

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

PAULA RAMALHO DE HOLANDA FURTADO

**A INFLUÊNCIA DO FCK NO PRÉ-DIMENSIONAMENTO
DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO DOS
EDIFÍCIOS: uma metodologia para escolha**

João Pessoa

2021

PAULA RAMALHO DE HOLANDA FURTADO

**A INFLUÊNCIA DO FCK NO PRÉ-DIMENSIONAMENTO
DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO DOS
EDIFÍCIOS: uma metodologia para escolha**

Trabalho de conclusão de curso apresentado
à Universidade Federal da Paraíba (UFPB),
como parte das exigências para a obtenção
do título de bacharel em Engenharia Civil

Orientador: Prof. José Marcilio Filgueiras
Cruz

João Pessoa

2021

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

F992i Furtado, Paula Ramalho de Holanda.

A INFLUÊNCIA DO FCK NO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO DOS EDIFÍCIOS: uma metodologia para escolha / Paula Ramalho de Holanda Furtado. - João Pessoa, 2021.

66 f. : il.

Orientação: José Marcílio Filgueiras Cruz.
TCC (Graduação) - UFPB/CT.

1. Sistema Estrutural de Contraventamento. 2. Estabilidade global. 3. Efeitos de Segunda Ordem. 4. Coeficiente Gama Z. 5. Parâmetro de Instabilidade Alfa. I. Cruz, José Marcílio Filgueiras. II. Título.

UFPB/BSCT

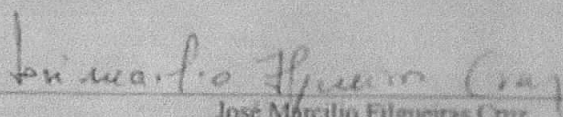
CDU 624(043.2)

FOLHA DE APROVAÇÃO

PAULA RAMALHO DE HOLANDA FURTADO

A INFLUÊNCIA DO FCK NO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO DOS EDIFÍCIOS: uma metodologia para escolha

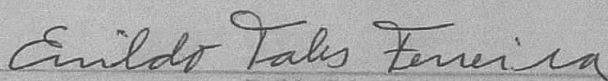
Trabalho de Conclusão de Curso em 30/11/2021 perante a seguinte Comissão Julgadora:



José Márcilio Filgueiras Cruz
Professor Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

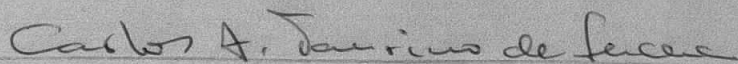


Enildo Tales Ferreira

Professor Membro da banca examinadora

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Carlos Antônio Taurino de Lucena

Professor membro da banca examinadora

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Profa. Andrea Brasiliano Silva

Matrícula Siape: 1549557

Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

*“Se avexe não, toda caminhada começa
no primeiro passo, a natureza não tem
pressa, segue seu compasso.
Inexoravelmente chega lá.”*

(Flávio José)

AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos vão, primeiramente, a Deus, por estar presente em todos os momentos da minha vida, mostrando o caminho que deveria seguir. Se cheguei até aqui, foi porque o Senhor quis. E à Nossa Senhora, minha mãezinha do céu, que nunca me deixou sozinha e sempre me protegeu com seu manto protetor.

Agradeço à minha mãe, por não medir esforços para minha educação e para a dos meus irmãos, mesmo com todas as adversidades. Tudo que sou é por causa de ti e tudo que busco é para ti. Também agradeço ao meu pai, por todo apoio e exemplo, sua vida serve de inspiração para a minha. Minha eterna gratidão pelos pais que tenho.

Aos meus irmãos, Iago, Iara e Sara, e à minha sobrinha, Sofia. Vocês são meus exemplos e minha motivação. Com certeza, minha vida não teria graça se vocês não fizessem parte dela.

À minha família, que desde cedo mostrou o verdadeiro sentido do que é amor e cumplicidade. Ouso dizer que a melhor família do mundo é a minha. Amo vocês, mãe, pai, irmãos, sobrinha, avós, avôs, tios, tias, primos e primas de todo meu coração.

Agradeço a Marcílio, meu orientador, por me fazer se encantar pela Engenharia das Estruturas, por ter acreditado em mim e por todo ensinamento repassado, cada reunião nossa era uma verdadeira aula.

Agradeço também à Universidade Federal da Paraíba e a todos meus professores que contribuíram para a minha formação. Particularmente, aos professores Taurino e Enildo, que se dispuseram a participar da banca examinadora.

Aos meus amigos feitos durante o curso, Josielly, Késsia, Raul, George, Berg, Lucas, Nathalia, Camila P. e Cecília, pela companhia e apoio nos momentos difíceis e estressantes, mas principalmente pelos melhores momentos, estes sim guardarei eternamente em meu coração.

Aos meus amigos da vida, Maria Eugênia, Duda, Marianne, Carol, Biel, Bia, Flávio e todos os outros, por ter feito a caminhada ser mais leve e colorida.

Por fim, agradeço a todos que passaram pela minha vida e, de alguma forma, contribuíram para a minha formação, tanto pessoal como profissional. Se pudesse, citaria cada um de vocês.

RESUMO

FURTADO, Paula Ramalho de Holanda. **A INFLUÊNCIA DO FCK NO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO DOS EDIFÍCIOS: uma metodologia para escolha**. 2021, 67 pág. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa. 2021.

O aumento populacional e a escassez de espaço físico dos centros urbanos fizeram com que os edifícios atuais fossem projetados para serem cada vez mais altos e, consequentemente, esbeltos. Dessa forma, as edificações e suas estruturas se tornaram mais sensíveis aos efeitos de segunda ordem, que, se não devidamente considerados na análise estrutural, podem levar à instabilidade da edificação. Com o intuito de verificar a necessidade ou não de se levar em conta tais efeitos, surgiram os parâmetros de instabilidade global de edifícios, dentre os quais os dois recomendados pela ABNT NBR 6118:2014 são: Parâmetro Alfa e Coeficiente Gama Z. Além da preocupação com a estabilidade das estruturas, o engenheiro calculista deve sempre buscar a solução mais eficiente e, na medida do possível, a mais econômica. Tendo em vista disso, o Sistema Estrutural de Contraventamento (SEC) adotado e o valor da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) recomendado são imprescindíveis para atingir esse objetivo. No entanto, há situações em que o engenheiro é obrigado a trabalhar com um único SEC. Assim, é o valor do f_{ck} a ser adotado que vai garantir a melhor escolha para essa situação. Nesse contexto, o presente trabalho procura descrever a metodologia para a definição do valor do f_{ck} mais conveniente, para o partido estrutural considerado, a partir do valor do Parâmetro Alfa.

Palavras-chave: Sistema Estrutural de Contraventamento; Estabilidade global; Efeitos de segunda ordem; Coeficiente Gama Z; Parâmetro de instabilidade Alfa.

ABSTRACT

FURTADO, Paula Ramalho de Holanda. **THE INFLUENCE OF FCK IN THE PRE-DESIGN OF THE BRACING SYSTEM OF BUILDINGS: a methodology for choosing**. 90 pages. Graduation Course in Civil Engineering - Federal University of Paraíba, João Pessoa. 2020.

The population increase and the limited physical space in urban centers have caused current buildings to be designed to be increasingly taller and, consequently, slender. Thus, buildings and their structures have become more sensitive to second order effects, which, if not properly considered in structural analysis, can lead to building instability. To verify the need or not to take such effects into account, the parameters of global instability of buildings arose, among which the two recommended by ABNT NBR 6118:2014 are: Alpha Parameter and the Gamma-Z Coefficient. In addition to the concern with the stability of structures, the calculating engineer should always seek the most efficient and, as far as possible, the most economical solution. In view of this, the braced frame structure adopted and the value of the characteristic compressive strength of concrete (f_{ck}) recommended are essential to achieve this goal. However, there are situations in which the engineer is forced to work with a specific structural system. Thus, it is the value of f_{ck} to be adopted that will ensure the best choice for this situation. In this context, this paper seeks to describe the methodology for defining the most convenient value of f_{ck} , for the structural party considered, from the value of Alpha

Keywords: Braced frame structure; Global stability; Second order effects; Gamma-z Coefficient; Alpha instability parameter.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – PROBLEMA DE FLAMBAGEM EM REGIME ELÁSTICO	21	
FIGURA 2 – PROBLEMA DE FLAMBAGEM NO REGIME INELÁSTICO	23	
FIGURA 3 – PROBLEMA DE SEGUNDA ORDEM NO REGIME ELÁSTICO	23	
FIGURA 4 – PROBLEMA DE PONTO LIMITE SEM REVERSÃO	24	
FIGURA 5 – PROBLEMA DE PONTO LIMITE COM REVERSÃO.....	25	
FIGURA 6 – DIGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO.....	26	
FIGURA 7 – CONFIGURAÇÃO DEFORMADA DA BARRA.....	28	
FIGURA 8 – REAÇÕES DA BARRA NA POSIÇÃO INDEFORMADA	28	
FIGURA 9 – REAÇÕES NA BARRA NA POSIÇÃO DEFORMADA.....	29	
FIGURA 10 - EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....	30	
FIGURA 11- RIGIDEZ EQUIVALENTE DE PÓRTICOS	35	
FIGURA 12 – DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FINAL M_2	38	
FIGURA 13 - VALORES DO γ_z EM FUNÇÃO DO α E DO F_{REQ} PARA $F_{CK}=20$ MPA (APROXIMAÇÃO QUADRÁTICA)	43	
FIGURA 14 – ÁBACO DE CORRELAÇÃO QUADRÁTICA PARA $F_{CK} = 20$ MPA	45	
FIGURA 15 - VALORES DO α EM FUNÇÃO DO f_{ck}	47	
FIGURA 16 - ESQUEMA DA METODOLOGIA.....	48	
FIGURA 17 - FACHADA FRONTAL	FIGURA 18 - FACHADA LATERAL	49
FIGURA 19 - PLANTA DE FORMA DO PAVIMENTO TIPO	50	
FIGURA 20 - OPÇÃO 1 PARA O SISTEMA ESTRUTURAL DE CONTRAVENTAMENTO DA DIREÇÃO Y	50	
FIGURA 21 – OPÇÃO 2 PARA O SISTEMA ESTRUTURAL DE CONTRAVENTAMENTO DA DIREÇÃO Y	50	
FIGURA 22 - PÓRTICO DO SEC _Y , OPÇÃO 1	52	
FIGURA 23 - OBTENÇÃO DO GAMA-ZY (OPÇÃO 1)	54	
FIGURA 24 - PÓRTICO DO SEC _Y , OPÇÃO 2	57	
FIGURA 25 - OBTENÇÃO DO GAMA Z _Y (OPÇÃO 2).....	58	
FIGURA 26 - OBTENÇÃO DO NOVO VALOR DE GAMA Z _Y (OPÇÃO 1).....	61	
FIGURA 27 - OBTENÇÃO DO NOVO VALOR DE GAMA Z _Y (OPÇÃO 2).....	62	

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - CLASSES DE RESISTÊNCIA DE CONCRETOS ESTRUTURAIS	19
TABELA 2 - EQUAÇÕES DE CORRELAÇÃO ALFA-GAMA-Z PARA FCK = 20 MPa	43
TABELA 3 - EFEITO DO VENTO NA DIREÇÃO Y (VENTO INCIDENTE NA FACHADA MAIOR)	52
TABELA 4 - DESLOCAMENTOS NO TOPO DO PÓRTICO DA FIGURA 22.....	54
TABELA 5 - ELEMENTOS PARA O CÁLCULO DO $M_{1,TOT,D,Y}$	55
TABELA 6 - ELEMENTOS PARA O CÁLCULO DO $\Delta M_{1,tot,d,y}$	56
TABELA 7 - DESLOCAMENTOS NO TOPO DO PÓRTICO DA FIGURA 24.....	58
TABELA 8 - ELEMENTOS PARA O CÁLCULO DO $M_{1,TOT,D,Y}$	59
TABELA 9 - ELEMENTOS PARA O CÁLCULO DO $\Delta M_{1,tot,d,y}$	60

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIações

a	– Deslocamento horizontal no topo do pórtico
α	– Parâmetro Alfa
α_E	– Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade
γ_z	– Coeficiente Gama-Z
γ_f	– Coeficiente de ponderação
γ_{fv}	– Coeficiente de ponderação das ações verticais
ψ_0	– Coeficiente de combinação das ações
Δ	– Deslocamento do topo da estrutura
$\Delta M_{tot,d}$	– Soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com valores de cálculo, em relação à base da estrutura
$M_{1,tot,d}$	– Soma da multiplicação das forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada e com valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação
A_s	– Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
A_s'	– Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
ABNT	– Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	– American Concrete Institute (Instituto Americano do Concreto)
ANLF	– Análise com Não Linearidade Física
ANLG	– Análise com Não Linearidade Geométrica
C50	– Concreto com resistência característica a compressão igual a 50 MPa
C90	– Concreto com resistência característica a compressão igual a 90 MPa
CC1	– Caso de carregamento das ações verticais permanentes e variáveis
CC2	– Caso de carregamento devido ao vento
CEB	– Comité Euro-International du Béton (Comitê de Concreto Euro-Internacional)
E_{ci}	– Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
E_{cs}	– Módulo de elasticidade secante do concreto
EI	– Rigidez a flexão
EI_k	– Somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada
ELS	– Estado Limite de Serviço
ELU	– Estado limite de Utilização
F_{ck}	– Resistência característica do concreto à compressão

F_R	– Fator de redução
F_{Req}	– Fator de redução equivalente
F_{Vk}	– Resistência ao escoamento do aço
H	– Altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo
H_d	– Força horizontal de cálculo
H_{tot}	– Altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo
I	– Inércia Reduzida
I_c	– Momento de inércia da seção bruta de concreto
I_g	– Inércia da seção bruta
M_{1d}	– Momento fletor de 1ª ordem
M_{1d}	– Momento fletor de 2ª ordem
MPa	– Mega pascal
NBR	– Norma Brasileira
NLF	– Não Linearidade Física
NLG	– Não Linearidade Geométrica
N_d	– Força normal de cálculo
P_{cr}	– Carga crítica
P_k	– Soma de todas as cargas verticais atuantes na estrutura, a partir de H
SEC	– Sistema Estrutural de Contraventamento
SC	– Sistema Estrutural Contraventado
V_0	– Velocidade básica do vento

Sumário

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS	16
1.1.1	Objetivo Geral	16
1.1.2	Objetivos Específicos	17
2	METODOLOGIA.....	18
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
3.1	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO À COMPRESSÃO.....	19
3.2	PROBLEMAS DE INSTABILIDADE.....	20
3.2.1	Bifurcação do equilíbrio	21
3.2.2	Segunda ordem	23
3.2.3	Ponto limite	24
3.3	NÃO LINEARIDADES.....	25
3.3.1	Não-Linearidade Física	26
3.3.2	Não-linearidade geométrica	27
3.4	EFEITOS GLOBAIS DE SEGUNDA ORDEM EM EDIFÍCIOS.....	29
3.4.1	Classificação das estruturas	31
3.4.2	Parâmetros de Instabilidade Global	31
3.4.3	Procedimentos usuais de consideração da análise de segunda ordem	31
3.5	SUBESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO E CONTRAVENTADAS	33
4	CONSIDERAÇÕES SOBRE OS PARÂMETROS DE VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE GLOBAL .	34
4.1	O PARÂMETRO ALFA	34
4.1.1	Considerações sobre a formulação do parâmetro alfa	34
4.1.2	Valores limites para o parâmetro alfa	36
4.2	O COEFICIENTE GAMA-Z.....	36
4.2.1	Considerações sobre a formulação do coeficiente Gama Z	37
4.2.2	Valores limites para coeficiente Gama Z	39
4.3	CORRELAÇÕES ENTRE O ALFA E O GAMA Z.....	
4.3.1	Correlações entre o Alfa e o Gama Z em função do f_{ck} e do f_{Req}	
5	METODOLOGIA PARA A OBTENÇÃO DO VALOR DO FCK DO SEC MAIS CONVENIENTE PARA O PARTIDO ESTRUTURAL CONSIDERADO.....	46

5.1	DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO	46
6	APLICAÇÕES.....	49
6.1	ESTIMATIVA DO GAMA Z PELO PROCEDIMENTO TRADICIONAL	49
6.1.1	Apresentação do edifício	49
6.1.2	Opções adotadas para o SEC da direção Y (SECy).....	50
6.1.3	Estimativa do carregamento vertical	51
6.1.4	Cálculo do efeito do vento	51
6.1.5	Estimativa do Alfa, Cálculo do Gama Z, cálculo do f_{Req} e avaliação do Coeficiente Gama Z, para a opção 01.	52
6.1.5.1	Estimativa do Alfa.....	53
6.1.5.2	Avaliação do γ_z	54
6.1.6	Estimativa do Alfa, Cálculo do Gama Z, cálculo do f_{Req} e avaliação do Coeficiente Gama Z, para a opção 02.	56
6.1.6.1	Estimativa do Alfa (direção Y).....	56
6.1.6.2	Avaliação do γ_z	57
6.2	PESQUISA DA PROPOSTA MAIS ADEQUADA PARA CADA UMA DAS OPÇÕES CONSIDERADAS	60
6.2.1	Opção 1	61
6.2.2	Opção 2	62
7	ANÁLISE DOS RESULTADOS	63
7.1	OPÇÃO 1	63
7.2	OPÇÃO 2	64
8	CONCLUSÕES.....	66
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	67

1 INTRODUÇÃO

O aumento populacional, bem como a escassez de espaço físico dos centros urbanos, fez com que os edifícios atuais fossem projetados para serem cada vez mais altos e, conseqüentemente, esbeltos. Além disso, os avanços tecnológicos e o desenvolvimento de melhores métodos construtivos, a citar a utilização de softwares de cálculo estruturais e de concreto de alto desempenho, permitiram que as estruturas dessas edificações apresentassem sistemas estruturais compostos por menor quantidade de elementos verticais e, estes, geralmente, com seções transversais com reduzidas dimensões, possibilitando vigas com grandes vãos.

Como consequência, as edificações e suas estruturas, que antes costumavam ser bastante robustas com baixo grau de flexibilidade, passaram a ter sua rigidez diminuída de forma significativa, tornando-se mais sensíveis às ações atuantes nela e mais susceptíveis a deslocamentos horizontais. Tais deslocamentos, quando expressivos, podem ocasionar os efeitos de segunda ordem, que, se não devidamente considerados na análise estrutural, podem levar à instabilidade da edificação.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, item 15.2, os efeitos de segunda ordem são aqueles adicionados aos obtidos na análise de primeira ordem decorrentes do deslocamento horizontal da estrutura submetida às ações verticais e horizontais quando se encontra em uma posição deformada. Esses efeitos podem ser desconsiderados quando não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura. Sendo assim, cabe aos projetistas estruturais realizarem uma análise criteriosa da necessidade ou não de que esses efeitos sejam levados em conta na análise da estrutura, de forma a garantir que ela seja capaz de suportar todos os esforços solicitantes durante sua vida útil.

Todavia, como a análise de segunda ordem é complexa e demanda tempo e recurso do projetista, além de existir casos em que sua consideração pode ser desprezada, diversos estudos, como os parâmetros de instabilidade, foram desenvolvidos no intuito de estimar esses efeitos de forma simplificada. Os parâmetros recomendados pela ABNT NBR 6118:2014 são: o parâmetro de instabilidade Alfa e o coeficiente Gama Z.

Quanto ao parâmetro Alfa, este foi divulgado mundialmente pela primeira vez em 1978 com a publicação em Paris do CEB *Bulletin d'Information* nº 124/125, o CEB 78, e tem por objetivo classificar a estrutura como nós fixos, quando a estrutura é considerada quase indeslocável horizontalmente, ou como nós móveis, quando os deslocamentos são

considerados e efeitos de segunda ordem também (CRUZ *et al*, 2021). Já com relação ao coeficiente Gama Z, este, além de classificar a estrutura assim como o parâmetro citado anteriormente, permite a obtenção de maneira aproximada dos valores desses efeitos a partir da majoração dos esforços solicitantes.

Embora o coeficiente Gama Z analise a estrutura de forma mais completa, ele também exige cálculos mais elaborados. Assim, diversos estudos foram realizados visando buscar a relação entre ele e o parâmetro Alfa, tendo em vista que a determinação deste parâmetro é bem mais simples do que a daquele. Além disso, estudos também evidenciaram a correlação desse coeficiente com o fator de redução equivalente da estrutura (f_{Req}) e da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), uma vez que ambos estão diretamente relacionados com a definição da rigidez da estrutura frente aos esforços atuantes.

Além da preocupação com a estabilidade das estruturas, o engenheiro calculista deve buscar sempre a solução mais eficiente e, na medida do possível, a mais econômica. Tendo em vista disso, o Sistema Estrutural de Contraventamento adotado e o valor da resistência característica à compressão do concreto recomendado são imprescindíveis para atingir esse objetivo. No entanto, há situações em que o engenheiro é obrigado a trabalhar com um único SEC, seja por questões arquitetônicas ou qualquer outro motivo. Assim, o valor do f_{ck} a ser adotado vai garantir a melhor escolha para essa situação.

Nesse contexto, com o auxílio dos ábacos encontrados em Cruz *et al* (2021), que relacionam o valor do Gama Z com o parâmetro Alfa, f_{Req} e f_{ck} , e da Tabela 3.15, também retirada da referência supracitada, o presente trabalho procura descrever o caminho a ser seguido para a definição do valor do f_{ck} mais conveniente, para o partido estrutural considerado.

1.1 OBJETIVOS

Os objetivos deste TCC podem ser aqui explicitados como: Objetivo Geral e Objetivos Específicos.

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho consiste na divulgação de uma metodologia para o pré-dimensionamento mais conveniente de um determinado Sistema Estrutural de Contraventamento a partir do valor do f_{ck} do concreto.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Avaliar o uso de ábacos que fornecem valores do Coeficiente Gama Z em função do Parâmetro Alfa, do f_{ck} do concreto e do f_{Req} do SEC;
- Descrever a metodologia que fornece o valor do f_{ck} do concreto mais adequado do Sistema Estrutural de Contraventamento de um partido estrutural adotado.

2 METODOLOGIA

Para atingir os objetivos propostos, o presente trabalho realizou, inicialmente, uma revisão bibliográfica acerca da análise estrutural de edifícios, principalmente, sobre a resistência característica à compressão do concreto, a análise de segunda ordem nas estruturas, os parâmetros de instabilidade e as correlações entre o parâmetro Alfa e o coeficiente Gama Z, através de consultas de diversos trabalhos da área.

Em seguida, foi apresentada uma metodologia que visa fornecer o pré-dimensionamento do Sistema Estrutural de Contraventamento mais conveniente a partir de valores do f_{ck} do concreto, com o auxílio da Tabela 3.15, retirada de Cruz *et al* (2021; p.70-71), a qual relaciona o f_{ck} em função do parâmetro Alfa. Como o Coeficiente Gama Z carrega consigo informações mais uteis para o Calculista, essa metodologia também estima o seu valor a partir dos novos valores de Alfa e do f_{ck} e do f_{Req} do SEC em estudo, através de ábacos apresentados na referência supracitada.

Por fim, com o intuito de validar esses ábacos, foi utilizado um projeto arquitetônico retirado de Cruz *et al* (2021) para comparar o valor do Gama Z obtido por esses ábacos com o valor calculado pelas fórmulas recomendadas pela ABNT NBR 6118:2014. Ademais, utilizou-se o mesmo edifício para demonstrar a metodologia apresentada neste TCC, considerando-se duas opções de Sistema Estrutural de Contraventamento na direção y.

É válido registrar que todos os cálculos realizados neste trabalho foram obtidos com o auxílio da Planilha Microsoft Excel 2010.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO À COMPRESSÃO

A Resistência Característica do Concreto à Compressão (f_{ck}), do inglês “*Feature Compression Know*”, segundo a NBR 6118:2014, item 8.2.4, p. 23, refere-se “à resistência à compressão obtida em ensaios de corpos de prova cilíndricos, moldados segundo a ABNT NBR 5738 e rompidos como estabelece a ABNT NBR 5739”. O seu valor característico, ainda de acordo com a referência supracitada (item 12.2, p. 70), tem relação com a probabilidade de que apenas 5% dos corpos de prova apresentarem valores desfavorável para a segurança, ou seja, que sejam inferiores ao valor estabelecido.

Esse parâmetro é de grande importância no dimensionamento de estruturas de concreto armado, visto que influencia não só no desempenho, como também no custo da estrutura e na obra (SILVA, 2020). Assim, alguns aspectos devem ser considerados para a especificação do f_{ck} do projeto, como a agressividade do ambiente, tempo de execução da obra, confiabilidade dos fornecedores de concreto, entre outros (BERNARDO; VARGAS, 2011).

Segundo ABNT NBR 8953:2015, p. 2, em função do f_{ck} , os concretos para fins estruturais podem ser classificados em dois grupos: classe de resistência grupo I, os quais são constituídos por concretos de f_{ck} de 20 a 50 MPa, e classe de resistência grupo II, concreto com f_{ck} de 55 a 100 MPa. A Tabela 1 mostra a classificação do concreto nos grupos I e II.

Tabela 1 - Classes de resistência de concretos estruturais

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão (f_{ck}) MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão (f_{ck}) MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: ABNT NBR 8953:2015, p. 2.

Quanto à estabilidade global de edifícios, o valor do f_{ck} dos elementos que compõem o Sistema Estrutural de Contraventamento (SEC) é bastante relevante para a determinação do parâmetro Alfa e do coeficiente Gama Z. Isso se deve, pois esses parâmetros dependem, respectivamente, do Módulo de Elasticidade Secante do Concreto (E_{cs}) e do Módulo de Elasticidade Inicial (E_{ci}). Para o cálculo do E_{ci} , a ABNT NBR 6118:2014 estabelece a Eq. 1 para os concretos do grupo I e a Eq. 2 para os concretos do grupo II. Já o E_{cs} é obtido pela Eq. 3.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Eq. 1}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad \text{Eq. 2}$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad \text{Eq. 3}$$

onde: $\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$; E_{ci} , E_{cs} e f_{ck} dados em MPa; α_E é o parâmetro do agregado que influencia o módulo de elasticidade do concreto, podendo ser 1,2 para basalto e diabásio; 1,0 para granito e gnaiss; 0,9 para calcário e 0,7 para arenito.

3.2 PROBLEMAS DE INSTABILIDADE

De acordo com Bueno (2009), em estruturas de concreto armado, a ruína estrutural pode ser dada por, basicamente, duas formas: esgotamento da capacidade resistente e instabilidade de equilíbrio. Este último está relacionado com elementos bastante esbeltos em que a seção transversal não atinge o estado limite máximo de resistência (MARTINS, 1979, *apud* BUENO, 2009).

A norma NBR 6118:2014 (item 15.2, p. 99) diz que, nas estruturas de concreto armado, o estado-limite último de instabilidade é atingido sempre que, ao aumentar a intensidade do carregamento e, conseqüentemente, as deformações, “há elementos submetidos a flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da sollicitação”.

Além disso, a norma reconhece que há três tipos de instabilidade nas estruturas:

- a) nas estruturas sem imperfeições geométricas iniciais, pode haver (para casos especiais de carregamento) perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio (flambagem);
- b) em situações particulares (estruturas abatidas), pode haver perda de estabilidade sem bifurcação do equilíbrio por passagem brusca de uma configuração para outra reversa da anterior (ponto - limite com reversão);
- c) em estruturas de material de comportamento não linear, com imperfeições geométricas iniciais, não há perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio, podendo, no entanto, haver perda de estabilidade quando, ao crescer a

intensidade do carregamento, o aumento da capacidade resistente da estrutura passa a ser menor do que o aumento da solicitação (ponto-limite sem reversão) (ABNT NBR 6118:2014, item 15.2, p. 99-100).

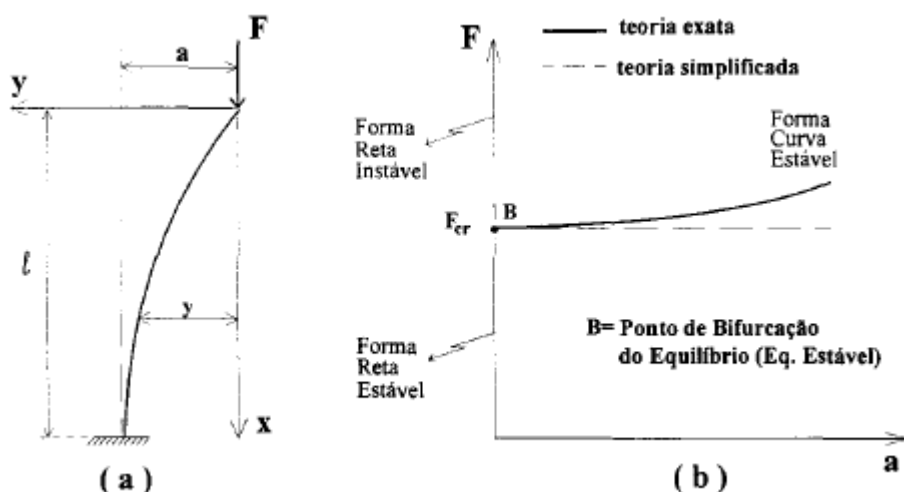
Franco (1985, *apud* CARMO, 1995), por sua vez, divide os problemas de instabilidade em três: bifurcação do equilíbrio, segunda ordem e ponto limite.

3.2.1 Bifurcação do equilíbrio

Com base em Carmo (1995, p. 4-7), considerando uma barra reta, sem imperfeições geométricas, constituída de material de comportamento elástico linear, ao submetê-la a uma carga axial F estática crescente, como representado na Figura 1-a, a estrutura permanece em equilíbrio estável até o momento em que a carga F atine o valor F_{cr} , chamado de carga crítica ou carga de flambagem.

Assim, a carga F_{cr} define o limite a partir do qual a barra apresenta uma das seguintes configurações: reta, em que estará em equilíbrio instável, ou fletida, em que estará em equilíbrio estável. Para o caso em que a reta permaneça reta, qualquer perturbação externa ou de excentricidade, inevitáveis na prática, levará a barra a permanecer na configuração curva (estável). Dessa forma, caracteriza-se o Ponto de Bifurcação Estável como o ponto de bifurcação do equilíbrio para o qual corresponde equilíbrio estável, como ilustra a Figura 1 – b (CARMO, 1995).

Figura 1 – Problema de Flambagem em Regime Elástico



Fonte: CARMO, 1995, p. 5

A partir do diagrama da Figura 1-b, o qual relaciona a carga F com a flecha máxima a , é possível determinar as flechas através da Expressão Exata da Equação Diferencial da Linha Elástica (curva em traço cheio):

$$\frac{1}{r} = \frac{\frac{d^2y}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}} = -\frac{M}{EI} \quad \text{Eq. 4}$$

Sendo

$1/r$ = curvatura da barra

EI = produto de inércia relativo ao plano da flexão

$M = -F \cdot y$, momento fletor

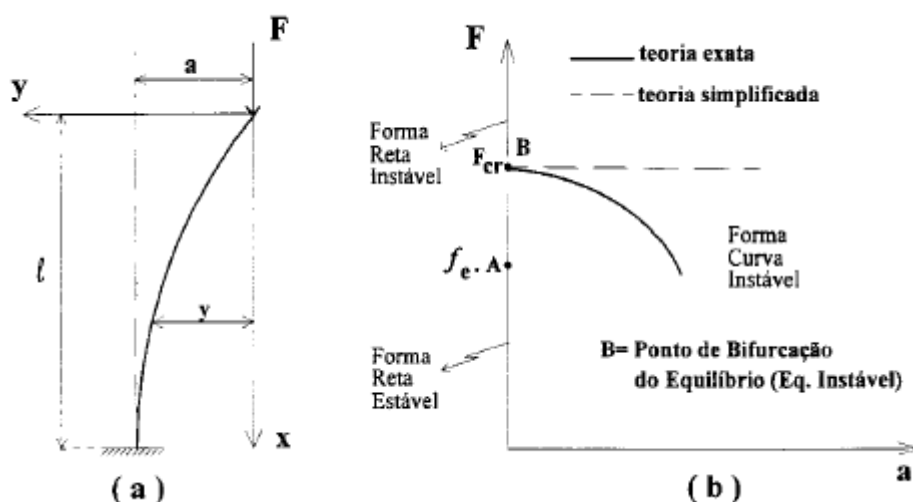
Todavia, é possível adotar a teoria simplificada, na qual determina-se apenas o valor F_{cr} (trecho tracejado do diagrama da Figura 1-b), com as flechas indeterminadas:

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \quad \text{Eq. 5}$$

Essa simplificação é válida pois, um pequeno acréscimo de carga superior ao F_{cr} , a flecha a já atinge um valor significativo quando comparado ao valor do comprimento da barra, rompendo-a por flexão composta (CARMO, 1995). Assim, para materiais como concreto e aço, deve-se considerar a carga crítica como o esgotamento da capacidade portante da estrutura, para efeitos práticos (ZAGOTTIS, 1980 *apud* CARMO, 1995).

Se, por sua vez, a barra for constituída por comportamento não-linear, ainda ocorrerá também bifurcação do equilíbrio. No entanto, o ramo estável da curva carga-deslocamento após a flambagem é decrescente, diferente do comportamento dos materiais lineares (Figura 2-a). Assim, para valores inferiores à carga crítica, há duas configurações possíveis: reta estável ou curva instável. Já para valores superiores ou iguais ao crítico, a única forma possível é reta instável. Portanto, não há equilíbrio para a forma fletida para cargas maiores que a crítica, a estrutura não suporta o carregamento aplicado. Isso se chama de Ponto de Bifurcação Instável (CARMO, 1995; BUENO, 2009).

Figura 2 – Problema de Flambagem no regime inelástico

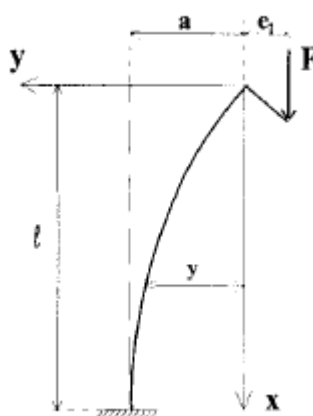


Fonte: CARMO, 1995, p. 7.

3.2.2 Segunda ordem

Considerando uma barra reta, esbelta, constituída de material de comportamento elástico linear e carregada com excentricidade inicial e_1 de primeira ordem (Figura 3), ao aumentar os valores de F , a barra apresenta, desde o início, a forma fletida e haverá sempre uma única configuração de equilíbrio possível para cada valor de F , de equilíbrio estável (CARMO, 1995).

Figura 3 – Problema de Segunda Ordem no Regime Elástico



Fonte: CARMO (1995, p. 7)

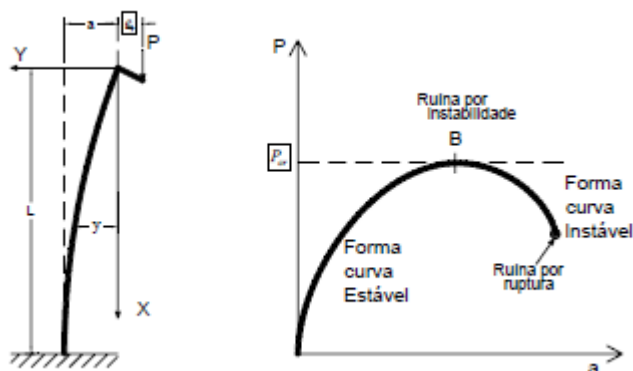
Ainda conforme a autora, enquanto o material estiver no regime elástico, não haverá problema de instabilidade na flexão composta, a configuração fletida será configuração de equilíbrio estável e a ruína se dará por ruptura do material.

No caso da barra constituída de material de comportamento não-linear, carregada pela mesma carga descrita acima, se a barra for curta, o rompimento tenderá a ser dado por flexão composta para valores crescentes de F , visto que o aumento da solicitação é superior à capacidade resistente da seção, tendendo a se esgotar. A carga F atinge um ponto limite sem reversão da configuração inicial da estrutura carregada (CARMO, 1995).

3.2.3 Ponto limite

Se a barra analisada for constituída de material não-linear, excentricamente carregada e esbelta, o aumento da carga fará com que apareça uma excentricidade de segunda ordem, e_2 , de valor crescente e de comportamento estável até o ponto B (Figura 4). A partir desse ponto, o momento externo causado pelo carregamento e pela excentricidade ($e_1 + e_2$) já não pode mais ser equilibrado pelo momento interno, o que caracteriza um caso de instabilidade na flexão composta, sem bifurcação de equilíbrio, denominado de Problema de Ponto Limite. Nessa situação, a instabilidade é dada antes das seções transversais atingirem seu limite máximo de resistência (BUENO, 2009).

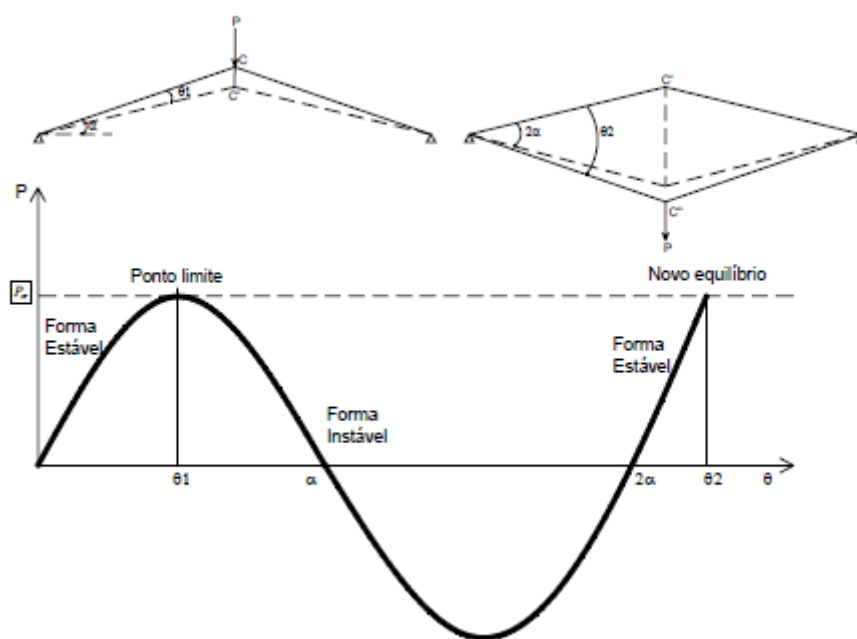
Figura 4 – Problema de Ponto Limite sem Reversão



Fonte: BUENO (2009, p. 9)

Há situações particulares em que pode haver perda de estabilidade sem que haja outra configuração de equilíbrio possível nas proximidades da configuração crítica, caso em que a estrutura alcança o ponto crítico denominado ponto limite e não suporta acréscimos de carga sem que haja uma mudança brusca na configuração do sistema. Assim, a estrutura busca uma nova posição de equilíbrio bem diferente da inicial. Um exemplo clássico disso é de uma treliça biapoiada com ângulo obtuso, representada pela Figura 5.

Figura 5 – Problema de Ponto Limite com Reversão



Fonte: BUENO (2009, p. 10)

3.3 NÃO LINEARIDADES

Embora no subitem anterior tenha abordado sobre o fenômeno de instabilidade em uma barra simples, tais conceitos servem para qualquer estrutura (CARMO, 1995). Ainda segundo a autora, além da sensibilidade à não-linearidade física as quais a barras apresentam, as estruturas usuais também são sensíveis às imperfeições geométricas construtivas. Portanto, “devem ser consideradas no projeto tanto a Não-Linearidade Física como a Não-Linearidade Geométrica”.

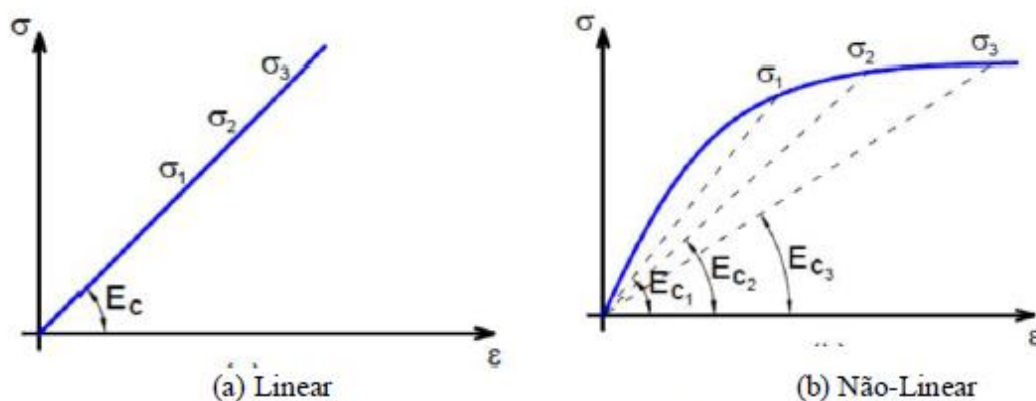
De acordo com Kimura (2007, *apud* BUENO, 2009), as estruturas de concreto armado são caracterizadas pelo comportamento não-proporcional, ou seja, não-linear, dos deslocamentos, esforços ou tensões à medida que um carregamento é aplicado. Assim, deve-se sempre que possível levar em conta seus efeitos para que a análise estrutural seja próxima da realidade.

“O comportamento não linear é resultado basicamente de dois aspectos que são intrínsecos a todas as estruturas reais em concreto armado: a não-linearidade física (NLF) e a não-linearidade geométrica (NLG).” (BUENO, 2009, p. 22).

3.3.1 Não-Linearidade Física

De acordo com Oliveira (2007), a Não-Linearidade Física (NLF) está relacionada ao comportamento do material e exprime a não aplicabilidade da Lei de Hooke. Em consideração ao concreto armado, caracterizado como um material heterogêneo, os efeitos da fissuração, da fluência, do escoamento da armadura lhe conferem um comportamento não linear, ocasionando a perda de proporcionalidade entre tensão e deformação (PINTO, 1997; OLIVEIRA, 2007), como é possível observar na Figura 6.

Figura 6 – Digrama Tensão x Deformação do concreto



Fonte: Moncayo (2011; p. 24).

É possível observar que a Figura 6-a ilustra o comportamento linear de um material, sendo representada por uma reta. Já na Figura 6-b, a curva representa o comportamento não linear. Nessa situação, é notório concluir que o E_c é diferente com o aumento da deformação.

Ademais, como os deslocamentos laterais dependem diretamente da rigidez dos elementos que constituem a estrutura, é imprescindível levar em conta a NLF (PINTO, 1997). Todavia, sua consideração exata pode ser um processo bastante complexo e inviável para estruturas de grande porte, pois:

“emprega-se nesse tipo de análise um procedimento incremental e iterativo no qual, para cada nível de carregamento da estrutura, a rigidez dos elementos estruturais é estabelecida a partir das relações constitutivas dos materiais e da disposição da armadura no elemento” (PINTO, 1997, p. 6).

Sendo assim, diversos estudos foram realizados buscando considerar a NLF de maneira simplificada, através da simulação da perda de rigidez a partir da redução de parâmetro dos elementos estruturais. Atualmente, a ANBT NBR 6118:2014, no item

15.7.3, recomenda a utilização dos seguintes fatores de redução da rigidez flexional específicos para lajes, vigas e pilares, quando do estudo da estabilidade global:

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 * E_c I_c$
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 * E_c I_c$ – para $A_s' \neq A_s$
- $(EI)_{sec} = 0,5 * E_c I_c$ – para $A_s' = A_s$
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 * E_c I_c$

onde: I_c representa o momento de inércia calculado para a seção bruta de concreto; A_s' representa a armadura de compressão, no caso de vigas com armadura dupla e A_s representa a armadura de tração.

Segundo Moncayo (2011), na maioria dos casos, utiliza-se $(EI)_{sec} = 0,4 * E_c I_c$, visto que os projetos de edifícios usuais raramente são constituídos por vigas armadas com $A_s' = A_s$. Ainda conforme o autor, esses coeficientes de redução são utilizados somente para análise global e não podem ser usados para uma análise local, visto que são valores aproximados levando em consideração a estrutura como um todo. Ademais, sua utilização só deve ser feita em estruturas reticuladas compostas por, no mínimo, quatro pavimentos, uma vez que, até o presente momento, não há pesquisas que comprovem a eficácia desses valores para estruturas de menor porte (MONCAYO, 2011).

Antigamente, nas versões de 2003 e 2007 da norma ABNT NBR 6118, a redução da rigidez para efeito de análise global poderia ser feita por meio de um fator de redução único, tanto para vigas como para pilares, e igual a 0,70 de modo que a rigidez equivalente seria dada por: $(EI)_{sec} = 0,7 * E_c I_c$. Quanto às lajes, o valor era de $0,3 * E_c I_c$. Isso só era válido para estruturas cujo contraventamento estrutural fosse composto por vigas e pilares e o coeficiente γ_z calculado menor que 1,3.

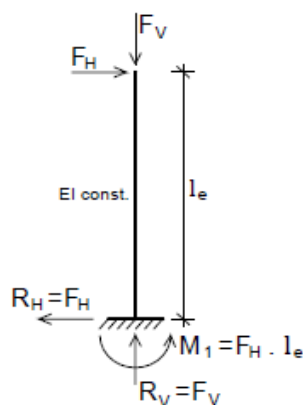
3.3.2 Não-linearidade geométrica

A Não-Linearidade Geométrica trata dos efeitos ocasionados em uma estrutura devido à mudança da estrutura no espaço, ou seja, dos efeitos determinados por meio da análise da estrutura em sua configuração deformada (PINTO, 1997). Essa mudança na posição da estrutura, após um carregamento, pode ser ilustrada na Figura 7, representada pela linha cheia.

Figura 7 – Configuração deformada da barra

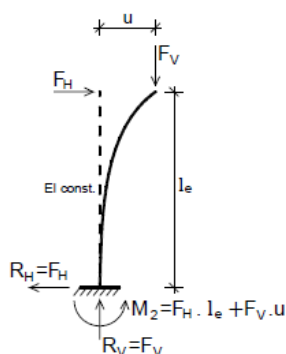
Fonte: Moncayo, 2011, p. 28

De acordo com Moncayo (2011), a análise de equilíbrio em uma estrutura pode ser feita a partir da sua configuração indeformada, ou seja, na sua posição inicial. Tomando ainda como base uma barra vertical para exemplo, são acrescentados nela, esforços vertical e horizontal na extremidade livre. Como resultado, aparecem as reações de apoio, conforme apresentado na Figura 8. Nesse caso, como o equilíbrio foi considerado na posição inicial, o momento fletor M_1 que surge é chamado de momento de primeira ordem.

Figura 8 – Reações da barra na posição indeformada

Fonte: Moncayo, 2011, p. 29.

Todavia, se, para esse exemplo, fosse levado em conta a NLG, seria necessário considerar o equilíbrio na posição deformada. Dessa forma, a ação horizontal ocasionaria um deslocamento de valor u , como ilustra a Figura 9. Consequentemente, seria acrescentado, ao momento M_1 , um momento na base igual a $\Delta M = F_V * u$, resultando no momento de segunda ordem (M_2). Esse acréscimo de momento é um efeito oriundo da análise que leva em conta a Não-Linearidade Geométrica.

Figura 9 – Reações na barra na posição deformada

Fonte: Moncayo, 2011, p. 29.

Segundo Pinto (1997, p.34), o problema da NGL deve ser considerado no projeto de edifícios altos, em que há atuação de carregamentos verticais e horizontais, visto que as cargas verticais atuando na estrutura deslocada pode “ocasionar o aparecimento de acréscimos capazes de conduzi-la ao colapso”. Ainda conforme o autor, em estruturas rígidas, esses efeitos são pequenos e podem ser desprezados, porém, em estruturas flexíveis, tais efeitos passam a ser significativos e devem ser levados em conta.

3.4 EFEITOS GLOBAIS DE SEGUNDA ORDEM EM EDIFÍCIOS

Ao analisar uma estrutura na sua posição indeformada, ou seja, ao realizar uma análise de primeira ordem, observa-se a implicação de deslocamentos horizontais dos nós. Tais deslocamentos, quando expressivos, fazem com que a análise de primeira ordem não represente adequadamente o comportamento da estrutura (CHINEM, 2010).

Dessa forma, a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada na estrutura, de forma a surgir os efeitos de 2ª ordem. De acordo com ABNT NBR 6118:2014, item 15.2, esses efeitos podem ser definidos como:

Efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada (ANBT NBR 6118:2014, p. 100).

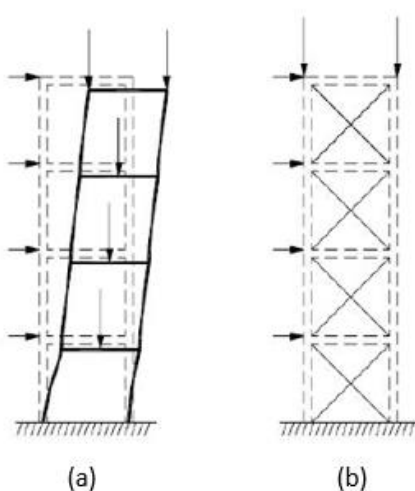
Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 15.4.1, os nós da estrutura se deslocam horizontalmente sob ação das cargas verticais e horizontais. Os esforços de 2ª ordem surgidos devido a esses deslocamentos são os chamados efeitos globais de 2ª ordem. Há ainda os efeitos de 2ª ordem locais e localizados, entretanto, não são objetos de estudo deste presente trabalho.

Assim, o princípio básico de cálculo, ainda conforme a norma supracitada, trata de que a análise estrutural com efeitos de 2ª ordem deve assegurar que não ocorra a perda de estabilidade, nem esgotamento da capacidade para as mais desfavoráveis ações de cálculo. Além de que, a não linearidade física, existente nas estruturas de concreto armado, deve ser obrigatoriamente considerada, podendo ser feita de maneira aproximada.

Ademais, de acordo com Chinem (2010), é válido ressaltar que, em casos de análise de 2ª ordem, os deslocamentos influenciam diretamente os esforços solicitantes. Ou seja: quanto maiores forem os deslocamentos horizontais, maiores serão os efeitos de segunda ordem. Além disso, é importante perceber que o comportamento geométrico da estrutura, sob ação de cargas verticais e horizontais, não é linear, de forma que “acréscimos de esforços e deslocamentos decorrentes dessa não linearidade geométrica (efeitos de 2ª ordem) não são proporcionais aos carregamentos aplicados” (CHINEM, 2010, p. 20).

A Figura 10 a seguir retrata a comparação entre uma estrutura desprovida de elementos de contraventamento (Figura 10-a), em que se observa os expressivos deslocamentos decorrentes dos carregamentos verticais e horizontais, e uma estrutura constituída por elementos estruturais de grande rigidez. No primeiro caso, os efeitos de segunda ordem podem ser muito elevados, já no segundo, tais efeitos podem ser desprezíveis (CHINEM, 2010).

Figura 10 - Efeitos de segunda ordem



Fonte: FUSCO, 1995, *apud* CHINEM, 2010

3.4.1 Classificação das estruturas

No item 15.4.2, a norma ABNT NBR 6118:2014 classifica as estruturas em função da possibilidade, ou não, de desprezar os efeitos de 2ª ordem:

a) Estruturas de nós fixos:

São aquelas em que os deslocamentos horizontais são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, é necessário apenas considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

b) Estruturas de nós móveis:

São aquelas em que os deslocamentos horizontais não são pequenos e, portanto, os efeitos de 2ª são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, é necessário considerar tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados.

3.4.2 Parâmetros de Instabilidade Global

Os Parâmetros de Instabilidade Global são os parâmetros cuja função é verificar “a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços de 2ª ordem” (ABNT NBR 6118:2014, item 15.5.1, p. 104). Ou seja, eles servem para indicar se a estrutura pode ser classificada como de nós fixos ou nós móveis.

Há, na literatura técnica, diversos parâmetros como: o parâmetro Alfa, o coeficiente Gama Z, o Fator da Carga Crítica, o FAVt. Todavia, a ABNT NBR 6118, desde sua versão de 2003 até a atual de 2014, recomenda apenas dois métodos que permitem avaliar a consideração ou não dos efeitos de 2ª ordem: o Parâmetro de Instabilidade Global α e o Coeficiente Gama Z (MARACAJÁ, 2020).

Devido à sua importância, será debatido, no capítulo 4, de forma mais aprofundada, esses dois parâmetros recomendados pela norma.

3.4.3 Procedimentos usuais de consideração da análise de segunda ordem

Quando a estrutura é caracterizada como de nós móveis, é necessário que sua análise seja realizada em teoria de segunda ordem, considerando a NLG e a NLF, de forma a obter resultados mais próximos da realidade (BUENO, 2009).

A determinação dos efeitos globais da não-linearidade geométrica, conhecido também por P- Δ , por associar a carga axial (P) ao deslocamento horizontal (Δ), envolve, na maioria das vezes, procedimentos iterativos, visto que a geometria deformada da estrutura é desconhecida durante a formulação das equações cinemáticas e de equilíbrio (LOPES *et al*, 2005, *apud* BUENO, 2009).

De acordo com Bueno (2009), há diversos procedimentos de cálculos para análise e dimensionamento de estruturas de nós móveis, desde os mais simples aos mais complexos. Com relação aos mais complexos, têm-se:

a) Método rigoroso ou exato:

Este processo de considera, de maneira rigorosa, as não linearidades na análise de segunda ordem. A NLF é considerada através de relações Momento-Curvatura, obtidas para cada nível de carregamento, e a NLG é levada em conta com a consideração da estrutura na posição deformada através de análise elástica de 2ª ordem.

b) Método P- Δ clássico:

Trata-se de um procedimento relativamente simples e com resultados satisfatórios, sendo bastante utilizado. Este processo consiste em um cálculo iterativo em que os efeitos dos deslocamentos sucessivos são transformados em forças horizontais equivalentes. Os resultados desse método apresentam como os efeitos de 2ª ordem se manifestam em cada elemento da estrutura. Neste procedimento, a NLF é considerada de maneira simplificada através da redução da rigidez de vigas e pilares apresentada em 3.3.1.

Já com relação aos métodos simplificados, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda o seguinte:

Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por 0,95 γ_z . Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$ (ABNT NBR 6118:2014, item 15.7.2, p. 106).

Nesse método, os esforços e deslocamentos são determinados através da análise de 1ª ordem e, a partir dela, determina-se o coeficiente Gama Z, o qual servirá para classificar a estrutura em nós fixos e móveis. Sendo esta última situação, o próprio valor de γ_z determinado será utilizado como majorador dos esforços já determinados de primeira ordem, obtendo-se assim os esforços finais da estrutura (1ª e 2ª ordem). A NFL é considerada através da simplificação apresentada em 3.3.1. A combinação de carregamento deve ser multiplicada por 0,95* γ_z . Este procedimento, segundo a norma, só é válido para γ_z menor que 1,30 (BUENO, 2009).

Estudo mostram que o processo simplificado do coeficiente Gama Z vem apresentando desempenho satisfatório (CARMO, 1995; LIMA & GUARDA, 1999a e PINTO, CORRÊA & RAMALHO, 2005, *apud* BUENO, 2009). Todavia, diversos trabalhos divergem quanto o valor limite para utilização do γ_z . Com base em Bueno (2009), Franco e Vasconcelos (1991) indicam γ_z até 1,2, Carmo (1995) e Vasconcelos (2003) recomendam γ_z até 1,3 e Pinto, Corrêa e Ramalho (2005) concluíram após estudos de números significativos de edificações que o valor limite de γ_z é 1,25.

Para estruturas com γ_z superior ao limite, deve ser realizada análise mais refinada na consideração das Não-Linearidades, tanto para a NLG, pelos métodos rigorosos com a modificação na matriz de rigidez ou pelo processo P- Δ , como para a NLF, por processo mais exato.

3.5 SUBESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO E CONTRAVENTADAS

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 15.4.3, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que apresentam grandes rigidez a ações horizontais e, conseqüentemente, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas de subestruturas de contraventamento. Tais subestruturas podem ser classificadas como de nós fixos ou nós móveis, conforme definido em 3.4.1.

Os elementos que não fazem parte da subestrutura de contraventamento são definidos como elementos contraventados.

4 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS PARÂMETROS DE VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE GLOBAL

4.1 O PARÂMETRO ALFA

O parâmetro α , também conhecido por Coeficiente ou Parâmetro de Instabilidade, foi idealizado primeiro por Beck e König (1966, *apud* CARMO, 1995) como grandeza de referência para julgar a rigidez horizontal da Estrutura. A partir do seu resultado, é possível verificar a necessidade ou não dos efeitos de segunda ordem (BUENO, 2009).

4.1.1 Considerações sobre a formulação do parâmetro alfa

Fundamentado na teoria de Euler, sua formulação se deu com base na análise de pórticos rotulados contraventados por parede que atuam como viga vertical em balanço (CARMO, 1995). Assim, em sua expressão são reunidas as grandezas que representam alguns dos vários fatores que influenciam a estabilidade global da estrutura:

$$\alpha = H * \sqrt{\frac{F}{EI}} \quad \text{Eq. 6}$$

onde

H = altura total da edificação

F= carga vertical total da obra

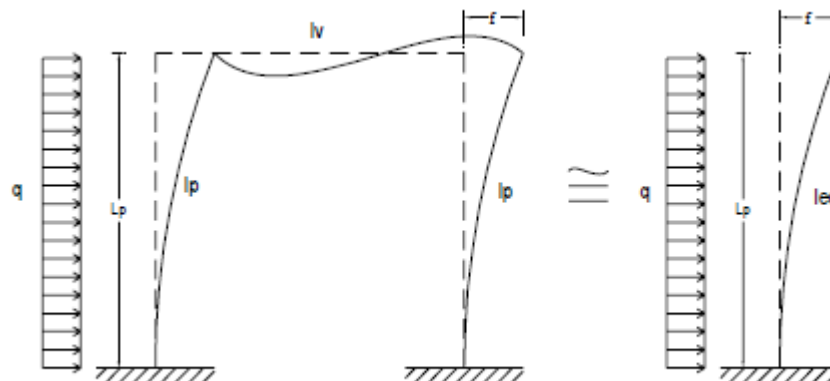
EI = somatório dos produtos de rigidez de todos os pilares do edifício

Ainda conforme a autora, a definição desse parâmetro é validada considerando o regime elástico, partindo da pressuposição de que o sistema de contraventamento da estrutura é constituído por pilares-paredes. Na prática, a partir dessa formulação, o parâmetro Alfa se justifica apenas em casos de estruturas pré-moldada, alvenaria estrutural ou estruturas compostas por núcleos consideravelmente rígidos. Por outro lado, em casos de estruturas reticuladas, a solidarização na ligação entre vigas e pilares acarreta a diminuição do valor do α , visto que há o aumento no valor da rigidez acrescentados pela viga (CARMO, 1995).

Sendo assim, a dificuldade se dava justamente para calcular o valor correto de EI. Uma das saídas seria utilizar o a carga de flambagem F_{cr} de forma a evitar calcular o valor da rigidez à flexão. Entretanto, a outra opção era determinar o valor da rigidez equivalente (EI_{eq}) de um pilar único em balanço (Figura 11). Sob ação de forças horizontais arbitradas, o deslocamento horizontal do topo deste pilar seria imposto igual à flecha f no topo da

estrutura em estudo sob o mesmo carregamento. Assim, com a utilização da rigidez equivalente, foi possível generalizar o cálculo do parâmetro para qualquer estrutura.

Figura 11- Rigidez equivalente de pórticos



Fonte: Bueno (2009, p. 34)

É sabido que, se o carregamento arbitrado for uma carga horizontal uniformemente distribuída q , a flecha do topo do pilar é dada por:

$$a = \frac{qH^4}{8EI} \quad \text{Eq. 7}$$

Então, isolando EI , tem-se:

$$EI = \frac{qH^4}{8a} \quad \text{Eq. 8}$$

Esse é o procedimento adotado pela norma ABNT NBR 6118:2014 (item 15.5.2, p. 104). Neste item, a expressão para o cálculo do parâmetro é dada por:

$$\alpha = H_{tot} * \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs}I_c}} \quad \text{Eq. 9}$$

onde

n é o número de barras horizontais (andares) acima da fundação ou do nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou do nível pouco deslocável do subsolo;

N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura, a partir do nível considerado para o cálculo do H_{tot} , com seu valor característico

$E_{cs}I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. Em caso de estruturas de pórtico, de treliças ou mistas, ou com pilares de

rigidez variável ao longo da estrutura, considerar o valor da expressão $E_{cs}I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

A norma ainda retrata como deve ser dada a determinação da rigidez do pilar equivalente:

- calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo. (NBR 6118:2014, item 15.5.2, p. 104).

4.1.2 Valores limites para o parâmetro alfa

De acordo com ANBT 6118:2014, item 15.5.2, uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade alfa for menor que o valor de α_1 , obtido pela seguinte expressão:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } n \leq 3 \quad \text{Eq. 10}$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4 \quad \text{Eq. 11}$$

onde n é o número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

Além disso, a norma acrescenta que:

Para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,7$. Quando só houver pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$. (NBR 6118:2014, item 15.5.2, p. 105).

Sendo assim, é possível observar que o parâmetro alfa tem o intuito de apenas indicar a possibilidade, ou não, de desprezar os efeitos da segunda ordem. Em caso negativo, o projetista deverá recorrer a algum outro método que estime os valores desses efeitos (RIBEIRO, 2010).

4.2 O COEFICIENTE GAMA-Z

Com o intuito de obter um método mais simples para detectar se a estrutura é classificada como nós fixos ou móveis, a partir do empenho de pesquisadores, surgiu o coeficiente γ_z . Sua função, além de medir o grau de sensibilidade de uma edificação quanto aos efeitos de segunda ordem, também pode ser utilizado para majorar tais efeitos devido às cargas horizontais, levando aos efeitos de segunda ordem finais (CARMO, 1995; BUENO, 2009).

A atual normal ABNT NBR 611:2014, no item 15.5.3, apresenta a expressão que calcula o coeficiente γ_z , desde que seja utilizado em estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares e que sejam consideradas a não-linearidade física do material na forma simplificada, como explicada na seção 3.3.1.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{Eq. 12}$$

onde

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais de combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Assim, $M_{1,tot,d}$ e $\Delta M_{tot,d}$ podem ser obtidos, respetivamente, por:

$$M_{1,tot,d} = \sum F_{hd,i} x_i \quad \text{Eq. 13}$$

$$\Delta M_{tot,d} = \sum P_{d,i} y_i \quad \text{Eq. 14}$$

onde:

$F_{hd,i}$ é a força horizontal do andar i; x_i é a distância do andar i à base do edifício; $P_{d,i}$ é a força vertical do andar i e y_i é o deslocamento horizontal do andar i.

4.2.1 Considerações sobre a formulação do coeficiente Gama Z

O coeficiente γ_z foi introduzido por Franco e Vasconcelos (1991, *apud* CARMO, 1995) como um majorador dos esforços globais de primeira ordem para obter os esforços finais que incluem os de segunda ordem.

De acordo com Bueno, (2009, p.36-39), este processo de avaliação está baseado na hipótese de que as sucessivas configurações da linha elástica, geradas devido à ação do carregamento vertical em estruturas com nós deslocados, sucedem-se segundo uma progressão geométrica.

Assim, ao considerar uma análise linear, o momento de primeira ordem M_1 é determinado em relação à base da edificação, assim como os respectivos deslocamentos

horizontais, formando então a primeira configuração da linha elástica. A presença desses deslocamentos em combinação com as cargas verticais vai provocar o aparecimento dos momentos de segunda ordem ΔM e novos deslocamentos dos nós. Este processo é repetido, sucessivamente, por várias etapas, as chamadas interações, gerando acréscimos de momentos que tendem a diminuir até se tornarem insignificantes, em casos de estruturais estáveis (CARMO, 1995; BUENO, 2009). O momento final M_2 é o resultado da soma de todos os momentos de primeira e segunda ordem atuantes na estrutura:

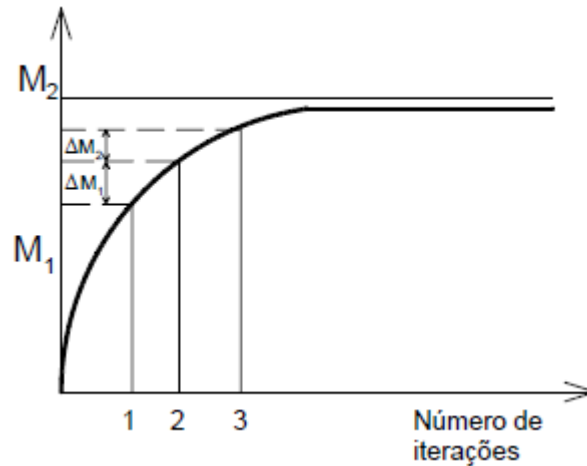
$$M_2 = M_1 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \dots + \Delta M_j \quad \text{Eq. 15}$$

onde j representa o número total de interações consideradas para o equilíbrio.

De acordo com CEB-FIP *Manual of Buckling and Instability* (1978, *apud* BUENO, 2009), as parcelas do momento M_2 formam uma progressão geométrica decrescente, conforme ilustra a Figura 12, de razão:

$$r = \frac{\Delta M_1}{M_1} = \frac{\Delta M_2}{\Delta M_1} = \dots = \frac{\Delta M_j}{\Delta M_{(j-1)}} \quad \text{Eq. 16}$$

Figura 12 – Determinação do momento final M_2



Fonte: Bueno (2009, p. 37)

A partir disso, conclui-se que $\Delta M_j = r * \Delta M_{(j-1)}$. Então, a Eq. 15 pode ser escrita como:

$$M_2 = M_1 * (1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^j) \quad \text{Eq. 17}$$

O somatório dos termos de uma progressão geométrica, com razão entre -1 e 1, quando j tende ao infinito, é dado por:

$$S_{\infty} = \frac{1}{1-r} \quad \text{Eq. 18}$$

Assim:

$$M_2 = \frac{1}{1-r} M_1 \quad \text{Eq. 19}$$

Ou

$$M_2 = \frac{1}{1-\frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} M_1 \quad \text{Eq. 20}$$

Onde $\Delta M_d = P_d a_d$ representa o acréscimo do momento da primeira análise de segunda ordem, P_d é a carga vertical de cálculo e a_d é a flecha de cálculo determinada, $M_{1d} = F \cdot L$ representa o momento de análise de primeira ordem, F é a força horizontal resultante atuante e L é a altura do ponto de aplicação da carga horizontal.

Então, por definição, a fração que majora o momento de primeira ordem é o próprio coeficiente γ_z :

$$\gamma_z = \frac{1}{1-\frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad \text{Eq. 21}$$

Generalizando para o caso de edifícios, em que há os carregamentos verticais com diferentes pontos de aplicação na estrutura, é obtida a formulação apresentada na norma ABNT 6118:2014, item 15.5.3.

$$\gamma_z = \frac{1}{1-\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{Eq. 22}$$

Portanto, conclui-se que o γ_z é o resultado da primeira iteração do processo de sucessivas linhas estáticas da estrutura, considerando que a sucessão segue uma progressão geométrica de razão decrescente e constante (BUENO, 2009).

4.2.2 Valores limites para coeficiente Gama Z

O coeficiente Gama Z é um importante parâmetro para os engenheiros calculistas, pois o seu valor, dependendo do intervalo em que ele estiver, tratará informações bastante úteis para a estrutura, além de indicar qual procedimento deve ser adotado.

Assim, determinado seu valor, deve-se analisar em qual dos três seguintes casos ele se encontra:

- a) Primeiro caso: $\gamma_z \leq 1,1$

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, item 15.5.3, p. 105, para valores de γ_z menores que 1,1, a estrutura será considerada de nós fixos. Ou seja, não será necessário

considerar os efeitos globais de 2ª ordem na estrutura sempre que essa condição for atendida.

Isso se deve pois, na prática seguida pelos engenheiros, considera-se desprezíveis erros inferiores que 10% no cálculo das grandezas envolvidas nos projetos estruturais. Esse procedimento é confirmado por códigos europeus e por normas brasileiras (MARACAJÁ, 2020).

b) Segundo caso: $1,10 < \gamma_z \leq 1,30$

Como o valor, nessa situação, é maior que 1,10, sabe-se, então, que a estrutura é classificada como nós móveis e que deve ser considerados os efeitos de segunda ordem. No entanto, o item 15.7.2, p. 106 da ABNT NBR 6118:2014, diz que se pode adotar uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de segunda ordem, em que consiste na avaliação dos esforços finais a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \cdot \gamma_z$.

c) Terceiro caso: $\gamma_z > 1,30$

Estruturas com coeficiente γ_z maiores que 1,30 continuam classificadas como estruturas de nós móveis, porém não estão mais no intervalo em que a norma permite considerar os efeitos de segunda ordem de maneira simplificada. Nesses casos, é necessário utilizar de processos mais precisos, tanto para considerar a não-linearidade física como a geométrica.

Estudos asseguram que, nesse caso, a estrutura já se encontra excessivamente flexível, podendo ser afetadas por problemas como vibrações e ressonância (MARACAJÁ, 2020). Assim, diversos autores buscaram determinar o valor máximo absoluto desse coeficiente, porém, até o momento não há um consenso entre eles. MacGregor (1993, *apud* MARACAJÁ, 2020) admite que o seu valor deve ser menor ou igual a 1,55. Carmo (1995, p. 109), por sua vez, sugere até 1,30. Záquera Borges (2017, *apud* MARACAJÁ) encontrou um limite de 1,32 a partir da obtenção do parâmetro alfa considerando o coeficiente de segurança à flambagem igual a 7,0. Com esse valor ($\gamma_z=1,32$), observa-se também a limitação quanto ao deslocamento horizontal máximo no topo da edificação $a_{\text{máx}} = H/1700$.

De acordo com Maracajá (2020), a relação $a_{\text{máx}}/H$ é recomendada pela ABNT NBR 6118:2014 no item 13.3 apenas para avaliação dos deslocamentos-limites para verificação em serviço do estado-limite de deformação excessivas da estrutura.

4.3 CORRELAÇÕES ENTRE O ALFA E O GAMA Z

Diversos estudos dos parâmetros de instabilidade concluíram que existe uma correlação entre os parâmetros α e γ_z através de funções matemáticas, fundamentando-se justamente no fato de ambos serem formulados a partir da consideração de equilíbrio na configuração deformada da estrutura (BUENO, 2009).

Carmo (1995, p. 79 e 80), em sua dissertação de mestrado, determinou essa relação pela primeira vez através de uma equação polinomial do terceiro grau com base na análise de 60 pares de valores de Alfa-Gama Z (Eq. 23). Por sua vez, Corrêa e Ramalho (1995, *apud* MONCAYO, 2011) obtiveram uma equação quadrática mais simples (Eq. 24).

$$\gamma_z = 0,46\alpha^3 - 0,62\alpha^2 + 0,52\alpha + 0,90 \quad \text{Eq. 23}$$

$$\gamma_z = 0,50\alpha^2 - 0,33\alpha + 1,10 \quad \text{Eq. 24}$$

São várias as correlações entre α e γ_z que podem ser encontradas na literatura, a citar: Graziano (1998, *apud* CHINEM, 2010), definida matematicamente como $\gamma_z(\alpha) = \frac{1}{1-\gamma_{fv}*\alpha^2}$, ou Campoó, Corrêa e Ramalho (2005), que correlacionou os dois parâmetros para edificações de alvenaria estrutural por meio da seguinte fórmula: $\gamma_z = 0,137\alpha^2 - 0,379\alpha + 1,0103$.

4.3.1 Correlações entre o Alfa e o Gama Z em função do f_{ck} e do f_{Req}

As relações entre Alfa e o Gama Z (Eq. 23 e 24) foram estabelecidas seguindo as normas vigentes da época - NB-1/78 e NBR 6118:1980. Nesse contexto, o Módulo de Elasticidade Inicial considerado no cálculo foi $E_{ci} = 30.000$ MPa, o que corresponde a um $f_{ck} = 17,2$ MPa, valor que, atualmente, de acordo com ABNT NBR 8953:2015, não é permitido mais para concretos estruturais, devendo ser igual a, no mínimo, 20 MPa. Foi utilizado também o fator de redução para rigidez flexional único para vigas e pilares igual a 0,70, sendo tal valor tolerado tanto pela NBR 6118:2003 como de 2007. Além disso, o coeficiente de ponderação das ações verticais adotado foi igual à unidade e não igual a 1,40, como recomenda as normas atuais.

Sendo assim, Maracajá (2020), em seu TCC, utilizando os 60 pares de Alfa e Gama Z de Carmo (1995), determinou novas expressões do γ_z em função de α , levando em consideração as atualizações necessárias para respeitar as novas recomendações da

norma ABNT NBR 6118:2014, como o coeficiente de ponderação das cargas verticais igual a 1,40 e as novas expressões que calculam E_{ci} e E_{cs} . Além das atualizações, foram desenvolvidas novas expressões para diferentes valores de f_{ck} e f_{Req} , visto que ambos influenciam diretamente na rigidez da estrutura e, conseqüentemente, nas correlações entre os dois parâmetros de instabilidade.

Com relação ao f_{ck} do concreto, a sua influência nos parâmetros de instabilidade global está presente no cálculo do Módulo de Elasticidade Secante (E_{cs}) e Inicial (E_{ci}) do concreto na determinação, respectivamente, do parâmetro Alfa e do Coeficiente Gama Y (conforme Eq. 1 e 3). Sendo assim, Maracajá (2020) e Paiva (2020) determinaram equações, tanto cúbicas quanto quadrática, de correlação dos parâmetros de instabilidade para estruturas com concreto Classe I, ou seja, do tipo C20 até C50, variando de 5 em 5 MPa.

Quanto ao fator de redução da rigidez flexional para a consideração da NLF, Maracajá (2020) propôs a utilização do fator de redução equivalente (f_{Req}) para cada pórtico do Sistema Estrutural de Contraventamento (SEC). Segundo a autora, o f_{Req} pode ser obtido da seguinte forma:

- a) calcula-se o valor do deslocamento no topo, $a_{(0,70)}$ do pórtico utilizando o $f_R = 0,70$;
- b) calcula-se o valor do deslocamento no topo, $a_{(0,80;0,40)}$ do pórtico como recomendado pela NBR 6118:2014 e,
- c) calcula-se o f_{Req} através da Eq. 25.

$$f_{R(eq)} = \frac{a_{(0,70)}}{a_{(0,80;0,40)}} 0,70 \quad \text{Eq. 25}$$

Ou:

- a) calcula-se o valor do deslocamento no topo, $a_{(1,00)}$ do pórtico utilizando o $f_R = 1,00$;
- b) calcula-se o valor do deslocamento no topo, $a_{(0,80;0,40)}$ do pórtico como recomendado pela NBR 6118:2014 e,
- c) calcula-se o f_{Req} através da Eq. 26.

$$f_{Req} = \frac{a_{(1,00)}}{a_{(0,80;0,40)}} \quad \text{Eq. 26}$$

Com esse conceito de fator de redução equivalente, foram obtidas 8 equações para cada valor de f_{ck} variando o f_{Req} a cada 0,05 no intervalo de 0,50 a 0,80.

Dessa forma, foram determinadas por Maracajá (2020) e por Paiva (2020) cinquenta e seis equações de correlação dos parâmetros supracitados, 28 equações cúbicas e 28 equações quadráticas. A Tabela 2 apresenta as equações polinomiais cúbicas e quadráticas apresentadas por Paiva (2020, p.44) para um f_{ck} igual a 20 MPa. As demais equações podem encontradas em Cruz *et al* (2021, p. 28-40).

Tabela 2- Equações de correlação Alfa-Gama-Z para $F_{ck} = 20$ MPa

$F_{Req.}$	Ordem	Equações	$\gamma_z(\alpha = 0,6)$
0,80	3º grau	$\gamma_z = 0,87\alpha^3 - 1,53\alpha^2 + 1,25\alpha + 0,72$	1,107
	2º grau	$\gamma_z = 0,83\alpha^2 - 0,77\alpha + 1,26$	1,097
0,75	3º grau	$\gamma_z = 1,07\alpha^3 - 1,93\alpha^2 + 1,54\alpha + 0,65$	1,110
	2º grau	$\gamma_z = 0,97\alpha^2 - 0,93\alpha + 1,32$	1,111
0,70	3º grau	$\gamma_z = 1,47\alpha^3 - 2,74\alpha^2 + 2,14\alpha + 0,51$	1,125
	2º grau	$\gamma_z = 1,22\alpha^2 - 1,25\alpha + 1,42$	1,109
0,65	3º grau	$\gamma_z = 1,77\alpha^3 - 3,38\alpha^2 + 2,61\alpha + 0,40$	1,131
	2º grau	$\gamma_z = 1,41\alpha^2 - 1,48\alpha + 1,50$	1,120
0,60	3º grau	$\gamma_z = 2,43\alpha^3 - 4,77\alpha^2 + 3,64\alpha + 1,15$	1,142
	2º grau	$\gamma_z = 1,78\alpha^2 - 1,96\alpha + 1,67$	1,135
0,55	3º grau	$\gamma_z = 3,54\alpha^3 - 7,20\alpha^2 + 5,45\alpha - 0,27$	1,173
	2º grau	$\gamma_z = 2,36\alpha^2 - 2,73\alpha + 1,94$	1,152
0,50	3º grau	$\gamma_z = 5,68\alpha^3 - 11,99\alpha^2 + 9,02\alpha - 1,13$	1,192
	2º grau	$\gamma_z = 3,35\alpha^2 - 4,10\alpha + 2,41$	1,156

Fonte: Adaptada de Paiva (2020, p.44)

A partir dessas equações, Paiva (2020) obteve um conjunto de pares Alfa-Gama Z e o organizou em quatorze tabelas, das quais sete são de aproximação cúbica e sete de aproximação quadrática, que possibilitam a obtenção do Gama Z em função do Alfa, para cada valor de f_{ck} e f_{Req} estudados. A Figura 13 ilustra uma dessas tabelas desenvolvidas por Paiva (2020) para o f_{ck} igual a 20 MPa por aproximação quadrática. As outras tabelas para os demais valores de f_{ck} de concreto Classe I podem ser encontradas em Cruz *et al* (2021, p. 42 a 70).

Figura 13 - Valores do γ_z em função do α e do f_{Req} para $f_{ck}=20$ MPa (Aproximação Quadrática)

Alfa	Fck = 20MPa (Quadrática)						
	Freq						
	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
0,40	1,085	1,099	1,115	1,134	1,171	1,226	1,316
0,41	1,084	1,098	1,113	1,130	1,166	1,217	1,302
0,42	1,083	1,096	1,110	1,127	1,161	1,210	1,289
0,43	1,082	1,095	1,108	1,124	1,156	1,202	1,276
0,44	1,082	1,094	1,106	1,122	1,152	1,196	1,265
0,45	1,082	1,093	1,105	1,120	1,148	1,189	1,253
0,46	1,081	1,093	1,103	1,118	1,145	1,184	1,243
0,47	1,081	1,092	1,102	1,116	1,142	1,178	1,233
0,48	1,082	1,092	1,101	1,114	1,139	1,173	1,224
0,49	1,082	1,092	1,100	1,113	1,137	1,169	1,215
0,50	1,083	1,093	1,100	1,113	1,135	1,165	1,208
0,51	1,083	1,093	1,100	1,112	1,133	1,162	1,200
0,52	1,084	1,093	1,100	1,112	1,132	1,159	1,194
0,53	1,085	1,094	1,100	1,112	1,131	1,156	1,188
0,54	1,086	1,095	1,101	1,112	1,131	1,154	1,183
0,55	1,088	1,096	1,102	1,113	1,130	1,152	1,178
0,56	1,089	1,098	1,103	1,113	1,131	1,151	1,175
0,57	1,091	1,099	1,104	1,115	1,131	1,151	1,171
0,58	1,093	1,101	1,105	1,116	1,132	1,151	1,169
0,59	1,095	1,103	1,107	1,118	1,133	1,151	1,167
0,60	1,097	1,105	1,109	1,120	1,135	1,152	1,166
0,61	1,099	1,108	1,111	1,122	1,137	1,153	1,166
0,62	1,102	1,110	1,114	1,124	1,139	1,155	1,166
0,63	1,104	1,113	1,117	1,127	1,142	1,157	1,167
0,64	1,107	1,116	1,120	1,130	1,145	1,159	1,168
0,65	1,110	1,119	1,123	1,134	1,148	1,163	1,170
0,66	1,113	1,122	1,126	1,137	1,152	1,166	1,173
0,67	1,117	1,126	1,130	1,141	1,156	1,170	1,177
0,68	1,120	1,129	1,134	1,146	1,160	1,175	1,181
0,69	1,124	1,133	1,138	1,150	1,165	1,180	1,186
0,70	1,128	1,137	1,143	1,155	1,170	1,185	1,192
0,71	1,132	1,142	1,148	1,160	1,176	1,191	1,198
0,72	1,136	1,146	1,152	1,165	1,182	1,198	1,205
0,73	1,140	1,151	1,158	1,171	1,188	1,205	1,212
0,74	1,145	1,156	1,163	1,177	1,194	1,212	1,220
0,75	1,149	1,161	1,169	1,183	1,201	1,220	1,229
0,76	1,154	1,166	1,175	1,190	1,209	1,228	1,239
0,77	1,159	1,171	1,181	1,196	1,216	1,237	1,249
0,78	1,164	1,177	1,187	1,203	1,224	1,246	1,260
0,79	1,170	1,183	1,194	1,211	1,232	1,256	1,272
0,80	1,175	1,189	1,201	1,218	1,241	1,266	1,284
0,81	1,181	1,195	1,208	1,226	1,250	1,277	1,297
0,82	1,187	1,201	1,215	1,234	1,260	1,288	1,311
0,83	1,193	1,208	1,223	1,243	1,269	1,300	1,325
0,84	1,199	1,215	1,231	1,252	1,280	1,312	1,340
0,85	1,205	1,222	1,239	1,261	1,290	1,325	1,355
0,86	1,212	1,229	1,247	1,270	1,301	1,338	1,372
0,87	1,218	1,236	1,256	1,280	1,312	1,351	1,389
0,88	1,225	1,244	1,265	1,290	1,324	1,365	1,406
0,89	1,232	1,252	1,274	1,300	1,336	1,380	1,425
0,90	1,239	1,260	1,283	1,310	1,348	1,395	1,444
0,91	1,247	1,268	1,293	1,321	1,360	1,410	1,463
0,92	1,254	1,276	1,303	1,332	1,373	1,426	1,483
0,93	1,262	1,285	1,313	1,343	1,387	1,442	1,504
0,94	1,270	1,293	1,323	1,355	1,400	1,459	1,526
0,95	1,278	1,302	1,334	1,367	1,414	1,476	1,548
0,96	1,286	1,312	1,344	1,379	1,429	1,494	1,571
0,97	1,294	1,321	1,355	1,391	1,444	1,512	1,595
0,98	1,303	1,330	1,367	1,404	1,459	1,531	1,619
0,99	1,311	1,340	1,378	1,417	1,474	1,550	1,644

Fonte: Adaptada de Paiva (2020).

De acordo com o autor, essas tabelas, conforme ilustrado na Figura 13, são divididas em quatro regiões identificadas por cores:

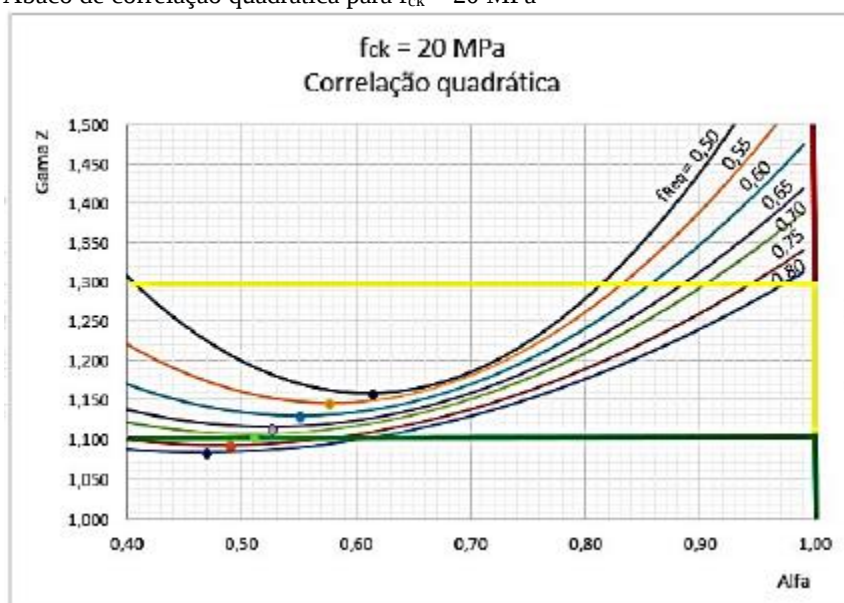
Cor azul: Identifica os valores para os quais a correlação não tem validade,
Cor verde: Identifica os valores dos parâmetros de verificação de instabilidade global (na verdade, indicadores da deslocabilidade ou indeslocabilidade horizontal dos SEC) indicam a possibilidade de análise linear;

Cor amarela: Identifica os valores indicam a possibilidade de aplicação da ANL simplificada conforme o item 15.7.2 da ABNT NBR 6118:2014;

Cor vermelha: Identifica os valores indicam a necessidade de análise considerando a não-linearidade física e geométrica através de cálculo rigoroso, por exemplo, o uso do processo P-delta comum em programas computacionais sofisticados de análise estrutural (PAIVA, 2020, p. 54).

Com esses valores que compõem as tabelas, Silva (2020), por sua vez, organizou quatorze gráficos como mais uma ferramenta gráfica para auxiliar a estimativa do Gama-Z em função desses parâmetros citados anteriormente. A Figura 14 ilustra um desses ábacos obtidos por Silva (2020) para o f_{ck} igual a 20 MPa por aproximação quadrática. Os outros ábacos para os demais valores de f_{ck} de concreto Classe I podem ser encontradas em Cruz *et al* (2021, p. 76 a 89).

Figura 14 – Ábaco de correlação quadrática para $f_{ck} = 20$ MPa



Fonte: Adaptada de Silva (2020, p. 38).

Com base em Silva (2020), são estabelecidos limites em cada um desses ábacos de forma a indicar $Gama Z = 1,10$ e $Gama Z = 1,30$, através de linhas horizontais, como mostrado na Figura 14. Essas linhas delimitam, em cada gráfico, e para cada valor do f_{Req} , os valores do Alfa correspondentes aos valores de Gama Z maiores ou iguais a 1,10 e menores ou iguais a 1,30, conforme destacado na cor amarela das tabelas utilizadas por Paiva (2020).

5 METODOLOGIA PARA A OBTENÇÃO DO VALOR DO FCK DO SEC MAIS CONVENIENTE PARA O PARTIDO ESTRUTURAL CONSIDERADO

Durante a preparação do projeto estrutural, após o lançamento dos elementos estruturais integrantes, o engenheiro calculista passa para a etapa do pré-dimensionamento (CRUZ *et al*, 2021, p. 99). Nessa etapa inicial, é necessário que já se tenha definido o valor da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}). Ademais, é determinado, também, o Sistema Estrutural de Contraventamento (SEC), o qual é responsável pela garantia da estabilidade global da edificação.

No entanto, a definição do SEC não ocorre de imediato, sendo resultado de várias tentativas através das quais o responsável pelo projeto estrutural procura identificar a opção mais eficiente e, portanto, a mais econômica, que melhor se adapte ao projeto arquitetônico do edifício em análise. Em contrapartida, há situações em que o calculista é obrigado a trabalhar com um determinado SEC, sendo impossibilitado, seja por questões arquitetônicas ou por qualquer outro motivo, de alterar seus componentes ou as dimensões dele.

Dessa forma, a metodologia descrita a seguir busca obter a resistência característica à compressão do concreto que melhor se adeque à solução do partido estrutural adotado. O novo valor de f_{ck} , por sua vez, pode ser tanto menor que o inicial, resultando em uma economia ao projeto devido ao menor consumo de concreto, como pode ser também um valor superior. Nesse caso, o seu aumento se deve à necessidade de aumentar a rigidez da estrutura com o intuito de diminuir sua sensibilidade aos deslocamentos laterais, seja para torná-la uma estrutura de nós fixo ou para diminuir os efeitos de segunda ordem.

Tal procedimento tem por característica a rapidez e facilidade de aplicação, sem demandar tempo e cálculos complexos, como os cálculos sugeridos pela ABNT NBR 6118:2014 para a determinação do coeficiente Gama Z. Ademais, vale salientar que essa metodologia serve para estimar o provável comportamento da estrutura, visto que ainda se dá na fase do pré-dimensionamento. Portanto, as demais etapas da preparação do projeto estrutural devem ser realizadas.

5.1 DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO

Assim como a marcha de cálculo tradicional de um projeto estrutural, o calculista deve iniciar o projeto a partir do lançamento dos elementos estruturais integrantes

(pilares, vigas e lajes), etapa conhecida como lançamento da estrutura (Etapa 1). Em seguida, deve-se adotar um valor inicial para a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e escolher o Sistema Estrutural de Contraventamento (Etapa 2).

A terceira etapa corresponde ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Segundo Cruz *et al* (2019), há vários critérios para avaliar as dimensões da seção transversal. Assim, cabe ao engenheiro calculista adotar a opção que melhor lhe convêm. Após isso, na etapa 4, deve ser estimado o valor do parâmetro Alfa, através da Eq. 9, explicada anteriormente na seção 4.1.1.

Em seguida, determina-se o valor do f_{Req} do SEC estudado, conforme explicado na seção 4.3.1 (Etapa 5). Posteriormente, na Etapa 6, determina-se o novo valor do f_{ck} a partir do valor do alfa calculado com o auxílio da Figura 15, que reproduz a Tabela 3.15 (CRUZ *et al*, 2021; p.70-71). Para isso, deve-se, primeiro, seguir a coluna do f_{ck} inicial até encontrar o valor do alfa calculado. Em seguida, permanecendo na mesma linha, encontra-se o novo valor do alfa desejado. Por fim, no topo da coluna identificada faz-se a leitura do valor do f_{ck} .

Figura 15 - Valores do α em função do f_{ck}

Valores do α						
f_{ck} (MPa)						
20	25	30	35	40	45	50
0,50	0,47	0,44	0,42	0,41	0,39	0,38
0,51	0,48	0,45	0,43	0,42	0,40	0,39
0,52	0,49	0,46	0,44	0,42	0,41	0,39
0,53	0,50	0,47	0,45	0,43	0,42	0,40
0,54	0,51	0,48	0,46	0,44	0,43	0,41
0,55	0,52	0,49	0,47	0,45	0,44	0,42
0,56	0,53	0,50	0,48	0,46	0,44	0,43
0,57	0,54	0,51	0,49	0,47	0,45	0,44
0,59	0,51	0,52	0,50	0,48	0,46	0,44
0,60	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45
0,61	0,57	0,54	0,52	0,50	0,48	0,46
0,62	0,58	0,55	0,53	0,51	0,49	0,47
0,63	0,59	0,56	0,54	0,51	0,50	0,48
0,64	0,60	0,57	0,54	0,52	0,51	0,49
0,65	0,61	0,58	0,55	0,53	0,51	0,50
0,66	0,62	0,59	0,56	0,54	0,52	0,50
0,68	0,63	0,60	0,57	0,55	0,53	0,51
0,69	0,65	0,61	0,58	0,56	0,54	0,52
0,70	0,66	0,62	0,59	0,57	0,55	0,53
0,71	0,67	0,63	0,60	0,58	0,56	0,54
0,72	0,68	0,64	0,61	0,59	0,57	0,55
0,73	0,69	0,65	0,62	0,60	0,58	0,56
0,74	0,70	0,66	0,63	0,60	0,59	0,56
0,75	0,71	0,67	0,64	0,62	0,60	0,57
0,77	0,72	0,68	0,65	0,63	0,60	0,58
0,78	0,73	0,69	0,66	0,64	0,61	0,59
0,79	0,74	0,70	0,67	0,64	0,62	0,60
0,80	0,75	0,71	0,68	0,65	0,63	0,60
0,81	0,76	0,72	0,69	0,66	0,64	0,62
0,82	0,77	0,73	0,70	0,67	0,65	0,62

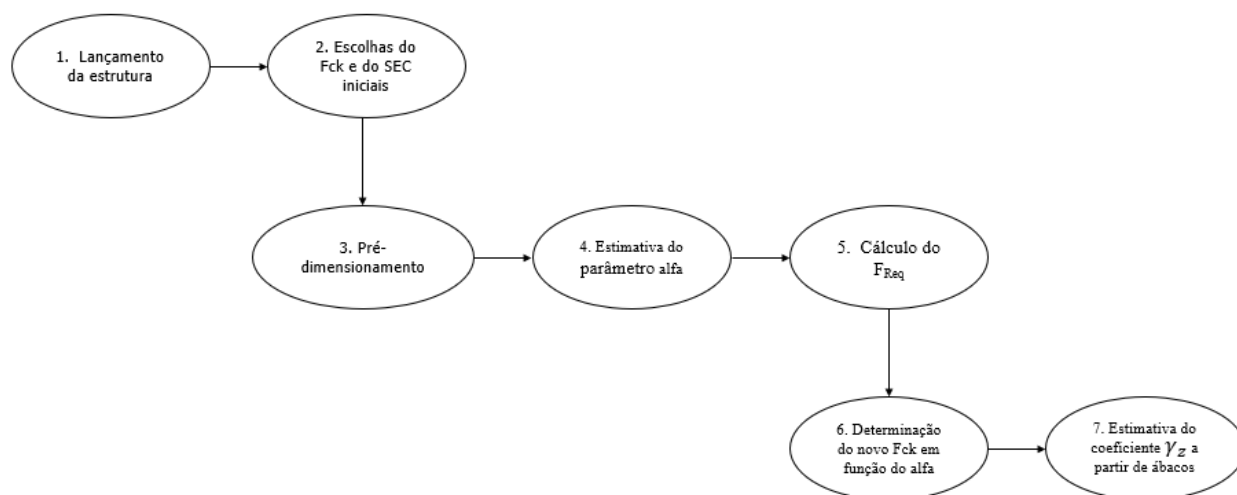
0,83	0,78	0,74	0,71	0,68	0,66	0,63
0,84	0,79	0,75	0,72	0,69	0,67	0,64
0,86	0,80	0,76	0,73	0,70	0,67	0,65
0,87	0,81	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66
0,88	0,83	0,78	0,75	0,72	0,69	0,67
0,89	0,84	0,79	0,76	0,73	0,70	0,68
0,90	0,85	0,80	0,77	0,74	0,71	0,69
0,91	0,86	0,81	0,77	0,74	0,72	0,70
0,92	0,87	0,82	0,78	0,75	0,73	0,70
0,93	0,88	0,83	0,79	0,76	0,74	0,71
0,94	0,88	0,83	0,79	0,76	0,74	0,71
0,95	0,89	0,84	0,80	0,77	0,75	0,72
0,96	0,90	0,85	0,81	0,78	0,76	0,73
0,97	0,91	0,86	0,82	0,79	0,76	0,74
0,98	0,92	0,87	0,82	0,79	0,76	0,73
0,99	0,93	0,88	0,84	0,81	0,78	0,75
1,00	0,94	0,89	0,85	0,82	0,79	0,76

Fonte: Cruz *et al* (2021; p.70-71).

Na sétima e última etapa, estima-se o valor do Gama Z em função dos novos valores do parâmetro Alfa e do f_{ck} , determinados na etapa 6, e do f_{Req} , calculado na etapa 5, através dos ábacos encontrados em Cruz *et al* (2021, p. 76-89).

Para melhor entendimento, a Figura 16 esquematiza todas as etapas do procedimento supracitados.

Figura 16 - Esquema da metodologia



Fonte: Autora.

6 APLICAÇÕES

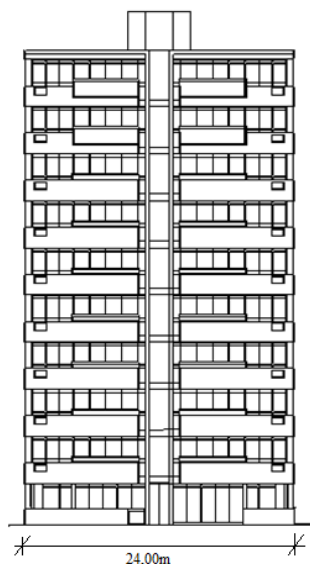
Neste capítulo, será apresentada uma aplicação da metodologia apresentada neste TCC, utilizando o projeto arquitetônico retirado de Cruz *et al* (2019). Para isso, serão apresentadas duas soluções hipotéticas para o Sistema Estrutural de Contraventamento e, para cada uma delas, será realizado o processo de cálculo do coeficiente Gama Z da forma tradicional. Neste subitem, serão determinados dois valores do coeficiente Gama Z calculados, um pelos ábacos apresentados por Cruz *et al* (2021) e o outro pelas fórmulas recomendadas pela ABNT NBR 6118:2014, como forma de validar a utilização dos ábacos. Em seguida, será apresentada o valor do f_{ck} mais adequado para cada uma das opções do SEC utilizando a metodologia explicada na seção 5.

6.1 ESTIMATIVA DO GAMA Z PELO PROCEDIMENTO TRADICIONAL

6.1.1 Apresentação do edifício

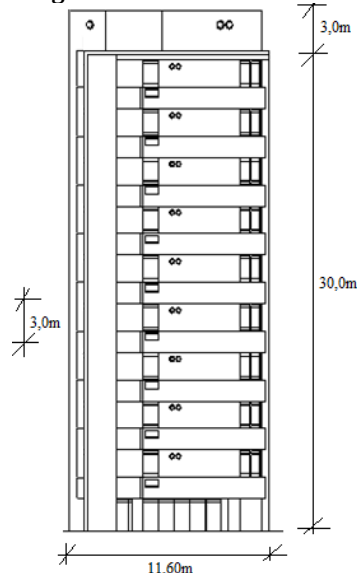
As Figuras 17, 18 e 19 ilustram o projeto arquitetônico para o qual serão realizados os cálculos. A seguir, serão apresentadas as duas opções do SEC na direção y e, para cada uma delas, serão calculadas as estimativas do carregamento vertical e lateral, do parâmetro alfa e do gama z, explicadas nos tópicos posteriores.

Figura 17 - Fachada frontal



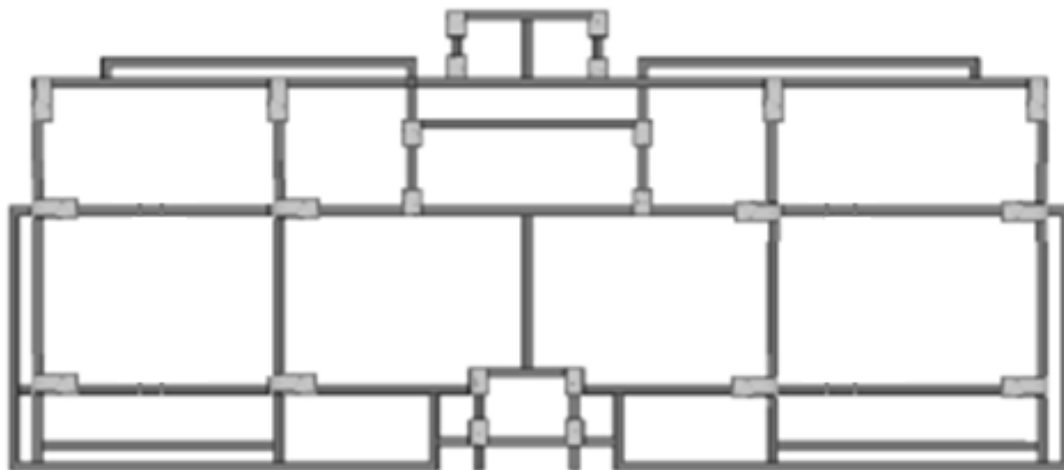
Fonte: Cruz, Ferreira e Lucena (2019)

Figura 18 - Fachada lateral



Fonte: Cruz, Ferreira e Lucena (2019)

Figura 19 - Planta de forma do pavimento tipo



Fonte: Cruz, Ferreira e Lucena (2019)

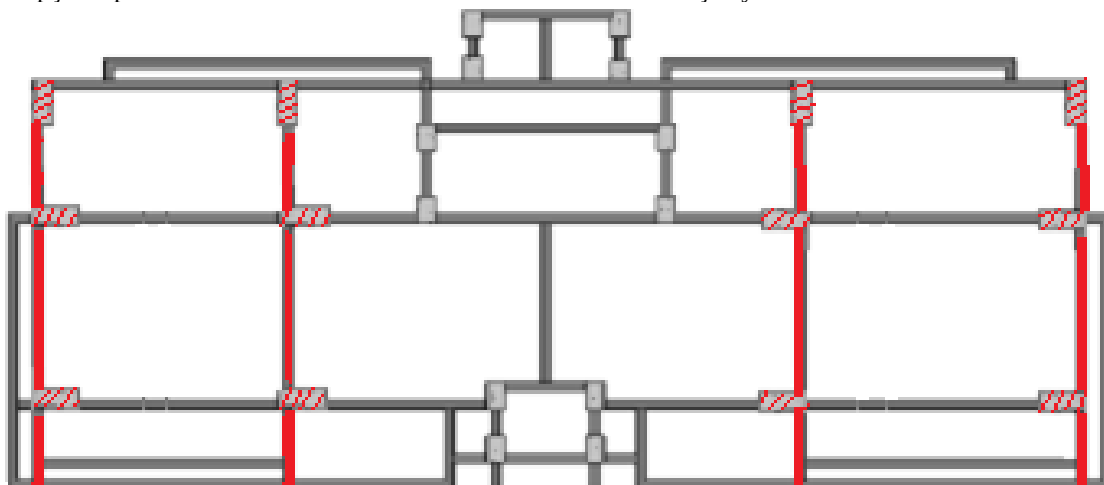
6.1.2 Opções adotadas para o SEC da direção Y (SEC_y)

Baseando-se na Figura 19, foram definidas as duas opções para o SEC na direção y que serão estudadas.

Opção 1

A primeira opção para o SEC_y se trata do sistema estrutural composto por quatro pórticos planos conforme indicado na Figura 20.

Figura 20 - Opção 1 para o Sistema Estrutural de Contraventamento da direção y

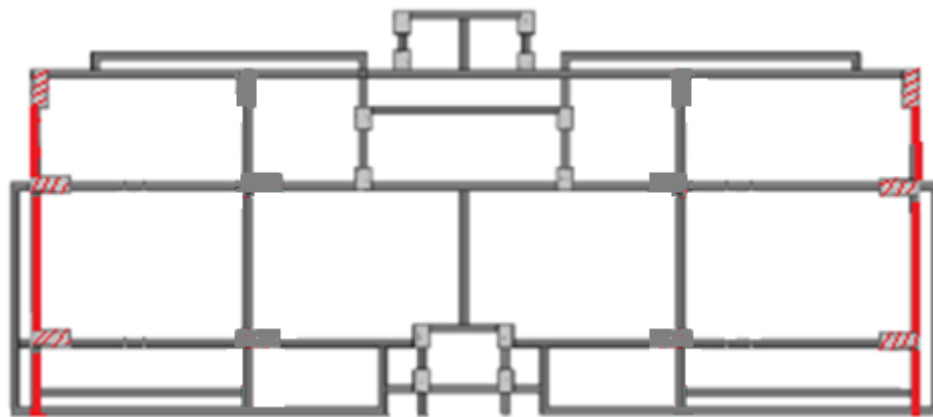


Fonte: Adaptado de Cruz, Ferreira e Lucena (2019).

Opção 2

A segunda opção para o SEC_y se trata do sistema estrutural composto por dois pórticos planos como indicado na Figura 21.

Figura 21 – Opção 2 para o Sistema Estrutural de Contraventamento da direção y



Fonte: A Autora

6.1.3 Estimativa do carregamento vertical

A estimativa do carregamento vertical é dada pela seguinte expressão (Eq. 27):

$$F_{vk} \cong B_x B_y p_m (n - \chi) + \beta V_{res} \gamma_{\text{água}} \quad \text{Eq. 27}$$

em que B_x e B_y são as dimensões da edificação na direção x e y ; p_m é o valor da carga média por unidade de área para edificações usuais, valendo entre 11 e 15 kN/m; n indica o número de pavimentos, χ é um coeficiente considera a diferença entre a carga vertical de um pavimento tipo e da cobertura, valendo entre 0,80 e 0,95; e $V_{res} \gamma_{\text{água}}$ se refere ao peso do volume de água do reservatório elevado, multiplicado por β para estimar o peso próprio do reservatório elevado e das forças verticais oriundas da casa de máquinas cujo valor deverá ser escolhido entre 2,0 e 3,0.

Assim, para o presente edifício, tem-se:

$$B_x \cdot B_y = 24,00 \times 11,60 = 278,40 \text{ m}^2$$

$$p_m = [11; 13] + 0,5sc = 11,00 + 1,50 \times 0,5 = 11,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta V_{res} \gamma_{\text{água}} = 2,5 \times 48,5 \times 10 = 1212,50 \text{ kN}$$

$$\chi = 0,80$$

$$F_{vk} \cong 278,40 \times 11,75 (10 + 0,8) + 1212,50$$

$$F_{vk} \cong 36541,46 \text{ kN}$$

Vale ressaltar que, por se tratar do mesmo edifício, o carregamento vertical serve para as duas opções de SEC.

6.1.4 Cálculo do efeito do vento

- Parâmetros para o cálculo do efeito do vento paralelo à direção Y

Para o cálculo do efeito do vento, algumas considerações precisaram ser feitas, como a localização do edifício sendo na cidade de João Pessoa ($V_0=30\text{m/s}$), terreno plano ou fracamente acidentado ($S_1=1$) e coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados. Dessa forma, o efeito do vento foi determinado utilizando os seguintes parâmetros:

$$B_x=24,00\text{m}, B_y=11,60\text{m}, H=30,00\text{m}$$

$$V_0=30\text{m/s}$$

$$S_1=1$$

$$S_3=1$$

Categoria: Quatro

Classe: B

$$b = 0,85, p=0,125, Fr = 0,9$$

$$S_2 = b Fr (Z / 10)^P$$

$$C_{ay}=1,31$$

$$f_{ay,i}=C_{ay}q_iB_{xi}$$

$$F_{ay,i}=0,5.(f_{ay,i}h_i+f_{ay,i-1}h_{i-1})$$

- O efeito do vento (Carregamento lateral)

Assim, a Tabela 3 a seguir apresenta os efeitos do vento na direção Y para o edifício em análise.

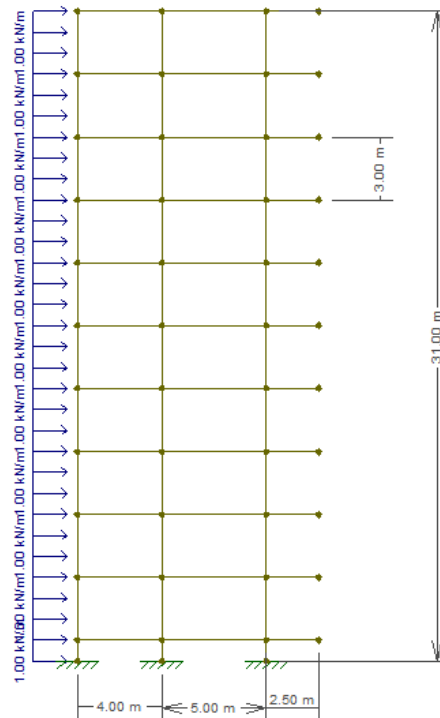
Tabela 3 - Efeito do vento na direção Y (vento incidente na fachada maior)

Pav.	Z(m)	Z*(m)	S ₂	V _k (m/s)	q(N/m ²)	f _{ay} (kN/m)	F _{ay} (kN)
Primeiro	0	1,5	0,66	19,71	238,24	7,49	11,23
Segundo	3	4,5	0,75	22,62	313,54	9,86	26,02
Terceiro	6	7,5	0,80	24,11	356,25	11,20	31,59
Quarto	9	10,5	0,84	25,14	387,52	12,18	35,07
Quinto	12	13,5	0,86	25,95	412,64	12,97	37,72
Sexto	15	16,5	0,89	26,60	433,87	13,64	39,91
Sétimo	18	19,5	0,91	27,17	452,38	14,22	41,79
Oitavo	21	22,5	0,92	27,66	468,86	14,74	44,92
Nono	24	25,5	0,94	28,09	483,76	15,21	47,17
Decimo	27	28,5	0,95	28,49	497,40	15,64	46,27
Cobertura	30						23,46

Fonte: Adaptado de Araújo, Ferreira Júnior e Reis Lago (2019).

6.1.5 Estimativa do Alfa, Cálculo do Gama Z, cálculo do f_{Req} e avaliação do Coeficiente Gama Z, para a opção 01.

Figura 22 - Pórtico do SEC_Y, opção 1



Fonte: Adaptado de Araújo, Ferreira Júnior e Reis Lago (2019).

6.1.5.1 Estimativa do Alfa

O parâmetro alfa, como explicado anteriormente na seção 4.1, é dado pela seguinte equação:

$$\alpha_y = H \sqrt{\frac{F_{vk}}{E_{cs} I_{SEC_y}}} \quad \text{Eq. 9}$$

Assim, substituindo os dados do edifício, foi possível estimar o valor de 0,56 do parâmetro alfa na direção y para a opção 1.

$$H = 31,00m$$

$$f_{ck} = 30MPa$$

$$\alpha_E = 1,0$$

$$\alpha_i = 0,88$$

$$E_{cs} = 0,88 \times 5600 \sqrt{30} = 26991,77MPa = 26991770kN/m^2$$

$$a_{cd} = 4,111 \times 10^{-3}m$$

$$I_{p\acute{o}rtico} = \frac{pH^4}{8E_{cs}a_{cd}} = \frac{1,0 \times 31,00^4}{8 \times 26991,77 \times 1000 \times 0,004111} = 1,04m^4$$

$$I_{SEC_y} = 4 \times I_{p\acute{o}rtico} = 4 \times 1,04m^4 = 4,16m^4$$

$$\alpha_y = 31,00 \sqrt{\frac{3654146}{26991770 \times 4,16}} = 0,559 \cong 0,56$$

6.1.5.2 Avaliação do γ_z

a) Avaliação do γ_z a partir dos ábacos mostrados no Capítulo 4 (CRUZ *et al*, 2021), considerando o valor do Alfa, do f_{ck} e do valor do fator de redução equivalente, f_{Req} , para a consideração da NLF.

- Cálculo do F_{Req}

Neste caso, o SEC_y é composto por quatro pórticos iguais e, da análise de um deles, verifica-se que o deslocamento horizontal no topo produzido por um carregamento horizontal distribuído de valor unitário, calculado com 0,80 da rigidez flexional dos pilares e 0,40 da rigidez flexional das vigas, é igual ao valor obtido para o pórtico com 0,55 da rigidez flexional dos pilares e das vigas, como pode ser visto na Tabela 4. Então, conclui-se que o $f_{Req} = 0,55$.

Tabela 4 - Deslocamentos no topo do pórtico da Figura 22

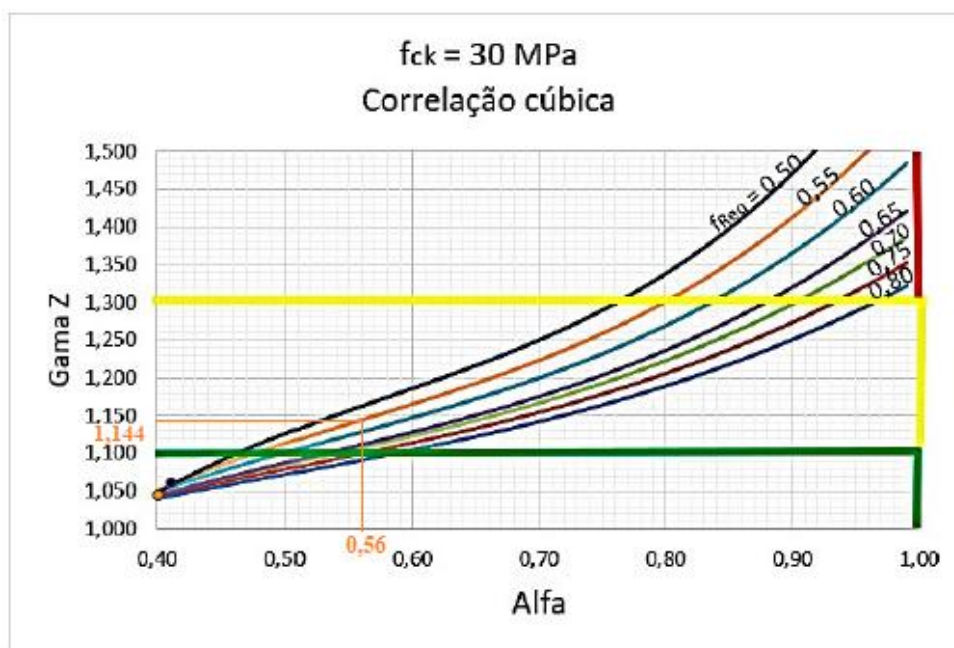
Efeitos	$F_{Req} = 1,00$ ($a_y 1,00$)	$F_{Req} = 0,70$ ($a_y 0,70$)	$F_{Req} = 0,80; 0,40$ ($a_y 0,80; 0,40$)
Flecha	0,00335m	0,00478m	0,00621m

Fonte: adaptado de Araújo, Ferreira Júnior e Reis Lago (2019).

$$F_{Req} = \frac{a_{y 1,00}}{a_{y 0,80;0,40}} = \frac{0,00335}{0,00621} = 0,539 = 0,54 \cong 0,55$$

- A avaliação do Gama Z é feita com a utilização do Ábaco mostrado na Figura 4.5 da referência acima citada, visto que sua aplicação é apropriada para estruturas com concreto tipo C30. A curva a ser utilizada é a segunda contando de cima para baixo no Figura 23 que é definida para estruturas com $f_{Req} = 0,55$.

Figura 23 - Obtenção do Gama-Zy (Opção 1)



Fonte: Adaptada de CRUZ *et al* (2021).

Para $\alpha_y = 0,56$, $F_{Req} = 0,55$, obtém-se o valor 1,144 para o Gama-Zy.

b) Avaliação do γ_z a partir do carregamento devido ao vento e do carregamento vertical estimado utilizado na avaliação do α .

- Cálculo do $M_{1,tot,d,y}$

Tabela 5 - Elementos para o cálculo do $M_{1,tot,d,y}$

Pavimento	$F_{ay,i}$ (kN)	H_i (m)	$M_{1,tot,d,y}$ (kNm)
Cobertura	6,40	31	198,40
Decimo	11,57	28	323,96
Nono	11,79	25	294,75
Oitavo	11,23	22	247,06
Sétimo	10,45	19	198,55
Sexto	9,98	16	159,68
Quinto	9,43	13	122,59
Quarto	8,77	10	87,70
Terceiro	7,90	7	55,30
Segundo	6,51	4	26,04
Primeiro	2,81	1	2,81
Total	---	---	1716,84

Fonte: adaptado de Araújo, Ferreira Júnior e Reis Lago (2019)

- Cálculo do $\Delta M_{1,tot,d,y}$

Tabela 6 - Elementos para o cálculo do $\Delta M_{1,tot,d,y}$

Paviment o	F_{y,i}(kN)	a(cm)	$\Delta M_{1,tot,d,y}$(kNm)
Cobertura	957,35	3,17	30,35
Decimo	817,80	3,06	25,02
Nono	817,80	2,93	23,96
Oitavo	817,80	2,83	23,14
Sétimo	817,80	2,62	21,43
Sexto	817,80	2,33	19,05
Quinto	817,80	2,01	16,44
Quarto	817,80	1,45	11,86
Terceiro	817,80	0,72	5,89
Segundo	817,80	0,42	3,43
Primeiro	817,80	0,1	0,82
Total	9135,35	---	181,4

Fonte: adaptado de Araújo, Ferreira Júnior e Reis Lago (2019)

Assim, o valor do coeficiente Gama Z na direção y para opção 1, segundo a ABNT NBR 6118:20114, é dado por:

$$\gamma_{zy} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,tot,d,y}}{M_{1,tot,d,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{181,4}{1716,84}} = 1,118 \equiv 1,12$$

6.1.6 Estimativa do Alfa, Cálculo do Gama Z, cálculo do f_{Req} e avaliação do Coeficiente Gama Z, para a opção 02.

6.1.6.1 Estimativa do Alfa (direção Y)

O parâmetro alfa, como explicado anteriormente na seção 4.1, é dado pela seguinte equação:

$$\alpha_y = H \sqrt{\frac{F_{vk}}{E_{cs} I_{SEC_y}}} \quad \text{Eq. 9}$$

Assim, substituindo os dados do edifício, foi possível estimar o valor de 0,80 do parâmetro alfa na direção y para a opção 2.

$$H = 31,00m$$

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

$$\alpha_E = 1,0$$

$$\alpha_i = 0,88$$

$$E_{cs} = 0,88 \times 5600 \sqrt{30} = 26991,77 \text{ MPa} = 26991770 \text{ kN/m}^2$$

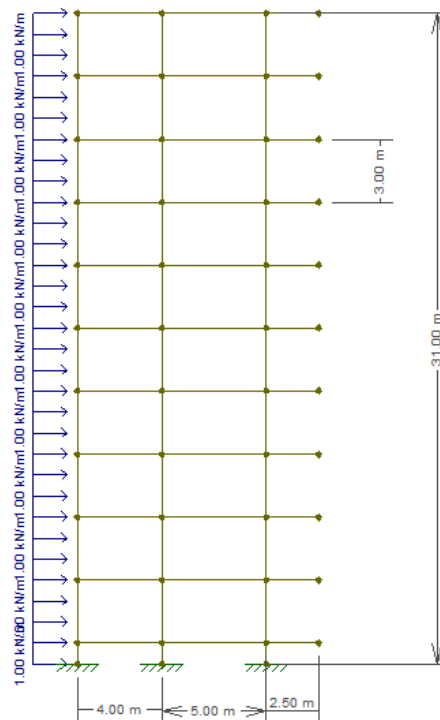
$$a_{cd} = 4,111 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$I_{p\acute{o}rtico} = \frac{pH^4}{8E_{cs}a_{cd}} = \frac{1,0 \times 31,00^4}{8 \times 26991,77 \times 1000 \times 0,004111} = 1,04 \text{ m}^4$$

$$I_{SEC_y} = 2 \times I_{p\acute{o}rtico} = 2 \times 1,04 \text{ m}^4 = 2,08 \text{ m}^4$$

$$\alpha_y = 31,00 \sqrt{\frac{36541,46}{26991770 \times 2,08}} = 0,795 \cong 0,80$$

Figura 24 - Pórtico do SEC_y, opção 2



Fonte: adaptado de Araújo, Ferreira Júnior e Reis Lago (2019).

6.1.6.2 Avaliação do γ_z

a) Avaliação do γ_z a partir dos ábacos mostrados no Capítulo 4 (CRUZ *et al*, 2021), considerando o valor do Alfa, do f_{ck} e do valor do fator de redução equivalente para a consideração da NLF.

- Cálculo do f_{Req}

Neste caso, o SEC_y é composto por dois pórticos iguais entre si e iguais aos pórticos constituintes da opção 1. Portanto, verifica-se, do mesmo jeito, que o deslocamento horizontal no topo produzido por um carregamento horizontal distribuído de valor unitário, calculado com 0,80 da rigidez flexional dos pilares e 0,40 da rigidez flexional das vigas, é igual ao valor obtido para o pórtico com 0,55 da rigidez flexional dos pilares e das vigas, como pode ser visto na Tabela 7. Então, conclui-se que o $F_{Req} = 0,55$.

Tabela 7 - Deslocamentos no topo do pórtico da Figura 24

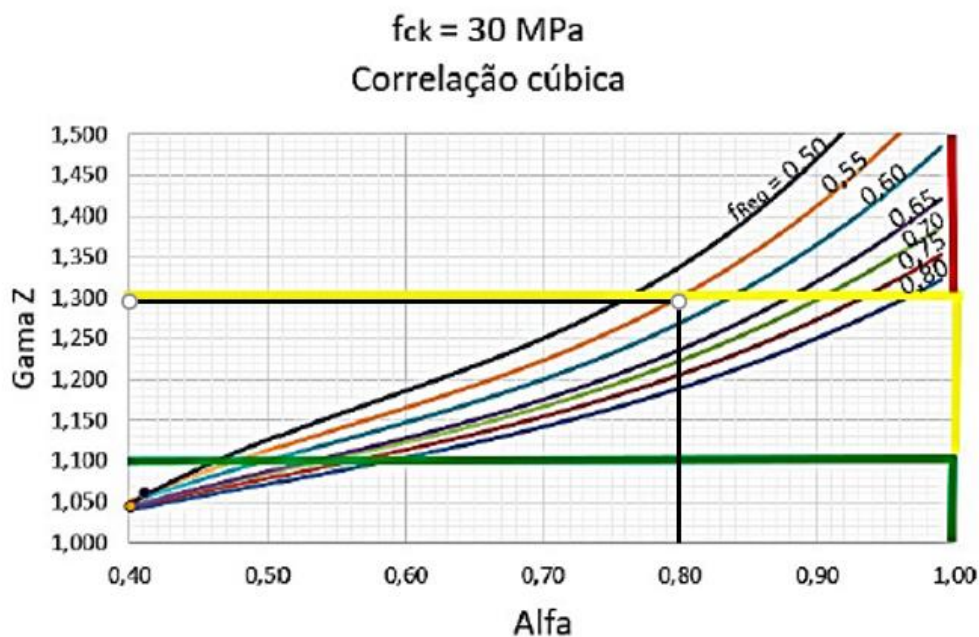
Efeitos	$F_{Req} = 1,00$ ($a_y 1,00$)	$F_{Req} = 0,70$ ($a_y 0,70$)	$F_{Req} = 0,80; 0,40$ ($a_y 0,80; 0,40$)
Flecha	0,00335m	0,00478m	0,00621m

Fonte: adaptado de Araújo, Ferreira Júnior e Reis Lago (2019).

$$F_{Req} = \frac{a_{y 1,00}}{a_{y 0,80;0,40}} = \frac{0,00335}{0,00621} = 0,539 = 0,54 \cong 0,55$$

- A avaliação do Gama Z é feita com a utilização do Ábaco mostrado na Figura 4.5 da referência acima citada. Pois sua aplicação é apropriada para estruturas com concreto tipo C30. A curva a ser utilizada é a de cor amarela que é definida para estruturas com $F_{Req} = 0,55$.

Figura 25 - Obtenção do Gama Z_y (Opção 2)



Fonte: CRUZ *et al* (2021)

Para $\alpha_y = 0,80$, $F_{Req} = 0,55$, obtém-se o valor 1,29 para o Gama Zy.

b) Avaliação do γ_z a partir do carregamento devido ao vento e do carregamento vertical estimado utilizado na avaliação do α .

- Cálculo do $M_{1,tot,d,y}$

Tabela 8- Elementos para o cálculo do $M_{1,tot,d,y}$

Pavimento	$F_{ay,i}$ (kN)	H_i (m)	$M_{1,tot,d,y}$ (kNm)
Cobertura	12,8	31	396,8
Decimo	23,14	28	647,92
Nono	23,58	25	589,5
Oitavo	22,46	22	494,12
Sétimo	20,9	19	397,1
Sexto	19,96	16	319,36
Quinto	18,86	13	245,18
Quarto	17,54	10	175,4
Terceiro	15,8	7	110,6
Segundo	13,02	4	52,08
Primeiro	5,62	1	5,62
Total	---	---	3433,68

Fonte: Autora.

- Cálculo do $\Delta M_{1,tot,d,y}$

Tabela 9 - Elementos para o cálculo do $\Delta M_{1,tot,d,y}$

Pavimento	$F_{y,i}(kN)$	$a(cm)$	$\Delta M_{1,tot,d,y}(kNm)$
Cobertura	1914,7	6,34	121,39198
Decimo	1635,6	6,12	100,09872
Nono	1635,6	5,86	95,84616
Oitavo	1635,6	5,66	92,57496
Sétimo	1635,6	5,24	85,70544
Sexto	1635,6	4,66	76,21896
Quinto	1635,6	4,02	65,75112
Quarto	1635,6	2,9	47,4324
Terceiro	1635,6	1,44	23,55264
Segundo	1635,6	0,84	13,73904
Primeiro	1635,6	0,2	3,2712
Total	9135,35	---	725,58

Fonte: Autora.

Assim, o valor do coeficiente gama z na direção y para opção 1, segundo a ABNT NBR 6118:20114, é dado por:

$$\gamma_{zy} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,tot,d,y}}{M_{1,tot,d,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{725,58}{3433,68}} = 1,268 \equiv 1,27$$

6.2 PESQUISA DA PROPOSTA MAIS ADEQUADA PARA CADA UMA DAS OPÇÕES CONSIDERADAS

A seguir, serão determinados alguns possíveis valores de f_{ck} para cada uma das opções de SEC consideradas, visando determinar a proposta mais adequada, através da metodologia apresentada na seção 5.

Para este presente exemplo, já foram realizadas as 3 primeiras etapas da metodologia, uma vez que a estrutura já foi lançada (etapa 1), o f_{ck} e o SEC já foram escolhidos (Etapa 2) e o pré-dimensionamento já foi realizado. Além disso, no subitem anterior, foram calculados o Parâmetro Alfa e o f_{Req} (etapas 4 e 5, respectivamente). Assim, com o auxílio da Figura 15, procede-se como indicado nos subitens 6.2.1 e 6.2.2.

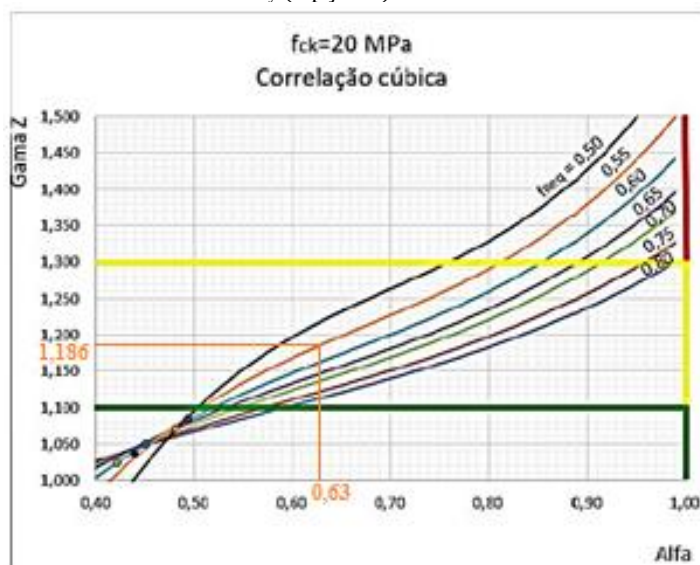
6.2.1 Opção 1

Os valores obtidos para o Coeficiente Gama Z (1,12 via ABNT NBR 6118:2014 e 1,14 através da Figura 4.5 de CRUZ *et al*, 2021) indicam que o SEC desta Opção 1 deve ser submetido à ANL geométrica e física. Esta recomendação pode ser verificada, também, em função do valor do Parâmetro de Instabilidade Global Alfa, cujo valor para o SEC em análise foi estimado em 0,56, portanto maior que o limite 0,50.

Dessa forma, pretendendo-se trabalhar com um SEC considerado indeslocável, para o qual a análise linear é suficiente, é necessário aumentar o valor do f_{ck} a ser utilizado. O valor do f_{ck} a ser adotado pode ser facilmente encontrado na Figura 15. Encontrado, na coluna de $f_{ck}=30\text{MPa}$, o valor de Alfa 0,56, segue-se a linha assim identificada até encontrar o valor 0,50. No topo da coluna identificada, faz-se a leitura do valor do f_{ck} , que, para este caso, é igual a 45MPa. Isso significa que, adotado o valor do $f_{ck} = 45\text{MPa}$, o valor do Alfa será 0,50 e o sistema de contraventamento, tal como definido na opção 1, pode ser considerado indeslocável horizontalmente.

Por outro lado, procurando-se definir o valor do f_{ck} para que a estrutura que representa o SEC em análise seja a mais econômico possível, então percorre-se a linha correspondente a Alfa 0,56 da coluna $f_{ck} = 30\text{ MPa}$ da direita para a esquerda chegando ao valor de Alfa igual à 0,63, na coluna de $f_{ck} = 20\text{ MPa}$. Com este valor (Alfa = 0,63) e considerando $f_{ck} = 20$ e $f_{Req} = 0,55$, obtém-se na Tabela 3.1 apresentada em CRUZ *et al*, 2021; p. 49 e na Figura 26, que reproduz a Figura 4.4; p.76 da referência em evidência, o valor 1,186. Isto é: $\gamma_{zy} = 1,19$.

Figura 26 - Obtenção do novo valor de Gama Z_y (Opção 1)



Fonte: Adaptado de Cruz *et al* (2021; p.76).

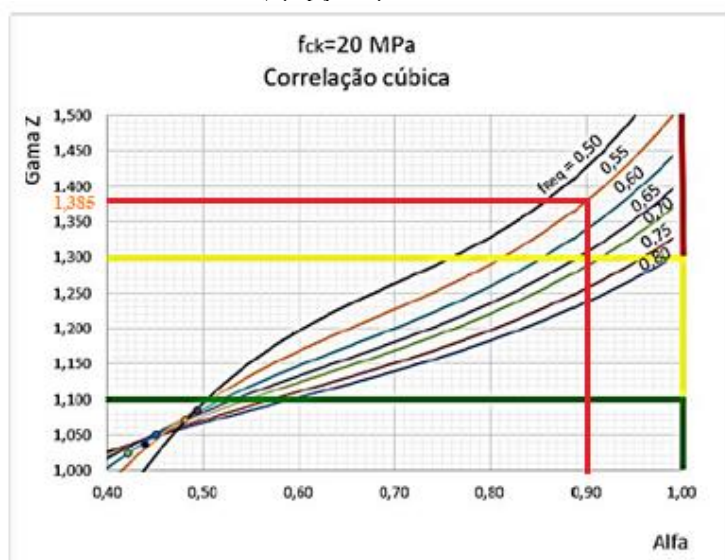
6.2.2 Opção 2

Os valores obtidos para o Coeficiente Gama Z (1,27 via ABNT NBR 6118:2014 e 1,29 através da Figura 4.5 de CRUZ *et al*, 2021) indicam que o SEC desta Opção 2 deve ser submetido à ANL geométrica e física. Esta recomendação pode ser verificada, também, em função do valor do Parâmetro de Instabilidade Global Alfa, cujo valor para o SEC em análise foi estimado em 0,80, portanto maior que o limite 0,50.

Pretendendo-se trabalhar com um SEC considerado indeslocável, para o qual a análise linear é suficiente, é necessário aumentar o valor do f_{ck} a ser utilizado. Esse valor pode ser encontrado na Figura 15, que reproduz a Tabela 3.15 (CRUZ *et al*, 2021; p.70-71). Encontrado, na coluna de $f_{ck}=30\text{MPa}$, o valor de Alfa 0,80, segue-se a linha assim identificada a procura do valor 0,50 para o Alfa. Como a Figura 15 apresenta apenas valores para o Alfa maiores ou igual a 0,69, não é possível a definição do valor do f_{ck} para o qual o Alfa do SEC desta Opção 2 seja menor ou igual ao valor 0,50. Para isso, seria necessário que a tabela abrangesse também concretos Classe tipo II.

Por outro lado, procurando-se definir o valor do f_{ck} para que a estrutura que representa o SEC em análise seja a mais econômico possível, então percorre-se a linha correspondente a Alfa 0,80 da coluna $f_{ck} = 30\text{MPa}$, da direita para a esquerda, chegando ao valor de alfa igual à 0,90, na coluna de $f_{ck} = 20$. Com este valor ($\alpha = 0,90$) e considerando $f_{ck} = 20$ com $f_{Req} = 0,55$, obtém-se, na Tabela 3.1 apresentada em Cruz *et al* (2021; p. 49) e na Figura 27, que reproduz a Figura 4.4; p.76 da mesma referência, o valor 1,385. Isto é: $\gamma_z = 1,39$.

Figura 27 - Obtenção do novo valor de Gama Z_v (Opção 2)



Fonte: Adaptado de Cruz *et al* (2021; p.76).

7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo será desenvolvida a análise dos resultados já apresentados.

7.1 OPÇÃO 1

No cálculo “tradicional”, os resultados obtidos para o caso do SEC da opção1 (com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$) foram:

$$\alpha_y = 0,56$$

$$F_{Req} = 0,55$$

$$\gamma_Z(\text{CRUZ } et \text{ al, 2021}) = 1,14$$

$$\gamma_Z(\text{ABNT NBR 6118: 2014}) = 1,12$$

Dessa forma, foi possível observar que erro relativo do Gama Z entre o cálculo simplificado pelo ábaco ($\gamma_Z = 1,14$) e o cálculo “exato” recomendado pela norma ($\gamma_Z = 1,12$) foi de 1,75% a favor da segurança.

Ademais, observa-se também que, de acordo com o subitem 15.5.2 da ABNT NBR 6118:2014, trata-se de um SEC de nós moveis. Pois, sendo composto apenas por pórticos, tem $\alpha_y = 0,56$, isto é, maior que 0,50. Tal observação pode ser corroborada pelo valor do Coeficiente Gama Z, $\gamma_Z = 1,14$, ou seja, maior que o valor limite que permite considerá-lo como de nós fixos, $\gamma_Z = 1,10$.

Portanto, é indispensável que o SEC seja submetido à análise de segunda ordem, considerando-se o seu comportamento não-linear geométrico e físico. Como o valor do $\gamma_Z = 1,14$ se encontra no intervalo $1,10 \leq \gamma_Z \leq 1,30$, as recomendações da NBR já citada possibilitam a aplicação da chamada solução aproximada para a determinação dos esforços globais de segunda ordem, como definido no subitem 15.7.2 da norma supracitada.

Com relação à pesquisa da proposta do f_{ck} mais conveniente para este SEC considerado, foi observado que é possível “transformá-lo” em um SEC de nós indesejáveis, de forma a possibilitar a aplicação de uma formulação linear para sua análise, sem que este sofra modificações quanto ao número de pórticos componentes ou quanto às dimensões das seções transversais das suas barras horizontais (vigas) e/ou das suas barras verticais os pilares. Para isso, um novo valor do f_{ck} deve ser definido, através da utilização da Figura 15. Obtendo-se, para $\alpha_y = 0,50$, o valor $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$.

Por outro lado, procurando estabelecer para o SEC configurado na Figura 22 um valor menor para o f_{ck} do concreto a ser adotado para a estrutura, chega-se ao valor de alfa igual à 0,63, na coluna de $f_{ck} = 20$ MPa e, com este valor (Alfa = 0,63) e considerando $f_{ck} = 20$ MPa e $F_{Req} = 0,55$, obtém-se o valor 1,186. Isto é: $\gamma_{zy} = 1,19$. Desse modo, verifica-se a possibilidade de adotar $f_{ck} = 20$ MPa para o SEC em evidência, sem alterar a condição a qual já estava enquadrada a estrutura estudada. Qual seja, a possibilidade de submetê-la à análise não linear simplificada.

7.2 OPÇÃO 2

No cálculo “tradicional”, os resultados obtidos para o caso do SEC da opção 2 (com $f_{ck} = 30$ MPa) foram:

$$\alpha_y = 0,80$$

$$F_{Req} = 0,55$$

$$\gamma_Z(\text{CRUZ et al, 2021}) = 1,29$$

$$\gamma_Z(\text{ABNT NBR 6118: 2014}) = 1,27$$

Dessa forma, foi possível observar que erro relativo do Gama Z entre o cálculo simplificado pelo ábaco ($\gamma_Z = 1,29$) e o cálculo “exato” recomendado pela norma ($\gamma_Z = 1,27$) foi de 1,71% a favor da segurança.

Além disso, observa-se que, de acordo com o subitem 15.5.2 da ABNT NBR 6118:2014, trata-se de um SEC de nós moveis. Pois, sendo composto apenas por pórticos, tem $\alpha_y = 0,80 > 0,50$. O valor do Coeficiente Gama Z, $\gamma_Z = 1,29$ ou $\gamma_Z = 1,27$, confirma a observação anterior uma vez que é maior que o valor limite que permite considerá-lo como de nós fixos, $\gamma_Z = 1,10$.

Desse modo, faz-se obrigatória a análise deste SEC considerando o seu comportamento não-linear geométrico como físico. Como o valor do $\gamma_Z = 1,29$ se encontra no intervalo $1,10 \leq \gamma_Z \leq 1,30$, as recomendações da NBR já citada possibilitam a aplicação da solução aproximada para a determinação dos esforços globais de segunda ordem, como definido no subitem 15.7.2 da norma supracitada.

Com relação à pesquisa da proposta do f_{ck} mais conveniente para este SEC considerado, observou-se que, para “transformá-lo” em um SEC de nós indeslocáveis e possibilitar sua análise com a aplicação de uma formulação linear (na configuração inicial indeformada e indeslocada), sem que este sofra modificações quantos a seus elementos constituinte, seria necessário aumentar o valor do f_{ck} do concreto. Como já

observado antes, a definição deste novo valor do f_{ck} não pode ser levada a cabo através da Figura 15, posto que esta não inclui informações sobre os concretos Tipo II. E, como se observa na referida figura, o valor do α_y na última coluna ($f_{ck} = 50 \text{ MPa}$) correspondente à linha definida por $\alpha = 0,80$ e $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ é 0,69 maior que o valor limite 0,50.

Por outro lado, procurando estabelecer para o SEC configurado na Figura 24 um valor menor para o f_{ck} do concreto a ser adotado, chega-se ao valor de alfa igual à 0,90, na coluna de $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ e, com este valor (Alfa = 0,90) e considerando $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ e $F_{Req} = 0,55$, obtém-se para o Coeficiente Gama Z o valor 1,39. Nessa situação, o SEC em evidência não poderia mais ser submetido à análise não linear simplificada, sendo necessário uma análise dos efeitos de segunda ordem mais rigorosa.

Além disso, a diminuição do valor do f_{ck} para 20MPa acarretaria mais sensibilidade da estrutura quanto aos deslocamentos laterais na estrutura e, se a análise de segunda ordem não for realizada corretamente, poderá comprometer sua estabilidade. Ademais, quanto maior o coeficiente Gama Z, maior o deslocamento horizontal, correndo risco deste ser superior ao recomendado pela norma (ABNT NBR 6118:2014, item 13.3). Conforme Oliveira (1998, p.25), a ocorrência de deslocamentos excessivos em edificações alta podem provocar danos em elementos estruturais e não estruturais, ocasionando desconforto aos usuários. Dessa forma, muitos autores recomendam que não sejam executadas edificações com Gama Z superior a 1,30.

8 CONCLUSÕES

Diante da análise dos resultados acima explicitada, é possível concluir que a utilização dos ábacos constantes do Capítulo 4 de CRUZ *et al* (2021) pode ajudar consideravelmente o engenheiro calculista na fase inicial do projeto estrutural, ao possibilitar que seja estabelecido o Sistema Estrutural de Contraventamento mais indicado e definir o f_{ck} mais vantajoso para cada edificação a ser projetada.

Através da metodologia apresentada neste TCC, é possível, para o Calculista de Estruturas, avaliar o efeito da mudança do f_{ck} no valor do Parâmetro de Instabilidade Global Alfa, sem necessitar muito cálculo. Para tanto, é suficiente que, a partir do valor atual deste parâmetro correspondente a um determinado valor do f_{ck} , percorra-se a linha assim identificada até chegar à coluna que indique o novo valor dessa grandeza. O valor do Alfa observado na interseção desta linha e coluna corresponde ao novo valor deste parâmetro correspondente ao novo valor do f_{ck} .

Em razão de o Coeficiente Gama Z carregar consigo informações mais uteis para o Calculista, então, naturalmente, o Engenheiro procurará estimar o seu valor em função do valor do Alfa obtido. Isto é possível como se demonstrou nos dois Capítulos anteriores, através da utilização dos ábacos componentes de Cruz *et al* (2021).

Além disso, a metodologia também pode ser utilizada no âmbito educacional, visto que auxilia, de forma clara e intuitiva, os estudantes de Engenharia Civil a compreender melhor o comportamento das estruturas, em função do SEC e do f_{ck} , uma vez que, dependendo deles, elas vão ser mais ou menos sensíveis aos deslocamentos laterais.

Ademais, a pesquisa da melhor opção para o f_{ck} do concreto do Sistema Estrutural de Contraventamento apresentada por este TCC é destinada para um único partido estrutural possível, considerando situações em que o calculista não poderia alterá-lo. Assim, cabe a estudos posteriores determinar a melhor opção global para o SEC, sendo, nessa situação, necessário analisar não só o f_{ck} do concreto, mas também as quantidades, posições e dimensões dos elementos que compõem o SEC.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-1: Projeto e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estrutura de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6118: Projeto de Estrutura de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6118: Projeto de Estrutura de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6118: Projeto de Estrutura de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais — Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro, 2015.

ARAÚJO, L. K.; COSTA JÚNIOR, L. F. da; REIS LAGO, L. P. dos, **MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO DE VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO**. Trabalho da disciplina Análise Estrutural II. (Curso de Engenharia Civil), PS2019, 32p. João Pessoa, 2020.

BERNARDO, J. N. D; VARGAS, A. **Análise da influência da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) no dimensionamento estrutural de um edifício residencial em concreto armado**. Artigo submetido ao Curso de Engenharia Civil da UNESC - como requisito parcial para obtenção do Título de Engenheiro Civil, 2011.

BUENO, MÔNICA. **ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES COM LAJES LISAS**. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 88p, 2009.

CARMO, RMS, **EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO**. Dissertação Mestrado. EESC, USP, 1995, 112p.

CHINEM R. M. **AValiação da Estabilidade Global de Edifícios**. Monografia Graduação Universidade Federal de Goiás. 2010 96p;

Comitê Euro-Internacional du Béton. **Code Modele CEB-FIP** pour les structures em béton. CEB Bulletin d'Information n° 124/125. Paris, 1978;

CRUZ, JMF. *et al.* **Estruturas: O γ_z como função do α , do f_{ck} e do f_{Req} (Uma proposta)**. Porto Alegre, RS, Leia Livros, 2021. 112 p.

CRUZ, JMF; FERREIRA, E.T; LUCENA, C.A.T. **Estruturas: a estabilidade global dos edifícios altos**. João Pessoa: Leia Livros, 2019. Livro digital, 261 p.

MARACAJÁ, Ana Lígia. **SOBRE OS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL E AS RELAÇÕES ENTRE O ALFA E O GAMA-Z**. 2020, 78 pág. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa. 2020.

MONCAYO, W. J. Z.; **ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM GLOBAL EM EDIFÍCIOS COM ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO**; Dissertação de Mestrado; EESC; USP; 2011. 219p.

OLIVEIRA. D. M. de; **ESTUDO DOS PROCESSOS APROXIMADOS UTILIZADOS PARA A CONSIDERAÇÃO DAS NÃO-LINEARIDADES FÍSICA E GEOMÉTRICA NA ANÁLISE GLOBAL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**. Tese Doutorado. Universidade Federal de Minas Gerais. 2007, 297p;

PAIVA, Welliton da Silva de. **TABELAS PARA O CÁLCULO DO COEFICIENTE GAMA-Z A PARTIR DO f_{ck} , DO F_{Req} . E DO PARÂMETRO ALFA**. 2020, 90 pág. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa. 2020.

PINTO, R. S.; **NÃO LINEARIDADE FÍSICA E GEOMÉTRICA NO PROJETO DE EDIFÍCIOS USUAIS DE CONCRETO ARMADO** Dissertação (Mestrado). EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997. 189p

RIBEIRO, J. F. **ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS: ANÁLISE DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM ESTRUTURAS DE CONCRETO**. 2010. 84 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre;

SILVA, Arley Filgueiras. **ÁBACOS PARA O CÁLCULO DO COEFICIENTE γ_z A PARTIR DO f_{ck} , DO F_{Req} . E DO PARÂMETRO α** . 2020, 60 pág. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa. 2020.