



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA CAMPUS VIII CENTRO DE
CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

VALDEMAR GUEDES DOS SANTOS JÚNIOR

**DISCUSSÕES SOBRE A VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL PARA UM
EDIFÍCIO RESIDENCIAL DE CONCRETO ARMADO**

**ARARUNA – PB
2016**

VALDEMAR GUEDES DOS SANTOS JÚNIOR

**DISCUSSÕES SOBRE A VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL PARA UM
EDIFÍCIO RESIDENCIAL DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado à Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Estadual da Paraíba.

Orientador: Prof. Dr. Laércio Leal dos Santos

**ARARUNA – PB
2016**

É expressamente proibida a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano da dissertação.

S237d Santos Júnior,Valdemar Guedes dos
Discussões sobre a verificação da estabilidade global de um edifício residencial de concreto armado [manuscrito] / Valdemar Guedes dos Santos Júnior. - 2016.
59 p. : il. color.

Digitado.
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências Tecnologia e Saúde, 2016.
"Orientação: Dr.Laércio Leal dos Santos, Departamento de Engenharia Civil".

1. Engenharia civil. 2. Edifício. 3.Estrutura I. Título.
21. ed. CDD 624

VALDEMAR GUEDES DOS SANTOS JÚNIOR

**DISCUSSÕES SOBRE A VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL PARA UM
EDIFÍCIO RESIDENCIAL DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado à Universidade Estadual da
Paraíba, em cumprimento as exigências para
obtenção do título de Bacharel em Engenharia
Civil pela Universidade Estadual da Paraíba.
Área de Concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Laércio Leal dos Santos

Aprovado em: 31/05/2016



Prof. Dr. Laércio Leal dos Santos (Orientador)
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Me. Maria José de Sousa Cordão
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Dr. Daniel Baracuy, da Cunha Campos
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Ao Senhor Deus Supremo, aos meus pais, as minhas irmãs, a minha esposa, minha filha e àqueles que acreditam na minha pessoa, DEDICO.

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente a Deus. É Ele que nos dá força e que nos permite alcançar nossos objetivos.

Aos meus pais, pelo amor, carinho, apoio e todo o empenho destinado à minha educação.

As minhas irmãs pelo apoio e incentivo.

Ao meu caríssimo orientador e professor Laércio Leal dos Santos pela valiosa e honrosa orientação, pelos ensinamentos e incentivos transmitidos.

A minha esposa Roseli A. S. Guedes pelo apoio, incentivo e compreensão nos momentos de ausência.

A minha filha Yasmim L. A. Guedes, por ter me ensinado o quão grande pode ser o amor.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil do Campus VIII da UEPB.

Estendo os meus agradecimentos aos colegas de classe da graduação, em especial, a Túlio Raunyr, José Valter, Jandeilson Silva, José Elianderson, Thamyres Medeiros e Fransuélcio Batista pela amizade, companheirismo e sonhos compartilhados.

Por fim, agradeço a todos os companheiros da 3ª Cia da Polícia Militar de Araruna, pelo o apoio prestado, incentivo e amizade.

RESUMO

Atualmente, os edifícios estão sendo construídos cada vez mais altos e esbeltos devido a escassez de locais para construção de moradias nos centros urbanos. Junto com o aumento do número de pavimentos dos edifícios, também há a necessidade de um maior estudo sobre a estabilidade global destas edificações, ou seja, a verificação ou dispensa dos efeitos de segunda ordem destas estruturas através de uma análise global da mesma. Afim de tratar sobre este assunto a ABNT NBR 6118:2014, em seu capítulo 15, no item 15.5, descreve dois processos aproximados para a dispensa da consideração dos efeitos globais de segunda ordem através dos esforços de primeira ordem, são eles: o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , os quais verificam através de seus parâmetros se a estrutura é de nós fixos, quando os efeitos de 2ª ordem são inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem, ou de nós móveis, em que os efeitos de segunda ordem são superiores a 10% dos de primeira ordem. Este trabalho tem como objetivo verificar a estabilidade global de um edifício residencial através das recomendações do capítulo 15 da ABNT NBR 6118:2014, utilizando o cálculo dos esforços resultantes das ações verticais e dos deslocamentos horizontais, para o qual, utilizou-se o modelo de associação de pórticos planos formados pelos elementos de contraventamento. Através dos resultados obtidos, concluiu-se que a estrutura é muito pouco deslocável e que seus efeitos de 2ª ordem globais podem ser desprezados para o dimensionamento dos elementos estruturais, mas que independente disso, a análise de 2ª ordem para efeitos locais nos lances de pilares ainda se faz obrigatória, e que na verificação da não-linearidade física, verificou-se que a estrutura pode ser considerada de nós móveis, ficando a cargo do projetista aumentar a seção dos pilares, os quais aumentariam a rigidez da estrutura como um todo ou utilizar o coeficiente $0,95\gamma_z$ como um majorador dos esforços horizontais de cálculo.

Palavras-Chave: Estrutura de Concreto, Pórticos, Contraventamento, Ação do Vento.

ABSTRACT

Currently, the buildings are being built increasingly high and slender due to shortage of sites for housing construction in urban centers. Along with the increase in the number of floors of the buildings, there is also the need for greater study of global stability of these buildings, namely, the verification or dismissal of second-order effects of these structures through a global analysis of the same. In order to treat this matter the ABNT NBR 6118:2014, in its chapter 15, on the item 15.5, describes two processes approximate for exemption from the consideration of global second-order effects through the efforts of first order, they are: the parameter α and instability γ_z coefficient, which occur through its parameters if the structure is of fixed nodes. When the second order effects are less than 10% of the respective efforts of first order, or mobile nodes, in that second-round effects are greater than 10% of the of the first order. This work aims to verify the overall stability of a residential building through the recommendations of chapter 15 of the ABNT NBR 6118:2014, using the calculation of efforts resulting from the vertical and horizontal displacements actions, for which the Association model of porticos plans formed by bracing elements. Through the results obtained, it was concluded that the structure is very little moved and that his second order global effects can be neglected for the dimensioning of the structural elements, but that regardless, the 2nd order analysis for local effects in flights of pillars is still compulsory, and that the physical nonlinearity verification, it was found that the structure can be considered us furniture the position of the designer a larger section of the pillars, which would increase the rigidity of the structure as a whole or use the 0.95 coefficient γ_z as a majorador horizontal efforts.

Key words: concrete structure, porticos, brace, wind action.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Esquema estrutural de prédio alto.....	14
Figura 2 – Diagrama tensão versus deformação.....	14
Figura 3 – Diagrama tensão-deformação do concreto: (a) linear; (b) não-linear.....	17
Figura 4 – Barra vertical com mudança de posição no espaço.....	18
Figura 5 – Reações na Barra Vertical Indeformada.....	19
Figura 6 – Reações na barra vertical deformada.....	19
Figura 7 – Pórtico plano e pilar retangular com rigidez equivalente.....	22
Figura 8 – Pilares contraventados e pilares ou elementos de contraventamento.....	25
Figura 9 – Elementos de contraventamento verticais.....	26
Figura 10 – Sistemas tubo e tubo em tubo.....	27
Figura 11 – Modelo com pórticos planos associados.....	28
Figura 12 – Isopletas da velocidade básica v_0 (m/s)	36
Figura 13 – Fator topográfico S_1	37
Figura 14 – Coeficiente de Arrasto (C_a) para edificações com Planta Retangular e vento de baixa turbulência.....	43
Figura 15 – Coeficiente de Arrasto (C_a) para edificações com Planta Retangular e vento de alta turbulência.....	44
Figura 16 – Situação do edifício modelo em relação ao terreno.....	46
Figura 17 – Planta Baixa de Locação de Vigas e Pilares.....	47
Figura 18 – Esquema estático do problema: Combinação última considerando o vento como uma ação acidental secundária.....	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Combinações de Ações no Estado Limite Último ($\gamma_n = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$).....	31
Tabela 2 – Valores do Coeficiente γ_{f2}	31
Tabela 3 – Combinações últimas.....	33
Tabela 4 – Combinações de serviço.....	34
Tabela 5 – Parâmetros Meteorológicos para o Fator S_2	40
Tabela 6 – Fator S_2	41
Tabela 7 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	42
Tabela 8 – Determinação da carga do vento para cada pavimento.....	49
Tabela 9 – Determinação do deslocamento horizontal para a estrutura em estudo: Combinação última considerando o vento como uma ação acidental secundária.....	52
Tabela 10 – Determinação da carga vertical total N_k	54
Tabela 11 – Determinação do $\Delta M_{tot,d}$ para a primeira combinação.....	55
Tabela 12 – Determinação do deslocamento horizontal para a estrutura em estudo: Combinação última considerando o vento como uma ação acidental secundária.....	57
Tabela 13 – Determinação do $\Delta M_{tot,d}$ considerando a não-linearidade física.....	57

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

NLF Não-linearidade Física

NLG Não-linearidade Geométrica

v_0 Velocidade básica do vento

S_1 Fator topográfico

S_2 Fator relativo à rugosidade do terreno e às dimensões da edificação

S_3 Fator estatístico

γ_z Coeficiente de instabilidade

α Parâmetro de instabilidade

F_a Força de arrasto do vento

q Carga do vento

C_a Coeficiente de arrasto do vento

V_k Velocidade característica do vento

V_0 Velocidade básica do vento

$F_{h,d}$ Força horizontal de cálculo

N_k Carga vertical total

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	11
2. OBJETIVOS	11
2.1 OBJETIVO GERAL.....	11
2.2 OBJETIVO ESPECÍFICO.....	12
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	12
3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL	13
3.1.1 Análise linear	14
3.1.2 Análise não-linear	15
3.1.2.1 Não-linearidade Física.....	16
3.1.2.2 Não-linearidade Geométrica.....	18
3.2 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....	20
3.2.1 Parâmetro de instabilidade α	21
3.2.2 Parâmetro de instabilidade γ_z	23
3.3 PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONTRAVENTAMENTO PARA ABSORVER OS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....	25
3.4 ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS	27
3.5 AÇÕES A CONSIDERAR.....	29
3.5.1 Valores de Cálculo	30
3.5.2 Combinações de ações	32
3.5.2.1 Combinações últimas.....	32
3.5.2.2 Combinações de serviço	34
3.6 AÇÕES DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES.....	35
3.6.1 Determinação da velocidade do vento	35
3.6.1.1 Fator topográfico S_1	36
3.6.1.2 Fator S_2 : rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno	38
3.6.1.3 Fator estático S_3	41

3.6.2 Força de arrasto e coeficiente de arrasto.....	43
4. METODOLOGIA.....	45
5. ESTUDO DE CASO: EDIFÍCIO MODELO	46
5.1 DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO MODELO	46
5.2 DETERMINAÇÃO DA CARGA DO VENTO PARA A EDIFICAÇÃO	48
5.2.1 Carga do Vento	48
5.3 DETERMINAÇÃO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL DEVIDO AO VENTO ...	49
5.3.1 Combinações de ações	50
5.4 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA	52
5.4.1 Parâmetro de instabilidade α	52
5.4.2 Coeficiente γ_z	54
5.4.2.1 Consideração da Não-linearidade Física	55
6. CONCLUSÕES	57
REFERÊNCIAS	58

1. INTRODUÇÃO

Nos dias atuais, e em especial nos grandes centros urbanos, a busca pela moradia se torna uma tarefa cada vez mais difícil. Um dos principais fatores é devido a escassez de locais para se construir tendo em vista o aumento populacional nestas localidades. Contudo, a solução vem sendo o aumento do número de pavimentos dos edifícios, os quais se tornam cada vez mais altos e esbeltos. Desta forma, a avaliação dos efeitos do vento, principalmente dos efeitos de segunda ordem por ele causados, torna-se ainda mais importante.

A melhoria no processo de moagem e introdução de aditivos na mistura do concreto tem permitido estruturas com maiores vãos e cada vez mais estreitas. Porém, a engenharia civil exige que as estruturas sejam obrigatoriamente funcionais e seguras, existindo para isso uma busca por otimização de materiais e arquiteturas cada vez mais harmoniosas (FELIPE, 2014).

Deve-se, portanto, analisar os riscos que a esbeltez traz à edificação e qual a consequência para a estrutura com o aumento do número de pavimentos. Logo, torna-se necessária o estudo dos efeitos de segunda ordem através de uma análise global, proporcionando uma maior segurança para as edificações e garantido sua estabilidade global durante a sua vida de projeto.

No item 15.5 da ABNT NBR 6118 (2014), a mesma apresenta dois processos aproximados para a dispensa da consideração dos efeitos globais de segunda ordem, são eles: o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , os quais serviram como base para verificação da estabilidade global da estrutura em estudo.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar o comportamento global, através das recomendações do capítulo 15 da ABNT NBR 6118 (2014); de uma estrutura em concreto armado a partir de um projeto proposto calculando os esforços resultantes das ações verticais e horizontais que podem comprometer a sua estabilidade global.

2.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

Calcular a carga do vento e a força de arrasto, para cada nível, atuante na estrutura de acordo com o prescrito na ABNT NBR 6123:1988;

Determinar o deslocamento horizontal devido ao vento, utilizando a associação de pórticos em série, o qual é um modelo bidimensional de análise.

Averiguar, através do parâmetro de instabilidade α , e do coeficiente γ_z se a estrutura em análise é de nós fixos ou de nós móveis;

Analisar a estrutura quanto a verificação de nós fixos ou de nós móveis levando em consideração de maneira aproximada a não-linearidade física.

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Wordell (2003, p. 13 Apud Ribeiro, 2010), sobre a estabilidade global, afirma que:

[...] hoje, nas grandes cidades, a escassez e o custo elevado de espaço fizeram com que os projetos arquitetônicos buscassem utilizar totalmente a pouca área horizontal existente e maximizassem a altura das edificações.

Com este aumento significativo na altura das edificações, a atenção não deve ser dada apenas às cargas verticais nos pilares, mas também, à instabilidade global da edificação, de tal forma que os pilares possam resistir aos esforços horizontais.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos que comprometam a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço, permitindo, desta forma, estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, seja em uma parte ou em toda a estrutura.

A verificação da estabilidade global é um pressuposto de grande importância na elaboração de projetos de edifícios de concreto armado, a qual se destina garantir a segurança da estrutura perante o estado limite último de instabilidade, situação esta que significa a perda da capacidade resistente da estrutura devido ao aumento das deformações.

A verificação da estabilidade global de edifícios de concreto armado pode ser realizada calculando-se os chamados coeficientes de parâmetros de estabilidade global. Para que se tenha um bom entendimento desses parâmetros se faz necessário fazer uma análise não linear do concreto.

Moura (2011) diz que ao iniciar a análise de uma estrutura, deve-se escolher qual o tipo de análise deverá ser utilizada em função do comportamento dos materiais constituintes e as limitações relacionadas às hipóteses adotadas. Portanto, os métodos de análise estrutural podem ser divididos em análise linear e não-linear.

3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

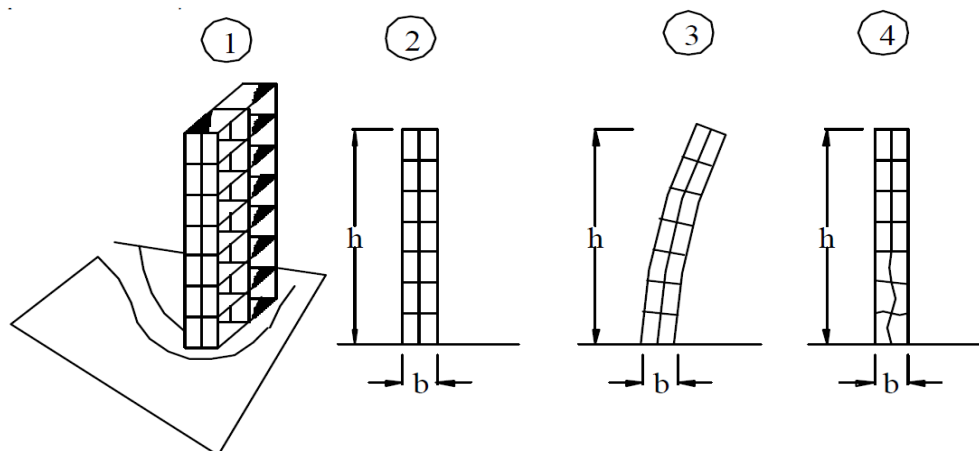
Segundo Fontes (2005), para que seja possível equacionar o problema de análise estrutural de um edifício, é necessário, anteriormente, idealizar o comportamento dos materiais que o constituirão. O autor ainda cita que o tipo de análise a ser utilizado, quanto ao comportamento do material adotado, depende principalmente do estado limite a ser verificado e da complexidade da estrutura em questão.

Os esforços calculados a partir da geometria inicial da estrutura são chamados efeitos de primeira ordem (consideração da análise linear), enquanto que os provenientes da análise na posição deformada da estrutura são chamados de efeitos de segunda ordem (consideração da análise não-linear geométrica).

De acordo com o item 15.4.1 da ABNT NBR 6118:2014, os efeitos de segunda ordem podem ser divididos em efeitos globais, locais e localizados de segunda ordem. Ainda de acordo com esse item, sob efeito da ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente originando esforços de segunda ordem dos quais oriunda os efeitos globais de segunda ordem.

Carvalho e Pinheiro (2009) afirma que nas barras da estrutura os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de segunda ordem. Porém, em pilares-parede, simples ou compostos, pode-se ter uma região que apresenta não-retilineidade maior quanto a do pilar como um todo, fazendo aparecer nestas regiões efeitos de segunda ordem maiores, chamados de efeito de segunda ordem localizados, como podemos observar as representações das possibilidades de instabilidade devido aos efeitos globais de segunda ordem e os efeitos locais de segunda ordem na Figura 1.

Figura 1. Esquema estrutural de prédio alto: 1) perspectiva esquemática; 2) estrutura verticalmente indeformada; 3) edificação sujeita a instabilidade global; 4) instabilidade local de pilares centrais inferiores.

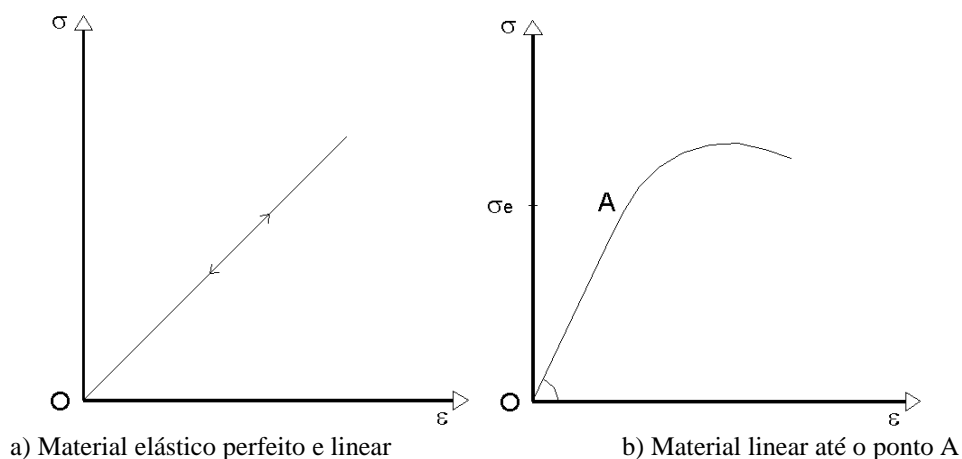


Fonte: (Carvalho, 2009)

3.1.1 Análise linear

A elasticidade de um material está relacionada à sua disposição de voltar à sua forma inicial após ter sido submetido a deformações advindas de ações externas, com posterior alívio de carregamento, conforme apresenta a Figura 2(a). Na análise linear considera-se que haja uma constante proporcionalidade na relação entre tensões e deformações, ou seja, que os materiais tenham um comportamento elástico-linear, existindo para cada constante de proporcionalidade um valor característico. Essa constante é chamada de módulo de elasticidade e foi introduzida pela primeira vez pelo cientista inglês Robert Hooke (1635-1703), a qual é expressa pela tangente do ângulo que a reta AO forma com o eixo das deformações, sendo conhecida como Lei de Hooke, de acordo com a Figura 2(b).

Figura 2 - Diagrama tensão versus deformação.



Fonte: Fontes, (2005)

FUSCO (1976 Apud Fontes, 2005) define uma estrutura de comportamento linear como aquela em que os efeitos são obtidos como uma combinação linear e homogênea das causas e que tal estrutura precisa ser constituída de um material perfeitamente elástico, devendo possuir uma geometria que permita que ela seja analisada com uma teoria de primeira ordem. Isso implica em dizer que as rotações dos elementos da estrutura podem ser desprezadas em relação à configuração inicial da estrutura, procedendo-se, desta forma, a análise estrutural com base na configuração indeformada da estrutura.

A análise linear é geralmente empregada na verificação dos estados limites de serviço, sendo utilizada para verificações de estado limite último somente em situações que se possa garantir a ductilidade dos elementos estruturais Fontes (2005).

De acordo com ABNT NBR 6118:2014 no item 14.5.2 à análise linear:

“Admite-se comportamento elástico-linear para os materiais.

Na análise global, as características geométricas podem ser determinadas pela seção bruta de concreto dos elementos estruturais. Em análises locais para cálculo dos deslocamentos, na eventualidade da fissuração, esta deve ser considerada.

Os valores para o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson devem ser adotados de acordo com o apresentado em 8.2.8 e 8.2.9, devendo, em princípio, ser considerado o módulo de elasticidade secante E_{cs} .

Os resultados de uma análise linear são usualmente empregados para a verificação de estados limites de serviço.

Os esforços solicitantes decorrentes de uma análise linear podem servir de base para o dimensionamento dos elementos estruturais no estado-limite último, mesmo que esse dimensionamento admita a plastificação dos materiais, desde que se garanta uma ductilidade mínima às peças. ”

3.1.2 Análise não-linear

Na verificação da estabilidade podem surgir casos em que a ruína, por perda de estabilidade, ocorra com solicitações bastantes afastadas do regime elástico. Nestes casos, os cálculos feitos em regime elástico podem fornecer resultados contra a segurança. Carmo (1995)

cita que a realização de uma análise não-linear de uma estrutura considera o comportamento não linear dos materiais e inclui, quando necessário, os efeitos de segunda ordem.

Moncayo (2011) afirma que na engenharia de estruturas existem basicamente três tipos de não-linearidades que podem gerar um comportamento não-linear à medida que o carregamento é aplicado: não-linearidade física, não-linearidade geométrica e a não-linearidade de contato. Segundo PROENÇA (2010 Apud Moncayo, 2011), em projetos de edifícios de concreto armado moldados no local, consideram-se somente as não-linearidades física e geométrica, já que a não-linearidade de contato não é comum, pois se trata de alterações nas condições de contorno (apoio, engaste) durante o processo de deformação da estrutura, ou seja, vínculos inicialmente inexistentes podem passar a existir, ou então, vínculos inicialmente existentes podem desaparecer. Por outro lado, forças inicialmente prescritas, externamente aplicadas ao contorno, podem ter sua ação alterada em função do processo de deformação da estrutura.

Na ABNT NBR 6118:2014, no item 14.5.5 encontra-se as seguintes considerações a respeito da análise não-linear:

“Na análise não linear considera-se o comportamento não linear geométrico e dos materiais.

Toda a geometria da estrutura, bem como todas as suas armaduras, precisam ser conhecidas para que a análise não linear possa ser efetuada, pois a resposta da estrutura depende de como ela foi armada.

Condições de equilíbrio, de compatibilidade e de ductilidade devem ser necessariamente satisfeitas. Análises não lineares podem ser adotadas tanto para verificações de estados-limites últimos como para verificações de estados-limites de serviço.

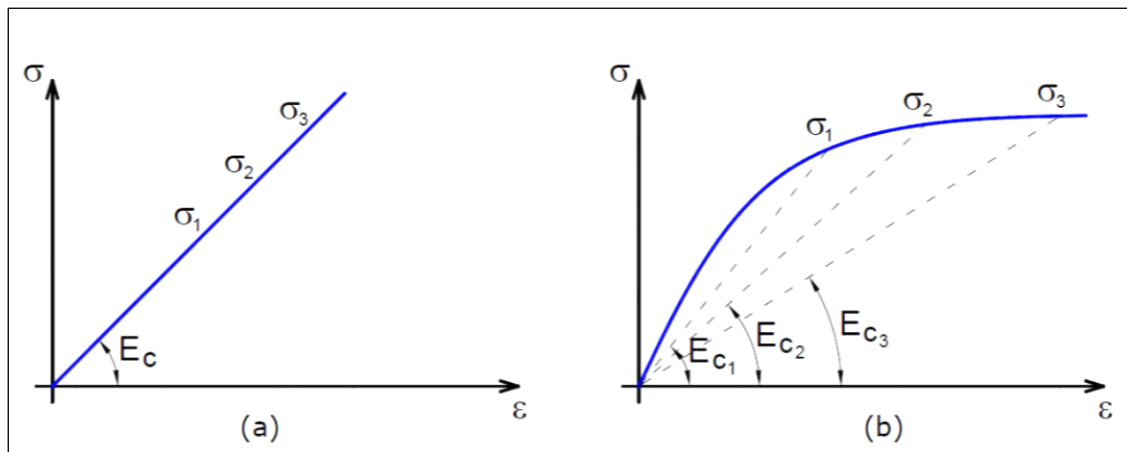
Para análise de esforços solicitantes no estado-limite último, os procedimentos aproximados definidos na Seção 15 podem ser aplicados.”

3.1.2.1 Não-linearidade Física

Quando se refere a não-linearidade física, considera-se a que é causada pelo comportamento do material, que neste caso é o concreto armado. Os efeitos da fissuração, da fluência, do escoamento da armadura, todos eles conferem ao concreto armado um comportamento não-linear (PINTO, 1997 Apud Moncayo, 2011).

Observando a Figura 2(a) o diagrama mostra que a relação tensão-deformação é linear, na qual para qualquer proporção de tensão a reação do concreto é a mesma, ou seja, o módulo de elasticidade é constante. Por outro lado, na Figura 2(b), o diagrama é relativo a um comportamento não-linear, onde, pode-se verificar o comportamento diferente do primeiro, pois para cada valor de tensão a resposta do concreto não é a mesma tendo em vista haver um módulo de elasticidade respectivo para cada tensão, ou seja o módulo de elasticidade não é constante. Ressalta-se ainda que na Figura 2(b) foi tratado apenas do módulo de elasticidade, não destacando o ângulo formado entre o gráfico e a abscissa, ângulo esse que seria $Arctg E_c$.

Figura 3. Diagrama tensão-deformação do concreto: (a) linear; (b) não-linear.



Fonte: Moncayo (2011)

Um método bastante simples para a análise da não linearidade física, previsto na ABNT NBR 6118:2014, consiste em considerar redução na rigidez das seções dos elementos da estrutura.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, para a análise dos esforços globais de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci}I_c$ (1)
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci}I_c$ para $As' \neq As$ (2)
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci}I_c$ para $As' = As$ (3)
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci}I_c$ (4)
- Vigas e Pilares com $\gamma_z < 1,3$: $(EI)_{sec} = 0,7 E_{ci}I_c$ (5)

Onde

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto,

EI é o módulo de elasticidade do concreto.

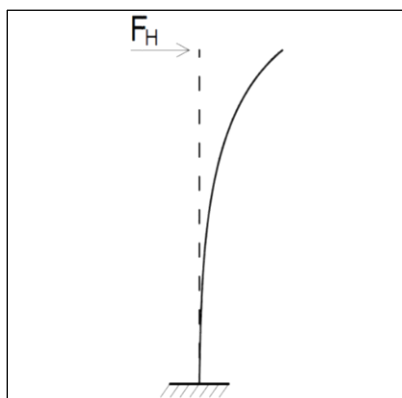
A Norma ainda ressalta, que esses valores de rigidez são aproximados, não podendo ser adotados na avaliação de esforços locais de segunda ordem.

3.1.2.2 Não-linearidade Geométrica

Giongo (2007), afirma que nos edifícios em concreto armado a atuação simultânea das ações verticais e horizontais provocam inevitavelmente, descolamentos laterais dos nós da estrutura, ou seja, trata-se da não linearidade-geométrica.

Ao se referir sobre a não-linearidade geométrica, está sendo considerada aquela decorrente da mudança da geometria da estrutura, isto é, está se levando em consideração o deslocamento da mesma no espaço. Na Figura 4 pode-se observar um modelo gráfico de uma estrutura (linha pontilhada) a qual representa uma barra vertical engastada na base e livre no topo, ao deslocar-se devido está submetida a uma ação horizontal no topo, fica na posição da linha contínua.

Figura 4. Barra vertical com mudança de posição no espaço.

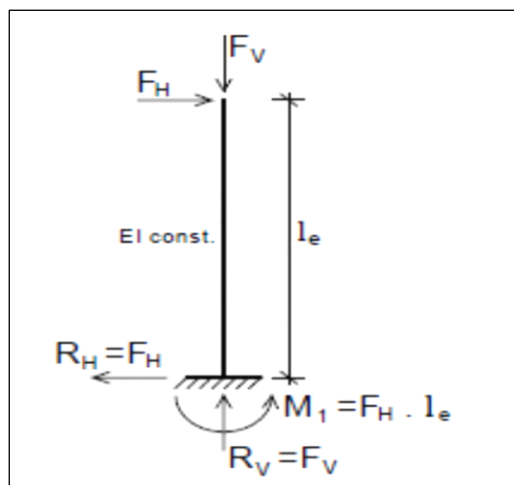


Fonte: Moncayo (2011)

Analisando a estrutura em seu estado de equilíbrio, na posição indeformada, observa-se que tal situação gera reações na base da mesma, as quais uma delas é o momento fletor de

primeira ordem, que é assim chamado devido ao fato do mesmo ter surgido na análise de equilíbrio da estrutura indeformada, conforme apresenta a Figura 5.

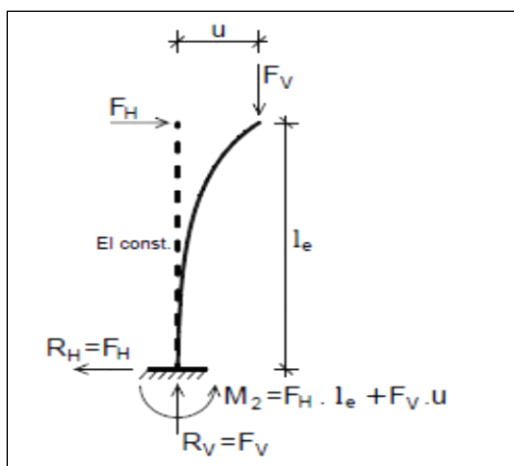
Figura 5. Reações na Barra Vertical Indeformada.



Fonte: Moncayo (2011)

Considerando que a estrutura, devido a ações laterais (vento), tenha sofrido deformações, ou melhor, deslocamento horizontal no espaço e conseqüentemente aparecimento de excentricidades nas cargas verticais recebidas pelos pilares, surgirá na base da mesma, solicitações (momentos) que não existiam anteriormente. Estes momentos fletores são considerados de segunda ordem, pois surgiram através da análise da estrutura em seu estado deformado, como está ilustrado na Figura 6. Assim sendo, a não linearidade geométrica da estrutura só estará sendo considerada caso esses momentos de segunda ordem sejam levados em consideração na análise da estrutura.

Figura 6. Reações na barra vertical deformada



Fonte: Moncayo (2011)

3.2 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, no item 15.4.2, as estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, de nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem. Ainda de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, as estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados.

Moncayo (2011) faz duas observações: as estruturas de nós fixos na realidade não são realmente fixas, elas são deslocáveis, porém, possuem deslocamentos horizontais muito pequenos, que podem ser desprezados; e as estruturas de nós móveis não são estruturas que se movimentam de forma significativa, mas diferentemente das de nós fixos, seus deslocamentos precisam ser considerados no cálculo dos esforços.

Na análise de estabilidade global que trata a estrutura como um todo, o valor representativo do módulo de deformação secante é dado conforme o item 8.2.8 da ABNT NBR 6118:2014, o qual diz que o módulo de elasticidade (E_{ci}) deve ser obtido seguindo o método de ensaio indicado na ABNT NBR 8522, sendo considerado nesta norma o módulo de deformação tangente inicial, obtido aos 28 dias de idade, e quando não forem feitos ensaios. Pode-se determinar o valor do módulo de elasticidade inicial usando as expressões a seguir:

$$E_{ci} = \alpha_e * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 20MPa a 50MPa} \quad (6)$$

$$E_{ci} = 21,5 \times 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 55MPa a 90MPa} \quad (7)$$

Sendo

$$\alpha_E = 1,2 \quad \text{para basalto e diabásio}$$

$$\alpha_E = 1,0 \quad \text{para granito e gnaisse}$$

$$\alpha_E = 0,9 \quad \text{para calcário}$$

$$\alpha_E = 0,7 \quad \text{para arenito}$$

Onde:

E_{ci} e f_{ck} são dados em (MPa).

Para se obter o módulo de deformação secante pode ser utilizado o método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, ou estimado pela expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (8)$$

Sendo,

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

A ABNT NBR 6118:2014 no seu item 15.5.1 cita dois processos aproximados que podem ser utilizados para verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem para indicar se a estrutura pode ser classificada como de nós fixos, os quais serão vistos a seguir.

3.2.1 Parâmetro de instabilidade α

De acordo com Carmo (1995) o coeficiente de instabilidade ou parâmetro de instabilidade α , foi inicialmente idealizado por BECK & KONIG (1966) como uma grandeza de referência para avaliação da rigidez horizontal da estrutura.

O parâmetro α , segundo Moncayo (2011), é uma maneira de avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto, contudo não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem, pois a estrutura é considerada um meio elástico e, portanto, não se leva em conta a fissuração dos elementos.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 15.5.2, uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , conforme a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{(N_K / (E_{cs} I_c))} \quad (9)$$

Sendo,

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

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

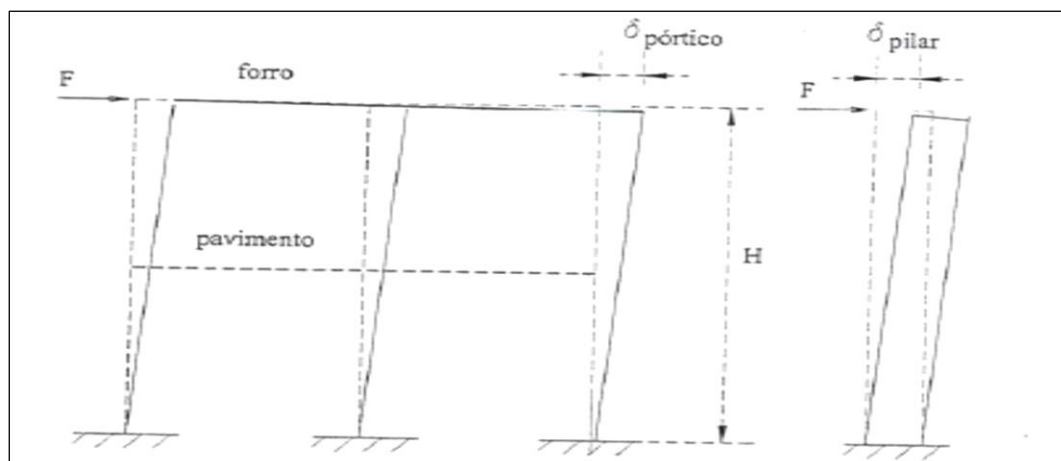
Onde:

- n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um 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 de H_{tot}), com seu valor característico;
- $EcsIc$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.
- O valor-limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios.
- 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 $\alpha_1 = 0,5$.

A referida norma ainda cita que no caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão EI de um pilar equivalente de seção constante.

Carvalho (2009) diz que é usual considerar o conjunto de vigas e pilares comportando-se como um pórtico, mas se faz necessário definir para um determinado pórtico um pilar equivalente, ou seja, um pilar que tenha a mesma rigidez do pórtico. Para se encontrar o valor EI de um pilar equivalente deve-se admitir que no pórtico atue uma força horizontal igual a F , em seguida calcula-se o deslocamento ($\delta_{pórtico}$) do topo da estrutura decorrente desta força, como pode ser visto na Figura 7.

Figura 7. Pórtico plano e pilar retangular com rigidez equivalente.



Fonte: Carvalho (2009)

Depois de calculado o deslocamento, toma-se como modelo da estrutura em análise, um pilar de mesma altura desta, engastado na base, livre na outra extremidade e sujeito a mesma força horizontal F do pórtico. Têm-se que o deslocamento $\delta_{\text{pilar}} = \delta_{\text{pórtico}}$. Logo, o deslocamento horizontal do pilar no topo é dado por:

$$\delta_{\text{pórtico}} = \frac{F H^3}{3(EI)_{\text{pilar}}} \quad (12)$$

Igualando as duas deformações obtém-se a expressão da rigidez equivalente do pilar:

$$(EI)_{\text{pilar}} = \frac{F H^3}{3 \delta_{\text{pórtico}}} \quad (13)$$

3.2.2 Parâmetro de instabilidade γ_z

Carmo (1995), sobre o parâmetro de instabilidade γ_z , afirma que:

“O parâmetro γ_z surgiu do empenho de pesquisadores em obter um método mais simples de se detectar se a estrutura é de nós móveis ou fixos, sem ter que realizar uma análise de segunda ordem, além de estimar, com boa aproximação, os esforços de segunda ordem, quando relevantes. Com a intenção de simplificar o processo de obtenção dos esforços de segunda ordem, uma vez detectada a sensibilidade da estrutura ao movimento lateral, Franco & Vasconcelos (1991) apresentaram o parâmetro γ_z como um coeficiente majorador dos esforços globais de primeira ordem para obter os esforços finais que incluem os de segunda ordem.”

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, no item 15.5.3, o coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez vistos no item 3.1.2.1 deste trabalho nas equações de 1 a 5.

O valor de γ_z , segundo a norma, para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M1_{tot,d}}} \quad (14)$$

Onde:

- $M1_{tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da 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;
- Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$, e de nós móveis se $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o limite do coeficiente γ_z é 1,30, e que valores acima disso revelam que a estrutura possui um grau de instabilidade elevado, o que significa que é uma estrutura instável e impraticável. Valores inferiores a 1,0, ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável.

Moncayo (2011) afirma que, em relação aos esforços obtidos com o γ_z , percebeu-se que para valores entre 1,15 e 1,20 começam a aparecer diferenças de 3% contra a segurança, acima de 1,20 as diferenças tendem a aumentar para mais de 5%, e para γ_z superior a 1,30 aparecem diferenças da ordem de 7% contra a segurança.

Pinto (1997 apud Moncayo 2011) concluiu que valores superiores a 1,20 devem ser evitados, e chegou a essa conclusão comparando os valores de γ_z aos resultados obtidos com um método que considera a NLG de maneira mais refinada, através de alterações incrementais na matriz de rigidez.

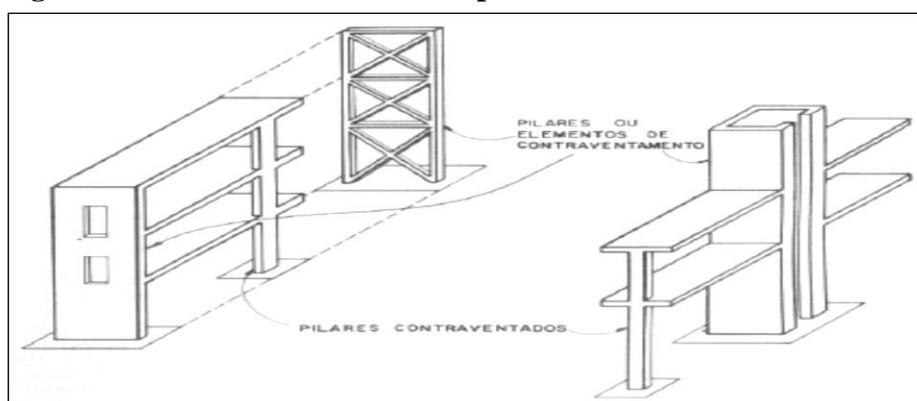
De acordo com o item 15.7.2 da ABNT NBR 6118:2014, pode-se utilizar o valor de γ_z para estimar os esforços finais (1ª + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$.

O coeficiente γ_z só pode ser utilizado para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Moncayo (2011) afirma que tal limitação se deve ao fato que, abaixo de quatro andares, ainda não se sabe qual o coeficiente redutor da rigidez de pilares deve ser utilizado para a consideração da NLF de forma aproximada. Cita ainda outro motivo, o qual afirma que o cálculo do γ_z pressupõe estruturas com pavimentos tipos idênticos e regularidade dos elementos estruturais de um piso ao outro, regularidade essa que é menos comum em edifícios com até quatro pavimentos.

3.3 PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONTRAVENTAMENTO PARA ABSORVER OS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.

Frequentemente os pilares dos edifícios são divididos em duas categorias, pilares contraventados e pilares de contraventamento, conforme apresenta a Figura 8. O primeiro grupo corresponde aos elementos estruturais que são equilibrados, a nível global, pelas peças de contraventamento. O segundo grupo compõe-se de elementos que são suficientemente resistentes os quais garantem a estabilidade global do edifício.

Figura 8. Pilares contraventados e pilares ou elementos de contraventamento.



Fonte: Fusco (1981)

A ABNT NBR 6118:2014 faz a seguinte definição de estruturas de contraventamento:

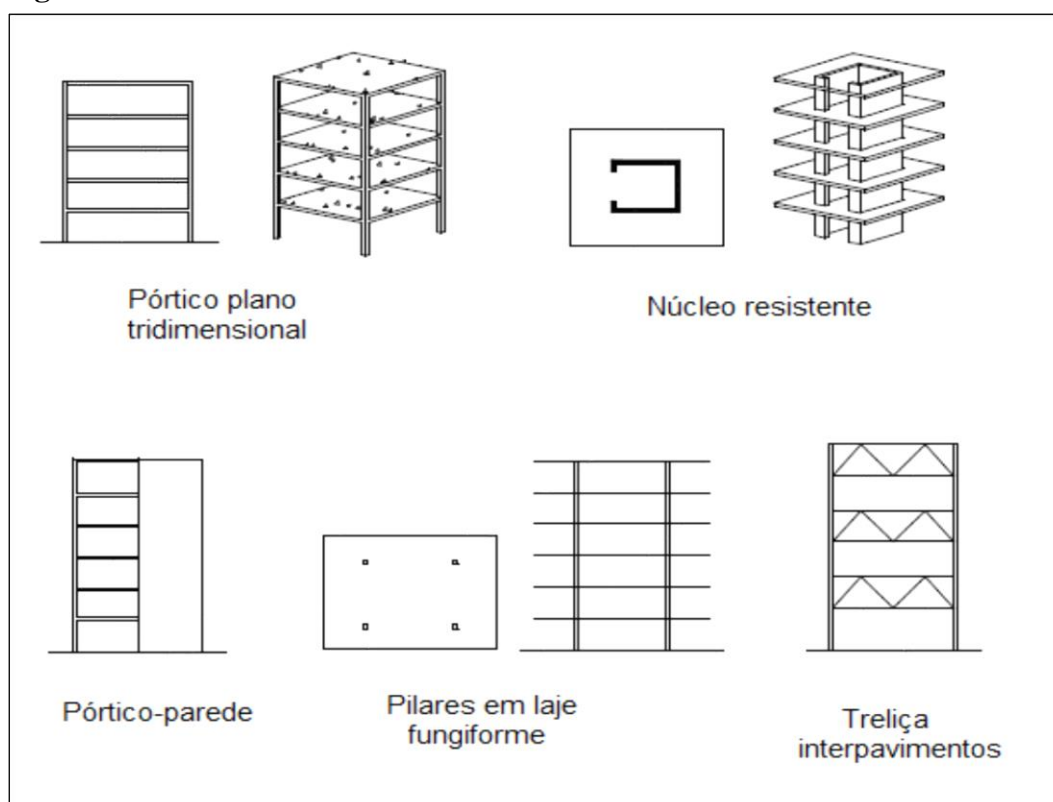
“Por conveniência de análise, é possível identificar dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento. Os elementos que não participam da subestrutura de contraventamento são chamados elementos contraventados.

Segundo Fusco (1981), nos edifícios correntes não é recomendável que todos os pilares participem do sistema estrutural que se admite como responsável pela estabilidade global da estrutura e pela resistência às ações horizontais atuantes, pois, caso isso fosse admitido, o projeto seria em geral excessivamente trabalhoso, com resultados reais de precisão duvidosa, em virtude da complexidade das estruturas assim consideradas.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, no arranjo estrutural é muito importante dispor os elementos estruturais de forma a proporcionarem aumento de rigidez em direções críticas a estes conjuntos de elementos.

Moura (2011) cita que os principais elementos de uma estrutura que mantem esta rigidez podem ser divididos em pórticos planos ou tridimensionais (principais elementos que distribuem as cargas verticais do edifício a fundação), painéis treliçados, pilares isolados, núcleos (aumentam a rigidez da estrutura tanto lateral como torcional) e painéis paredes, também conhecidos como *shear walls*. Algumas destas subestruturas de contraventamento podem ser vistas na Figura 9.

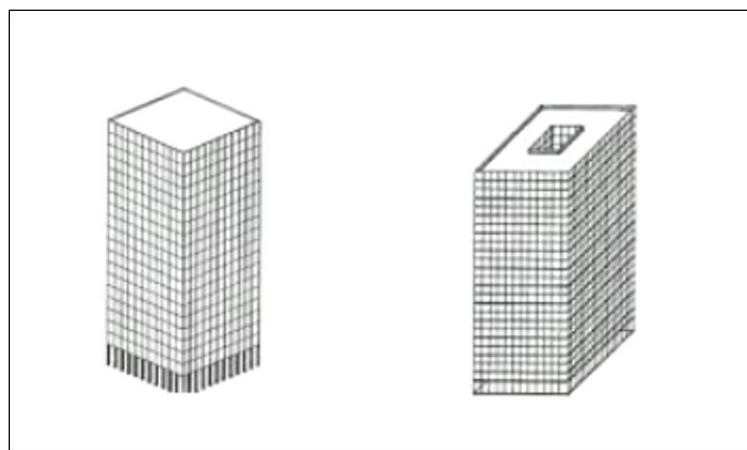
Figura 9 - Elementos de contraventamento verticais



Fonte: Pereira (2000 Apud Moura 2011)

Existem, entretanto, outros sistemas de arranjos estruturais para servirem como estruturas de contraventamento, como por exemplo, as caixas de escadas de emergência devidamente posicionadas, o sistema em tubo em que as paredes do edifício são rígidas tendo apenas como vazios as aberturas de janelas, e ainda o sistema tubo em tubo - nada mais é que uma adaptação do sistema em tubo e que é normalmente utilizado para obras de arte com mais de 50 andares. Esses dois sistemas podem ser vistos na Figura 10.

Figura 10 - Sistemas tubo e tubo em tubo.



a) sistema em tubo

b) sistema tubo em tubo

Fonte: Moura (2011)

3.4 ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS

Ao efetuar-se a análise das ações globais de um edifício é necessário a aplicação de um modelo de cálculo que possibilite determinar a rigidez associada ao conjunto de elementos que compõem a estrutura do mesmo.

Moura (2011) diz que a forma mais exata para o cálculo da rigidez equivalente é utilizando modelos tridimensionais que, atualmente, estão cada vez mais viáveis devido à evolução e diminuição do custo dos programas computacionais e menor requisito de equipamentos para sua utilização. Porém, para o cálculo da ação lateral do vento em estruturas formadas por vários pórticos, Carvalho (2009) afirma que em algumas situações para simplificar o processo de cálculo é possível considerar o vento atuando em uma associação de pórticos em série.

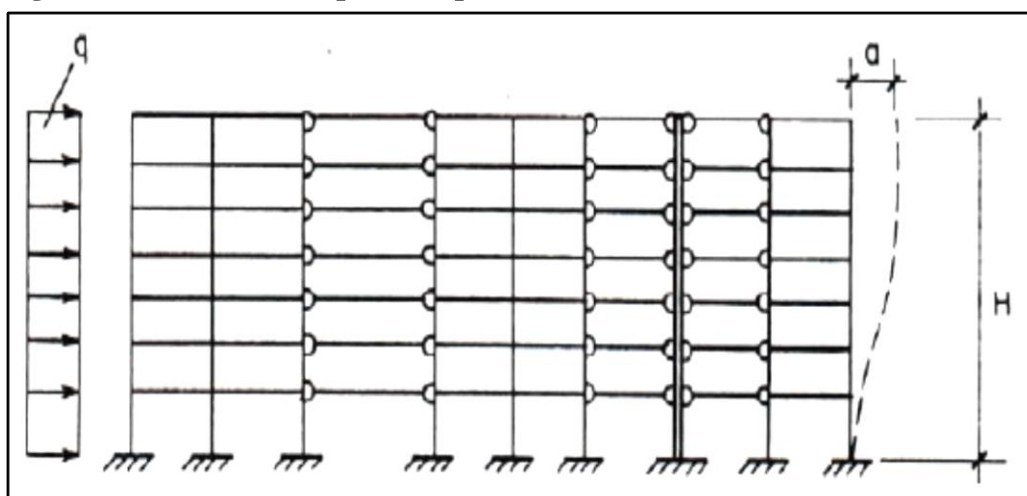
Giongo (2007), sobre a associação de pórtico, afirma que:

“O processo consiste na associação plana de painéis, do mesmo modo como se procede para a determinação dos esforços solicitantes no

edifício quando submetido a ações horizontais. Todos os pórticos e pilares-parede que contribuem para o contraventamento na direção analisada são posicionados sequencialmente num plano e interligados em cada pavimento por barras rotuladas em suas extremidades, as quais simulam a presença das lajes atuando como um diafragma rígido. Essas barras rotuladas, como também todas as vigas, devem ser consideradas no modelo com elevada área de seção transversal, para que não ocorra deformação axial nas mesmas, o que ocasionaria deslocamentos diferentes ao longo de uma mesma linha horizontal da associação, ou seja, em pontos de um mesmo pavimento, o que pela hipótese do diafragma rígido não aconteceria. Para as vigas, os momentos de inércia utilizados devem ser os reais.”

A Figura 11 apresenta uma associação plana de pórticos.

Figura 11 - Modelo com pórticos planos associados



Fonte: Concreto armado: projeto estrutural de edifícios (GIONGO, 2007).

O modelo representado por pórticos planos, segundo Moura (2011), resulta em valores de rigidez equivalente próximos ao modelo tridimensional, e que seus resultados estão a favor da segurança, pois o módulo de rigidez equivalente calculado pela associação plana de pórticos terá valor menor do que o calculado pelo modelo tridimensional, com contraventamento em direções ortogonais, sendo muito empregado no meio técnico por ser menos trabalhoso.

3.5 AÇÕES A CONSIDERAR

A ABNT NBR 8681:2002, define ações como sendo as causas responsáveis pelo aparecimento de deformações ou esforços solicitantes nas estruturas e que, do ponto de vista prático, as forças e as deformações causadas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações.

A ABNT NBR 6118:2003 prescreve que, as ações que podem atuar de forma simultânea em uma estrutura devem ser combinadas de tal maneira que permita determinar os efeitos mais desfavoráveis atuantes nela e que as combinações devem ser realizadas com os valores de cálculo das solicitações, os quais são obtidos através dos valores característicos multiplicados por os respectivos coeficientes de ponderação γ_f .

Os índices do coeficiente de ponderação, segundo Giongo (2007), são alterados de forma que resultem γ_g , γ_q , γ_p , γ_e , relativos, respectivamente, as ações permanentes, ações variáveis, protensão e para os efeitos de deformações impostas. Os seus valores são empregados de acordo com o tipo de combinação feita.

A ABNT NBR 8681:2002 classifica as combinações das ações em: combinações últimas normais, combinações de construção ou últimas especiais e combinações últimas excepcionais. As combinações consideradas normais são aquelas inerentes às ações oriundas do uso da construção (para edifícios, ações permanentes e variáveis); já as combinações de construção ou últimas especiais introduzem as ações variáveis especiais, cujos seus efeitos são bastantes superiores comparados com os dos produzidos pelas ações variáveis comuns da edificação (no caso de edifícios, o vento); as combinações excepcionais vêm da necessidade de se considerarem as ações excepcionais que ocasionem efeitos catastróficos como por exemplo, abalos sísmicos.

Para a averiguação dos estados limites a ABNT NBR 6118:2014 prescreve o seguinte texto:

As ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser:

- a) os valores característicos;
- b) valores convencionais excepcionais, que são os valores arbitrados para as ações excepcionais;
- c) valores reduzidos em função da combinação de ações como:

-verificações de estados-limites últimos, quando a ação considerada combina com a ação principal. Os valores reduzidos são determinados a partir dos valores característicos pela

expressão $\psi_0 F_k$, que considera muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes;

-verificações de estados-limites de serviço. Estes valores reduzidos são determinados a partir dos valores característicos pelas expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, que estimam valores frequentes e quase permanentes, respectivamente, de uma ação que acompanha a ação principal.

3.5.1 Valores de cálculo

Os valores de cálculo F_d das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f obtido pela seguinte expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (15)$$

Sendo

γ_{f1} considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} considera a simultaneidade de atuação das ações;

γ_{f3} considera os desvios gerados nas construções, não explicitamente considerados, e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações.

Ainda de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, para elementos estruturais esbeltos críticos para a segurança de estrutura, como pilares e pilares paredes com espessura inferior a 19 cm e lajes em balanço com espessura inferior a 19 cm, os esforços solicitantes de cálculo devem ser multiplicados pelo coeficiente de ajustamento γ_n . Giongo (2007) diz que esta correção se deve ao aumento da probabilidade de ocorrência de desvios relativos e falhas na construção.

Os valores-base dos coeficientes de ponderação das ações no estado limite último (ELU) para verificação são os apresentados na Tabela 1, para $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ e na Tabela 2 para γ_{f2} .

Tabela 1. Combinações de Ações no Estado Limite Último ($\gamma_n = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$)

Combinações de Ações	Ações							
	Permanentes (γ_g)		Variáveis (γ_q)		Protensão (γ_p)		Recalque de Apoio e retração	
	D ¹⁾	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde:

D é desfavorável, F é favorável e T é temporária

1) Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: Tabela 11.1 da ABNT NBR 6118:2014 (tabela adaptada).

Tabela 2. Valores do Coeficiente γ_f

Ações		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média - anual local	0,6	0,5	0,3

1) Edifícios residenciais

2) Edifícios comerciais, de escritórios e edifícios públicos.

Fonte: Tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014 (tabela adaptada).

Os valores das Tabelas 1 e 2 podem ser modificados em casos especiais conforme a ABNT NBR 8681. O valor do coeficiente de ponderação de cargas permanentes de mesma origem, em um dado carregamento, deve ser igual ao longo de toda a estrutura. A única exceção é o caso da verificação da estabilidade como corpo rígido.

Para os coeficientes de ponderação das ações no estado-limite de serviço (ELS) a ABNT NBR 6118:2014 afirma que em geral a obtenção do mesmo é dado pela expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (16)$$

Onde:

γ_{f2} tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer;

$\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

3.5.2 Combinações de ações

A NBR 6118:2014 diz que um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período determinado.

A combinação das ações deve ser realizada para a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, e aos estados limites de serviços de forma que possam ser obtidos os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Ou seja, deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço respectivamente para cada verificação de estados limites últimos e de serviços.

3.5.2.1 Combinações últimas

Uma combinação última pode ser classificada como normal, especial ou de construção e excepcional.

a) Combinações últimas normais

Segundo a ABNT NBR 8681:2002, para cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.

b) Combinações últimas especiais ou de construção

Em cada combinação devem ser consideradas as ações permanentes e a ação variável especial, quando existir, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível, de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme a norma citada no item anterior.

c) Combinações últimas excepcionais

Conforme ABNT NBR 868:2002, em cada combinação devem constar as ações permanentes e a ação variável excepcional, quando existir, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, como por exemplo, se enquadram, entre outras, sismo e incêndio.

Para facilitar a visualização, dessas combinações a ABNT NBR 6118:2014 disponibiliza uma tabela onde se encontra as combinações últimas mais usuais.

Tabela 3. Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores P_{kmax} e P_{kmin} para a força desfavorável e favorável, conforme definido na seção 9
	Perda de equilíbrio como corpo rígido	
Especiais de construção		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
Exepcionais		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
F_d	é o valor de cálculo das ações para combinação última	
F_{gk}	representa as ações permanentes diretas	
F_{ek}	representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{sgk} e variáveis como a temperatura F_{sqk}	
F_{qk}	representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal	
$\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}$	ver tabela 11.1	
ψ_{0j}, ψ_{0k}	ver tabela 11.2	
F_{sd}	representa as ações estabilizantes	
F_{nd}	representa as ações não estabilizantes	
G_{sk}	é o valor característico da ação permanente estabilizante	
R_d	é o esforço resistente considerado como estabilizante, quando houver	
G_{nk}	é o valor característico da ação permanente instabilizante	
$Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} Q_{jk}$		
Q_{nk}	é o valor característico das ações variáveis instabilizantes	
Q_{1k}	é o valor característico da ação variável instabilizante considerada como principal	
ψ_{0j}, Q_{jk}	são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido	
$Q_{s,min}$	é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.	

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

3.5.2.2 Combinações de serviço

A NBR6118:2014, classifica as combinações de serviço de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir:

a) Quase permanentes

Podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas;

b) Frequentes

Repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua avaliação pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;

c) Raras

Ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua avaliação pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.

Assim como foi feito para facilitar a visualização das combinações do ELU, a ABNT NBR 6118:2014 também traz as combinações de serviços do estado limite de serviço (ELS) dispostas na Tabela 4.

Tabela 4. Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gjk} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gjk} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gjk} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$

Onde

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

3.6 AÇÃO DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES

A ação do vento nas edificações depende praticamente de fatores: meteorológicos e aerodinâmicos. O primeiro é responsável pela velocidade do vento que deve ser considerada no projeto estrutural de uma edificação, sendo avaliada através de considerações como: local da edificação, altura da edificação, tipo de terreno, rugosidade do terreno e tipo de ocupação. Já o fator aerodinâmico diz respeito à análise do vento levando em consideração a forma da edificação, pois o vento tem comportamento diferente em função da mesma.

A ABNT NBR06123:1988 descreve os procedimentos para o cálculo das forças devidas ao vento nas edificações, a qual diz que elas devem ser calculadas de forma separada para cada situação a seguir:

- a) Elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.);
- b) Partes da estrutura (telhados, paredes, etc);
- c) A estrutura como um todo.

3.6.1 Determinação da velocidade do vento

A ABNT NBR 6123:1988 define velocidade básica do vento, v_0 , como sendo aquela proveniente de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano, a qual varia de acordo com a região do Brasil que está sendo considerada. Uma vez determinada a velocidade do vento através do gráfico das isopletras da velocidade básica no Brasil, apresentado na Figura 12, é possível determinar a velocidade característica, V_k , com que o vento incidirá em uma determinada edificação multiplicando a velocidade básica do vento v_0 pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 para a parte da edificação em consideração

Assim, a velocidade característica pode ser obtida pela seguinte equação:

$$V_k = v_0 S_1 S_2 S_3 \quad (17)$$

Onde:

v_0 é a velocidade básica do vento;

S_1 é um fator topográfico;

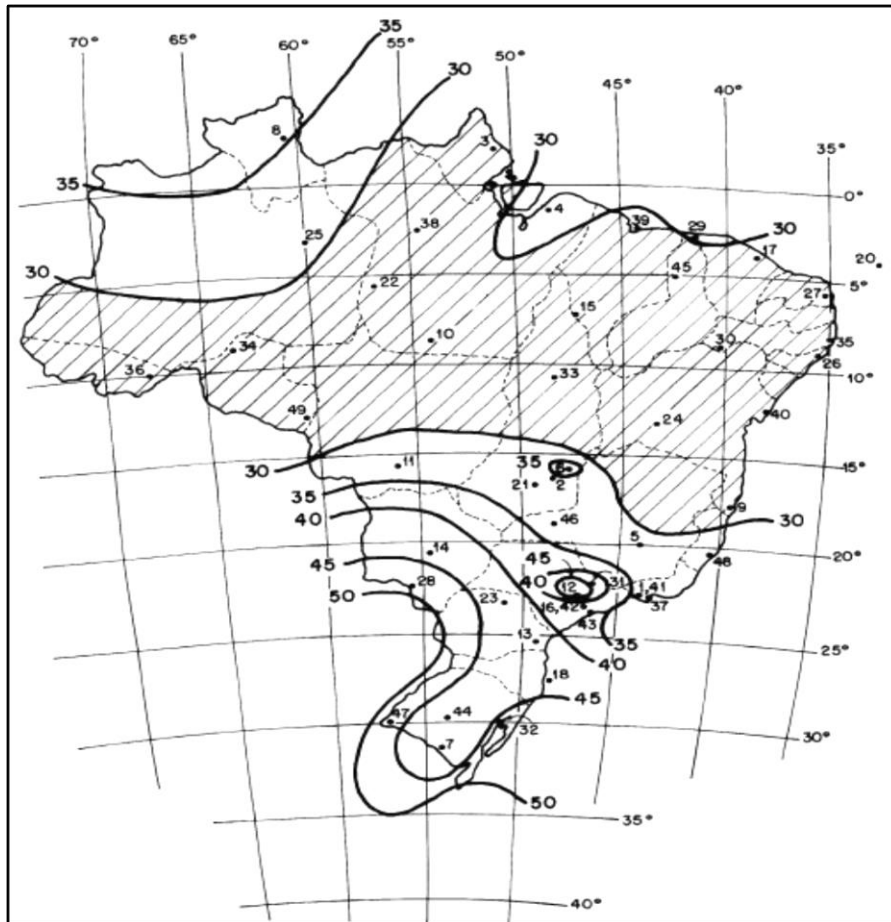
S_2 é um fator relativo à rugosidade do terreno e às dimensões da edificação;

S_3 é um fator estatístico.

Gonçalves (2007) diz que a pressão de obstrução q é aquela obtida num dado ponto onde só existe pressão estática, sendo, por este motivo, de interesse para a Engenharia Civil. A velocidade característica do vento V_k (m/s) permite determinar a pressão dinâmica q (N/m²) pela expressão:

$$q = 0,613V_k^2 \quad (18)$$

Figura 12. Isopletas da velocidade básica v_0 (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

A seguir será mostrado, segundo a ABNT NBR 6123:1988, como podem ser obtidos os fatores S_1 , S_2 e S_3 .

3.6.1.1 Fator topográfico S_1

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado da seguinte forma:

- a) Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- b) Para talude e morros, o valor de S_1 é obtido a partir do ângulo de inclinação Θ , de acordo com a Figura 13.

No ponto B, valem as seguintes equações para determinação de S_1 :

$$\Theta \leq 3^\circ \quad S_1(z) = 1,0$$

$$6^\circ \leq \Theta \leq 17^\circ \quad S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \operatorname{tg}(\Theta - 3^\circ) \geq 1$$

$$\Theta \geq 45^\circ \quad S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1$$

Onde

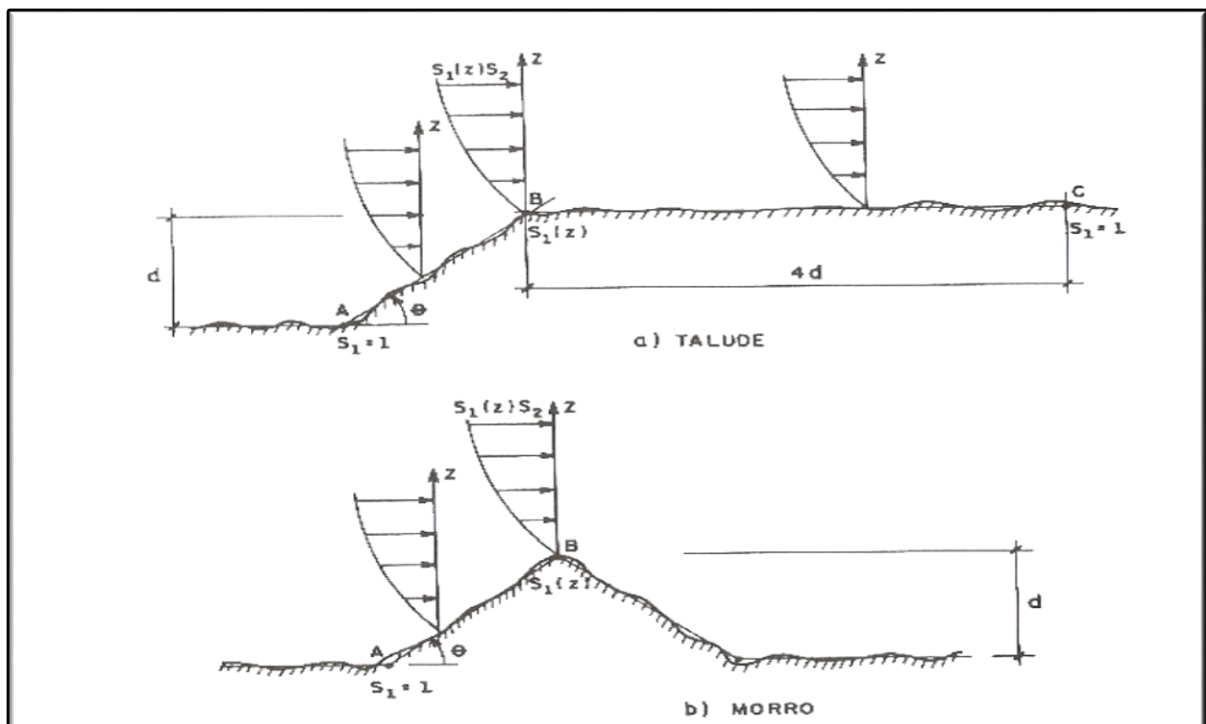
z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

Θ = inclinação média do talude ou encosta do morro

- c) Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

Figura 13. Fator topográfico S_1



Fonte: NBR 06123:1988

3.6.1.2 Fator S2: rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno.

O fator S2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

a) **Rugosidade do terreno**

A ABNT NBR 06123:1988, classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias:

- **CATEGORIA I:** Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 m de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo, lagos, rios e pântanos sem vegetação.
- **CATEGORIA II:** Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos: zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias, charnecas e fazendas sem sebes ou muros. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou inferior a um metro.
- **CATEGORIA III:** Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a três metros. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazenda com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.
- **CATEGORIA IV:** Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, pouco espaçados e localizados em zonas florestais, industriais ou urbanizadas. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a dez metros e contempla também zonas com obstáculos maiores os quais ainda não possam ser considerados na categoria V.

- **CATEGORIA V:** Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Com cota média do topo dos obstáculos considerada igual ou superior a 25 metros. Exemplos: florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos.

b) Dimensões da edificação

A norma citada no item anterior afirma que a velocidade do vento varia constantemente e que seu valor médio pode ser calculado em qualquer intervalo de tempo. Porém, foi verificado que o intervalo mais curto das médias usuais (3s) corresponde a rajadas em que as dimensões englobam convenientemente obstáculos de até 20m na direção do vento médio. A norma diz que foram escolhidas três classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, em que os intervalos de tempo para cálculo da velocidade média são, respectivamente, 3s, 5s e 10s:

- **Classe A:** Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.
- **Classe B:** Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
- **Classe C:** Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

c) Altura sobre o terreno

O fator S_2 utilizado no cálculo da velocidade do vento em uma determinada altura z acima do nível geral do terreno é obtido pela expressão:

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (19)$$

Onde

z é a altura acima do terreno;

F_r é o fator de rajada correspondente à categoria II;

b é o parâmetro de correção da classe da edificação;

p é o parâmetro meteorológico.

A expressão acima para o cálculo de S_2 é aplicável até a altura z limite, que define o contorno superior da camada atmosférica. Os parâmetros que permitem determinar S_2 para as cinco categorias desta norma são apresentados na Tabela 5. Os valores de S_2 para as diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações definidas nesta norma são apresentados na Tabela 6.

Tabela 5. Parâmetros Meteorológicos para o Fator S_2

Parâmetros Meteorológicos para o fator S_2					
Categoria	z (m)	Parâmetro	Classe		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Adaptada: ABNT NBR 6123:1988.

Tabela 6. Fator S_2

Fator S_2															
CATEGORIA DE RUGOSIDADE DO TERRENO															
Altura z (m)	I			II			III			IV			V		
	CLASSE			CLASSE			CLASSE			CLASSE			CLASSE		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,1	1,09	1,06	1	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,8	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,9	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,8	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,1	1,08	1,06	1,05	1,03	1	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,2	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,1	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,1	1,08	1,06	1,01	1	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,2	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,2	1,2	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,2	1,18	1,16	1,14	1,1	1,09	1,07
160	1,3	1,3	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,2	1,18	1,16	1,12	1,11	1,1
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,2	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,2	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,3	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,2	1,2	1,18
300				1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350							1,34	1,34	1,33	1,32	1,3	1,29	1,26	1,26	1,26
400										1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420										1,35	1,35	1,33	1,3	1,3	1,3
450													1,32	1,32	1,32
500													1,34	1,34	1,34

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6123:1988

3.6.1.3 Fator estatístico S_3

Segundo a ABNT NBR 6123:1988, o fator estatístico S_3 se baseia em conceitos estatísticos, e analisa o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Como visto anteriormente, a velocidade básica V_0 é a velocidade do vento que apresenta um período de

recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de que esta velocidade V_0 seja igualada ou excedida neste período é de 63%.

A probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotadas são consideradas adequadas para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. (grupo 2 da Tabela 7). Na ausência de norma específica que trate sobre a segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma estrutural, os valores mínimos do fator S_3 são os indicados abaixo na Tabela 7.

Carvalho (2009) afirma que valores de S_3 para outros níveis de probabilidades e outros períodos de exposição da edificação à ação do vento que venha a ser empregados podem ser determinados pela expressão 17, em que P_m é a probabilidade de certa velocidade do vento se excedida pelo menos uma vez em um período de m anos.

$$S_3 = 0,54. \left(- \frac{\ln(1-P_m)}{m} \right)^{-0,157} \quad (20)$$

Tabela 7. Valores mínimos do fator estatístico S_3

Valores mínimos do fator estatístico S_3		
Grupo	Descrição do tipo de ocupação	Fator S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Adaptada: ABNT NBR 6123:1988.

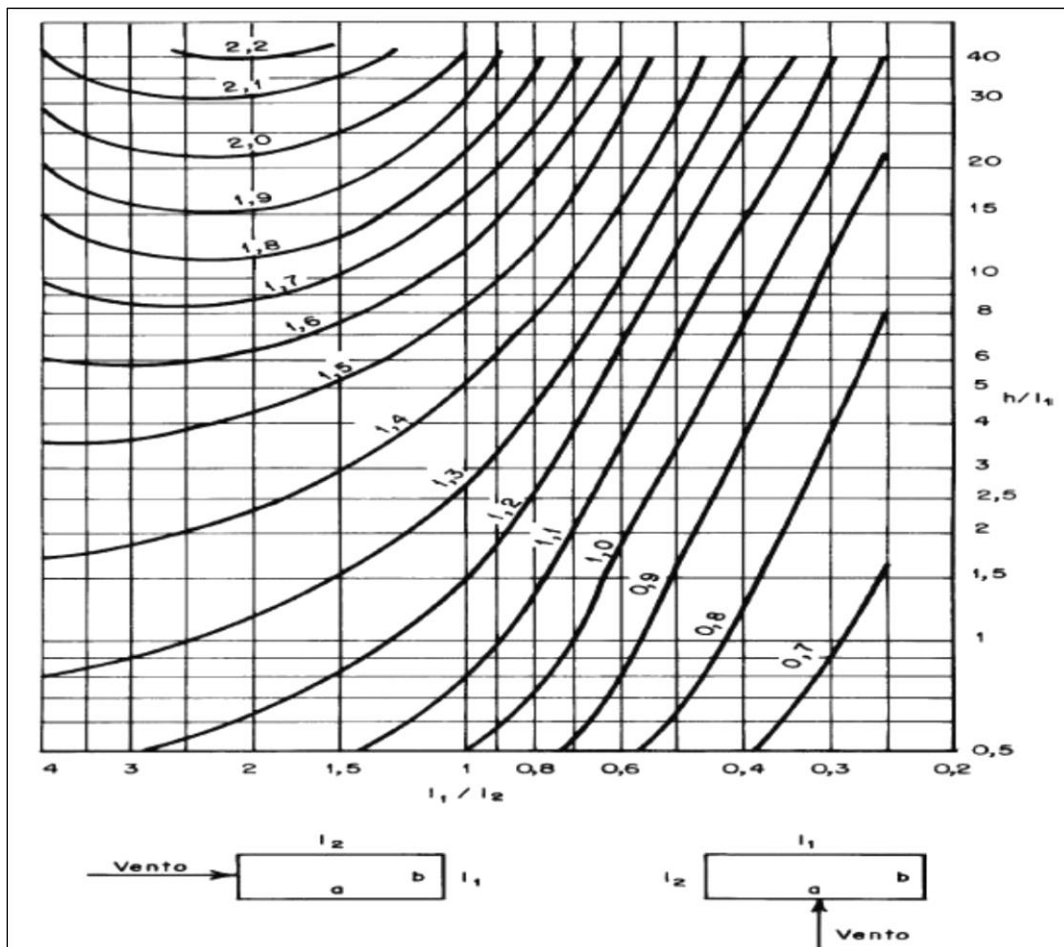
3.6.2 Força de arrasto e coeficiente de arrasto

A consideração do vento em edificações altas recebe um tratamento, dentro de uma verificação global, em que a superposição de efeitos externos (forma) com efeitos internos (aberturas) é obtida por meio de um comportamento global da edificação, e é representada por um único coeficiente, C_a , denominado coeficiente de arrasto (GONÇALVES, 2007).

Carvalho (2009) afirma que o coeficiente de arrasto C_a pode variar de 0,7 a 2,2 dependendo da forma da edificação em função da largura, comprimento e altura. É uma quantidade adimensional e, portanto, só pode depender de grandezas igualmente sem dimensão.

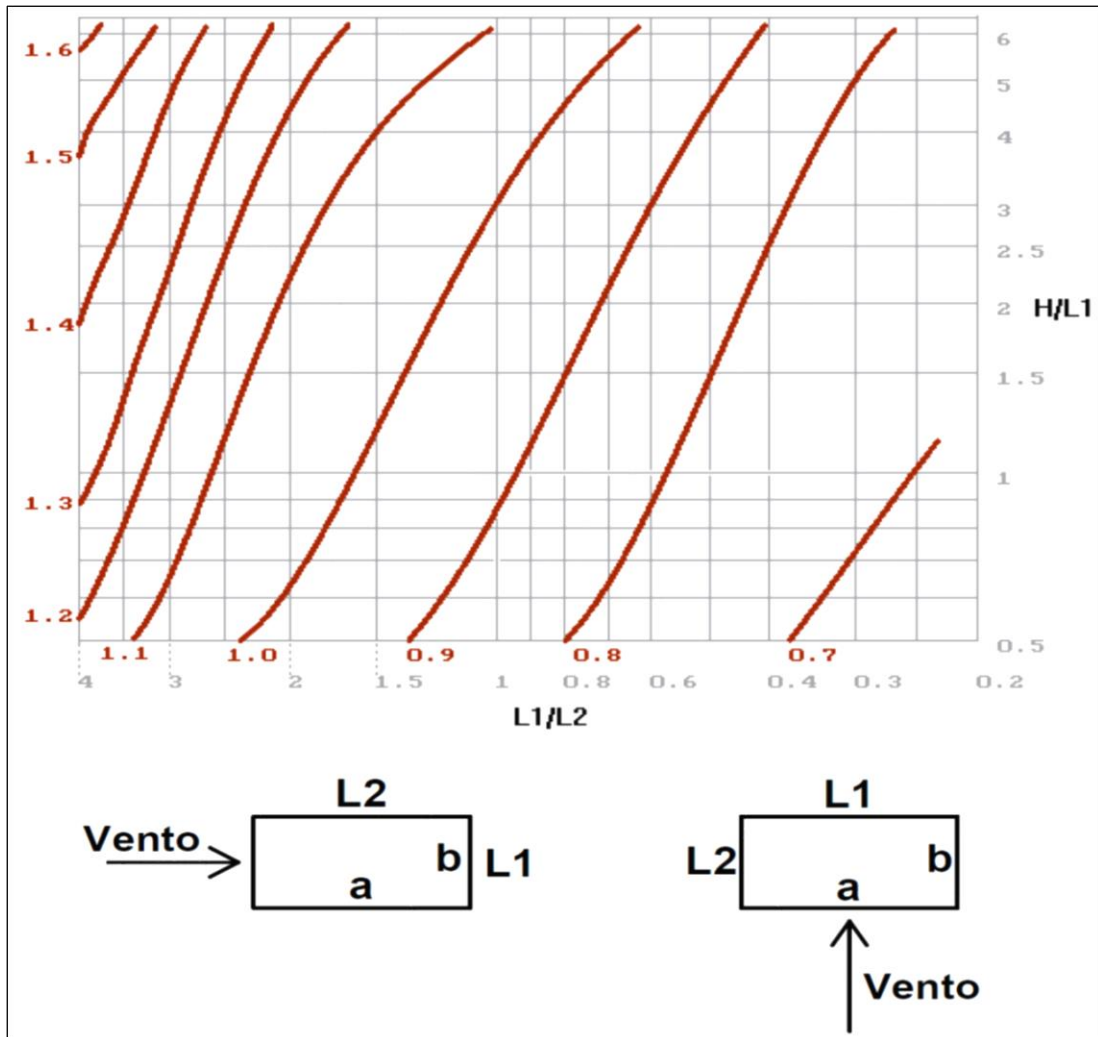
De acordo com a ABNT NBR 6123:1988 item 6.3.1, para ações do vento incidindo perpendicularmente nas fachadas retangulares em planta de uma edificação e assente no terreno, deve-se usar o gráfico da Figura 14 para a obtenção do coeficiente de arrasto. Caso o vento seja de alta turbulência, os valores do coeficiente de arrasto devem ser extraídos do gráfico da Figura 15.

Figura 14. Coeficiente de Arrasto (C_a) para edificações com Planta Retangular e vento de baixa turbulência.



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Figura 15. Coeficiente de Arrasto (C_a) para edificações com Planta Retangular e vento de alta turbulência.



Adaptada: ABNT NBR 6123:1988.

Para fazer a leitura do valor do C_a no gráfico dividem-se os comprimentos da edificação em planta L_1 por L_2 , valores esses que dependem do ângulo de incidência do vento, ou seja, da direção em que se está fazendo a análise, como indicado nas Figuras 14 e 15. Encontra-se a razão desses dois comprimentos no eixo das abscissas (horizontal), enquanto que no eixo da ordenadas (vertical) encontra-se a razão da altura da edificação H com o comprimento L_1 . A obtenção do coeficiente de arrasto é análoga para vento de baixa turbulência e vento de alta turbulência.

Segundo a ABNT NBR 6123:1988, uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações de suas vizinhanças, estendendo-se estas, na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de:

- 500 m, para uma edificação de até 40 m de altura;
- 1000 m, para uma edificação de até 55 m de altura;
- 2000 m, para uma edificação de até 70m de altura;
- 3000 m, para uma edificação de até 80 m de altura.

Segundo Moncayo (2011), vale ressaltar que a força global do vento verificada em zona de baixa turbulência é maior que a que se obtém em zona de alta turbulência. Para se esclarecer isto, basta pensar que em zona de baixa turbulência, como o nome já diz, a turbulência é baixa, pois não há obstáculos, dessa maneira o vento segue livremente em direção à edificação, e no caso de alta turbulência, como o nome também já diz, a turbulência é alta, pois há diversos obstáculos no caminho, fazendo com que o vento não atinja a edificação com força máxima.

A força global do vento sobre uma edificação ou parte dela, F_g , é obtida pela soma vetorial das forças do vento que aí atuam. Sendo a componente da força global na direção do vento, força de arrasto F_a obtida por:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (21)$$

Onde

C_a = coeficiente de arrasto

A_e = área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra")

4. METODOLOGIA

A metodologia utilizada neste trabalho consiste em analisar a estabilidade global de um edifício modelo utilizando o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z de estabilidade global, os quais analisam a estrutura em seu estado indeformado.

Neste caso, utilizou-se o modelo de associação de pórticos planos para determinação dos deslocamentos horizontais em cada nível do pavimento. Este modelo consiste em discretizar a estrutura tridimensional, em associação de pórticos planos formados pelos elementos de contraventamento. Neste método a laje é descrita por um elemento infinitamente rígido (diafragma rígido) no seu plano a qual não sofre deformação, transferindo completamente os esforços laterais para os pórticos.

Trata-se de um método bastante simplificado, mas que pode apresentar resultados satisfatórios na análise de estruturas convencionais, que está contido no capítulo 15 da ABNT NBR 6118:2014, o qual utiliza o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , para verificar se a estrutura é de nós fixos ou de nós móveis, sendo este último, ainda utilizado como coeficiente majorador dos efeitos de primeira ordem.

5. ESTUDO DE CASO: EDIFÍCIO MODELO

5.1 DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO MODELO

Este estudo de caso refere-se à construção de um edifício modelo residencial de 10 pavimentos em concreto armado, aporticado e equipado com elevador. Para o referido estudo, considera-se que o empreendimento está localizado na cidade de Araruna – Paraíba, na Av. Cel. Pedro Targino, s/n, no centro da cidade, e que será construído em um terreno com área de 400 m². A Figura 16 apresenta a localização do edifício modelo em relação à situação no terreno.

A cidade está localizada na microrregião do Curimataú Oriental, distante 165 quilômetros de João Pessoa, capital do estado da Paraíba, cerca de 110 km de Campina Grande-Pb e a 120 km de Natal, capital do Rio Grande do Norte. Encontra-se na parte mais alta da Serra da Araruna e eleva-se a uma altitude de 580 metros acima do nível do mar.

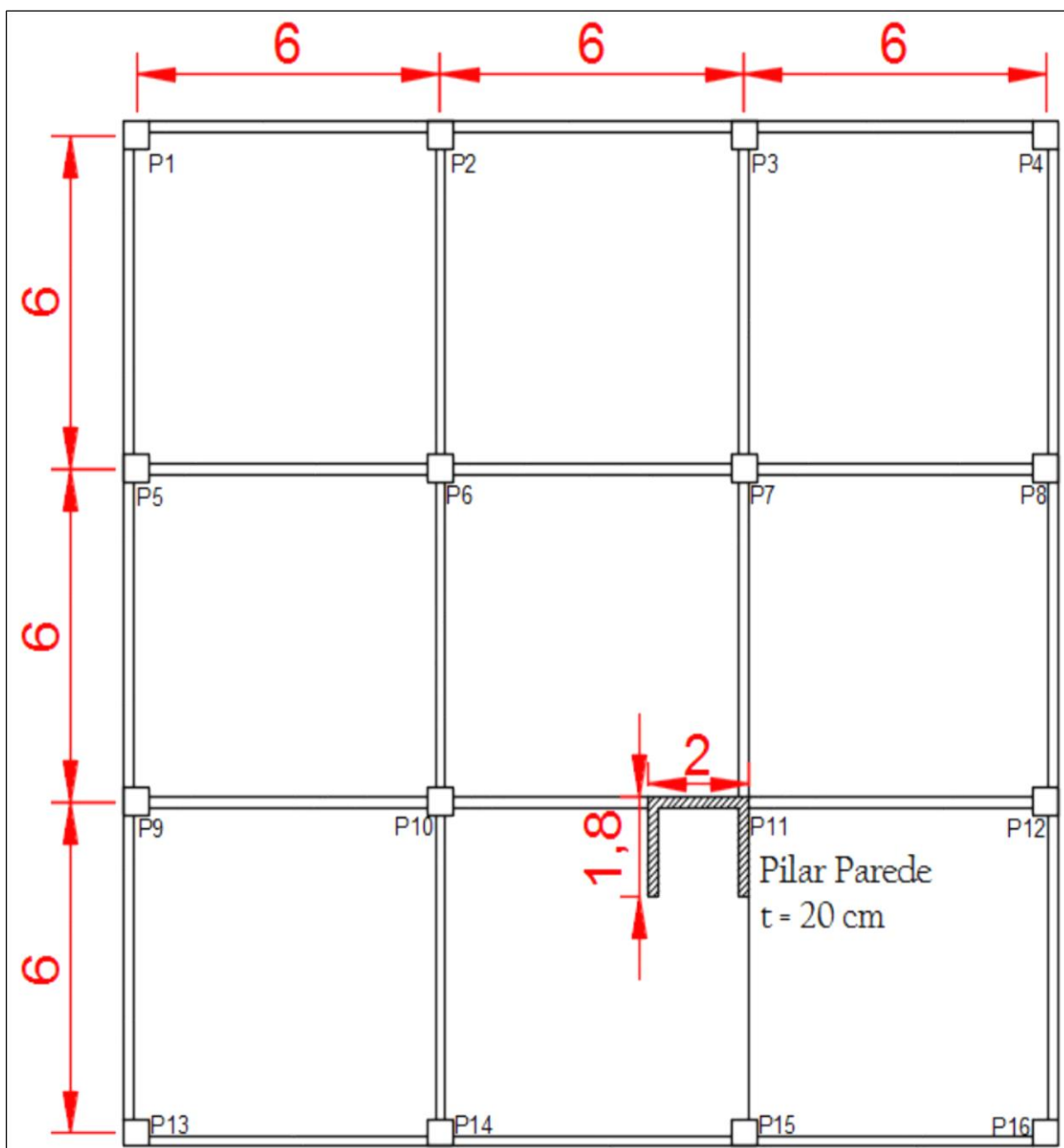
Figura 16: Situação do edifício modelo em relação ao terreno.



Fonte: <https://www.google.com.br/maps>. Acesso em 15/05/2016.

Para uma melhor visualização adotou-se neste estudo de caso apenas a planta baixa de locação de vigas, pilares e pilares-parede, ou seja, apenas os principais elementos estruturais que contribuirão com o estudo da estabilidade global do edifício. O concreto especificado no projeto é o de resistência característica à compressão de 25MPa e a carga acidental atuante nas lajes é de $2kN/m^2$. As vigas terão seções de (20x60) cm, os pilares seções (50x50) cm e as lajes terão uma espessura de 17cm.

Figura 17. Planta Baixa de Locação de Vigas e Pilares.



5.2 DETERMINAÇÃO DA CARGA DO VENTO PARA A EDIFICAÇÃO

Neste item será introduzido o cálculo da ação do vento para o edifício em estudo. Pode-se definir de forma simplista que o vento é o movimento de massas de ar decorrentes das diferenças de pressões que ocorre na atmosfera.

A normativa brasileira que trata sobre a ação do vento nas edificações é a ABNT NBR 6123:1988. Assim, partindo desta norma, será verificada as cargas horizontais que serão aplicadas no edifício ao longo da sua altura para a determinação do deslocamento horizontal da estrutura.

5.2.1 Carga do Vento

O item 11.4.1.2 da ABNT NBR 6118 :2014 estabelece que a carga de vento nas estruturas deve ser calculada de acordo com a ABNT NBR 6123:1988. Segundo o item 4.2 da ABNT NBR 6123:1988, as forças estáticas devidas à ação do vento são determinadas usando a expressão 18:

$$q = 0.613v_k^2$$

Sendo, q em N/m^2 e V_k em m/s . A velocidade característica do vento, V_k , é dada multiplicando os coeficientes S_1 , S_2 e S_3 definidos no item 3.6.1.1, 3.6.1.2, 3.6.1.3, respectivamente, deste trabalho o qual tem como base a ABNT NBR 6123:1988, pela velocidade básica do vento, v_0 .

$$V_k = v_0 S_1 S_2 S_3$$

O valor de v_0 vai depender da região onde a estrutura será construída, e é obtida a partir do mapa das isopletras da velocidade básica do vento, o qual se encontra neste trabalho na Figura 12. Tendo em vista que a edificação será construída em um terreno plano ou fracamente acidentado na região de Araruna, a norma prescreve que a velocidade básica do vento é de $30m/s$ e o coeficiente $S_1 = 1.0$. De acordo com a Tabela 7 deste trabalho, no item 3.6.1.3, para edificação residências, o coeficiente $S_3 = 1.0$.

O fator S_2 vai depender da rugosidade do terreno, dimensões e altura sobre o terreno. Considerando a construção da edificação em terreno aberto em nível ou aproximadamente em nível, com a maior dimensão do edifício igual a $18m$ e a altura da mesma em relação à cota do

terreno de 30m, a norma prescreve que esta é classificada como Categoria II e Classe B. Logo, utilizando a expressão 19 para determinar o fator S_2 temos:

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10}\right)^p$$

em que, b , F_r e p são determinados pela Tabela 5 do item 3.6.1.2 e z é a altura acima do terreno considerada para cada nível do pavimento, logo:

$$S_2 = 1,00 * 0,98 \left(\frac{z}{10}\right)^{0,09}$$

Para a obtenção do coeficiente de arrasto, utilizou-se o ábaco da figura 14, onde através das relações, $h/l_1 = 30/18 \cong 1.7$ e $l_1/l_2 = 18/18 = 1.0$, obtemos, $C_a = 1.22$. Logo, a força de arrasto do vento atuante no edifício é dada multiplicando a carga do vento, q , pela respectiva área de influência e coeficiente de arrasto como visto na expressão 21 a seguir.

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

Os resultados de F_a , S_2 , V_k , e q são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8. Determinação da carga do vento para cada pavimento.

Nível	h_i (m)	$v_0 S_1 S_3$ (m/s)	S_2	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	C_a	A_e (m ²)	F_a (kN)
1	3	30	0,879	26,381	0,427	1,22	54	28,105
2	6	30	0,936	28,079	0,483	1,22	54	31,840
3	9	30	0,971	29,123	0,520	1,22	54	34,251
4	12	30	0,996	29,886	0,548	1,22	54	36,071
5	15	30	1,016	30,493	0,570	1,22	54	37,550
6	18	30	1,033	30,997	0,589	1,22	54	38,802
7	21	30	1,048	31,430	0,606	1,22	54	39,802
8	24	30	1,060	31,810	0,620	1,22	54	40,865
9	27	30	1,072	32,149	0,634	1,22	54	41,740
10	30	30	1,082	32,455	0,646	1,22	54	21,270

5.3 DETERMINAÇÃO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL DEVIDO AO VENTO

O deslocamento horizontal da edificação foi determinado para o caso crítico, direção de menor rigidez da estrutura, direção y. Como a estrutura é formada por quatro linhas de pórticos,

assim, utilizando o modelo bidimensional de análise, que consiste em analisar todos os pórticos e o pilar parede que contribuem para o contraventamento do edifício modelo na direção mais desfavorável, num plano e interligados em cada pavimento por barras rígidas rotuladas em suas extremidades simulando um diafragma rígido, as quais são representadas pelas lajes.

5.3.1 Combinações de ações

Conforme o item 11.8 da ABNT NBR 6118 (2014), um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um período pré-estabelecido. Esta combinação deve ser realizada de forma que possa determinar os efeitos mais desfavorável para a estrutura.

A ABNT NBR 6118:2014, no item 11.8.2.1, prescreve que para combinações últimas normais devem ser incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas como secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.

A combinação última para o esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado, (Tabela 3), é dado por:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_0 F_{eqk}$$

Onde

F_d é valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

F_k representa as ações indiretas permanentes como retração F_{gk} e variáveis como temperatura F_{qk} ;

γ_g , γ_{eg} , γ_q e γ_{eq} Tabela 1 do sub item 3.5.1

ψ_{0j} e ψ_0 Tabela 2 do sub item 3.5.1

Conforme Carvalho (2009) os valores de deslocamento horizontal, δ_{hi} , são determinados com os valores de cálculo das ações horizontais do vento (consideradas como secundárias). Partindo da Tabela 1 e Tabela 2, o coeficiente de ponderação das ações para combinações de ações normais para as cargas variáveis na situação desfavorável é $\gamma_q = 1.4$, e o fator de redução

de combinação para o estado limite último para ações variáveis secundárias de $\psi_0 = 0.6$. Assim, o esforço horizontal de cálculo é dado por:

$$F_{h,d} = \gamma_q \psi_0 F_{hi}$$

Conforme o item 15.5.1 da ABNT NBR 6118:2014, na verificação da dispensa da consideração dos esforços de 2ª ordem, cálculo dos coeficientes α e γ_z , deve-se utilizar o módulo de elasticidade secante, para a análise de estabilidade global que trata a estrutura como um todo majorado em 10%. O módulo de elasticidade secante (E_{cs}), definido no item 8.2.8 da referida norma é dado por:

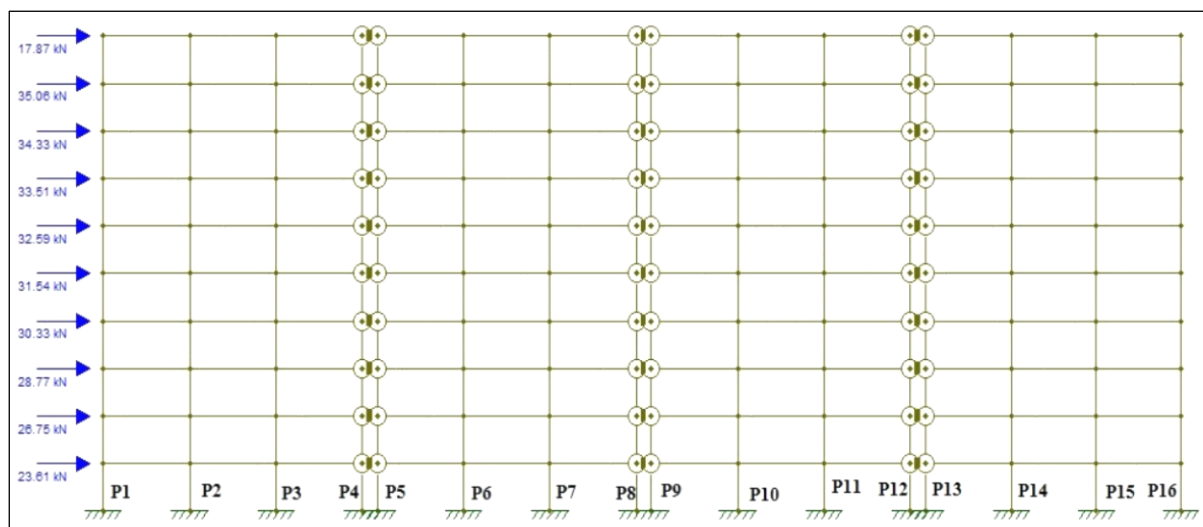
$$E_{cs} = \left(0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80}\right) 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

$$E_{cs} = \left(0,8 + 0,2 \frac{25}{80}\right) 5600 \sqrt{25} = 24150 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} * 1.1 = 26565 \text{ MPa.}$$

Assim, utilizando o software acadêmico Ftool (Martha (2015)), obteve-se o deslocamento para cada nível da prumada de pilares.

Figura 18. Esquema estático do problema: Combinação última considerando o vento como uma ação acidental secundária.



Ftool (Martha (2015))

Tabela 9. Determinação do deslocamento horizontal para a estrutura em estudo: Combinação última considerando o vento como uma ação acidental secundária.

Nível	h_i (m)	$\gamma_q \psi_0$	$F_{h,d}$ (kN)	δ_{hi} (mm)
1	3	0,84	23,610	0,712
2	6	0,84	26,750	1,938
3	9	0,84	28,770	3,288
4	12	0,84	30,330	4,644
5	15	0,84	31,540	5,929
6	18	0,84	32,590	7,081
7	21	0,84	33,510	8,065
8	24	0,84	34,330	8,860
9	27	0,84	35,050	9,429
10	30	0,84	17,870	9,725

5.4 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA

Conforme o item 15.5.2 da ABNT NBR 6118:2014, uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos, se o deslocamento horizontal dos seus nós forem pequenos e inferiores a 10% dos respectivos esforços de segunda ordem, os quais podem ser desprezíveis nesta situação. Ainda, a norma classifica estruturas de nós móveis como aquelas que os deslocamentos horizontais não são pequenos, ou seja, os efeitos de segunda ordem são importantes.

A norma apresenta dois processos aproximados para a dispensa da consideração dos efeitos de segunda ordem, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z .

5.4.1 Parâmetro de instabilidade α

Uma estrutura reticulada pode ser considerada de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor de α_1 , dada a seguinte equação:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{(N_K / (EI))}$$

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

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

Como o edifício modelo tem 10 níveis acima da fundação, logo $n \geq 4$, portanto neste estudo $\alpha_1 = 0,6$.

No cálculo de $E_{cs}I_c$ para estruturas mistas ou com pilares com seção de rigidez variável ao longo da altura, a referida norma prescreve que pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs}I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

Partindo do deslocamento horizontal no topo da estrutura calculado anteriormente, pode-se determinar a rigidez equivalente da estrutura a partir de um pilar equivalente de mesma altura da edificação e com o mesmo deslocamento horizontal no topo. Utilizando a expressão 12, obtemos:

$$(EI)_{pilar} = \frac{F H^3}{3 \delta_{p\acute{o}rtico}}$$

$$(EI)_{pilar} = \frac{1 * 30^3}{3 * 7,09 * 10^{-5}}$$

$$(EI)_{pilar} = 1,27 * 10^8 \text{ kN.m}^2$$

O cálculo de N_k foi realizado desconsiderando as aberturas que têm na estrutura. No cálculo do peso da alvenaria de vedação considerou-se toda a parede com peso específico da alvenaria e revestimento igual a 18 kN/m^3 , com espessura de 15 cm . A carga acidental na laje foi considerada igual 2 kN/m^2 mais um acréscimo de 1 kN/m^2 para levar em consideração um contra-piso, um forro e um revestimento cerâmico. A carga permanente da laje foi calculada para uma altura de 17 cm . O comprimento das paredes e vigas foram determinados eixo a eixo. A Tabela 10 resume a carga vertical total da edificação.

Nota-se que este valor está dentro do esperado para um edifício residencial, visto que, na prática de projeto, um pré-dimensionamento da estrutura a carga por andar seria de 10 kN/m^2 , ou seja, $N_k = 32400 \text{ kN}$. Assim, o valor do parâmetro de instabilidade α é dado por:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{(N_k / (E_{cs} I_c))}$$

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{(39596,10 / 1,27 * 10^8)} = 0,53$$

Tabela 10. Determinação da carga vertical total N_k .

$P_{alv} (kN)$	$P_{viga} (kN)$	$P_{laj,per} (kN)$	$P_{laj,var} (kN)$	$P_{pilar} (kN)$	N_k
8553,6	3960,0	17010,0	6480,0	3592,5	39596,1

Como $\alpha < \alpha_1$, logo a estrutura é considerada de nós rígidos. Assim, de acordo com o item 15.5 da ABNT NBR 6118:2014 é dispensada a verificação dos efeitos globais de segunda ordem.

5.4.2 Coeficiente γ_z

Conforme prescrito no item 15.5.3 da ABNT NBR 6118:2014: "O coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares". Este coeficiente é determinado a partir dos resultados da estrutura não deformada, ou seja, de uma análise linear de primeira ordem, para cada combinação de carregamento e é calculado a partir da expressão 14.

A combinação última para o cálculo de $\Delta M_{tot,d}$ é dada por:

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^{10} (\gamma_f F_{gi} + \gamma_q F_{qi}) \delta_{hi}$$

em que, i é o número do andar considerado, F_{gi} é a resultante vertical da carga permanente no andar i , F_{qi} é resultante vertical da ação acidental considerada principal no andar i , γ_f e γ_q são os coeficientes de majoração das cargas no estado limite último (Tabela 1) e δ_{hi} é deslocamento horizontal na direção considerada do andar i .

Assim, para a combinação da carga vertical acidental como principal, o coeficiente de ponderação das cargas verticais (permanente e acidental) é 1,4, logo, obtemos os resultados da tabela 11.

Tabela 11. Determinação do $\Delta M_{tot,d}$ para a primeira combinação.

Nível	h_i (m)	$P(g + q)(kN)$	Coefficiente	δ_{hi} (mm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
1	3	3959,61	1,4	0,712	3,947
2	6	3959,61	1,4	1,938	10,743
3	9	3959,61	1,4	3,288	18,227
4	12	3959,61	1,4	4,644	25,744
5	15	3959,61	1,4	5,929	32,867
6	18	3959,61	1,4	7,081	39,253
7	21	3959,61	1,4	8,065	44,708
8	24	3959,61	1,4	8,860	49,115
9	27	3959,61	1,4	9,429	52,269
10	30	3959,61	1,4	9,725	53,910
Total =					330,783

Somando a última coluna da Tabela 11 obtemos, $\Delta M_{tot,d} = 330,783 kN.m$. O momento de tombamento devido ao vento é obtido multiplicando a força do vento em cada andar pela respectiva altura em relação ao nível da fundação.

$$\Delta M_{1,tot,d} = \sum_{i=1}^{10} f_{hi} h_i = 4924,02 kN.m$$

Então,

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{330,783}{4924,02}} = 1,07 < 1,10$$

Como $\gamma_z < 1,10$, a estrutura é considerada de nós fixos. Porém ainda deve-se considerar a não-linearidade física.

5.4.2.1 Consideração da Não-linearidade Física

Conforme o item 15.7.3 da ABNT NBR 6118 (2014) para a análise de esforços globais de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

$$(EI)_{sec} = 0.4 E_c I_c \text{ para vigas}$$

$$(EI)_{sec} = 0.8 E_c I_c \text{ para pilares}$$

em que, I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, e E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme o item 15.5.1 da ABNT NBR 6118:2014. Então, para as vigas $E_c = 10626\text{MPa}$, e para os pilares $E_c = 21252\text{MPa}$. Logo, utilizando novamente o ftool considerando na combinação de ação o vento com uma carga acidental secundária, obtemos os valores das Tabelas 12 e 13.

Tabela 12. Determinação do deslocamento horizontal para a estrutura em estudo: Combinação última considerando o vento como uma ação acidental secundária

Nível	$\gamma_q \psi_0$	$F_{h,d} (kN)$	$\delta_{hi} (mm)$
1	0,84	23,610	1,010
2	0,84	26,750	2,793
3	0,84	28,770	4,772
4	0,84	30,330	6,773
5	0,84	31,540	8,684
6	0,84	32,590	10,420
7	0,84	33,510	11,920
8	0,84	34,330	13,160
9	0,84	35,050	14,050
10	0,84	17,870	14,520

Tabela 13. Determinação do $\Delta M_{tot,d}$ considerando a não-linearidade física.

Nível	$h_i (m)$	$P(g + q)(kN)$	Coefficiente	$\delta_{hi} (mm)$	$\Delta M_{tot,d} (kN.m)$
1	3	3959,61	1,4	1,010	5,599
2	6	3959,61	1,4	2,793	15,483
3	9	3959,61	1,4	4,772	26,453
4	12	3959,61	1,4	6,773	37,546
5	15	3959,61	1,4	8,684	48,139
6	18	3959,61	1,4	10,420	57,763
7	21	3959,61	1,4	11,920	66,078
8	24	3959,61	1,4	13,160	72,952
9	27	3959,61	1,4	14,050	77,886
10	30	3959,61	1,4	14,520	80,491
Total =					488,389

Somando a última coluna da Tabela 13, obtém-se, $\Delta M_{tot,d} = 488.389kN.m$. O momento de tombamento devido ao vento é obtido multiplicando a força do vento em cada andar pela respectiva altura em relação ao nível da fundação. Logo:

$$\Delta M_{1,tot,d} = \sum_{i=1}^{10} f_{hi} h_i = 4924,02kN.m$$

Então,

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M1_{tot,d}}} = \gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{488,389}{4924,02}} = 1,11 > 1,10$$

Como $\gamma_z > 1.10$, a estrutura é considerada de nós móveis. Neste caso, a ABNT NBR 6118 (2014) no item 15.7.2 prescreve que uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem, consiste na avaliação dos esforços (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0.95 \gamma_z$. Esse processo só é válida para $\gamma_z \leq 1.30$.

6. CONCLUSÕES

Verificou-se que a estrutura é muito pouco deslocável e que seus efeitos de 2ª ordem globais podem ser desprezados para o dimensionamento dos elementos estruturais, mas que independente disso, a análise de 2ª ordem para efeitos locais nos lances de pilares ainda se faz obrigatória.

Observou-se que tanto no cálculo do parâmetro α como no do coeficiente γ_z sem consideração da não-linearidade física, os seus valores foram satisfatórios na dispensa da consideração dos efeitos de segunda ordem, ou seja, a estrutura foi considerada de nós fixos.

Na verificação da não-linearidade física, apesar do resultado obtido ter ultrapassado muito pouco o limite estabelecido na norma, verificou-se que a estrutura pode ser considerada de nós móveis e que na elaboração de um projeto ficaria a cargo do projetista aumentar a seção dos pilares, os quais aumentariam a rigidez da estrutura como um todo ou utilizar o coeficiente $0,95\gamma_z$, como majorador das ações horizontais de cálculo.

O parâmetro α , apesar de ser utilizado na verificação da estabilidade global de estruturas de concreto, não oferece a possibilidade de calcular os efeitos de segunda ordem, pois o mesmo

considera a estrutura com comportamento elástico e, portanto, não se leva em consideração a fissuração dos elementos.

A análise estrutural refere-se a um conjunto de assuntos muito extenso para que todo seu conteúdo seja abordado neste trabalho. Apesar disso, espera-se que esta compilação de vários autores, tenha contribuído para trazer alguns esclarecimentos aos projetistas acerca do capítulo 15 da ABNT NBR 6118:2014.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado — procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681 2002: Ações e Segurança nas Estruturas- Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009. v. 2.

CARMO, R. M. S. Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios Usuais de Concreto Armado. São Carlos: EDUSP, 1995.

FELIPE, T. R. C. Vibrações em estruturas reticuladas de concreto armado. Trabalho de Conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil), Araruna, UEPB, 2014.

FONTES, F. F. Análise Estrutural de Elementos Lineares Segundo a NBR 6118:2003. São Carlos: EDUSP, 2005.

FUSCO, P. B. Estruturas de Concreto: solicitações normais, estados limites últimos, teoria e aplicações. 1ª ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

GONÇALVES, R. M. et al. Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos. São Carlos: EDUSP, 2007.

MARTHA L. F. Ftool-two-dimensional frame analysis tool: versão educacional 3.01. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2015

MOURA, L. P.; MACIEL, A. R.; SOUZA, C. D.; Análise de Estabilidade Global em Edificações. São Paulo: UAM, 2011.

RIBEIRO, J. F. Estabilidade Global Em Edifícios: Análise dos Efeitos de Segunda Ordem nas Estruturas de Concreto. Porto Alegre: UFRS, 2010.

MONCAYO, W. J. Z. Análise de Segunda Ordem Global em Edifícios Com Estrutura de Concreto Armado. São Carlos: EESC-USP, 2011.

GIONGO, J. S. Concreto Armado: Projeto Estrutural de Edifícios. São Carlos: EESC-USP, 2007.