um dimensionamento de:

$$\mu_1 = \frac{M_{d, \text{tot}}}{h_x * A_C * f_{cd}} \rightarrow \mu_1 = \frac{236,6}{0,2 * 0,2 * 2,85 * \frac{30000}{1,4}} = 0,10$$

$$\mu_2 = \frac{M_c}{h_y * A_C * f_{cd}} \rightarrow \mu_2 = \frac{1390,72}{2,85 * 0,2 * 2,85 * \frac{30000}{1,4}} = 0,05$$

$$\omega = 0,17$$

$$A_s = A_C * \omega * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \rightarrow A_s = (20 * 285) * 0,17 * \frac{\frac{30}{1,4}}{\frac{500}{1,15}} = 47,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 47,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Uma alternativa de dimensionamento que atenda os efeitos locais de segunda ordem são 40 barras de 12,5 mm.

$$A_s = 49,2 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 40 \Phi 12,5 \text{ mm}$$

Figura 17 – Distribuição de armadura longitudinal



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

4.1.2 Cálculos para análise localizada

Os efeitos localizados serão analisados nas faixas, 1 e 5 de extremidade, bem como nas faixas 2, 3 e 4 intermediárias. Sendo o recomendado pela NBR 6118:2014 item 15.9.3, que a faixa seja no máximo:

$$a_i = 3 * h \leq 100 \text{ cm}$$

Bem como a determinação de esforço normal nas faixas de extremidade apresentam momentos fletores e maior área de influência devido as tensões que surgem nas bordas dos pilares, KIMURA (2015). A divisão de lâminas do pilar-parede segue a mesma obtida pelo Eberick, para melhor convergência no cálculo. Cada lâmina se torna um pilar isolado equivalente, com seção transversal de 20 cm por 57 cm.

Figura 18 – Divisão do pilar-parede para determinação dos efeitos localizados



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Faixas 1 e 5:

Considerado o caso mais desfavorável sendo as faixas externas, no caso de alguma das faixas resultarem em esforço de tração, será adotada a pior situação.

$$\ell e \leq \left\{ \ell_0 + h \right\} \rightarrow \ell e \leq \left\{ \ell = 3 \right. \\ \left. \ell_0 + h = 2,65 \right\}$$

$$\lambda_{faixa} = \frac{\sqrt{12} * \ell e i}{h_i} \rightarrow \lambda_{faixa} = \frac{\sqrt{12} * 2,65}{0,2} = 45,9$$

$$N_{sd, fai} = \frac{6234,5}{5} + \frac{1655,2}{\frac{0,2 * 2,85^3}{12}} * \left(0,57 + \frac{0,57}{2} \right) * 0,2 * 0,57 = 1665,16 \text{ kN}$$

$$M_{1d, A, fai} = \frac{27,79}{5} = 5,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d, B, fai} = \frac{24,44}{5} = 4,89 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d, min, fai} = N_{sd, fai} * (0,015 + 0,03 * h) \rightarrow$$

$$M_{1d, min, fai} = 1665,16 * (0,015 + 0,03 * 0,2) = 34,97 \text{ kN.m}$$

No item 15.9.3 da NBR 6118:2014, para $M_{1d, fai} < M_{1d, min, fai}$ adota-se $\alpha b = 0,6$.

$$\lambda_{1, fai} = \frac{25 + 12,5 * \frac{M_{1d, min, fai} / N_{sd, fai}}{h}}{\alpha b} \rightarrow$$

$$\lambda_{1, fai} = \frac{25 + 12,5 * \frac{34,97 / 1665,16}{0,2}}{0,6} = 43,85$$

Para $\lambda_{1, fai} < \lambda_{faixa}$ tem de ser calculado $M_{d, tot, fai}$.

$$v_{d, fai} = \frac{N_{sd, fai}}{AC * f_{cd}} \rightarrow v_{d, fai} = \frac{1665,16}{(0,2 * 0,57) * \frac{30000}{1,4}} = 0,7$$

$$e_{2, fai} = \frac{\ell e^2}{10} * \frac{1}{r} \rightarrow e_{2, fai} = \frac{3^2}{10} * \frac{0,005}{0,2 * (0,7 + 0,5)} = 0,015$$

$$Md, tot, fai = \alpha b * M1d, min, fai + Nsd, fai * e2, fai \rightarrow$$

$$Md, tot, fai = 0,6 * 34,97 + 1665,16 * 0,02 = 45,96 \text{ kN.m}$$

Dada seção de 20x57 cm, com armaduras distribuídas uniformemente nas duas faces maiores da seção, com $d'= 4$ cm, através do ábaco de VENTURINI (1987), para flexão composta normal, encontra-se ômega que resulta em um dimensionamento de:

$$\mu1 = \frac{Md, tot, fai}{hx * AC * fcd} \rightarrow \mu1 = \frac{45,96}{0,2 * 0,2 * 0,57 * \frac{30000}{1,4}} = 0,12$$

$$\omega = 0,3$$

$$As = AC * \omega * \frac{fcd}{fyd} \rightarrow As = (20 * 57) * 0,4 * \frac{\frac{30}{1,4}}{\frac{500}{1,15}} = 22,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 16,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Uma alternativa de dimensionamento que atenda os efeitos localizado de segunda ordem são 14 barras de 12,5 mm.

$$As = 17,22 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 14 \Phi 12,5 \text{ mm}$$

Figura 19 – Distribuição de armadura longitudinal nas faixas 1 e 5



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Faixas 2,4 e 3:

São as faixas intermediárias consideradas o caso menos desfavorável entre as faixas em relação aos esforços atuantes. Assim será atribuído esforços igualitários para as três faixas, já que a norma divide-se apenas externas e internas.

$$\lambda_{fai} = \frac{\sqrt{12} * \ell e_i}{h_i} \rightarrow \lambda_{fai} = \frac{\sqrt{12} * 2,65}{0,2} = 45,9$$

$$N_{sd, fai} = \frac{6234,5}{5} + \frac{1655,2}{\frac{0,2 * 2,85^3}{12}} * (0,57) * 0,2 * 0,57 = 1525,74 \text{ kN}$$

$$M_{1d, A, fai} = \frac{27,79}{5} = 5,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d, A, fai} = \frac{24,44}{5} = 4,89 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d, min, fai} = N_{sd, fai} * (0,015 + 0,03 * h) \rightarrow$$

$$M_{1d, min, fai} = 1525,74 * (0,015 + 0,03 * 0,2) = 32,04 \text{ kN.m}$$

No item 15.9.3 da NBR 6118:2014, para $M_{1d, fai} < M_{1d, min, fai}$ adota-se $\alpha_b = 0,6$.

$$\lambda_{1, fai} = \frac{25 + 12,5 * \frac{M_{1d, min, fai} / N_{sd, fai}}{h}}{\alpha_b} \rightarrow$$

$$\lambda_{1, fai} = \frac{25 + 12,5 * \frac{32,04 / 1525,74}{0,2}}{0,6} = 43,85$$

Para $\lambda_{1, fai} < \lambda_{fai}$ tem de ser calculado $M_{d, tot, fai}$.

$$v_{d, fai} = \frac{N_{sd, fai}}{AC * f_{cd}} \rightarrow v_{d, fai} = \frac{1525,74}{(0,2 * 0,57) * \frac{30000}{1,4}} = 0,63$$

$$e_{2, fai} = \frac{\ell e^2}{10} * \frac{1}{r} \rightarrow e_{2, fai} = \frac{3^2}{10} * \frac{0,005}{0,2 * (0,63 + 0,5)} = 0,016$$

$$M_{d, tot, fai} = \alpha_b * M_{1d, min, fai} + N_{sd, fai} * e_{2, fai} \rightarrow$$

$$M_{d, tot, fai} = 0,6 * 32,04 + 1525,74 * 0,016 = 43,64 \text{ kN.m}$$

Dada seção de 20x57 cm, com armaduras distribuídas uniformemente nas duas faces maiores da seção, com $d'= 4$ cm, através do ábaco de VENTURINI (1987), para flexão composta normal, encontra-se ω que resulta em um dimensionamento de:

$$\mu_1 = \frac{Md, tot, fai}{hx * AC * fcd} \rightarrow \mu_1 = \frac{43,64}{0,2 * 0,2 * 0,57 * \frac{30000}{1,4}} = 0,11$$

$$\omega = 0,2$$

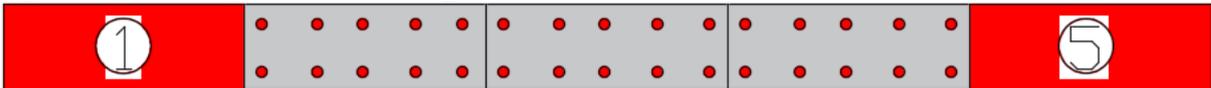
$$As = AC * \omega * \frac{fcd}{fyd} \rightarrow As = (20 * 57) * 0,3 * \frac{\frac{30}{1,4}}{\frac{500}{1,15}} = 11,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 11,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Uma alternativa de dimensionamento que atenda os efeitos localizados de segunda ordem são 10 barras de 12,5 mm.

$$As = 12,3 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 10 \Phi 12,5 \text{ mm}$$

Figura 20 – Distribuição de armadura longitudinal nas faixas 2,4 e 3



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

4.1.3 Detalhamento final

Armadura longitudinal:

A armadura necessária para atender a segurança em relação aos efeitos de primeira ordem e segunda ordem, locais e localizadas, é 58 barras de 12,5 mm.

$$As = 71,34 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 58 \Phi 12,5 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{As}{AC} \rightarrow \rho = \frac{71,34}{(20 * 285)} = 1,25\%$$

$$As, \text{ max, trans} = 0,04 * AC \rightarrow As, \text{ max, trans} = 0,04 * 20 * 285 = 228 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Ok)}$$

$$A_{s,max} = 0,08 * AC \rightarrow A_{s,max} = 0,08 * 20 * 285 = 456 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (OK)}$$

Figura 21 – Distribuição da armadura longitudinal final



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Armadura transversal:

A armadura transversal mínima exigida pela norma é de 25% da armadura longitudinal por metro da maior face, resultando em $A_s = 7,68 \text{ cm}^2/\text{m}$. Um possível detalhamento seria com estribos de 8.0 mm com espaçamento a cada 10 cm. Os ganchos dos estribos foram detalhados em ângulo de 45 graus como a norma recomenda.

$$st \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ 12 * \phi l = 12 * 1,25 = 15 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

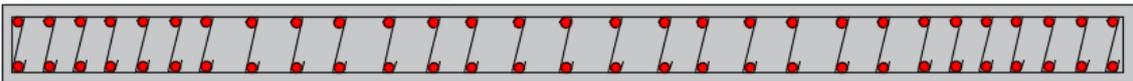
$$N^{\circ} \phi t = \frac{l}{st} + 1 \rightarrow N^{\circ} \phi t = \frac{300}{15} + 1 = 21 \phi t$$

Proteção em relação a flambagem:

$$20\phi t = 20 * 0,8 = 16 \text{ cm}$$

Sendo necessário os ganchos suplementares, distribuídos conforme figura 23.

Figura 22 – Detalhamento armaduras longitudinal e transversal



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

4.2 DIMENSIONAMENTO SOFTWARE ALTOQI EBERICK

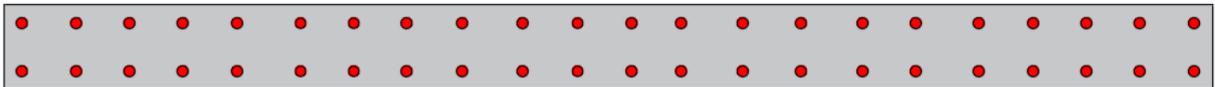
Foi utilizada uma versão 2018 plena demonstrativa do AltoQi Eberick, que se encontra atualizado com as normas vigentes, onde traz algumas alterações para o dimensionamento do modelo de pilar-parede, já citados no respectivo trabalho.

O projeto seguiu mesmo modelo e padrões de materiais, utilizados para o dimensionamento manual. Sendo o processo de cálculo de curvatura aproximada utilizado para dimensionamento.

A armadura necessária total para atender a segurança em relação aos efeitos de primeira ordem e segunda ordem, de acordo com o Eberick, sem análise de esforços localizados, resulta em 44 barras 12,5 mm.

$$A_s = 54,12 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 44 \Phi 12,5 \text{ mm}$$

Figura 23 – Distribuição da armadura sem efeitos localizados



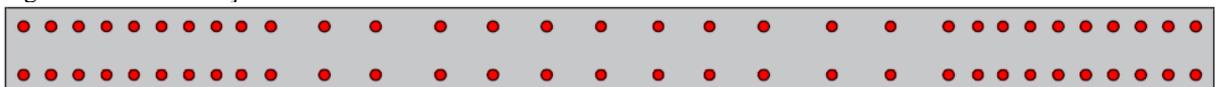
Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Após consideração dos efeitos de segunda ordem localizados, a armadura necessária total para atender a segurança em relação aos efeitos de primeira ordem e segunda ordem, resultou em 62 barras 12,5 mm.

$$A_s = 76,09 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 62 \Phi 12,5 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{AC} \rightarrow \rho = \frac{76,09}{(20 * 285)} = 1,33\%$$

Figura 24 – Distribuição da armadura com efeitos localizados

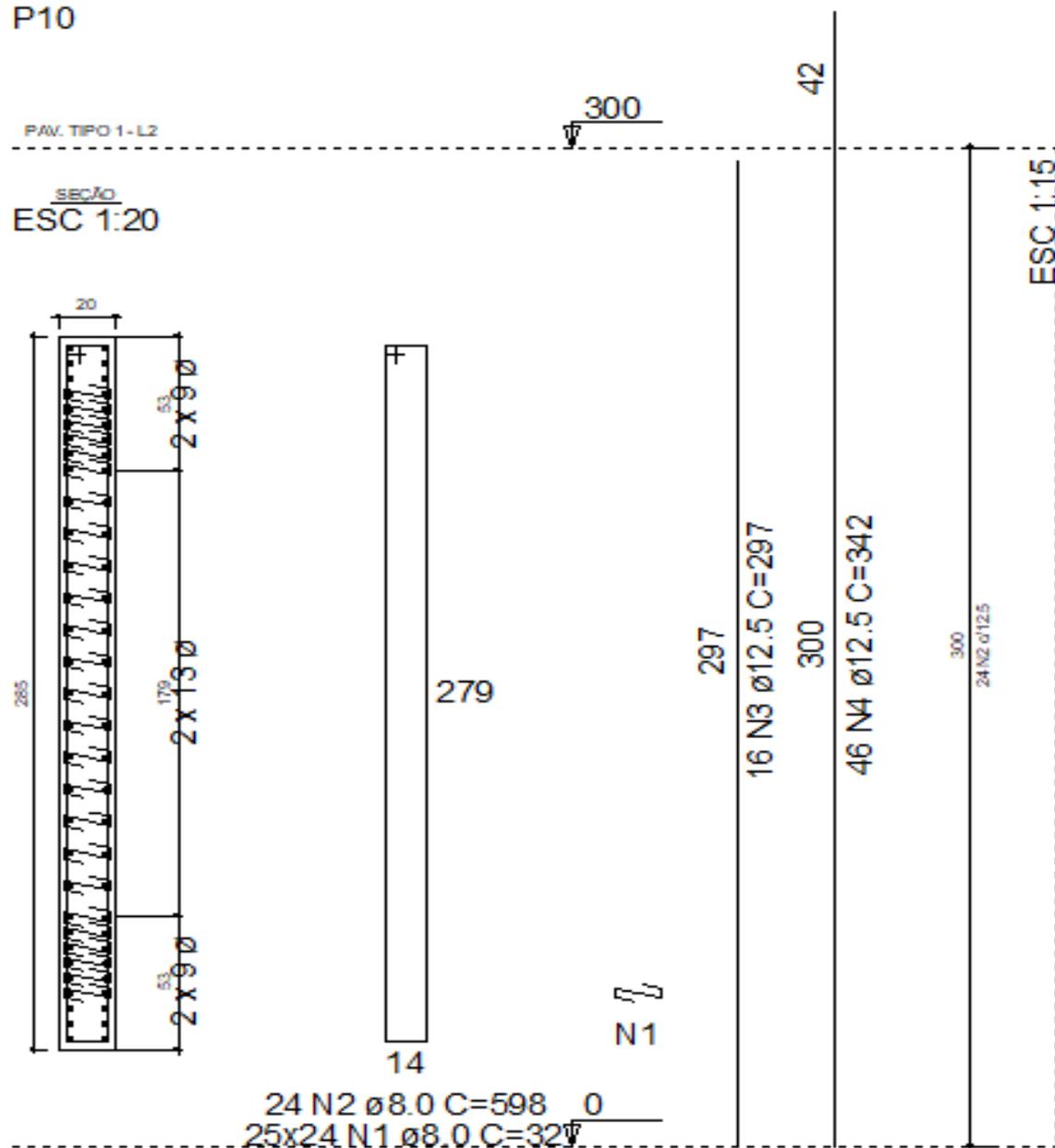


Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

4.2.1 DETALHAMENTO FINAL

A figura 26 ilustra o detalhamento gerado pelo software com representação de armaduras longitudinais, transversais, ganchos e transpasse para ancoragem superior.

Figura 25 – Detalhamento final do software para P10 pavimento tipo 1



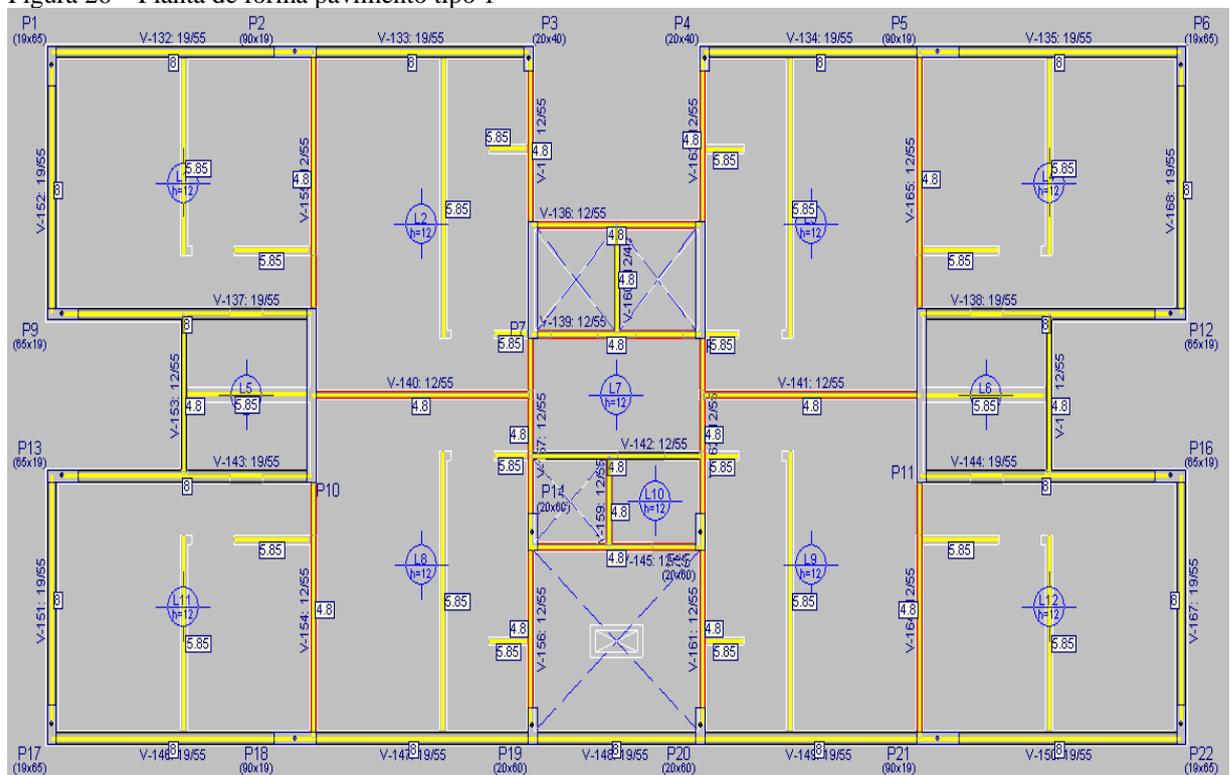
Fonte: AltoQi Eberick

4.3 DIMENSIONAMENTO SOFTWARE CYPECAD

Foi utilizado uma versão 2016 completa do CypeCAD, que se encontra atualizado com as normas vigentes, contendo o módulo pilares-parede como já citados no item 2.7.2 deste trabalho.

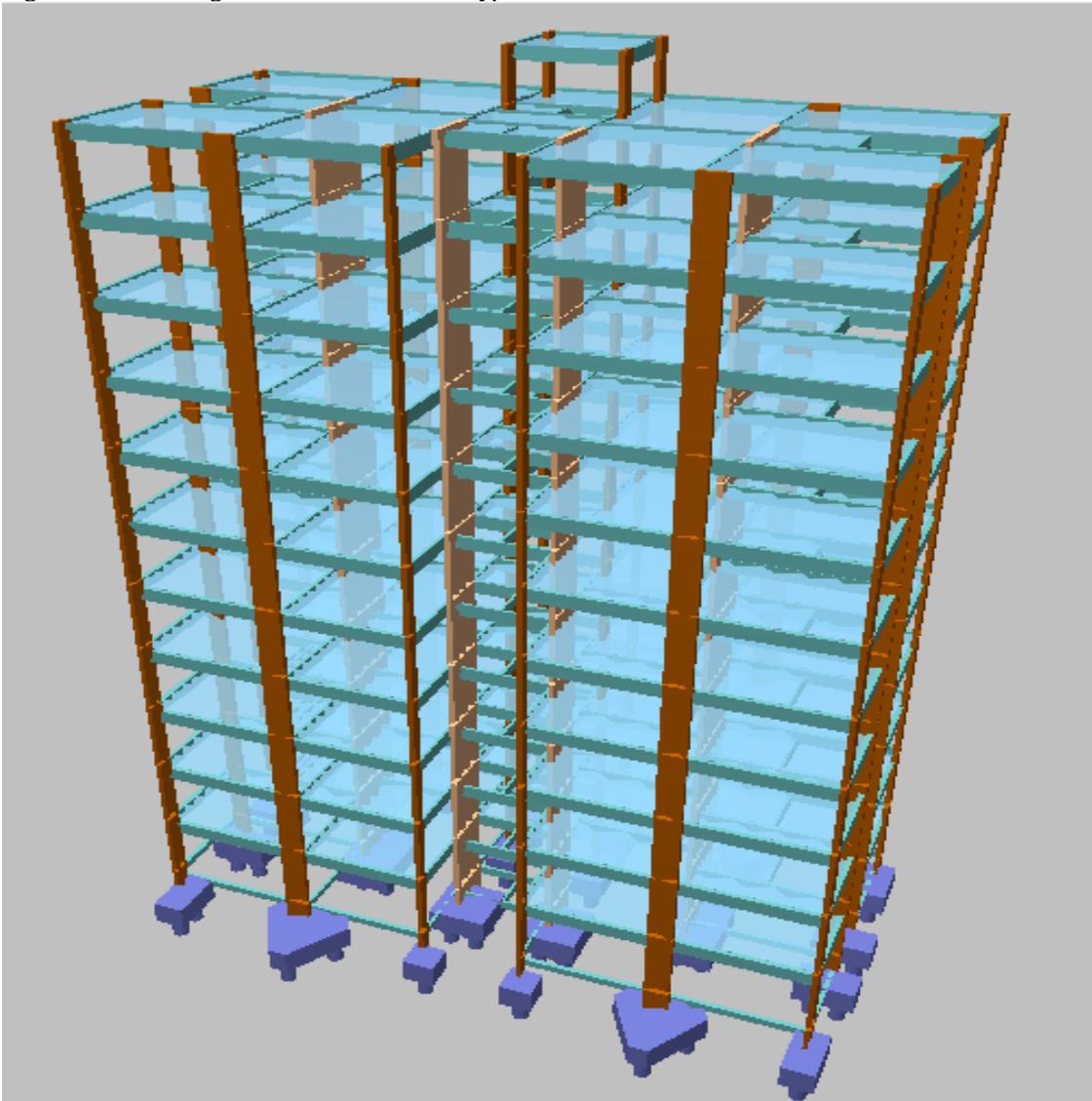
O projeto seguiu modelo e padrões de materiais e carregamentos na estrutura utilizados para a determinação de esforços solicitantes pelo software Eberick. Sendo feito toda a modelagem da estrutura de 13 pavimentos, como ilustrado nas figuras 26 e 27.

Figura 26 – Planta de forma pavimento tipo 1



Fonte: CypeCAD

Figura 27 – Modelagem da estrutura 3D do CypeCAD



Fonte: CypeCAD

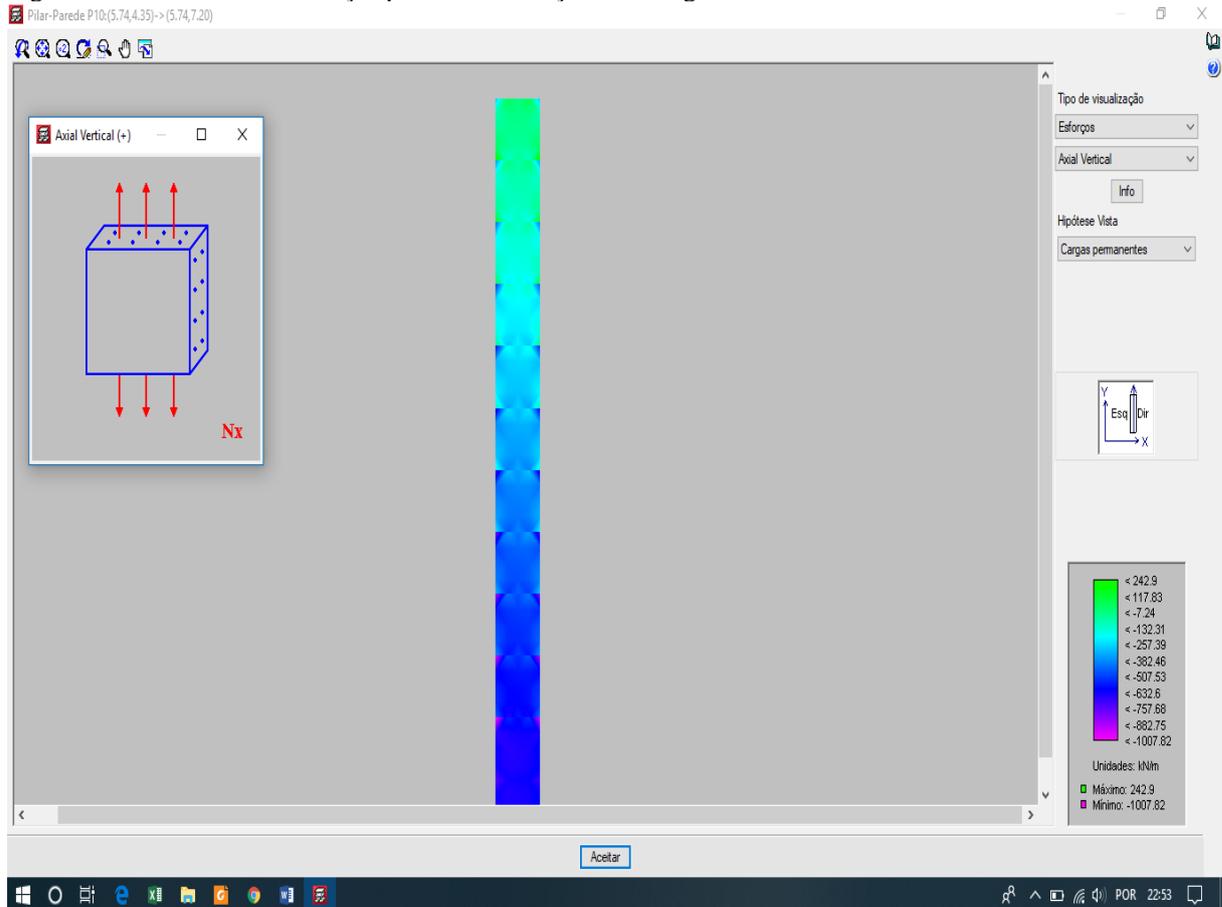
O processo de análise e dimensionamento do pilar-parede por elementos finitos, com discretização em toda prumada, gerando assim os resultados de esforços apresentados na tabela 3 e figura 28.

Tabela 3 – Resultado de esforços solicitantes

ESFORÇOS SOLICITANTES	
Nd	6546,63 kN
My	1396,48 kN.m
Mx	33,28 kN.m

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Figura 28 – Envoltória de esforços para cada condição de carregamento



Fonte: CypeCAD

A armadura necessária total para atender a segurança em relação aos efeitos de primeira ordem e segunda ordem, de acordo com o CypeCAD, resulta em 50 barras 12,5 mm.

$$A_s = 61,50 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 50 \Phi 12,5 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{AC} \rightarrow \rho = \frac{61,50}{(20 * 285)} = 1,07\%$$

Figura 29 – Distribuição da armadura CypeCAD

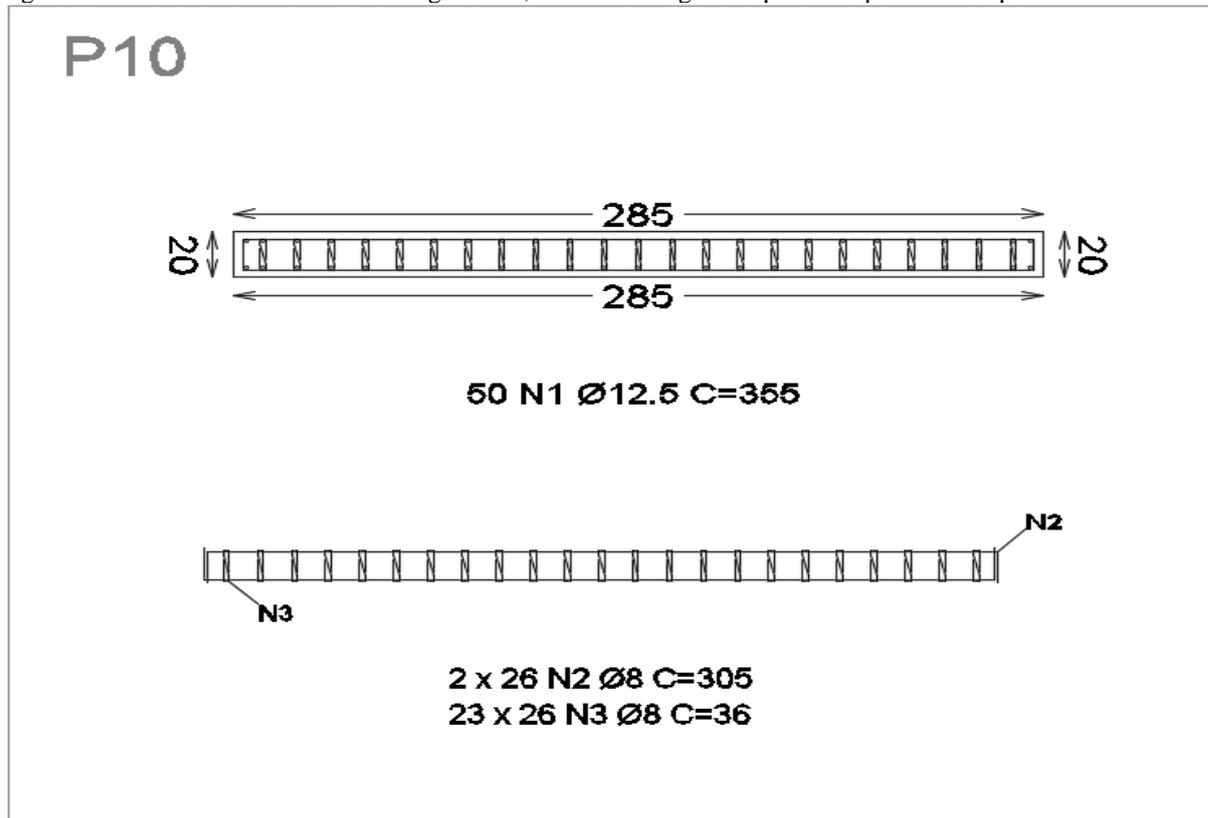


Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

4.3.1 DETALHAMENTO FINAL

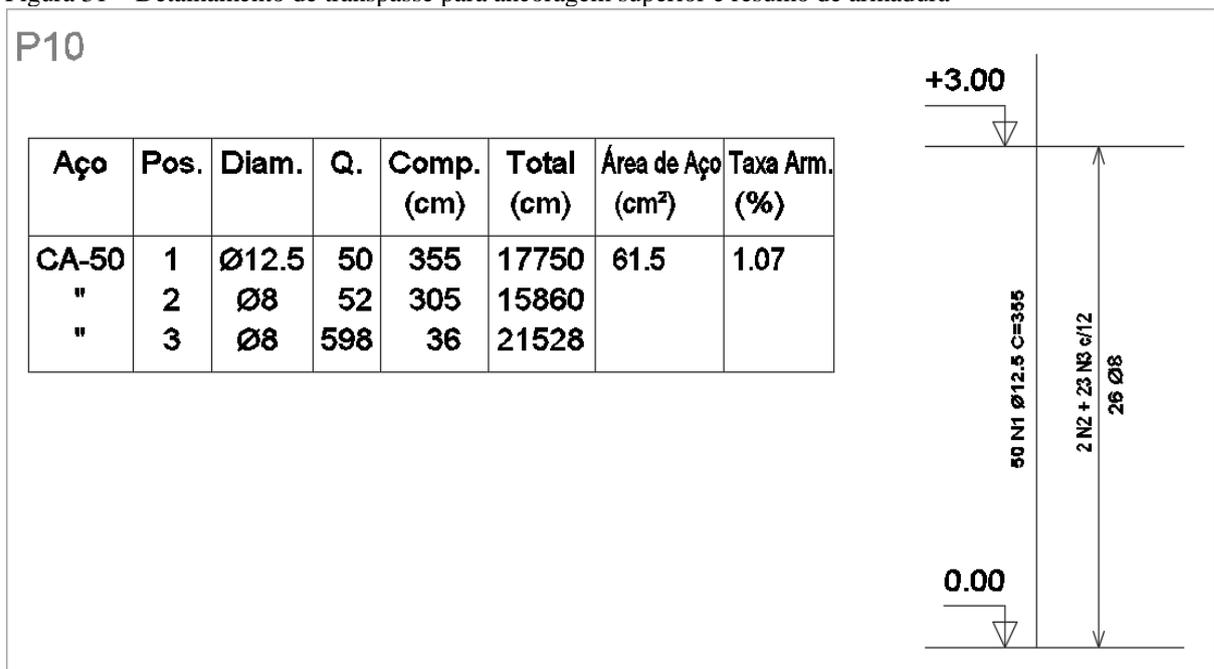
As figuras 30 e 31 ilustra o detalhamento gerado pelo software com representação de armaduras longitudinais, transversais, ganchos e transpasse para ancoragem superior, assim como resumo de armadura.

Figura 30 – Detalhamento armadura longitudinal, transversal e gancho para P10 pavimento tipo 1



Fonte: CypeCAD

Figura 31 – Detalhamento de transpasse para ancoragem superior e resumo de armadura



Fonte: CypeCAD

4.4 ANÁLISE COMPARATIVA

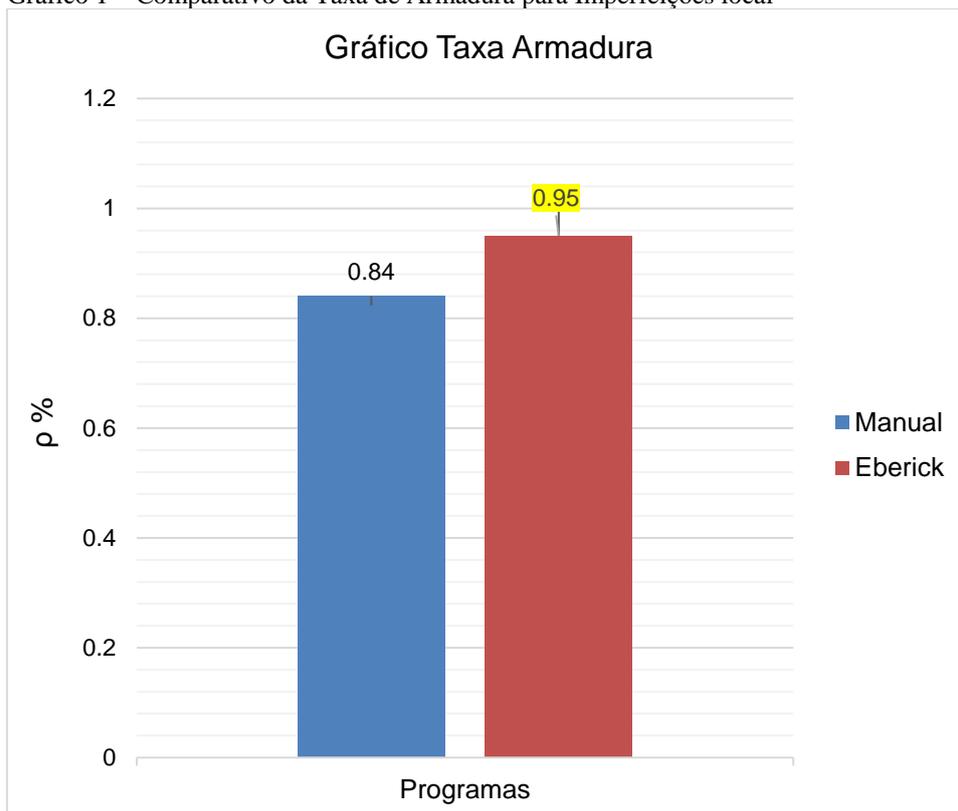
Através dos resultados obtidos na análise e dimensionamento do elemento estrutural com uso dos softwares e manualmente, tem-se a possibilidade do comparativo dos mesmos para obtenção dos objetivos propostos.

Tabela 4 – Resultados para Análise de esforços de 2º ordem e Imperfeições local

Análise de 2º ordem local					
Programas	Nd	Taxa de Armadura	As Calculado	As Adotado	Nº Barras
	(kN)	(%)	(cm ²)	(cm ²)	
Manual	6234,5	0,84	47,76	49,2	40 Φ 12.5 mm
Eberick	6234,5	0,95	53,89	54,12	44 Φ 12.5 mm

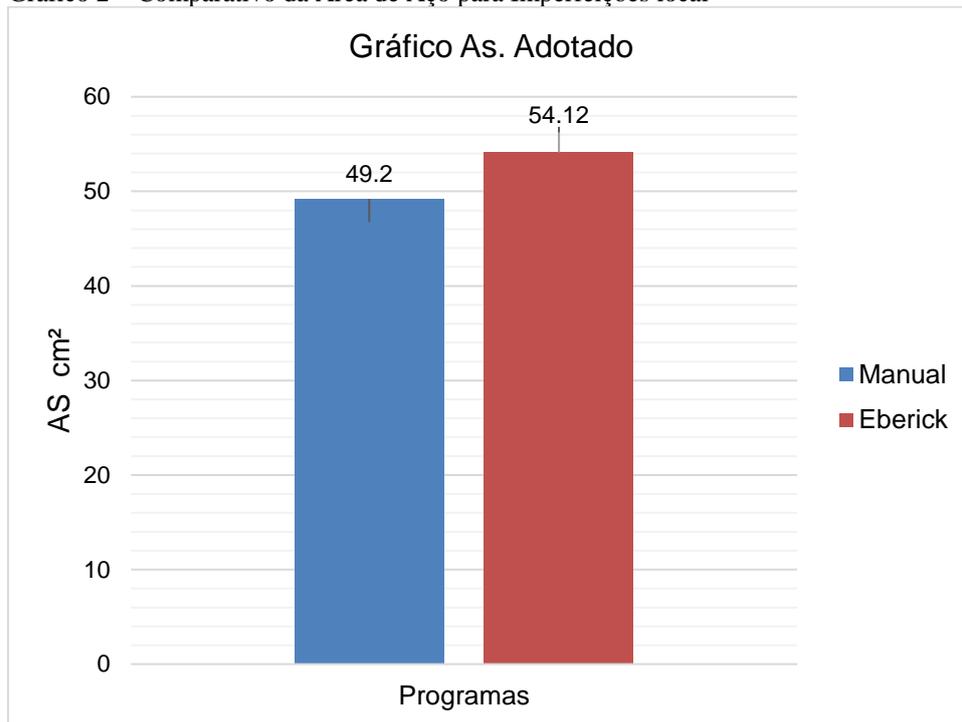
Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Gráfico 1 – Comparativo da Taxa de Armadura para Imperfeições local



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Gráfico 2 – Comparativo da Área de Aço para Imperfeições local



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

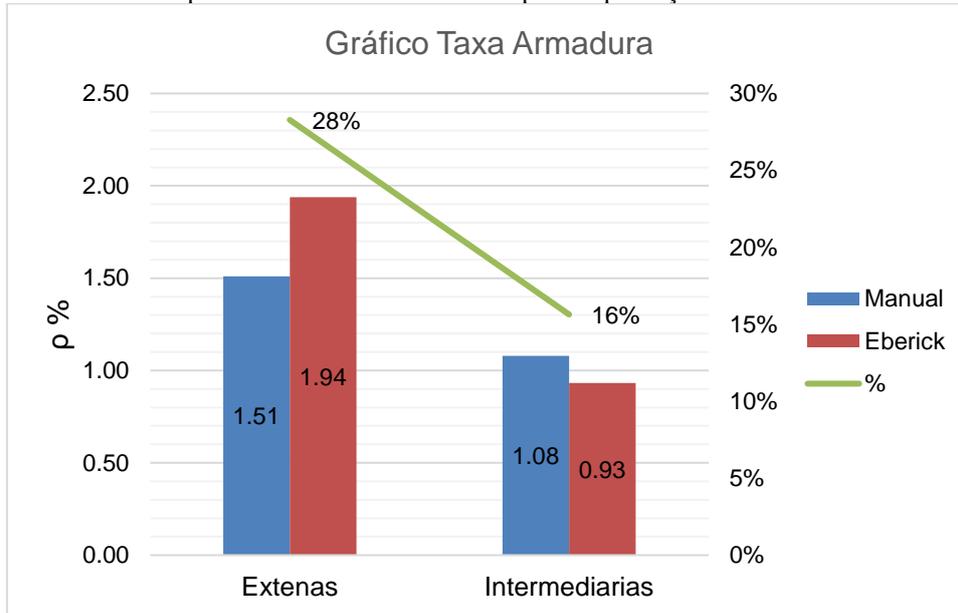
Tendo em vista as análises comparativas, os quais foram determinadas pelo dimensionamento do elemento estrutural através do software Eberick, CypeCAD e manualmente. Nota-se no comparativo da tabela 4 e gráficos 1 e 2 uma diferença de área de aço e taxa de armadura baixa entre o cálculo manual e pelo Eberick, onde esta diferença atribui-se ao refinamento matemático do software, detalhamento, assim como no comprimento equivalente que o Eberick considera como vínculo rotulado-rotulado (RR) no topo e base, com isto se admite que o comprimento de flambagem seja igual à distância entre os eixos das vigas entre as quais se situa, diferentemente para o procedimento manual o qual apresenta a consideração de engaste e contribuição da viga para o travamento, sendo este determinado no item 4.1.1.1.

Tabela 5 – Resultados para Análise de esforços de 2º ordem e Imperfeições localizadas

Análise de 2º ordem localizada					
Programas	Faixas	Nd	Taxa de Armadura	As Adotado	Nº Barras
		(kN)	(%)	(cm ²)	
Manual	Externas	1665,2	1,51	34,44	28 Φ 12.5 mm
	Intermediarias	1525,7	1,08	36,9	30 Φ 12.5 mm
Eberick	Externas	1712,5	1,94	44,18	36 Φ 12.5 mm
	Intermediarias	1433,7	0,93	31,91	26 Φ 12.5 mm

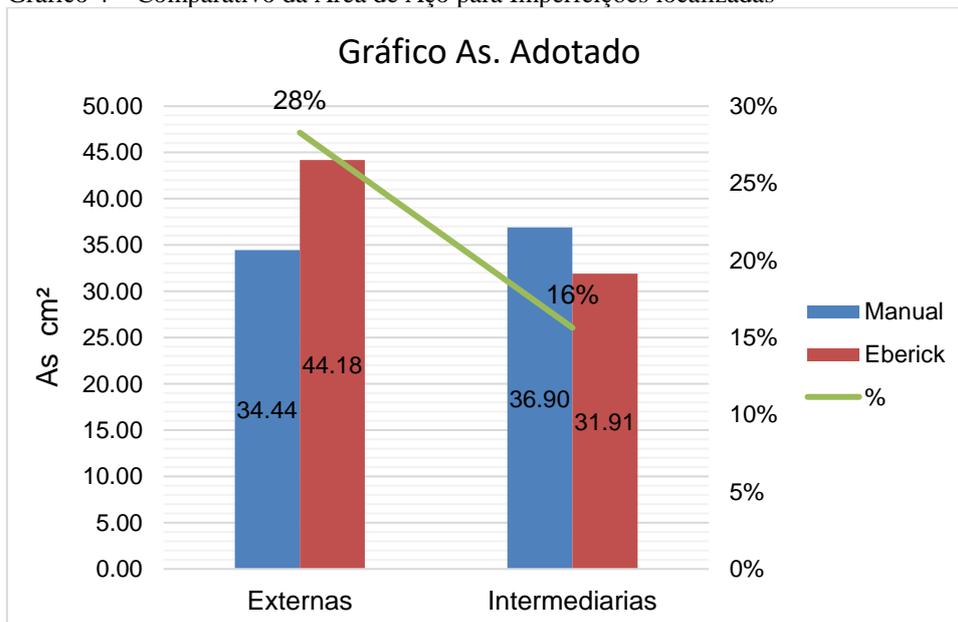
Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Gráfico 3 – Comparativo da Taxa de Armadura para Imperfeições localizadas



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Gráfico 4 – Comparativo da Área de Aço para Imperfeições localizadas



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Pode-se observar na tabela 5 e gráficos 3 e 4, que apesar destas diferenças de vinculações entre topo e base, um fator que atrai a atenção está na crescente quantidade de armadura que os dois procedimentos sofrem em relação as análises de 2º ordem e imperfeições local em relação as análises de 2º ordem e imperfeições localizadas atribuídas a pilares-parede pela NBR 6118:2014. Observa-se esse aumento considerável entre as duas análises principalmente com uma grande concentração de armaduras nas extremidades devido os efeitos localizados maiores nessa região. Nota-se que o software Eberick concentrou bastante aço nas suas extremidades, ocasionando assim uma maior quantidade de barras com cerca de 28% que o procedimento manual. Porém o Eberick faz uma nova análise interativa com o pórtico espacial para obtenção de novos esforços para cada lâmina do pilar-parede, assim chega-se a esforços mais precisos do que o procedimento manual que não faz a interação do elemento com a estrutura global. O dimensionamento das faixas intermediarias houve uma maior área de aço e taxa de armadura do cálculo manual com cerca de 16% em relação ao programa Eberick, possivelmente relacionado aos esforços do procedimento manual para esta região e os detalhamentos entre os mesmos.

Tabela 6 – Resultados de Análise para Imperfeições localizadas/Elementos Finitos

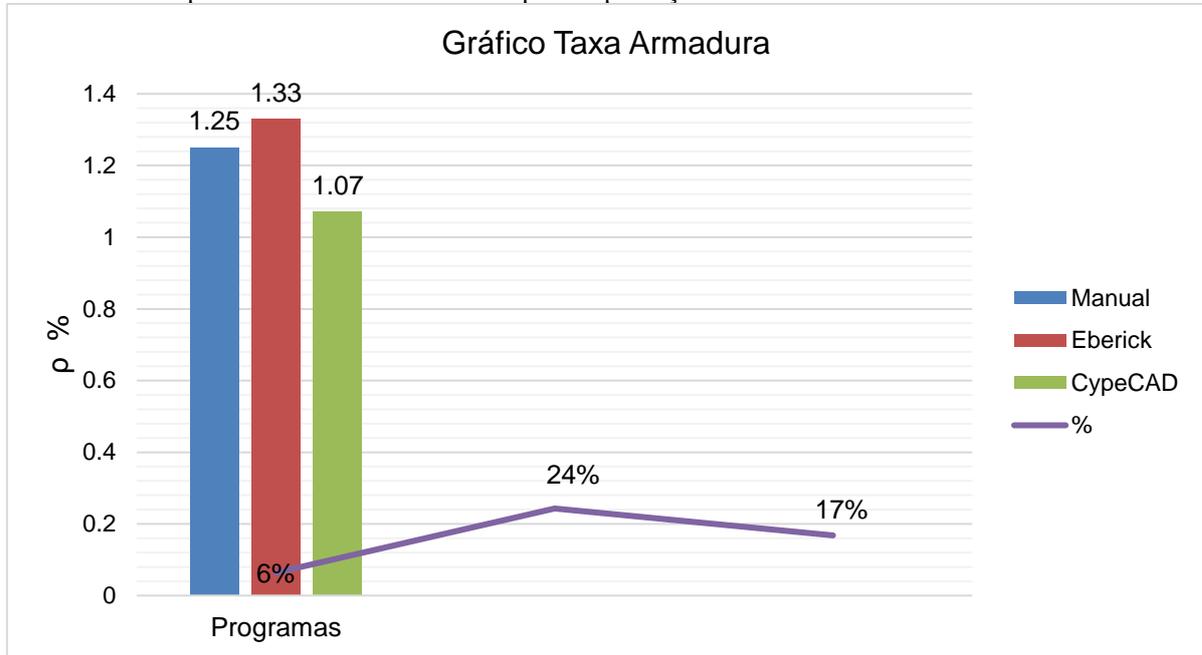
Análise de 2º ordem localizado/Elementos Finitos				
Programas	Nd	Taxa de Armadura	As Adotado	Nº Barras
	(kN)	(%)	(cm ²)	
Manual	6234,5	1,25	71,34	58 Φ 12.5 mm
Eberick	6234,5	1,33	76,09	62 Φ 12.5 mm
CypeCAD	6546,63	1,07	61,5	50 Φ 12.5 mm

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Já o comparativo final entre os três procedimentos utilizados para o dimensionamento do pilar-parede, observa-se maior quantidade de armadura apresentado pelo software Eberick, apesar de uma relativa semelhança entre os resultados do mesmo e do cálculo manual, devido os esforços adotados para o dimensionamento manual terem sido retirado do software Eberick, onde os mesmo foram esforços de análises local, haja vista que para as análises localizadas foram diferentes, porem resultando em taxa de armadura e área de aço com cerca de 6% entre os dois procedimentos, sendo que os mesmo adotam processos de cálculos

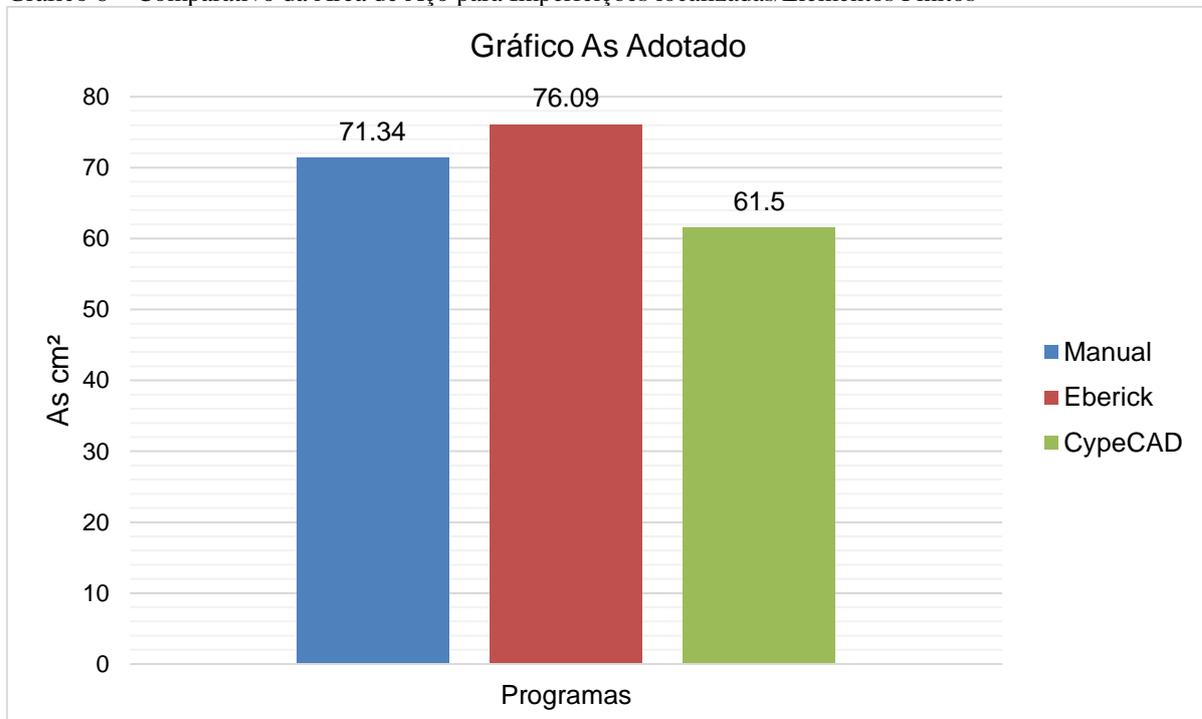
aproximados da NBR 6118:2014, como o processo do pilar-padrão com curvatura aproximada utilizado neste trabalho.

Gráfico 5 – Comparativo da Taxa de Armadura para Imperfeições localizadas/Elementos Finitos



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Gráfico 6 – Comparativo da Área de Aço para Imperfeições localizadas/Elementos Finitos



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018

Já o software CypeCAD apresentou os menores resultados de taxa de armadura e área de aço entre os três procedimentos utilizados, sendo assim acredito que esta diferença está relacionada principalmente ao processo de análise e dimensionamento dos esforços de 2º ordem localizados, haja vista que o processo utilizado pelo software Eberick e pelo manual seguem os disposto na norma, já o CypeCAD segue o processo de discretização do elemento estrutural como um todo através de métodos dos elementos finitos, sendo mais ousado no dimensionamento do pilar-parede. Assim como em critérios de arranjo das armaduras longitudinais como apresentam nos respectivos detalhamentos finais. O método disposto pela norma não apresenta interação entre as faixas da mesma lâmina, assim observa-se através dos resultados, um maior consumo de aço principalmente nas faixas externas devido as tensões maiores de efeitos localizados. Assim tem de ser avaliado a associações de pilares-paredes para o enrijecimento das bordas dos mesmo que gerara uma diminuição dos efeitos localizados. Possibilitando uma armadura disposta ao longo do pilar, como faz a discretização do CypeCAD, apesar de estes não serem mais um pilar-parede isolado, sim, um núcleo rígido com associações dos mesmos.

Em virtude das diferenças entre o CypeCAD e Eberick, que possuem critérios diferentes desde o lançamento da estrutura, a consideração de combinações, a sua discretização do modelo de cálculo e pôr fim ao detalhamento das armações do elemento estrutural, pode-se observa que os resultados entre os mesmos são bastante diferentes com relação a taxa de armadura e área de aço.

5 CONCLUSÃO E SUGESTÕES DE TRABALHO FUTURO

O exame de estruturas com inclusão de elementos estruturais rígidos é em núcleos nos últimos 40 anos mostrou uma evolução na utilização e análises desses elementos para contraventamento dos edifícios altos. Apesar de recentemente ser incluído na norma NB-1 atualizada para NBR 6118:2003, os processos de dimensionamento de pilar-parede. Este trabalho trouxe os conceitos da norma e de autores para apresentar os procedimentos de cálculo de estruturas de pilar-parede, sendo estes com utilização dos softwares amplamente usados no país, no qual pode-se analisar as formas com que estes sistemas computacionais tratam do cálculo de pilar-parede, assim podendo apresentar a estudantes e engenheiros estruturais uma visão avaliativa da forma de dimensionamento destes elementos, assim como as considerações de análise utilizadas pelos software.

Apesar de uma visão crítica a respeito do método disposto pela NBR 6118:2014 em relação as faixas da lâmina do pilar, vale ressaltar que o presente trabalho apresenta o uso de pilar-parede isolado em uma estrutura global, sendo assim os resultados obtidos pelo procedimento manual e Eberick seguem recomendações da norma para dimensionamento e detalhamento, tendo obtido resultados mais conservadores em relação ao software CypeCAD, que apesar de fazer análises com métodos precisos como os elementos finitos, o mesmo não dimensiona de acordo a norma. Fato este que é de suma importância o engenheiro estrutural avaliar bem caso a caso esses elementos em uma estrutura global, afim de obter resultados mais propícios ao pórtico estrutural, não deixando também de seguir os critérios normativos os quais dão-lhes resguardo ao profissional.

Pode-se concluir que de fato os programas computacionais estão disponíveis para elevar a produtividade dos projetos estruturais, possibilitando variações de concepção, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento dos elementos do projeto. Além disso trazendo precisão com as análises lineares, não lineares, dentro de um pórtico espacial, grelhas, malhas, possibilitando uma avaliação de cada elemento dentro de uma estrutura global. Entretanto necessita que o usuário tenha nível técnico e normativo sobre projetos de estruturas em concreto armado e que conheçam os softwares que usam, para que possam avaliar os possíveis erros que os programas acusam, para que possam manipular os mesmos e chegarem a uma estrutura segura e econômica.

Os dados comparativos deixam claro a abordagem dos objetivos propostos, assim deste trabalho. Sendo avaliado os resultados de taxa de armadura e área de aço entre os softwares CypeCAD, Eberick e o procedimento manual propostos nos objetivos. E apresentam quais dos sistemas computacionais tem-se semelhança com os resultados manuais.

5.1 SUGESTÕES DE TRABALHO FUTURO

Devido a constantes avanços da tecnologia de softwares para cálculo estrutural, das análises e processos de cálculos dispostos pela norma, assim como da utilização desses elementos em edifícios. Apresento algumas sugestões para continuidade deste trabalho:

- Analisar e dimensionamento de pilar-parede através do processo simplificado da norma com uso do método de rigidez K aproximada;
- Realizar uma análise considerando a interação solo-estrutura;
- Realizar um estudo deste trabalho acrescentando o software TQS para comparativo dos resultados;
- Analisar a implantação de núcleos rígidos como contraventamento da estrutura;
- Realizar estudo deste trabalho com a aplicação da NBR 6118:2003, NBR 6118:2014 e Eurocode 2;
- Analisar este trabalho para diferentes alturas de edifícios e encontrar em quais estes pilares-parede contribuem positivamente para a estabilidade global da estrutura;
- Realizar análise deste trabalho com aumento na rigidez axial dos pilares;

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton de. Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado. 2006.

ARAÚJO, José Milton de. Análise do processo aproximado da NBR-6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem. 2007.

ARAÚJO, José Milton de. Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118/2014: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Pilares de concreto armado. Notas de aula da disciplina de Estruturas de, 2015.

BECKER, E. P. Edifícios altos: interação tridimensional das peças de contraventamento. 1989. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado)–Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BITTENCOURT, T. N. Exemplo de um Projeto Completo de Edifício de Concreto Armado. Notas de aula, 2007

CORELHANO, Angelo Giovanni Bonfim; CORRÊA, Márcio Roberto Silva. Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado. Cadernos de Engenharia de Estruturas, v. 12, n. 56, p. 1-10, 2011.

FERREIRA, L. F. O. Associação plana de pórticos com pilar parede. 1975. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado)–Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

FUSCO, B. P. Estruturas de Concreto Armado, Solicitações Normais, Estados limites últimos, Teoria e Aplicações. 1981.

IGLESIA, S. M. Por que usar software especializados para dimensionamento de pilares parede. Maisengenharia.altoqi.com.br. 2017

KIMURA, A. ABNT NBR 6118:2014 comentários e exemplos de aplicação. 2015

MACGREGOR, James Grierson et al. Reinforced concrete: Mechanics and design. 6th ed. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, 2009.

MEDEIROS, S. R. P. Modelos estruturais de núcleos de edifícios – barra vs casca. TQSNews, n.39. p.29-36. 2014

MORI, D. D. Os núcleos estruturais e a não linearidade geométrica na análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos. 1992. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado)–Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PEREIRA, Gustavo Souza. Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado. 1997.

PINHEIRO, Libânio M.; BARALDI, Lívio T.; POREM, Marcelo E. Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua. São Carlos, SP, 2009.

RIBEIRO, S. R. S. Associação tridimensional de pórticos e paredes de seção aberta em estruturas de edifícios altos. 1987. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado)–Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SILVA, R. M. Análise de estruturas tridimensionais de edifícios altos com núcleos resistentes considerando o efeito P- Δ . 1989. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado)–Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

VENTURINI, Wilson Sergio; DE LIMA ANDRADE, José Roberto; RODRIGUES, Rogério Oliveira. Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta. EESC-SET, 1987.

