



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
CENTRO MULTIDISCIPLINAR DE PAU DOS FERROS
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

ÁLVARO FELIPE AGOSTINHO DA SILVA

**UM ESTUDO SOBRE METODOLOGIAS ALTERNATIVAS PARA ANÁLISE DE
ESTABILIDADE EM ESTRUTURAS DE AÇO**

PAU DOS FERROS – RN

2020

ÁLVARO FELIPE AGOSTINHO DA SILVA

**UM ESTUDO SOBRE METODOLOGIAS ALTERNATIVAS PARA ANÁLISE DE
ESTABILIDADE EM ESTRUTURAS DE AÇO**

Monografia apresentada à Banca Examinadora do Curso Ciência e Tecnologia, da Universidade Federal Rural do Semi-Árido em cumprimento às exigências legais como requisito parcial à obtenção do grau de Bacharel em Ciência e Tecnologia.

Orientador: Dr. Matheus Fernandes de Araújo Silva

PAU DOS FERROS – RN

2020

UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
CENTRO MULTIDISCIPLINAR DE PAU DOS FERROS

UM ESTUDO SOBRE METODOLOGIAS ALTERNATIVAS PARA ANÁLISE DE
ESTABILIDADE EM ESTRUTURAS DE AÇO

ÁLVARO FELIPE AGOSTINHO DA SILVA

Monografia apresentada à Banca Examinadora do Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal Rural do Semiárido em cumprimento às exigências legais como requisito parcial à obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

APROVADA EM: 31 / 01 / 2020

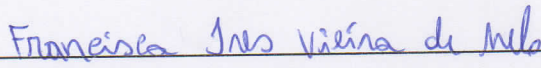
BANCA EXAMINADORA:



Prof Dr. Matheus Fernandes de Araújo Silva
Presidente da Banca e Orientador



Prof.ª Esp. Fabíola Luana Maia Rocha
1º Membro



Prof.ª Esp. Francisca Ires Vieira de Melo
2º Membro

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

S587e Silva, Álvaro Felipe Agostinho da.
Um estudo sobre metodologias alternativas para
análise de estabilidade em estruturas de aço /
Álvaro Felipe Agostinho da Silva. - 2020.
54 f. : il.

Orientador: Matheus Fernandes de Araújo Silva.
Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2020.

1. Estabilidade. 2. Análise Linear. 3. Análise
P-?. 4. Modelo tridimensional. 5. Associação de
pórticos em série. I. Silva, Matheus Fernandes de
Araújo, orient. II. Título.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pelo dom da vida, por ter me abençoado com saúde e iluminado meu caminho durante todos esses anos de graduação. A ele toda honra e toda glória.

Agradeço aos meus pais Joilda de Oliveira e Oscivaldo Agostinho, sem eles nada disso teria acontecido, sempre me guiando no caminho correto e me apoiando nas mais árduas batalhas que enfrentei nesse período. A minha companheira de vida Giovana Nunes luz no meu caminhar, todo amor e gratidão.

Aos meus familiares, sejam os que estão próximos ou distantes, que sempre me incentivaram a procurar conhecimento, em especial aos que mais estavam no meu dia a dia que são meus avôs e avós. Em especial também aos meus tios Breno, Bruno, tia Wigna, Érica, Nadjalene e Oscineide que se fizeram presente em muitos momentos da minha formação acadêmica desde o início.

Ao meu orientador Dr. Matheus Fernandes a minha eterna gratidão, por ser um exemplo de profissional, pelo amigo que és fora do ambiente acadêmico, és o espelho que tenho para a profissão. Agradeço também pela paciência e orientação durante todo o período de Monitoria e direcionamento acadêmico.

Aos meus amigos(as) de infância e da faculdade, que diariamente fazem minha vida melhor e que tornou esse caminhar ainda mais especial, em especial Edvar Júnior, Pedro David, Walheska Benevenuto, Simone Taiane, Isis Costa, Rizomar, Guilherme Fontes, Gabriel Maia, Nyells Maia, Victor Ezequiel, Renê Alexssandro, Bruna Lima.

Aos companheiros(as) do Núcleo Acesso à Terra Urbanizada e ao Dr. Almir Mariano, minha eterna gratidão.

A Universidade Federal Rural do Semi-Árido meus agradecimentos por proporcionar uma educação de excelente qualidade e propiciando meu crescimento profissional e pessoal.

*“Afinal, aquilo que amamos
Sempre fará parte de nós”
J. K. Rowling (Harry Potter)*

RESUMO

Com o avanço na tecnologia e o crescimento no número de construções mais esbeltas se faz necessário um estudo adequado para o dimensionamento estrutural dessas edificações. Devido a isso a análise de estabilidade estrutural é essencial para o bom desempenho da estrutura, sendo essa análise realizada em teoria de segunda ordem. O estudo em questão tem por objetivo principal analisar a metodologia da associação de pórticos planos em série como alternativa para o estudo tridimensional, vendo como principal resultado da pesquisa os valores do coeficiente B_2 encontrados. Foram então produzidos dois modelos estruturais, um plano e outro tridimensional, e esses analisados por método linear e por análise P- Δ , e para a realização dessas análises foi utilizado o *software* SAP2000. Os resultados encontrados mostraram valores próximos do coeficiente B_2 para ambos os modelos, o que torna o modelo plano fiável a análise dimensional para projetos, além disso, o modelo no plano leva a valores maiores de deslocamentos laterais, o que culmina em um dimensionamento ainda mais a favor da segurança em comparação ao tridimensional. No que tange as análises realizadas, o modelo no plano em análise linear se aproxima ainda mais do modelo tridimensional, sendo a análise P- Δ a que mais divergiu entre os modelos.

Palavras-chave: Estabilidade. Análise linear. Análise P- Δ . Modelo tridimensional.

Associação de pórticos em série.

ABSTRACT

With the advancement in technology and the growth in the number of more slender constructions, an adequate study for the structural dimensioning of these buildings is necessary. Because of this, structural stability analysis is essential for good structural performance, and this analysis is carried out in second order theory. The study in question has as main objective to analyze the methodology of the association of series flat frames as an alternative for the three-dimensional study, seeing as the main result of the research the values of the coefficient B_2 found. Two structural models were produced, one plane and the other three-dimensional, and these were analyzed by the linear method and by P- Δ analysis, and *SAP2000 software* was used to perform these analyzes. The results found showed values close to the B_2 coefficient for both models, which makes the flat model reliable for dimensional analysis for projects, in addition, the model in the plane leads to higher values of lateral displacements, which culminates in an even more dimensioning in favor of safety compared to three-dimensional. Regarding the analyzes performed, the model in the plane in linear analysis is even closer to the three-dimensional model, with the P- Δ analysis being the one that most diverged between the models.

Keywords: Stability. Linear analysis. P- Δ analysis. Model three-dimensional.

Association of gantrys in series.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Exemplos de seções transversais de perfis de aço.....	14
Figura 2: Modelo de esferas em situações de equilíbrio	16
Figura 3: Tipos de situação de equilíbrio para uma viga-coluna.....	17
Figura 4: Efeitos local e global devido a geometria	18
Figura 5: Estrutura nt e lt de acordo com a norma	19
Figura 6: Mecanismo de análise de $P-\Delta$	22
Figura 7: Lançamento estrutural pavimento tipo.....	23
Figura 8: Planta de elevação da estrutura	24
Figura 9: Detalhes do reservatório, alvenaria e casa de máquinas.....	25
Figura 10: Perfil 2L 127 x 36,6.....	26
Figura 11: Perfil W 610 x 101,0	27
Figura 12: Perfil W 530 x 66,0	27
Figura 13: Perfil CVS 250 x 56	28
Figura 14: Pórtico 3D no software	29
Figura 15: Parâmetros modificados na laje	31
Figura 16: Eixos locais das lajes no software.....	32
Figura 17: Imposição no software de liberação de momento das vigas	33
Figura 18: Ações do vento na estrutura.....	34
Figura 19: Estrutura no plano XZ.....	34
Figura 20: Propriedades modificadas das barras ligantes entre pórticos	35
Figura 21: Cargas concentradas devido à sobrecarga.....	36
Figura 22: Cargas concentradas rev + piso + forro	37
Figura 23: Carga concentrada devido as instalações.....	37
Figura 24: Carga concentrada devido a laje <i>steel deck</i>	38
Figura 25: Carga concentrada devido a alvenaria	38
Figura 26: Ações do vento nos nós dos pórticos	39
Figura 27: Carga concentrada devido ao peso próprio das vigas.....	39
Figura 28: Carga distribuída devido à sobrecarga.....	40
Figura 29: Carga distribuída devido a alvenaria	40
Figura 30: Carga distribuída devido ao rev + piso + forro.....	41
Figura 31: Carga distribuída proveniente das instalações.....	41
Figura 32: Carga distribuída devido a laje <i>steel deck</i>	42
Figura 33: Modificação da área da seção das vigas.....	43
Figura 34: <i>Load Case</i> da análise linear	44
Figura 35: <i>Load Case</i> da análise $P-\Delta$	45
Figura 36: Nó utilizado para verificar o deslocamento.....	47
Figura 37: Deslocamento U1 - $P-\Delta$ (em mm).....	48
Figura 38: Deslocamento U1 – Linear (em mm).....	48
Figura 39: Deslocamentos na estrutura plana (em mm), análise linear.	49
Figura 40: Deslocamentos na estrutura plana (em mm), análise não-linear.	50
Figura 41: Deslocamentos do primeiro pavimento	51
Figura 42: Deslocamentos do último pavimento.....	51

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	11
2. REVISÃO TEÓRICA.....	13
2.1. CARACTERÍSTICAS DAS ESTRUTURAS DE AÇO E ASPECTOS CONSTRUTIVOS.....	13
2.2. SEGURANÇA, EQUILÍBRIO E ESTABILIDADE, SUAS IMPLICAÇÕES EM ANÁLISE ESTRUTURAL.....	15
2.3. MÉTODO DE AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES (MAES) 19	
2.4. MÉTODO P-DELTA (MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS EQUIVALENTES)21	
3. METODOLOGIA.....	23
3.1. PLANTA ESQUEMÁTICA ESTRUTURAL E DESCRIÇÃO DO PROBLEMA. 23	
3.2. PERFIS UTILIZADOS.....	26
3.3. MODELO TRIDIMENSIONAL	28
3.4. MODELO ESTRUTURAL PLANO	34
3.5. SOFTWARE, CASOS DE ANÁLISES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES	43
3.6. MÉTODO DE ANÁLISE.....	45
4. RESULTADOS.....	47
4.1. ESTRUTURA TRIDIMENSIONAL: ANÁLISE LINEAR COM NÃO-LINEAR... 47	
4.2. ESTRUTURA NO PLANO.....	49
4.3. MODELO PLANO <i>VERSUS</i> TRIDIMENSIONAL	50
5. CONCLUSÃO	53
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	54

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos o avanço do número de edificações construídas com estruturas de aço vem aumentando, motivado por questões diversas como: parcelas de terreno de tamanho reduzido para edificar nos grandes centros, haja visto o grande crescimento populacional, diminuição das seções transversais dos elementos aumentando assim a área útil da edificação e a diminuição das cargas nas fundações. Devido a isso e a verticalização das cidades ocorre o favorecimento da utilização das estruturas de aço (CAMARGO, 2012).

De acordo com Fakury *et al.* (2016), tem-se várias vantagens do aço como material estrutural, entre elas, listam-se a elevada resistência a esforços de compressão e tração, menores seções de perfis para resistir a uma mesma solicitação em comparação a outros materiais, maiores vãos vencidos com seções reduzidas, agilidade na execução da obra e canteiros mais organizados devido ao aspecto industrial das peças. Além disso há o benefício da facilidade no reforço estrutural e ampliação da estrutura.

Entretanto, pelo fato de ter dimensões reduzidas, em comparação por exemplo com estruturas de concreto armado, ou seja, peças mais esbeltas, as estruturas de aço são mais susceptíveis a fenômenos de instabilidade (TELES et al, 2016).

Conforme o avanço da tecnologia e de softwares na análise estrutural de projetos de estrutura, e se tratando do aumento significativo de edificações mais altas, é necessário um certo cuidado com a modelagem e tratativa numérica para análise e dimensionamento das estruturas metálicas. Assim, a edificação pode garantir de maneira eficiente a segurança e o desempenho necessário para a utilização desta pelos usuários. Para tanto, é notório que a análise de estabilidade e os efeitos de segunda ordem são indispensáveis nesse processo (TELES et al, 2016).

Do pressuposto que a estabilidade estrutural deve ser garantida, portanto, deve-se verificar o equilíbrio da mesma. Segundo Silva (2004), a estabilidade deve ser estudada em teoria de 2ª ordem.

Além disso, Silva (2004) afirma que a análise estrutural avançada se utiliza das não linearidades físicas e geométricas da estrutura e dos seus componentes como um todo. Entretanto, as metodologias teóricas para aplicação dessa análise não são práticas comuns em escritórios, devido ao trabalho envolvido na mesma, haja visto a

complexidade de aplicação, o que motiva os projetistas a fazerem análises estruturais de 1ª ordem, portanto mais simples.

Partindo da perspectiva que as análises de pórticos planos são comuns durante o curso de graduação de engenharia para dimensionamento de estruturas esse trabalho tem como motivação a verificação de simplificações de cálculo de estrutura tridimensionais para modelos de pórticos em série.

Além disso, Souza, Pereira e Nardin (2016) apontam que estudos sobre análise estrutural são plenamente justificáveis. Evidentemente, o estudo do comportamento da estrutura é primordial para o dimensionamento desta, afetando diretamente os custos e desempenho do projeto.

Diante disso, esse trabalho de conclusão de curso tem como objetivo principal avaliar a representatividade de modelos formados por associação de pórticos planos na análise da deslocabilidade de um pórtico de aço. Além disso, analisar o método $P-\Delta$ de pórticos planos com a utilização do SAP2000, avaliar o deslocamento de uma estrutura tridimensional sob efeito do vento/desaprumo e verificar a diferença entre deslocamentos do modelo teórico para o prático em análise de segunda ordem.

2. REVISÃO TEÓRICA

2.1. CARACTERÍSTICAS DAS ESTRUTURAS DE AÇO E ASPECTOS CONSTRUTIVOS.

O aço é uma liga ferro-carbono, em que a porcentagem de carbono referente ao processo industrial situa-se entre 0,008% até 2,11%, e que pode haver a inserção de outros elementos químicos em sua fabricação para melhorar alguns aspectos físicos ou mecânicos, como resistência ou durabilidade (PFEIL; PFEIL, 2009).

As constantes físicas do aço estrutural são comuns para qualquer tipo, desde que em condições normais de temperatura. O módulo de elasticidade do material é igual a 200.000 MPa, o coeficiente de Poisson igual a 0,3, o coeficiente de dilatação térmica igual a 12×10^{-6} e massa específica igual a 7850 kg/m³ (PFEIL; PFEIL, 2009).

Os elementos de aço são utilizados em diversos componentes estruturais, os mais comuns são vigas, pilares, treliças, barras de contraventamento e tirantes de suspensão de pisos. Ainda, tem-se os elementos mistos onde há o trabalho conjunto entre elementos de aço e concreto, e as estruturas híbridas, em que há partes em aço e partes em concreto (FAKURY et al, 2016).

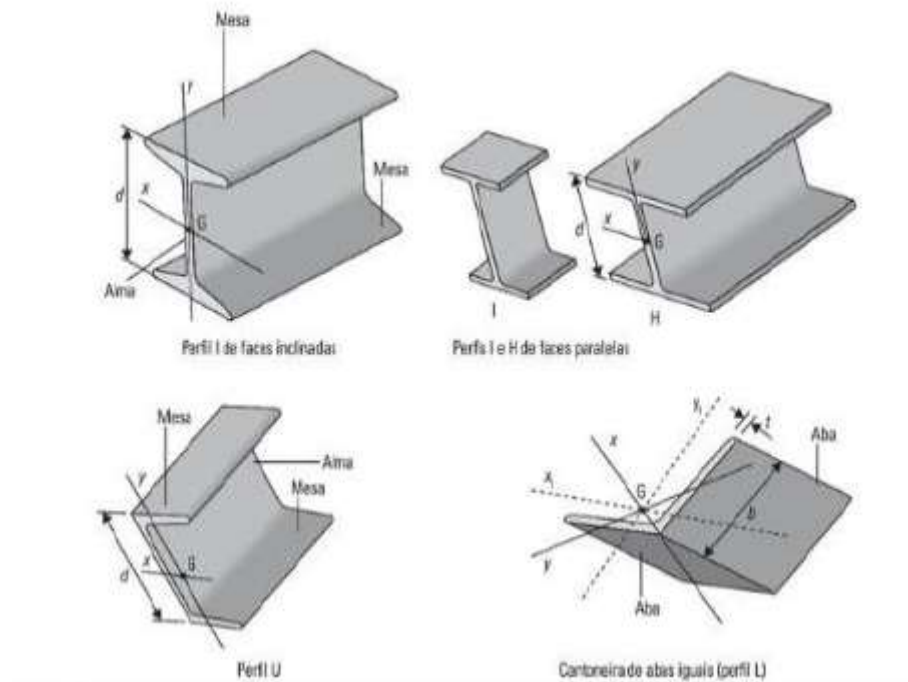
A ABNT NBR 8800:2008 de Projeto e Execução de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios é o texto que normatiza os projetos estruturais com esse material no país, e o mesmo apresenta diversos tipos de aços estruturais possíveis de utilização e disponíveis no mercado, sendo muito frequentemente utilizados os aços especificados pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM), que podem ser classificados por exemplo em aços-carbono como o A36 e A500, aços de baixa liga e alta resistência mecânica como o A572 e A992, tem-se também os aços de baixa liga com alta resistência mecânica e resistente a corrosão atmosférica que são os casos do A242 e A588, e por fim, os aços de baixa liga temperados e auto-revenidos que é o A913.

No quesito de comercialização e produção, os perfis estruturais de aço são classificados de acordo com confecção em laminados, soldados e os formados a frio (chapa dobrada). Os perfis laminados são produzidos conforme placas passam por rolos e ganham o formato da seção transversal desejada, os perfis soldados são produzidos por placas laminadas que são unidas através de soldas formando o perfil. Já em termos de formato, são comercializados em chapas, perfis I de faces inclinadas,

perfis I e H de faces paralelas, perfis U e cantoneira de abas iguais, além de barras redondas lisas ou rosqueadas, entre outros modelos (FAKURY et al, 2016).

A Figura 1 ilustra exemplos de seções transversais de perfis de aço.

Figura 1: Exemplos de seções transversais de perfis de aço



Fonte: Fakury et al, 2016

No que se refere a utilização de estruturas metálicas, essas apresentam vantagens como: alta resistência do aço em comparação a outros materiais e material homogêneo garantido pelo processo de fabricação. Além disso, permite desmontes, substituições e reforços de elementos com facilidade, reaproveitamento de partes da estrutura não mais necessárias e menor prazo de execução em comparação com outros elementos. Ainda possui os benefícios econômicos haja visto a mesma apresentar um peso menor, assim influenciando na redução de custos com a fundação, e a rapidez na execução poderá propiciar economia com mão de obra (BELLEI et al, 2008).

Contudo, Bellei et al (2008) aponta ainda fatores cruciais que afetam diretamente o custo final de uma obra com estrutura metálica, e assim, influenciar na tomada de decisão de utilizar ou não de estruturas em aço. Sendo esses fatores tais como: a seleção do sistema estrutural adotado, o projeto dos elementos estruturais (vigas de alma cheia, vigas mistas, treliça), se a ligação utilizada será soldada ou parafusada, especificação para fabricação e montagem, entre outros.

Diante disso, é necessário que o projeto estrutural de aço se adeque a critérios como menor custo, menor peso, mais agilidade na execução, menor demanda de tempo e mão de obra e além disso garantir com eficiência os serviços requeridos pelo cliente (BELLEI et al, 2008).

2.2. SEGURANÇA, EQUILÍBRIO E ESTABILIDADE, SUAS IMPLICAÇÕES EM ANÁLISE ESTRUTURAL.

O projeto estrutural de uma edificação para garantir a segurança de uma estrutura, tem como parte básica na análise e dimensionamento do projeto, o método dos estados limites, sendo esse os estados limites último e de serviço (REIS E CAMOTIM, 2001).

Define-se o estado limite último como relativo ao colapso da estrutura sujeita as condições mais desfavoráveis de ações. Enquanto que, o estado limite de serviço prestar-se-á a verificar a situação em serviço da estrutura em questão (NBR 8800:2008).

Com as estruturas de edifícios de múltiplos pavimentos mais esbeltez, surge situações em que as ações tanto verticais como horizontais influenciam de maneira mais significativa no dimensionamento. Além disso, há o surgimento de deslocamentos na estrutura provocando efeitos adicionais, efeitos esses de segunda ordem (WORDELL, 2003; IBS, 2004).

Portanto, na prática é comum para resistir as solicitações provenientes das cargas horizontais, utilizar-se de tipos de estruturas como pórticos rígidos, contraventamento no plano vertical, paredes de cisalhamento, núcleo de concreto ou uma estrutura tubular (WORDELL, 2003; IBS, 2004).

Com isso, ao desenvolver um projeto deve-se atentar não só com a segurança em relação a resistência e deformabilidade dos elementos constituintes da estrutura de maneira isolada, de maneira especial com estruturas esbeltas como as de aço, deve-se considerar os efeitos de instabilidade estrutural, garantindo então a estabilidade dos elementos isolados, bem como do conjunto da estrutura, podendo ser inclusive denominado de “estado limite de encurvadura” (REIS E CAMOTIM, 2001).

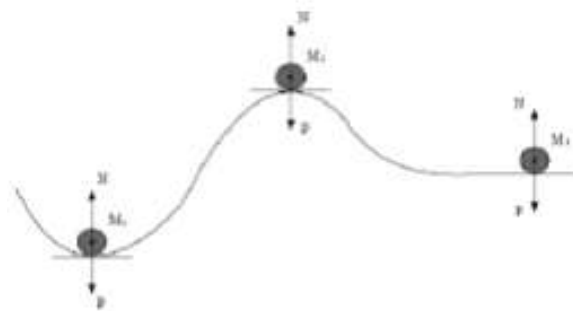
Reis e Camotim (2001) apresentam a dualidade de interpretação física do que seria equilíbrio e estabilidade das estruturas, e a não associação das duas. O primeiro

está relacionado com o deslocamento dos pontos da estrutura, enquanto que o segundo é o estado da mesma após alguma perturbação externa.

Freitas (2015, apud Ferreira, 2014) descreve que, as condições de equilíbrio são garantidas quando as somatórias de forças e momentos são iguais a 0. Entretanto o estado de equilíbrio dessas massas pode ser estável, instável ou neutro.

O problema de equilíbrio e estabilidade pode ser fisicamente explicado por meio do exemplo das esferas. Sendo as esferas dispostas nas seguintes superfícies como apresentadas na Figura 2:

Figura 2: Modelo de esferas em situações de equilíbrio



Fonte: Freitas, 2015

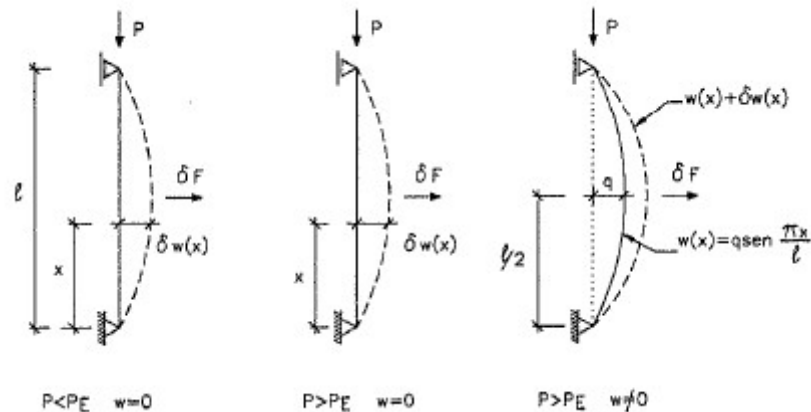
As esferas apresentadas na Figura 2 estão em três tipos diferentes de superfície, a primeira em uma superfície côncava, a segunda em uma convexa, e a terceira em uma superfície plana.

A massa situada na superfície côncava está em equilíbrio, e ao ser submetida a uma ação externa a mesma se desloca, entretanto retornará para a posição inicial, sendo assim definido como equilíbrio estável. A segunda esfera situada na superfície convexa apesar de estar em equilíbrio, ao ser perturbada não retornará ao estado inicial, e ainda tenderá a se afastar da configuração inicial, para esse caso é dito equilíbrio instável. Por fim, o estado neutro é visualizado na massa representada na superfície plana, em que quando submetida a uma força externa, irá se deslocar, entretanto encontrará equilíbrio na nova posição afastada (FREITAS, 2015).

Dito isso, Ziemian (2010) descreve que a instabilidade é uma condição relacionada a sistemas estruturais ou partes dessa, submetidas a solicitações axiais de compressão, em que a mesma perde a capacidade resistiva conforme o acréscimo de carregamento, ou chega no seu ponto máximo no diagrama relacionado a força *versus* deslocamento, de maneira que ocorra um decréscimo da resistência.

Reis e Camotim (2001) apresentam essa análise para o modelo estrutural de um pilar biapoiado, conforme ilustrado na Figura 3.

Figura 3: Tipos de situação de equilíbrio para uma viga-coluna



Fonte: Reis e Camotim (2001)

O pilar está submetido a uma força P , sabendo-se que o ponto crítico é dado pela carga crítica de Euler, tem-se as 3 situações acima. Na da extremidade esquerda a carga atuante é menor que a crítica, e o comportamento da estrutura é estável, pois ao se perturbar lateralmente o corpo (atuação de uma força δF) o mesmo retorna para a situação inicial (REIS E CAMOTIM, 2001).

Já no pilar apresentado no meio, a força atuante supera a carga crítica e ao ser perturbado não tenderá retornar a situação anterior, inclusive podendo se transformar, ou ser levado, a terceira situação, que é o caso da extremidade direita da figura, onde o pilar já se encontra deformado, entretanto pode comportar-se de maneira estável apesar de haver perturbações adicionais. (REIS E CAMOTIM, 2001).

Portanto, visto os conceitos apresentados sobre equilíbrio e estabilidade é necessário salientar os conceitos primordiais sobre tipos de análises estruturais que podem ser realizadas.

Os tipos de análises estruturais são divididos em relação a consideração do material em análise linear (elástica) ou não-linear (inelástica), em que a primeira é referente ao comportamento elástico linear da estrutura, ou seja, o material tem comportamento linear no diagrama de tensão *versus* deformação. Enquanto que a análise não-linear o material se comporta de maneira elasto-plástica ou rígido-plástico, ou seja, há a consideração da plastificação do material (CAMARGO, 2012).

Com relação a análise ser de primeira ou segunda ordem, refere-se ao estado de deslocamento da estrutura. Caso o estudo seja feito com a estrutura em seu estado

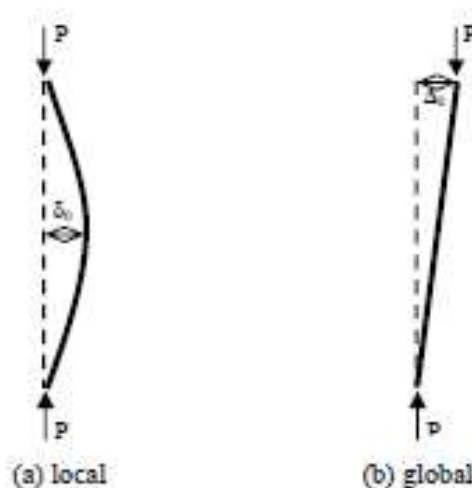
indeformado a análise é dita de primeira ordem, já se for feito considerando o estado deformado da estrutura e os efeitos dos deslocamentos a mesma é dita de segunda ordem (CAMARGO, 2012).

De maneira que, conforme apresentado por Dória (2007) a estabilidade estrutural deve ser estudada conforme uma análise de segunda ordem, devendo então ser considerados efeitos que desestabilizem a estrutura.

Diante disso, em resumo os conceitos da não-linearidade física do material da estrutura diz respeito ao não comportamento elástico-linear do mesmo, enquanto que a não-linearidade geométrica é relacionada aos deslocamentos da estrutura submetida a um conjunto de ações, ou seja, o comportamento da estrutura deformada (FAKURY et al, 2016).

Logo, para uma análise estrutural em segunda ordem, pode ser tomada como qualquer análise que se considere os efeitos $P - \delta$ (P-deltinha) ou $P - \Delta$ (P-deltão). Sabendo-se que o efeito $P - \delta$ está relacionado com os efeitos na deformação do eixo do próprio elemento, chamado de efeitos locais, e o $P - \Delta$ está relacionado com os efeitos provenientes dos deslocamentos relativos entre os nós da estrutura, denominado efeito global. Esses efeitos estão ilustrados na Figura 4 (FAKURY et al, 2016).

Figura 4: Efeitos local e global devido a geometria



Fonte: Dória, 2007

Portanto, o presente trabalho fincará a pesquisa em análises aproximadas de segunda ordem. Silva (2004) descreve como exemplo os métodos B1-B2, mais conhecido como Método de Amplificação dos Esforços, o método da Força Lateral Equivalente (P-Delta) e o método do Coeficiente γ_z . Sendo esses métodos

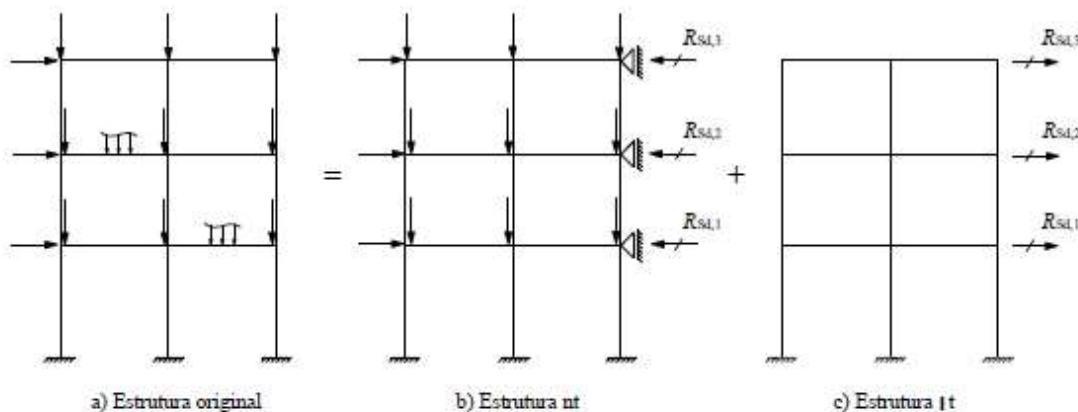
aproximações em que a análise de segunda ordem é encontrada a partir da análise em primeira ordem.

2.3. MÉTODO DE AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES (MAES)

A partir da ABNT NBR 8800:2008, é previsto que seja realizada uma análise de segunda ordem na estrutura de acordo com a sua classificação em relação a deslocabilidade. Um dos métodos possíveis de análise é denominado de Método de Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES), em que realiza-se uma análise de segunda ordem aproximada, através de duas de primeira ordem, fazendo as corretas ampliações dos esforços através de coeficientes que consideram os efeitos $P - \delta$ e $P - \Delta$, sendo esse método apresentado pela própria norma no anexo D.

A NBR 8800:2008 simplifica o estudo em duas estruturas lineares: uma estrutura impossibilitada de se deslocar lateralmente (*no translation, nt*) por imposição de restrições fictícias laterais; outra que está submetida apenas às ações laterais de valor igual às reações dos apoios impostos na estrutura *no translation*, mas essa sendo deslocável (*lateral translation, lt*), conforme apresentado na Figura 5.

Figura 5: Estrutura *nt* e *lt* de acordo com a norma



Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Com os diagramas de momento fletores, força normal e força cortante, das estruturas *no translation* e *lateral translation* obtidas, os valores resultantes da amplificação dos esforços devido a análise através do MAES são dados por (ABNT NBR 8800:2008):

$$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad \text{Eq. (2.1)}$$

$$N_{sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad \text{Eq. (2.2)}$$

$$V_{sd} = V_{nt} + V_{lt} \quad \text{Eq. (2.3)}$$

Onde os coeficientes com o índice *nt* são os valores dos esforços encontrados na estrutura *no translation* e os de índice *lt* são encontrados na estrutura *lateral translation*. Atenta-se também que, conforme apresentado na Equação 2.3, os efeitos locais e globais de segunda ordem não influenciam no valor do esforço cortante, pois não são majorados pelo coeficiente B_1 e B_2 , esses referentes aos efeitos locais e globais, respectivamente (CAMARGO, 2012).

Os coeficientes B_1 e B_2 , que estão presentes nas Equações 2.1 e 2.2, são dados numericamente pelas Equações 2.4 e 2.5 (ABNT NBR 8800:2008).

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd1}}{N_e}} \geq 1,0 \quad \text{Eq. (2.4)}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} * \frac{\Delta_h}{h} * \frac{\sum N_{sd}}{\sum H_{sd}}} \quad \text{Eq. (2.5)}$$

Em que para o coeficiente B_1 , N_e é a carga crítica que provoca flambagem, ou seja, carga crítica de Euler no plano de atuação do momento. N_{sd1} é o valor da carga solicitante da análise de primeira ordem, C_m é um coeficiente que está relacionado se há ou não forças transversais ao eixo longitudinal do elemento analisado (ABNT NBR 8800:2008). Já para o coeficiente B_2 , o R_s é um coeficiente de ajuste relacionado com o tipo de estrutura que irá resistir aos esforços laterais, Δ_h é o deslocamento relativo entre os pavimentos, no andar estudado, obtido da estrutura *lt*. Por fim, $\sum N_{sd}$ é o somatório da carga gravitacional total atuante no pavimento, $\sum H_{sd}$ é o somatório da força cortante atuante no andar, e H é a altura do pavimento (ABNT NBR 8800:2008).

Com relação a não-linearidade física, a ABNT NBR 8800:2008 aponta que seja feita uma redução da rigidez à flexão e rigidez axial dos elementos, de maneira prática reduz a 80% o módulo de elasticidade do material (CAMARGO, 2012).

A respeito da não-linearidade geométrica, há duas maneiras de inserir esse fator na análise. A primeira é impondo um deslocamento relativo interpavimentos de módulo $h/333$, onde h é a altura do pavimento. A segunda maneira é impondo em cada nó do pavimento uma força nodal, ou seja, uma força horizontal aplicada no nó de intensidade de 0,3% das cargas gravitacionais no pavimento (CAMARGO, 2012).

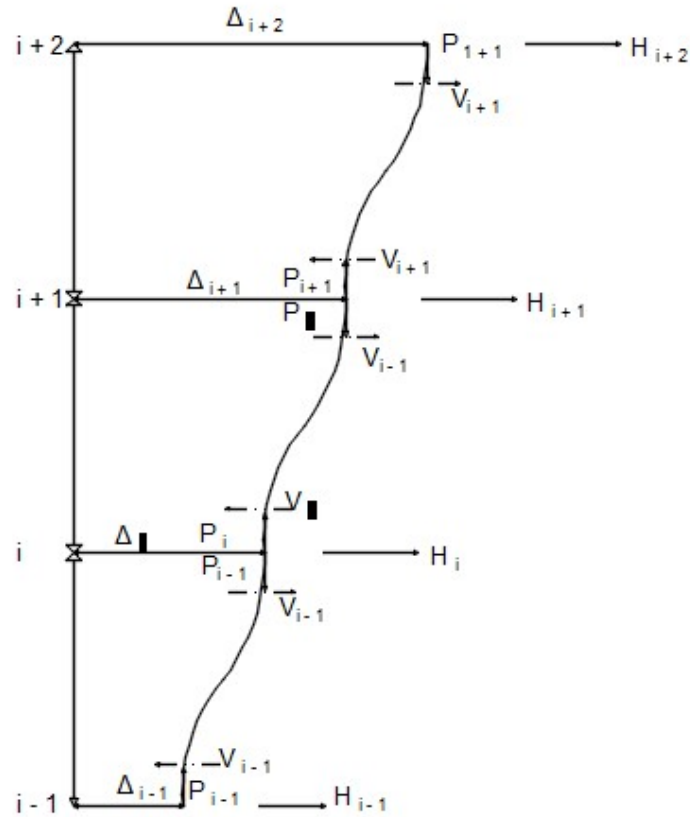
Além disso, a NBR 8800:2008 define que a classificação a respeito da deslocabilidade de uma estrutura, realizada conforme uma relação entre o valor de deslocamento de um nó feito em uma análise de segunda ordem, pelo deslocamento respectivo encontrado em uma análise de primeira ordem, pode ser aproximada de maneira satisfatória pelo coeficiente B_2 apresentado na Equação 2.5.

2.4. MÉTODO P-DELTA (MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS EQUIVALENTES)

O método P-Delta ($P - \Delta$) é um método aproximado iterativo de análise elástica de segunda ordem, sendo nesse método considerado apenas o efeito global, não incluindo efeitos locais de 2ª ordem das barras (AL-MASHARY E CHEN, 1990).

A análise $P - \Delta$ é feita com a relação entre os deslocamentos gerados por um carregamento inicial horizontal e a carga vertical atuante, transformando o momento atuante provocado em novas forças horizontais fictícias, também chamadas de “sway forces” (TELES et al, 2016). De maneira que, submetida a uma força lateral, a estrutura sofre um deslocamento inicial de 1ª ordem no nó onde está aplicado a força, devido as forças verticais aplicadas no mesmo, aparecem novos esforços, que causam novos deslocamentos (SILVA, 2004).

Dado a secção de um elemento mostrado na Figura 6, cada pavimento estará submetido a uma força cortante, portanto apresentará diferentes valores de forças horizontais fictícias.

Figura 6: Mecanismo de análise de P- Δ 

Fonte: Autor, adaptado de Al-Mashary e Chen, 1990.

Logo, as forças cortantes e a carga lateral fictícia são encontradas em cada pavimento conforme as Equações 2.6 e 2.7 (TELES et al, 2016).

$$V'_i = \frac{\sum P_i}{h_i} (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad \text{Eq. (2.6)}$$

$$H'_i = V'_{i-1} - V'_i \quad \text{Eq. (2.7)}$$

Onde V'_i é a força cortante fictícia no pavimento i , P_i é o esforço normal no pavimento i , h_i é a distância entre os eixos de vigas entre os pavimentos, Δ_i é o deslocamento na direção horizontal do pavimento i , e por fim, H'_i é a força lateral fictícia no pavimento i (TELES et al, 2016).

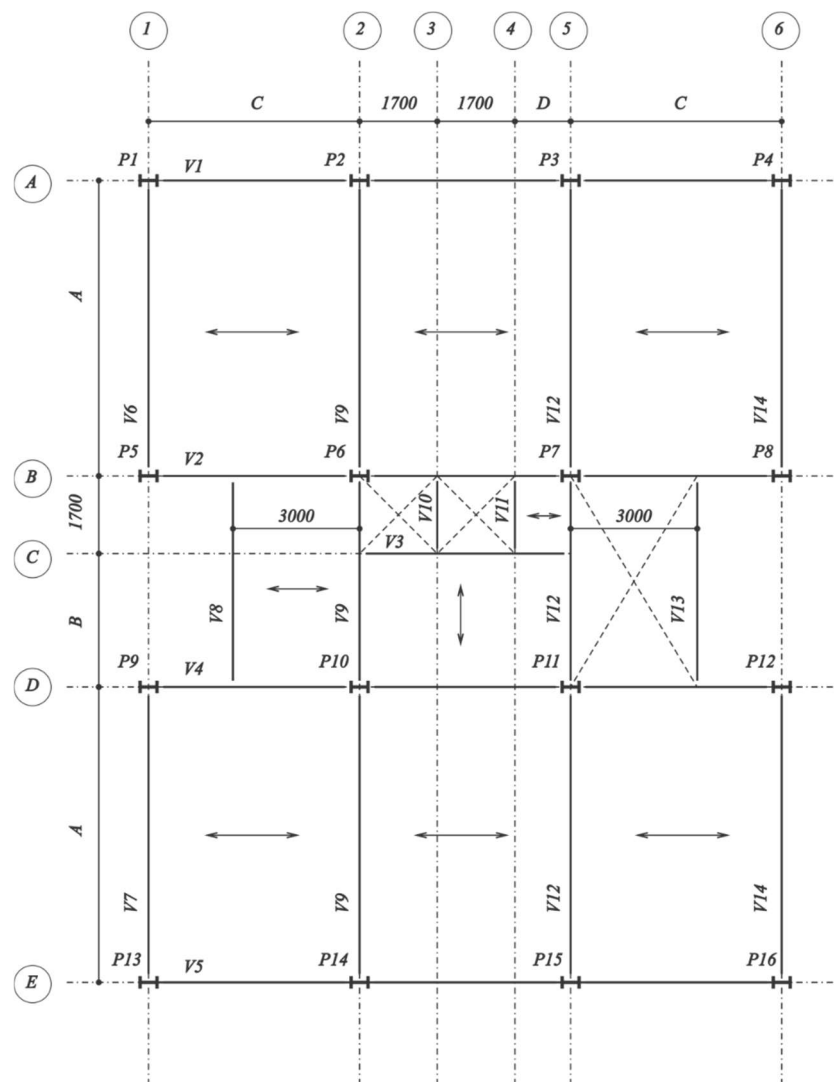
Para finalizar esse processo iterativo Silva (2004) apresenta que o valor do deslocamento encontrado é próximo do anterior, com uma divergência de até 5%. E em estruturas elásticas, com rigidezes adequadas, a convergência no deslocamento se dá até em duas iterações.

3. METOLOGIA

3.1. PLANTA ESQUEMÁTICA ESTRUTURAL E DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

A planta base de ambos os modelos fora tomada conforme material apresentado por Silva (2019), esses estão ilustrados nas Figuras 7, 8 e 9. A edificação tem como fins comerciais, possui 4 níveis de pavimento tipo, sendo o primeiro com o pé direito de 3,6 metros e os demais de 3 metros, além disso possui após a cobertura o nível do reservatório e da casa de máquinas com barrilete.

Figura 7: Lançamento estrutural pavimento tipo

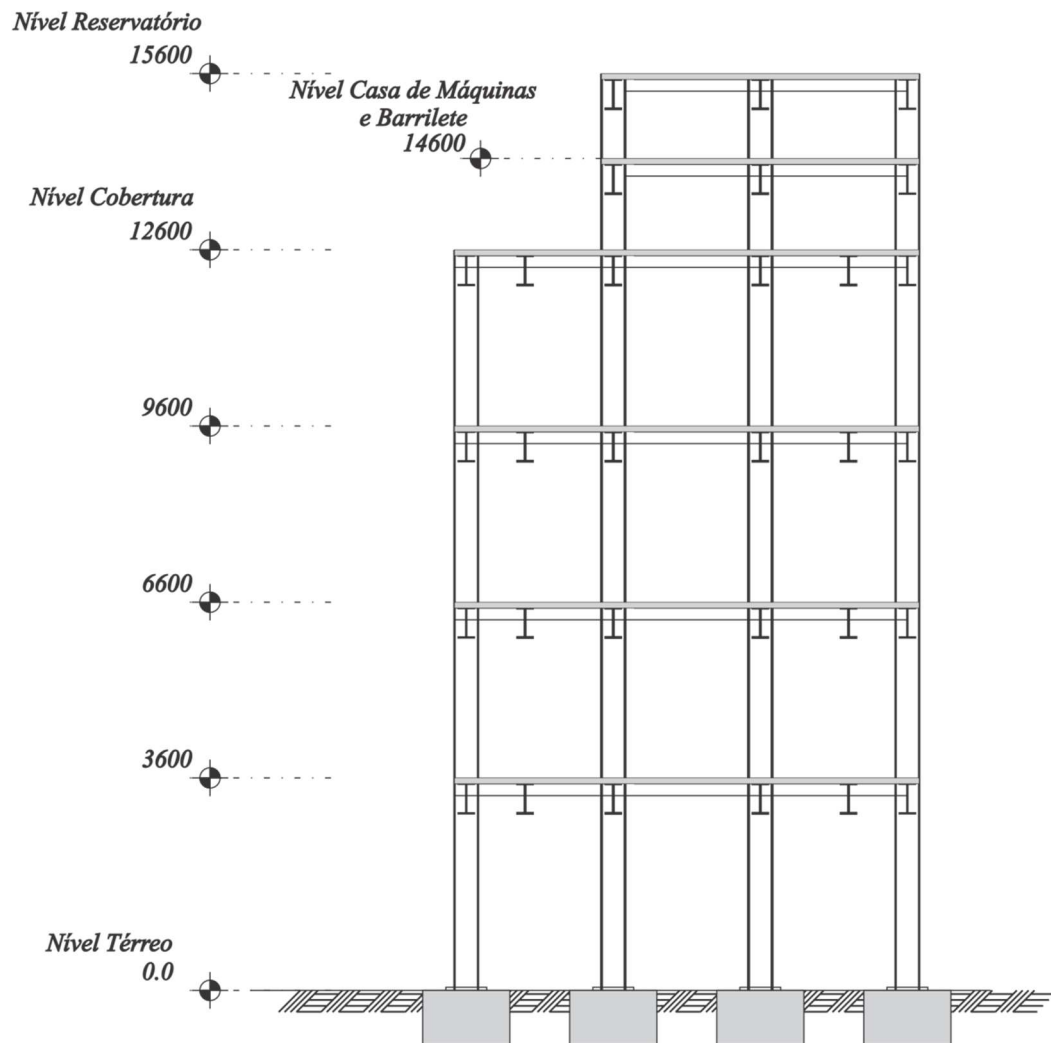


Fonte: Silva, 2019.

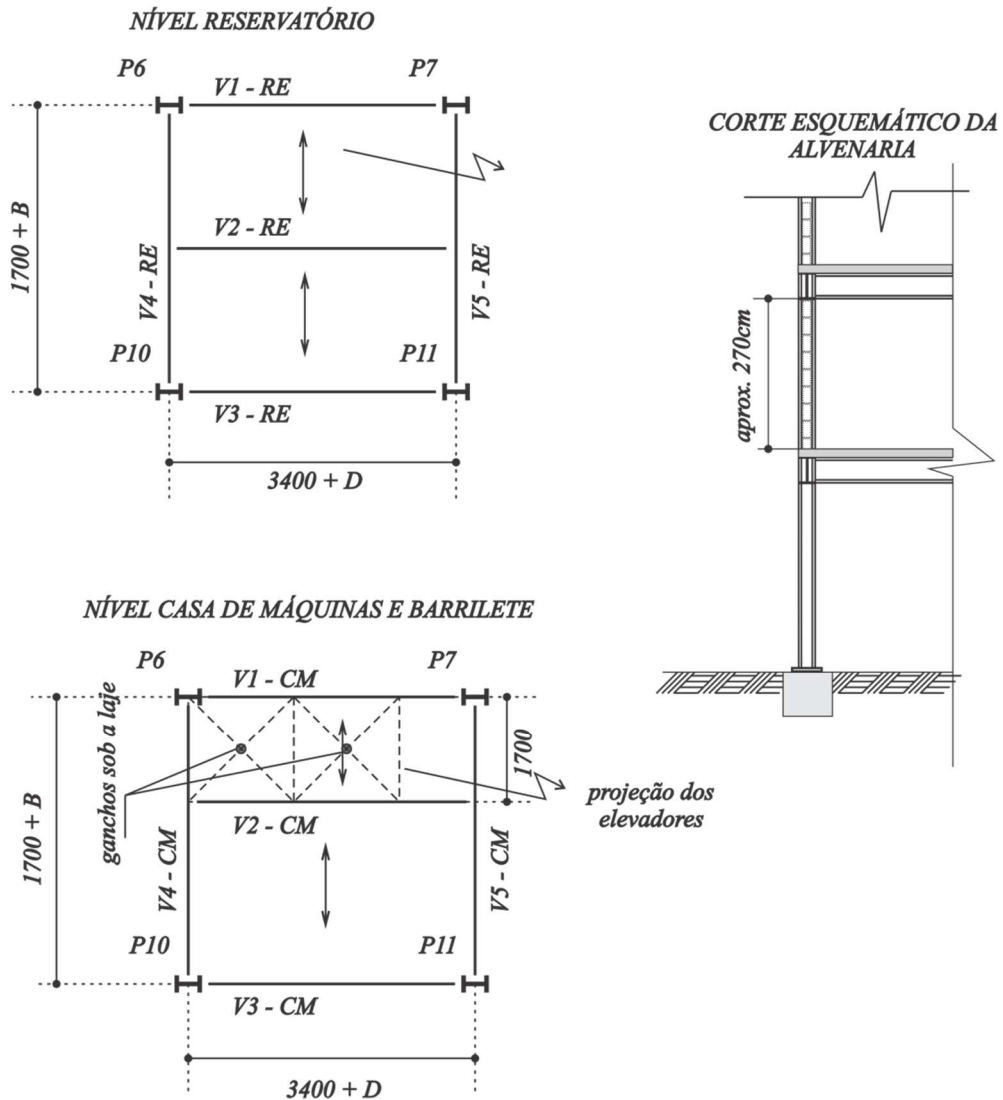
Apresentado na Figura 7, tem-se as variáveis A, B, C e D para as dimensões em planta do pavimento tipo. Para essas variáveis o presente estudo atribuiu os valores de 8000 mm, 3000 mm, 4500 mm e 1300 mm, respectivamente.

Figura 8: Planta de elevação da estrutura

ESQUEMA GENÉRICO DE ELEVAÇÃO



Fonte: Silva, 2019.

Figura 9: Detalhes do reservatório, alvenaria e casa de máquinas

Fonte: Silva, 2019.

Portanto, já apresentado o esquema estrutural, para as análises foram considerados 2 modelos: o primeiro modelo estudando o comportamento estrutural do pórtico tridimensional, enquanto que o segundo simula a sequência dos pórticos interligados, ou seja, a análise no plano da estrutura.

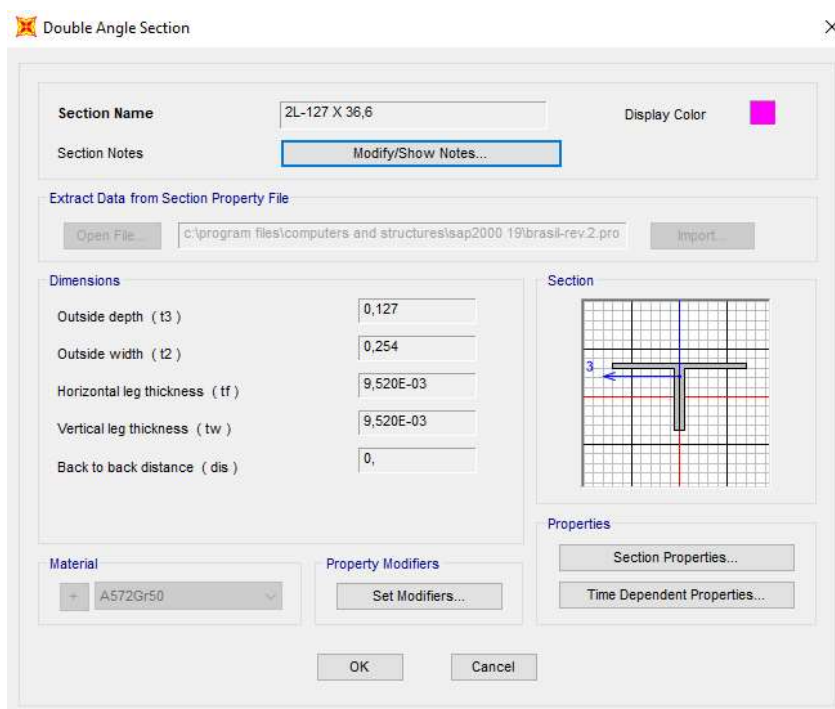
Foi considerado que a edificação está localizada na cidade de Pau dos Ferros, no Estado do RN. A intensidade dos carregamentos a qual a estrutura está submetida serão apresentadas em cada modelo específico. Esses carregamentos são provenientes da sobrecarga de uso e ocupação da estrutura, peso próprio da laje *steel deck*, peso da alvenaria, revestimento, piso, forro, ações do vento e as instalações elétricas e hidráulicas.

Além disso, para melhor análise da estabilidade, foi lançado um contraventamento em K no plano YZ, nos eixos 1 e 6 da Figura 7, haja visto que nesse sentido os pilares estão fletindo no seu eixo de menor inércia, oferecendo menor resistência a flexão. Enquanto que no plano XZ as ações laterais são resistidas por pórticos rígidos, onde o sistema resistente é garantido pela rigidez das ligações vigas-pilares e dos próprios elementos.

3.2. PERFIS UTILIZADOS

Nesse estudo foram utilizados 5 tipos de perfis diferentes. De acordo com um pré-dimensionamento base, foram escolhidos os perfis: 2L 127 x 36,6 para as barras de contraventamento, W 610 x 101 e W 530 x 66 para as vigas, CVS 250 x 56 para os pilares, por fim para a representação da laje foi utilizado um perfil de 12 cm do tipo *Shell element* para simular uma laje do tipo *Steel Deck*. Os perfis no *software* estão ilustrados das Figuras 10 a 13.

Figura 10: Perfil 2L 127 x 36,6



Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020.

Figura 11: Perfil W 610 x 101,0

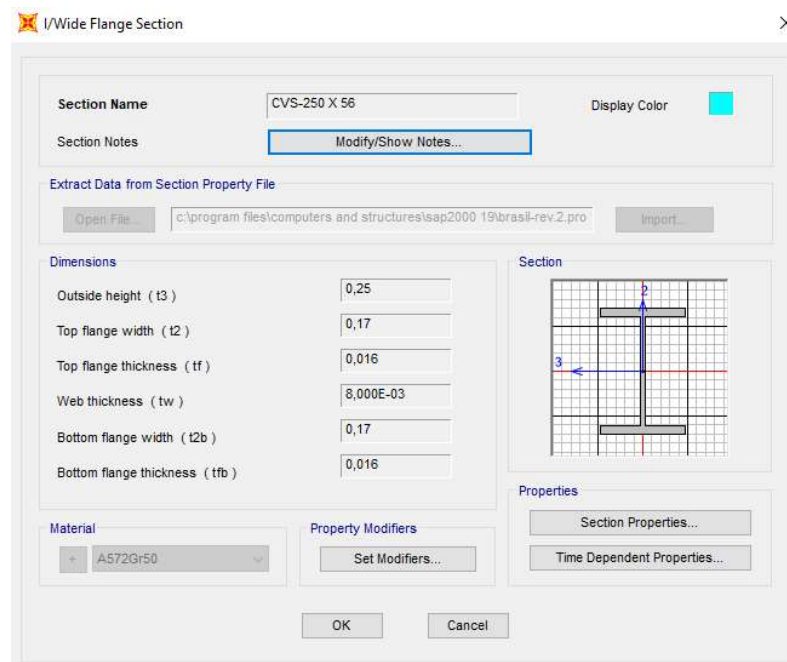
The screenshot shows the 'I/Wide Flange Section' dialog box. The 'Section Name' is 'W 610 X 101,0' and the 'Display Color' is green. The 'Section Notes' field is empty, and the 'Modify/Show Notes...' button is highlighted. The 'Extract Data from Section Property File' section shows the file path 'c:\program files\computers and structures\sap2000 19\brasil-rev.2.pro' and an 'Import...' button. The 'Dimensions' section contains the following values: Outside height (t3) = 0,603; Top flange width (t2) = 0,228; Top flange thickness (tf) = 0,0149; Web thickness (tw) = 0,0105; Bottom flange width (t2b) = 0,228; Bottom flange thickness (tfb) = 0,0149. The 'Material' is set to 'A572Gr50'. The 'Property Modifiers' section has a 'Set Modifiers...' button. The 'Section' diagram shows a wide flange I-section with dimensions t2, tf, tw, t2b, and tfb. The 'Properties' section has 'Section Properties...' and 'Time Dependent Properties...' buttons. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020.

Figura 12: Perfil W 530 x 66,0

The screenshot shows the 'I/Wide Flange Section' dialog box for a 'W 530 X 66,0' profile. The 'Section Name' is 'W 530 X 66,0' and the 'Display Color' is grey. The 'Section Notes' field is empty, and the 'Modify/Show Notes...' button is highlighted. The 'Extract Data from Section Property File' section shows the file path 'c:\program files\computers and structures\sap2000 19\brasil-rev.2.pro' and an 'Import...' button. The 'Dimensions' section contains the following values: Outside height (t3) = 0,525; Top flange width (t2) = 0,165; Top flange thickness (tf) = 0,0114; Web thickness (tw) = 8,900E-03; Bottom flange width (t2b) = 0,165; Bottom flange thickness (tfb) = 0,0114. The 'Material' is set to 'A572Gr50'. The 'Property Modifiers' section has a 'Set Modifiers...' button. The 'Section' diagram shows a wide flange I-section with dimensions t2, tf, tw, t2b, and tfb. The 'Properties' section has 'Section Properties...' and 'Time Dependent Properties...' buttons. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020.

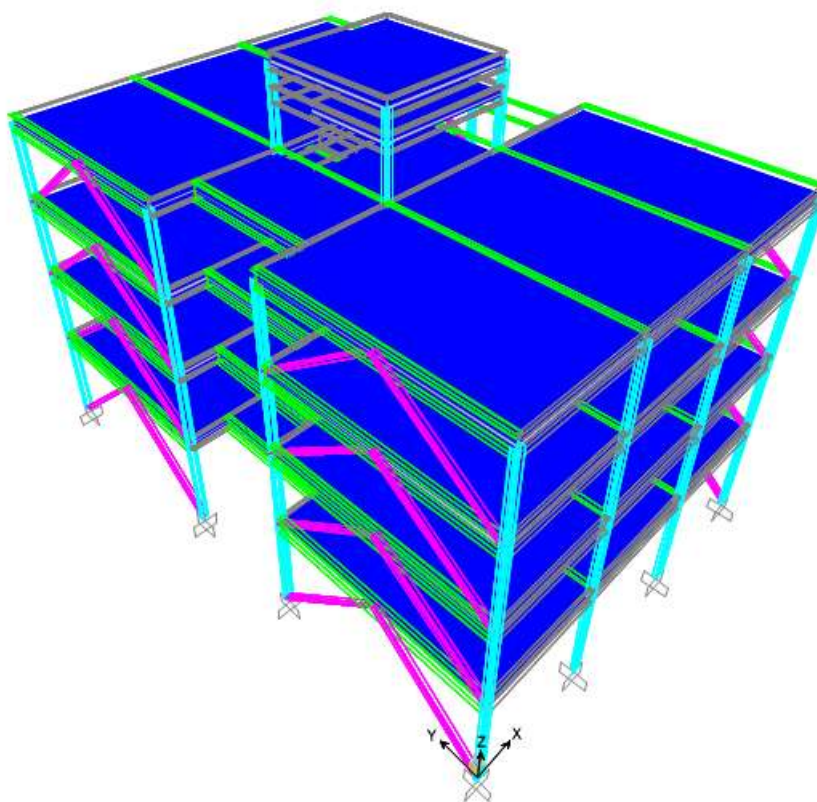
Figura 13: Perfil CVS 250 x 56

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020.

O tipo de aço usado é o ASTM A572 grau 50, que possui, de acordo com a tabela A.2 do Anexo A da ABNT NBR 8800:2008, a tensão de escoamento de 345 MPa e a tensão última (ruptura) de 450 MPa.

3.3. MODELO TRIDIMENSIONAL

O modelo 3D feito no *SAP2000* é apresentado na Figura 14.

Figura 14: Pórtico 3D no software

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020.

As barras cor rosa são as barras de contraventamento de perfil apresentado em 3.1; em cinza são os perfis W 530 x 66, em verde o perfil W 610 x 101; em ciano estão os pilares; e em azul escuro está a representação da laje.

Para os carregamentos foram utilizados valores convencionas imputados para simular o peso das instalações, os demais valores foram admitidos conforme cálculo e as normas ABNT NBR 6120:2019. Já os efeitos do vento foram tomados de acordo com ABNT NBR 6123:1988. As cargas uniformemente distribuídas em todas as lajes são então descritas na Tabela 1.

Tabela 01: Carregamentos nas lajes.

Carregamento	Tipo	Valor (kN/m²)
Revestimento + piso + forro	Permanente	1,0
Sobrecarga	Variável	3,0
Instalações	Permanente	0,5
Laje Steel Deck	Permanente (peso próprio)	2,32

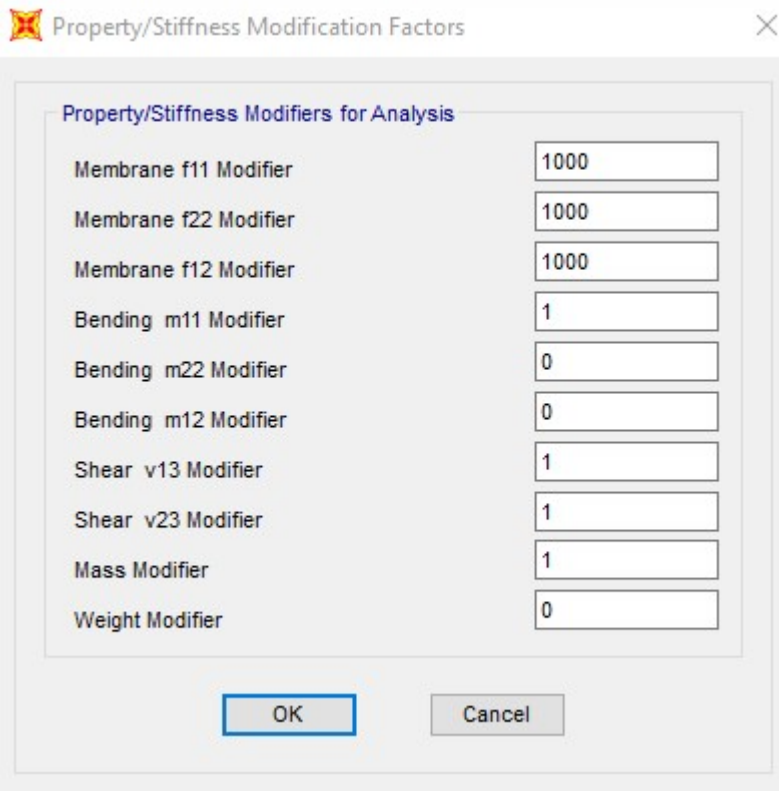
Fonte: Autor, 2020.

Conforme mostrado na Tabela 01, foi considerado um carregamento distribuído para a representar o valor do peso próprio da Laje do tipo *Steel Deck*, com o intuito de representar a laje com uma seção de espessura constante. Para tanto, foi necessário fazer com que o SAP2000 não tomasse o peso próprio do objeto na análise, como faz com os demais elementos.

Cabe salientar que, de acordo com o *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000* (2017), os eixos globais e locais são convenientemente tidos no SAP2000 como X, Y e Z, e por 1, 2 e 3 respectivamente. Podendo o mesmo ser alterado pelo usuário. Além disso, as cores vermelho, verde e azul representam respectivamente os eixos locais 1, 2 e 3.

Como todas as lajes são do tipo steel deck, sendo então unidirecionais. Logo, para que houvesse um correto encaminhamento das solicitações da laje para as vigas, alterou-se as propriedades de rigidez da laje.

Essas alterações realizadas são para aumentar a rigidez axial da laje, para que não haja deformações axiais, e consequentemente a laje trabalhe como diafragma rígido. Portanto, garantindo que o pavimento sofra movimentos de corpo-rígido, apenas com rotação e translação. Essa propriedade é modificada em *Membrane Modifier* mostrado na Figura 15.

Figura 15: Parâmetros modificados na laje


Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

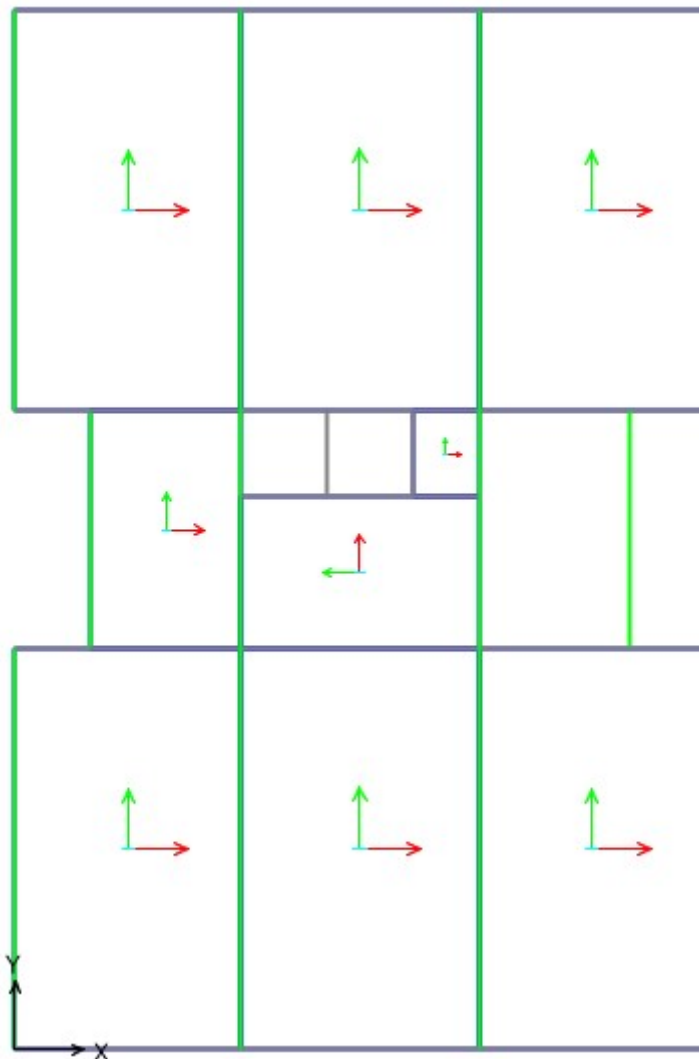
Membrane f11 Modifier	1000
Membrane f22 Modifier	1000
Membrane f12 Modifier	1000
Bending m11 Modifier	1
Bending m22 Modifier	0
Bending m12 Modifier	0
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	1
Weight Modifier	0

OK Cancel

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020.

Para que a laje só trabalhe a uma direção do momento fletor atuante, e consequentemente descarregue nas vigas de maneira correta, foi modificada as propriedades de *Bending Modifier*, onde zera os valores atuantes nas outras direções, deixando apenas a direção 11, eixo principal, resistindo a momento fletor. Essa modificação de propriedade está apresentada na Figura 15.

Os eixos locais de cada uma das lajes estão demonstrados na Figura 16. A seta em vermelho representa a direção do eixo local 1, tido como direção das nervuras das lajes *steel deck*, portanto a direção principal. Consequentemente, as lajes encaminham as ações para as vigas perpendiculares a direção das setas vermelhas.

Figura 16: Eixos locais das lajes no software

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020.

No estudo foi considerado apenas um tipo de carregamento uniformemente distribuído sobre as vigas, esse proveniente da alvenaria de vedação. Para tanto foi tomado os valores sugeridos pela ABNT NBR 6120:2019 para o peso específico de bloco cerâmico (12 kg/m^3), considerando uma alvenaria de altura de 2,8 metros, e espessura de 15 cm, o valor do carregamento é de 5 kN/m .

As vigas da estrutura também passaram por modificação de propriedades, foram impostas liberações de momentos em suas extremidades tanto em 22 quanto em 33, para assim admitir que seja uma ligação rotulada entre pilares e vigas. Conforme apresentado na Figura 17:

Figura 17: Imposição no software de liberação de momento das vigas

	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	☐	☐		
Shear Force 2 (Major)	☐	☐		
Shear Force 3 (Minor)	☐	☐		
Torsion	☐	☐		
Moment 22 (Minor)	☒	☒	0 kN-m/rad	0 kN-m/rad
Moment 33 (Major)	☒	☒	0 kN-m/rad	0 kN-m/rad

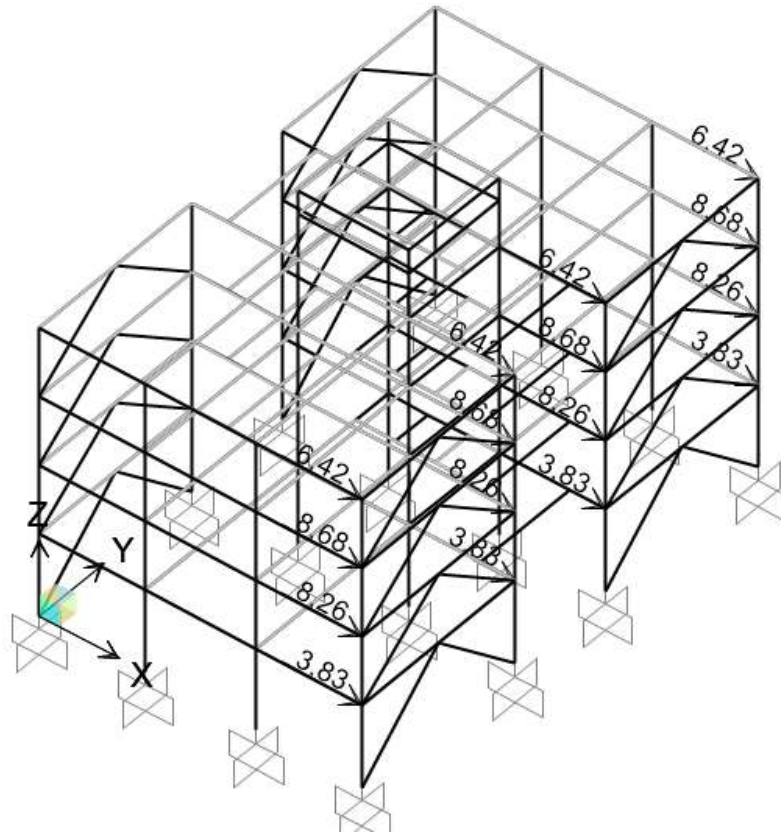
Clear All Releases in Form

OK Close Apply

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020.

Na direção do eixo x, a estrutura está sob carregamento proveniente do vento, sendo essa ação considerada conforme a norma ABNT NBR 6123:1988. Além disso, para análise não foi utilizado a carga representativa devido ao desaprumo, devido a consideração prevista na NBR 8800:2008 de que se a estrutura já possuir ações laterais não é obrigatório a consideração do desaprumo.

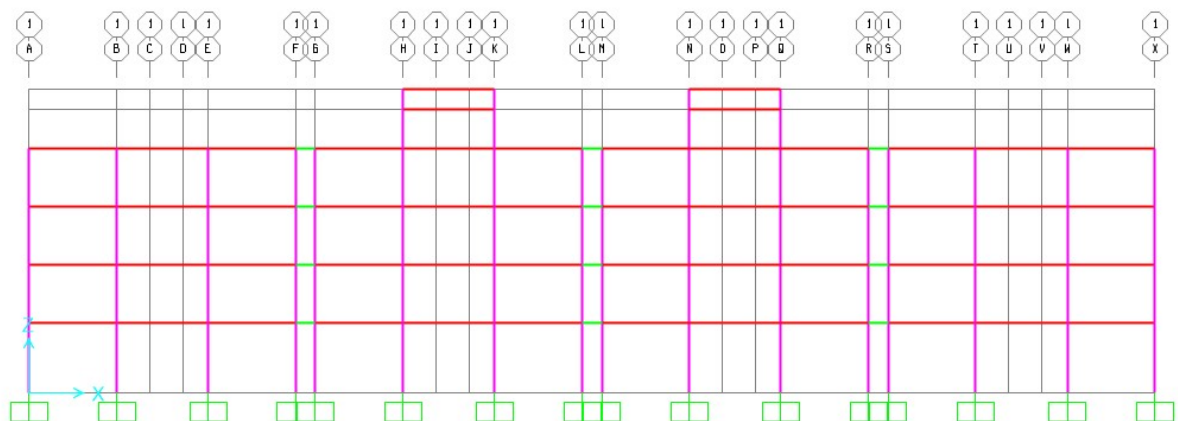
Assim, como a área de influência das ações do vento são iguais ao produto da meia distância entre pórticos e metade das distâncias interpavimentos superior e inferior, os valores das ações do vento em cada nó dos pórticos estão apresentada na Figura 18.

Figura 18: Ações do vento na estrutura

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

3.4. MODELO ESTRUTURAL PLANO

O modelo plano para o estudo considera apenas os pórticos pertencentes ao eixo XZ. O modelo é apresentado na Figura 19.

Figura 19: Estrutura no plano XZ

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Na Figura 19 estão apresentadas as vigas de perfil W 530 x 66 representadas na cor cinza, e em verde claro estão as vigas que fazem com que esse sistema trabalhe em formato de série de pórticos. Além disso, a estrutura nesse plano está resistindo as solicitações laterais apenas com pórticos rígidos.

O formato de pórticos em série no plano, diz respeito a ligar todos os pórticos planos que fazem parte do contraventamento da estrutura na direção X, e que resistem em conjunto as ações laterais, formando dessa maneira o sistema resistente. Assim os esforços horizontais provenientes de um pórtico são transmitidos para os demais.

Portanto é utilizado um elemento linear para que os esforços laterais sejam transmitidos e trabalhe como um diafragma rígido. no presente estudo fora utilizada a barra verde (Figura 19). Para tanto, é utilizado um perfil qualquer e modificado suas propriedades de deformação axial, rigidez ao cisalhamento, momento em relação aos seus eixos, constante de torção, conforme apresentado na Figura 20.

Figura 20: Propriedades modificadas das barras ligantes entre pórticos

Property Modifiers for Analysis	
Cross-section (Axial) Area	10000
Shear Area in 2 Direction	10000
Shear Area in 3 Direction	10000
Torsional Constant	10000
Moment of Inertia about 2-Axis	10000
Moment of Inertia about 3-Axis	10000
Mass	0
Weight	0

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

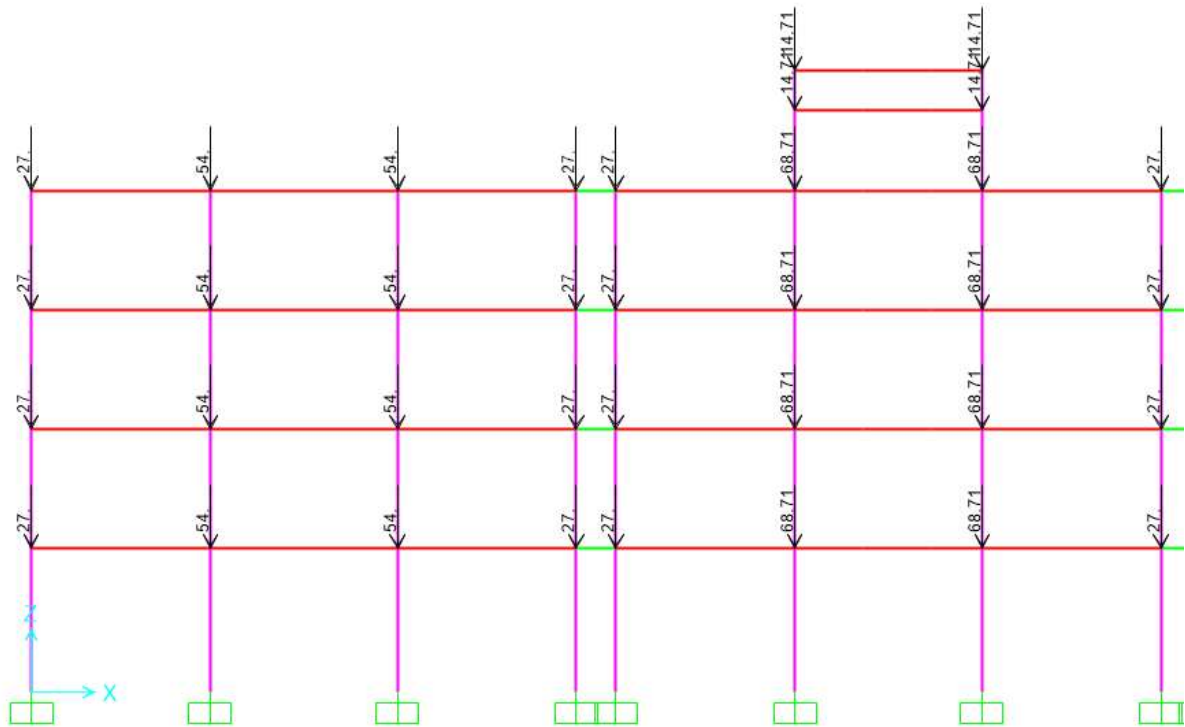
Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Além disso, como esse elemento não pode estar engastado, pois acarretaria no aparecimento de um momento fletor no ponto de ligação, suas extremidades foram rotuladas, liberando o momento fletor nas direções locais 2 e 3, conforme também apresentado anteriormente na Figura 17.

Foram impostas cargas concentradas nos nós devido as ações do vento, que são iguais ao do modelo tridimensional, e os carregamos distribuídos devido as ações existentes na laje. Além disso, as reações de apoio das vigas que estão no plano YZ encaminham para os pilares também no plano. Dessa forma, a ações são

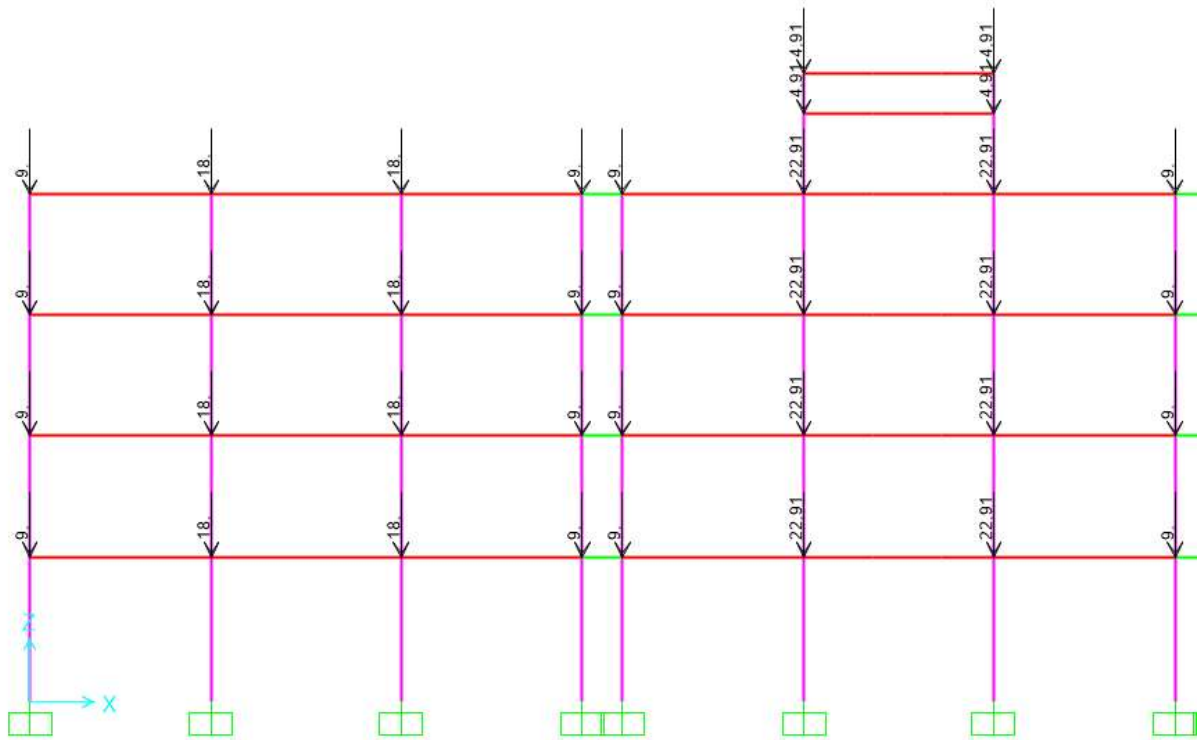
apresentadas da Figura 21 a 32. Só são apresentados dois pórticos, pois os outros dois são iguais. As forças concentradas estão em kN, e as distribuídas em kN/m.

Figura 21: Cargas concentradas devido à sobrecarga



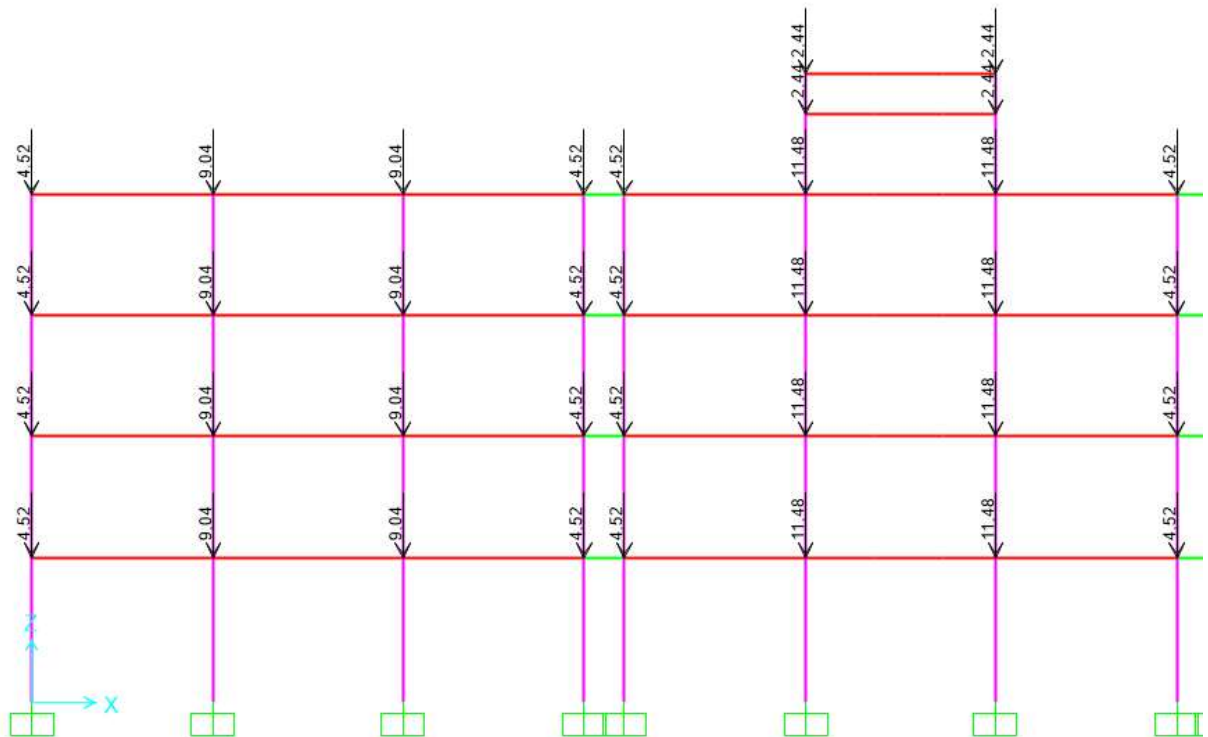
Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Figura 22: Cargas concentradas rev + piso + forro



Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Figura 23: Carga concentrada devido as instalações



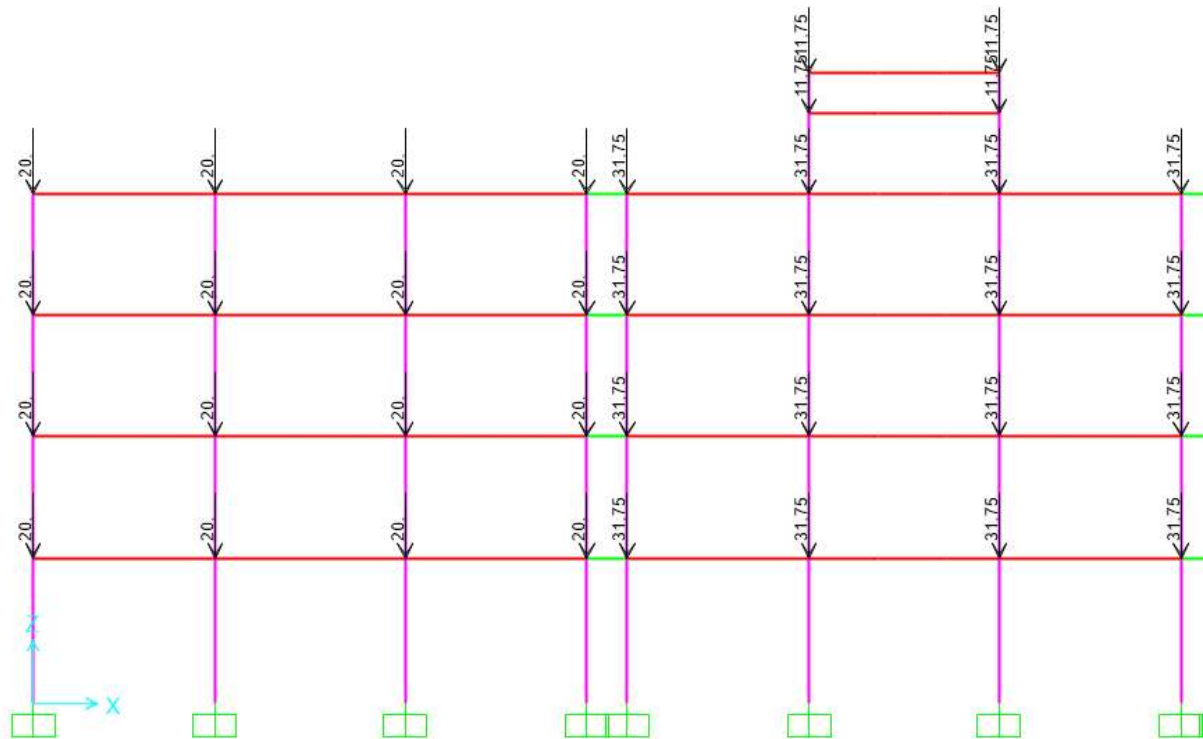
Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Figura 24: Carga concentrada devido a laje *steel/ deck*

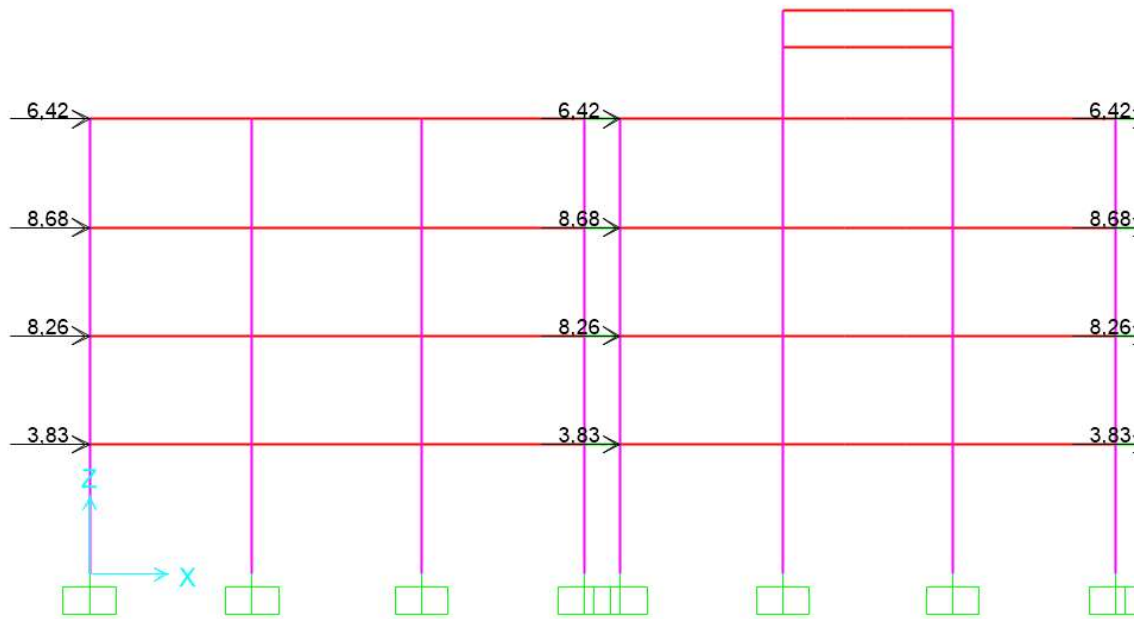


Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

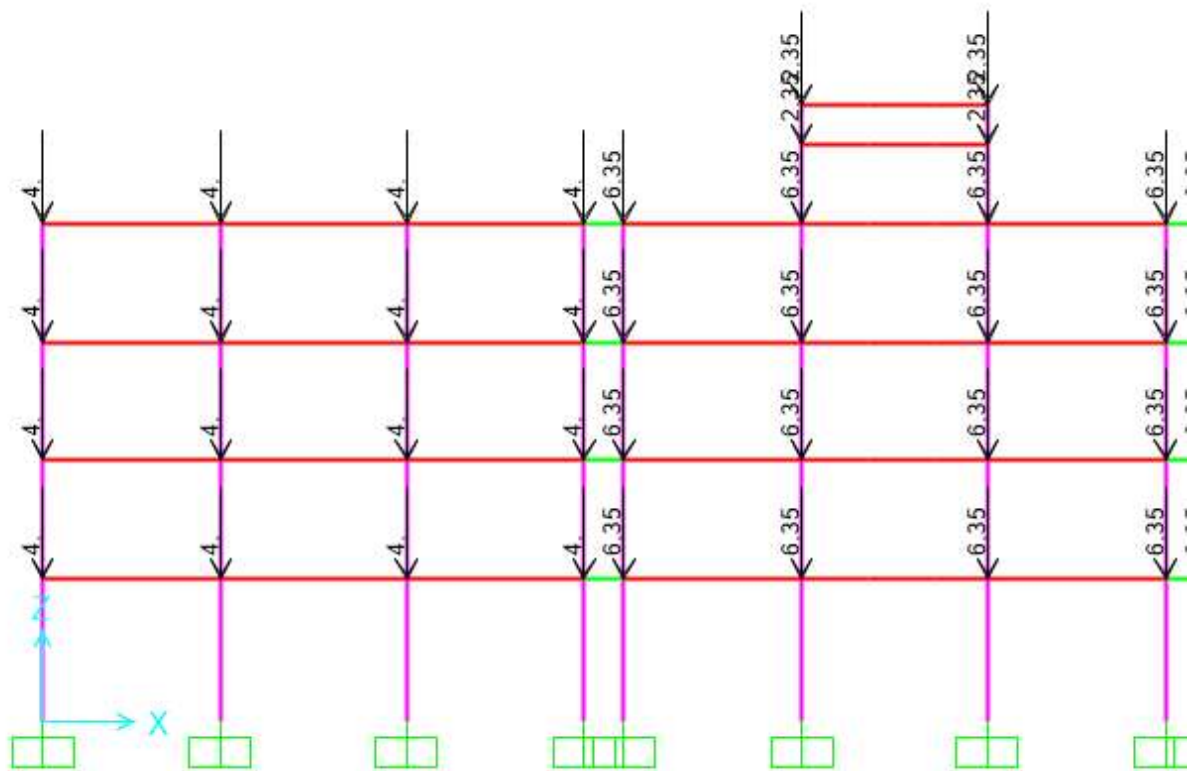
Figura 25: Carga concentrada devido a alvenaria



Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

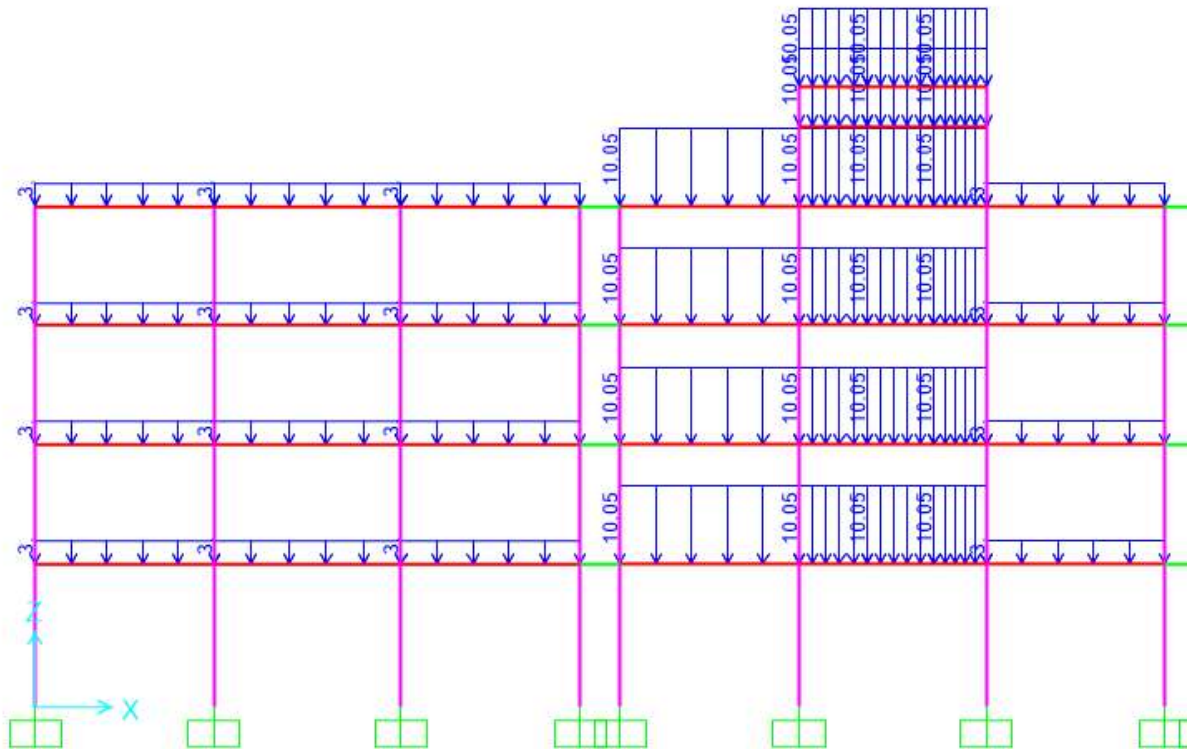
Figura 26: Ações do vento nos nós dos pórticos

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Figura 27: Carga concentrada devido ao peso próprio das vigas

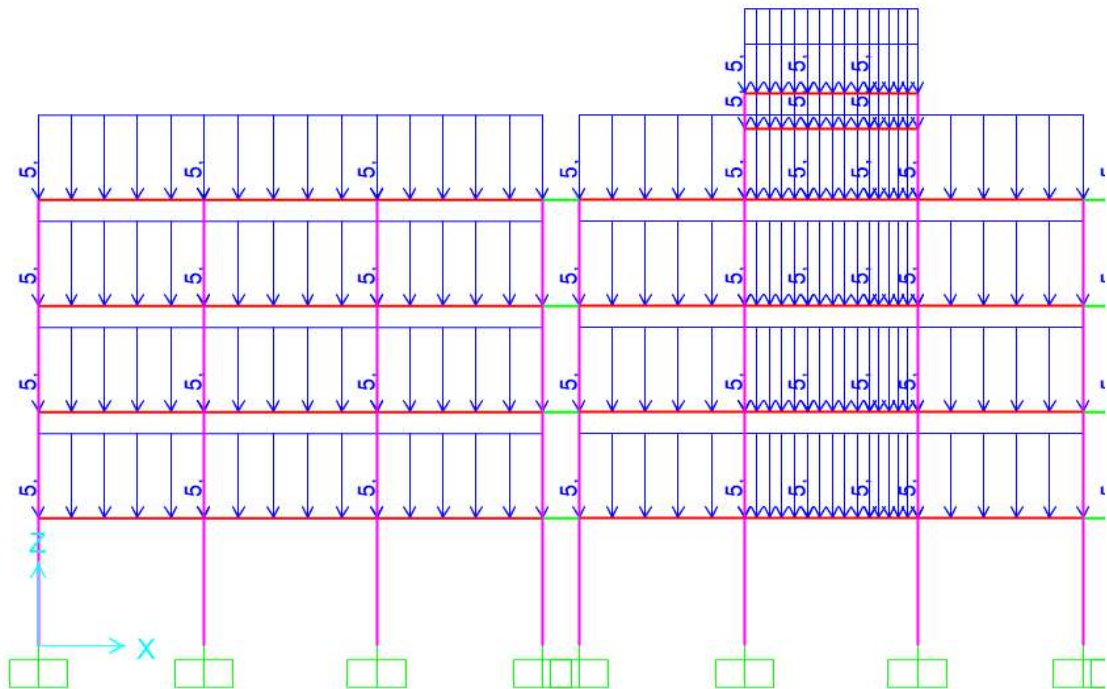
Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Figura 28: Carga distribuída devido à sobrecarga



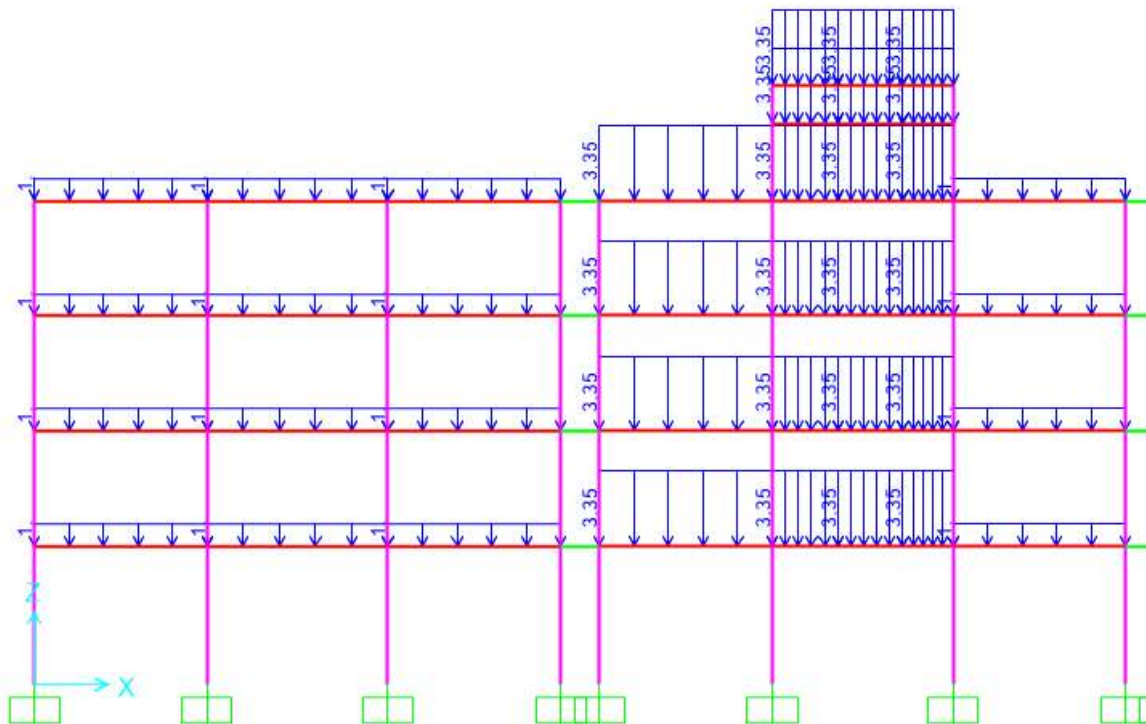
Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Figura 29: Carga distribuída devido a alvenaria



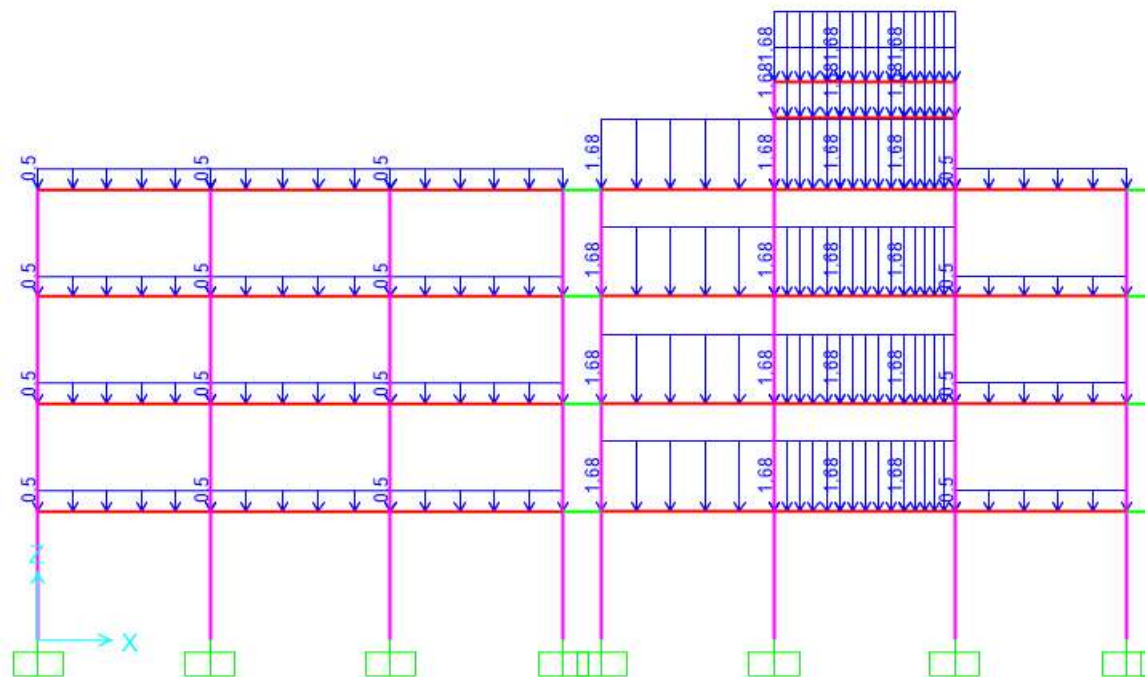
Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Figura 30: Carga distribuída devido ao rev + piso + forro



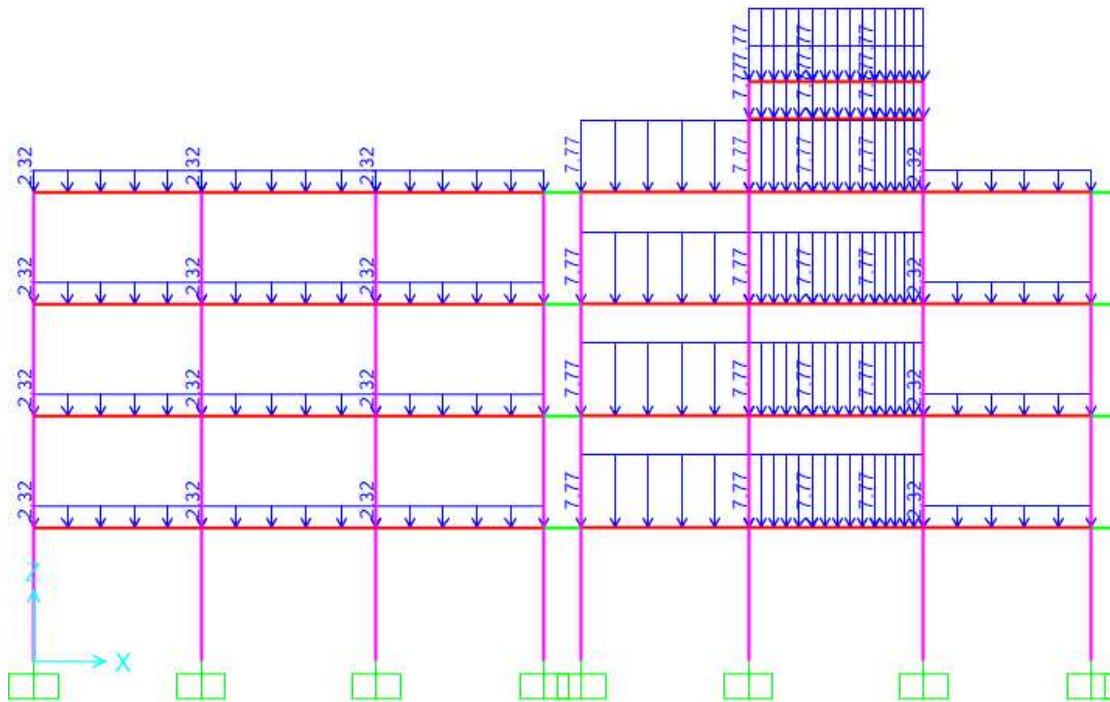
Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Figura 31: Carga distribuída proveniente das instalações



Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

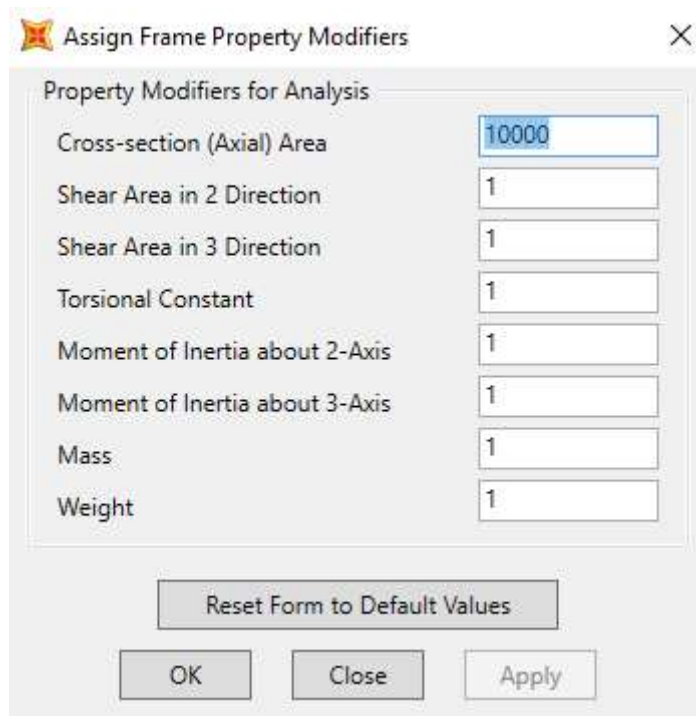
Figura 32: Carga distribuída devido a laje *steel deck*



Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Os pontos de carga concentrada dos reservatórios foram considerados no plano da mesma maneira como na estrutura 3D, logo considerando o carregamento como uma laje do pavimento tipo.

No que diz respeito as vigas pertencentes a estrutura no plano foram alteradas a área do elemento de viga para que representasse o comportamento da laje. Para tanto foi necessário alterar a área do elemento para evitar deformações axiais. Essa modificação está ilustrada na Figura 33.

Figura 33: Modificação da área da seção das vigas


Assign Frame Property Modifiers

Property Modifiers for Analysis

Cross-section (Axial) Area	10000
Shear Area in 2 Direction	1
Shear Area in 3 Direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2-Axis	1
Moment of Inertia about 3-Axis	1
Mass	1
Weight	1

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

3.5. SOFTWARE, CASOS DE ANÁLISES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

O *software* utilizado no trabalho é o SAP2000® da empresa *Computers & Structures Inc* (CSI). Esse *software* é utilizado para projetos e análises dimensionais, estando no mercado a mais de 30 anos. O mesmo possibilita uma variedade de análises lineares e não lineares. Podendo também trabalhar com a estrutura tridimensional ou no plano. No presente estudo foi utilizado a versão demonstrativa do *software*.

Serão feitas análises de primeira e segunda ordem nos modelos construídos. Para tanto no *software* está definida como análise linear e a análise do tipo P-Δ. Portanto são criados dois tipos de Casos de Carregamento (*Load Case*) no SAP2000: o primeiro relacionado a análise linear, o segundo à análise não-linear. As combinações de ações são inseridas dentro desses *Load Cases*.

Essas combinações de ações foram calculadas para um estado limite último normal, e feito apenas um tipo de combinação entre as cargas variáveis para o estudo em questão. Onde são majoradas as cargas permanentes, a sobrecarga como ação variável principal e o vento como secundária.

Os valores impostos dos coeficientes de ponderação de cada ação são apresentados na Tabela 2, e foram tomados de acordo com as tabelas 1 e 2 da ABNT NBR 8800:2008. No software o mesmo é inserido na opção Fator de Escala (*Scale Factor*) dentro das propriedades de cada *Load Case*.

Tabela 02: Coeficientes utilizados nas ações.

Carregamento	Tipo	Coeficiente
Revestimento + piso + forro	Permanente	1,4
Sobrecarga	Variável	1,4
Instalações	Permanente	1,4
Laje Steel Deck	Permanente	1,5
Peso próprio (DEAD)	Permanente	1,25
Alvenaria	Permanente	1,4
Vento	Variável	0,84

Fonte: Autor, 2020.

Logo, as opções para a análise linear são as configurações iniciais apresentadas do software. Portanto não houve alterações iniciais. A configuração está apresentada na Figura 34.

Figura 34: *Load Case* da análise linear

Load Case Data - Linear Static

Load Case Name: Combinação - Linear [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Stiffness to Use:
☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
☐ Stiffness at End of Nonlinear Case [v]
 Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case.

Analysis Type:
☒ Linear
☐ Nonlinear
☐ Nonlinear Staged Construction

Mass Source: MSSSRC1

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Alvenaria	1,4
Load Pattern	DEAD	1,25
Load Pattern	Instalações	1,4
Load Pattern	Laje Steel Deck	1,5
Load Pattern	Rev + piso + forro	1,4
Load Pattern	Sobrecarga	1,4
Load Pattern	Vento 90°	0,84

[Add] [Modify] [Delete] [OK] [Cancel]

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Para o caso da análise P-Delta utilizada como análise de segunda ordem, Iglesias (2020) apresenta que o método pelo qual o *SAP2000* resolve o problema de

análise é através de matriz de rigidez geométrica, com um número de interações finalizando no momento que forças axiais e deslocamentos converjam.

A *CSI* em seu manual apresenta diferentes maneiras de executar a análise no *software*, entretanto, no presente estudo será analisado apenas com a não-linearidade geométrica. Portanto, a configuração da análise é apresentada na Figura 35.

Figura 35: Load Case da análise P-Δ

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Combinação - P-Delta [Set Def Name] [Modify/Show...]

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case []

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Alvenaria	1,4
Load Pattern	Alvenaria	1,4
Load Pattern	DEAD	1,25
Load Pattern	Instalações	1,4
Load Pattern	Laje Steel Deck	1,5
Load Pattern	Rev + piso + forro	1,4
Load Pattern	Sobrecarga	1,4
Load Pattern	Vento 90°	0,84

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☐ None
- ☒ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous []

[OK] [Cancel]

Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

3.6. MÉTODO DE ANÁLISE

Sendo assim, o presente estudo analisará a priori valores do B_2 calculados de acordo com o item 4.9.4 da ABNT NBR 8800:2008, onde a relação de deslocamentos de uma análise de segunda ordem dividida pela de primeira ordem apresentará uma ideia preliminar do valor desse coeficiente e também classifica a estrutura em uma classe de sensibilidade a deslocamentos laterais.

Sendo que uma estrutura é classificada com pequena deslocabilidade quando o valor apresentado é maior que 1 e menor ou igual a 1,1. Média deslocabilidade quando é maior que 1,1 e menor ou igual a 1,4. Por fim, de grande deslocabilidade quando o valor de B_2 é maior que 1,4, sendo esse caso não plausível do uso do Método de Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES) (ABNT NBR 8800:2008).

Logo, num primeiro momento será verificado a estrutura no plano, comparando os resultados apresentados da análise linear com a não-linear. Após isso, será

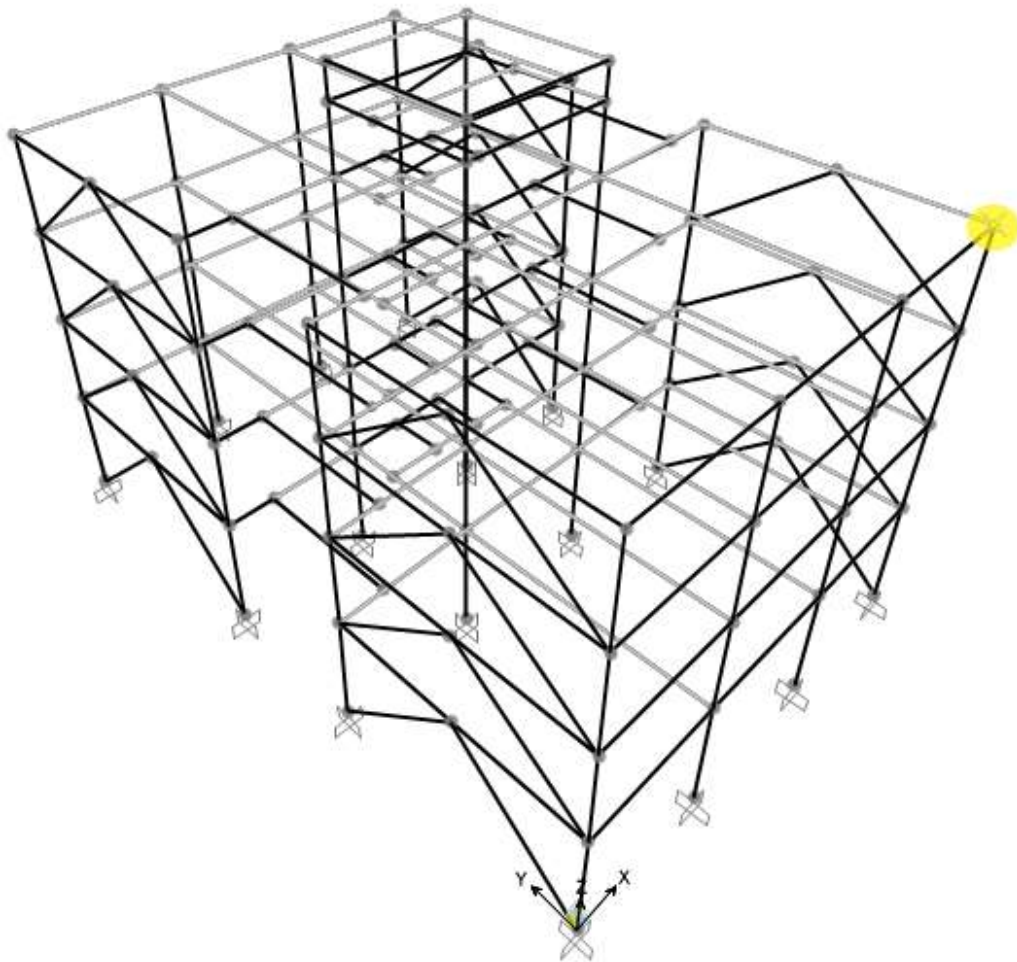
verificado a análise linear com não-linear da estrutura tridimensional, e por fim as análises entre os resultados apresentados dos modelos.

4. RESULTADOS

4.1. ESTRUTURA TRIDIMENSIONAL: ANÁLISE LINEAR COM NÃO-LINEAR

A princípio, determina-se o nó em que se realizará a análise do pórtico tridimensional, haja visto que deve ser o mesmo que se deve medir o deslocamento tanto na análise linear, como na análise do P- Δ . A escolha para este é por opção do estudo, não tendo então nenhuma metodologia para a escolha. Portanto, o nó tomado para o seguinte projeto é apresentado na Figura 36.

Figura 36: Nó utilizado para verificar o deslocamento

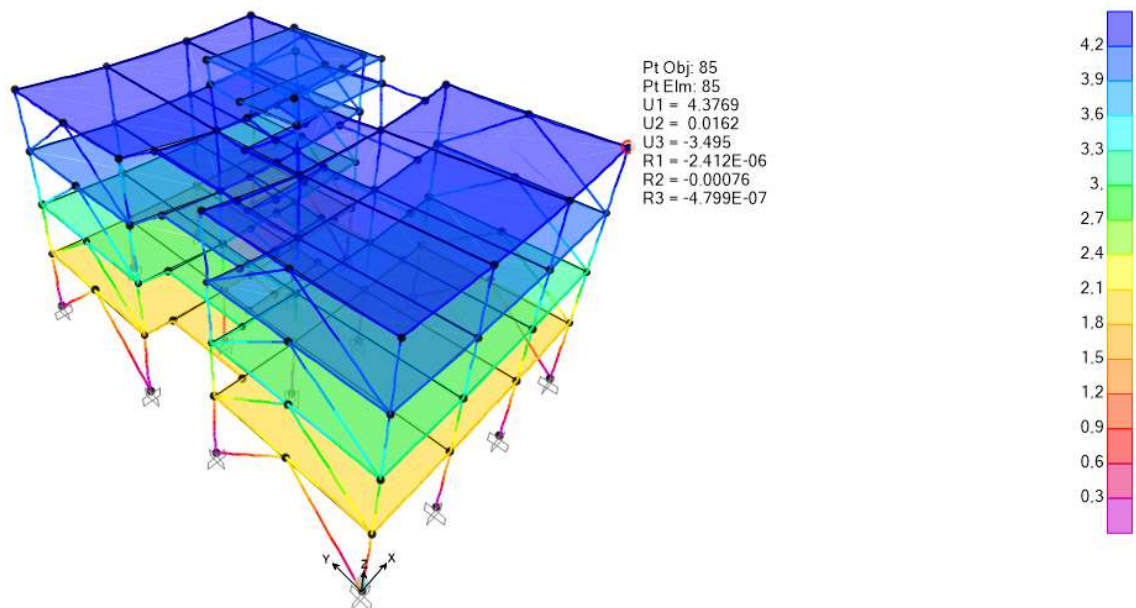


Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Conforme a análise feita ter se enfatizado nos efeitos apenas nos pórticos pertencentes ao plano XZ para se manter uma base para comparar com o modelo em plano, será então tomado os deslocamentos na direção U1 do software, que é o deslocamento relativo nesse mesmo plano.

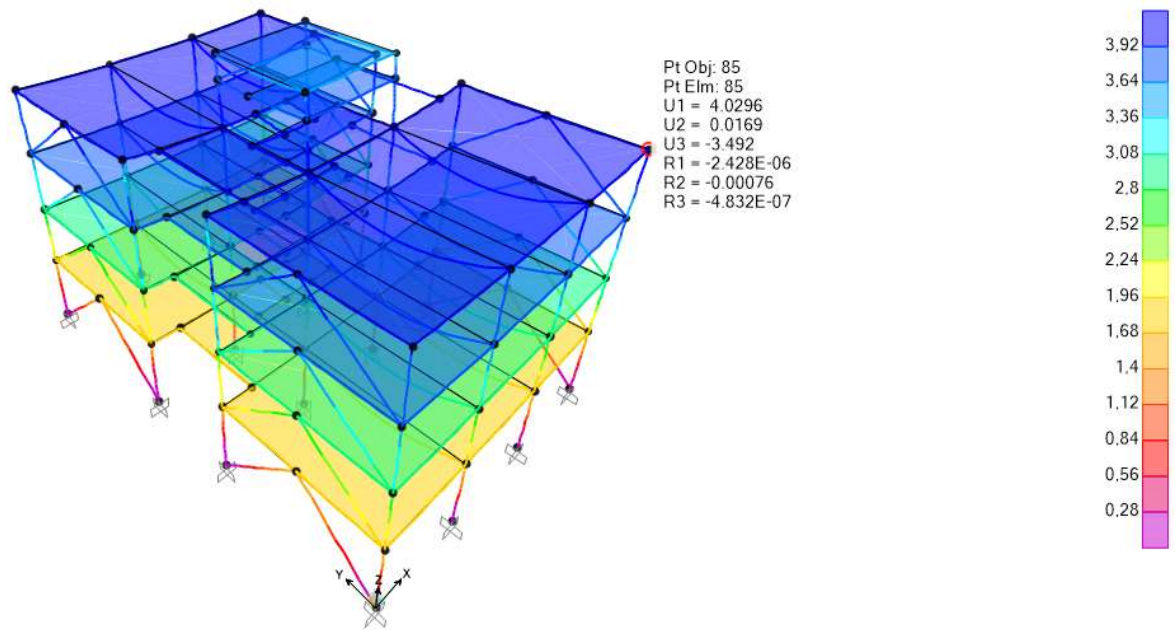
Dessa maneira, tomando apenas o resultado final do P- Δ , ou seja, o último valor encontrado de todas as iterações realizadas pelo software, o resultado do deslocamento encontrado no nó é de 4,3769 mm, enquanto que pelo resultado linear é de 4,0296 mm, ambos comportamentos estão apresentados nas figuras 37 e 38.

Figura 37: Deslocamento U1 - P- Δ (em mm)



Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Figura 38: Deslocamento U1 – Linear (em mm)



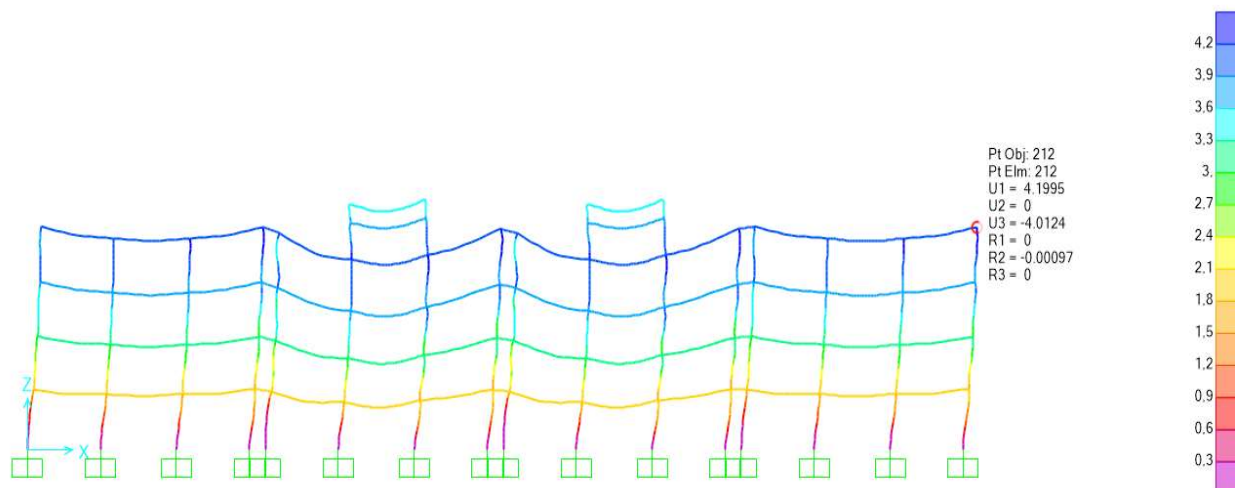
Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Logo, fazendo a relação entre esses deslocamentos, conforme a NBR 8800:2008, tem-se um valor de $B_2 = 1,086$. Com isso, a estrutura é então classificada como de pequena deslocabilidade, e além disso, a norma apresenta que não é obrigatória a consideração dos efeitos de segunda ordem, haja visto, um acréscimo de menos de 9% nas solicitações.

4.2. ESTRUTURA NO PLANO

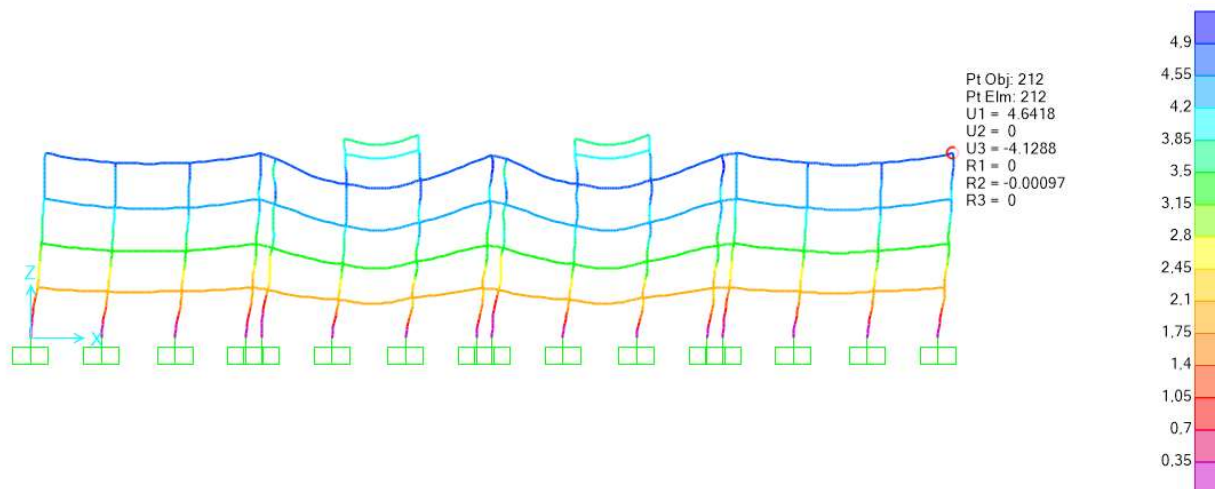
Apresenta-se nas figuras 39 e 40 os deslocamentos no nó de análise só que na estrutura no plano, do tipo de sequência de pórticos. A primeira imagem referente a análise linear, a segunda a análise não-linear.

Figura 39: Deslocamentos na estrutura plana (em mm), análise linear.



Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Figura 40: Deslocamentos na estrutura plana (em mm), análise não-linear.



Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Logo, conforme visto nas figuras, tendo os deslocamentos na análise linear de 4,1995 e de 4,6418 na análise P- Δ , o valor de B_2 é igual a 1,1, que é limite inicial de ser uma estrutura de média deslocabilidade. Em que a ABNT NBR 8800:2008 já recomenda uma análise em segunda ordem.

4.3. MODELO PLANO *VERSUS* TRIDIMENSIONAL

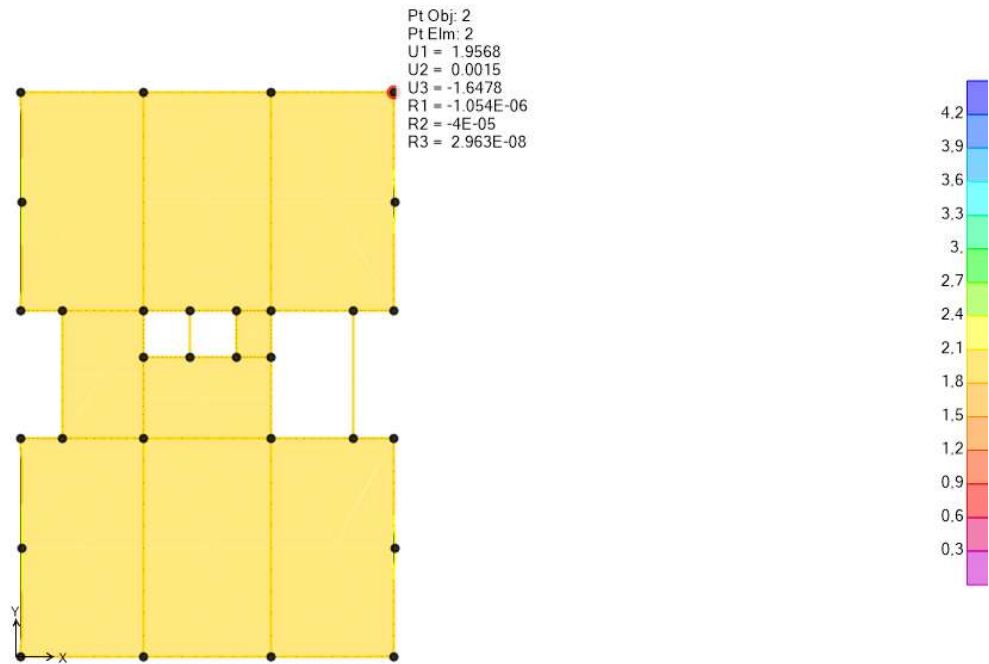
Ao se tomar o nó escolhido no modelo tridimensional para comparar com os resultados do plano, tem-se um resultado fiável para os valores de B_2 encontrados no plano em um primeiro instante, haja visto que, a diferença percentual entre os valores é de apenas 1,27%.

Ambos os valores encontrados de B_2 descrevem a estrutura como de pequena deslocabilidade, apesar do modelo encontrado no plano apresentar o valor exato do limite para média deslocabilidade, logo não havendo a obrigatoriedade de considerar efeitos adicionais, ou seja, ser realizado a análise de segunda ordem, estudando assim a estrutura no seu estado deformado.

Além disso, a estrutura plana leva a um valor maior de B_2 o que acarreta em um dimensionamento à favor da segurança, portanto em casos de estudo desse tipo a estrutura estará submetida a maiores solicitações de momento fletor e força cortante, do que a estrutura tridimensional.

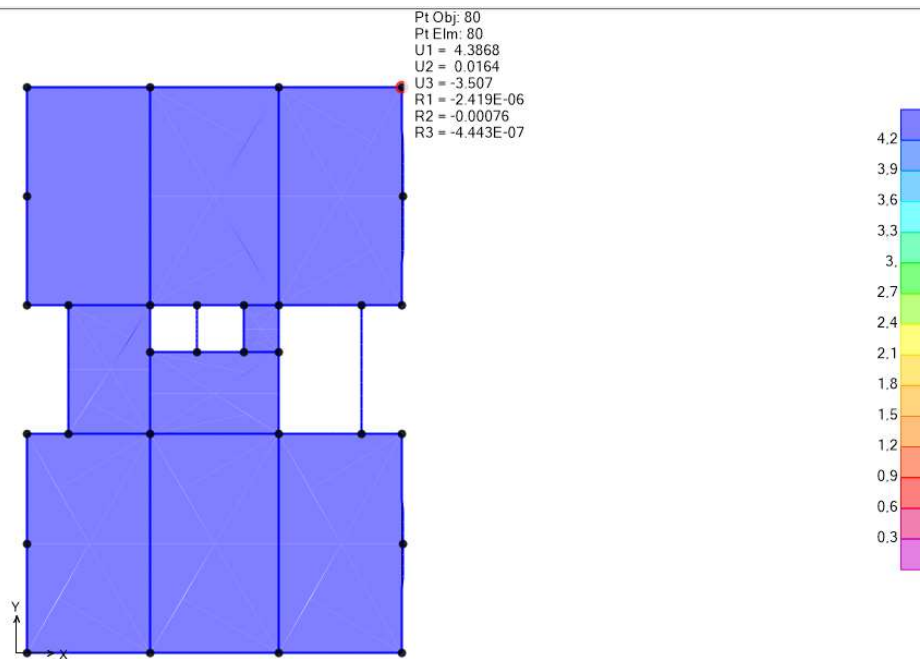
Em termos de deslocamentos apresentados, tem-se que se atentar ao aparecimento de uma torção na estrutura tridimensional, vide figuras 41 e 42 a seguir, em que será mostrado no plano XY no primeiro e último pavimento as distinções de deslocamento culminados no plano XZ em comparativo com o nó tomado na primeira análise, os valores apresentados estão em milímetros.

Figura 41: Deslocamentos do primeiro pavimento



Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Figura 42: Deslocamentos do último pavimento



Fonte: Autor, SAP2000 V. DEMO, 2020

Como mostrado nas figuras, há deslocamentos distintos entre os pórticos no eixo XZ, o que demonstra uma certa rotação da estrutura, apresentando efeitos adicionais devido ao surgimento de torção na mesma. Esse mesmo efeito não é perceptível em uma análise no plano, haja visto, que na metodologia todos os pórticos culminam em um mesmo deslocamento lateral.

Ainda, outro ponto encontrado, é que qualquer outro nó tomado no modelo tridimensional para comparar com o modelo no plano culminaria em um mesmo valor de B_2 encontrado no nó escolhido que fora mostrado na figura 34.

Ou seja, pela abordagem dada de acordo com a NBR 8800:2008 a situação do plano ainda continua sendo próxima e confiável em seu método.

No que consta as análises empregadas, os deslocamentos apresentados nos dois modelos nas análises lineares não são tão próximos, enquanto o modelo tridimensional apresentou um deslocamento no eixo X de 4,0296 mm, o modelo do plano apresentou 4,1995 mm, o que é uma diferença absoluta de 0,1699 mm.

Já o modelo P- Δ os deslocamentos apresentados entre os modelos são de 4,6418 mm no modelo de pórticos planos, enquanto o tridimensional é de 4,3769 mm, o que culmina numa diferença absoluta de 0,2649 mm.

Diante disso, é notório que os deslocamentos tanto na análise linear quando não-linear foram maiores no método dos pórticos em série.

5. CONCLUSÃO

Diante do apresentado, os resultados constatados demonstram que a técnica dos pórticos interligados, formando uma série de pórticos, aparece como uma alternativa muito confiável de análise para projetos, pois a mesma apresentou um valor muito próximo de B_2 em relação ao tridimensional. Todavia, ainda é preciso tomar cuidado com a análise, pois nessa não há previsão de torção na estrutura.

Entretanto, a análise do plano culminou em valores maiores de deslocamentos em ambos os casos de análise da estrutura, o que evidencia que a mesma está a favor da estrutura, submetendo essa a maiores solicitações de momento fletores e força normal.

Apesar disso, de acordo com a metodologia utilizada, fora obtida nas análises valores consistentes, haja visto não haver uma enorme discrepância. Além disso, tem-se como perspectiva para trabalhos futuros, a análise dessa para estruturas de média deslocabilidade, próxima do limite que a NBR 8800:2008 prevê para o início da grande deslocabilidade, onde assim a estrutura poderá apresentar como resposta aos esforços laterais um deslocamento relativo maior.

Outra questão a ser abordada em trabalhos futuros, são edificações mais altas e as edificações assimétricas, onde há o aumento dos efeitos dos ventos e evidencia as distinções de deslocamentos entre os nós tanto no plano quanto no modelo tridimensional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **NBR6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR8800**: Projeto e Execução de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

AL-MASHARY, Faisal; CHEN, Wai Fah. Elastic second-order analysis for frame design. **Journal Of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 15, n. 4, p.303-322, jan. 1990. Elsevier BV. [http://dx.doi.org/10.1016/0143-974x\(90\)90052-i](http://dx.doi.org/10.1016/0143-974x(90)90052-i).

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2. Ed. rev. ampl. São Paulo: Pini, 2008. 556 p,

CAMARGO, Rafael Eclache Moreira de. **Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço**. 2012. 328 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

DÓRIA, André Santos. **ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE PÓRTICOS PLANOS DE AÇO COM BASE NO CONCEITO DE FORÇAS HORIZONTAIS FICTÍCIAS**. 2007. 119 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R.; CALDAS, R. B.; **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. 1. ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016. 496 p.

FREITAS, Felipe Coelho de. **AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS COM E SEM ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO**. 2015. 186 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.

IGLESIA, Socrate Muñoz. **Use P-Delta para calcular efeitos de segunda ordem em estruturas**. Disponível em: <<https://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/use-pdelta-para-calculat-efeitos-de-segunda-ordem-em-estruturas/>>. Acesso em: 26 jan. 2020.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA. Centro Brasileiro da Construção em Aço. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2004. 75p.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de Aço**: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2009. 382 p.

REIS, A.; CAMOTIM, D. **Estabilidade estrutural**. 1ª Edição. Lisboa: Editora Mcgraw-Hill, 2001. 470 p. 2001.

SILVA, Matheus Fernandes De Araújo. **Exercícios em Estruturas de Aço**. 22 apr. 2019, 17 aug. 2019. 223 p. Notas de Aula.

SILVA, R. G. L. **AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS DE AÇO UTILIZANDO MÉTODOS APROXIMADOS E ANÁLISE RIGOROSA**. 2004. 154 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

SOUZA, A. S. C.; PEREIRA, M. F.; NARDIN, S. Análise inelástica de segunda ordem em pórticos planos de aço. **Reec - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, [s.l.], v. 12, n. 3, p.17-30, 10 ago. 2016. Universidade Federal de Goiás. <http://dx.doi.org/10.5216/reec.v12i3.39540>.

TELES, B. O.; DIAS JÚNIOR, P. H.; QUINAN, T. B. **Avaliação da estabilidade global em estruturas em aço**. 2016. 143 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 91 f. Trabalho de Conclusão (Mestrado em Engenharia) – Mestrado Profissionalizante em Engenharia da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.