

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

RODRIGO ALPONTI DE CARVALHO

**VALIDAÇÃO DOS PARÂMETROS DE
ESTABILIDADE α E γ_z PARA EDIFÍCIOS EM
ALVENARIA ESTRUTURAL**

SÃO CARLOS -SP

2025

RODRIGO ALPONTI DE CARVALHO

**VALIDAÇÃO DOS PARÂMETROS ALFA E GAMAZ PARA EDIFÍCIOS EM
ALVENARIA ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de
Curso apresentado ao Departamento
de Engenharia Civil da Universidade
Federal de São Carlos, como parte
dos requisitos para a conclusão da
graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Guilherme Aris Parsekian

São Carlos-SP

2025

FICHA CATALOGRÁFICA

Faça a sua preenchendo [ESTE FORMULÁRIO AQUI.](#)

DEDICATÓRIA

Ao meu pai que sempre me ensinou a pensar no longo prazo

A minha mãe que me ensinou a ter resiliência

Ao meu irmão que cresceu junto comigo

E a minha querida esposa, que me faz mais forte a cada dia

AGRADECIMENTOS

Agradeço, à Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) e ao Departamento de Engenharia Civil, pela formação acadêmica de excelência e pela oportunidade de crescimento pessoal e profissional ao longo desses anos. Expresso minha profunda gratidão ao professor Guilherme Aris Parsekian, meu orientador, pela orientação técnica, pela paciência e pelo apoio essencial para a realização deste trabalho.

Aos engenheiros e amigos da Projetec Engenharia de Estruturas, por compartilhar suas experiências e aprendizados comigo.

Aos meus amigos de graduação pela companhia, ajuda e carinho nesses anos de convivência.

À minha família, em especial aos meus pais e ao meu irmão, que estiveram ao meu lado em todos os momentos desta caminhada, oferecendo suporte, incentivo e amor incondicional. Por fim — mas de forma muito especial — agradeço à minha esposa, Jennifer Thais Spontoni, por sempre me apoiar, por me ouvir com atenção quando eu contava, com entusiasmo, sobre meus aprendizados na engenharia, e por caminhar comigo com amor e compreensão durante toda essa jornada.

VALIDAÇÃO DOS PARÂMETROS ALFA E GAMAZ PARA EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

RESUMO

A construção civil busca métodos construtivos mais econômicos e eficientes, contexto no qual a alvenaria estrutural se destaca. Este trabalho avalia a representatividade e a convergência dos parâmetros normativos α e γ_z na análise da estabilidade de edifícios em alvenaria estrutural. Para isso, foram analisados 12 modelos estruturais de três edifícios distintos com 2, 4, 8 e 16 pavimentos. Os resultados demonstraram uma correlação entre os parâmetros, por meio de uma equação polinomial de terceiro grau. Concluiu-se que os parâmetros α e γ_z convergiram para a mesma indicação da importância dos efeitos de segunda ordem, validando a aplicação dos critérios normativos vigentes.

Palavras-chave: Alvenaria Estrutural; Estabilidade global; alfa; GamaZ

VALIDATION OF ALPHA AND GAMMAZ PARAMETERS FOR STRUCTURAL MASONRY BUILDINGS

ABSTRACT

The construction industry seeks more economical and efficient construction methods, a context in which structural masonry stands out. This study evaluates the representativeness and convergence of the normative parameters α and γ_z in the stability analysis of structural masonry buildings. For that, 12 structural models of three distinct buildings with 2, 4, 8, and 16 stories were analyzed. The results demonstrated a correlation between the parameters, expressed through a third-degree polynomial equation. It was concluded that the α and γ_z parameters converged toward the same indication on the importance of second-order effects, thereby validating the application of current normative criteria.

Keyword: Structural Masonry; Global Stability; Alpha; GammaZ

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - a) Deformação de primeira ordem devido ao carregamento horizontal b) Deformação de segunda ordem devido ao carregamento vertical das paredes	17
Figura 2 - Ilustração do modelo de grelha para as lajes.....	20
Figura 3 - Pórticos planos	21
Figura 4 - Pórtico espacial.....	22
Figura 5 - Fluxograma da metodologia.....	25
Figura 6 - Legenda para os edifícios A, B e C.....	27
Figura 7 - Modulação da primeira fiada – Edifício A.....	27
Figura 8 - Subestrutura vento X edifício A.....	28
Figura 9 - Subestrutura vento Y edifício A.....	29
Figura 10 - Modulação da primeira fiada – Edifício B.....	29
Figura 11 - Subestruturas vento X edifício B.....	30
Figura 12 - Subestruturas vento Y edifício B.....	30
Figura 13 - Modulação da primeira fiada – Edifício C	31
Figura 14 - Subestruturas de vento X edifício C.....	32
Figura 15 - Subestruturas de vento Y edifício C.....	32
Figura 16 - Corte esquemático da distribuição de graute dos edifícios de 8 e 16 pavimentos.....	36
Figura 17 - Configuração de graute 2 para o edifício A.....	37
Figura 18 - Configuração de graute 1 para o edifício A.....	38
Figura 19 - Configuração de graute 2 para o edifício B.....	39
Figura 20 - Configuração de graute 1 para o edifício B.....	39
Figura 21 - Configuração de graute 2 para o edifício C.....	40
Figura 22 - Configuração de graute 1 para o edifício C.....	41
Figura 23 - Gráfico que correlaciona os parâmetros de estabilidade	44
Figura 24 - Comparação com a equação apresentada por Carmo (1995)	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dados para cálculo das cargas devido a caixa d' água.....	33
Tabela 2 - Cargas na região da escada e elevador do pavimento cobertura em tf/m ²	34
Tabela 3 - Compilação da resistência dos blocos das 4 alturas do edifício A	36
Tabela 4 - Compilação da resistência dos blocos das 4 alturas do edifício B	38
Tabela 5 - Compilação da resistência dos blocos das 4 alturas do edifício C	39
Tabela 6 - Resultados do GamaZ e alfa.....	43

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	JUSTIFICATIVA.....	11
1.2	OBJETIVO(S)	12
1.3	ESTRUTURA DO TABALHO.....	12
2	REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA	14
2.1	CONCEITUAÇÃO DO PARÂMETRO A	14
2.2	CONCEITUAÇÃO DO COEFICIENTE Γ_z	16
2.3	CONSIDERAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE FÍSICA DA ALVENARIA	18
2.4	MODELO PARA ANÁLISE DAS LAJES	19
2.5	MODELOS PARA A ESTABILIDADE GLOBAL	20
2.6	ALFA E GAMA Z PARA EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO.....	22
3	METODOLOGIA.....	24
4	APLICAÇÃO DO MÉTODO.....	26
4.1	CRITÉRIOS ADOTADOS PARA OS MODELOS	26
4.2	APRESENTAÇÃO E DEFINIÇÃO DAS CARACTERISTICAS DOS EDIFÍCIOS... 26	
4.2.1	<i>Cargas nas lajes do pavimento cobertura</i>	<i>33</i>
4.2.2	<i>Cargas nas lajes dos pavimentos tipo.....</i>	<i>34</i>
4.2.3	<i>Graute mínimo</i>	<i>35</i>
4.3	DIMENSIONAMENTO DOS EDIFÍCIOS	35
5	RESULTADOS	42
6	ANÁLISE E DISCUSSÃO.....	45
7	CONCLUSÕES	47
	REFERÊNCIAS	48

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Mohamad (2021), o mundo da construção civil atualmente está enfrentando maiores exigências com relação aos projetos por parte das construtoras, devido à grande demanda das pessoas se instalarem próximas aos grandes centros. Existe a solicitação de projetos de edifícios cada vez mais altos e esbeltos, o que leva as empresas do ramo a adotarem novas estratégias para seus projetos. O objetivo acaba sendo buscar melhorias nos processos produtivos junto com alternativas que promovam a melhor e mais eficiente racionalização. Diante desse cenário surgem duas questões: Como aumentar a produtividade dos projetos? E mesmo assim garantir a qualidade, o conforto e a segurança com uma edificação com bom desempenho? Nesse cenário a alvenaria estrutural no Brasil é considerada um método eficiente que tem potencial para atender os critérios de desempenho e ser mais viável economicamente em comparação com métodos convencionais.

De acordo com Barros Junior (2017), com o uso do sistema construtivo alvenaria estrutural, e a eliminação de etapas praticadas na construção convencional é possível reduzir consideravelmente o uso de madeiras, visto que nesse sistema não há a necessidade do uso de formas, já que os pilares são moldados dentro dos vazios verticais dos blocos e as vigas podem ser moldadas com as canaletas. Esse sistema também é responsável por reduzir as sobras de barras de aço devido ao serviço ser racionalizado e simplificado, além de reduzir o consumo de concreto ou graute, já que os blocos também tem função estrutural.

Segundo a resolução nº307, de 5 de julho de 2002 do conselho nacional do meio ambiente (CONAMA), os geradores de resíduos da construção civil são responsáveis pela gestão do próprio resíduo, e as construtoras devem priorizar a redução, reutilização e a reciclagem.

Tendo em mente a resolução 307 do CONAMA pode-se pensar também no que afirma Kato.

“O próprio sistema em si é de maior facilidade de execução do que o sistema convencional, além de absorver com muito mais facilidade

peças pré-moldadas, fazendo com que se torne também mais racionalizado. Este fato, juntamente com projetos detalhados, faz com que o sistema construtivo em alvenaria estrutural tenha menos desperdício do que o convencional” (KATO, 2002, p.70).

A alvenaria estrutural, com seus diversos benefícios mencionados anteriormente, tem sido cada vez mais adotada em projetos desenvolvidos por profissionais da área. Por isso, é relevante dedicar atenção aos parâmetros que asseguram a segurança desse tipo de construção. Conforme Pinto (1997), no cálculo de estruturas de edifícios altos, o projetista deve considerar cuidadosamente a estabilidade global, dado que a estrutura é simultaneamente solicitada por forças verticais e horizontais. Os acréscimos de esforços devido a ações horizontais, como assimetria, desaprumo ou cargas de vento, podem comprometer a integridade estrutural e levar ao colapso.

Ainda no texto de Pinto (1997), para abordar esses acréscimos, a estrutura deve ser analisada em sua posição deslocada, através da chamada análise não linear geométrica (NLG). Esse deslocamento também introduz o efeito da fissuração e fluência, exigindo que, além da NLG, seja considerada a não linearidade física (NLF) do elemento estrutural. Essas abordagens permitem as análises dos efeitos de segunda ordem, que consiste em calcular a estrutura na sua posição final. Contudo, a análise em segunda ordem pode demandar altos esforços computacionais. Para mitigar esse desafio, as normas técnicas estabelecem dois parâmetros, α e γ_z , que permitem avaliar a necessidade, ou não, de incluir os efeitos de segunda ordem no projeto.

Dado aos fatos anteriormente já citados, neste trabalho serão estudados os parâmetros de estabilidade vigentes em norma e verificar se ambos dão o mesmo indicativo da necessidade ou não do efeito de segunda ordem, aplicando-os para edifícios de alvenaria estrutural de diversas alturas.

1.1 JUSTIFICATIVA

A alvenaria estrutural é amplamente utilizada na construção civil brasileira

devido ao seu custo-benefício, eficiência, racionalização e facilidade construtiva. A segurança e o conforto das edificações dependem diretamente de parâmetros normativos confiáveis, como α e γ_z , cuja aplicação indica a influência de efeitos de segunda ordem na estabilidade das estruturas.

Compreender a coerência desses parâmetros contribui para a melhoria dos projetos estruturais e para a segurança das obras. Este estudo também é uma oportunidade de aplicar os conhecimentos adquiridos na graduação para analisar um problema técnico relevante à atuação do engenheiro de estruturas, promovendo avanços na prática profissional e na engenharia civil como um todo.

1.2 OBJETIVO(S)

O objetivo deste trabalho é avaliar comparativamente a representatividade e a convergência dos parâmetros de estabilidade α e γ_z na determinação da relevância do efeito de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural. Pretende-se identificar se ambos os parâmetros oferecem resultados consistentes para edifícios de diferentes alturas, analisando comparativamente sua aplicabilidade e precisão.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este Trabalho está organizado em sete capítulos. O Capítulo 2 é dedicado ao referencial teórico, no qual são apresentados os conceitos fundamentais utilizados ao longo do estudo. Nele são explicados os parâmetros α e γ_z , suas formas de cálculo, a interpretação de seus valores e a relação com os efeitos de segunda ordem. Também são abordados os conceitos relacionados à não linearidade física em alvenaria estrutural, os modelos empregados para representação das lajes em softwares de análise estrutural, e os métodos utilizados para avaliação da estabilidade global. Por

fim, o capítulo inclui uma revisão de um estudo que correlaciona os parâmetros α e γ_z por meio de uma equação aplicada a edifícios em concreto armado.

O Capítulo 3 trata da metodologia adotada, descrevendo os procedimentos técnicos e computacionais utilizados na pesquisa. No Capítulo 4, detalha-se a aplicação da metodologia, com ênfase nos critérios adotados para definição dos modelos e nas características dos edifícios analisados. O Capítulo 5 apresenta os resultados obtidos a partir das simulações realizadas, enquanto os Capítulos 6 e 7 correspondem, respectivamente, à análise e discussão dos resultados e às conclusões finais do trabalho, nas quais são destacados os principais achados e as limitações da pesquisa.

2 REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA

A revisão bibliográfica deste trabalho tem como objetivo fornecer embasamento teórico para o estudo do comportamento estrutural de edificações em alvenaria estrutural, com ênfase na estabilidade global e nos efeitos de segunda ordem. Inicialmente, são apresentados os conceitos dos parâmetros α e γ_z , conforme definidos pelas normas ABNT NBR 6118:2023 e ABNT NBR 16868-1:2020, os quais representam as principais ferramentas normativas para a avaliação da estabilidade global em estruturas. Em seguida, destaca-se a importância da consideração da não linearidade física do material da alvenaria, por meio da análise de um estudo específico.

Na sequência, é revisado o modelo utilizado para simular o comportamento das lajes com o objetivo de garantir uma distribuição adequada das cargas para as paredes de alvenaria, além dos modelos mais comumente utilizados para a análise da estabilidade global, sendo eles os modelos de pórtico plano e pórtico espacial. Por fim, apresenta-se uma revisão de um estudo que correlaciona os parâmetros α e γ_z em edificações de concreto armado, abordagem semelhante à proposta deste trabalho, que tem como foco principal a alvenaria estrutural.

2.1 CONCEITUAÇÃO DO PARÂMETRO α

A norma ABNT NBR 6118:2023 prescreve como primeiro processo para cálculo da estabilidade global de um edifício o parâmetro α . De acordo Vasconcelos (1991) *apud* Silva Sobrinho Júnior *et al.* (2016), estudos que tinham o objetivo avaliar a necessidade do efeito de segunda ordem através da rigidez horizontal de uma estrutura, se iniciaram há muito tempo, mas só em 1967, Hurbert Beck e Gert König tiveram sucesso em obter uma equação que resolvesse o problema, Beck e König apresentaram um modelo na qual consiste em considerar um pilar com comportamento elástico-linear engastado na base e livre no topo, com as cargas

horizontais e verticais distribuída ao longo do pilar. Segundo os autores, a condição para que os efeitos de segunda ordem sejam desprezados é que o valor de α seja menor que 0,6. A equação para α pode ser vista na Eq. (2.1)

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_a I}} \quad \text{Eq. (2.1)}$$

A NBR 6118:2023 estabelece que o valor de α deve ser inferior a α_1 para que a estrutura seja classificada como uma estrutura de nós fixos, sendo:

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

$$\alpha_1 = 0,6 \rightarrow \text{se } n \geq 4, \text{ e para as estruturas usuais de edifícios}$$

$\alpha_1 = 0,5 \rightarrow$ no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pórticos;

$\alpha_1 = 0,6 \rightarrow$ no caso de contraventamento constituído por associações de pilares-parede ou pórticos com pilares-paredes;

$\alpha_1 = 0,7 \rightarrow$ no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede;

O módulo de deformação longitudinal da estrutura (E) pode ser majorado em 10% para o cálculo de α de acordo com o item 15.5.1 da NBR 6118:2023

Onde:

n = número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

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

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

$E_a I$ = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. 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 $E_a I$

de um pilar equivalente de seção constante.

2.2 CONCEITUAÇÃO DO COEFICIENTE γ_z

A ABNT NBR 16868-1:2020 prescreve que a verificação da estabilidade do edifício em alvenaria deve ser feita pelo método do γ_z . De acordo com Cruz, Ferreira e Lucena (2019), o parâmetro γ_z , assim como o parâmetro α , permite ao projetista avaliar a relação entre os efeitos de primeira e segunda ordem no cálculo estrutural. No entanto, o γ_z apresenta uma vantagem em relação ao α : ele quantifica a correção necessária nos esforços solicitantes de primeira ordem para as combinações envolvendo as forças de vento, considerando tanto a não linearidade geométrica (NLG) quanto a não linearidade física (NLF) do material. No caso da alvenaria, esse parâmetro serve como um indicativo da relevância dos esforços de segunda ordem, uma vez que, conforme a norma vigente, projetos em alvenaria não podem ser construídos se os esforços de segunda ordem forem maiores a 10% dos esforços de primeira ordem.

De acordo com Cruz *et al* (2024), o termo “análise em primeira ordem” é relativo ao lançamento da estrutura e cálculos dos esforços apenas na posição inicial sem considerar os efeitos de braços de alavancas decorrentes dos deslocamentos devido as forças horizontais. Já os efeitos de segunda ordem são os momentos fletores devido à ação do carregamento vertical sobre os braços de alavanca ocorrido pelos deslocamentos dos esforços horizontais, sendo o principal deles para estruturas no Brasil, a ação devido ao vento. Para o cálculo do deslocamento é necessário aplicar uma redução na rigidez do material, para assim considerar o efeito da não linearidade física (NLF). A redução da rigidez deve ser feita para vigas conforme Eq. (2.2) e conforme Eq. (2.3) para pilares e paredes.

$$\text{Vigas: } (E_a I)_{\text{sec}} = 0,4 \cdot E_a I \quad \text{Eq. (2.2)}$$

$$\text{Paredes e pilares: } (E_a I)_{\text{sec}} = 0,8 \cdot E_a I \quad \text{Eq. (2.3)}$$

A Eq. (2.4) mostra como é calculado o γ_z .

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{Eq. (2.4)}$$

Sendo:

$\Delta M_{tot,d}$ = 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;

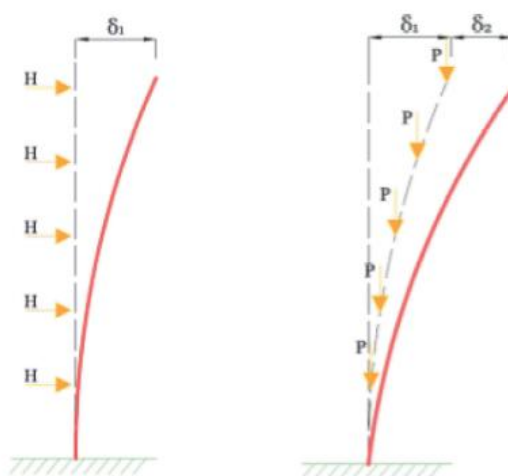
$M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais na combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

A Figura 1 ajuda a ilustrar como pode ser calculado os parâmetros para o γ_z seguindo a Eq. (2.5) e Eq. (2.6), sendo Z altura da força com relação a base da estrutura.

$$M_{1,tot,d} = H \cdot Z \quad \text{Eq. (2.5)}$$

$$\Delta M_{tot,d} = \sum 1,27 \cdot P \cdot \delta_1 \quad \text{Eq. (2.6)}$$

Figura 1 - a) Deformação de primeira ordem devido ao carregamento horizontal b) Deformação de segunda ordem devido ao carregamento vertical das paredes



Fonte: Martens (2025)

2.3 CONSIDERAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE FÍSICA DA ALVENARIA

Segundo Pinto (1997), a avaliação dos deslocamentos horizontais em estruturas é de extrema importância e devem ser avaliados da melhor maneira possível, visto que é com os deslocamentos horizontais que será determinado os esforços de segunda ordem e estes só serão corretamente determinados se o deslocamento for obtido de maneira satisfatória.

Dizer que um material não segue um regime linear significa dizer que ele não segue a lei de Hooke, ou seja, as tensões aplicadas ao material não são igualmente proporcionais as deformações sofridas por ele. No caso da alvenaria, pode-se dizer que ela possui um comportamento frágil ou pouco dúctil, visto que uma pequena deformação já leva o material a ruptura, Parsekian *et. al.* (2012) afirmam que a ruptura da alvenaria acontece quando se alcança 0,18% de deformação.

Silva (2017) realizou um estudo para analisar a influência da redução do produto da rigidez da alvenaria, conforme prescrito em norma como forma simplificada de considerar a não linearidade física — já indicada anteriormente nas equações Eq. (2.2) e Eq. (2.3). O autor comparou os deslocamentos de topo de três edifícios submetidos a diferentes hipóteses de análise, com destaque para a comparação entre os deslocamentos obtidos com a rigidez reduzida e aqueles obtidos com a rigidez sem qualquer tipo de redução. Com base nos resultados obtidos, o autor conclui que a não linearidade física (NLF) deve, de fato, ser considerada no dimensionamento de elementos em alvenaria estrutural — seja por meio da aplicação de coeficientes de redução de rigidez, conforme previsto em norma, ou por meio de uma análise mais rigorosa. Isso se justifica pelo aumento significativo nos deslocamentos observados na maioria dos edifícios estudados. Em alguns casos, a consideração da NLF de forma aproximada resultou em um aumento de até 49% no deslocamento no topo, enquanto a análise rigorosa indicou um acréscimo de até 62% no cenário mais crítico.

A realização de uma análise mais rigorosa, por meio da utilização de curvas tensão-deformação, pode proporcionar maior precisão nos resultados. No entanto, esse tipo de abordagem exige maior esforço computacional ou a realização de experimentos laboratoriais específicos para a obtenção dessas curvas. Silva (2017)

aponta que, apesar de mais precisas, essas análises refinadas nem sempre se justificam em função do tempo e dos recursos envolvidos. Segundo o autor, as considerações simplificadas já são suficientes para alcançar um nível satisfatório de deslocamento, conforme defendido por Pinto (1997).

2.4 MODELO PARA ANÁLISE DAS LAJES

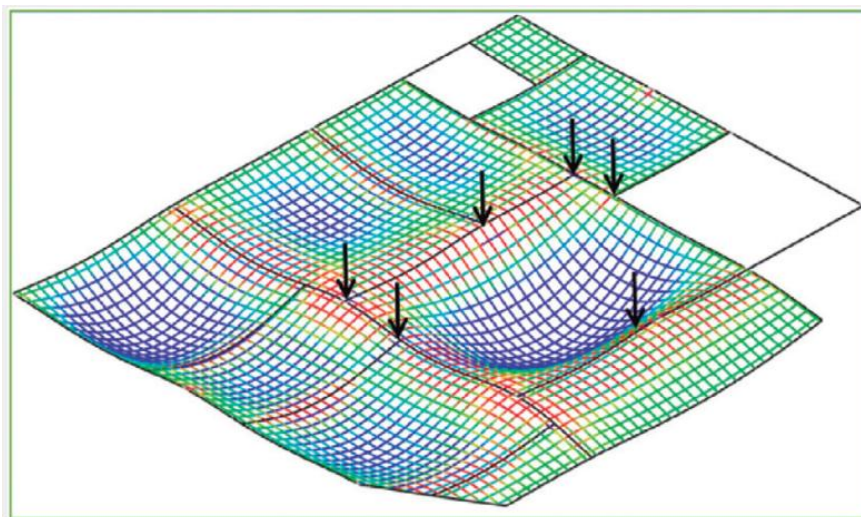
Para a análise dos pavimentos dos edifícios selecionados, foi necessário adotar modelos de cálculo apropriados para a obtenção dos esforços solicitantes das lajes, que por sua vez transferem para as paredes. Segundo Kimura *et. al.* (2022) as lajes de um pavimento são elementos planos cujo comportamento deve ser analisado com base na teoria das placas, por meio do método dos elementos finitos. No entanto, uma solução prática e amplamente utilizada em escritórios de projeto é a aplicação da analogia de grelha.

Essa analogia consiste em substituir a laje original por um modelo em grelha formado por barras interligadas, configuradas de modo a reproduzir a rigidez e o comportamento estrutural da laje. Como se trata de uma análise numérica, o espaçamento entre as barras da grelha exerce papel fundamental na precisão dos resultados. Em geral, utiliza-se espaçamento de 50 cm, sendo recomendável reduzi-lo em regiões com maior concentração de esforços, a fim de obter uma análise mais refinada.

A representação das lajes por meio de grelhas permite a integração com as vigas, viabilizando a análise conjunta de todo o pavimento. Essa modelagem integrada considera a interação entre lajes e vigas, possibilitando a avaliação da transferência de cargas, uma vez que a rigidez de cada viga é levada em conta. Dessa forma, o modelo simula adequadamente o direcionamento das cargas para os elementos de maior rigidez e permite ainda considerar os efeitos que uma laje pode exercer sobre outra, incluindo a introdução de cargas concentradas ao longo dos eixos das vigas com intensidades variáveis.

Embora a analogia de grelha não forneça valores exatos dos esforços, ela oferece uma aproximação satisfatória para fins de projeto estrutural, dispensando a utilização de métodos simplificados, como o uso de tabelas. A Figura 2 ilustra um modelo de grelha para análise de lajes.

Figura 2 - Ilustração do modelo de grelha para as lajes



Fonte: Kimura et al. (2022)

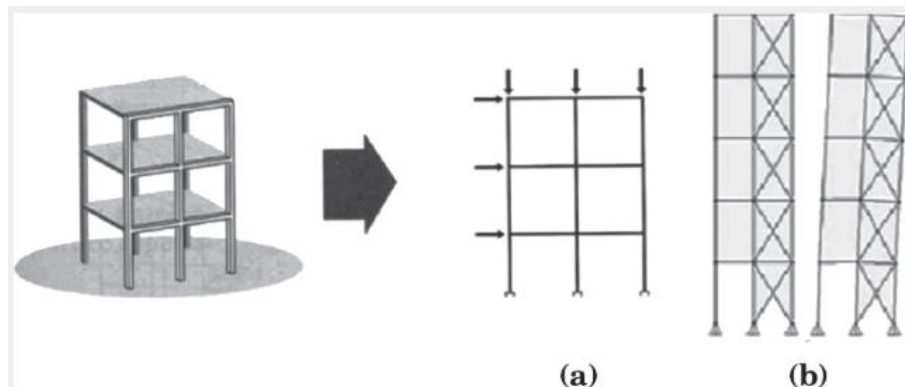
2.5 MODELOS PARA A ESTABILIDADE GLOBAL

Para a análise da estabilidade global existem dois modelos usuais para cálculo dos esforços solicitantes, são eles o modelo de pórtico plano e o modelo de pórtico espacial.

Segundo Kimura et al. (2022), os pórticos planos são subestruturas de barras idealizadas que representam os pilares e as vigas trabalhando em conjunto, com ações atuando essencialmente em seu plano. Essas ações podem ser verticais, decorrentes do peso próprio e da utilização, ou horizontais, geralmente associadas à ação do vento. As ligações em estruturas de concreto são, em sua maioria, rígidas. No entanto, pode ser necessário, no modelo estrutural, a adoção de contraventamentos em X para resistir aos esforços horizontais, como ilustrado na Figura 3, item (b). A Figura 3, à esquerda, apresenta um edifício conceitual, enquanto

o item (a) da mesma figura mostra como um pórtico plano pode representar esse edifício conceitual.

Figura 3 - Pórticos planos

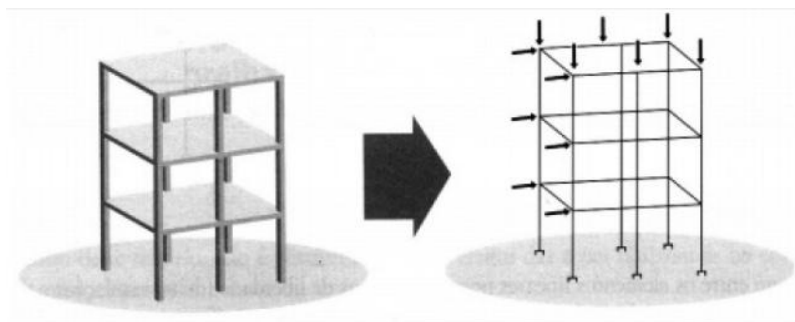


Fonte: Kimura (2007)

A limitação desse modelo está no fato de que não é possível considerar os esforços de torção, uma vez que as ações estão restritas ao plano do pórtico. As cargas aplicadas normalmente são aquelas provenientes das lajes, que devem ser analisadas por outro método antes de serem transferidas para as barras do pórtico, além do peso próprio das vigas e eventuais cargas de paredes apoiadas. As cargas horizontais de vento devem ser aplicadas em cada pórtico de forma proporcional à sua rigidez, ou seja, quanto maior a rigidez do pórtico em determinada direção, maior será a parcela de carga que ele absorverá.

Para o modelo dos edifícios em análise, optou-se pela utilização do modelo de pórtico espacial. Segundo Kimura et al. (2022), o pórtico espacial é um modelo tridimensional que representa as vigas e os pilares dos edifícios por meio de barras, submetidas a diferentes ações, sejam elas verticais ou horizontais, com o objetivo de se obter os esforços solicitantes para as diversas combinações de carregamentos. Cada nó — o encontro entre uma viga e um pilar — no pórtico espacial possui seis graus de liberdade: três translações e três rotações. Dessa forma, é possível reunir, em um único modelo para cada elemento, as forças normais de tração ou compressão, as forças cortantes, os momentos fletores e os momentos torsores. A utilização do modelo de pórtico espacial é necessária quando as forças aplicadas não apresentam simetria, assim como nos casos em que o edifício possui uma configuração assimétrica. A Figura 4 representa como é o modelo de pórtico espacial.

Figura 4 - Pórtico espacial



Fonte: Kimura (2007)

2.6 ALFA E GAMA Z PARA EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO

Com o objetivo de estabelecer parâmetros de análise mais confiáveis, Carmo (1995) demonstrou a importância de considerar os efeitos de segunda ordem, que englobam a não linearidade física (NLF) dos materiais e a não linearidade geométrica (NLG) da estrutura. Naquela época, a norma vigente (NB-1/1978) permitia que os projetistas desconsiderassem os efeitos de ações laterais sob certas condições. Entre os critérios utilizados estavam à altura do edifício ser inferior a quatro pavimentos ou a relação flecha/altura (a/H) não ultrapassar $1/500$. Como consequência, a análise dos efeitos de segunda ordem era omitida.

No estudo, em um dos edifícios analisados, verificou-se que, segundo a norma, a ação do vento não precisava ser considerada, o que levaria à omissão dos efeitos de segunda ordem. No entanto, utilizando um processo simplificado de análise de segunda ordem, foi observado que esses efeitos eram aproximadamente 38% maiores que os de primeira ordem na direção analisada. Caso o projetista seguisse estritamente os critérios da NB-1/1978, não teria conhecimento nem da magnitude dos efeitos de primeira ordem, tampouco dos de segunda ordem, o que poderia comprometer o equilíbrio da edificação.

Ainda no estudo de Carmo (1995), foi mostrado uma correlação entre o α e o γ_z para estruturas em concreto armado na qual é possível se obter o γ_z a partir do α já calculado, foi demonstrado que a relação se dá por meio de um polinômio de terceiro

grau, exemplificado na Eq. (2.7).

$$\gamma_z = 0.90 + 0.52\alpha - 0.62\alpha^2 + 0.46\alpha^3 \quad \text{Eq. (2.7)}$$

A equação empírica foi desenvolvida a partir da análise de trinta edifícios típicos em concreto armado, resultando em 60 pares de valores entre os parâmetros α e γ_z , 30 para a direção X e 30 para a direção Y. Na época, os efeitos de segunda ordem eram frequentemente avaliados com base na relação entre flecha e altura da estrutura. No entanto, o estudo concluiu que esse critério deveria ser abandonado para fins de análise global, sendo mais adequado apenas para a verificação do estado limite de deformações excessivas. Para a análise estrutural de edifícios em concreto armado, recomenda-se a utilização dos parâmetros α e γ_z , sendo o γ_z particularmente vantajoso, pois possibilita a majoração das ações e a obtenção dos esforços que consideram os efeitos de segunda ordem.

A obtenção da Eq. (2.7) representou um avanço significativo, pois passou a permitir o cálculo direto do γ_z a partir de α . Embora atualmente os softwares comerciais já permitam o cálculo automático e eficiente de ambos os parâmetros, à época, essa equação representava uma solução prática e acessível aos projetistas.

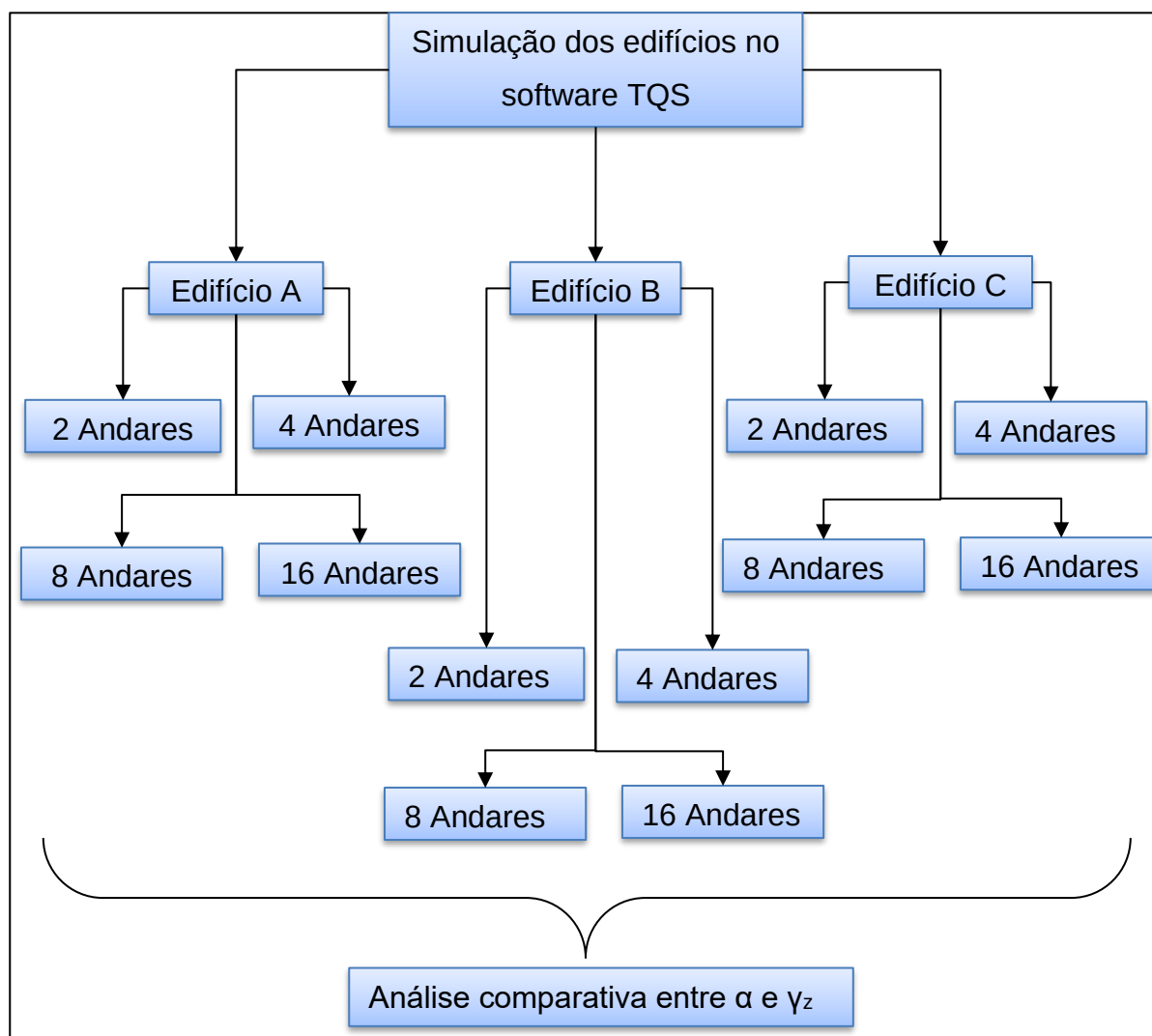
3 METODOLOGIA

Para a realização deste trabalho, foram desenvolvidos 12 modelos estruturais de edifícios em alvenaria utilizando o software TQS Alvest (versão 25). O objetivo foi calcular o coeficiente de estabilidade global γ_z e o parâmetro α dos edifícios modelados, a fim de verificar se ambos fornecem o mesmo indicativo quanto à ocorrência de efeitos de segunda ordem nas estruturas analisadas.

Foram utilizadas, neste estudo, três modulações de edifícios fornecidas pela empresa **Projetec Engenharia de Estruturas**. Para simplificação dos modelos, desconsideraram-se eventuais subsolos, e, nos três tipos distintos de edificações, adotou-se que o térreo equivaleria ao primeiro pavimento tipo. As fundações não foram incluídas nos modelos, uma vez que o foco está na obtenção dos parâmetros de estabilidade global.

Cada modelo de edifício foi analisado em diferentes alturas: 2 andares (1 pavimento tipo + cobertura), 4 andares (3 pavimentos tipo + cobertura), 8 andares (7 pavimentos tipo + cobertura) e 16 andares (15 pavimentos tipo + cobertura). A Figura 5 apresenta uma ilustração que facilita a compreensão do procedimento adotado.

Figura 5 - Fluxograma da metodologia



Fonte: Autoria própria (2025)

Ressalta-se que buscou-se dimensionar adequadamente os edifícios quanto à compressão simples, flexo-compressão, flexo-tração (quando necessário) e cisalhamento. Para isso, foram adotados critérios baseados na resistência dos blocos, na quantidade de graute e na quantidade de armadura necessária para o dimensionamento ideal das paredes estruturais.

Com base nos resultados obtidos em cada modelo, foi possível realizar uma comparação entre os coeficientes e, assim, elaborar a conclusão do trabalho, conforme os objetivos previamente estabelecidos.

4 APLICAÇÃO DO MÉTODO

Neste item será detalhado como foi o processo de modelagem, as considerações feitas e a apresentação das modulações dos três edifícios utilizados neste trabalho.

4.1 CRITÉRIOS ADOTADOS PARA OS MODELOS

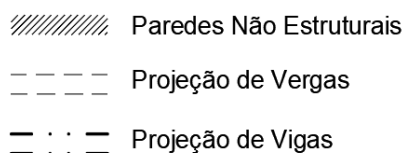
Quando se faz o uso de softwares para análise de estruturas é de extrema importância ficar atento aos critérios que os softwares usam para simular uma estrutura real, dentre esses critérios estão os modelos que o software vai utilizar para aplicar as ações verticais e horizontais, e para posteriormente se obter os esforços solicitantes e se fazer o correto dimensionamento.

Diante disto, para uma obtenção e distribuição mais satisfatória dos esforços das lajes para as paredes estruturais escolheu-se fazer uso do modelo de grelha-TQS. Para as cargas horizontais, foi adotado o modelo de pórtico espacial, na qual as barras verticais do modelo representam os subconjuntos de vento X e vento Y, na qual está ligada por barras horizontais articuladas em que se respeita os deslocamentos e rotações em cada barra vertical.

4.2 APRESENTAÇÃO E DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS

A análise estrutural de um edifício exige um entendimento detalhado de suas características principais. Dessa forma, neste tópico, serão apresentadas as principais características dos edifícios considerados neste trabalho, abrangendo aspectos como blocos utilizados, dimensões e principais cargas atuantes. A Figura 6 demonstra uma legenda para a melhor leitura das 3 modulações dos edifícios.

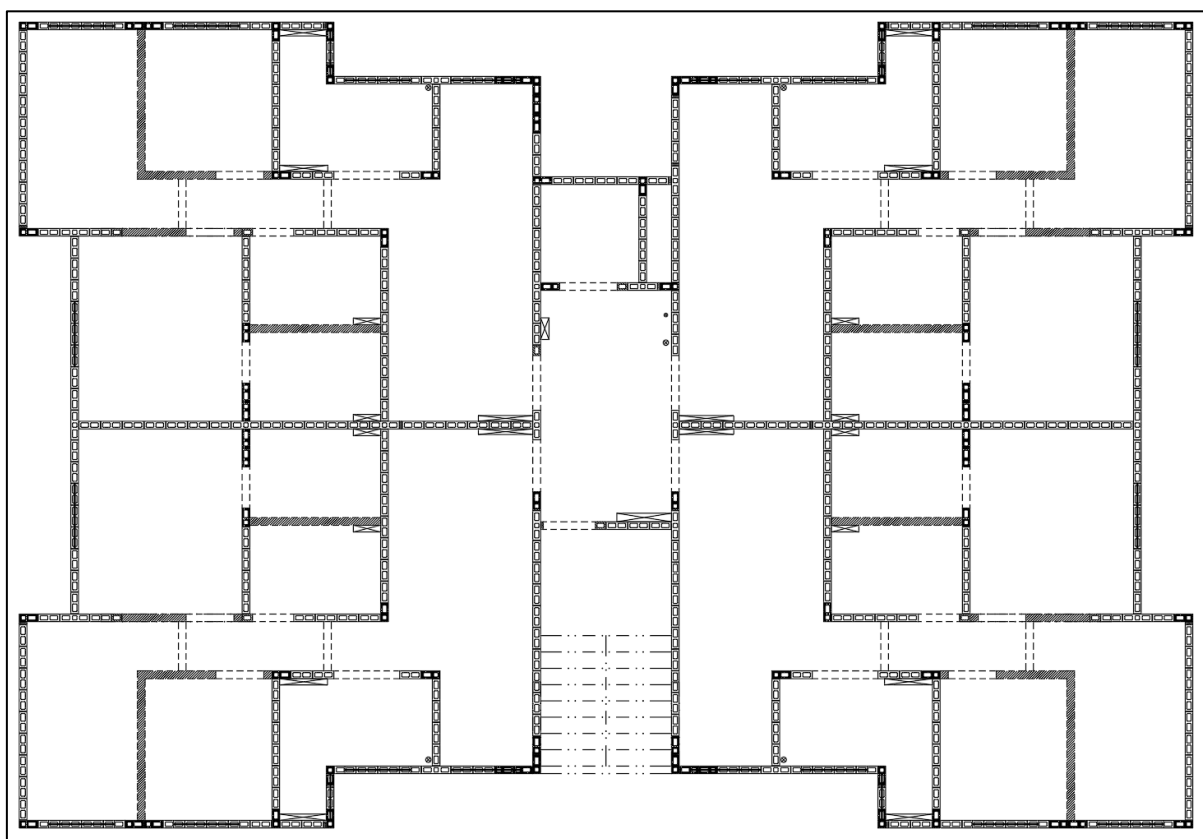
Figura 6 - Legenda para os edifícios A, B e C



Fonte: Projotec Engenharia de estruturas (2025)

Iniciando pelo Edifício A, sua modulação está representada na Figura 7 (sem escala e sem cotas). O edifício é composto por quatro apartamentos por andar, utilizando blocos de concreto da família 39x14, com pé-direito de 2,92 metros, sendo 12 centímetros correspondentes à espessura da laje. A carga considerada para a alvenaria é de 0,245 tf/m².

Figura 7 - Modulação da primeira fiada – Edifício A



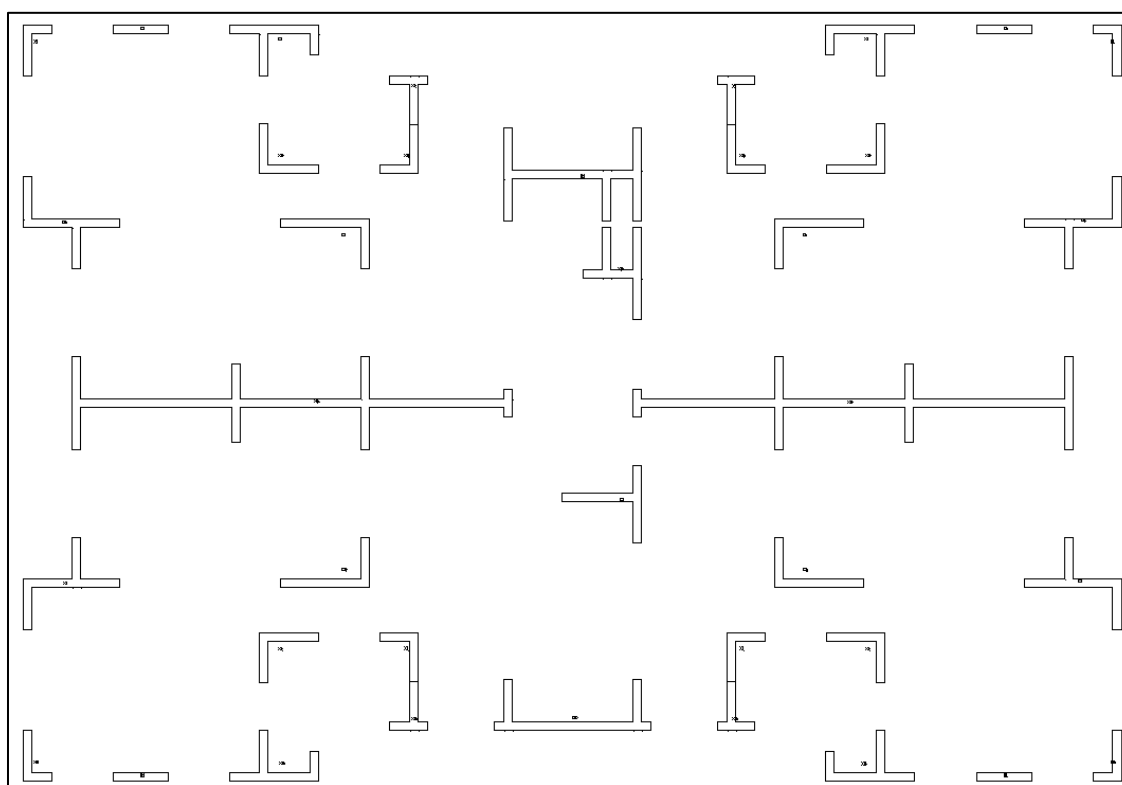
Fonte: Projotec Engenharia de estruturas (2025)

Seguindo o princípio de se conhecer melhor o objeto de estudo, foram avaliados os momentos de inércia em torno dos eixos X e Y. O software utilizado realiza esses cálculos com base nas áreas brutas dos elementos estruturais,

considerando a área bruta dos blocos, porém com ajuste de área equivalente para regiões com furos grauteados. Essa abordagem influencia diretamente no cálculo do deslocamento horizontal. Para fins de caracterização comparativa dos edifícios, será considerada a inércia correspondente à condição de graute mínimo. Ressalta-se, no entanto, que para o cálculo do deslocamento horizontal, o software adota a inércia real de cada pavimento, levando em conta todos os furos efetivamente grauteados.

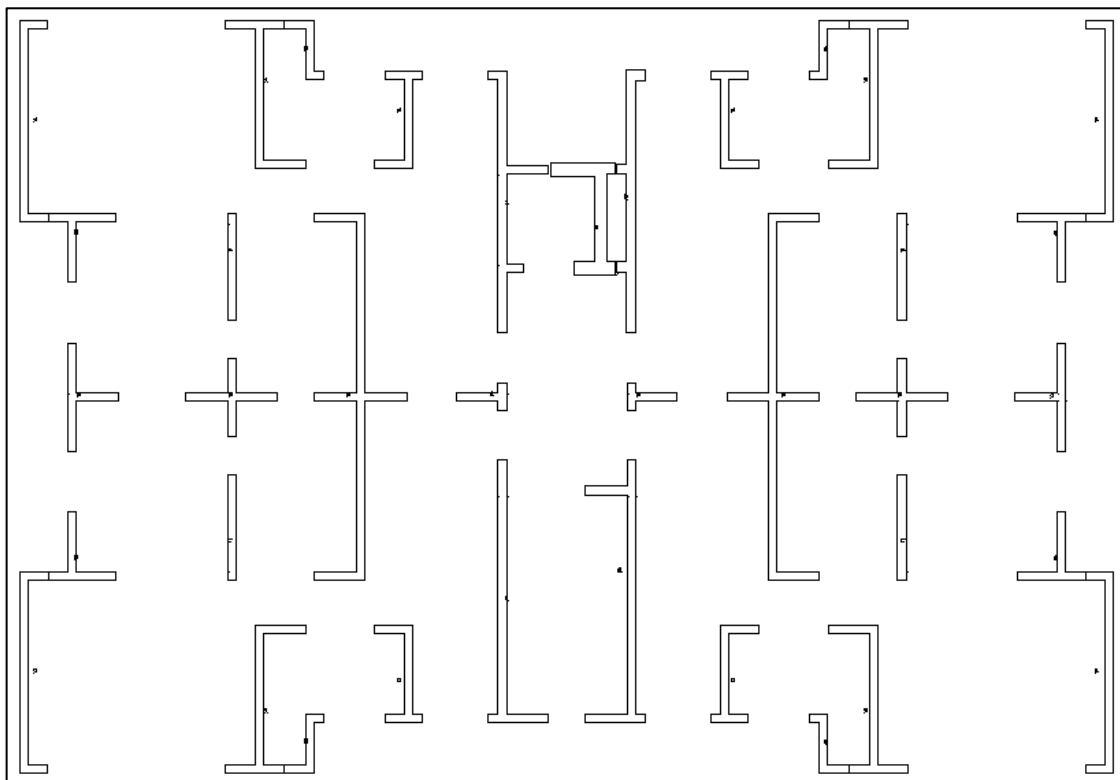
Para o edifício A, não se observa grandes diferenças nas inércias das subestruturas vento X e Y (representadas nas Figura 8 e Figura 9, respectivamente), com momentos de inércia de $38,63 \text{ m}^4$ em torno de X resistindo as cargas horizontais na direção Y e $39,12 \text{ m}^4$ em torno de Y resistindo as cargas horizontais na direção X.

Figura 8 - Subestrutura vento X edifício A



Fonte: Autoria própria (2025)

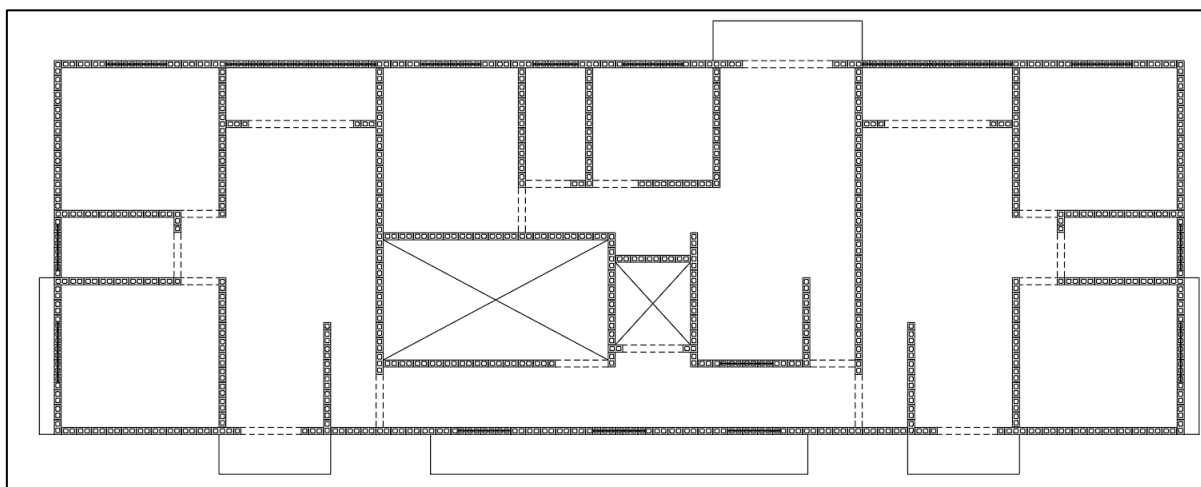
Figura 9 - Subestrutura vento Y edifício A



Fonte: Autoria própria (2025)

O edifício B é composto por três apartamentos por andar, os blocos da modulação são blocos de concreto da família 29x14 com 2,92 metros de pé direito sendo 12 centímetros para a laje. A carga considerada para a alvenaria é de 0,245 tf/m². a modulação pode ser vista na Figura 10 sem escala e sem cotas.

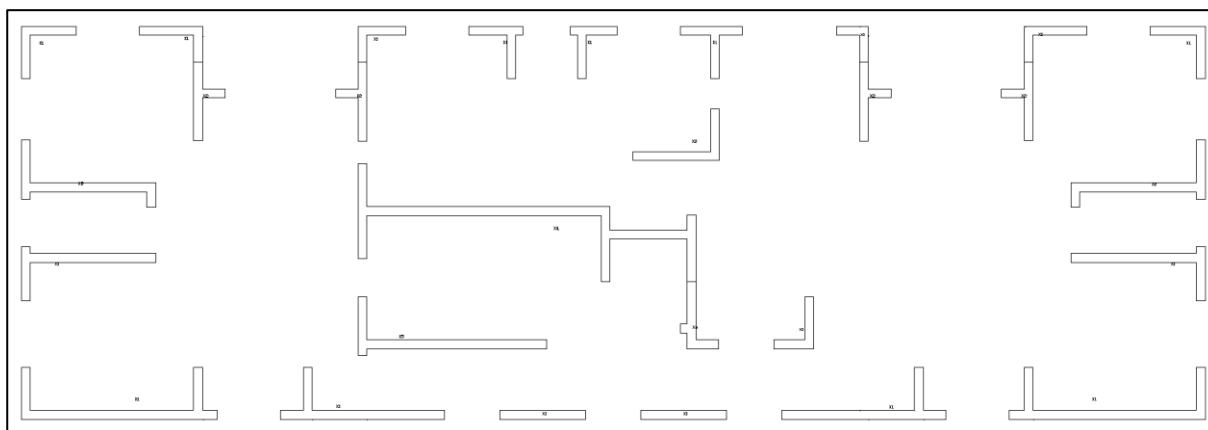
Figura 10 - Modulação da primeira fiada – Edifício B



Fonte: Projetc Engenharia de estruturas (2025)

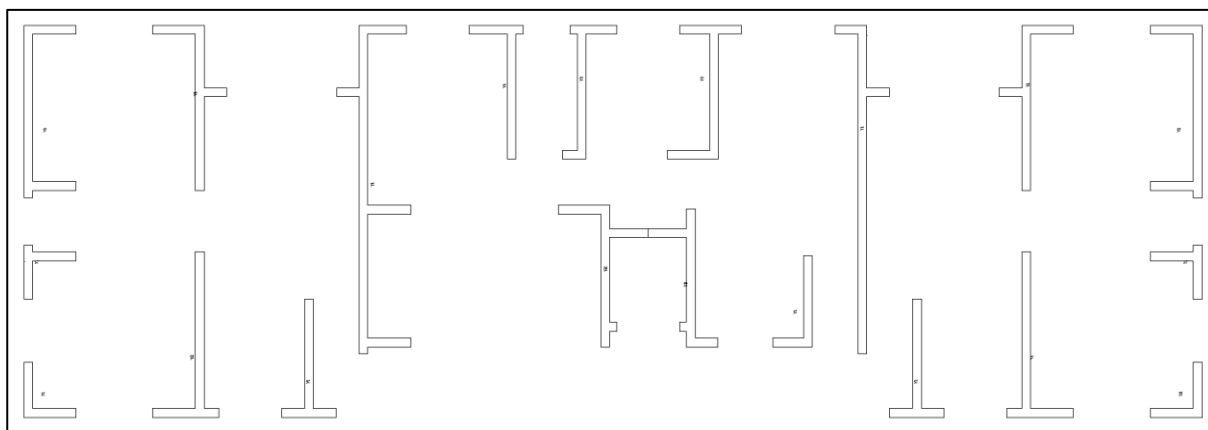
Seguindo a mesma abordagem adotada para o Edifício A, a direção X apresenta uma soma dos momentos de inércia em torno de Y igual a $14,39 \text{ m}^4$, enquanto a direção Y possui uma inércia em torno de X igual a $18,96 \text{ m}^4$. A Figura 11 e Figura 12 demonstram as subestruturas de vento X e vento Y para o edifício B

Figura 11 - Subestruturas vento X edifício B



Fonte: Autoria própria (2025)

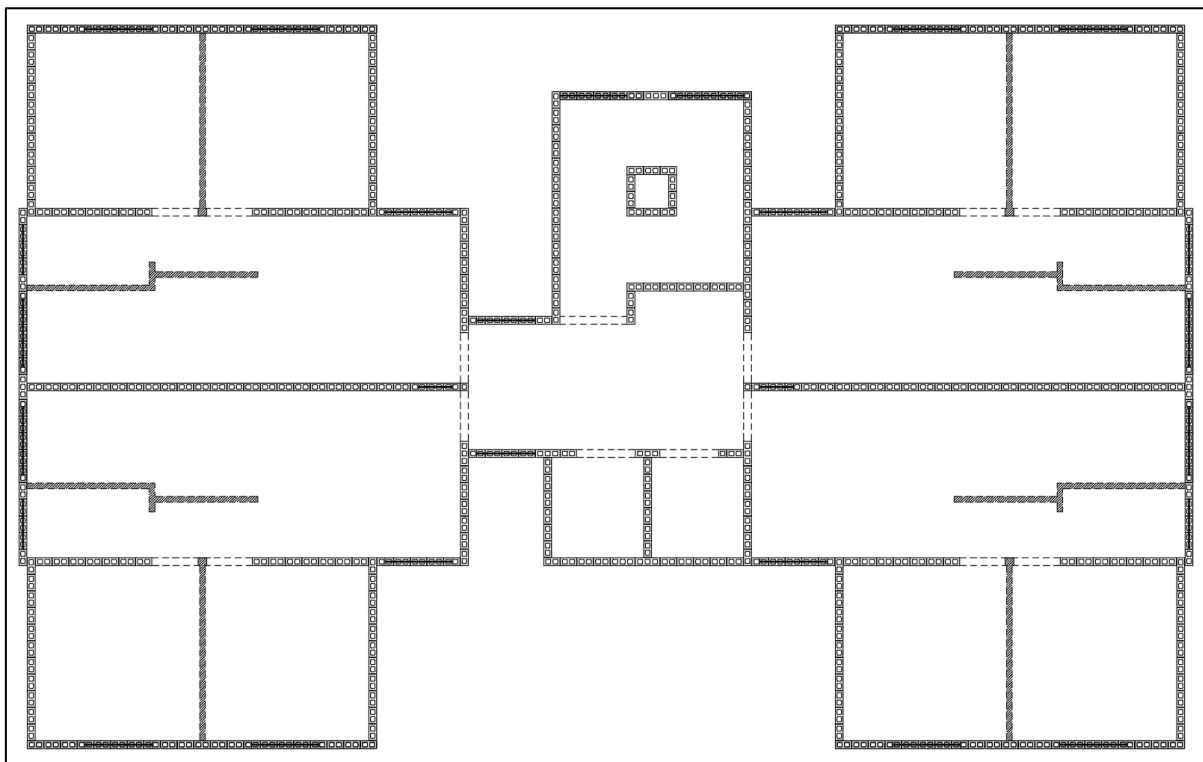
Figura 12 - Subestruturas vento Y edifício B



Fonte: Autoria própria (2025)

E por fim o edifício C é composto por 4 apartamentos por andar, os blocos da modulação são blocos de concreto da família 29x14 com 2,92 metros de pé direito sendo 12 centímetros para a laje. A carga considerada para a alvenaria é de $0,245 \text{ tf/m}^2$. A modulação pode ser vista na Figura 13 sem escala e sem cotas.

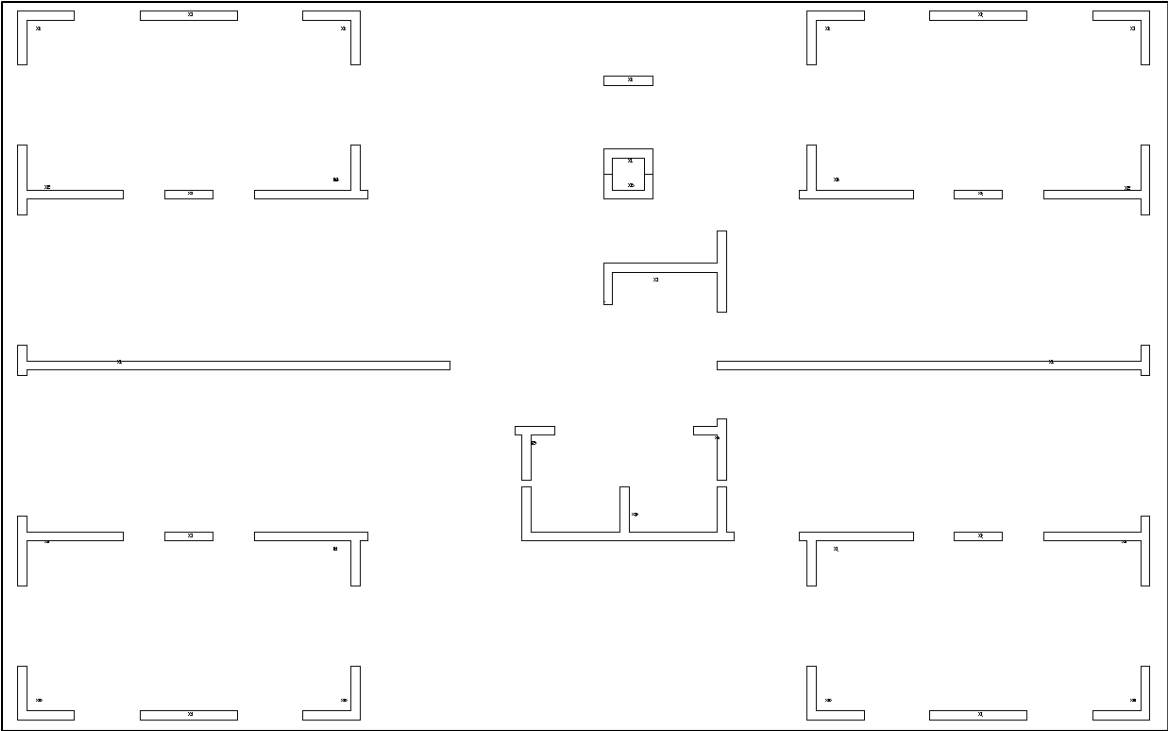
Figura 13 - Modulação da primeira fiada – Edifício C



Fonte: Projetec Engenharia de estruturas (2025)

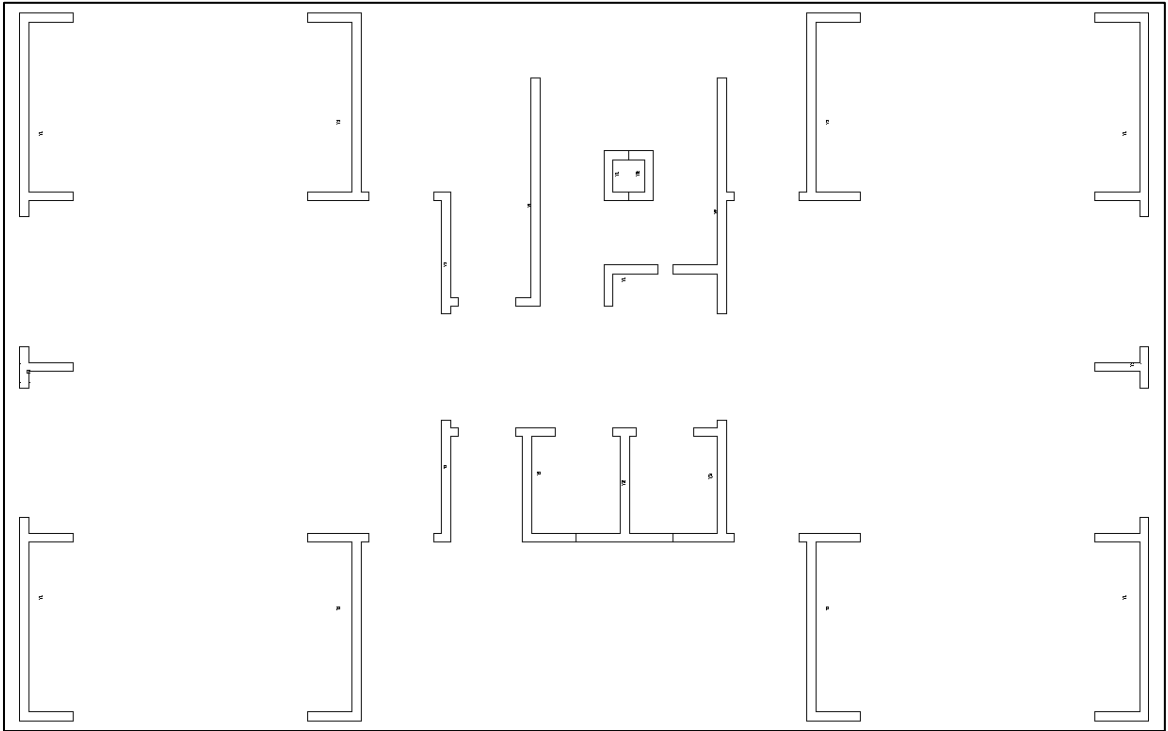
E também na mesma linha dos outros dois edifícios, a direção X possui uma soma das inércias de $18,12 \text{ m}^4$ em torno do eixo Y, e a direção Y possui uma soma das inércias de $14,42 \text{ m}^4$ em torno do eixo X. A Figura 14 e Figura 15 demonstram as subestruturas das direções mencionadas.

Figura 14 - Subestruturas de vento X edifício C



Fonte: Autoria própria (2025)

Figura 15 - Subestruturas de vento Y edifício C



Fonte: Autoria própria (2025)

Um ponto a se destacar é que o que influenciar um edifício ser indeslocável ou não, é a densidade de paredes do pavimento e o módulo de elasticidade da alvenaria, ou seja maior rigidez às forças horizontais. Desta forma, espera-se que o edifício A possua efeitos de segunda ordem menores do que os edifícios B e C, devido a inércia em X e Y estarem na casa de 38 m⁴ e os edifícios B e C na casa de 18 m⁴. Lembrando que para a alvenaria estrutural, mais furos grauteados também confere maior rigidez.

4.2.1 Cargas nas lajes do pavimento cobertura

Para o carregamento nas lajes da cobertura foi feito uma estimativa do consumo de água que os edifícios terão seguindo as seguintes premissas:

- Consumo diário per capita = 150 L/hab·dia
- Número de apartamentos por andar no edifício A = 4 Apartamentos
- Número de apartamentos por andar no edifício B = 3 Apartamentos
- Número de apartamentos por andar no edifício C = 4 Apartamentos
- Número de pessoas por apartamentos = 3 pessoas
- Reserva de incêndio para todos os edifícios = 8 m³
- Volume de água reservada no reservatório superior = (consumo diário + reserva de incêndio) · 40%
- Cargas aplicadas na laje da região da escada e elevador
- Área região da escada/elevador edifício A = 14,97 m²
- Área região da escada/elevador edifício B = 10,87 m²
- Área região da escada/elevador edifício C = 10,96 m²

Os dados utilizados para o carregamento das lajes da cobertura devido a caixa d'água podem ser vistos na Tabela 1.

Tabela 1 - Dados para cálculo das cargas devido a caixa d' água

Habitantes Edifício	Consumo Diário [l/dia]	Reservatório Superior [m ³]
Edifício A		

2 Andares	24	3600	4,64
4 Andares	48	7200	6,08
8 Andares	96	14400	8,96
16 Andares	192	28800	14,72
Edifício B			
2 Andares	18	2700	4,28
4 Andares	36	5400	5,36
8 Andares	72	10800	7,52
16 Andares	144	21600	11,84
Edifício C			
2 Andares	24	3600	4,64
4 Andares	48	7200	6,08
8 Andares	96	14400	8,96
16 Andares	192	28800	14,72

Fonte: Autoria própria (2025)

E por fim fazendo-se a divisão do volume de água pela área que irá receber a carga, tem-se o carregamento aplicado na laje.

Tabela 2 - Cargas na região da escada e elevador do pavimento cobertura em tf/m²

	Edifício A	Edifício B	Edifício C
2 Andares	0,31	0,39	0,42
4 Andares	0,41	0,49	0,55
8 Andares	0,60	0,69	0,82
16 Andares	0,98	1,09	1,34

Fonte: Autoria própria (2025)

Para as demais lajes foi considerado uma carga permanente de 0,1 tf/m² e 0,15 tf/m² de carga de utilização.

4.2.2 Cargas nas lajes dos pavimentos tipo

Para a definição das cargas no pavimento tipo de todos os edifícios, foi utilizada a norma NBR 6120 (2019). Além do peso próprio da laje, considerou-se uma carga permanente de 0,1 tf/m², que contempla os pesos dos revestimentos de argamassa, forro e cerâmica. Já para a carga de utilização, foi adotado um valor de 0,15 tf/m².

Ao analisar a Figura 7 e Figura 13, que ilustram as modulações dos edifícios estudados, observa-se a presença de paredes de alvenaria apoiadas sobre a laje. Para essas cargas, considerou-se o uso de blocos cerâmicos de vedação com espessura de 9 cm com revestimento de 1 cm em cada face. De acordo com a NBR 6120, a carga atribuída a esse tipo de alvenaria é de $0,11 \text{ tf/m}^2$. Assim, com uma altura de parede de 2,80 metros de alvenaria, obtém-se uma carga linear de $0,31 \text{ tf/m}$.

Para as escadas e os corredores de uso comum, foram consideradas cargas permanentes de $0,1 \text{ tf/m}^2$ e cargas de utilização de $0,3 \text{ tf/m}^2$.

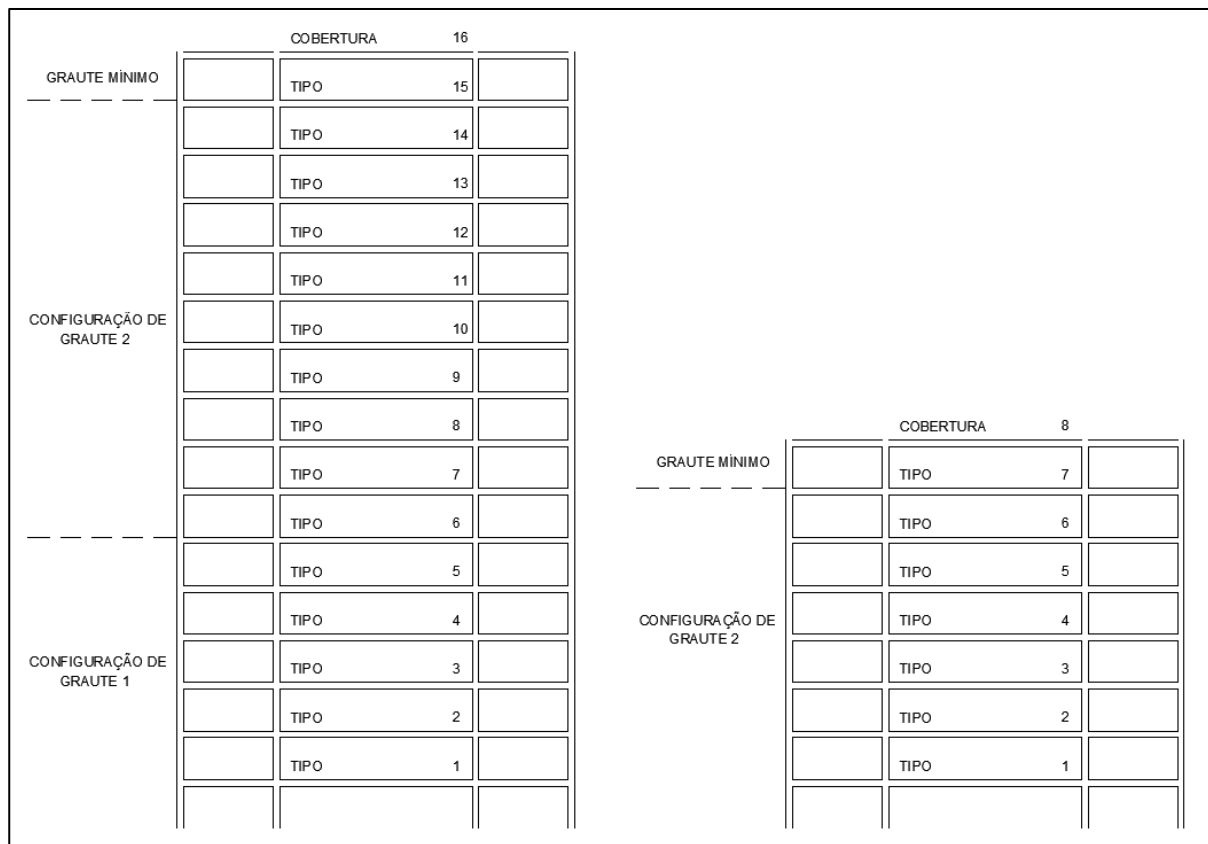
4.2.3 Grauteamento mínimo

O grauteamento mínimo consiste na aplicação de graute apenas nos encontros de paredes e nas extremidades das aberturas, como portas e janelas. Essa configuração foi adotada nos edifícios que não estão sujeitos a grandes solicitações verticais e horizontais, como os de 2 e 4 pavimentos, nos quais a resistência dos blocos já é suficiente para garantir a estabilidade estrutural. Da mesma forma, nos edifícios de 8 e 16 andares, o grauteamento mínimo foi adotado especificamente nos pavimentos de cobertura, onde as solicitações estruturais são menos significativas.

4.3 DIMENSIONAMENTO DOS EDIFÍCIOS

No caso específico dos modelos de 16 andares, adotou-se uma disposição diferenciada de graute a partir do sexto pavimento: do 1º ao 6º pavimento utilizou-se uma configuração mais densa de graute em relação aos pavimentos do 7º ao 15º, sendo que o 16º pavimento, apesar de receber carga significativa da caixa d'água, não exigiu aumento dos pontos de graute. A Figura 16 ilustra essa disposição para os edifícios de 8 e 16 pavimentos.

Figura 16 - Corte esquemático da distribuição de graute dos edifícios de 8 e 16 pavimentos



Fonte: Autoria própria (2025)

Ressalta-se que, em projetos reais de edifícios em alvenaria, o projetista pode optar por variar a densidade dos pontos de graute mais vezes ao longo da altura do edifício, com o objetivo de racionalizar o uso do concreto e tornar sua aplicação mais eficiente.

A Tabela 3 mostra quais foram os blocos utilizados para as 4 variações das alturas do edifício A.

Tabela 3 - Compilação da resistência dos blocos das 4 alturas do edifício A

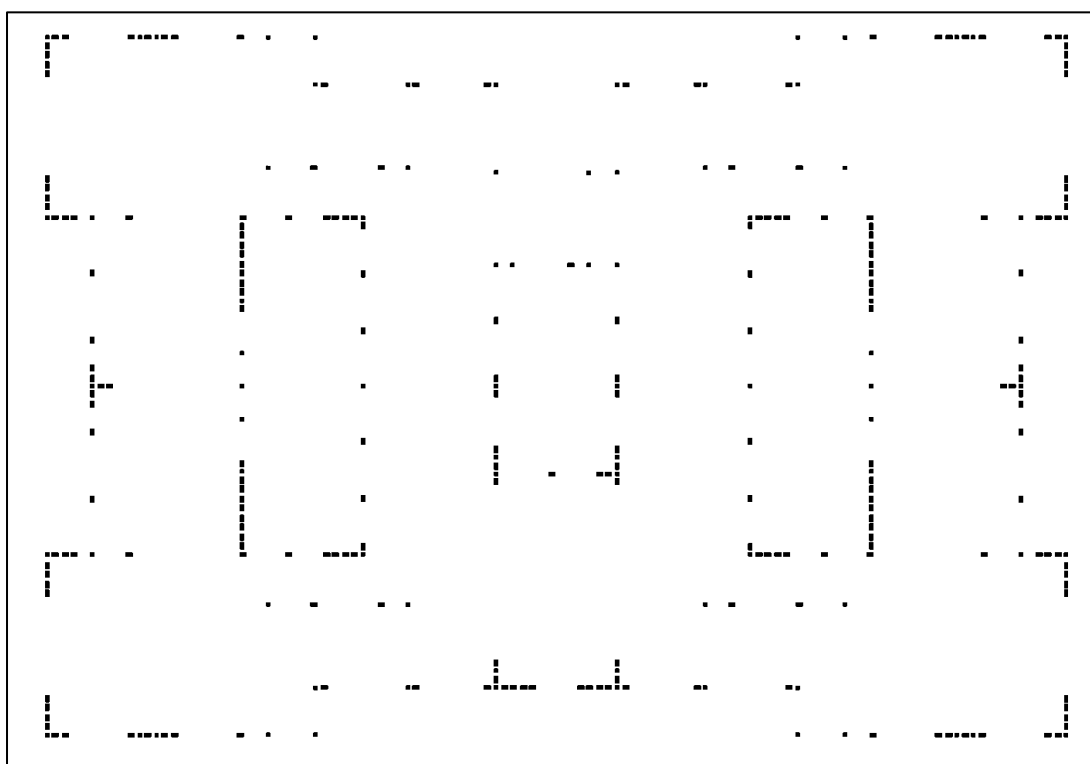
Edifício A				
Pav 16	4 MPa	-	-	-
Pav 15	4 MPa	-	-	-
Pav 14	6 MPa	-	-	-
Pav 13	6 MPa	-	-	-
Pav 12	8 MPa	-	-	-
Pav 11	8 MPa	-	-	-
Pav 10	10 MPa	-	-	-
Pav 9	10 MPa	-	-	-

Pav 8	12 MPa	4 MPa	-	-
Pav 7	14 MPa	4 MPa	-	-
Pav 6	14 MPa	6 MPa	-	-
Pav 5	16 MPa	6 MPa	-	-
Pav 4	18 MPa	8 MPa	4 MPa	-
Pav 3	18 MPa	8 MPa	4 MPa	-
Pav 2	24 MPa	10 MPa	4 MPa	4 MPa
Pav 1	24 MPa	10 MPa	4 MPa	4 MPa

Fonte: Autoria própria (2025)

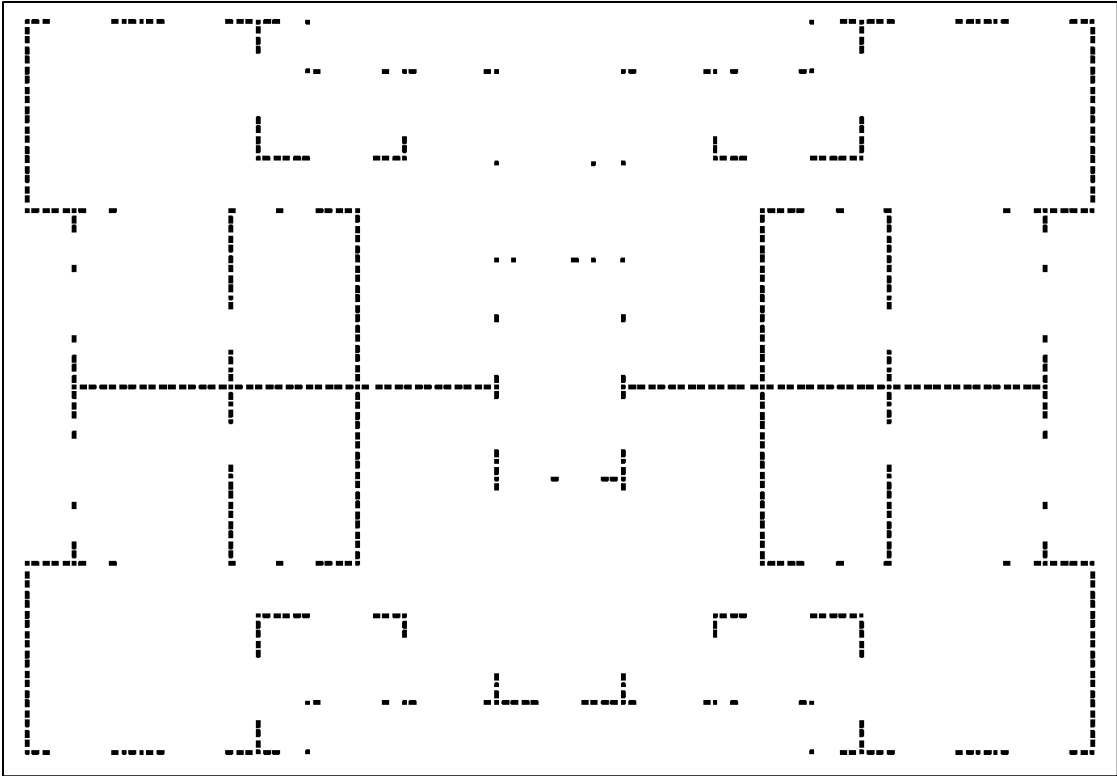
A seguir, na Figura 17, é apresentada a disposição de graute 2, adotada para o dimensionamento do edifício A com 8 e 16 pavimentos. Já a Figura 18 apresenta a configuração de graute 1, utilizada especificamente no edifício A de 16 pavimentos. Nota-se a maior densidade de pontos de graute na Figura 18.

Figura 17 - Configuração de graute 2 para o edifício A



Fonte: Autoria própria (2025)

Figura 18 - Configuração de graute 1 para o edifício A



Fonte: Autoria própria (2025)

A Tabela 4 mostra quais foram os blocos utilizados para as 4 variações das alturas do edifício B.

Tabela 4 - Compilação da resistência dos blocos das 4 alturas do edifício B

Edifício B				
Pav 16	6 MPa	-	-	-
Pav 15	6 MPa	-	-	-
Pav 14	8 MPa	-	-	-
Pav 13	8 MPa	-	-	-
Pav 12	10 MPa	-	-	-
Pav 11	12 MPa	-	-	-
Pav 10	14 MPa	-	-	-
Pav 9	16 MPa	-	-	-
Pav 8	18 MPa	4 MPa	-	-
Pav 7	18 MPa	4 MPa	-	-
Pav 6	20 MPa	6 MPa	-	-
Pav 5	24 MPa	6 MPa	-	-
Pav 4	24 MPa	8 MPa	4 MPa	-
Pav 3	24 MPa	8 MPa	4 MPa	-
Pav 2	24 MPa	12 MPa	4 MPa	4 MPa
Pav 1	24 MPa	14 MPa	6 MPa	4 MPa

Fonte: Autoria própria (2025)

A seguir, na Figura 19, é apresentada a disposição de graute 2, adotada para o dimensionamento do edifício B com 8 e 16 pavimentos. Já a Figura 20 apresenta a configuração de graute 1, utilizada especificamente no edifício B de 16 pavimentos. Nota-se também a maior densidade de pontos de graute na Figura 20.

Figura 19 - Configuração de graute 2 para o edifício B

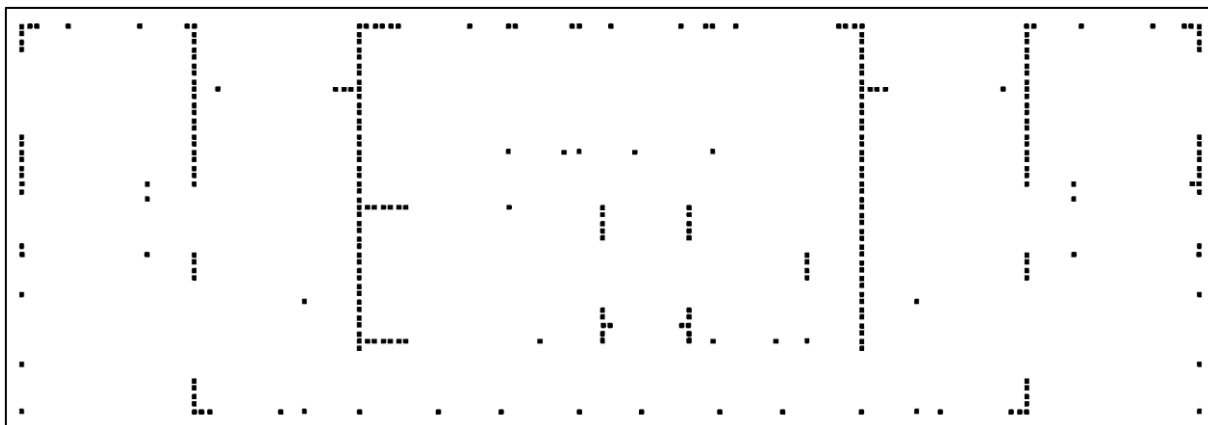
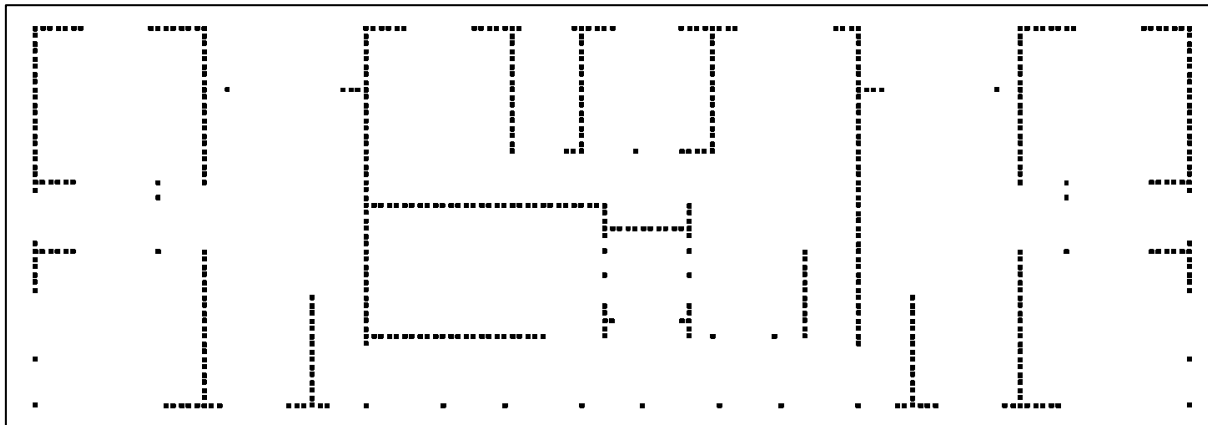


Figura 20 - Configuração de graute 1 para o edifício B



Fonte: Autoria própria (2025)

A Tabela 5 mostra quais foram os blocos utilizados para as 4 variações das alturas do edifício C.

Tabela 5 - Compilação da resistência dos blocos das 4 alturas do edifício C

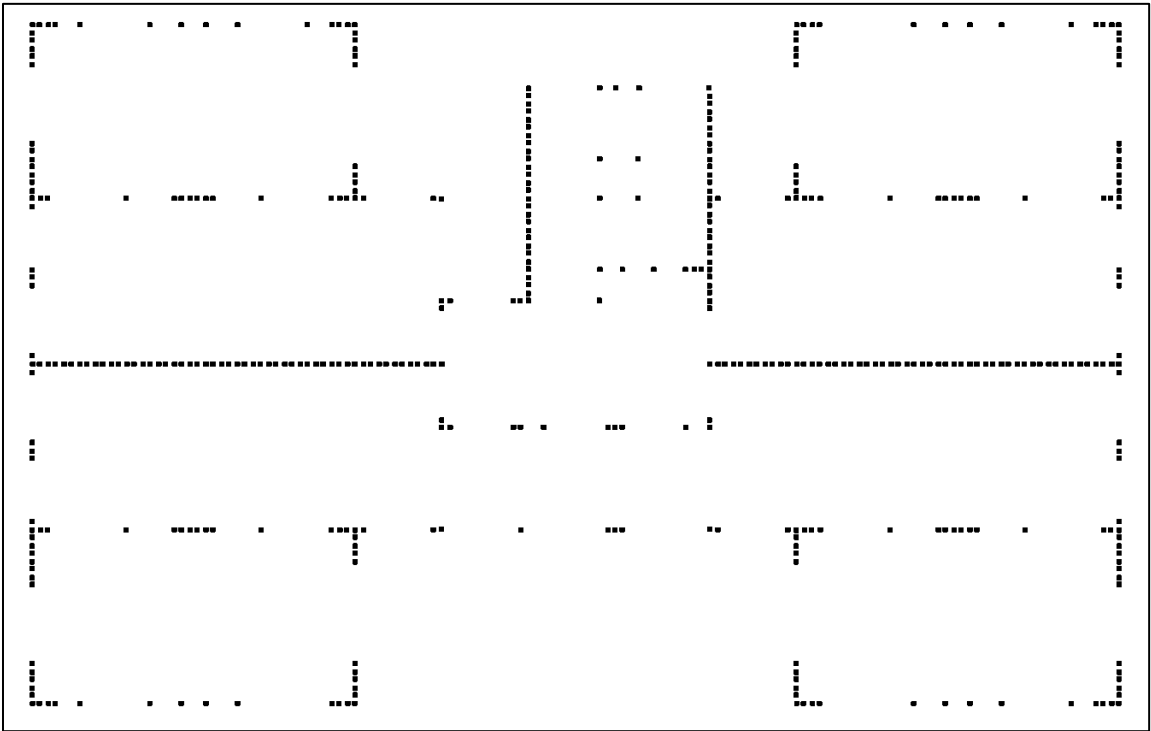
Edifício C				
Pav 16	6 MPa	-	-	-
Pav 15	6 MPa	-	-	-
Pav 14	8 MPa	-	-	-
Pav 13	8 MPa	-	-	-

Pav 12	10 MPa	-	-	-
Pav 11	14 MPa	-	-	-
Pav 10	18 MPa	-	-	-
Pav 9	20 MPa	-	-	-
Pav 8	20 MPa	4 MPa	-	-
Pav 7	24 MPa	4 MPa	-	-
Pav 6	24 MPa	6 MPa	-	-
Pav 5	24 MPa	6 MPa	-	-
Pav 4	24 MPa	8 MPa	4 MPa	-
Pav 3	24 MPa	10 MPa	4 MPa	-
Pav 2	24 MPa	12 MPa	6 MPa	4 MPa
Pav 1	24 MPa	14 MPa	8 MPa	4 MPa

Fonte: Autoria própria (2025)

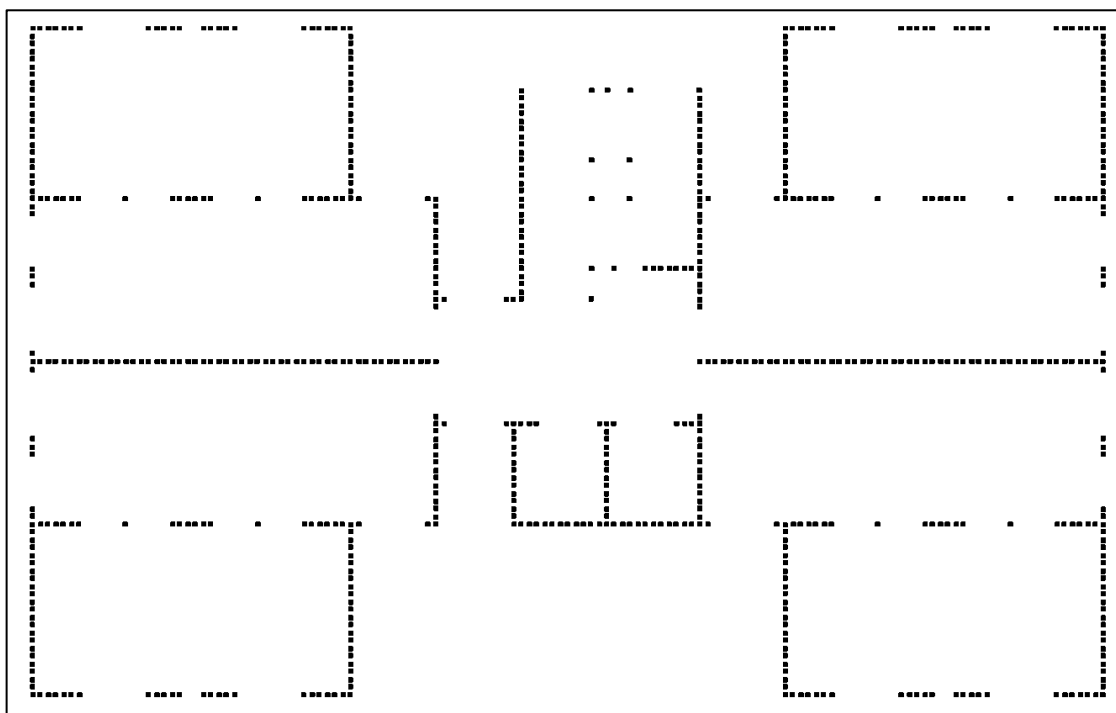
A seguir, na Figura 21, é apresentada a disposição de graute 2, adotada para o dimensionamento do edifício C com 8 e 16 pavimentos. Já a Figura 22 apresenta a configuração de graute 1, utilizada especificamente no edifício C de 16 pavimentos.

Figura 21 - Configuração de graute 2 para o edifício C



Fonte: Autoria própria (2025)

Figura 22 - Configuração de graute 1 para o edifício C



Fonte: Autoria própria (2025)

5 RESULTADOS

Com os edifícios processados, se fez uma análise dos relatórios e cabe aqui uma ressalva, devido às limitações do modelo adotado e à modulação dos edifícios, não foi possível obter um dimensionamento plenamente satisfatório para as edificações mais altas. Em alguns pavimentos, não se verificou o atendimento aos critérios de flexo-compressão, flexo-tração, e a compressão simples para algumas subestruturas, mesmo com a utilização de blocos de maior resistência e altos níveis de grauteamento. Diante desse cenário, buscou-se a melhor solução possível dentro das capacidades e restrições do modelo utilizado.

Outro ponto importante a ser mencionado é que para se chegar nos valores que o programa calculou

Com isso, foi possível se obter os valores que serão utilizados para os cálculos do α e γ_z . Eles estão expostos na Tabela 6, Tabela 7 e Tabela 8. É válido mencionar que as cargas e os esforços são valores característicos. A seguir apresenta-se uma legenda para as tabelas.

- M1 → Momento de primeira ordem
- M2 → Momento de segunda ordem
- Vento 90° → Vento na direção Y cartesiano
- Vento 0° → Vento na direção X cartesiano
- Carga vertical → Somatória de todas as cargas permanentes e de utilização de todos os pavimentos do edifício.
- Carga horizontal → Carga acumulada de vento no primeiro pavimento para a direção analisada.

Tabela 6 - Cargas e esforços solicitantes para o cálculo da estabilidade (edifício A)

Edifício A							
	Carga vertical [tf]	Carga horizontal [tf]		M1 [tf·m]		M2 [tf·m]	
		Vento 90°	Vento 0°	Vento 90°	Vento 0°	Vento 90°	Vento 0°
2 Pav	619,7	13,9	8,2	42,3	24,6	0,0	0,0
4 Pav	1268,5	28,9	17,8	180,9	111,1	0,5	0,4
8 Pav	2579,8	69,4	41,6	879,9	525,6	8,6	6,0

16 Pav	5470,5	169,1	101,8	4307,9	2590,5	146,9	100,7
--------	--------	-------	-------	--------	--------	-------	-------

Fonte: Autoria própria (2025)

Tabela 7 - Cargas e esforços solicitantes para o cálculo da estabilidade (edifício B)

Edifício B							
	Carga vertical [tf]	Carga horizontal [tf]		M1 [tf·m]		M2 [tf·m]	
		Vento 90°	Vento 0°	Vento 90°	Vento 0°	Vento 90°	Vento 0°
2 Pav	400,2	14,5	4,4	44,7	13,4	0,0	0,0
4 Pav	802,5	31,1	8,0	195,6	49,6	0,6	0,2
8 Pav	1673,6	76,2	17,1	967,1	215,5	9,6	2,9
16 Pav	3484,9	186,5	39,7	4755,5	1009,1	200,2	56,1

Fonte: Autoria própria (2025)

Tabela 8 - Cargas e esforços solicitantes para o cálculo da estabilidade (edifício C)

Edifício C							
	Carga vertical [tf]	Carga horizontal [tf]		M1 [tf·m]		M2 [tf·m]	
		Vento 90°	Vento 0°	Vento 90°	Vento 0°	Vento 90°	Vento 0°
2 Pav	478,7	13,0	7,4	39,7	22,5	0,0	0,0
4 Pav	969,1	27,8	15,2	174,4	95,0	0,7	0,3
8 Pav	2051,3	67,6	35,3	857,0	446,8	12,8	4,8
16 Pav	4312,5	165,1	86,9	4207,9	2213,2	260,3	108,5

Fonte: Autoria própria (2025)

E finalmente tem-se os valores do cálculo da estabilidade para as duas direções principais dos edifícios em estudo, representados na Tabela 9. Um ponto importante a ser mencionado é que o programa utiliza a teoria descrita nos tópicos 2.1 e 2.2 desse trabalho, ou seja, o momento de segunda ordem M2, deve ser multiplicado por 1,27.

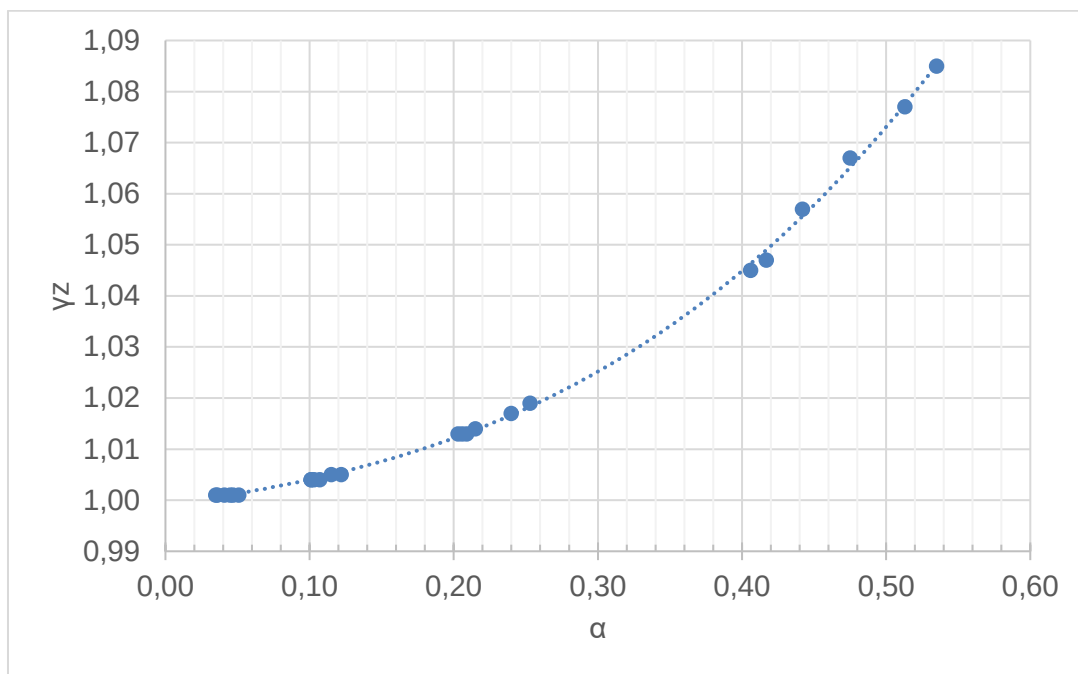
Tabela 9 - Resultados do γ_z e α

	γ_z		α	
	Vento 90	Vento 0	Vento 90	Vento 0
Edifício A - 2 Andares	1,001	1,001	0,035	0,037
Edifício A - 4 Andares	1,004	1,004	0,101	0,106
Edifício A - 8 Andares	1,013	1,015	0,203	0,218
Edifício A - 16 Andares	1,045	1,052	0,407	0,436
Edifício B - 2 Andares	1,001	1,001	0,041	0,047
Edifício B - 4 Andares	1,004	1,005	0,107	0,122
Edifício B - 8 Andares	1,013	1,017	0,206	0,240
Edifício B - 16 Andares	1,057	1,076	0,443	0,510
Edifício C - 2 Andares	1,001	1,001	0,051	0,045
Edifício C - 4 Andares	1,005	1,004	0,115	0,103
Edifício C - 8 Andares	1,019	1,014	0,253	0,215
Edifício C - 16 Andares	1,085	1,067	0,535	0,475

Fonte: Autoria própria (2025)

Com os valores da Tabela 9, criou-se o um gráfico que relaciona o valor de α com o seu correspondente γ_z .

Figura 23 - Gráfico que correlaciona os parâmetros de estabilidade



Fonte: Autoria própria (2025)

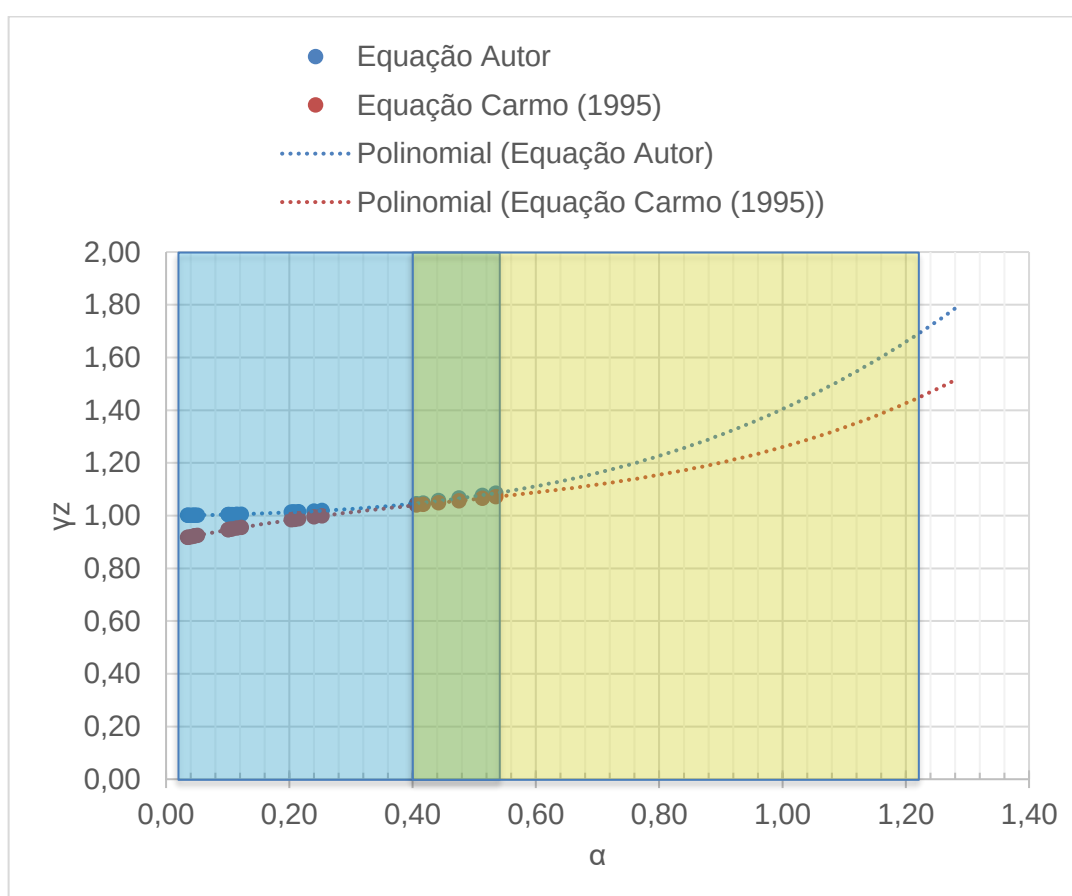
A equação que melhor se ajusta aos dados experimentais obtidos, está demonstrado na Eq. (5.1). O coeficiente de determinação, R^2 , para esta equação é igual a 0,9992.

$$\gamma_z = 0.299\alpha^3 + 0.0656\alpha^2 + 0.0405\alpha + 0.999 \quad \text{Eq. (5.1)}$$

6 ANÁLISE E DISCUSSÃO

Com base nos resultados obtidos no item anterior, foi possível chegar a uma equação semelhante à apresentada por Carmo (1995), obtida para edifício de estrutura aporticadas de concreto armado. Dessa forma, a Eq. (5.1) e a Eq. (2.7) foram representadas em um mesmo gráfico, possibilitando a análise da convergência entre as expressões empíricas em questão.

Figura 24 - Comparação com a equação apresentada por Carmo (1995)



Fonte: Autoria própria (2025)

Um aspecto relevante a ser destacado diz respeito à faixa de validade das equações analisadas. A equação desenvolvida neste trabalho foi baseada em dados empíricos com valores de α variando entre 0,036 e 0,54, enquanto a equação proposta por Carmo (1995) foi construída a partir de valores de α compreendidos entre 0,40 e 1,22. Dessa forma, a equação deste estudo é válida apenas para o intervalo de α entre 0,036 e 0,54, representado em azul na Figura 24, ao passo que a equação de Carmo

(1995) se aplica ao intervalo de 0,40 a 1,22, ilustrado em amarelo na mesma figura.

Cabe ainda observar que os pares de valores α e γ_z utilizados por Carmo (1995) referem-se a estruturas em concreto armado, com alturas significativamente superiores às dos edifícios analisados neste trabalho, os quais foram projetados em alvenaria estrutural. Também, Carmo (1995) utilizou na época considerações de combinações de ação um pouco diferentes das utilizadas atualmente, que levam a valores de γ_{mZ} ligeiramente inferiores dos atuais. Ainda assim, no intervalo de sobreposição entre os dois estudos — α entre 0,40 e 0,54 — as equações apresentaram resultados bastante próximos, conforme destacado na faixa verde da Figura 24.

É importante mencionar que o parâmetro α é tradicionalmente mais utilizado na verificação de edifícios de menor porte, enquanto o parâmetro γ_z é utilizado em estruturas com mais de quatro pavimentos. Em ambos os casos, tais parâmetros são fundamentais para avaliar a susceptibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Quanto maiores os valores de α e γ_z , mais sensível é a estrutura aos efeitos de segunda ordem na direção analisada. Por outro lado, valores mais baixos de α e valores de γ_z mais próximos de 1 indicam uma menor influência desses efeitos.

Todos os edifícios avaliados neste estudo foram aprovados nos critérios de verificação para estruturas de alvenaria, atendendo aos limites de $\alpha < 0,7$ e $\gamma_z < 1,1$, conforme recomendam as normas técnicas.

7 CONCLUSÕES

Assim, conclui-se que, apesar das diferenças entre os modelos e metodologias, os parâmetros analisados convergiram para uma mesma indicação da influência dos efeitos de segunda ordem, validando os parâmetros normativos vigentes em norma.

Dentre os principais aprendizados deste estudo, destaca-se a influência da densidade de paredes na estabilidade global das edificações. Observou-se que edifícios com maior densidade de paredes, a exemplo do edifício A, apresentam maior rigidez estrutural, o que resulta em menor deslocamento e, consequentemente, menor suscetibilidade aos efeitos de segunda ordem. Por outro lado, edificações com menor densidade tendem a ser estruturalmente mais instáveis, exigindo maior atenção no dimensionamento e verificação dos efeitos globais de instabilidade.

Além das contribuições técnicas, este trabalho representou um avanço significativo no desenvolvimento profissional do autor, especialmente no domínio das ferramentas computacionais utilizadas na análise estrutural. A experiência com o software, aliada ao aprofundamento no conceito de estabilidade global e no desempenho estrutural de edifícios em alvenaria, permitiu consolidar conhecimentos essenciais para a atuação na área de engenharia estrutural.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-1: Alvenaria estrutural – Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123:2023: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:2023: Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120:2019: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

BARROS JUNIOR, A. R. Alvenaria estrutural e alvenaria tradicional–vantagens e desvantagens no empreendimento. 2017

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente - **CONAMA. Resolução n.º 307**, de 05 de julho de 2002

CARMO, R.M.S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. São Carlos, 1995. 112p. Dissertação (Mestrado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

CRUZ, J. M. F.; CRUZ, L. C.; SOUZA, J. F. da S.; TANNUSS, Y. H. **O coeficiente de majoração dos esforços globais finais, γ_z** : origem, evolução e tendências. Revista Principia, [S. l.], v. 62, 2024. DOI: 10.18265/2447-9187a2022id7959. Disponível em: <https://periodicos.ifpb.edu.br/index.php/principia/article/view/7959>. Acesso em: 27 jan. 2025.

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

KATO, R. B. **Comparação entre o sistema construtivo convencional eo sistema construtivo em alvenaria estrutural segundo a teoria da construção enxuta**. 2002. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

KIMURA, A. E. *et al.* **IBRACON/ABECE: Estruturas de Concreto Armado**. São Paulo: Ibracon, 2022. 665 p. Volume 1. ISBN 978-85-7975-378-7.

KIMURA, A. E. *et al.* **IBRACON/ABECE: Estruturas de Concreto Armado**. São Paulo: Ibracon, 2023. 716 p. Volume 2. ISBN 978-85-7975-396-1.

Martens, D.R.W. (2025). **In-Plane Instability of URM Shear Walls**. In: Milani, G., Ghiassi, B. (eds) 18th International Brick and Block Masonry Conference. IB2MaC 2024. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 613. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-73314-7_17

MOHAMAD, G. **Construções em Alvenaria Estrutural: materiais, projeto e desempenho**. Editora Blucher, 2021.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural**. São Carlos: EdUFSCar, 2012. 625 p.

PINTO, R.S. **Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 108p. Dissertação (Mestrado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1997.

SILVA SOBRINHO JÚNIOR, Antônio da et al. **O Parâmetro de Instabilidade Global α : Origem, Evolução e Tendências**. *InterScientia*, v. 4, n. 1, p. 1-17, 2016. Disponível em: <https://periodicos.unipe.br/index.php/interscientia/article/download/504/383>. Acesso em: 27 jan. 2025