



Centro Universitário de Brasília – UNICEUB
Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas – FATECS
Curso: Engenharia Civil

Vitor Augusto Rodrigues Pereira

Análise de Estabilidade de edificação, considerando a laje maciça incorporada no Pórtico Espacial

Brasília
2018

VITOR AUGUSTO RODRIGUES PEREIRA

Análise de Estabilidade de edificação, considerando a laje maciça incorporada no Pórtico Espacial

Trabalho de Curso (TC) apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB– Centro Universitário de Brasília

Orientador: Eng^o. Civil: Jocinez Nogueira Lima, Msc. Estruturas e construção civil.

Brasília
2018

VITOR AUGUSTO RODRIGUES PEREIRA

Análise de Estabilidade de edificação, considerando a laje maciça incorporada no Pórtico Espacial

Trabalho de Curso (TC) apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB– Centro Universitário de Brasília

Orientador: Eng^o. Civil: Jocinez Nogueira Lima, Msc. Estruturas e construção civil.

Brasília, 2018.

Banca Examinadora

Eng^o. Civil: Jocinez Nogueira Lima, Msc.
Orientador

Eng^o. Civil: Marco Aurélio de Souza Bessa, Dr.
Examinador Interno

Eng^o. Civil: Matheus Nunes Reis.
Examinador Externo

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por me dar saúde, capacidade, estrutura emocional e persistência por essa realização pessoal e profissional.

Agradeço a minha esposa, Beatriz Viana, por seu amor e apoio ao longo destes quatro anos. Me acompanhou em todos os obstáculos e dificuldades das quais vencemos juntos sendo parte fundamental desta realização pessoal e profissional.

Agradeço aos meus pais por me criarem, dando educação e me apoiarem em todas as etapas e decisões da minha vida.

A minha irmã caçula, Isabela Vitória, pelo apoio e admiração que me inspirou a ser um bom filho, um bom irmão e exemplo a ser seguido.

Aos meus colegas de curso, em especial nosso grupo chamado “Migos Engenheiros” pelos apoios nos estudos e trabalhos, ensinamentos compartilhados, risadas e brincadeiras, colegas estes que pretendo levar para a vida profissional e cotidiana.

A minha sogra, a qual me “adotou” como um filho me apoiando e auxiliando em várias dificuldades ao longo destes anos, sendo um refúgio em determinados momentos e por me dar o maior bem que tenho que é minha esposa.

Ao meu amigo, Pastor Davi, com seu auxílio espiritual e pensamentos de honra, um homem muito usado por Deus que me auxiliou nessa caminhada não deixando perder a fé.

Por fim a faculdade UniCEUB, e seu Diretor Dr, João Herculino pela concessão da bolsa de estudos que me possibilitou estudar na instituição e meu orientador Jocinez Lima pelo apoio no presente trabalho com seus conhecimentos e apoio.

Obrigado, Vitor Augusto.

Resumo

Este trabalho tem por finalidade analisar os efeitos de segunda ordem e sua influência na estabilidade de uma edificação de múltiplos andares, levando-se em consideração duas condições: a incorporação ou não-incorporação da laje maciça no pórtico espacial, considerando uma edificação de concreto armado de 14 pavimentos.

Calcula-se com o auxílio do Software Eberick, um banco de resultados determinados através do processo P-Delta e o coeficiente Gama-Z a fim de se confirmar a condição da incorporação da laje maciça ao pórtico espacial como condição mais estável, rígida e coerente com uma estrutura real, submetida a ações do vento.

Com base nos dados analisados observou-se que a estrutura com a incorporação da laje maciça levou uma redução significativa dos efeitos de segunda ordem e do coeficiente Gama-z, demonstrando maior estabilidade e eficácia estrutural.

Palavras Chave: Concreto armado. Edificação. Efeitos de Segunda ordem. Processo P-Delta. Coeficiente Gama-Z.

Abstract

This work aims to analyze the effects of second order and its influence on the stability of a multi-storey building, considering two conditions: the incorporation or non-incorporation of the massive slab in the space portico, considering a building of reinforced concrete of 14 floors.

With the help of the Eberick Software, calculate and generate a set of results determined using the P-Delta process and the Gamma-Z coefficient in order to confirm the condition of incorporating the massive slab into the space portico as a more stable, rigid and coherent condition with a real structure, subjected to both horizontal wind actions.

Based on this, we can observe that the incorporation of the mass produced a significant reduction of the second order effects of the Gamma-Z coefficient, demonstrating greater stability and structural efficiency.

Key Words: Reinforced concrete. Building. Second order effects. P-Delta Process. Coefficient Gamma-Z.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Vigas do ensaio realizado por Hyatt.....	6
Figura 2-Pont du Gard, Sul da França	10
Figura 3-Esquema de lajes.....	11
Figura 4-Possibilidades de instabilidades	15
Figura 5-Diagrama tensão-deformação idealizado.....	19
Figura 6-Domínios de estado-limite último de uma seção transversal	20
Figura 7-Reta a	21
Figura 8-Domínio 1.....	22
Figura 9-Domínio 2.....	23
Figura 10-Domínio 3.....	24
Figura 11-Domínio 4.....	25
Figura 12-Domínio 4a.....	26
Figura 13-Domínio 5.....	27
Figura 14-Reta b	28
Figura 15-Estádio I	30
Figura 16-Estádio II	30
Figura 17-Estádio III	31
Figura 18-Diagrama Retangular	31
Figura 19-Posições Deslocadas em iterações sucessivas	33
Figura 20-Estrutura Indeformada	34
Figura 21-Estrutura deformada	34
Figura 22-Forças Horizontais Fictícias	35
Figura 23-Sistema de coordenadas da 1ª condição	35
Figura 24-Sistema Grelha + Pórtico	36
Figura 25-Sistema de coordenadas da 2ª condição	37
Figura 26-Sistema Modelo integrado	37
Figura 27-Modelo 3D gerado no EBERICK, 14 pavimentos.....	39
Figura 28-Planta de forma do 1º Pavimento.....	40
Figura 29-Detalhamento das vigas.....	40
Figura 30-Detalhamento das lajes.....	41
Figura 31-Detalhamento dos pilares	41
Figura 32-Peso específico dos materiais de construção	43
Figura 33-Valores mínimos das cargas verticais.....	44
Figura 34-Gráfico comparativo de deslocamentos horizontais do eixo x	49
Figura 35-Gráfico de redução de deslocamento horizontal eixo X,x	50
Figura 36-Gráfico de redução de deslocamento horizontal eixo X,y	50
Figura 37-Gráfico comparativo de deslocamentos horizontais do eixo y	52
Figura 38-Gráfico de redução de deslocamento horizontal eixo Y,y	52
Figura 39-Gráfico Comparativo do processo P-Delta.....	56

LISTA DE TABELAS

Tabela 1-Classe de agressividade ambiental (CAA) -----	7
Tabela 2-Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal -----	8
Tabela 3-Distribuição das cargas verticais-----	45
Tabela 4-Relação de carga por área -----	45
Tabela 5-Combinações adotadas no cálculo do γ_z -----	46
Tabela 6-Comparativo de estabilidade global relativo ao eixo x -----	48
Tabela 7-Comparativo de estabilidade global relativo ao eixo y -----	51
Tabela 8-Parâmetros do Coeficiente Gama-Z referente a 1ª condição -----	53
Tabela 9-Parâmetros do Coeficiente Gama-Z referente a 2ª condição -----	54
Tabela 10-Forças devido ao vento aplicável as duas condições -----	54
Tabela 11-Deslocamentos horizontais finais devido a ação do vento -----	55
Tabela 12-Comparativo da análise do processo P-Delta -----	56
Tabela 13-Comparativo deslocamentos Imperfeições geométricas globais -----	57
Tabela 14--Índices de consumo de materiais -----	57
Tabela 15-Relação custo por material (R\$)-----	57
Tabela 16-Relação custo por área (R\$/m ²) -----	58
Tabela 17-Relação custo por elemento (R\$) -----	58
Tabela 18-Índices de consumo de materiais -----	58
Tabela 19-Relação custo por material (R\$)-----	58
Tabela 20-Relação custo por área (R\$/m ²) -----	59
Tabela 21-Relação custo por elemento (R\$) -----	59

Sumário

1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	3
2.1. Objetivo Geral	3
2.2. Objetivos específicos	3
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
3.1. Concreto Armado	4
3.2. Benefícios e malefícios do Concreto Armado	6
3.2.1. Características e Propriedades do Concreto	9
3.3. Elementos Estruturais	10
3.3.1. Lajes	10
3.3.2. Laje Maciça	11
3.3.3. Pilares	12
3.3.4. Vigas	12
3.3.5 Grelhas	13
3.4. Ações e cargas nas estruturas	13
3.5. Análise e Estabilidade estrutural	14
3.5.1. Estados Limites Últimos	18
3.5.2. Domínios de deformações	20
3.5.3. Estados limites de serviço	29
3.5.4. Estádios	29
3.6 Processo P-Delta e coeficiente Gama-z.	32
4. METODOLOGIA	38
5. DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO	39
5.1. Especificações do projeto e material	42
5.2. Cargas verticais e horizontais	42
6. ANÁLISE E RESULTADOS	46
6.1 Combinações de ações adotadas na Estrutura	46
6.2. Verificação da Estabilidade Global da Estrutura	48
6.3. Deslocamentos Horizontais Devido à Ação do Vento	54
6.4. Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta	55
6.5. Imperfeições geométricas globais	56
6.6. Índices de custos e orçamentos	57
7. CONCLUSÕES	61
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	63

1. INTRODUÇÃO

No âmbito da construção civil, um projeto bem idealizado e calculado, dentro das normas é de suma importância na construção de uma edificação, com a evolução da tecnologia e a implementação de softwares estruturais, a rapidez e segurança que um projeto de engenharia civil adquire é bastante relevante.

O crescimento horizontal ou vertical das cidades está relacionado com o aumento da população em relação a ocupação de um dado território, devido ao desenvolvimento acelerado e aumento populacional desenfreado em que se vive a falta de espaço tem forçado a construção civil utilizar o crescimento vertical, prédios e arranha-céus cada vez mais esbeltos de forma a atender as exigências de moradia com um número maior de residências por metro quadrado.

Quando uma edificação tem altura elevada aumenta-se o nível de esforços e cargas, há a influência na movimentação da edificação por parte do vento, com a geração de flexão, torção e solicitações que devem ser absorvidas pela estrutura e suas fundações. A rigidez de uma estrutura de concreto armado é uma relação entre forças e deslocamentos, as quais influenciam diretamente na estabilidade global de uma edificação. Outros aspectos fundamentais a se analisar são os efeitos de segunda ordem e a ocorrência das imperfeições geométricas, assim como os desaprumos referente as movimentações na estrutura devido as forças do vento.

O crescimento desordenado e a falta de espaço para este aumento populacional têm influenciado cada vez mais a necessidade de edificações de múltiplos pavimentos, tornando seu estudo importante principalmente a fim de analisar os seus efeitos. Os programas computacionais como o Eberick, software da empresa AltoQi, utilizam métodos matemáticos e processos de cálculo de forma a calcular uma edificação complexa em poucos minutos, edificação esta que alguns anos atrás demoraria meses para ser calculada, e com maiores possibilidades de erro, um processo lento e dificultoso. Hoje em dia esses programas estão sendo cada vez mais difundidos, a sua utilização junto aos conhecimentos de um profissional qualificado torna uma estrutura mais eficiente e segura, o projeto bem elaborado e calculado, aliado a execução correta dentro de todas as normas técnicas, traz uma edificação durável e sem a necessidade de manutenções corretivas a curto prazo.

Os estudos de estabilidade global, efeitos de segunda ordem, processo P-Delta e Gama-z são parâmetros estruturais importantes para se verificar o comportamento de uma edificação. Quando se idealiza um programa, busca-se sempre a análise mais próxima da realidade, por este motivo são criados modelos como grelha mais pórtico e modelo integrado onde se idealiza uma estrutura em diferentes perspectivas com o mesmo intuito, um projeto mais próximo da realidade e dentro da segurança estrutural apropriada.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Geral

Analisar os efeitos de segunda ordem e sua influência na estabilidade de uma edificação de múltiplos andares, de forma a comparar a incorporação ou não da rigidez axial da laje maciça no pórtico espacial.

2.2. Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- a) Realizar a análise dos efeitos de segunda ordem pelo processo $P-\Delta$ e o coeficiente Gama-Z de uma edificação calculada na condição de uma estrutura sem a influência da rigidez axial da laje maciça (grelha mais pórtico espacial), a versão plena V10 do Software Eberick;
- b) Realizar a análise dos efeitos de segunda ordem pelo processo $P-\Delta$ e o coeficiente Gama-Z de uma edificação calculada na condição de uma estrutura com a influência da rigidez axial da laje maciça (modelo integrado), a versão Next Plena V11 do Software Eberick;
- c) Comparar os resultados obtidos e analisar a interferência dessas condições na estabilidade da edificação.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Concreto Armado

Faz-se necessária uma introdução conceitual do Concreto Armado e suas propriedades, com o intuito de se conhecer melhor essa associação de materiais (concreto e aço) de grande utilização no mercado brasileiro, que atende as necessidades econômicas e estruturais na área da construção civil. Para esse entendimento deve-se introduzir a definição dos elementos que o compõem respectivamente que são:

O Concreto, é um elemento formado basicamente por uma mistura de um aglomerante (cimento), água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (brita), podendo conter adições e aditivos químicos com finalidade de melhorar seu desempenho quanto a trabalhabilidade e tempo de cura por exemplo. Segundo a NBR 6118/2014 (item 3.1.2), elementos estruturais elaborados com concreto que não possuem qualquer tipo de armadura ou que a possuem em quantidade inferior ao mínimo exigido para o concreto armado, são definidos como concreto simples.

O aço, é definido como uma liga metálica composta de ferro com teores de carbono em média de 0,18% a 0,25% para a utilização como aço estrutural, no qual lhe confere propriedades específicas, sobretudo de resistência e ductilidade que são propriedade fundamentais em uma estrutura. As principais matérias-primas envolvidas na fabricação do aço são o minério de ferro e o carvão mineral, estes não são encontrados puros. O preparo prévio das matérias primas resulta em maior eficiência do alto forno e aciaria e a redução do consumo de energia como objetivo. A norma NBR 7480/2008 regulamenta e especifica o aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado.

A interação entres os dois elementos acima citados mostra-se clara nas palavras de Carvalho (2014, p.20):

“Dessa maneira, os dois materiais, concreto e aço, deverão trabalhar solidariamente, o que é possível devido as forças de aderência entre a superfície do aço e do concreto, pois as barras de aço tracionadas (armadura tracionada) só funcionam quando, pela deformação do concreto que as envolve, começar a ser alongadas, o que caracteriza as armaduras passivas. É a aderência que faz com que o concreto armado se comporte como material estrutural”.

Hyatt, um inglês fabricante de grades para calçadas, foi deportado devido a conflitos políticos para a França, lugar em que teve o primeiro contato com as experiências do concreto armado. Animado com as implicações da tecnologia, volta ao país de origem e a utiliza como nova maneira de construir painéis para calçadas. O artigo de 1877, reúne conclusões sobre seus ensaios conforme o autor KAEFER (1998):

“Em 1877, o inglês Thaddeus Hyatt, publica o “An Account of Some Experiments with Portland Cement Concrete Combined with Iron as a Building Material”. Na década de 1870, grande parte do conhecimento dos fundamentos estruturais do concreto armado parecia recair nos estudos de Hyatt”.

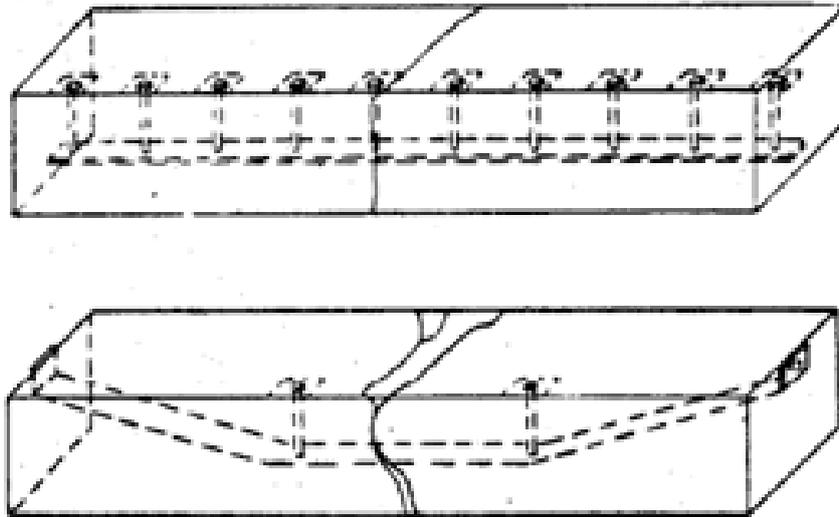
As conclusões de Hyatt são elementos fundamentais no estudo relativo a utilização do concreto armado atualmente. As conclusões primordiais referentes aos estudos são:

- a) O aço (ou ferro) não resiste bem ao fogo;
- b) Envolvendo-se totalmente o aço com uma camada suficientemente espessa de concreto obtém-se um material resistente ao fogo;
- c) A aderência entre aço e concreto é suficientemente forte para fazer com que a armadura posicionada na parte inferior da viga trabalhe em conjunto com o concreto comprimido da parte superior da viga;
- d) O funcionamento conjunto do concreto com o ferro chato ou redondo é perfeito e constitui uma solução mais econômica do que com o uso de perfis como armadura;
- e) A relação entre os módulos de elasticidade deve ser adotada igual a 20;
- f) O coeficiente de dilatação térmica dos dois materiais é suficientemente igual, garantindo a resistência da combinação aço-concreto quando submetida ao fogo ou ao congelamento.
- g) Concreto com ferro do lado tracionado presta-se não somente para estruturas de edificações como também para a construção de abrigos.

Percebe-se Hyatt um pioneiro na utilização do concreto armado, sendo notável a conclusão a partir de seus estudos, a exigência de boa aderência entre os dois materiais, do posicionamento correto das barras de ferro, na zona tracionada, para que pudessem colaborar mutuamente na resistência do conjunto concreto e aço. Infelizmente apesar de sua genialidade e grande contribuição “acadêmica”, devido à ausência de patrocinadores para seus testes e restrições estabelecidas por outras

patentes, Hyatt faleceu em 1901 e não se beneficiou de suas pesquisas. A figura 1 mostra as vigas do ensaio realizado por Hyatt, com a indicação das armaduras das trincas.

Figura 1- Vigas do ensaio realizado por Hyatt



Fonte: KAEFER, 1998

3.2. Benefícios e malefícios do Concreto Armado

Os Benefícios, segundo CLÍMACO (2016), no emprego do concreto armado em estruturas são:

- a) Facilmente adaptável a qualquer tipo de forma, pois é lançado em seu estado semifluido dando maior liberdade ao projetista. Com o uso de aditivos, como por exemplo os plastificantes e os fluidificantes, o aumento da trabalhabilidade e fluidez do concreto, proporciona o uso do concreto bombeado, que pode ser lançado em mangueiras sob pressão para construção de edifícios de múltiplos andares, o que reduz custos e prazos em uma obra;
- b) Resistência em seu estado endurecido a choques, temperaturas elevadas e vibrações;

c) Economia no custo da obra devido ao fato de existirem diversas fábricas de cimento, próximas aos locais das obras, assim redução nos custos de transporte de material;

d) Permite a execução de peças pré-moldadas, podendo ser estruturais ou não, trazendo rapidez e facilidade, dispensando o uso de escoramentos e fôrmas in loco;

e) Durabilidade elevada. A manutenção de uma estrutura de concreto armado é baixa e somente a longo prazo, se ela for executada atendendo todas as normas técnicas, respeitando por exemplo a NBR 6118/2014, onde no capítulo 7.4.2 estabelece as condições quanto a espessura e cobrimento da armadura segundo sua Classe de agressividade ambiental (CAA) citada no item 6.4.2 da mesma norma;

A tabela 1 traz as classes de agressividade ambiental e a tabela 2 a correspondência entre a CAA e o cobrimento nominal, todas definidas pela NBR6118/2014.

Tabela 1-Classe de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeitos de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	
<p>Pode se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamento residenciais e conjunto comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).</p> <p>Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade media relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.</p> <p>Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em industrias de celulose e papel, armazém de fertilizantes, indústrias químicas.</p>			

Fonte: NBR 6118, 2014, p.17

Tabela 2-Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto Protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contra piso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevados desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes, e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de formação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118, 2014, p.20

f) A resistência do concreto aumenta com a idade;

Porém, também há os malefícios do concreto armado, de acordo com CARVALHO (2014):

- a) Peso próprio bastante elevado, sendo sua massa específica $\approx 2500\text{kg/m}^3$, resultando em elementos com maiores dimensões que o aço, limitando seu uso em determinadas situações e elevando seu custo;
- b) A medidas corretivas normalmente são, muitas vezes de difícil execução;
- c) São necessários um sistema de formas e a utilização de escoramento, que geralmente precisam se manter no local até que o concreto alcance resistência adequada.

3.2.1. Características e Propriedades do Concreto

O Intuito de se utilizar o concreto em estruturas é se beneficiar se sua maior propriedade, a resistência, segundo o autor Mehta, "a resistência é a medida da quantidade de tensão necessária para que o material se rompa". As resistências a tração e a flexão são da ordem de 10% e 15%, respectivamente da resistência a compressão. Sua resistência está ligada ao processo de hidratação do cimento, que é feito de forma lenta e influenciado diretamente pela cura correta do concreto. Em materiais homogêneos o módulo elástico é uma medida das forças de ligação Inter atômicas e não é afetada pelas alterações micro estruturais, o concreto por se tratar de um material multifásico heterogêneo não segue esta premissa. (MEHTA, 2014)

O módulo elástico na compressão varia de 14 a 40 GPa, esse módulo influência a rigidez do projeto, portanto conhecer o limite elástico é de extrema importância, sabendo que ele define a tensão máxima permitida antes de o material sofrer deformação permanente. (MEHTA, 2014)

Quando uma peça de concreto chega a um nível alto de tensão, ou seja, a tensão aplicada não se mantém proporcional a deformação, e ela por sua vez se torna permanente, houve a deformação plástica ou inelástica. A quantidade de deformação inelástica, tensão inelástica permitida antes da ruptura é uma medida da ductilidade do material, e a tenacidade é a medida de energia para romper este material. Em termos gerais, quando a resistência cresce, a ductilidade e a tenacidade caem.

Geralmente, estruturas de concreto impermeável tem uma longa durabilidade, exemplo disso são os tanques de armazenagem de água de 2700 anos na ilha de Rodes, localizado na Grécia e vários aquedutos construídos pelos romanos na Europa a cerca de 2000 anos, que demonstram essa longa durabilidade em ambientes úmidos. Para ilustrar essa característica a figura 2 mostra a *Pont du Gard*, localizada no sul da França.

Figura 2-Pont du Gard, Sul da França



Fonte: PROTRAVEL,2007

3.3. Elementos Estruturais

Uma estrutura é composta por elementos que tem por objetivo resistir as cargas permanentes ou acidentais nela inseridas de forma a transmiti-las para a fundação, sem entrar em colapso, deformar ou vibrar excessivamente.

Todos os componentes da estrutura, as lajes, vigas e pilares devem na sua concepção em projeto seguir os requisitos descritos na NBR 6118/2014-Projeto de estruturas de concreto, de forma a obter um projeto seguro e bem estruturado.

3.3.1. Lajes

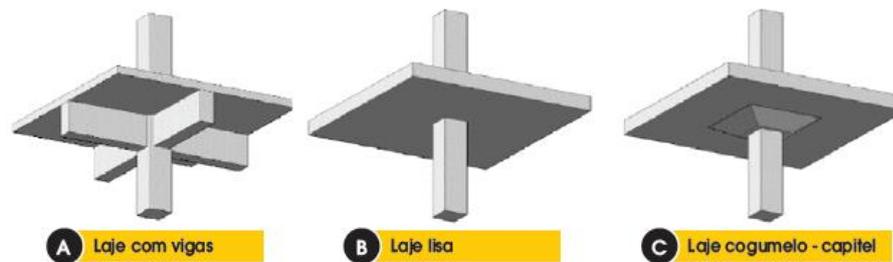
As lajes são elementos planos bidimensionais, onde suas dimensões, o comprimento e a largura, tem a mesma ordem de grandeza e são muito maiores que a terceira dimensão, a espessura. Podem ser chamadas de elementos de superfície, ou placas. Principal responsável por receber a maior parte das ações aplicadas numa construção, normalmente de cargas permanentes e dinâmicas, ou acidentais variadas em função de sua funcionalidade.

A carga levada em consideração para cálculos em uma estrutura segue a norma 6120/1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. As ações mais comuns são perpendiculares ao plano da laje, podendo ser distribuídas linearmente ou como forças concentradas.

Podem ocorrer ações externas, chamadas de momentos fletores, normalmente aplicados nas bordas das lajes. As ações são normalmente transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje, no caso da laje maciça, mas eventualmente também podem ser transmitidas diretamente aos pilares, o qual recebe o nome de laje lisa ou quando utilizado capiteis, laje cogumelo.

A figura abaixo demonstra a diferença entre as lajes acima citadas.

Figura 3-Esquema de lajes



Fonte: Roofingbrooklyn, 2015

3.3.2. Laje Maciça

O estudo de caso do presente trabalho trata-se de uma edificação que foi utilizada a laje maciça, portanto há necessidade de explicar conceitos e definições sobre este elemento estrutural. O conceito de laje maciça apresentado por Araújo (2014) relata:

”as lajes maciças são placas de espessura uniforme, apoiadas ao longo do seu contorno. Os apoios podem ser constituídos por vigas ou alvenarias, sendo este tipo de laje predominante nos edifícios residenciais, no qual os vãos são relativamente pequenos”.

A classificação das lajes, armada em cruz, ou seja, armada nas duas direções ou em uma direção está condicionada a relação entre seus vãos. Para uma laje ser armada em cruz a relação entre o vão maior e o vão menor deve ser inferior a 2, assim, os momentos fletores nas duas direções devem ser considerados no cálculo. Para a laje em uma direção se despreza os momentos no maior vão, adotando apenas

a armadura de distribuição nesse sentido, com seção transversal mínima. Armaduras longitudinais máximas e mínimas devem ser calculadas de acordo com o item 19.3.3, localizado na NBR 6118:2014. A armadura principal, na direção do menor vão, é calculada para resistir o momento fletor nessa direção. Sua relação entre maior e menor vão são superiores a 2.

A armadura principal é calculada para resistir à totalidade dos esforços, a armadura de distribuição tem o objetivo de solidarizar as faixas de laje da direção principal, prevendo-se, por exemplo, uma eventual concentração de esforços. (PINHEIRO, 2007)

3.3.3. Pilares

Os pilares são elementos lineares de eixo reto que se caracterizam pelo fato de serem verticais, em que as forças normais de compressão atuam sobre ele predominantemente. A estabilidade deve ser garantida por engastamento nas fundações, são destinados a transmitir as cargas a elas, podendo transmiti-las a outros elementos de apoio também. As ações são derivadas geralmente das vigas e das lajes, estas as transmite aos pilares que, por sua vez, as transmitem às fundações.

A importância do pilar vai além de transmitir cargas aos elementos de fundação, pois influencia na capacidade resistente de uma edificação, contribuindo para o sistema de contraventamento, no qual assegura a estabilidade global às ações, tanto verticais quanto horizontais, tornando a edificação segura.

Os pilares são armados com armaduras longitudinais dispostas na seção transversal garantindo a resistência do elemento, e armaduras transversais, chamadas de estribos, em toda a altura do mesmo, impedindo a flambagem das barras longitudinais, sendo assim garantindo a resistência do pilar as cargas nele exercidas. As exigências quanto ao diâmetro e taxa de armaduras podem ser encontradas na norma NBR 6118/2014 a partir do item 18.4.

3.3.4. Vigas

São elementos lineares, que são sujeitos a cargas transversais. As vigas estruturais seguem o sistema laje-viga-pilar que consiste na transferência dos

esforços verticais recebidos das lajes aos pilares, ou caso a viga sirva de apoio para o pilar, há a transferência de uma carga concentrada.

As vigas são tratadas como “barras”, que têm seção transversal com dimensões denominadas “largura” e “altura” e se caracterizam, principalmente, pelo comportamento à flexão. Em relação ao seu comportamento estrutural, as vigas podem ser isostáticas e hiperestáticas (vigas contínuas). Elas são classificadas em relação ao seu apoio, podendo ser:

a) Em balanço: a viga tem uma extremidade engastada e a outra livre, onde a carga tende para o apoio, sua armadura principal de flexão é negativa, isto é, colocada próxima à face superior para absorver os esforços de tração.

b) Bi apoiada: apoiada em dois apoios articulados sendo um fixo e o outro móvel, sua armadura principal de flexão é positiva, isto é, colocada próxima à face inferior para absorver os esforços de tração.

c) Continua: tem múltiplos apoios, apoiados em pilares.

As vigas de concreto armado, são dimensionadas de maneira que a resistência a tração, fique a cargo da ferragem longitudinal, desprezando a resistência do concreto, por esta ser muito baixa. O estribo, ferragem secundária distribuída transversalmente trabalha contra o esforço cortante ou cisalhante.

3.3.5 Grelhas

Uma estrutura reticulada plana submetida a carregamentos perpendiculares ao seu plano. No âmbito da construção civil, este tipo de sistema estrutural é composto por um sistema de vigas, que trabalham em conjunto para resistir aos esforços: cortante, momentos fletores e torsores.

A parcela maior de uma carga concentrada, por exemplo, é transmitida dos apoios pela viga de menor vão, logo, a parcela remanescente na direção do maior vão. A viga curta, tem característica de ser mais rígida do que a longa, mais flexível, sendo assim será mais solicitada. Uma ligação rígida, introduz um giro na seção transversal, porém uma viga interligada resiste a torção quando uma das vigas do conjunto sofre flexão.

3.4. Ações e cargas nas estruturas

Ações são definidas como sendo qualquer força, deslocamento ou outro fenômeno que provoca esforços ou deformações nas estruturas. A norma

NBR8681/2003 as classifica de duas formas, onde deformações impostas são intituladas por ações indiretas e as forças causadoras destas, por ações diretas. As ações são classificadas de acordo com seu intervalo de duração, sendo elas:

a) Ações permanentes: Ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. O peso da edificação e de todos os segmentos, equipamentos fixos, ou seja, ação invariável na estrutura são exemplos de ações diretas e possíveis recalques ou retração do concreto consideradas ações indiretas.

b) Ações variáveis: Ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção.

c) Ações excepcionais: Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas.

No Brasil o valor de cargas e ações como as descritas acima podem ser encontradas na NBR 6120/1980-Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, e devem ser adotadas conforme a utilização e uso da edificação.

3.5. Análise e Estabilidade estrutural

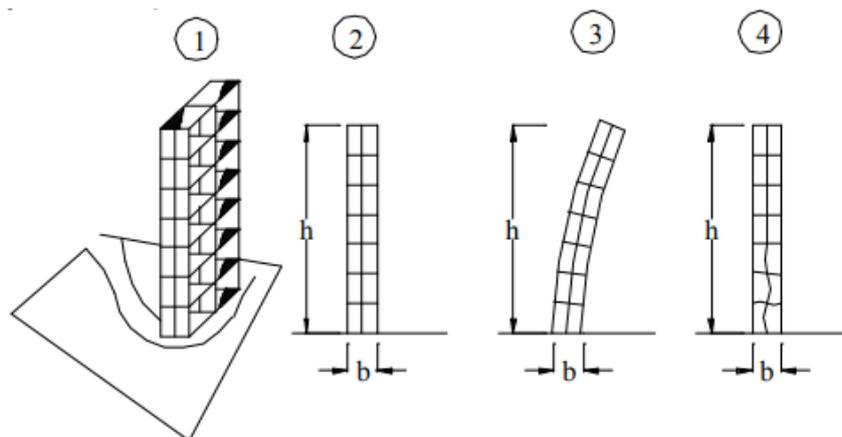
O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados limites últimos e de serviço. Dessa maneira é possível estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em elementos, partes ou em toda a estrutura.

As estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e utilizadas de modo que sob as condições ambientais previstas e respeitadas as condições de manutenção preventiva especificadas no projeto, conservem sua segurança, estabilidade, aptidão em serviço e aparência aceitável, durante um período pré-fixado de tempo, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo. Os esforços calculados a partir da geometria inicial da estrutura, sem deformação, são chamados efeitos de primeira ordem. Aqueles advindos da deformação da estrutura são chamados de efeito de segunda ordem.

As considerações dos efeitos de segunda ordem conduzem a não linearidade entre as ações e deformações, esta não linearidade, devido sua origem, é chamada de não linearidade geométrica. A consideração da fissuração e fluência do concreto conduzem também a uma não linearidade (entre ações e deformações) chamada neste caso de não linearidade física. As deformações existentes nas estruturas permitem calcular os efeitos de Segunda ordem que 1º podem ser divididos em Efeitos Globais, Locais e Localizadas de Segunda Ordem. Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de segunda ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Nas barras da estrutura, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas.

Em pilares parede (simples ou compostos) pode-se ter uma região que apresenta não retilinearidade maior do que a do pilar como um todo. Nestas regiões surgem efeitos de segunda ordem maiores, chamados de efeito de 2ª ordem localizados. O efeito de segunda ordem localizado além de aumentar nesta região a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar os estribos nestas regiões.

Figura 4-Possibilidades de instabilidades



1) perspectiva esquemática; 2) estrutura vertical indeformada; 3) edificação sujeita a instabilidade global; 4) instabilidade local de pilares centrais inferiores

Fonte: Carvalho, 2014

Quanto a estabilidade global, para se criar condições mais simples de cálculo costuma-se definir estruturas de nós fixos e nós moveis. Segundo a NBR 6118, define-

se estruturas de nós fixos como aquelas em que os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem), são chamadas estruturas de nós fixos.

Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais de 2ª ordem. Os efeitos de primeira ordem são aqueles obtidos com o cálculo feito com a estrutura considerada indeformada. Define-se como estruturas nós móveis como aquelas em que os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem), são chamadas estruturas de nós móveis. Nessas estruturas, devem ser obrigatoriamente considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais.

Há estruturas em que os deslocamentos horizontais são grandes e que, não obstante, dispensam a consideração dos efeitos de 2ª ordem por serem pequenos, ainda assim, os acréscimos dos deslocamentos produzidos pelas cargas verticais. Isso pode acontecer, por exemplo, em postes e em certos pilares de pontes e de galpões industriais. Na composição estrutural muitas vezes é interessante fazer arranjos de elementos estruturais para caracterizarem aumento de rigidez em direções críticas a este conjunto.

Em uma estrutura é possível identificar subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento. As caixas de elevadores e escadas, bem como os pilares-parede de concreto armado, constituem exemplos de subestruturas de contraventamento. Por outro lado, mesmo elementos de pequena rigidez podem, em seu conjunto, contribuir de maneira significativa na rigidez a ações horizontais, devendo então ser incluídos na subestrutura de contraventamento. Os elementos que não participam da sub-estrutura de contraventamento são chamados elementos contraventados. O conceito de nós fixos ou de nós móveis, pode ser também aplicado às subestruturas de contraventamento.

São definidos como elementos isolados:

- a) Peças isostáticas;
- b) Elementos contraventados;
- c) Elementos das estruturas de contraventamento de nós fixos;

d) Elementos das subestruturas de contraventamento de nós moveis desde que, aos esforços nas extremidades, obtidos numa análise de 1ª ordem, sejam acrescentados os determinados por análise global de 2ª ordem

Para o cálculo dos efeitos de 2ª ordem é utilizado o processo **P- Δ** (P-Delta) e o coeficiente **γ_z** (Gama-z), visando maior eficiência da estrutura.

Uma das etapas mais significativas em um projeto estrutural é a escolha dos elementos a serem utilizados e a definição de suas determinadas posições, de forma a criar um sistema estrutural efetivo, apto a absorver os esforços provenientes das ações atuantes e transmiti-los ao solo de fundação. A solução estrutural adotada no projeto deve atender aos requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, relativos à capacidade resistente bem como ao desempenho da estrutura, o qual influencia diretamente na durabilidade.

O projeto arquitetônico é base para a elaboração do projeto estrutural, de forma a prever o posicionamento correto dos elementos e a distribuição dos ambientes nos pavimentos. A definição da forma estrutural parte da localização dos pilares e segue com o posicionamento das vigas e das lajes, nessa ordem, sempre levando em conta a compatibilização com o projeto arquitetônico.

As estruturas de concreto armado são projetadas buscando atender as necessidades do uso, ou seja, a finalidade daquela edificação. O cálculo de uma estrutura passa por três etapas: dimensionamento, verificação e detalhamento, e o objetivo delas é garantir a segurança e está condicionada à verificação dos estados limites, classificados em dois tipos: estados limites últimos e estados limites de serviço, ao passo que, refere-se à situação de ruína ou de uso em serviço, respectivamente.

A análise linear admite comportamento elástico-linear para os materiais quando se tem solicitações que produzem tensões de compressão que não superam 50% do f_{ck} . As características geométricas podem ser determinadas pelas seções brutas do concreto dos elementos estruturais. Os resultados de uma análise linear são usualmente empregados na primeira verificação: Estados limites de serviço e a segunda: Estado limite último, estendida a ela desde que se garanta a ductilidade.

Na análise linear com redistribuição os efeitos das ações são redistribuídos na estrutura, tendo obrigatoriamente que satisfazer as condições de equilíbrio e

ductilidade. Os esforços internos são recalculados tendo em vista garantir o equilíbrio de cada elemento estrutural, que por sua vez influencia na estrutura como um todo.

Análise não linear considera o comportamento dos materiais não-lineares, podendo ou não incluir efeitos de segunda ordem nesta análise. Assim como os anteriores atender as condições de equilíbrio, compatibilidade e ductilidade são necessárias.

A análise estrutural é denominada plástica quando as não linearidades puderem ser consideradas, admitindo-se materiais de comportamento rígido-plástico perfeito ou elasto-plástico perfeito. A análise plástica de estruturas reticuladas não pode ser adotada quando não houver suficiente ductilidade para que as configurações adotadas sejam atingidas.

3.5.1. Estados Limites Últimos

As solicitações de cálculo devem ser inferiores as resistências de cálculo para todos os estados limites. Os estados limites últimos (ELU) de acordo com Libânio (2016), "são aqueles que correspondem à máxima capacidade portante da estrutura, ou seja, sua simples ocorrência determina a paralização, no todo ou em parte, do uso da construção". Quando se verifica o ELU do lance de um pilar por exemplo, leva-se em conta erros locais de construção e efeitos locais de 2ª ordem. Os exemplos de condições que elucidam situações do ELU são:

- a) Perda de equilíbrio como corpo rígido: tombamento, escorregamento ou levantamento
- b) Resistência ultrapassada: ruptura do concreto;
- c) Escoamento excessivo da armadura: $\epsilon_s > 1,0\%$;
- d) Aderência ultrapassada: escorregamento da barra;
- e) Transformação em mecanismo: estrutura hipostática;
- f) Flambagem;
- g) Dinâmica – ressonância;
- h) Fadiga – cargas repetitivas;
- i) Colapso progressivo;
- j) Exposição ao fogo;
- k) Ações sísmicas.

No tocante aos ELU, a garantia da segurança adequada leva em consideração a probabilidade suficientemente pequena de ruína, contudo uma boa ductilidade é necessária tendo em vista o alerta aos usuários sobre uma eventual ruína, avisando assim em tempo hábil que a estrutura está em proeminência de falhar.

O ELU é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios, onde os parâmetros ϵ_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto e início do patamar plástico) e ϵ_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura), são definidos pela classe do concreto, sendo (item 8.2.10.1 da norma NBR6118):

a) Para concretos de classes até C50:

- $\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$;

- $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$

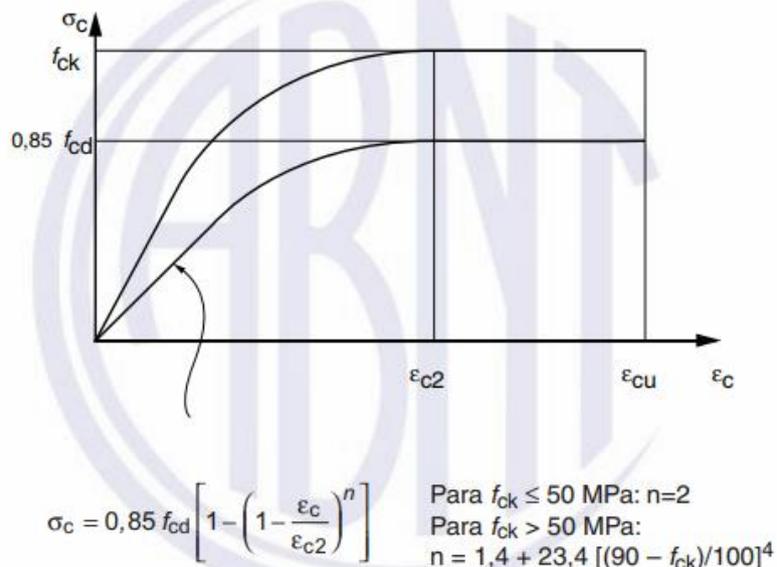
b) Para concretos de classes C55 até C90:

- $\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$;

- $\epsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$

A figura abaixo, retirada da norma, demonstra o diagrama tensão deformação idealizado, onde pode-se inferir as informações citadas anteriormente.

Figura 5-Diagrama tensão-deformação idealizado



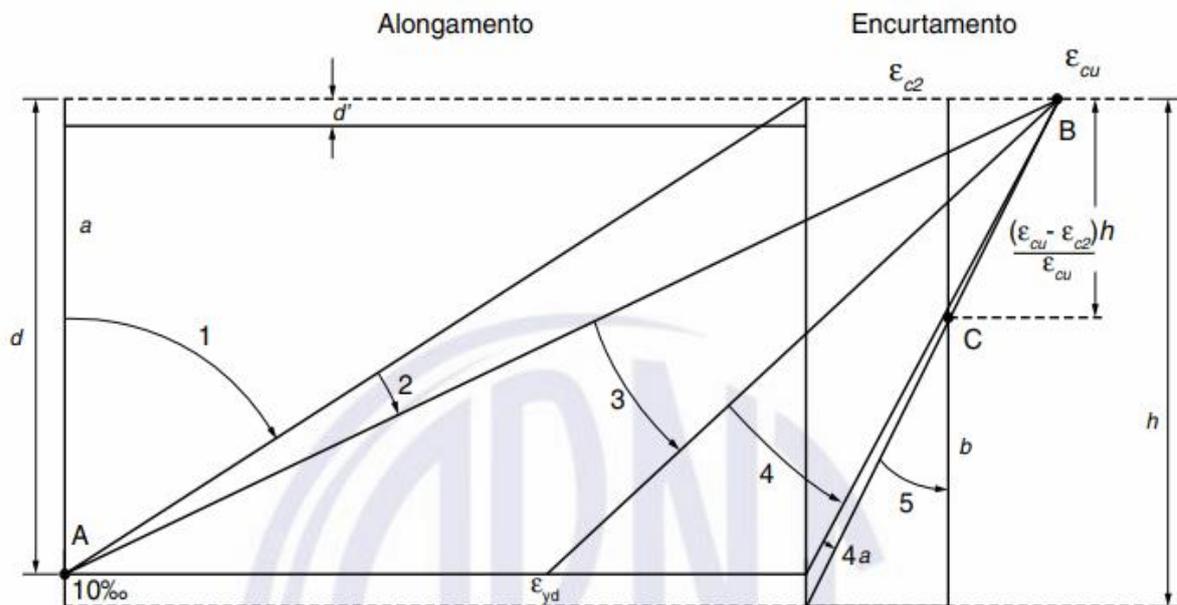
Fonte: NBR 6118, 2014, p.26

3.5.2. Domínios de deformações

As configurações possíveis do diagrama de deformações correspondentes ao estado limite último para uma seção submetida a solicitações normais sugerem a delimitação de regiões, chamadas domínios de deformações, onde poderá estar contido o diagrama de deformações referente a um determinado caso de solicitação normal quando o estado limite último for atingido.

Na figura 6 estão representados os domínios de deformações e as retas que correspondem aos limites entre cada um deles.

Figura 6-Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



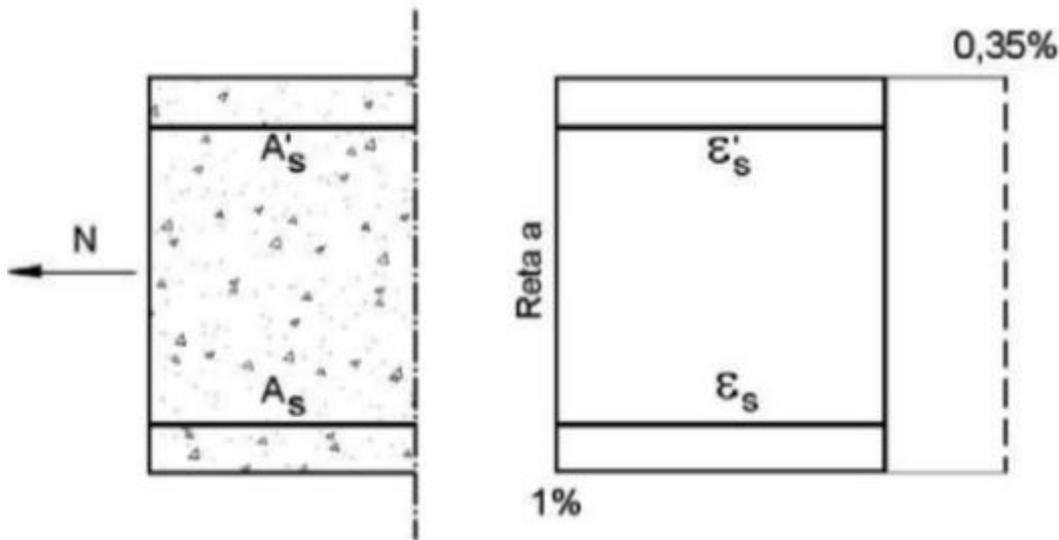
Fonte: NBR 6118, 2014, p.122

Reta a

A reta a é a linha correspondente ao alongamento constante e igual a 1% na armadura, decorrente da tração simples e como não há pontos de deformação nula a linha neutra está fora do elemento (dada por $x=-\infty$). Toda a seção é tracionada de modo uniforme, quando as áreas de armadura A_s e A'_s forem iguais, ou de uma tração excêntrica em que a diferença entre A_s e A'_s seja tal que garanta o alongamento uniforme da seção a reta a é denominada tração uniforme.

O estado limite último é atingido por deformação plástica excessiva da armadura sendo caracterizado pelo alongamento de 1. A seção resistente é composta unicamente pelas armaduras, pois o concreto tracionado é considerado fissurado.

Figura 7-Reta a



Fonte: PINHEIRO, 2016

DOMÍNIO 1

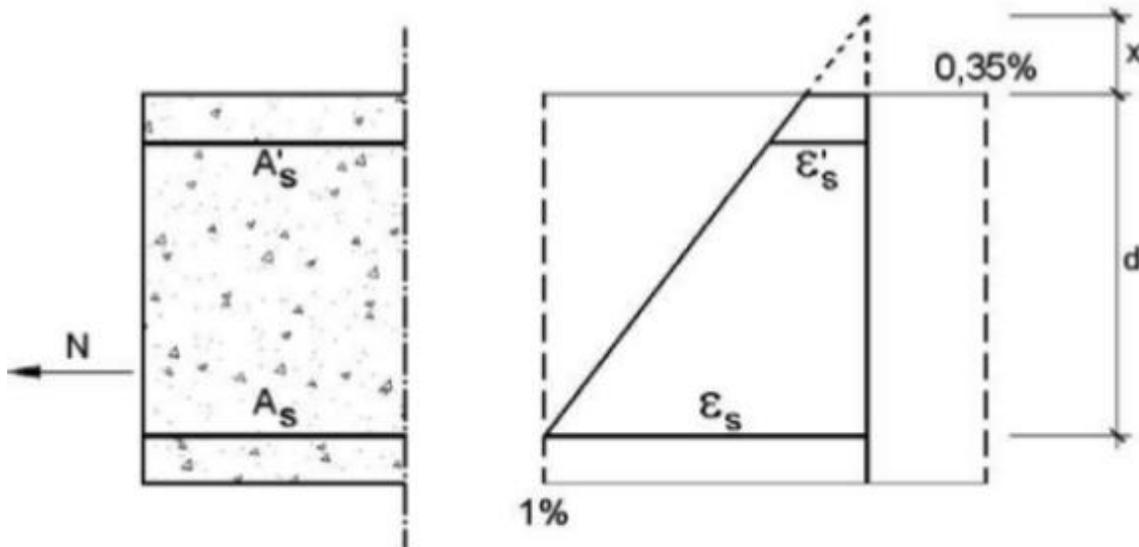
O domínio 1 corresponde ao caso de tração não uniforme. Toda a seção é tracionada, mas de modo não uniforme. A linha neutra é externa à seção e a reta do diagrama de deformações na seção passa pelo ponto A correspondente a um alongamento de 1% na armadura mais tracionada. Cobre o campo de profundidade da linha neutra desde $x > -\infty$ até $x \leq 0$.

O estado limite último é caracterizado por deformação plástica excessiva da armadura. A seção resistente é composta apenas pelas armaduras, não havendo participação resistente do concreto.

Para diagramas de deformação em que ainda se tenha tração em toda a seção, mas não-uniforme, com $\epsilon_s = 1\%$ na armadura. As deformações na borda superior variando entre 1% e zero.

Neste caso a posição da linha neutra varia entre $-\infty$ e zero. O domínio 1 corresponde a tração excêntrica.

Figura 8-Domínio 1



Fonte: PINHEIRO, 2016

DOMINIO 2

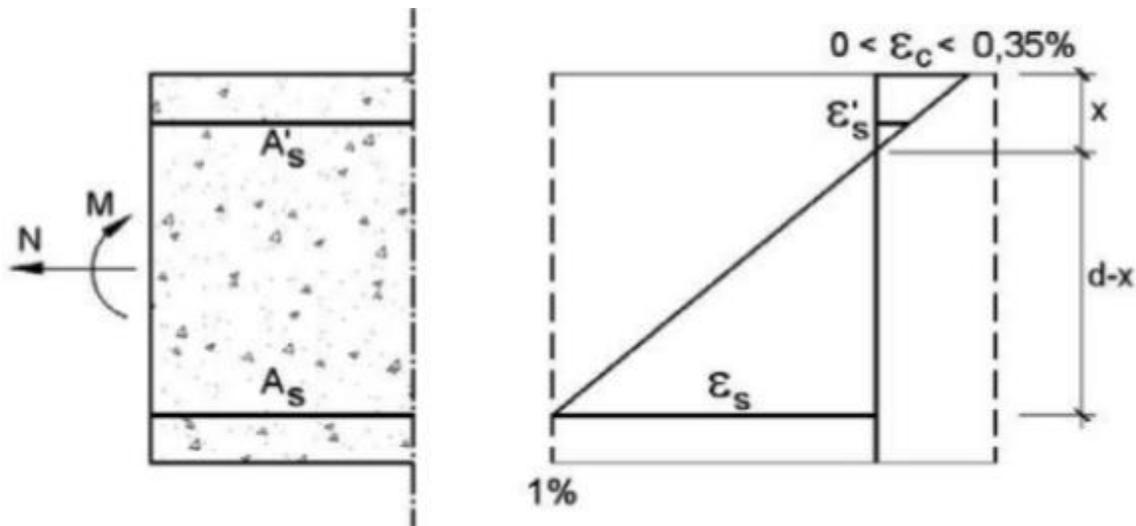
Corresponde a alongamento do aço de 1% e deformação na borda superior variando entre zero e 0,35%. Neste caso a linha neutra já se encontra dentro da seção, correspondendo a flexão simples ou a flexão composta. O Domínio 2 é o último caso em que a ruína ocorre com deformação plástica excessiva da armadura abrange os casos de flexão simples e flexão composta com grande excentricidade.

A linha neutra é interna à seção transversal, estando uma parte desta sujeita à compressão. Este domínio corresponde às situações em que o alongamento da armadura atinge 1% e o encurtamento da fibra mais comprimida de concreto é inferior a 0,35%. A reta do diagrama de deformações na seção passa pelo ponto A, corresponde a um alongamento de 1% na armadura. Cobre o campo de profundidade da linha neutra desde $x > 0$ até $x < 0,259d$. O estado limite último é atingido por deformação plástica excessiva da armadura, não se verificando ruptura do concreto na zona comprimida da seção.

Os domínios 1 e 2 correspondem ao estado limite de deformação plástica

Excessiva e são fixados pelo ponto A, que corresponde ao alongamento de 1%. Para todas as situações correspondentes aos domínios 1 e 2 a reta do diagrama de deformação passa pelo ponto A.

Figura 9-Domínio 2



Fonte: PINHEIRO, 2016

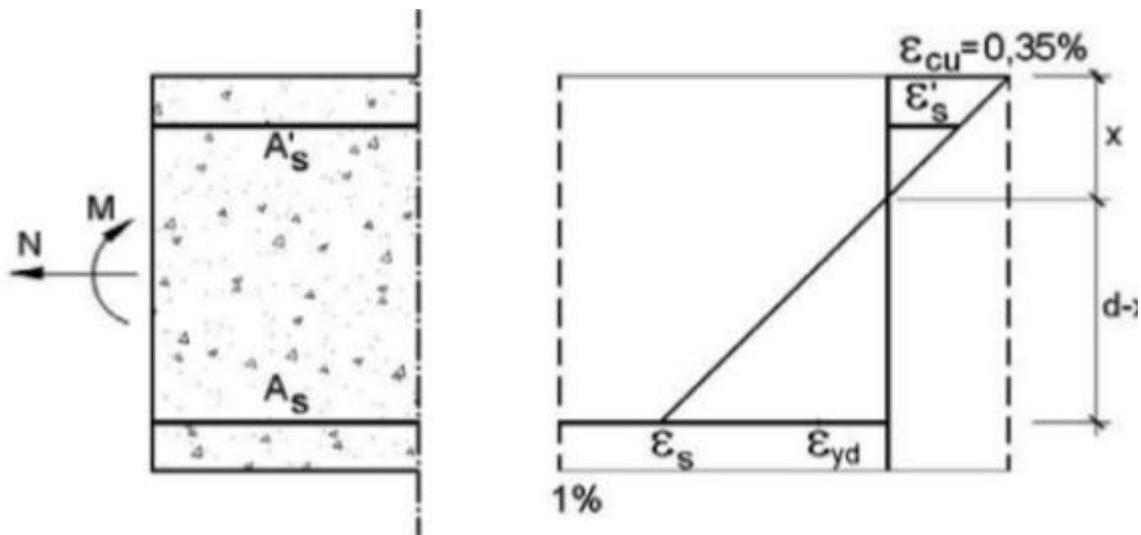
DOMÍNIO 3

No domínio 3, a deformação na borda comprimida é 0,35% e o alongamento na armadura varia entre 1% e ϵ_{yd} , ou seja, o concreto encontra-se na ruptura e o aço tracionado em escoamento. Nessas condições, a seção é denominada sub-armada. Tanto o concreto como o aço trabalham com suas resistências de cálculo. Portanto, há o aproveitamento máximo dos dois materiais. A ruína ocorre com aviso, pois a peça apresenta deslocamentos visíveis e intensa fissuração.

Corresponde à flexão simples e à flexão composta com grande excentricidade. A linha neutra é interna à seção e a reta do diagrama de deformações na seção passa pelo ponto B, correspondente a um encurtamento de 0,35% na borda comprimida. Abrange os casos em que no estado limite último o encurtamento de 0,35% é alcançado na borda comprimida da seção e o alongamento na armadura está compreendido entre 1% e ϵ_{yd} , deformação que corresponde ao início do escoamento do aço. O estado limite último é caracterizado pela ruptura do concreto comprimido após o escoamento da armadura. Cobre o campo de profundidade da linha neutra desde $x = 0,259d$ até $x \leq xy$.

Esta é a situação desejável para projeto, pois os materiais são utilizados de forma econômica e a ruína poderá ser avisada pelo aparecimento de muitas fissuras motivadas pelo escoamento da armadura.

Figura 10-Domínio 3



Fonte: PINHEIRO, 2016

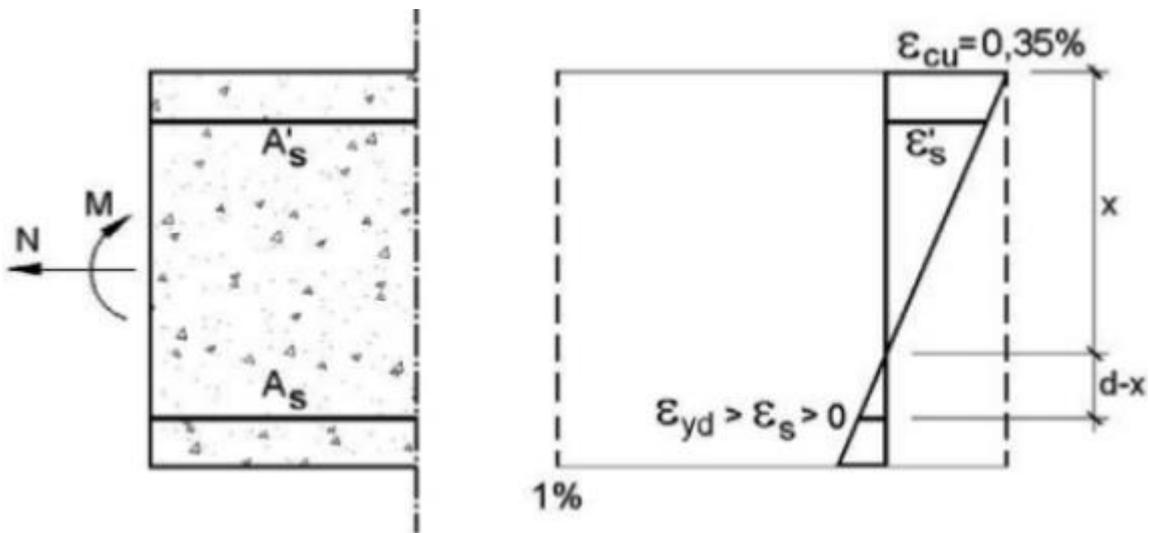
DOMÍNIO 4

No domínio 4, permanece a deformação na borda comprimida de 0,35% e o alongamento da armadura varia entre ϵ_{yd} e zero. Neste caso, a seção é denominada super-armada. A ruína ocorre sem aviso, pois os deslocamentos são pequenos e há pouca fissuração.

O domínio 4 abrange os casos de flexão simples e de flexão composta com grande excentricidade. A linha neutra é interna à seção e a reta do diagrama de deformações na seção passa pelo ponto B. Refere-se aos casos em que no estado limite último o encurtamento de 0,35% é alcançado na borda comprimida de seção e o alongamento na armadura está situado entre ϵ_{yd} e 0. O estado limite último é caracterizado pela ruptura do concreto comprimido sem que haja escoamento da armadura. Cobre o campo de profundidade da linha neutra desde $x > x_y$ até $x < d$.

Apesar do aparecimento eventual de fissuras, estas possuem abertura muito fina no instante que ainda precede a ruptura. Esta se dá de modo brusco e sem aviso, porque o concreto sofre esmagamento na zona comprimida da seção antes que a armadura tracionada possa permitir a abertura de fissuras visíveis que sirvam de advertência. As peças de concreto armado nestas condições são denominadas peças super-armadas e devem ser evitadas tanto quanto possível. Na flexão simples esta situação sempre poderá ser evitada, contudo, na flexão composta nem sempre.

Figura 11-Domínio 4



Fonte: PINHEIRO, 2016

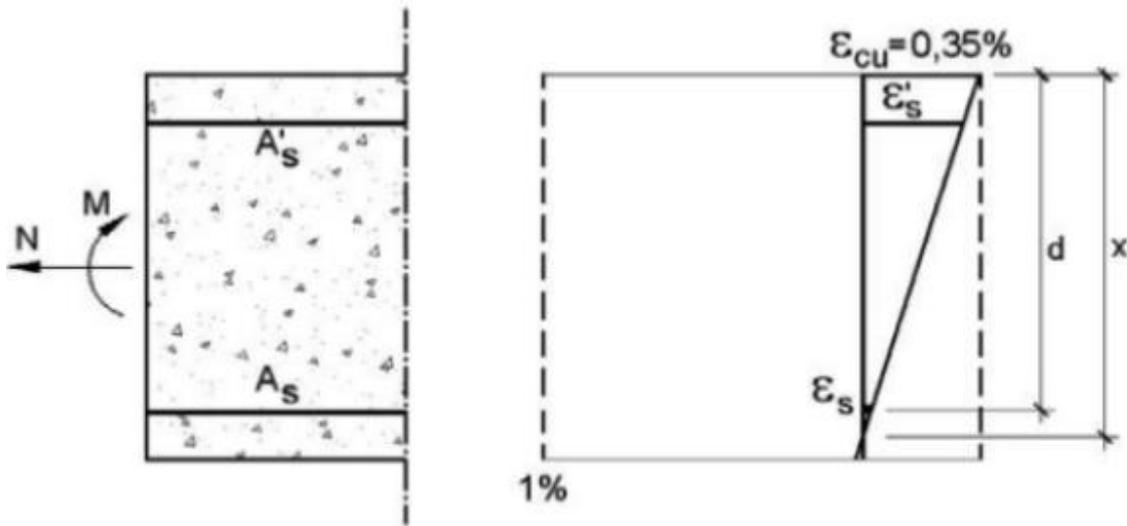
DOMÍNIO 4a

No domínio 4a, as duas armaduras são comprimidas. A ruína ainda ocorre com a deformação de 0,35% na borda comprimida. A deformação na armadura A_s é muito pequena, por este motivo essa armadura é muito mal aproveitada. A linha neutra encontra-se entre d e h . Esta situação só é possível na flexo-compressão.

Corresponde à flexão composta com pequena excentricidade. As armaduras são comprimidas e existe somente uma pequena região de concreto tracionada próxima a uma das bordas da seção. Só poderá ocorrer na flexo-compressão. A linha neutra é interna à seção, mas situa-se entre a armadura menos comprimida e a borda tracionada da seção. Cobre o campo de profundidade da linha neutra de $x \geq d$ até $x < h$. A reta do diagrama de deformações na seção passa pelo ponto B. O estado limite último é caracterizado pela ruptura do concreto com encurtamento de 0,35% na borda comprimida, sem aparecimento de fissuras.

Os domínios 3, 4 e 4a referem-se ao estado limite de ruptura do concreto na flexão e são fixados pelo ponto B, que corresponde ao encurtamento de 0,35% na borda mais comprimida da seção. Para todas as situações correspondentes aos domínios 3, 4 e a reta do diagrama de deformações passa pelo ponto B.

Figura 12-Domínio 4a



Fonte: PINHEIRO, 2016

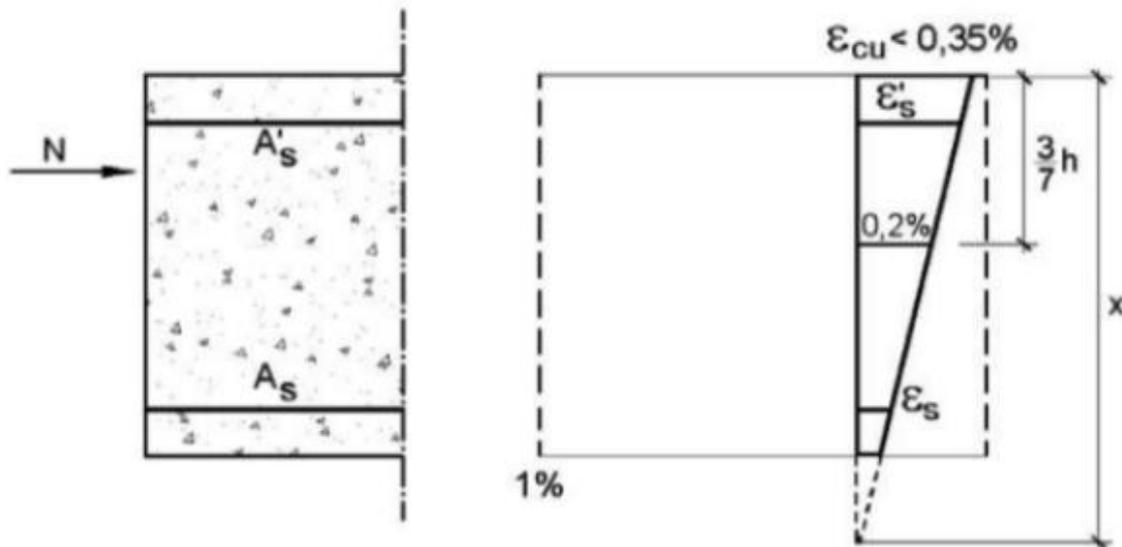
DOMÍNIO 5

No domínio 5 tem-se a seção inteiramente comprimida ($x > h$), com deformação constante e igual a 0,2%. Na borda mais comprimida, a deformação varia de 0,35% a 0,2%. O domínio 5 só é possível na compressão excêntrica.

Corresponde ao estado limite de ruptura do concreto na compressão e é fixado pelo ponto C que corresponde ao encurtamento de 0,2% na fibra distante $(3/7)h$ da borda mais comprimida da seção. Para todas as situações referentes ao domínio 5 e a reta do diagrama de deformações passa pelo ponto C.

O domínio 5 refere-se à compressão não uniforme, com toda a seção de concreto comprimida. A linha neutra é externa à seção e a reta do diagrama de deformações na seção passa pelo ponto C, afastado da borda mais comprimida de $3/7$ da altura total da seção e correspondente a um encurtamento de 0,20%. Cobre o campo de profundidade da linha neutra desde $x \geq h$ até $x < +\infty$. O estado limite último é atingido pela ruptura do concreto comprimido com encurtamento na borda mais comprimida situado entre 0,35% e 0,20%, dependendo da posição da linha neutra, mas constante e igual a 0,20% na fibra que passa pelo ponto C.

Figura 13-Domínio 5



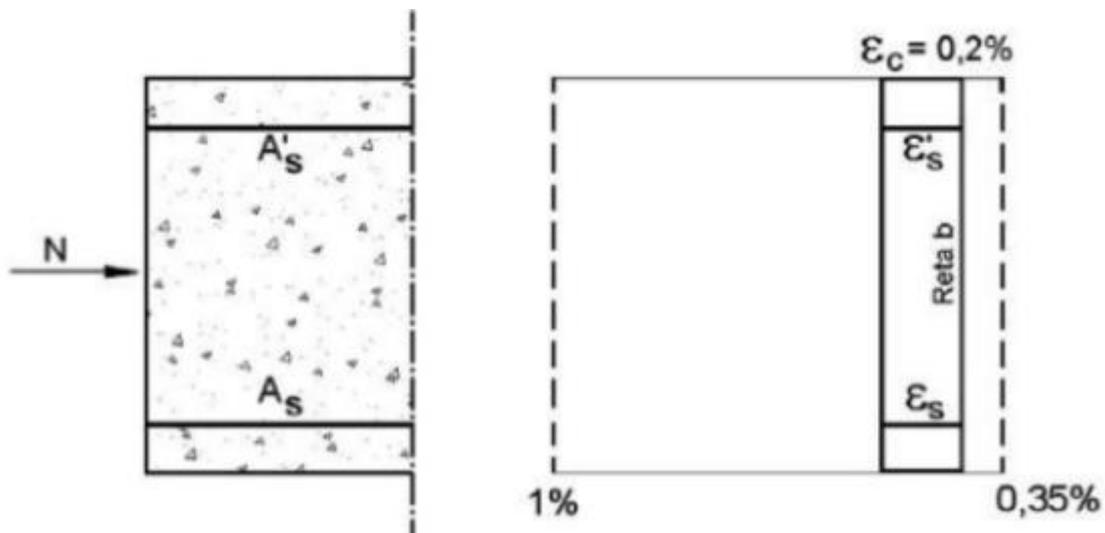
Fonte: PINHEIRO, 2016

RETA b

Na reta b tem-se deformação uniforme de compressão, com encurtamento igual a 0,2%. Neste caso, x tende para $+\infty$. A reta b corresponde à compressão uniforme, caso em que toda a seção é comprimida de modo uniforme. A deformação na seção é representada por uma reta paralela à face da seção, que é a origem das deformações. A posição da linha neutra é dada por $x = +\infty$.

O estado limite último é atingido por ruptura do concreto com um encurtamento de 0,20%. Por isso, a reta b que representa as deformações no estado limite último para o caso da compressão uniforme, passa pelo ponto C, que corresponde a um encurtamento de 0,20%. A seção resistente é constituída pelo concreto e pelas armaduras, sendo a deformação destas iguais à do concreto, ou seja, 0,20%.

Figura 14-Reta b



Fonte: PINHEIRO, 2016

A posição da linha neutra na seção é definida pela distância x da linha neutra até a borda mais comprimida da seção.

Sintetizando, quando a ruptura é convencional por deformação plástica excessiva, tem-se os casos:

- a) Reta a - tração uniforme;
- b) Domínio 1 - tração não uniforme, sem compressão;
- c) Domínio 2 - flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto;

Para a ruptura convencional por encurtamento limite do concreto, tem-se os casos:

- a) Domínio 3 - flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço (seção sub-armada);
- b) Domínio 4 - flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento (seção super-armada);
- c) Domínio 4a – Flexão composta com armaduras comprimidas;
- d) Domínio 5 – Compressão não uniforme sem tração;
- e) Reta b – Compressão uniforme.

3.5.3. Estados limites de serviço

Os estados limites de serviço ainda segundo o autor correspondem a “condições precárias em serviço. Sua ocorrência, repetição ou duração causam efeitos estruturais que não respeitam condições especificadas para o uso normal da construção ou que são indícios de comprometimento da durabilidade”.

A fissuração é um dano estrutural local que compromete a estética ou a durabilidade da estrutura, as flechas são deformações excessivas que afetam a utilização normal dessa construção e as vibrações excessivas são outro exemplo que causam desconforto e danos a estrutura.

Nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração.

Segundo a NBR 6118 (2014, p. 125) a avaliação da flecha nas lajes é feita de maneira aproximada, onde:

“O modelo de comportamento da estrutura pode admitir o concreto e o aço como materiais de comportamento elástico e linear, de modo que as seções ao longo do elemento estrutural possam ter as deformações específicas determinadas no estágio desde que os esforços não superem aqueles que dão início a fissuração, e no estágio II, em caso contrário”.

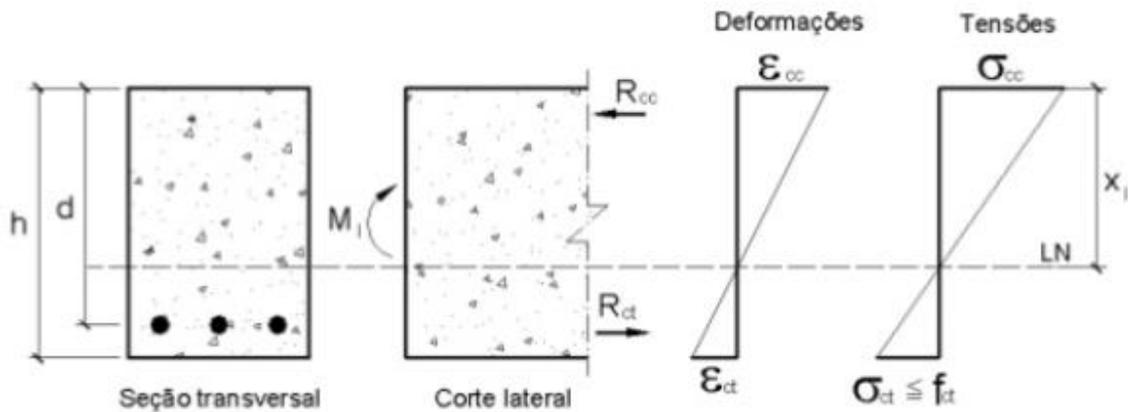
3.5.4. Estádios

O procedimento para se caracterizar o desempenho de uma seção de concreto consiste em aplicar um carregamento, que se inicia do zero e vai até a ruptura. Às diversas fases pelas quais passa a seção de concreto, ao longo desse carregamento, dá-se o nome de estádios. Distinguem-se basicamente três fases distintas: estágio I, estágio II e estágio III.

Estádio I

Esta fase corresponde ao início do carregamento. As tensões normais que surgem são de baixa magnitude e dessa forma o concreto consegue resistir às tensões de tração. Tem-se um diagrama linear de tensões, ao longo da seção transversal da peça, sendo válida a lei de Hooke.

Figura 15-Estádio I

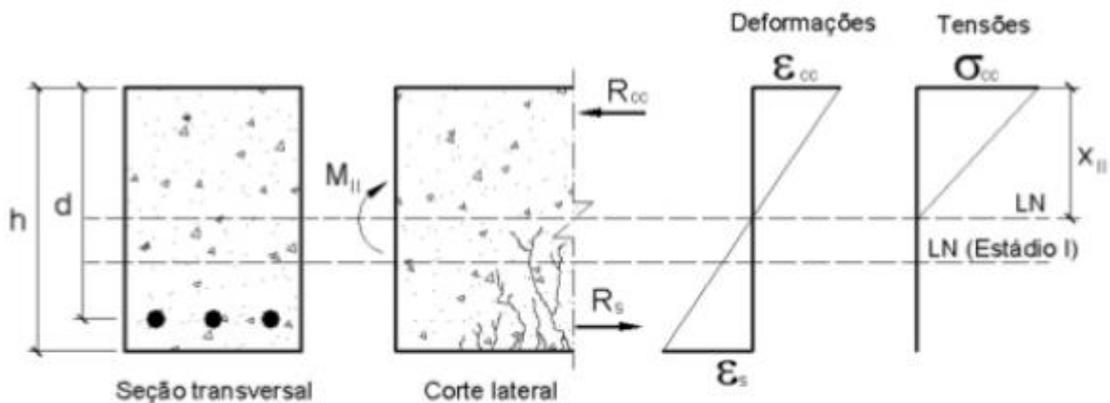


Fonte: PINHEIRO, 2016

Estádio II

Neste nível de carregamento, o concreto não mais resiste à tração e a seção se encontra fissurada na região de tração. A contribuição do concreto tracionado deve ser desprezada. No entanto, a parte comprimida ainda mantém um diagrama linear de tensões, permanecendo válida a lei de Hooke.

Figura 16-Estádio II

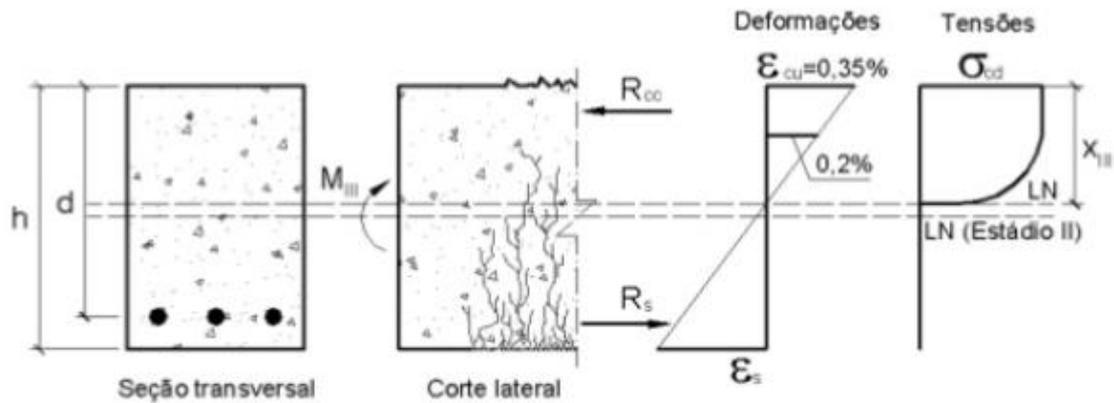


Fonte: PINHEIRO, 2016

Estádio III

No estágio III, a zona comprimida encontra-se plastificada e o concreto dessa região está na iminência da ruptura. Admite-se que o diagrama de tensões seja da forma parabólico-retangular, também conhecido como diagrama parábola-retângulo.

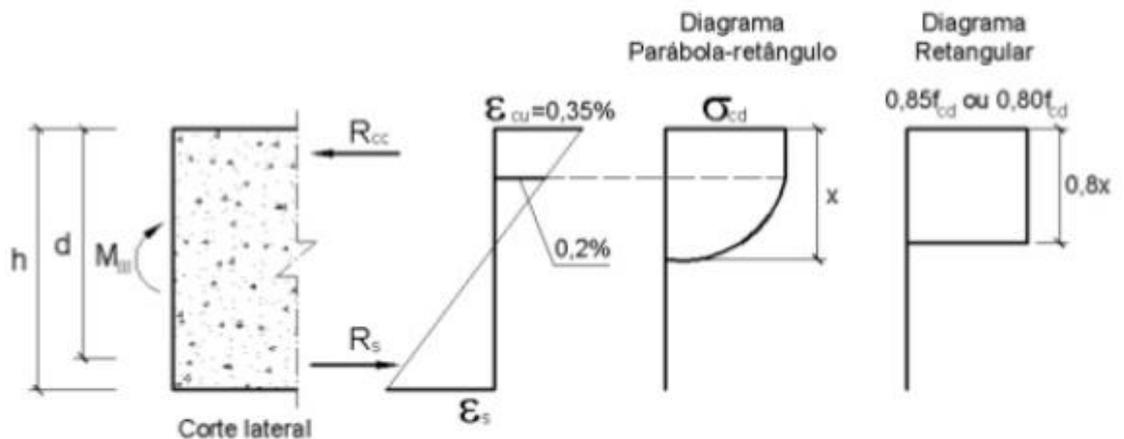
Figura 17-Estádio III



Fonte: PINHEIRO, 2016

A Norma Brasileira permite, para efeito de cálculo, que se trabalhe com um diagrama retangular equivalente. A resultante de compressão e o braço em relação à linha neutra devem ser aproximadamente os mesmos para os dois diagramas.

Figura 18-Diagrama Retangular



Fonte: PINHEIRO, 2016

No estágio III que é feito o dimensionamento, situação em que denomina “cálculo na ruptura” ou “cálculo no estágio III”.

3.6 Processo P-Delta e coeficiente Gama-z.

O coeficiente Gama-z tem por objetivo a classificação da estrutura quanto a deslocabilidade dos nós, com o intuito de evidenciar os quão significativos são os efeitos de 2º ordem globais para os efeitos dos cálculos. Sua determinação vem através dos resultados de uma análise linear de 1º ordem, para cada carregamento específico na estrutura. Obtido por meio de uma análise elástica, sendo considerada a não linearidade física dos elementos estruturais por seus valores de rigidez.

O valor de Gama-z é definido pela expressão, segundo o item 15.5.3 da NBR6118 (2014):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1tot,d}}}$$

Onde:

- **$\Delta M_{tot,d}$** é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.
- **$M_{1tot,d}$** é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

Serão calculados os valores de Gama-z nos eixos x e y para cada combinação de cálculo, ao fim destas combinações os valores maiores serão adotados como valores críticos, sendo então determinado o valor final do coeficiente. Em virtude de o valor encontrado do coeficiente representar o próprio efeito de segunda ordem, este deve satisfazer a condição de norma ($\gamma_z \leq 1,1$) a fim de se considerar a estrutura indeslocável. Caso contrário os efeitos de segunda ordem são expressivos.

O processo P-delta se baseia no exame da estabilidade da estrutura deformada após a análise de primeira ordem, onde os deslocamentos são obtidos através de aplicação de uma soma de cargas horizontais com cargas axiais. Neste estudo será utilizado na determinação dos efeitos, o Método da Carga Lateral Fictícia, a fim de se aferir os efeitos globais de segunda ordem.

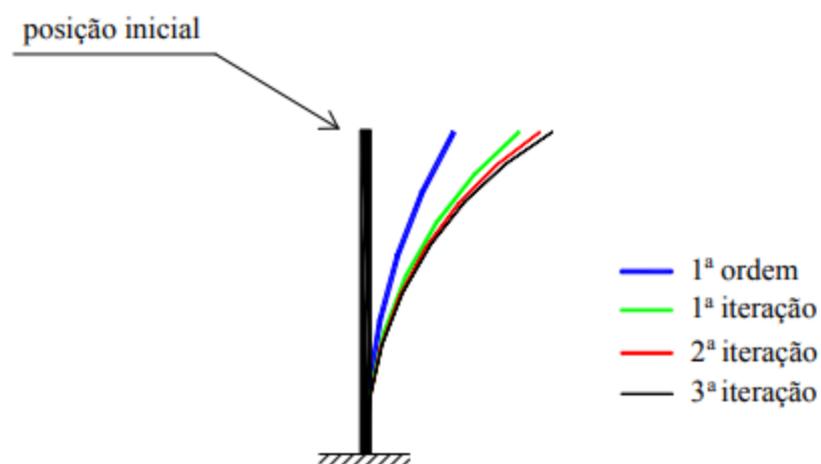
Inicialmente há a atuação das cargas laterais iniciais, onde a partir desta aplicação serão constituídos deslocamentos nos nós da edificação, de efeitos de

primeira ordem. As cargas verticais são aplicadas aos nós, já deslocados, gerando mais deslocamentos por conta do acréscimo de esforços adicionais causados por elas. O processo basicamente acontece da seguinte forma: as cargas horizontais atuantes são aplicadas na estrutura ainda indeformada (figura 19), acarretando em deslocamentos nodais adquiridos em primeiro momento, os quais determinam os deslocamentos relativos entre pavimentos. (LIMA, 2001)

As cargas verticais são aplicadas nos nós do pórtico espacial, individualmente por lances de pilares, um pavimento por vez de forma a obter momentos associados aos deslocamentos relativos. Estes momentos podem ser redefinidos em reações binárias compatíveis horizontais, estrutura deformada (figura 20), onde essas ações são denominadas cargas horizontais fictícias (figura 21).

Concluindo as cargas horizontais fictícias encontradas são acrescidas as iniciais atuantes, obtendo-se cargas horizontais convertidas. O processo é feito em sucessivas iterações até que se alcance uma convergência das medidas dos deslocamentos chamada posição de equilíbrio, que inclui os efeitos de segunda ordem. O resultado final é dado em porcentagem, que representa o acréscimo de deslocamento devido aos efeitos de segunda ordem. A ideia geral do processo é descrita a seguir pela figura 19.

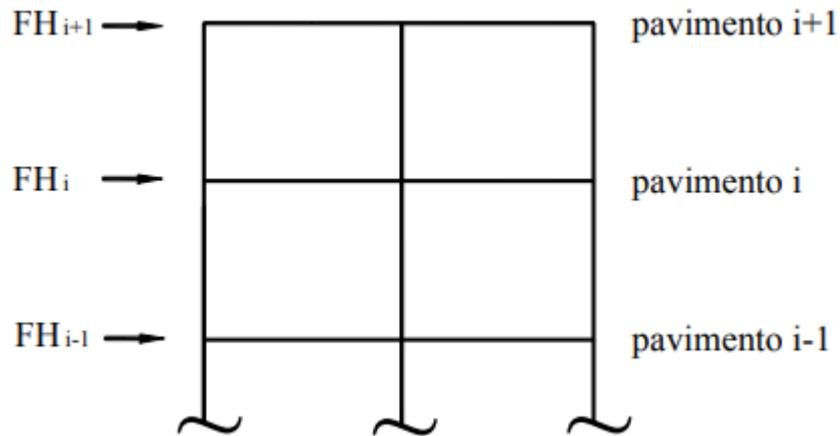
Figura 19-Posições Deslocadas em iterações sucessivas



Fonte: LIMA, 2001

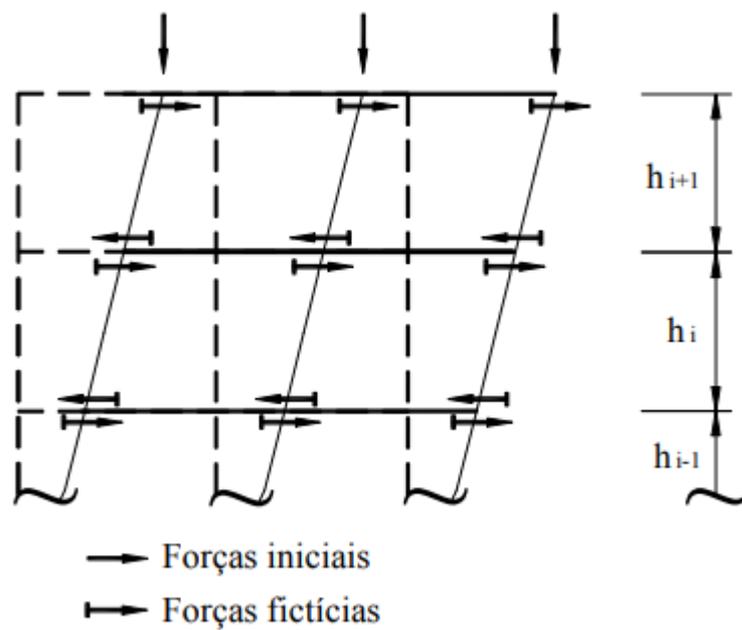
As figuras 20, 21 e 22 exemplificarão o processo já descrito acima onde respectivamente são estrutura indeformada, estrutura deformada e forças horizontais fictícias:

Figura 20-Estrutura Indeformada



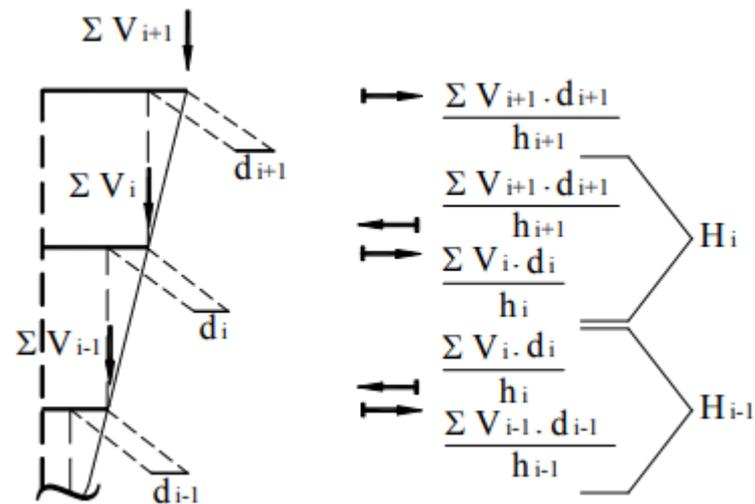
Fonte: LIMA, 2001

Figura 21-Estrutura deformada



Fonte: LIMA, 2001

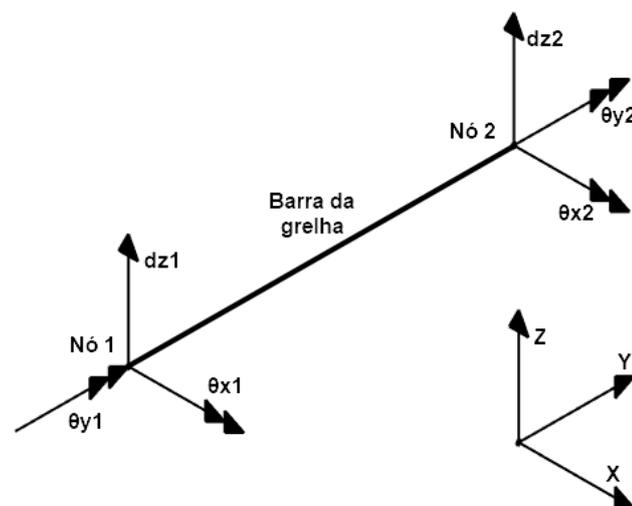
Figura 22-Forças Horizontais Fictícias



Fonte: LIMA, 2001

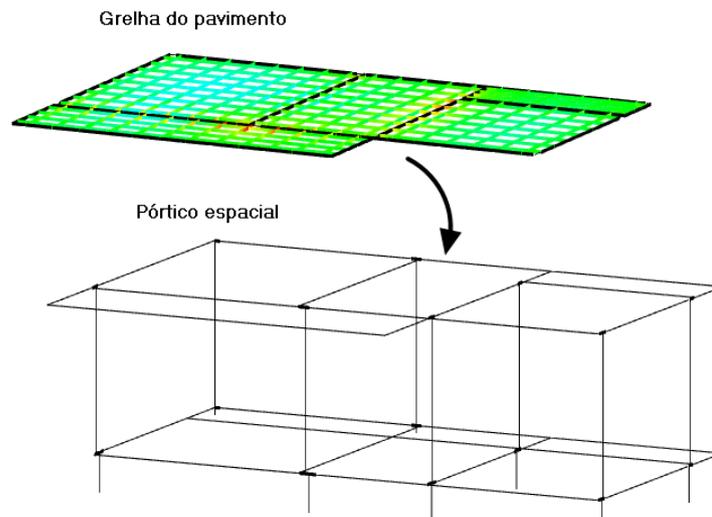
Quanto a análise de estabilidade global, as estruturas são resolvidas pelo método de deslocamentos. A condição grelha mais pórtico trata-se de um modelo bidimensional, que calcula os deslocamentos dos nós transversais ao plano. Neste modelo, portanto, considera-se que as barras possuem apenas três graus de liberdade por nó, sendo eles o deslocamento no eixo Z (dz), rotação em torno do eixo X (θ_x) e Y (θ_y). A figura 23 mostra este sistema de coordenadas desta condição e a figura 24 exemplifica como funciona o sistema.

Figura 23-Sistema de coordenadas da 1ª condição



Fonte: AltoQi, 2018

Figura 24-Sistema Grelha + Pórtico

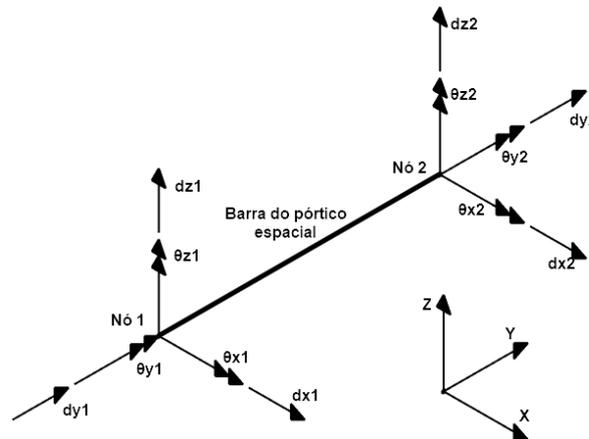


Fonte: AltoQi, 2018

Os painéis de lajes são analisados primeiramente, com um modelo bidimensional de grelha, e as reações das lajes nas vigas são adicionadas a um modelo separado de pórtico espacial, no qual são representados apenas os pilares e vigas. Desta forma o modelo para análise por grelha é construído inteiramente no plano XY, e não existem graus de liberdade de deslocamento nas direções X e Y. Por isso, as rigidezes consideradas da barra são a rigidez à flexão, à torção e ao deslocamento transversal. Assim, não existem esforços axiais nas barras do modelo de grelha.

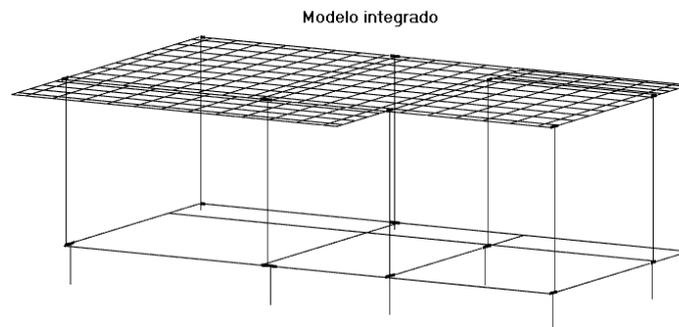
O modelo de pórtico espacial é um modelo tridimensional, no qual são considerados todos os graus de liberdade possíveis para a barra linear no sistema tridimensional. São levados em consideração os deslocamentos no eixo X (dx), Y (dy) e Z (dz) e as rotações em torno do eixo X (θ_x), Y (θ_y) e Z (θ_z), ou seja, seis graus de liberdade. A figura 25 mostra este sistema de coordenadas desta condição e a figura 26 exemplifica como funciona o sistema.

Figura 25-Sistema de coordenadas da 2ª condição



Fonte: AltoQi, 2018

Figura 26-Sistema Modelo integrado



Fonte: AltoQi, 2018

Para este modelo são consideradas as rigidezes à flexão em torno do eixo X e do eixo Z, a rigidez à torção em torno do eixo Y, as rigidezes ao deslocamento transversal em X e Z, e a rigidez axial em Y.

O fato de não haver a existência do esforço de tração no modelo grelha mais pórtico causa diferenças significativas nos dimensionamentos e na estabilidade da estrutura, sendo importante esclarecer que ambos os modelos de análise estão corretos, diferenciando as em relação a ductibilidade das seções de concreto armado, a redistribuição de esforços estruturais que garante uma capacidade de adequação do comportamento da laje.

4. METODOLOGIA

Tendo em vista o objetivo de analisar os efeitos de segunda e sua influência na estabilidade de uma edificação de múltiplos pavimentos, de concreto armado, de modo a analisar as condições de incorporação ou não-incorporação da laje maciça no pórtico espacial será gerado um modelo de edifício de 14 pavimentos no software EBERICK V10 plena.

Este modelo será calculado com auxílio do software em duas versões diferentes em duas condições distintas, sendo que a primeira V10 Plena, tem a limitação de calcular a edificação na configuração de ações, pórtico mais grelha, não considerando a influência da rigidez axial da laje maciça na estrutura, apenas cargas verticais iniciais que transmitem para as vigas. A segunda versão V11 Next Plena, calcula a edificação na configuração modelo integrado, ou seja, a condição na qual incorpora a laje maciça na estrutura de forma conjunta.

A alteração do modelo adotado nas duas condições causa diferenças relevantes nos resultados encontrados para a análise das lajes, vigas e pilares e podem causar algumas alterações no resultado do dimensionamento e efeitos de segunda ordem.

Para o cálculo da estabilidade global referente a condição grelha mais pórtico espacial e quanto ao modelo integrado, as estruturas são resolvidas pelo método dos deslocamentos. Neste método, a estrutura é subdividida em barras que possuem um determinado número de graus de liberdade. As rigidezes de cada barra em cada grau de liberdade são computadas, transformadas e adicionadas a uma matriz de rigidez global. Esta matriz é então formulada em um sistema de equações no qual são impostas condições de contorno (graus de liberdade restringidos) e carregamentos externos. O sistema é resolvido tendo como incógnitas os deslocamentos dos nós da estrutura, e com os deslocamentos obtém-se os esforços internos das barras.

A diferença entre as duas condições está nas simplificações adotadas e nos graus de liberdade considerados em cada caso.

Os efeitos de segunda ordem que são calculados pelo software, o calculam utilizando o processo P-Delta, processo este já explicado no decorrer do presente trabalho. Este considera apenas cargas verticais atuando e admite posteriormente a ação dos ventos em cada direção e sentido separadamente, assim como os

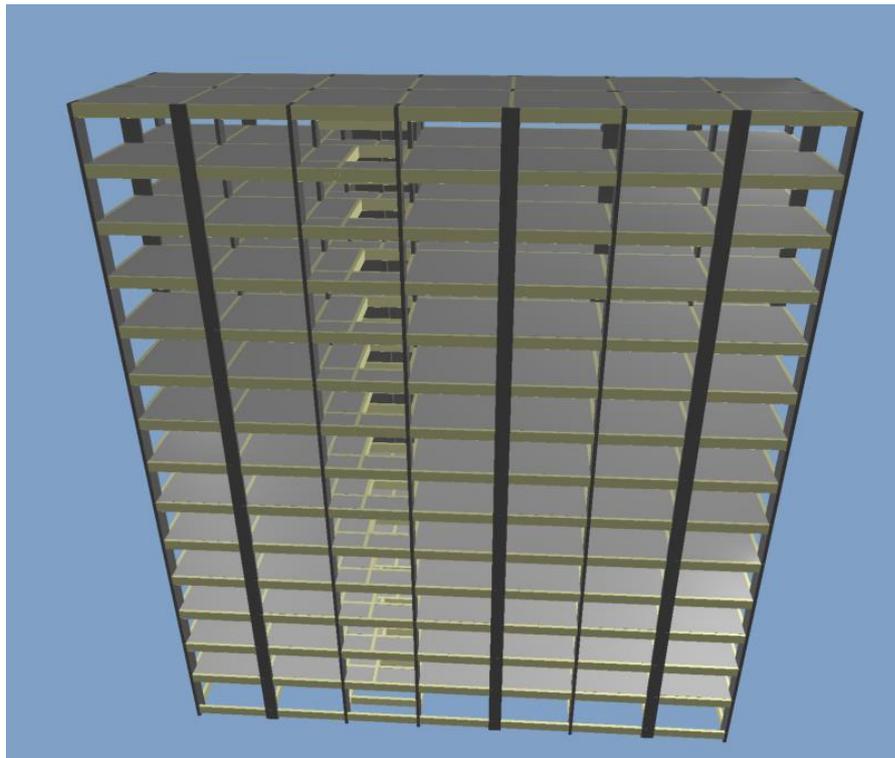
desaprumos. O coeficiente gama-z também é verificado devido a sua importância, compreendendo que o mesmo representa os efeitos de segunda ordem.

A partir dos resultados calculados pelo software nas duas condições, estes serão comparados minuciosamente de forma a aferir a interferência na estabilidade global de forma a afirmar melhor estabilidade da estrutura com a incorporação da laje maciça.

5. DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO

A edificação abordada no estudo trata-se de um edifício de 14 pavimentos, nos quais um é térreo, 12 são pavimentos tipo e uma cobertura no topo. A arquitetura foi feita pelo autor do presente trabalho. O modelo numérico foi gerado pelo EBERICK V10, e representa a edificação real. A figura 27 traz este modelo.

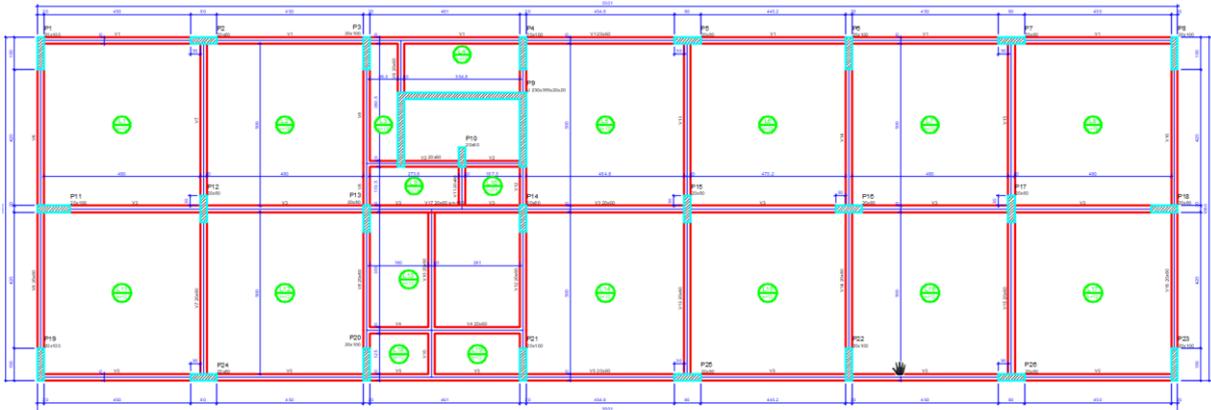
Figura 27-Modelo 3D gerado no EBERICK, 14 pavimentos



Fonte: autor

A figura 28 representa a planta de forma do pavimento tipo da edificação estudada, mostrando as lajes, vigas e pilares para melhor identificação dos elementos estruturais no contexto global da estrutura. A figura 28 está localizada no anexo deste trabalho de forma a melhor visualização da locação dos elementos e medidas.

Figura 28-Planta de forma do 1º Pavimento



Forma do pavimento pav 1 (Nível 272)

Fonte: autor

O detalhamento das vigas, lajes e pilares da planta de forma do 1º pavimento representada anteriormente estão descritos pelas figuras 29,30 e 31 respectivamente.

Figura 29-Detalhamento das vigas

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	20x60	0	272
V2	20x60	0	272
V3	20x60	0	272
V4	20x60	0	272
V5	20x60	0	272
V6	20x60	0	272
V7	20x60	0	272
V8	20x60	0	272
V9	20x60	0	272
V10	20x60	0	272
V11	20x60	0	272
V12	20x60	0	272
V13	20x60	0	272
V14	20x60	0	272
V15	20x60	0	272
V16	20x60	0	272
V17	20x60	-136	136

Fonte: autor

Figura 30-Detalhamento das lajes

Lajes								
Nome	Tipo	Dados				Sobrecarga (kgf/m ²)		
		Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m ²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L2	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L3	Maciça	13	0	272	325	100	150	-
L4	Maciça	13	0	272	325	100	150	-
L5	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L6	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L7	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L8	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L9	Maciça	13	0	272	325	100	150	-
L10	Maciça	13	0	272	325	100	150	-
L11	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L12	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L13	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L14	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L15	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L16	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L17	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L18	Maciça	12	0	272	300	100	150	-
L19	Maciça	12	0	272	300	100	150	-

Fonte: autor

Figura 31-Detalhamento dos pilares

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	20x100	0	272
P2	20x80	0	272
P3	20x100	0	272
P4	20x100	0	272
P5	20x80	0	272
P6	20x100	0	272
P7	20x80	0	272
P8	20x100	0	272
P9	U 230x395x20x20	-60	212
P10	20x60	-60	212
P11	20x100	0	272
P12	20x80	0	272
P13	20x80	0	272
P14	20x80	0	272
P15	20x80	0	272
P16	20x80	0	272
P17	20x80	0	272
P18	20x80	0	272
P19	20x100	0	272
P20	20x100	0	272
P21	20x100	0	272
P22	20x100	0	272
P23	20x100	0	272
P24	20x80	0	272
P25	20x80	0	272
P26	20x80	0	272

Fonte: autor

5.1. Especificações do projeto e material

- Pilares - 20x80 e 20x100 cm;
- Vigas e Baldrames - 20x60 cm;
- Lajes maciças - Espessura de 12 e 13 cm;
- Pé direito - Térreo:2,89 m, Pavimentos:2,72 m;
- Fck de 20 Mpa – vigas, pilares, lajes e baldrames;
- Aço CA-50
- Área aproximada – 4832,94 m²

5.2. Cargas verticais e horizontais

Cargas Verticais

Cargas permanentes e acidentais são definidas conforme NBR 6120/1980.As figuras 28 e 29 foram retiradas da norma para ilustração.

Os dados de cargas verticais aferidos pelo software são:

- Peso próprio=2.913,92 tf;
- Adicional=2269,92 tf;
- Solo=1,97 tf;
- Acidental=753,60 tf;
- Sendo um total de cargas na casa dos 5938,55 tf da estrutura;
- Uma relação de 1228,77 kgf/m².

Figura 32-Peso específico dos materiais de construção

	Materiais	Peso específico aparente (kN/m ³)
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10
5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
6 Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

Fonte: NBR 6120,1980, p.2

Figura 33-Valores mínimos das cargas verticais

		Unid.: kN/m ²
Local		Carga
1	Arquibancadas	4
2	Balcões	Mesma carga da peça com a qual se comunicam e as previstas em 2.2.1.5
3	Bancos	Escritórios e banheiros
	Salas de diretoria e de gerência	2 1,5
4	Bibliotecas	Sala de leitura
	Sala para depósito de livros	2,5 4
	Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m ² por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	6
5	Casas de máquinas	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de
6	Cinemas	Platéia com assentos fixos
	Estúdio e platéia com assentos móveis	3 4
	Banheiro	2
7	Clubes	Sala de refeições e de assembleia com assentos fixos
	Sala de assembleia com assentos móveis	3 4
	Salão de danças e salão de esportes	5
	Sala de bilhar e banheiro	2
8	Corredores	Com acesso ao público
	Sem acesso ao público	3 2
9	Cozinhas não residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de
10	Depósitos	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais conforme o indicado em 2.2.1.3
11	Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro
	Dispensa, área de serviço e lavanderia	1,5 2
12	Escadas	Com acesso ao público (ver 2.2.1.7)
	Sem acesso ao público	3 2,5
13	Escolas	Anfiteatro com assentos fixos
	Corredor e sala de aula	3
	Outras salas	2
14	Escritórios	Salas de uso geral e banheiro
15	Forros	Sem acesso a pessoas
16	Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo
17	Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo
18	Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo. Valores de ϕ indicados em 2.2.1.6
19	Ginásios de esportes	

Fonte: NBR 6120,1980, p.3

- i. Pesos próprios de todos os elementos calculados pelo software a partir de sua geométrica e pesos específicos dos materiais;
- ii. Lajes: 2 kN/m² para carga acidental
- iii. Paredes: 2,12 de altura com 20 cm de espessura, feita de tijolos furados deitados (13 kN/m²).
- iv. Escadas não modeladas na estrutura, porém com cargas equivalentes atuando diretamente na estrutura. Carga acidental 700 kgf/m².

v. Revestimento: 1 KN/m²;

Tabela 3-Distribuição das cargas verticais

Ação	Carregamentos (tf)	Percentual (%)
Peso Próprio	2913.92	49.1%
Adicional	2269.07	38.2%
Solo	1.97	0.0%
Acidental	753.60	12.7%
Total	5938.55	100.0%

Fonte: autor

Tabela 4-Relação de carga por área

Pavimento	Carregamentos (tf)	Área (m ²)	Carga/área (kgf/m ²)
Cobertura	306.11	362.02	845.56
12º Pavimento	428.83	343.92	1246.89
11º Pavimento	428.83	343.92	1246.89
10º Pavimento	428.83	343.92	1246.89
9º Pavimento	428.83	343.92	1246.89
8º Pavimento	428.83	343.92	1246.89
7º Pavimento	428.83	343.92	1246.89
6º Pavimento	428.83	343.92	1246.89
5º Pavimento	428.83	343.92	1246.89
4º Pavimento	428.83	343.92	1246.89
3º Pavimento	428.83	343.92	1246.89
2º Pavimento	428.83	343.92	1246.89
1º Pavimento	428.83	343.92	1246.89
Térreo	418.58	343.92	1217.11
Subsolo	67.94	-	-
TOTAL	5938.55	4832.94	1228.77

Fonte: autor

Horizontais

Parâmetros de vento:

- i. Vo: 35m/s;
- ii. S1: 1,0;
- iii. S2: categoria II, classe B
- iv. S3: 1,0.

No Brasil em relação a ventos em projetos deve-se utilizar a NBR 6123/1988- Forças devido ao vento em edificações.

6. ANÁLISE E RESULTADOS

O presente capítulo tem como objetivo fazer uma apresentação dos resultados dos cálculos estruturais obtidos a partir do processo P-Delta e o coeficiente Gama-Z de forma a se fazer uma análise comparativa entre o modelo pórtico mais grelha e o modelo integrado. Ao fim dos cálculos o programa nos fornece relatórios estruturais e estes serão a base dos estudos a fim de confirmar a melhor estabilidade de uma edificação, mediante a um modelo de estudo mais aprofundado e mais coerente com uma estrutura real.

Para auxiliar a amostra de resultados denominou-se 1º Condição: grelha mais pórtico espacial e 2º condição: Modelo integrado.

6.1 Combinações de ações adotadas na Estrutura

O programa segue as normas NBR8681/2004 e a NBR 6118/2004, sendo assim foram consideradas quarenta combinações pré-definidas a fim de se calcular o coeficiente γ_z , onde o maior valor encontrado, para cada direção é reconhecido como resultado. Estas combinações estão descritas na tabela 5, onde G1 e G2 representam respectivamente, pesos próprios e cargas adicionais, Q representa cargas acidentais, S o solo, V e D representam respectivamente, as cargas de vento e cargas fictícias de desaprumo, sendo ambas para cada direção e sentido.

Tabela 5-Combinações adotadas no cálculo do γ_z

Combinações
1.3G1+1.4G2+1.4S
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V1+0.67D1
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V2+0.67D2
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V3+0.67D3
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V4+0.67D4
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V1+0.67D1
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V2+0.67D2
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V3+0.67D3
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V4+0.67D4
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V1+0.4D1
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V2+0.4D2
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V3+0.4D3
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V4+0.4D4
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4D1
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4D2
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4D3
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4D4
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q

1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V1+0.4D1
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V2+0.4D2
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V3+0.4D3
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V4+0.4D4
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.4D1
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.4D2
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.4D3
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.4D4
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+D1
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+D2
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+D3
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+D4
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1+0.4D1
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2+0.4D2
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3+0.4D3
 1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4+0.4D4
 1.3G1+1.4G2+1.4S+D1
 1.3G1+1.4G2+1.4S+D2
 1.3G1+1.4G2+1.4S+D3
 1.3G1+1.4G2+1.4S+D4
 G1+G2+S
 G1+G2+S+0.84V1+0.67D1
 G1+G2+S+0.84V2+0.67D2
 G1+G2+S+0.84V3+0.67D3
 G1+G2+S+0.84V4+0.67D4
 G1+G2+S+0.98Q+0.84V1+0.67D1
 G1+G2+S+0.98Q+0.84V2+0.67D2
 G1+G2+S+0.98Q+0.84V3+0.67D3
 G1+G2+S+0.98Q+0.84V4+0.67D4
 G1+G2+S+0.98Q+1.4V1+0.4D1
 G1+G2+S+0.98Q+1.4V2+0.4D2
 G1+G2+S+0.98Q+1.4V3+0.4D3
 G1+G2+S+0.98Q+1.4V4+0.4D4
 G1+G2+S+1.4D1
 G1+G2+S+1.4D2
 G1+G2+S+1.4D3
 G1+G2+S+1.4D4
 G1+G2+S+1.4Q
 G1+G2+S+1.4Q+0.84V1+0.4D1
 G1+G2+S+1.4Q+0.84V2+0.4D2
 G1+G2+S+1.4Q+0.84V3+0.4D3
 G1+G2+S+1.4Q+0.84V4+0.4D4
 G1+G2+S+1.4Q+1.4D1
 G1+G2+S+1.4Q+1.4D2
 G1+G2+S+1.4Q+1.4D3
 G1+G2+S+1.4Q+1.4D4
 G1+G2+S+1.4Q+D1
 G1+G2+S+1.4Q+D2
 G1+G2+S+1.4Q+D3
 G1+G2+S+1.4Q+D4
 G1+G2+S+1.4V1+0.4D1
 G1+G2+S+1.4V2+0.4D2
 G1+G2+S+1.4V3+0.4D3
 G1+G2+S+1.4V4+0.4D4
 G1+G2+S+D1
 G1+G2+S+D2
 G1+G2+S+D3
 G1+G2+S+D4

Fonte: autor

6.2. Verificação da Estabilidade Global da Estrutura

Primeiramente verificou-se os resultados de Deslocamento Horizontal do eixo X, onde a combinação selecionada pelo programa foi: Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+0.72T1+0.84V2+0.4D2).

A redução é significativa dos valores de deslocamentos horizontais para análise de estabilidade global, tendo como parâmetros as tabelas 6 e 7 abaixo. Analisando por exemplo a cobertura, o valor no eixo X de 0,90 cm e no eixo y de 2,57 cm para a condição de grelha mais pórtico espacial representada como 1º condição, decresce na 2º condição para 0,79 cm no eixo X e 2,46 cm no eixo y.

Levando em consideração que uma estrutura pode ser considerada mais estável por haver menor deslocamento, ou seja, a estrutura está mais rígida, percebe-se este comportamento na 2º condição tendo uma redução de 12,22% e 4,28%, nos eixos X e Y respectivamente.

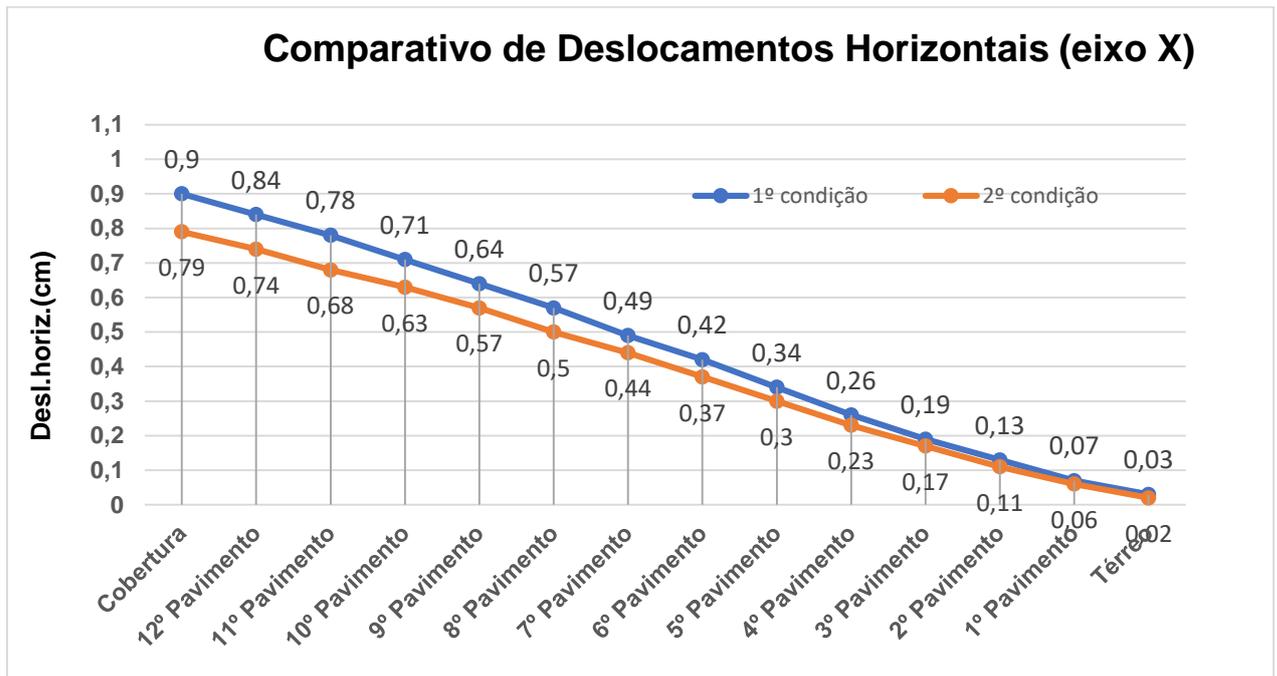
Tabela 6-Comparativo de estabilidade global relativo ao eixo x

Eixo X	1º condição=2ºcondição		1º Condição		2º Condição	
	Carga horizontal (tf)		Desloc. horizontal (cm)		Desloc. horizontal (cm)	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	1.31	7.20	0.90	2.57	0.79	2.46
12º Pavimento	2.59	14.26	0.84	2.31	0.74	2.23
11º Pavimento	2.55	14.05	0.78	2.05	0.68	1.98
10º Pavimento	2.51	13.82	0.71	1.79	0.63	1.73
9º Pavimento	2.47	13.58	0.64	1.54	0.57	1.49
8º Pavimento	2.42	13.31	0.57	1.30	0.50	1.25
7º Pavimento	2.36	13.01	0.49	1.07	0.44	1.03
6º Pavimento	2.30	12.67	0.42	0.85	0.37	0.83
5º Pavimento	2.23	12.28	0.34	0.66	0.30	0.64
4º Pavimento	2.15	11.82	0.26	0.48	0.23	0.47
3º Pavimento	2.04	11.24	0.19	0.33	0.17	0.32
2º Pavimento	1.90	10.46	0.13	0.20	0.11	0.19
1º Pavimento	1.66	9.14	0.07	0.10	0.06	0.10
Térreo	0.19	1.04	0.03	0.04	0.02	0.04
Subsolo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Fonte: autor

A partir dos dados coletados pela tabela 6, foi feita uma análise a fim de se identificar o perfil de redução dos deslocamentos horizontais influenciados pela distinção estrutural das duas condições desenvolvidas. Um gráfico com o resumo desses dados foi desenvolvido, a estrutura influenciada pela 2ª condição teve uma redução média de aproximadamente 12%. A figura 34 representa estes dados.

Figura 34-Gráfico comparativo de deslocamentos horizontais do eixo x

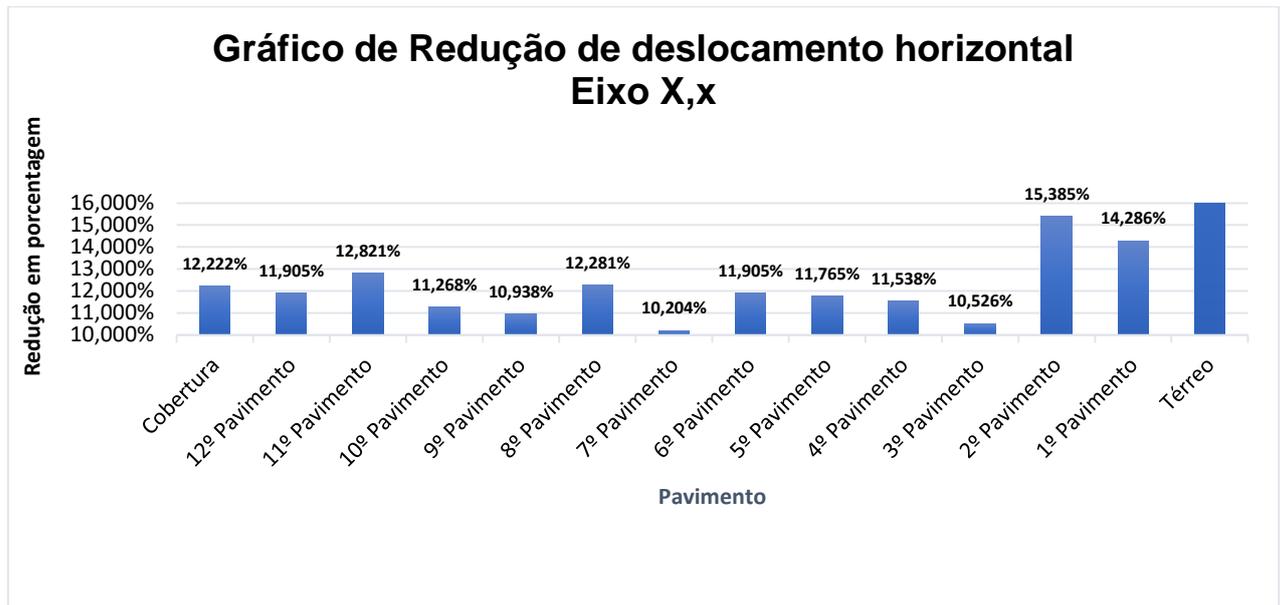


Fonte: autor

O gráfico representado pela figura 35 traz a redução em porcentagens de cada pavimento a fim de elucidar o comportamento da estrutura, percebe-se um comportamento linear referente ao gráfico comparativo de deslocamentos horizontais do eixo x representado pela figura 30, onde a partir da análise do gráfico de redução do eixo x, tem-se para a cobertura uma redução de 12,22%, considerável redução por se tratar do topo da edificação que normalmente tem maiores deslocamentos.

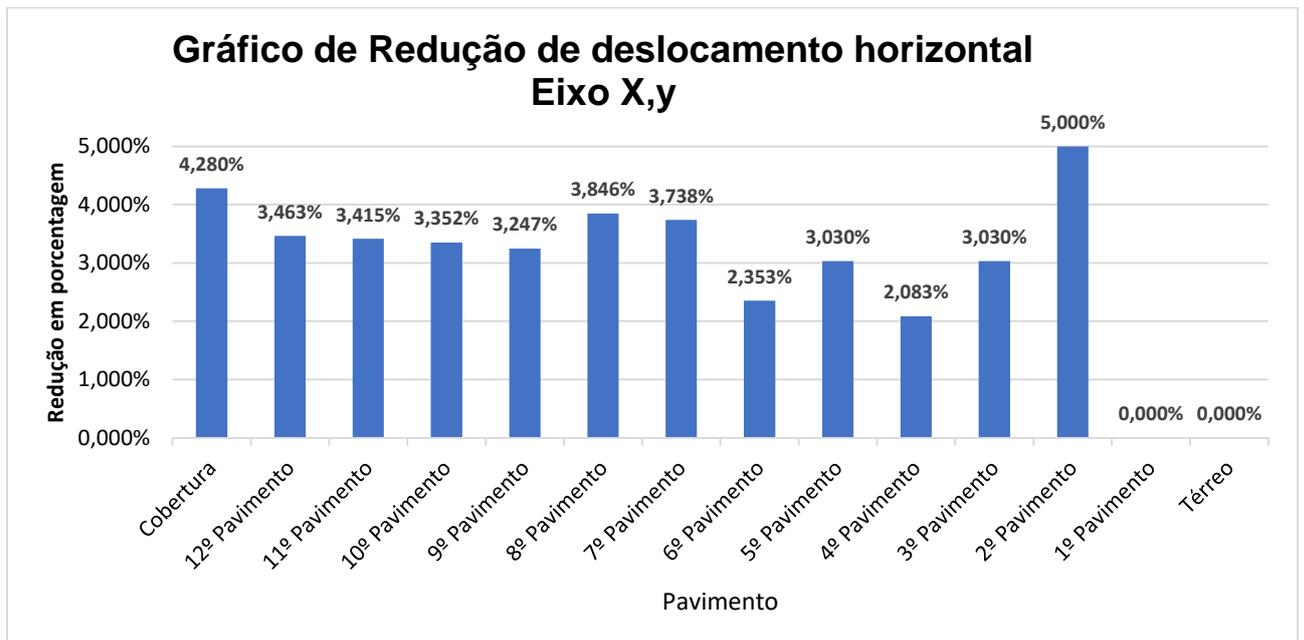
Analisando o gráfico 36, de redução referente ao eixo x, y nota-se que o mesmo pavimento cobertura teve uma redução de 4,28%, ou seja, a 2ª condição se desloca nessa porcentagem menos do que a 1ª condição.

Figura 35-Gráfico de redução de deslocamento horizontal eixo X,x



Fonte: autor

Figura 36-Gráfico de redução de deslocamento horizontal eixo X,y



Fonte: autor

O mesmo procedimento foi adotado a partir da análise da tabela 7 para o eixo Y, onde percebeu-se maior redução, ou seja, maior diferença no pavimento cobertura, com valores na 1ª condição de 7,65 cm à 6,80 cm (-0,85 cm), uma redução de aproximadamente 11,11%. Com o intuito de se entender o comportamento foi

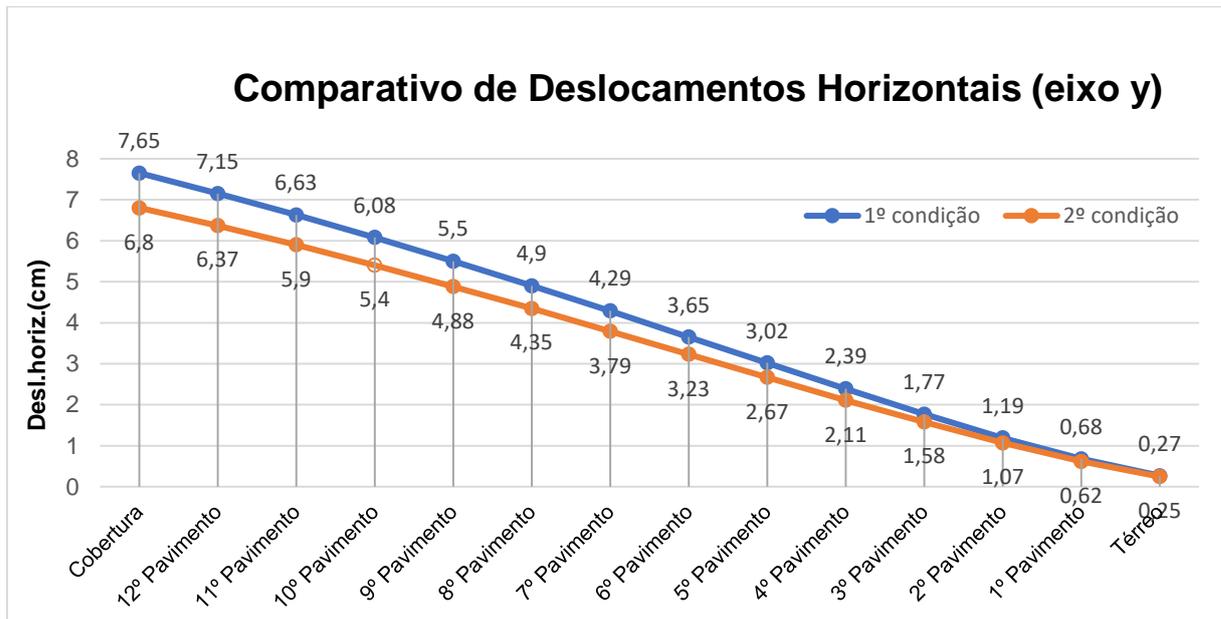
desenvolvido, assim como no eixo X, um gráfico onde se resume essas reduções de deslocamento, está representado pela figura 37. A combinação escolhida pelo programa está descrita pela tabela 7, adotou a combinação: Eixo y (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.2A+0.72T1+0.84V4+0.4D4).

Tabela 7-Comparativo de estabilidade global relativo ao eixo y

Eixo Y	1º condição=2º condição		1º Condição		2º Condição	
Pavimento	Carga horizontal (tf)		Desloc. horizontal (cm)		Desloc. horizontal (cm)	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	1.31	7.20	0.22	7.65	0.23	6.80
12º Pavimento	2.59	14.26	0.22	7.15	0.21	6.37
11º Pavimento	2.55	14.05	0.21	6.63	0.20	5.90
10º Pavimento	2.51	13.82	0.20	6.08	0.19	5.40
9º Pavimento	2.47	13.58	0.19	5.50	0.18	4.88
8º Pavimento	2.42	13.31	0.17	4.90	0.16	4.35
7º Pavimento	2.36	13.01	0.15	4.29	0.14	3.79
6º Pavimento	2.30	12.67	0.14	3.65	0.13	3.23
5º Pavimento	2.23	12.28	0.12	3.02	0.11	2.67
4º Pavimento	2.15	11.82	0.11	2.39	0.09	2.11
3º Pavimento	2.04	11.24	0.09	1.77	0.08	1.58
2º Pavimento	1.90	10.46	0.07	1.19	0.06	1.07
1º Pavimento	1.66	9.14	0.05	0.68	0.04	0.62
Térreo	0.19	1.04	0.02	0.27	0.02	0.25
Subsolo	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.02

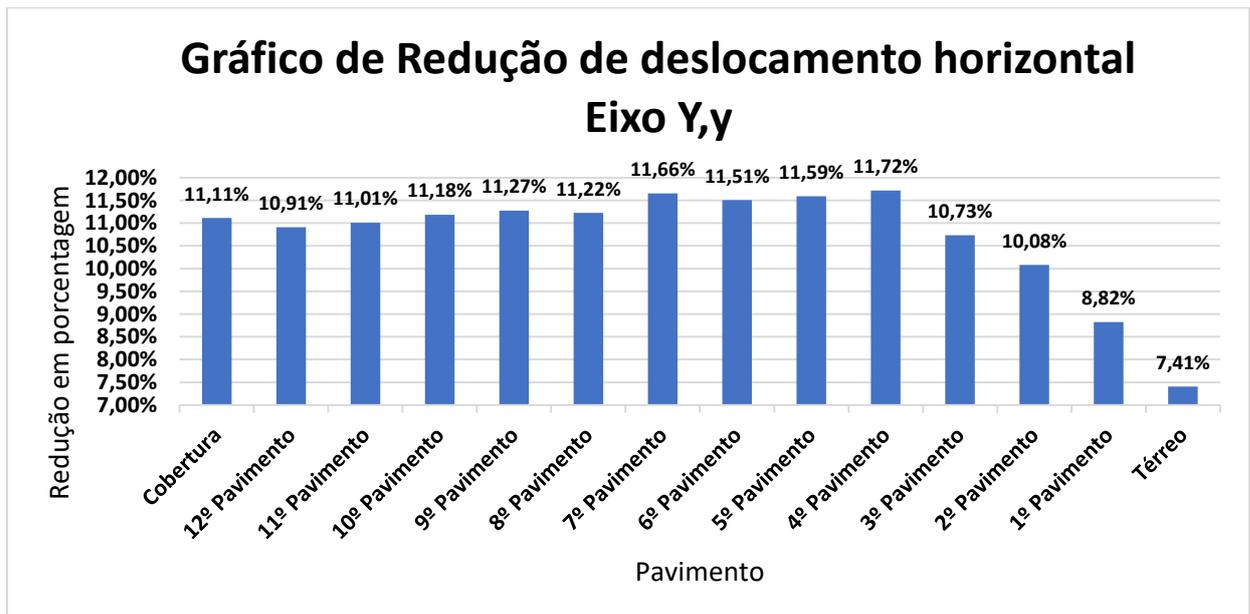
Fonte: autor

Figura 37-Gráfico comparativo de deslocamentos horizontais do eixo y



Fonte: autor

Figura 38-Gráfico de redução de deslocamento horizontal eixo Y,y



Fonte: autor

A partir da análise das porcentagens de redução, percebe-se uma tendência de 11% de redução de deslocamento horizontal da 1ª condição para a 2ª condição, relativo ao eixo y.

As tabelas 8 e 9 mostram, os parâmetros relacionados ao coeficiente Gama-z, percebe-se que o momento de tombamento de cálculo (Mt) para o eixo X de 662,15 tf.m e o eixo Y de 3644,26 tf.m é igual para as duas condições, porém havendo divergências quanto ao momento de segunda ordem de cálculo, o qual tem-se valores de 35,40 tf.m no eixo x e 306,86 no eixo y para a primeira condição. A segunda condição traz valores de 31,23 tf.m e 272,63 tf.m, eixo x e y respectivamente, podendo-se observar uma redução de 11,78% e 11,15% em relação a primeira condição, a qual beneficia diretamente a estrutura reduzindo este momento, conseqüentemente diminuindo o esforço da edificação.

Analisando os resultados do coeficiente γ_z (Gama-z), o qual pode se considerar o próprio efeito de segunda ordem, para o eixo x identifica-se a variação de 1,06 a 1,05 (-0,98%) e quanto ao eixo y a variação é de (-0,92%), referente a diferença de 1,09 a 1,08, lembrando sempre o limite de 1,10 citado na norma no item 15.5.3 relata que a estrutura pode ser considerada de nós fixos se atender este limite. Verificou-se a redução em todos os deslocamentos apresentados na tabela 8, salientando que a redução de deslocamento preconiza maior estabilidade, indeslocabilidade, ou seja, maior rigidez e eficácia estrutural.

Tabela 8-Parâmetros do Coeficiente Gama-Z referente a 1ª condição

	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	662.15	3644.26
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	35.40	306.86
Gama-Z	1.06 (lim 1.10)	1.09 (lim 1.10)
Deslocamento horizontal (cm)	0.26 (lim 2.30)	1.94 (lim 2.30)
Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	0.47	3.36
Deslocamento médio dos pilares (cm)*	0.35	3.08
Deslocamento máximo dos pilares* / Htotal	1/8387	1/1162
Deslocamento médio dos pilares* / Htotal	1/11049	1/1269

* Deslocamento dos pilares do último pavimento

Fonte: autor

Tabela 9-Parâmetros do Coeficiente Gama-Z referente a 2ª condição

	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	662.15	3644.26
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	31.23	272.63
Gama-Z	1.05 (lim. 1.10)	1.08 (lim. 1.10)
Deslocamento horizontal (cm)	0.22 (lim. 2.30)	1.64 (lim. 2.30)
Deslocamento máximo dos pilares (cm)*	0.46	3.27
Deslocamento médio dos pilares (cm)*	0.34	2.95
Deslocamento máximo dos pilares* / Htotal	1/8435	1/1195
Deslocamento médio dos pilares* / Htotal	1/11429	1/1324

* Deslocamento dos pilares do último pavimento

Fonte: autor

Segundo as tabelas 8 e 9 para a 1ª condição os valores máximos encontrados, após os cálculos de deslocamento horizontal foram 0,26 cm, no eixo X e 1,94 cm, no eixo y, reduzindo a 0,22 cm e 1,64 cm para a 2ª condição. Destaca-se que todos os valores estão dentro do limite de 2,30 cm, sugerido pela norma.

6.3. Deslocamentos Horizontais Devido à Ação do Vento

A tabela 10 representa as forças aplicadas nos pavimentos oriundos da ação do vento, nota-se que o 12º pavimento teve maior esforço nos dois sentidos com 3,08 tf e 16,97 tf, com 9,02% e 9,03% dos totais de esforços devido a ação de vento em toda a estrutura.

Tabela 10-Forças devido ao vento aplicável as duas condições

Pavimento	Força X (tf)	Força Y (tf)
Cobertura	1.56	8.58
12º Pavimento	3.08	16.97
11º Pavimento	3.04	16.72
10º Pavimento	2.99	16.45
9º Pavimento	2.94	16.16
8º Pavimento	2.88	15.84
7º Pavimento	2.81	15.48
6º Pavimento	2.74	15.08
5º Pavimento	2.66	14.62
4º Pavimento	2.56	14.07
3º Pavimento	2.43	13.38
2º Pavimento	2.26	12.46
1º Pavimento	1.98	10.88
Térreo	0.22	1.24
TOTAL	34.15	187.93

Fonte: autor

Tabela 11-Deslocamentos horizontais finais devido a ação do vento

	1ºcond.	2ºcond.	1ºcond.	2ºcond.
X+	0.86	0.74	0.26	0.22
X-	-0.86	-0.74	-0.26	-0.22
Y+	6.47	5.46	1.94	1.64
Y-	-6.47	-5.46	-1.94	-1.64
	Deslocamento característico (cm)		Deslocamento combinações frequentes (cm)	

Fonte: autor

Após analisar a tabela 11, onde estão descritos os deslocamentos horizontais devido a ação direta dos ventos, identifica-se redução significativa no eixo Y+ com valores de 6,47 cm à 5,46 (-1,01cm), referente ao deslocamento característico que considera apenas o carregamento horizontal do vento nas direções x e y e 1,94cm à 1,64 cm (-0,30 cm) ao deslocamento combinações frequentes, o qual é resultado da multiplicação do deslocamento característico pelo fator $\gamma_1=0,30$, fator este adotado pela norma 6118/2014 localizado na tabela 13.3, para deslocamentos limites com $H/1700$, onde H é a altura total do edifício e $H_i/850$, onde H_i é o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

6.4. Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta

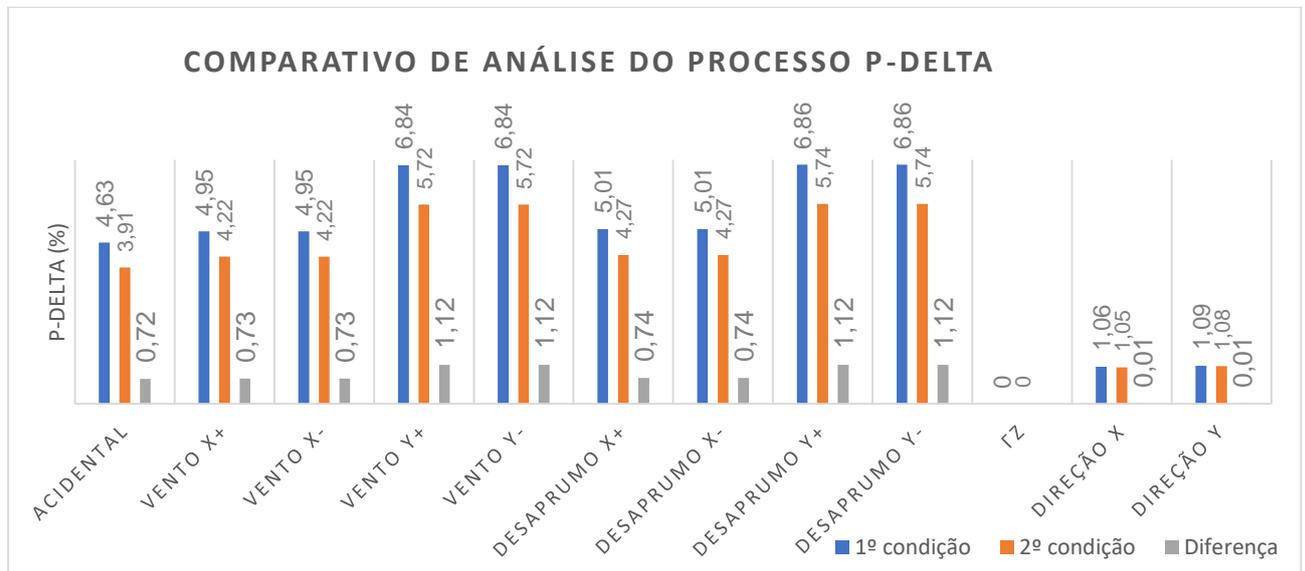
Os valores descritos na tabela 12 demonstram um comparativo da variação no deslocamento do topo da edificação em porcentagem, essa variação corresponde ao resultado do processo P- Δ (P-Delta). O limite desta variação segundo a norma é de 10%, todos os valores estão de acordo, em relação as rigidez média para pilares e vigas, tem-se como mais significativas as variações P- Δ de 6,84% para 5,72% (-1,12%) para os ventos na direção Y+ e 6,86% para 5,74% (-1,12%) para os desaprumos em Y+ e Y-. Essas reduções estão detalhadas na figura 39.

Tabela 12-Comparativo da análise do processo P-Delta

P-Δ(%)	1º condição	2º condição
Acidental	4,63	3,91
Vento X+	4,95	4,22
Vento X-	4,95	4,22
Vento Y+	6,84	5,72
Vento Y-	6,84	5,72
Desaprumo X+	5,01	4,27
Desaprumo X-	5,01	4,27
Desaprumo Y+	6,86	5,74
Desaprumo Y-	6,86	5,74
YZ	1º condição	2º condição
Direção X	1,06	1,05
Direção Y	1,09	1,08

Fonte: autor

Figura 39-Gráfico Comparativo do processo P-Delta



Fonte: autor

6.5. Imperfeições geométricas globais

Segundo o item 11.3.3.4 da NBR 6118:2014, “Na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada.”. Essas imperfeições são divididas em dois grupos: imperfeições globais e locais. A tabela 13 mostra o comparativo destas imperfeições, caracterizando como melhor estrutura, com menores deslocamentos a 2º condição.

Tabela 13-Comparativo deslocamentos Imperfeições geométricas globais

Pavimento	1º condição= 2º condição			1º condição		2º condição	
	Carga vertical (tf)	Carga aplicada (tf)		Deslocamento (cm)		Deslocamento (cm)	
		X	Y	X	Y	X	Y
Cobertura	306.11	0.74	0.74	0.30	0.40	0.26	0.35
12º Pavimento	428.83	1.03	1.03	0.29	0.39	0.25	0.33
11º Pavimento	428.83	1.03	1.03	0.27	0.37	0.23	0.31
10º Pavimento	428.83	1.03	1.03	0.25	0.34	0.22	0.29
9º Pavimento	428.83	1.03	1.03	0.23	0.32	0.20	0.27
8º Pavimento	428.83	1.03	1.03	0.20	0.29	0.18	0.25
7º Pavimento	428.83	1.03	1.03	0.18	0.26	0.16	0.22
6º Pavimento	428.83	1.03	1.03	0.15	0.23	0.14	0.20
5º Pavimento	428.83	1.03	1.03	0.13	0.19	0.11	0.17
4º Pavimento	428.83	1.03	1.03	0.10	0.16	0.09	0.14
3º Pavimento	428.83	1.03	1.03	0.08	0.12	0.07	0.10
2º Pavimento	428.83	1.03	1.03	0.05	0.08	0.05	0.07
1º Pavimento	428.83	1.03	1.03	0.03	0.05	0.03	0.04
Térreo	416.62	1.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.02

Fonte: autor

6.6. Índices de custos e orçamentos

O Eberick faz análises de custos e orçamentos onde utiliza a base de dados da TCPO (Tabela de composição de preços para orçamentos), gerando índices e tabelas de custos. As tabelas 14,15,16 e 17 são índices de consumos e relações de custo referentes a 1º condição: Grelha mais pórtico.

Tabela 14--Índices de consumo de materiais

Elemento	Consumo por área			Consumo por volume de concreto	
	Concreto (m³/m²)	Forma (m²/m²)	Aço (kg/m²)	Forma (m²/m³)	Aço (kg/m³)
Vigas	0.08	0.89	6.33	11.67	82.89
Pilares	0.04	0.49	6.18	11.64	146.87
Lajes	0.11	0.88	4.63	8.29	43.60
TOTAL	0.22	2.26	17.14	10.07	76.32

Espessura média do projeto 22.5 cm

Fonte: autor

Tabela 15-Relação custo por material (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total
Aço	392.514,53	241.669,24	634.183,77
Concreto	248.128,71	100.456,57	348.585,28
Formas	511.906,44	740.173,52	1.252.079,96
TOTAL	1.152.549,68	1.082.299,33	2.234.849,02

Fonte: autor

Tabela 16-Relação custo por área (R\$/m²)

Pavimento	Material	Execução	Total
Cobertura	219,82	217,07	436,89
12º Pavimento	228,62	222,46	451,08
11º Pavimento	227,35	221,98	449,33
10º Pavimento	228,95	223,20	452,16
9º Pavimento	231,67	223,27	454,94
8º Pavimento	237,90	226,95	464,85
7º Pavimento	243,27	229,70	472,97
6º Pavimento	243,66	229,11	472,77
5º Pavimento	249,07	230,39	479,46
4º Pavimento	243,76	219,80	463,56
3º Pavimento	237,24	214,06	451,29
2º Pavimento	220,14	205,83	425,96
1º Pavimento	217,26	198,97	416,23
Térreo	222,37	199,27	421,64
TOTAL	238,48	223,94	462,42

Fonte: autor

Tabela 17-Relação custo por elemento (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total	Média
Vigas	431.034,46	366.514,64	797.549,11	3.255,30
Pilares	304.919,02	268.202,58	573.121,60	1.469,54
Lajes	416.596,20	447.582,11	864.178,31	3.311,03
TOTAL	1.152.549,68	1.082.299,33	2.234.849,02	2.423,91

Fonte: autor

As tabelas 18, 19, 20 e 21 são índices de consumos e relações de custo referentes a 2º condição: modelo integrado.

Tabela 18-Índices de consumo de materiais

Elemento	Consumo por área			Consumo por volume de concreto	
	Concreto (m³/m²)	Forma (m²/m²)	Aço (kg/m²)	Forma (m²/m³)	Aço (kg/m³)
Vigas	0.07	0.86	6.15	11.67	83.09
Pilares	0.04	0.50	6.50	11.65	150.08
Lajes	0.01	0.11	0.60	8.33	45.20
TOTAL	0.13	1.48	13.25	11.32	101.50

Espessura média do projeto 13.1 cm

Fonte: autor

Tabela 19-Relação custo por material (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total
Aço	298.319,70	166.447,82	464.767,53
Concreto	144.199,55	58.380,16	202.579,71
Formas	344.453,03	464.444,08	808.897,11
TOTAL	786.972,29	689.272,06	1.476.244,35

Fonte: autor

Tabela 20-Relação custo por área (R\$/m²)

Pavimento	Material	Execução	Total
Cobertura	169,81	165,57	335,38
12º Pavimento	141,40	128,72	270,11
11º Pavimento	154,09	142,28	296,37
10º Pavimento	155,88	144,63	300,51
9º Pavimento	155,37	143,46	298,84
8º Pavimento	157,98	146,00	303,98
7º Pavimento	163,03	147,39	310,43
6º Pavimento	168,88	148,72	317,60
5º Pavimento	167,50	143,36	310,86
4º Pavimento	173,60	142,90	316,49
3º Pavimento	151,29	122,73	274,02
2º Pavimento	141,76	113,26	255,01
1º Pavimento	141,20	117,34	258,54
Térreo	140,25	110,61	250,86
TOTAL	162,84	142,62	305,45

Fonte: autor

Tabela 21-Relação custo por elemento (R\$)

Elemento	Material	Execução	Total	Média
Vigas	418.063,54	355.573,11	773.636,65	3.157,70
Pilares	316.419,92	275.959,46	592.379,38	1.518,92
Lajes	52.488,83	57.739,49	110.228,32	422,33
TOTAL	786.972,29	689.272,06	1.476.244,35	1.601,13

Fonte: autor

Uma comparação entre os resultados obtidos após uma análise crítica das tabelas 14 a 21, pode se aferir informações importantes do ponto de vista financeiro e econômico dos dois modelos estudados, nas duas condições. Quanto ao índice de consumo de materiais há uma pequena redução em relação ao consumo por área, contudo, ao analisar o consumo por volume de concreto houve o aumento de 10,07(m²/m³) para 11,32(m³/m³) de formas e 76,32 (m³/m³) para 101,50 (m³/m³), referente ao consumo de aço. Sintetizando a 2º condição em relação a 1º condição, teve um decréscimo por consumo de área, porém um aumento parcial do consumo por volume de concreto, tanto em relação a formas quanto ao aço.

Em relação a custo por material há uma redução de R\$ 94.194,83 para o aço, R\$103.929,16 do concreto e mais significativa em relação a formas com a diferença de R\$167.453,41 totalizando incríveis R\$ 365.577,40 de redução em custos da 1º condição para a 2º. O custo por área analisando a cobertura, tem-se R\$ 436,89 /m² a

R\$ 335,38/m² (- R\$ 101,51/m²) uma redução considerável para a condição de modelo integrado.

Ao analisarmos a relação de custos por elemento, tem-se para a condição grelha mais pórtico, para as vigas uma média de R\$ 3.255,30, R\$ 1.469,54 para pilares e R\$ 3.311,03 de lajes, tendo reduzido para a condição de modelo integrado os valores de R\$ 3.157,70(-R\$ 56,40) para vigas e a diferença mais significativa nas lajes com R\$ 422,33 (-R\$ 2.888,70). Houve um aumento ínfimo dos pilares com R\$ 1.518,92(+R\$ 49,38). Um apanhado geral, é notável a economia do modelo integrado.

7. CONCLUSÕES

A partir da análise de resultados do capítulo 6 conclui-se que um dos principais impactos da escolha do modelo de análise utilizado para a estrutura ocorre na análise da estabilidade global da edificação. No modelo de grelha mais pórtico, a estabilidade global da estrutura é verificada apenas com o pórtico formado pelas vigas e pilares da estrutura, enquanto no modelo integrado a estabilidade global é verificada considerando as lajes no modelo.

Esta consideração torna a estrutura em análise mais rígida e altera, portanto, os resultados dos parâmetros de estabilidade global e deslocamentos horizontais. Ambos os modelos são processados com as mesmas configurações de análise e de aplicação do processo P-Delta. Após o processamento da estrutura com os dois modelos, verificamos os resultados apresentados para a estabilidade global.

O modelo integrado se apresentou quanto a estabilidade global, aproximadamente 12,1% para o eixo X e 10,73% para o eixo Y, mais estável do que o modelo grelha mais pórtico por haver menor deslocamento, ou seja, a estrutura está mais rígida por levar em consideração a rigidez da laje, demonstrando maior confiabilidade e fidelidade com a estrutura real. Outro aspecto de extrema importância para entender o comportamento da estrutura são os efeitos de segunda ordem, o coeficiente γ_z (Gama-Z) onde se identificou uma redução de 0,98% e 0,92% para o eixo x e y respectivamente, destes efeitos para a segunda condição.

Percebeu-se redução nos deslocamentos horizontais devido a ação dos ventos, em relação a rigidez média para pilares e vigas há melhoria de 15,61% na direção do vento Y+. Na verificação do estado limite último das estruturas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas globais, a segunda condição também se mostrou mais eficaz tendo reduções significativas nos deslocamentos.

O comparativo do processo P-delta demonstra ao analisarmos a redução mais significativa na direção y+, tanto do vento quanto do desaprumo de 1,12%.

Conclui-se que pela adoção do modelo integrado a transferência e distribuição de seus esforços como cargas nas barras do pórtico espacial são mais próximas da realidade, isto é, as regiões mais rígidas são mais solicitadas. Lembrando que os esforços tendem a migrar para as regiões que possuem maior rigidez.

7.1. Sugestões de trabalho

- Estudo em que se compara os efeitos de segunda ordem em arranha-céus de forma a explorar os limites do software Eberick.
- Estudo de comparação de edifícios de múltiplos pavimentos com vários tipos de construção, além do concreto armado, a fim de expandir a pesquisa.
- Estudo em que se compara os efeitos de segunda ordem entre laje maciça e lajes pré-moldadas.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6118(2014) - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado, 2014.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 7480(2008) – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado, 2008.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6120(1980) – Cargas para o Cálculo de Estruturas, 1980.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 8681(2003) - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado, Versão corrigida 2004.

AltoQi, Suporte Eberick. Disponível em:
<<https://www.altoqi.com.br/eberick/>> . Acesso em 10 de setembro de 2018.

ARAUJO, J. M. D. Curso de Concreto Armado. 4ª. ed. Rio Grande: Dunas, v.2, 2014.

CARVALHO, R. C. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado. 4ª. ed. São Carlos: Edufscar, 2014.

CLÍMACO, J. C. T. **Estruturas de Concreto Armado: Fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação.** 2ª. ed. Brasília: UNB-Brasília, 2016.

KAEFER, L. F. **A evolução do Concreto Armado.** <http://www.feb.unesp.br>, 1 Dezembro 1998. Disponível em:
<<http://www.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/HistoriadoConcreto.pdf>>. Acesso em: 30 Agosto 2018.

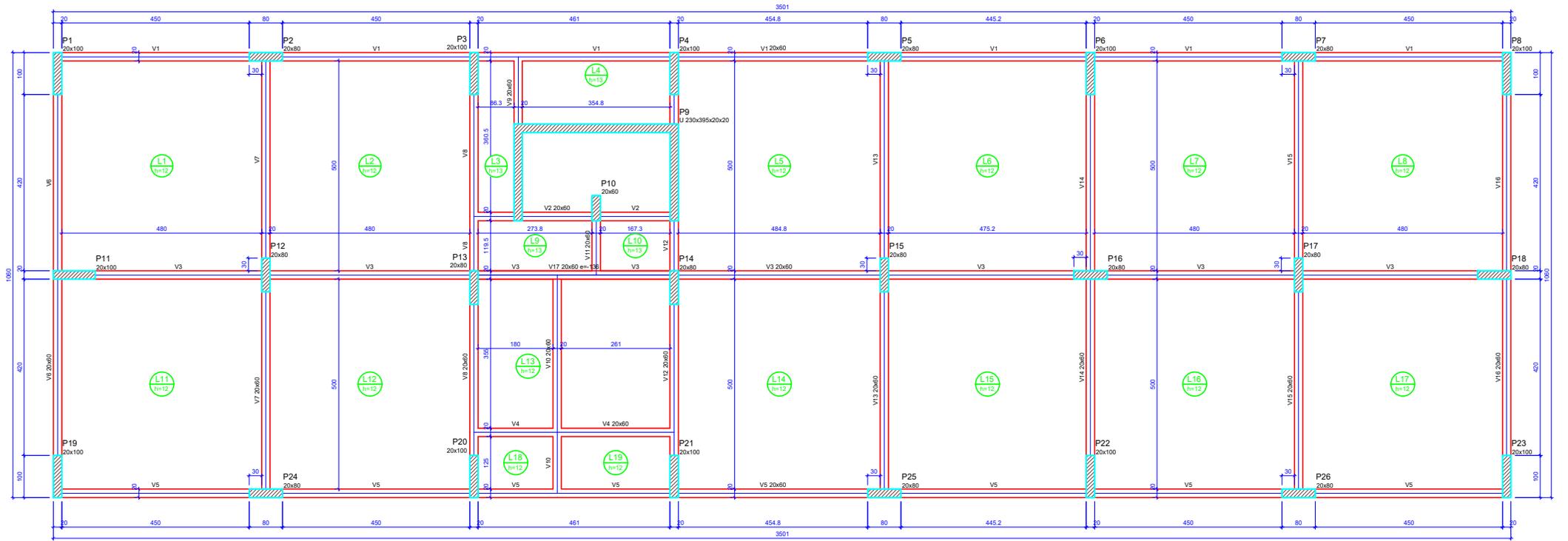
LIMA, J. S. **Verificação da Punção e da estabilidade global em edifícios de concreto:** desenvolvimentos e aplicação de recomendações normativas. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). São Carlos: Universidade de São Paulo, 2001.

MEHTA, P. K. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais.** 2ª. ed. São Paulo: Ibracoan, 2014. 782 p.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do Concreto e projeto de edifícios.** São Carlos: Departamento de Engenharia de Estruturas-Escola de engenharia de São Carlos, 2007. Disponível em:
<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf>.

PINHEIRO, L. M. **Bases para o cálculo**. São Carlos: Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, 2016.

Protravel, Destinos. Disponível em:
<<https://www.protravel.cz/destinace/pont-du-gard/>>. Acesso em 23 de outubro de 2018.



Forma do pavimento pav 1 (Nível 272)

escala 1:50