



PPE
PROGRAMA DE PROJETOS
DE ESTRUTURAS



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Projeto de Estruturas

Matias da Matta Duarte Theophilo

**ESTUDO NUMÉRICO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR EM ESTRUTURAS COM
LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO**

Rio de Janeiro

2021



UFRJ

Matias da Matta Duarte Theophilo

**ESTUDO NUMÉRICO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR EM ESTRUTURAS COM
LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientador:

Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho

Rio de Janeiro

2021

Theophilo, Matias da Matta Duarte

Estudo Numérico da Ligação Laje-Pilar em Estruturas com Lajes Lisas de Concreto Armado / Matias da Matta Duarte Theophilo – 2021
156.: 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2021.

Orientador: Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho.

1. Laje Lisa, 2. Método dos Elementos Finitos, 3. Ligação Laje-Pilar.
I. Silva Filho, Júlio Jerônimo Holtz. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Estudo Numérico da Ligação Laje-Pilar em Estruturas com Lajes Lisas de Concreto Armado.



UFRJ

ESTUDO NUMÉRICO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR EM ESTRUTURAS COM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO

Matias da Matta Duarte Theophilo

Orientador:

Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovado pela Banca:

Prof. Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho, D.Sc., UFRJ

Prof. Sérgio Hampshire de Carvalho Santos, D.Sc., UFRJ

Prof. Emil de Souza Sánchez Filho, D.Sc., UFF

Rio de Janeiro

2021

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente a toda minha família, à minha mãe, Deisimar da Matta Duarte Theophilo, aos meus irmãos, Alex da Matta Duarte Theophilo e Felipe da Matta Duarte Theophilo, e à minha companheira, Wendjilla Fortunato de Medeiros, por todo o amor, pelo apoio incondicional, por todo o incentivo e por me acompanharem sempre.

Agradeço ao meu pai, Luiz Antônio dos Santos Theophilo, que me incentivou e me deu o apoio necessário para que eu conseguisse me classificar e finalizar esta etapa. Infelizmente, o tempo não nos permitiu testemunhar juntos o fim desta etapa, porém, obrigado por todo o amor e por todas as incontáveis coisas que me ensinou em nossos 25 anos de convivência.

Ao Professor Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho, muito obrigado por toda a orientação, paciência e dedicação por todo este tempo, seu trabalho foi certamente indispensável para concluirmos juntos este estudo.

Finalmente agradeço a todos os professores que participaram de minha jornada, por todo o conhecimento que recebi e que certamente aplicarei para o desenvolvimento da sociedade.

RESUMO

THEOPHILO, Matias da Matta Duarte Theophilo. **Estudo Numérico da Ligação Laje-Pilar em Estruturas com Lajes Lisas de Concreto Armado**. Rio de Janeiro. 2021. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2021.

Este trabalho teve como objetivo a identificação da influência de diversas formas de análise de estruturas de concreto armado com lajes lisas, avaliando diferentes métodos que levam em conta todos os elementos presentes na superestrutura. Analisando as estruturas por meio do Método dos Elementos Finitos, foi estudada a influência de diferentes modelagens da ligação laje lisa-pilar no cálculo da estabilidade lateral das estruturas, utilizando como referência resultados experimentais obtidos na literatura. A importância da não linearidade física das lajes lisas de concreto armado submetidas a carregamentos verticais e laterais simultaneamente foi estudada. Utilizando o Abaqus, foram feitos os ajustes paramétricos do Modelo de Danos do Concreto para o protótipo de referência, criando-se em seguida um modelo maior com estes parâmetros. Análises elástico-lineares baseadas no *fib* Model Code 2010 (2013) foram feitas para a comparação dos resultados. Foram feitas análises por meio do SAP2000 utilizando três diferentes formas de modelagem da ligação laje-pilar, utilizadas em diferentes trabalhos da literatura, de maneira a avaliar as suas diferenças nos resultados de estabilidade lateral das estruturas estudadas. Tanto os resultados experimentais quanto os obtidos com o Abaqus foram comparados aos calculados no SAP2000, em que se utilizaram as normas ACI-318 (ACI, 2019) e NBR 6118 (ABNT, 2014). Concluiu-se que a consideração das lajes e o tipo de modelagem da ligação laje-pilar têm grande influência na rigidez lateral dos edifícios considerados. A modelagem da ligação laje-pilar em um único nó mostrou não considerar corretamente a rigidez das ligações nas estruturas estudadas. As considerações laje-pilar por meio de ligações rígidas e de pilares sólidos mostraram resultados mais próximos aos reais, porém, sem reduções na rigidez dos elementos. Ambas trouxeram resultados contra a segurança para os modelos de comportamento elástico-linear. Mostrou-se que a consideração elástico-linear levou a resultados contra a segurança para a rigidez lateral da estrutura estudada em todas as três normas utilizadas.

Palavras-chave: Laje Lisa; Método dos Elementos Finitos; Concreto Armado; Ligação Laje-Pilar.

ABSTRACT

THEOPHILO, Matias da Matta Duarte Theophilo. **Numerical Study of the Slab-Column Connection in Structures with Reinforced Concrete Flat Plates**. Rio de Janeiro. 2021. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2021.

This work aimed to identify the influence of different ways of analyzing reinforced concrete structures with flat plates, evaluating different methods that consider the elements present in the superstructure. By analyzing the structures with the Finite Elements Method, the influence of different manners of modelling a flat slab-column connection in the lateral stability of the structures was studied using experimental results obtained in the literature as a reference. The importance of the physical nonlinearity of reinforced concrete flat slabs subjected simultaneously to vertical and horizontal loads was studied. Using Abaqus, parametric adjustments of the Concrete Damaged Plasticity Model were made using a reference experimental specimen, and then, a bigger model was created using these parameters. Linear-Elastic analyses were made using the Model Code as a basis to compare the results. Using SAP2000, three different ways of modelling the slab-column connection were analyzed, all used in different works found in the literature, for evaluating the differences in the lateral stability results in the studied structures. Both the experimental results and the lateral drifts obtained in Abaqus analysis were compared to the SAP2000 analyses, in which the ACI-318 (ACI, 2019) and NBR 6118 (ABNT, 2014) were used. It was concluded that the consideration of the slabs and the type of modelling of the slab-column connection are both very influent on the lateral stiffness of the considered buildings. The slab-column connection modelled as a single node was considered as a model that does not consider the connection's stiffness correctly in the studied structures. The slab-column considerations as a rigid link and as solid elements showed results that are closer to the reality, although, with no reductions in elements stiffnesses, both showed results against safety in terms of lateral stability when the linear-elastic behavior was considered. For all three codes used, the linear-elastic consideration took the analyses to results against the safety for lateral drifts in the studied structures.

Keywords: Flat Plate; Finite Element Method; Reinforced Concrete; Slab-Column Connection.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1.	Objetivos	3
1.1.2.	Objetivos Gerais	3
1.2.2.	Objetivos Específicos.....	4
1.2.	Descrição dos Capítulos.....	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1.	Lajes Lisas.....	6
2.2.	Métodos Aproximados	6
2.2.1	Método aproximado da NBR 6118 (ABNT, 2014)	7
2.2.2	Método aproximado da ACI-318 (ACI, 2014)	9
2.2.3.	Método da Viga de Largura Efetiva (MVLE)	12
2.3.	Método dos Elementos Finitos	17
2.4.	Estabilidade Global	18
2.4.1.	Efeitos de segunda ordem globais	19
2.4.2.	Estruturas com nós fixos.....	20
2.4.3.	Estruturas com nós móveis	20
2.4.4.	Parâmetro de instabilidade α	22
2.4.5.	Coefficiente γ_z	23
2.4.7.	Análise P-Delta	24
2.5.	Não linearidade física dos materiais.....	25
2.5.1	Não linearidade física das lajes lisas.....	25
2.5.1.1	Hwang e Moehle (2000b).....	29
2.6.	Estudos numéricos com edifícios de grande porte	30
2.6.1.	Feitosa e Alves (2015)	30
2.6.2.	Feitosa (2016)	31
2.6.3.	Avilla (2016).....	32
2.6.4.	Gutierre (2016)	34

3	METODOLOGIA E MODELAGEM NUMÉRICA	35
3.1	Fick (2008)	35
3.1.1	Geometria do protótipo	36
3.1.2	Características do concreto	39
3.1.3	Cargas solicitantes do ensaio	39
3.1.4	Etapas do ensaio.....	40
3.1.5	Resultados	41
3.2	O <i>software</i> Abaqus/CAE.....	42
3.2.1	Unidades	43
3.3	Modelagem da Não Linearidade Física dos materiais	43
3.3.1	Concreto.....	43
3.3.1.1.	Tração uniaxial	44
3.3.1.2	Compressão uniaxial	46
3.3.2	Modelo de Danos do Concreto	48
3.3.2.1	Parâmetros de danos do concreto	49
3.3.2.2.	Ângulo de Dilatância e Excentricidade (ψ e ϵ).....	52
3.3.2.3.	Razão entre as resistências a Compressão Biaxial e Uniaxial (σ_{b0}/σ_{e0}) ..	54
3.3.2.4.	Fator de Forma (K_c).....	56
3.3.2.5.	Parâmetro de Viscosidade (μ).....	57
3.3.3	Aço.....	58
3.4	Simetria na estrutura.....	59
3.5	Modelagem no Abaqus/CAE	63
3.5.1	Parâmetros de modelagem do concreto	63
3.5.2	Geometria da estrutura.....	65
3.5.2.1	Geometria do concreto.....	65
3.5.2.2	Geometria do aço.....	67
3.5.3	Condições de contorno.....	69
3.5.3.1	Apoios.....	69
3.5.3.2	Cargas	70
3.5.3.3	Passos de introdução das cargas	70
3.6	Teste de convergência de malha.....	71

3.7	Análise da estrutura por meio do SAP2000	74
3.7.1	Modelagem da ligação Laje-Pilar	75
3.7.2	Modelos com rigidez bruta das seções	77
3.7.3	Modelos considerando a Não Linearidade Física de forma simplificada	81
3.8	Análise de uma estrutura ampliada	82
4	RESULTADOS – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO	86
4.1	Modelos Analisados com o Abaqus/CAE.....	86
4.1.1	Análise Linear-Elástica no Abaqus/CAE	86
4.1.1.1	Deslocamentos laterais	86
4.1.1.2	Tensões	88
4.1.2	Análise por meio do modelo de danos no Abaqus/CAE	90
4.1.2.1	Deslocamentos laterais	90
4.1.2.2	Tensões	92
4.1.2.3	Danos no concreto	94
4.2	Resultados obtidos com o SAP2000	95
4.2.1	Resultados considerando a rigidez bruta das seções.....	95
4.2.2	Modelos considerando a não linearidade física de forma simplificada	103
4.3.1	Resultados obtidos com o Abaqus	108
4.3.1.1	Análise Linear-Elástica.....	108
4.3.1.2	Análise com o modelo de danos do concreto	110
4.3.2	Resultados Obtidos com o SAP2000	115
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	129
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	132
	APÊNDICE A	136
A.1	Características do Concreto.....	136
A.2	Armaduras do Protótipo	137
A.3	Resultados	140

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 – Ligação Laje lisa-pilar. Fonte: Santos <i>et al.</i> (2014).....	1
Figura 1-2– (a) Laje cogumelo com capitel. (b) Laje cogumelo com capitel. (c) Laje lisa nervurada.	2
Figura 2-1 – Componentes de momento de uma força transferidas ao pilar. Fonte: Emerick (2005).	7
Figura 2-2 – Divisão da estrutura em pórticos. Fonte: Emerick (2005).	8
Figura 2-3 – Pórtico equivalente considerando os pilares em seus trechos superior e inferior ao pavimento.....	8
Figura 2-4 – Faixas definidas para a distribuição de momentos fletores no método aproximado. Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).	9
Figura 2-5 – Definições do pórtico equivalente. Adaptado da ACI-318 (ACI, 2014). ...	10
Figura 2-6 – Coluna equivalente com elemento de torção. Adaptado de ACI 318-14 (ACI, 2014).	11
Figura 2-7 – Medidas de x e de y na ligação da laje com o pilar. Fonte: Emerick (2005).	12
Figura 2-8 – Variáveis do MVLE.	14
Figura 2-9 – Largura efetiva da laje	16
Figura 2-10 – Elementos utilizados no MEF. (a) Elemento linear 1D. (b) Elemento triangular 2D. (c) Elemento retangular 2D. (d) Elemento tetraédrico 3D. (e) Elemento hexaédrico 3D. Fonte: Kim e Sankar (2009).	18
Figura 2-11 – Pilares engastados submetidos a efeitos de segunda ordem. (a) indeformado, (b) deformado.	19
Figura 2-12 – Fases de análise por meio do Método P-Delta.....	25
Figura 3-1 – Planta de formas da estrutura, com cotas transformadas para o Sistema Métrico, com dimensões em metros. Adaptado de Fick (2008).	37
Figura 3-2 – Vista lateral da estrutura, com cotas transformadas para o Sistema Métrico, com medidas em metros. Adaptado de Fick (2008).	37
Figura 3-3 – Vista em planta do sistema de ensaio. Adaptado de Fick (2008).	38
Figura 3-4 – Vista em lateral do sistema de ensaio utilizado. Adaptado de Fick (2008).	38
Figura 3-5 – Distribuição dos barris com água na estrutura. Fonte: Fick (2008).	39
Figura 3-6 – Distribuição das cargas laterais do ensaio. Adaptado de Fick (2008).	40
Figura 3-7 – Elemento sólido C3D20R, com 20 nós e 8 pontos de integração. Adaptado de Kashani (2017).	42
Figura 3-8 – Relação tensão x deformação específica total de tração do material modelado.	45
Figura 3-9 – Diagrama tensão-deformação específica inelástica de tração do concreto modelado.	45
Figura 3-10 – Gráfico tensão x deformação específica, com tensão normalizada pelo f_{cm}	47

Figura 3-11 – Relação tensão x deformação específica total do concreto.....	48
Figura 3-12 – Relação tensão x deformação específica inelástica do concreto.....	48
Figura 3-13 – Resposta do concreto ao carregamento uniaxial de tração. Adaptado de ABAQUS (2014).	50
Figura 3-14 – Curva de danos à tração do concreto.	50
Figura 3-15 – Resposta do concreto ao carregamento uniaxial de compressão. Adaptado de ABAQUS (2014).	51
Figura 3-16 – Curva de dano à compressão do concreto.....	52
Figura 3-17 – Função potencial plástica hiperbólica e linear no plano meridional. Adaptado de SARTURI (2014).	53
Figura 3-18 – Superfície de plastificação utilizada no CDP para o estado plano de tensões. Adaptado de ABAQUS (2014).	55
Figura 3-19 – Superfícies de plastificação para $K_c=1$ e $K_c=2/3$. Adaptado de ABAQUS (2014).	56
Figura 3-20 – Investigação do parâmetro de viscosidade (μ). Fonte: Santos Jr. (2019). 57	
Figura 3-21 – Investigação do parâmetro de viscosidade.....	58
Figura 3-22 – Diagrama tensão-deformação específica para aços de armaduras passivas. Fonte: <i>fib</i> Model Code 2010 (2013).	59
Figura 3-23 – Eixo de simetria da estrutura. (Adaptado de Fick, 2008).	60
Figura 3-24 – Modelo com estrutura sem simplificação	61
Figura 3-25 – Modelo com estrutura simplificada.	61
Figura 3-26 – Condições de contorno da estrutura simplificada.	61
Figura 3-27 – Deslocamentos do eixo Z (a) Modelo completo. (b) Modelo simplificado	62
Figura 3-28 – Deslocamentos no eixo X: (a) Modelo completo. (b) Modelo simplificado	62
Figura 3-29 – Elementos de laje (a) e de pilar (b) do modelo.	65
Figura 3-30 – Geometria do concreto no modelo analisado.....	66
Figura 3-31 – Geometria do concreto no modelo com as partições criadas.....	67
Figura 3-32 – Aço dos pilares contido no concreto.....	67
Figura 3-33 – Barras superiores das lajes modeladas.....	68
Figura 3-34 – Barras inferiores das lajes modeladas.....	68
Figura 3-35 – Todo o aço modelado na estrutura.....	68
Figura 3-36 – Apoios da estrutura e apoios de simetria no modelo.	69
Figura 3-37 – Estrutura modelada com elementos de dimensão global aproximada de 1000 mm.	72
Figura 3-38 – Estrutura modelada com elementos de dimensão global aproximada de 450 mm.	72
Figura 3-39 – Estrutura modelada com elementos de dimensão global aproximada de 270 mm.	73
Figura 3-40 – Estrutura modelada com elementos de dimensão global aproximada de 220 mm.	73
Figura 3-41 – Deslocamentos laterais de acordo com a malha utilizada, comparados aos resultados experimentais.....	74

Figura 3-42 – Ligação Laje-Pilar. sendo o pilar modelado em elemento de barra e a laje em elementos de casca.....	75
Figura 3-43 – Ligação Laje-Pilar, sendo o pilar modelado em elemento de barra e a laje em elementos de casca, com ligação rígida.....	76
Figura 3-44 – Ligação Laje-Pilar com o pilar modelado em elementos sólidos 3D e a laje em elementos de casca.....	76
Figura 3-45 – Modelo estrutural representando os modelos com pilares em elementos de barra, com ligação laje-pilar em um único nó e com ligação rígida na interseção laje-pilar.	78
Figura 3-46 – Estrutura representando os modelos criados com pilares em elementos sólidos.....	79
Figura 3-47 – Vista em corte do Modelo Maior.....	83
Figura 3-48 – Fluxograma de considerações feitas na pesquisa.....	85
Figura 4-1 – Deslocamento lateral de modelo LINEAR_220.....	87
Figura 4-2 – Deslocamento dos pilares por pavimento, comparação de LINEAR_220 com resultados experimentais.....	88
Figura 4-3 – Tensões máximas no concreto obtidas no modelo LINEAR_220.....	89
Figura 4-4 – Tensões mínimas no concreto obtidas no modelo LINEAR_220.....	89
Figura 4-5 – Deslocamento lateral de modelo CDP_220.....	90
Figura 4-6 – Gráfico Força x Deslocamento lateral de modelo CDP_220 e modelo experimental. Adaptado de Fick (2008).	91
Figura 4-7 – Deslocamento dos pilares por pavimento, comparação de CDP_220 com resultados experimentais.....	92
Figura 4-8 – Tensões máximas no concreto obtidas no modelo CDP_220.....	93
Figura 4-9 – Tensões mínimas no concreto obtidas no modelo CDP_220.....	93
Figura 4-10 – Danos à compressão no concreto obtidos no modelo CDP_220.....	94
Figura 4-11 – Danos à tração no concreto obtidos no modelo CDP_220.....	95
Figura 4-12 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e seção bruta do concreto.....	96
Figura 4-13 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e seção bruta do concreto.....	97
Figura 4-14 – Deslocamento dos pilares por pavimento.....	97
Figura 4-15 – Deslocamento Lateral dos pilares no Modelo FS-ACI-RC.....	98
Figura 4-16 – Deslocamento Lateral dos pilares no Modelo LR-ACI-RC.....	98
Figura 4-17 – Deslocamento Lateral dos pilares no Modelo PS-ACI-RC.....	98
Figura 4-18 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na NBR 6118 (ABNT, 2014) e na seção bruta do concreto.....	100
Figura 4-19 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez baseada na NBR 6118 (ABNT, 2014) e seção bruta do concreto.....	101
Figura 4-20 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento.....	101
Figura 4-21 – Deslocamento Lateral dos pilares no Modelo FS-NBR-RC.....	102
Figura 4-22 – Deslocamento Lateral dos pilares no Modelo LR-NBR-RC.....	102
Figura 4-23 – Deslocamento Lateral dos pilares no Modelo PS-NBR-RC.....	102

Figura 4-24 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez reduzida baseada na ACI-318 (ACI, 2019).....	104
Figura 4-25 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez reduzida baseada na ACI-318 (ACI, 2019).....	104
Figura 4-26 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento, rigidez reduzida de acordo com a ACI-318 (ACI, 2019).....	105
Figura 4-27 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez reduzida segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).	106
Figura 4-28 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez reduzida baseada na NBR6118 (ABNT, 2014).	106
Figura 4-29 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento, rigidez reduzida de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).....	107
Figura 4-30 – Deslocamento lateral calculado em modelo MAIOR_LINEAR_270. ...	109
Figura 4-31 – Tensões máximas no concreto obtidas no modelo MAIOR_LINEAR_270.	109
Figura 4-32 – Tensões mínimas no concreto obtidas no modelo MAIOR_LINEAR_270.	110
Figura 4-33 – Deslocamento lateral calculado em modelo MAIOR_CDP_270.	111
Figura 4-34 – Tensões máximas no concreto obtidas no modelo MAIOR_CDP_270.	112
Figura 4-35 – Tensões mínimas no concreto obtidas no modelo MAIOR_CDP_270.	113
Figura 4-36 – Danos no concreto devido à compressão obtidos no modelo MAIOR_CDP_270.	114
Figura 4-37 – Danos no concreto devido à tração obtidos no modelo MAIOR_CDP_270.	114
Figura 4-38 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento, com rigidez bruta das seções.....	116
Figura 4-39 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento, com rigidez reduzida das seções.....	117
Figura 4-40 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e seção bruta do concreto.	117
Figura 4-41 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e rigidez reduzida do concreto.	117
Figura 4-42 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e seção bruta do concreto.....	118
Figura 4-43 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e rigidez reduzida do concreto.	118
Figura 4-44 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento, com rigidez bruta das seções segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).....	121
Figura 4-45 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento, com rigidez reduzida das seções segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).....	121
Figura 4-46 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez baseada na NBR6118 (ABNT, 2014) e rigidez bruta do concreto.....	122
Figura 4-47 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez baseada na NBR6118 (ABNT, 2014) e rigidez reduzida do concreto.	122

Figura 4-48 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na NBR e seção bruta do concreto.	122
Figura 4-49– Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na ACI e rigidez reduzida do concreto.	123
Figura 4-50 Parâmetros η dos modelos de 3 pavimentos com a rigidez bruta das seções.	126
Figura 4-51 Parâmetros η dos modelos de 3 pavimentos com a rigidez reduzida das seções.	126
Figura 4-52 Parâmetros η dos modelos de 6 pavimentos com a rigidez bruta das seções.	126
Figura 4-53 Parâmetros η dos modelos de 6 pavimentos com a rigidez reduzida das seções.	127

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 – Coeficientes a serem aplicados na análise de estruturas por meio do MVLE.	17
Tabela 2-2 – Coeficientes de redução de rigidez utilizados para a consideração de não linearidade física do concreto segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).	21
Tabela 2-3 Reduções de rigidez para consideração de não linearidade física do concreto segundo a ACI-318 (ACI, 2019).	29
Tabela 3-1 – Deslocamento, taxa de deslocamento e reação horizontal total. Adaptado de Fick (2008).	41
Tabela 3-2 – Reação horizontal na base e deslocamentos laterais do ensaio. Adaptado de Fick (2008).	41
Tabela 3-3 – Deslocamentos laterais e reação horizontal por pavimento. Adaptado de Fick (2008).	42
Tabela 3-4 – Resistências do concreto e módulos de elasticidade utilizados para a análise.	64
Tabela 3-5 – Considerações de modelagem segundo a ACI-318 (ACI, 2019).	79
Tabela 3-6 – Considerações de modelagem segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).	80
Tabela 3-7 – Modelos com rigidez reduzida para o ELS, segundo a ACI-318 (ACI, 2019).	81
Tabela 3-8 – Modelos com rigidez reduzida segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).	82
Tabela 3-9 – Modelo Maior criado no Abaqus.	84
Tabela 3-10 – Considerações de modelagem segundo a ACI 318 (ACI, 2019).	84
Tabela 3-11 – Considerações de modelagem segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).	84
Tabela 4-1 – Deslocamentos laterais dos modelos com rigidez secante segundo o <i>fib</i> Model Code 2010 (2013).	87
Tabela 4-2 – Deslocamentos laterais das análises com modelo de danos no concreto, registrado no nível COBERTURA.	91
Tabela 4-3 – Deslocamento dos modelos no nível COBERTURA da estrutura com rigidez baseada na ACI e seção bruta do concreto.	96
Tabela 4-4 – Resultados dos deslocamentos laterais por pavimento dos modelos com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e seção bruta do concreto.	96
Tabela 4-5 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na NBR 6118 (ABNT, 2014) e seção bruta do concreto.	100
Tabela 4-6 – Resultados dos deslocamentos laterais por pavimento dos modelos com rigidez baseada na NBR 6118 (ABNT, 2014) e seção bruta do concreto.	100
Tabela 4-7 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez reduzida baseada na ACI-318 (ACI, 2019).	103
Tabela 4-8 – Resultados dos deslocamentos laterais por pavimento dos modelos com rigidez reduzida baseada na ACI-318 (ACI, 2019).	104
Tabela 4-9 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez reduzida baseada na NBR.	105

Tabela 4-10 – Resultados dos deslocamentos laterais por pavimento dos modelos com rigidez reduzida baseada na NBR.....	106
Tabela 4-11 – Comparação entre análises MAIOR_CDP_270 e MAIOR_LINEAR_270.	112
Tabela 4-12 – Resultados obtidos por meio das considerações da ACI-318 (ACI, 2019), com rigidez bruta das seções.	115
Tabela 4-13 – Resultados obtidos por meio das considerações da ACI-318 (ACI, 2019), com rigidez reduzida das seções.....	115
Tabela 4-14 – Comparação do deslocamento lateral dos modelos no topo da estrutura com rigidez bruta baseada na ACI-318 (ACI, 2019) com os resultados de referência MAIOR_CDP_270.	116
Tabela 4-15 – Comparação do deslocamento lateral dos modelos no topo da estrutura com rigidez reduzida baseada na ACI-318 (ACI, 2019) com os resultados de referência MAIOR_CDP_270.....	116
Tabela 4-16 – Resultados obtidos por meio das considerações da NBR (ABNT, 2014) com rigidez bruta das seções.	119
Tabela 4-17 – Resultados obtidos por meio das considerações da NBR (ABNT, 2014) com rigidez reduzida das seções.....	120
Tabela 4-18 – Comparação do deslocamento lateral dos modelos no topo da estrutura com rigidez bruta baseada na NBR6118 (ABNT, 2014) aos resultados de referência MAIOR_CDP_270.	120
Tabela 4-19 – Comparação do deslocamento lateral dos modelos no topo da estrutura com rigidez reduzida baseada na NBR6118 (ABNT, 2014) aos resultados de referência MAIOR_CDP_270.....	120
Tabela 4-20 Valores de η para modelos de 3 pavimentos. (a) Rigidez bruta do concreto. (b) Rigidez reduzida do concreto.....	124
Tabela 4-21 Valores de η para modelos de 6 pavimentos. (a) Rigidez bruta do concreto. (b) Rigidez reduzida do concreto.....	125

1 INTRODUÇÃO

A construção de edifícios de múltiplos andares é um ponto chave na organização de grandes cidades no mundo contemporâneo. Por serem construções que utilizam muitos recursos naturais e financeiros, a escolha da melhor solução estrutural é imprescindível para a viabilidade dos projetos a serem avaliados.

Entre as diversas soluções para edificações de múltiplos andares, as soluções sem vigas altas estão ganhando espaço devido às diversas vantagens construtivas associadas a este tipo de solução. Entre suas vantagens, destacam-se a maior flexibilidade do posicionamento de paredes na edificação e a simplificação das instalações devido à ausência de cortes e furos em vigas. Pode-se citar também a maior facilidade na montagem e escoramento das formas de concretagem devido à ausência dessas vigas. A Figura 1-1 ilustra a ligação de um pilar a uma laje lisa.

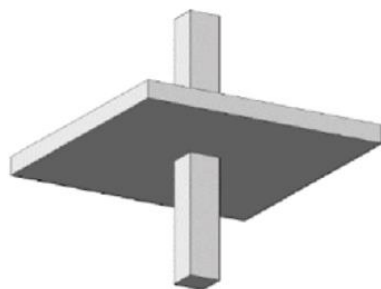


Figura 1-1 – Ligação Laje lisa-pilar. Fonte: Santos *et al.* (2014).

Entre as diversas estruturas sem vigas, são dois os principais sistemas utilizados. Um destes sistemas é composto pelas lajes lisas e lajes nervuradas, que são as lajes que são apoiadas diretamente sobre os pilares. Já o outro sistema, composto pelas lajes cogumelo e cogumelo nervuradas são apoiadas diretamente em pilares que têm capitéis. Existem também sistemas que têm vigas-faixa, em que as vigas, que são apoiadas nos pilares, têm uma altura ligeiramente maior que as lajes, e sua largura é muito superior à das vigas convencionais. A Figura 1-2 ilustra diversos sistemas estruturais sem vigas utilizados na construção de edifícios.

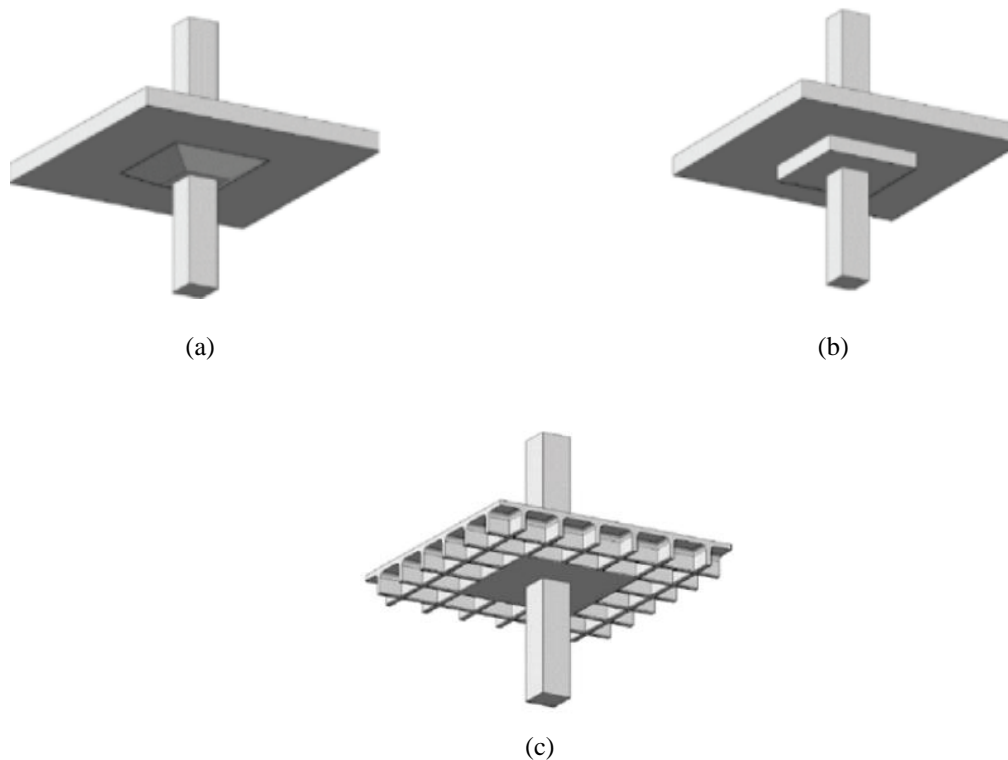


Figura 1-2– (a) Laje cogumelo com capitel. (b) Laje cogumelo com capitel. (c) Laje lisa nervurada.

Fonte: Santos *et al.* (2014).

Apesar das vantagens, as lajes sem vigas (laje lisa, lisa nervurada, cogumelo e cogumelo nervurada) têm um comportamento diferente dos sistemas convencionais de construção (com pilares, vigas e lajes), o que exige um maior cuidado em sua análise, dimensionamento e detalhamento. Entre as diversas diferenças entre tais sistemas, pode-se mencionar a diferença no comportamento quando submetidas a carregamentos horizontais, como a carga de ventos. A ausência de vigas no sistema construtivo com lajes lisas faz com que a estabilidade global se torne um desafio. Isso acontece pois a ligação entre o pilar e a laje é feita de uma forma muito menos rígida e menos distribuída que o sistema convencional, que tem vigas criando um sistema aporticado na estrutura.

Pode-se considerar que o principal ponto crítico das lajes sem vigas é a ligação laje-pilar que, se não dimensionada corretamente, pode ser levada a uma ruptura frágil por puncionamento, podendo levar a um colapso progressivo na estrutura. A análise dessa ligação é de grande complexidade, pois não só a força cortante vertical causa o puncionamento, como também uma combinação da força cortante vertical com os momentos fletores presentes na ligação laje-pilar.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a análise para a obtenção de solicitações de dimensionamento das lajes lisas pode ser feita por meio do Método das Diferenças Finitas, do Método dos Elementos Finitos, do Método dos Elementos de Contorno ou qualquer outro método numérico adequado. No caso das lajes em concreto armado, com pilares dispostos em filas ortogonais e com vãos dispostos de maneira regular, essa mesma norma autoriza o cálculo das solicitações por meio de um método simplificado, chamado de Método dos Pórticos Equivalentes (MPE).

Entre os métodos de análise exemplificados, o Método dos Elementos Finitos (MEF) é um dos mais utilizados na análise deste tipo de sistema estrutural. Porém, a modelagem das ligações laje-pilar por meio do MEF é muito complexa e é alvo de um grande número de estudos para a determinação das melhores formas de se prever de forma correta as tensões e deformações nos elementos estruturais.

As construções sem vigas já são muito utilizadas no Brasil e no mundo, e o estudo das melhores formas de se prever as rigidezes e os deslocamentos laterais em lajes lisas é de grande importância no aprofundamento da compreensão deste tipo de projeto. Sendo assim, a presente pesquisa tem o potencial de auxiliar na avaliação da viabilidade e na otimização do dimensionamento estrutural dos projetos de sistema construtivo semelhante ao estudado.

1.1. Objetivos

1.1.2. Objetivos Gerais

Este trabalho tem o objetivo principal de determinar o grau de influência da forma de modelagem da ligação laje lisa-pilar na rigidez lateral de estruturas, determinando as melhores escolhas para o projeto analisado. Além disso, buscou-se nesta Dissertação discutir a importância da não linearidade física do concreto em elementos estruturais que compõem edifícios com lajes lisas de concreto armado.

1.2.2. Objetivos Específicos

Foram tomados como objetivos específicos:

- analisar numericamente uma estrutura que foi ensaiada em escala real por meio do Método dos Elementos Finitos utilizando os *softwares* Abaqus e SAP2000;
- avaliar os procedimentos de análise de lajes lisas de concreto armado fornecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e pela ACI-318 (ACI, 2019);
- entender a influência das diferentes decisões quanto à concepção numérica das ligações laje lisa-pilar na rigidez lateral das estruturas;
- entender a importância da não linearidade física do concreto na rigidez lateral de estruturas com lajes lisas de concreto armado;
- averiguar a aplicabilidade de métodos simplificados na análise de estruturas com lajes lisas de concreto armado;
- contribuir para a análise holística de estruturas, levando em conta a rigidez de todos os elementos que a compõe;
- determinar a melhor forma de modelar a estrutura proposta de lajes lisas de concreto armado utilizando o Método dos Elementos Finitos.

1.2. Descrição dos Capítulos

No Capítulo 1 é feita uma breve introdução do tema abordado no trabalho, explicando detalhes sobre o sistema construtivo estudado e elencando fatores de relevância pelos quais a pesquisa pretende contribuir. Ainda em tal capítulo, são relacionados os objetivos gerais e específicos do trabalho, a serem atingidos ao longo do desenvolvimento desta pesquisa.

Já no Capítulo 2, fez-se uma extensa revisão bibliográfica sobre o tema. Neste, foram abordados, detalhados e avaliados diversos métodos utilizados na análise estrutural de lajes lisas de concreto armado. Para as metodologias abordadas, foi determinando também o campo de aplicabilidade de cada uma delas, de acordo com a literatura analisada. Conteúdos pertinentes à análise não linear do concreto também foram abordados, seguidos de pesquisas nacionais teóricas que envolvem a estabilidade lateral de edifícios com lajes lisas.

A metodologia utilizada na presente pesquisa é o tema do Capítulo 3. Inicialmente, foram apresentados os dados do ensaio experimental que será utilizado como parâmetro para os cálculos propostos. São mostrados os modelos constitutivos, as considerações geométricas, as condições de contorno e as malhas utilizados no Abaqus, além das bases teóricas propostas para os cálculos utilizando o SAP2000.

Os resultados de todos os estudos propostos são ilustrados no Capítulo 4, sendo avaliados ao longo deste e comparados com os resultados de referência utilizados. Finalmente, fez-se uma comparação entre os resultados obtidos, de forma a se chegar a uma conclusão sobre tudo que foi criado, levando em conta também a literatura consultada.

As conclusões que puderam ser feitas a partir dos dados apresentados são expostas no Capítulo 5. Neste, é sintetizado tudo que foi feito, além de serem feitas proposições de trabalhos futuros, visando a continuidade da pesquisa.

Por fim, o Capítulo 6 apresenta todas as referências bibliográficas consultadas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Lajes Lisas

As lajes lisas podem ser definidas, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), como lajes que são apoiadas diretamente nos pilares que a sustentam, sem a presença de capitéis. Por ser um sistema sem vigas, existem determinações específicas que devem ser seguidas neste. Segundo o item 13.2.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o limite mínimo para a espessura das lajes lisas é de 16 cm. Dentro das especificidades deste sistema construtivo, está por exemplo o método de análise do sistema estrutural, que não pode ser analisado por meio de pórticos em duas dimensões sem cuidados especiais.

De acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014), a análise para a obtenção de solicitações de dimensionamento das lajes lisas pode ser feita por meio de qualquer método numérico adequado, e a norma cita como exemplos o Método das Diferenças Finitas, o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Elementos de Contorno. A norma brasileira cita que as ligações das lajes com os pilares devem ser cuidadosamente estudadas, no entanto, não fornece qualquer parâmetro para a determinação da rigidez destas. No caso das lajes em concreto armado, com pilares dispostos em filas ortogonais e com vãos dispostos de maneira regular, é permitido por tal norma a realização do cálculo das solicitações por meio de um método aproximado, o Método dos Pórticos Equivalentes (MPE).

2.2. Métodos Aproximados

Estes métodos, desenvolvidos de maneira empírica, são uma forma simplificada de se calcular as solicitações nas lajes e nos pilares de um pavimento com lajes lisas. A análise por meio dos métodos simplificados consiste basicamente em considerar que o conjunto de elementos presentes formam pórticos nas duas direções principais da estrutura de forma ortogonal, para que cálculos utilizando simplificações em duas dimensões sejam feitos.

Nos pórticos formados, as lajes são consideradas como vigas, de forma que as vigas tenham uma largura de acordo com o método escolhido, e que depende sempre dos vãos da laje. As “vigas-laje”, como são chamadas as vigas que representam as lajes nos métodos aproximados, têm suas seções limitadas por linhas paralelas ao pórtico a ser

formado, de forma que o comportamento do pórtico se assemelhe ao da estrutura real. A consideração dos pilares varia de acordo com o método escolhido, e estas diferenças serão explicitadas na apresentação de cada método mais à frente.

Ao se analisar os pórticos, deve-se considerar as cargas totais da estrutura em cada uma das análises. Estas consideram que o momento fletor nas lajes tem duas componentes, a F_x e a F_y , apresentadas na Figura 2-1. No entanto, deve-se atentar para as forças normais nos pilares, que não devem ser somadas de ambos os modelos, pois isso traria uma solicitação axial irreal.

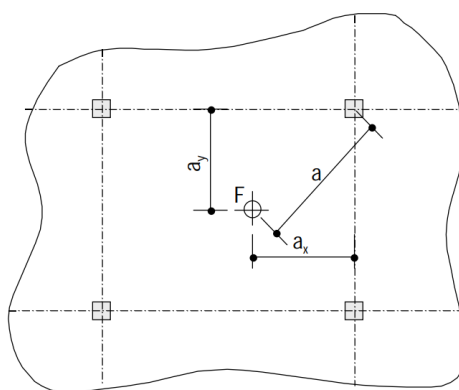


Figura 2-1 – Componentes de momento de uma força transferidas ao pilar. Fonte: Emerick (2005).

2.2.1 Método aproximado da NBR 6118 (ABNT, 2014)

Neste método, divide-se a estrutura em duas direções principais perpendiculares uma à outra, calculando cada uma das direções independentemente. A Figura 2-2 ilustra uma destas direções. Nessas duas direções, devem ser criados pórticos equivalentes à estrutura, de forma que se possa analisá-la por meio de um modelo estrutural em 2 dimensões, pela formação de um pórtico equivalente à estrutura. Cada “laje-viga” terá como limite horizontal o meio do vão perpendicular ao pórtico formado, definindo-se assim a sua geometria para a análise e a sua área de influência quanto às cargas. Para o cálculo segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os pórticos são calculados no regime elástico.

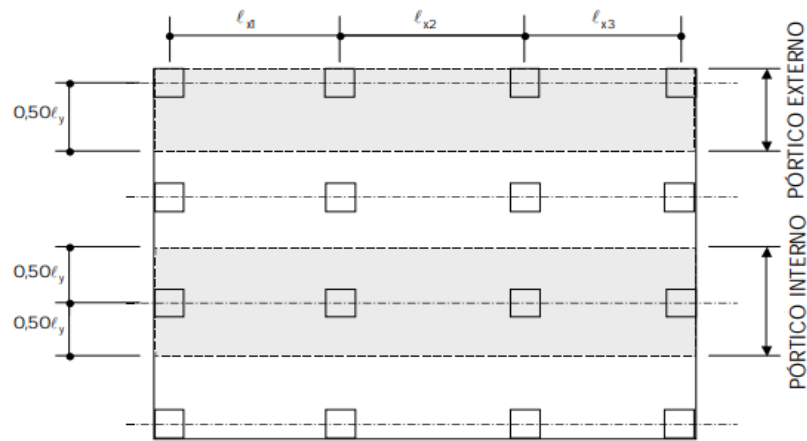


Figura 2-2 – Divisão da estrutura em pórticos. Fonte: Emerick (2005).

Em edifícios de mais de um pavimento, os pilares são considerados apenas em seus trechos inferior e superior ao pavimento analisado, conforme mostra o pórtico da Figura 2-3.

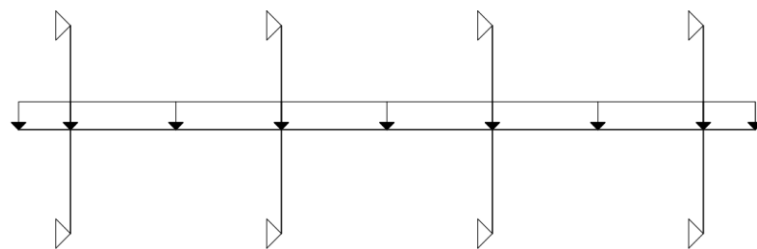


Figura 2-3 – Pórtico equivalente considerando os pilares em seus trechos superior e inferior ao pavimento.

Após a obtenção das solicitações no pórtico, os momentos de cada “laje-viga” são distribuídos em faixas da laje, mostradas na Figura 2-4 (ABNT, 2014), sendo a seguinte distribuição:

- 45 % dos momentos positivos nas duas faixas internas da laje;
- 27,5 % dos momentos positivos em cada faixa externa;
- 25 % dos momentos negativos nas duas faixas internas;
- 37,5 % dos momentos negativos em cada faixa externa;

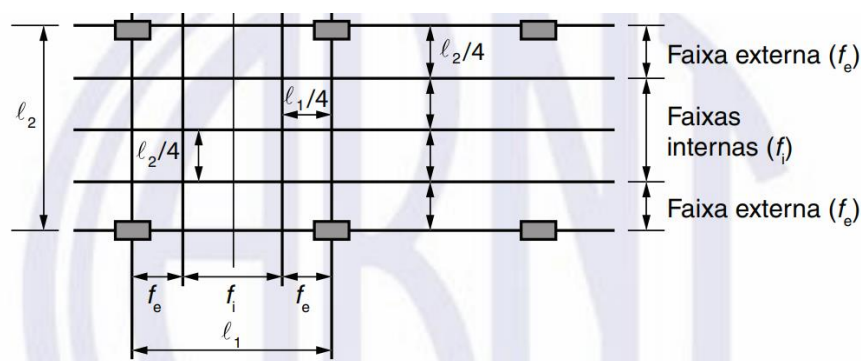


Figura 2-4 – Faixas definidas para a distribuição de momentos fletores no método aproximado. Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Como os pórticos em ambas as direções consideram a totalidade das cargas, as solicitações em cada pilar serão considerados sempre como as maiores solicitações obtidas entre as análises que o envolvem. Caso contrário, haveria uma duplicidade na consideração das forças axiais dos pilares.

Apesar de apresentado como solução de análise de lajes lisas, este não é um método adequado para a análise completa de um edifício. Isso se deve ao fato de este não permitir a análise precisa dos efeitos das cargas horizontais na estrutura, presentes em qualquer edifício a ser construído.

2.2.2 Método aproximado da ACI-318 (ACI, 2014)

Este método esteve presente na ACI-318 em suas versões de 1971 até 2014, porém, a ACI-318 de 2019 (ACI, 2019) não mais contém disposições para o uso deste método. Apesar de não mais conter tais disposições, o item R6.2.4.1 desta permite que o método aproximado explicitado na ACI-318 (ACI, 2014) seja utilizado na análise de lajes lisas. Tal método simplificado só pode ser utilizado para a análise de lajes lisas sujeitas a carregamentos gravitacionais, excluindo-se do escopo de análise as estruturas submetidas a cargas laterais como o vento, por exemplo.

Segundo a ACI-318 (ACI, 2014), o método dos pórticos equivalentes pode ser dividido em três partes, sendo a primeira composta pelas lajes horizontais e eventuais vigas que existirem. Já a segunda parte é composta pelas colunas e outros elementos verticais que apoiam a estrutura. Por último estão os elementos que fazem a ligação dos elementos horizontais com os elementos verticais, transferindo os momentos entre os dois

primeiros elementos do pórtico. Esses últimos são chamados de elementos de torção, que são apresentados na Figura 2-6 (ACI, 2014), em conjunto com o pilar.

Para a consideração estrutural, os pórticos são idealizados como posicionados na linha central de cada fileira de pilares, e podem ser concebidos com todos os pavimentos sendo considerados em uma única análise. Para a consideração das lajes no pórtico, define-se a largura da “laje-viga” por meio da análise dos vãos da laje perpendicular ao pórtico a ser criado. Em pilares centrais, têm-se como limites da largura da “laje-viga” as linhas centrais dos vãos perpendiculares, vãos estes ilustrados como l_2 na Figura 2-5 (ACI, 2014). Já em pilares periféricos, um dos limites laterais será no meio do vão perpendicular ao pórtico, da mesma forma que os pilares internos, e o outro limite será na borda da laje.

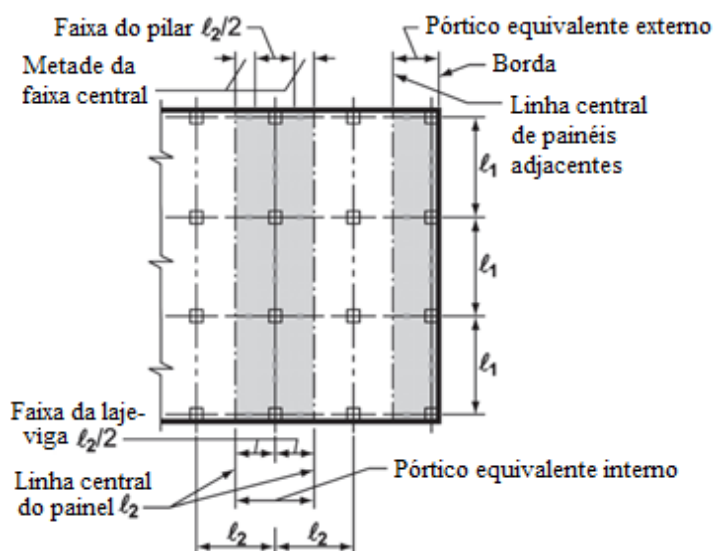


Figura 2-5 – Definições do pórtico equivalente. Adaptado da ACI-318 (ACI, 2014).

O momento de inércia das “lajes-vigas” deve ser majorado na seção da face até o centro do pilar, ou da face do suporte ou capitel, até o centro do pilar.

Neste método os pilares têm sua rigidez modificada, de forma a se levar em conta a rigidez a momento das ligações laje-pilar. As ligações laje-pilar têm baixa eficiência na transmissão de momentos da laje para o pilar, se comparadas com as ligações viga-pilar, por isso a utilização do elemento de torção faz com que análise simplificada se torne mais próxima do comportamento real. Basicamente, o pilar equivalente utilizado consiste nos

pilares acima e abaixo da laje, conjugados a elementos de torção, sendo estes ilustrados na Figura 2-6.

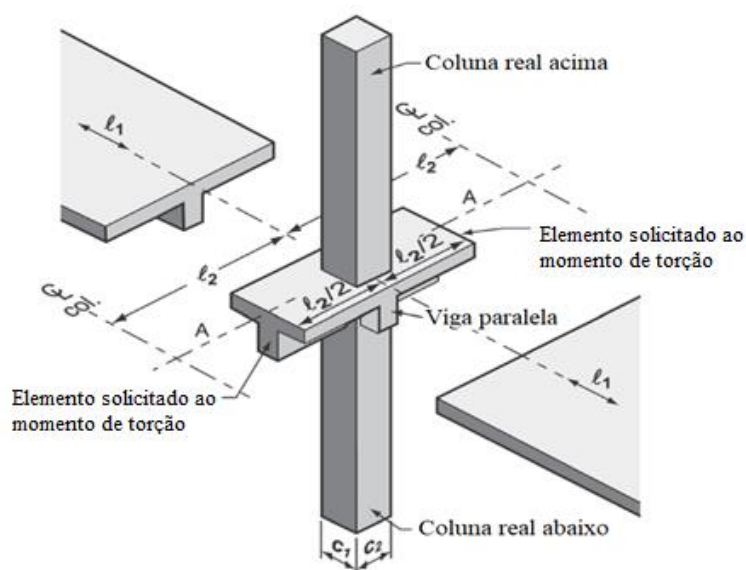


Figura 2-6 – Coluna equivalente com elemento de torção. Adaptado de ACI 318-14 (ACI, 2014).

Para o cálculo da rigidez do elemento de torção, são apresentadas as Equações 2.1 e 2.2 a seguir:

$$K_t = \Sigma \frac{9E_{cs}C}{l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2}\right)^3} \quad (2.1)$$

$$C = \Sigma \left[\left(1 - 0,63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} \right] \quad (2.2)$$

sendo

E_{cs} : módulo de elasticidade secante do pilar;

x : menor lado da seção da ligação laje-pilar;

y : maior lado da seção da ligação laje-pilar.

Os elementos x e y da equação são apresentados na Figura 2-7 (Emerick, 2005).

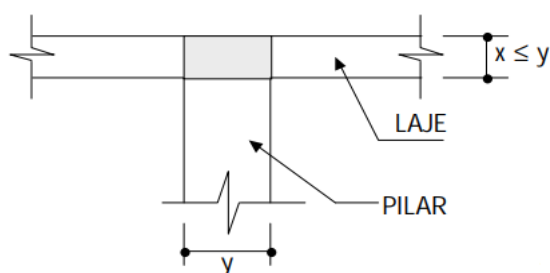


Figura 2-7 – Medidas de x e de y na ligação da laje com o pilar. Fonte: Emerick (2005).

Com as definições do método, é possível aplicá-lo de maneira a se ter as solicitações da estrutura de forma simplificada, ou até mesmo como um método de verificação dos resultados obtidos por algum outro método mais sofisticado de análise, como o Método dos Elementos Finitos, por exemplo.

O Método dos Pórticos Equivalentes (MPE-ACI), apresentado na ACI 318 (ACI, 2014), foi desenvolvido apenas para a análise de estruturas submetidas a solicitações gravitacionais. Apesar de ser um método muito útil, diversos autores como Grossman (1997) e Park, Han e Kee (2009) indicam que este método não é apropriado para se prever o comportamento de estruturas com lajes lisas submetidas a cargas horizontais.

2.2.3. Método da Viga de Largura Efetiva (MVLE)

Pensando nas limitações do MPE-ACI, diversos autores desenvolveram pesquisas com o intuito de criar novos métodos mais abrangentes. Esses novos métodos foram criados com a intenção de prever o comportamento de estruturas com lajes lisas, analisando-as quando submetidas a carregamentos gravitacionais e laterais simultaneamente, utilizando para isso modelos simplificados em duas dimensões. Entre os diversos trabalhos desenvolvidos no tema, podem ser citados Robertson (1997), Grossman (1997), Hwang e Moehle (2000b) e Park, Han e Kee (2009).

Para a análise das estruturas desta pesquisa foi utilizado um método cujas recomendações estão presentes no trabalho de Wight e Macgregor (2009), que segue os parâmetros de concreto segundo a ACI-318 (ACI, 2008). Nesse, são apresentadas regras

simples para a elaboração de um modelo de análise por meio do Método da Viga de Largura Efetiva (MVLE) que, segundo esses autores, podem ser utilizadas para estruturas submetidas a carregamentos horizontais, verticais ou ambos simultaneamente.

O MVLE, presente no trabalho de Wight e Macgregor (2009), consiste em substituir a laje da estrutura por uma viga equivalente, chamada de “laje-viga”, um elemento que tem a mesma espessura da laje original da estrutura, e tem a largura igual a uma fração da largura da laje.

Com esse método, pode-se analisar uma estrutura de comportamento complexo por meio de um modelo simplificado em duas dimensões. O método segue o mesmo conceito do MPE e do MPE-ACI, porém sem o elemento de torção deste, e com a possibilidade de prever o comportamento de estruturas submetidas a carregamentos verticais e laterais, simultaneamente ou não.

Considerando que serão desenvolvidas as larguras efetivas para um pórtico desenvolvido na direção do vão l_1 , a Figura 2-8 ilustra todas as variáveis citadas a seguir. Para a aplicação do método, deve-se primeiro definir a largura efetiva (L_e) da laje a ser analisada. Para obter-se o valor da variável L_e , deve-se saber a média das medidas dos vãos transversais ao pórtico a ser modelado (l_2). A variável l_2 pode ser definida por meio da Equação 2.3, sendo l_a e l_b a largura dos vãos adjacentes ao pórtico a ser modelado.

$$l_2 = \frac{l_a + l_b}{2} \quad (2.3)$$

Com o valor de l_2 , pode ser definida então a largura efetiva da laje (L_e) por meio da equação 2.4.

$$L_e = \alpha_1 l_2 \quad (2.4)$$

sendo

l_2 : média da largura dos vãos da laje transversal ao qual o pórtico será formado, ilustrado na Figura 2-8;

α_1 : coeficiente de divisão da largura da laje transversal ao vão.

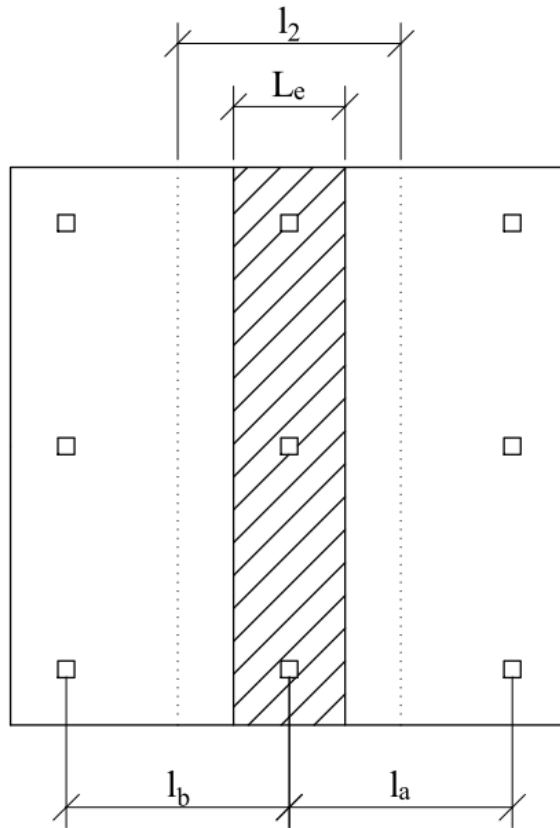


Figura 2-8 – Variáveis do MVLE.

O coeficiente α_1 é, basicamente, um coeficiente de redução da largura da laje utilizada, de forma a representar na análise apenas a largura que efetivamente contribui para a rigidez do pórtico criado. A definição do coeficiente α_1 utilizado na Equação 2.4 depende de dois fatores, que são a região da laje a ser considerada e os tipos de elementos estruturais aos quais a laje está ligada. Segundo o autor, as lajes podem ser divididas em regiões de momento positivo, regiões de momento negativo internas e regiões de momento negativo externas.

As regiões de momento negativo externas e internas são consideradas como as faixas de laje que vão do centro dos pilares até $0,2 \cdot l_1$ de distância de cada centro, medida no sentido do vão l_1 . As regiões de momento negativo externas são as regiões na qual um pilar extremo do pórtico está localizado na borda ou próximo à borda da laje. No caso de regiões de momento negativo externas, caso não haja uma viga de borda, o valor a ser considerado será $\alpha_1=0,2$. Caso exista uma viga de borda, o valor do coeficiente α_1 dependerá da rigidez à torção da viga, rigidez esta representada por β_t , definido por meio

da Equação 2.5. Para ligações com momento negativo em ligações externas em que β_t é maior ou igual a 2,5, utiliza-se $\alpha_1=0,5$, já quando $0 < \beta_t < 2,5$, utiliza-se uma interpolação linear entre os valores de 0,2 e 0,5, proporcionais aos valores de β_t de 0 a 2,5.

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \quad (2.5)$$

sendo

E_{cb} : módulo de elasticidade secante do concreto da viga;

E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto da laje;

I_s : momento de inércia da seção bruta da laje sobre o eixo de seu centroide.

Nas regiões de momento positivo, que são as regiões da laje além de $0,2 l_1$ do centro dos pilares, deve-se adotar $\alpha_1=0,5$.

Considerando-se os valores de α_1 propostos, deve-se sempre considerar a largura efetiva mínima da laje L_e segundo a Equação 2.6 a seguir. Nessa equação, C_1 e C_2 são as dimensões do pilar no sentido do vão principal e no sentido do vão transversal ao pórtico analisado, respectivamente, como ilustrado na Figura 2-9.

$$L_e \geq C_2 + \frac{C_1}{2} \quad (2.6)$$

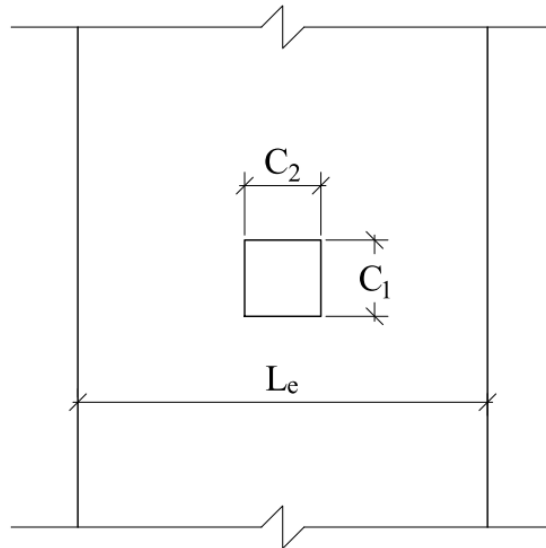


Figura 2-9 – Largura efetiva da laje

Além da largura efetiva, Wight e Macgregor (2009) recomendam também uma redução na rigidez das seções brutas dos elementos estruturais a serem analisados por meio de um coeficiente β . Tal coeficiente foi criado afim de levar em conta a não linearidade física do concreto. As regiões são as mesmas que as adotadas para o cálculo da largura efetiva.

A rigidez das lajes dependerá também dos tipos de solicitação aos quais a estrutura está sendo analisada. Os apoios internos terão diferentes coeficientes β de acordo com as cargas as quais a estrutura analisada está sendo submetida. Caso a estrutura esteja sendo submetida apenas a cargas gravitacionais, adota-se $\beta=0,5$ para todas as regiões, exceto para as regiões de momento negativo em apoio externo, nas quais se considera $\beta=0,33$. Em estruturas submetidas a cargas gravitacionais e laterais ou apenas cargas laterais, é adotado $\beta=0,33$ para os apoios internos e externos e $\beta=0,5$ para as regiões de momento positivo. A Tabela 2-1, adaptada de Wight e Macgregor (2009), resume a definição dos valores de α_l e β de acordo com as regiões e tipos de carga.

Tabela 2-1 – Coeficientes a serem aplicados na análise de estruturas por meio do MVLE.

Regiões da laje	α_i	β
Momento Positivo	0,5	0,5
Momento Negativo (Apoio Interno) Cargas gravitacionais	0,5	0,5
Momento Negativo (Apoio Interno) Cargas laterais	0,5	0,33
Momento Negativo (Apoio Externo)	0,2 a 0,5	0,33

Para os pilares das estruturas, considera-se uma redução de rigidez de $0,7I_g$, sendo I_g o momento de inércia da seção bruta de cada pilar.

2.3. Método dos Elementos Finitos

Para o desenvolvimento deste estudo foram utilizados diversos modelos estruturais por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), que é muito utilizado tanto comercialmente quanto em pesquisas. Esse é um método extremamente versátil, capaz de resolver uma variedade enorme de problemas físicos da engenharia.

Basicamente, o MEF é uma técnica para solucionar equações diferenciais de forma aproximada. Para isso, divide-se um problema de grande complexidade, com infinitos pontos de tamanho infinitesimal, em uma série finita de elementos mais simples (elementos finitos), aproximando-se a solução por meio de polinômios, de forma a se obter a solução aproximada do problema. Tal técnica pode ser aplicada em diversos campos da engenharia, porém, neste trabalho a solução de problemas mecânicos voltados para a Engenharia Civil será o foco.

Cada elemento é ligado aos elementos circunvizinhos por meio de nós compartilhados, sendo a solução aproximada dentro de cada um destes elementos por meio de equações polinomiais simples. Cada nó dentro do modelo tem apenas uma solução, sendo assim, elementos com nós compartilhados, compartilharão também a solução em seus nós comuns.

A Figura 2-10 ilustra alguns dos diversos tipos de elemento que podem ser utilizados no MEF. Os elementos utilizados podem ter uma, duas ou três dimensões, de acordo com a situação a se resolver, e também de acordo com o julgamento do projetista.

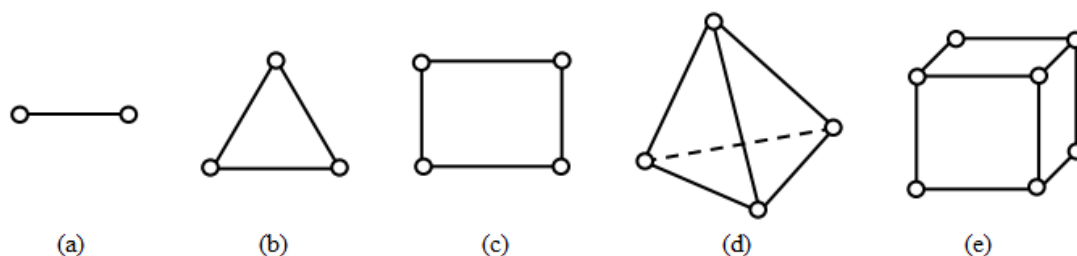


Figura 2-10 – Elementos utilizados no MEF. (a) Elemento linear 1D. (b) Elemento triangular 2D. (c) Elemento retangular 2D. (d) Elemento tetraédrico 3D. (e) Elemento hexaédrico 3D. Fonte: Kim e Sankar (2009).

Assim, pode-se constatar que há uma vasta diversidade de elementos, podendo variar-se o tipo de elemento, o seu formato, o número de nós, o tipo de equação polinomial, entre outras coisas. Esta grande variabilidade é a responsável pela necessidade inexorável do conhecimento da teoria do Método dos Elementos Finitos para a criação de modelos satisfatórios.

Mesmo para profissionais que dominam a teoria do MEF, as decisões quanto às concepções numéricas do modelo poderão levar diferentes engenheiros a tomarem diferentes decisões, levando-se a soluções numéricas distintas.

2.4. Estabilidade Global

A estabilidade global deve ser garantida em toda estrutura a ser construída, e quanto maior a sua esbelteza, maior é o desafio de garanti-la. Para a análise da estabilidade global de um edifício, deve-se levar em conta as cargas horizontais e verticais que o solicitam, pois a combinação destas na estrutura determinará a condição na qual a estrutura se encontrará.

2.4.1. Efeitos de segunda ordem globais

Os efeitos de segunda ordem globais podem ser entendidos por meio da Figura 2-11. Na Figura 2-11a, tem-se uma estrutura em um pilar único, indeformada, com cargas verticais e laterais. Após a aplicação das cargas, esse sistema estrutural sofrerá deformações verticais e principalmente horizontais, tomando então a configuração da Figura 2-11b, deformada. A deformação lateral causada pelas cargas horizontais fará com que passe a existir agora uma alça de momento na estrutura devido às cargas verticais. Essa alça de momento criada traz os denominados efeitos de segunda ordem globais, que fazem com que o sistema se deforme lateralmente ainda mais que o calculado em relação à estrutura indeformada.

Por este efeito depender de cargas verticais e horizontais e da rigidez lateral da estrutura, a correta consideração de todos estes parâmetros é de grande importância na determinação da magnitude deste efeito em edifícios, principalmente nas estruturas mais altas.

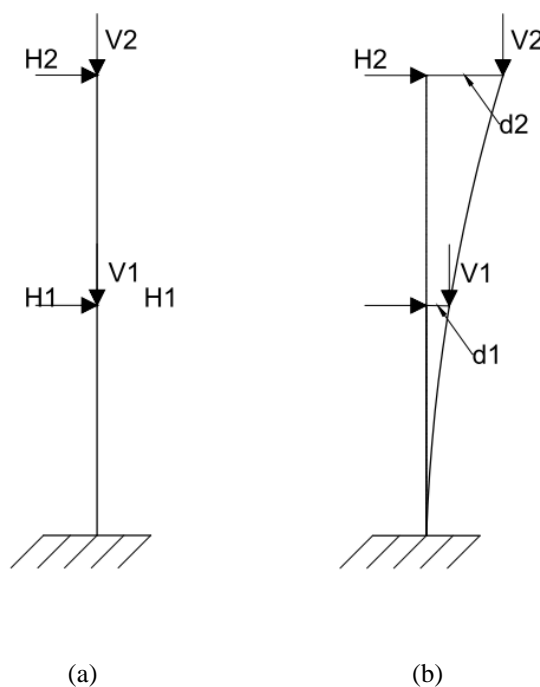


Figura 2-11 – Pilares engastados submetidos a efeitos de segunda ordem. (a) indeformado, (b) deformado.

A magnitude dos efeitos de 2ª ordem depende de diversos fatores, como as forças a que a estrutura está submetida, as propriedades dos materiais da estrutura, a rigidez da ligação entre os elementos da estrutura, entre outros. Os efeitos de segunda ordem podem ter tanto um valor desprezível, que pode ser ignorado na análise estrutural, quanto podem ter valores muito elevados. Esse fenômeno pode inclusive levar a grandes mudanças na concepção estrutural dos edifícios devido aos deslocamentos laterais que podem ser encontrados após sua consideração.

Para mensurar a importância dos efeitos de segunda ordem globais na estrutura a ser analisada, a NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda a utilização de um dos dois processos aproximados apresentados no seu item 15.5. Os processos aproximados, que serão explicados a seguir, são de grande utilidade no projeto de estruturas, auxiliando no dimensionamento dos elementos estruturais.

Os edifícios podem receber duas classificações, de acordo com a relevância da não linearidade geométrica em sua estrutura, podendo ser classificadas como estruturas de nós fixos ou de nós móveis. As que são classificadas como sistemas de nós fixos podem ser analisadas dispensando-se a consideração dos esforços globais de 2ª ordem. Já nos sistemas estruturais classificados como de nós móveis deve-se, obrigatoriamente, considerar os efeitos globais da não linearidade geométrica.

2.4.2. Estruturas com nós fixos

Ao se analisar a estrutura por meio do parâmetro α ou então do coeficiente γ_z , que serão definidos a seguir, a estrutura pode ser classificada como sendo de nós móveis ou de nós fixos. Se o conjunto estrutural for considerado de nós fixos, as análises de efeitos da não linearidade física e geométrica da estrutura podem ser dispensadas, com exceção dos efeitos de segunda ordem locais.

2.4.3. Estruturas com nós móveis

Caso a estrutura analisada seja classificada como estrutura de nós móveis, tanto a não linearidade física quanto a não linearidade geométrica do concreto devem ser levadas em conta obrigatoriamente. Isso significa que devem ser levadas em conta a redução de rigidez de todos os elementos de concreto devido à fissuração e também deve ser feita

uma análise para a determinação dos efeitos globais de 2ª ordem da estrutura. Além disso, deve ser feita também a análise dos efeitos locais de 2ª ordem.

Para a determinação dos efeitos da não linearidade geométrica, também chamados de efeitos globais de 2ª ordem, a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite a utilização de um método aproximado, permitido apenas para estruturas de quatro ou mais andares cujo coeficiente ν_z seja menor ou igual a 1,3. Tal análise consiste na majoração dos carregamentos horizontais em cada caso de carregamentos por meio de sua multiplicação por $0,95\nu_z$. Com essa majoração, os efeitos de 1ª e de 2ª ordem são incluídos no modelo de forma aproximada.

Para a consideração da não linearidade física dos elementos de concreto da estrutura, pode-se considerar seus efeitos na estrutura de forma aproximada, reduzindo-se as rigidezes dos elementos por meio de fatores pré-determinados. Segundo a NBR 6118 (ABNT 2014), tais fatores de redução só podem ser aplicados a estruturas de no mínimo 4 andares sendo os fatores definidos por tipo de elemento estrutural, apresentados na Tabela 2-2.

Tabela 2-2 – Coeficientes de redução de rigidez utilizados para a consideração de não linearidade física do concreto segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Elementos	Lajes	Vigas $A_s' \neq A_s$	Vigas $A_s' = A_s$	Pilares
$(EI)_{sec}$	$0,3E_cI_c$	$0,4E_cI_c$	$0,5E_cI_c$	$0,8E_cI_c$

sendo

$(EI)_{sec}$: rigidez secante do elemento estrutural;

E_c : módulo de elasticidade do concreto, majorado em 10%;

I_c : momento de inércia da seção não fissurada do concreto;

A_s : área total da armadura longitudinal situada na zona tracionada da viga;

A_s' : área total da armadura longitudinal situada na zona comprimida da viga;

2.4.4. Parâmetro de instabilidade α

Este parâmetro, presente na NBR 6118 (ABNT, 2014), pode ser utilizado para avaliar se uma estrutura reticulada e simétrica será considerada como uma estrutura de nós fixos ou de nós móveis. Para tal, calcula-se o valor do parâmetro α por meio da Equação 2.7, e compara-se o seu valor com α_1 , calculado de acordo com as Equações 2.8 e 2.9.

$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (2.7)$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n, \quad \text{se: } n \leq 3; \quad (2.8)$$

$$\alpha_1 = 0,6, \quad \text{se: } n \geq 4; \quad (2.9)$$

sendo:

n: número de andares acima da fundação da estrutura;

H_{tot} : altura total da estrutura analisada, sendo medida da parte superior da fundação;

N_k : somatório das cargas verticais que solicitam a estrutura, medido também a partir da parte superior da fundação;

$E_{cs} I_c$: representação do somatório da rigidez de todos os pilares da estrutura na direção considerada.

Caso o valor de α seja menor que α_1 , considera-se a estrutura como sendo de nós fixos. Caso o valor de α seja igual ou maior que α_1 , considera-se o seu comportamento como sendo de nós móveis.

Para a determinação da rigidez de um pilar equivalente à estrutura, cria-se um modelo computacional da estrutura e, neste, aplica-se uma força distribuída horizontal no edifício com um perfil similar ao das forças laterais que atuarão na estrutura, fazendo com

que o edifício se desloque lateralmente. Calculado o deslocamento provocado pelas forças aplicadas, determina-se então a rigidez equivalente da estrutura comparando-a a um pilar isolado, submetido às mesmas forças, sendo esta então considerada a rigidez equivalente da estrutura.

2.4.5. Coeficiente γ_z

Este coeficiente foi desenvolvido para a análise da relevância das solicitações de segunda ordem globais. Além de fornecer tal referência, o coeficiente γ_z serve também para uma análise aproximada dos efeitos de segunda ordem, como será mostrado.

Por meio de uma análise de 1ª ordem, pode ser calculado o coeficiente γ_z para cada um dos casos de carregamento aos quais a estrutura está submetida. Para isso, deve-se utilizar os valores de rigidez reduzida das seções devido à não linearidade física do concreto, apresentados na Tabela 2-2 deste trabalho. Calcula-se o valor do coeficiente γ_z por meio da Equação 2.10.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}} \quad (2.10)$$

sendo

$M_{1,\text{tot,d}}$: momento de tombamento da estrutura., que é o somatório do momento de todas as forças horizontais que atuam na estrutura relativamente à base.

$\Delta M_{\text{tot,d}}$: calculado em uma análise de 1ª ordem, é somatório da multiplicação das forças verticais que atuam na estrutura pelo deslocamento nos pontos de aplicação de cada uma destas forças.

Para a obtenção dos valores de $M_{1,\text{tot,d}}$ e $\Delta M_{\text{tot,d}}$, são consideradas as forças aplicadas na respectiva combinação de carregamentos analisada.

Para que a estrutura seja considerada como de nós fixos, e conseqüentemente com esforços de 2ª ordem globais desprezíveis em sua análise, o valor de γ_z deve ser menor ou igual a 1,1. Caso contrário, a estrutura será considerada de nós móveis.

2.4.7. Análise P-Delta

Pode-se fazer também uma análise mais rigorosa dos efeitos globais de 2ª ordem por meio de uma análise P-Delta. Essa análise é um método iterativo, que faz uma análise progressiva das cargas com o objetivo de mensurar os efeitos da não linearidade geométrica nas estruturas.

A Figura 2-12 ilustra o processo aqui descrito por meio do exemplo de um pilar isolado. Partindo da posição indeformada da estrutura (Inicial), é feita uma sucessão de análises lineares de forma iterativa para se obter a posição final da estrutura. Com os resultados dos deslocamentos obtidos na posição inicial (1ª Análise), é feito então um novo modelo da estrutura, agora considerando-se os efeitos das forças na estrutura em sua posição deformada. A partir desta nova organização do sistema estrutural, considerando-se os deslocamentos obtidos, os momentos de segunda ordem são inseridos no sistema a partir de cargas horizontais fictícias. Em seguida, é feita uma nova análise da estrutura e são obtidos novos valores de deslocamento (1ª Iteração). Com os novos valores de deslocamento obtidos, novos esforços de segunda ordem devem ser considerados. Assim, um próximo modelo é criado (1ª Iteração) e neste são incluídos os novos efeitos de segunda ordem, também por meio de cargas laterais fictícias, o que mostra que as cargas laterais fictícias são aplicadas de forma progressiva. Esse processo será repetido para a criação das próximas iterações até que haja uma convergência nos resultados, ou seja, que os deslocamentos obtidos de uma etapa para a outra tenham diferenças pequenas o suficiente para que o processo possa ser encerrado em uma precisão considerada satisfatória.

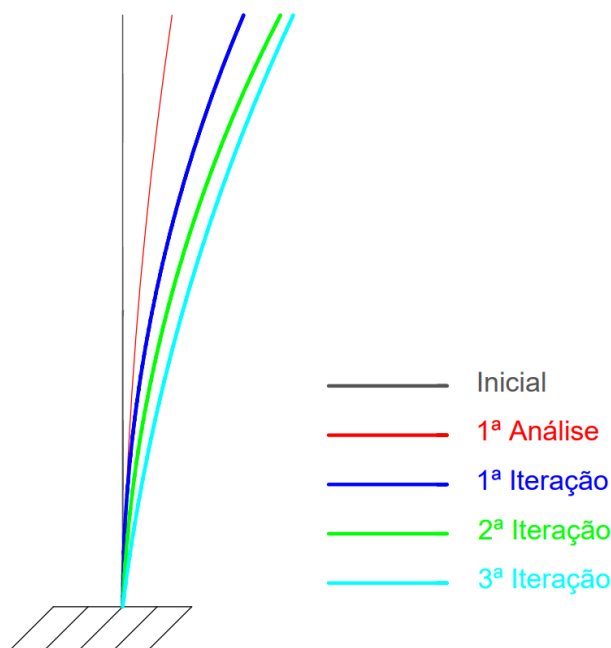


Figura 2-12 – Fases de análise por meio do Método P-Delta.

2.5. Não linearidade física dos materiais

Ao se projetar estruturas, a análise linear-elástica é usualmente empregada. Esse tipo de análise considera que todos os materiais empregados têm um comportamento elástico-linear, ou seja, que o material tem uma relação tensão-deformação específica que segue a Lei de Hooke. Apesar de ser de amplo conhecimento que esse comportamento linear não é real em todas as aplicações em estruturas de concreto armado, na maioria das estruturas uma análise desse tipo leva a resultados seguros o suficiente para o projeto.

Sabe-se que o concreto e o aço, materiais empregados no concreto armado, têm comportamento não linear a partir de determinados níveis de tensão. Em algumas situações, admitir que o material se comporta de forma elástico-linear pode levar a resultados de cálculo diferentes demais dos reais. Nesses casos, deve-se admitir uma análise desse fenômeno nos elementos, considerando-se a chamada Não Linearidade Física (NLF).

2.5.1 Não linearidade física das lajes lisas

Por fazerem parte de um sistema estrutural com grandes diferenças dos sistemas convencionais, as lajes lisas de concreto armado devem ser analisadas com atenção especial. Em diversos estudos internacionais, muitos autores se propuseram a criar

modelos que conseguissem prever o comportamento não linear físico desses elementos estruturais.

Em Vanderbilt e Corley (1983), os autores desenvolveram um método para a análise de lajes lisas submetidas a carregamentos laterais e verticais simultaneamente. Esse método foi desenvolvido a partir do Método dos Pórticos Equivalentes, recomendado pela ACI-318 (ACI, 1977). Neste trabalho, é recomendado um coeficiente de redução de rigidez devido à não linearidade física das lajes para a análise por meio do método desenvolvido. É recomendado um fator de 1/3 da rigidez bruta da seção, sendo este valor um patamar inferior de redução de rigidez, ou seja, um valor conservador para a maioria dos casos.

Ensaio em ligações laje-pilar foram realizados por Mulcahy e Rotter (1983) com o objetivo de estudar a relação momento-rotação de ligações laje-pilar em lajes lisas. Atenção especial foi dada aos efeitos do aumento do momento nas ligações na diminuição da rigidez dos protótipos. Nos ensaios foi constatado um comportamento não linear desde baixos níveis de carga. Ao comparar resultados experimentais obtidos a uma análise do mesmo protótipo utilizando a Teoria da Elasticidade, os efeitos da fissuração se mostraram de grande vulto nos comportamentos das ligações. O trabalho concluiu que a aplicação de modelos elásticos isotrópicos nas ligações laje lisa-pilar leva a uma análise que considera uma rigidez maior do que a realmente presente na ligação.

Em Grossman (1997), o autor desenvolveu um estudo para avaliar metodologias utilizadas para a análise de estruturas com lajes lisas submetidas a carregamentos laterais. Por meio da comparação de diversos métodos com ensaios experimentais, o autor afirma que a ligação laje-pilar confere aos edifícios um relevante aumento na rigidez e, por isso, não deve ser menosprezada. Afirma também que o aumento de carregamentos tanto gravitacionais quanto laterais na estrutura causam a redução da rigidez das lajes lisas. Como resultado, são propostos fatores de calibração para os métodos avaliados, de forma que estes tenham resultados, segundo o autor, mais apropriados.

Robertson (1997) realizou ensaios experimentais, comparando os resultados obtidos com diferentes métodos de análise de lajes lisas submetidas a cargas verticais e horizontais simultaneamente. Para a comparação, utilizou uma variação do Método da Viga de Largura Efetiva e o Método dos Pórticos Equivalentes da ACI-318 (ACI, 1995).

Por considerar que os métodos testados mostraram resultados insatisfatórios, foi proposto então um novo método de análise simplificada de estruturas com lajes lisas. Baseado no Método das Vigas de Largura Efetiva foram sugeridos valores de coeficientes de largura e de redução da rigidez da laje devido à fissuração. O modelo analítico considera a laje de cada vão por meio de duas vigas equivalentes, atribuindo a cada viga de cada trecho um valor de coeficiente de largura e um valor de coeficiente de redução de rigidez.

Hwang e Moehle (2000a) fizeram um ensaio reduzido em uma estrutura com lajes lisas em concreto armado, com escala de 4:10. Nesse, a laje foi apoiada diretamente sobre 16 pilares, sem nenhuma armadura de punção, com pilares de diversas seções transversais diferentes. Por meio de seus ensaios experimentais, os autores puderam notar que a estrutura perde rigidez de acordo com o aumento das cargas, tanto gravitacionais quanto laterais, mesmo para cargas baixas.

Han, Park e Kee (2009) afirmam que a formação de fissuras em uma laje lisa aumenta à medida que as cargas laterais são aumentadas, de forma que estas fissuras causam a diminuição da rigidez da laje. Neste estudo os autores desenvolveram um fator de redução da rigidez das lajes lisas para ser utilizado em análises por meio do Método da Viga de Largura Efetiva.

Utilizando como base de dados resultados experimentais, foi utilizada uma equação de redução do momento de inércia das seções por meio da regressão não linear. As equações foram desenvolvidas a partir de dois parâmetros: o momento aplicado na seção e o momento de fissuração da laje. Foram utilizadas duas fórmulas, sendo uma própria para a aplicação em ligações laje-pilar internas e outra para as ligações laje-pilar externas. Essas fórmulas são mostradas nas Equações 2.11 e 2.12, sendo estas para ligações internas e externas, respectivamente.

$$\beta = 0,4 + 0,32 \left[\left(\frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{-0,5} - \left(\frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{-0,5} \right] \quad (2.11)$$

$$\beta = 0,21 + 0,14 \left[\left(\frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{-0,5} - \left(\frac{M_a}{M_{cr}} \right)^{-0,5} \right] \quad (2.12)$$

sendo

M_a : momento aplicado;

M_{cr} : momento de fissuração, proposto na ACI-318 (ACI, 2005).

Choi e Kim (2014) apresentaram um método analítico para lajes lisas submetidas a cargas verticais e horizontais simultaneamente. Este método foi desenvolvido para considerar a não linearidade física dos materiais estruturais. Os autores utilizaram o Método dos Elementos Finitos como base para a utilização da abordagem das rigidezes consideradas. Nos modelos estruturais, foram utilizados elementos de placa para as lajes, elementos lineares para os pilares e rótulas plásticas para a ligação laje-pilar. Isolando as diferentes solicitações da ligação, foram criados elementos de rótula plástica específicos para o cisalhamento, a flexão e a torção presentes na ligação.

Para validação da proposta, Choi e Kim (2014) compararam o método desenvolvido com outros métodos presentes na literatura e também a resultados experimentais. Com isso, chegaram à conclusão de que as equações propostas levaram a resultados mais próximos que os outros métodos nos protótipos testados. Por fim, indicam que, apesar dos resultados promissores, os preceitos recomendados ainda necessitam de avaliação em outras condições para uma validação total.

A ACI-318 (ACI, 2019), em seu item R6.3.1.1, afirma que podem ser feitas análises separadas, com diferentes definições de rigidez dos elementos para diferentes objetivos, como por exemplo a análise de deslocamentos e a análise de solicitações nos elementos estruturais.

Essa mesma norma define fatores para a redução do momento de inércia em análises elásticas de elementos de concreto armado, de forma a se levar em consideração suas deformações inelásticas. Para a análise de solicitações utilizando-se cargas fatoradas, a ACI-318 (ACI, 2019) recomenda a utilização de um fator de redução de momento de inércia para lajes lisas que resulta na consideração de 25% da inércia bruta da seção. Já para o cálculo de deslocamentos laterais imediatos, pode-se utilizar um momento de inércia com valor 1,4 vezes o utilizado na análise de solicitações com cargas fatoradas, nunca ultrapassando-se os valores da seção bruta. Assim, segundo a ACI 318 (ACI, 2019), as lajes lisas devem ser analisadas com um coeficiente de redução do momento de inércia

que resulta na utilização de 35% do valor da seção bruta para deslocamentos laterais imediatos. Já para os pilares, no mesmo tipo de análise, é recomendada a utilização de 98% do momento de inércia das seções transversais. Os valores utilizados neste trabalho para a consideração simplificada da não linearidade física do concreto segundo a ACI-318 (ACI, 2019) são apresentados na Tabela 2-3 a seguir.

Tabela 2-3 Reduções de rigidez para consideração de não linearidade física do concreto segundo a ACI-318 (ACI, 2019).

Elementos	Lajes	Pilares
I_{sec}	$0,35I_c$	$0,98I_c$

2.5.1.1 Hwang e Moehle (2000b)

Os autores deste trabalho tiveram como objetivo a avaliação de dois métodos de análise de estruturas compostas por lajes lisas submetidas a cargas horizontais e verticais simultaneamente. Os métodos avaliados foram o Método da Viga de Largura Efetiva (MVLE-B) desenvolvido por Banchik (1987) e do Método dos Pórticos Equivalentes da ACI-318 (ACI, 1995) (MPE-ACI). O autor levou em consideração a geometria da estrutura, os efeitos da ligação e também os efeitos da não linearidade física dos materiais utilizados. São apresentados parâmetros para a consideração da fissuração das lajes lisas em suas análises. Apresentam-se também modelos de análise que podem ser aplicados na prática comercial de projetos, validando-os por meio da comparação com resultados experimentais.

Utilizando dados experimentais previamente estudados, os autores afirmam que a rigidez elasto-plástica das lajes lisas não é um bom parâmetro para o cálculo do comportamento de lajes sem vigas. Mostrou-se neste trabalho que a rigidez da seção não fissurada é muito superior à rigidez que se obtém nos ensaios desse tipo de estrutura. A seguir, foram apresentadas fórmulas desenvolvidas para a previsão do comportamento de lajes lisas, recomendando a Equação 2.13 a seguir reproduzida:

$$\beta = 5 \frac{c}{l} - 0.1 \left(\frac{LL}{1915} - 1 \right) \geq \frac{1}{3} \quad (2.13)$$

sendo

β : fator de redução de rigidez devido à fissuração;

c: largura do pilar de seção quadrada;

l: vão da laje quadrada;

LL: carga acidental distribuída na laje, em valor de serviço, em Pa.

Buscando uma maior simplicidade e maior conservadorismo nos resultados, foi apresentada também uma fórmula simplificada, reproduzida na Equação 2.14.

$$\beta = 4 \frac{c}{l} \geq \frac{1}{3} \quad (2.14)$$

Após todas as análises o autor concluiu que tanto o MPE-ACI quanto o MVLE-B podem ser utilizados como base para a criação de modelos estruturais submetidos a cargas laterais no regime elástico, entretanto, elenca algumas ressalvas. Os estudos sobre o MVLE-B levaram à conclusão de que este levará a resultados de rigidez superiores à verdadeira rigidez elástica para estruturas com organização de pilares irregular, como variações no comprimento dos vãos ou em seções transversais dos pilares. Já para o MPE-ACI, os resultados indicaram que este método tende a levar a resultados de rigidez inferiores aos resultados reais.

2.6. Estudos numéricos com edifícios de grande porte

2.6.1. Feitosa e Alves (2015)

Os autores desta pesquisa avaliaram a estabilidade global de edifícios com lajes lisas de concreto protendido. Avaliando diferentes sistemas de contraventamento comumente utilizados nas construções brasileiras e também parâmetros de modelagem,

os autores utilizaram o *software* comercial CAD/TQS. Por meio desse, os autores desenvolveram modelos numéricos de estruturas fictícias para estudar a influência dos parâmetros modificados na estabilidade lateral do modelo estudado. Os parâmetros variados nos modelos foram a espessura das lajes, a geometria dos pilares, a rigidez das ligações laje-pilar, o coeficiente redutor de inércia para consideração das não linearidades físicas dos elementos, entre outros. Foi analisado um total de cinco modelos diferentes pelos autores.

Foi analisado o modelo de um edifício de ordem de esbelteza de um para quatro, com largura de 16 m e altura total de 64 m, com uma estrutura do projeto concebida de forma duplamente assimétrica. Para a análise da estabilidade global dos modelos propostos, foi utilizado o parâmetro γ_z e os deslocamentos calculados no topo do edifício, sendo ambos calculados para as duas direções principais da estrutura.

O trabalho utilizou dois modelos de análise da estrutura para os cálculos, sendo estes o Modelo IV e o Modelo VI. Tais modelos são duas maneiras diferentes de análise de estruturas, estando ambos presentes no CAD/TQS e disponíveis para a utilização comercial no programa. No Modelo IV, os pavimentos do modelo são considerados a partir de grelhas de forma isolada, considerando-se os pilares apenas como molas nos locais de apoio, fazendo com que cada pavimento seja analisado de forma independente dos outros. Já no Modelo VI, todas as lajes de todos os pisos são parte integrante do modelo de pórtico espacial criado numericamente, fazendo com que todos os elementos sejam calculados como uma só estrutura.

Após a análise de todos os modelos do trabalho, os autores chegaram à conclusão de que o aumento da espessura das lajes do edifício aumentou a estabilidade lateral da estrutura. Concluíram também que a utilização de um modelo estrutural que não leva em conta a contribuição das lajes lisas protendidas na rigidez lateral da estrutura é inadequado, podendo inclusive mostrar uma concepção estrutural como inviável de forma equivocada.

2.6.2. Feitosa (2016)

O autor desta pesquisa estudou diversos conceitos da estabilidade global de estruturas de concreto protendido, sendo o seu maior foco as edificações com lajes lisas. Com esse objetivo em mente, foi feita então uma análise da influência de diversos

critérios e parâmetros de projeto adotados no cálculo da estabilidade global de edifícios com lajes lisas. Para a avaliação da influência de tais parâmetros e critérios de projeto, estes foram alterados em diferentes modelos, fazendo assim com que os efeitos de suas alterações fossem percebidos nos resultados finais das análises.

Por meio de modelos numéricos criados no software comercial CAD/TQS versão 17.12, o autor utilizou uma comparação direta dos deslocamentos laterais e dos parâmetros α e γ_z , calculados para cada um dos edifícios modelados. Entre as modificações realizadas nos modelos, tem-se a consideração da rigidez à flexão transversal das lajes, a modificação da espessura das lajes, a mudança do coeficiente redutor de inércia para consideração da não linearidade física dos elementos e o aumento da espessura de núcleos rígidos da estrutura.

O autor pôde concluir que, ao se analisar edifícios de esbelteza elevada com ausência de vigas, a estabilidade global do edifício se torna um ponto crítico no projeto. Conclui também que, principalmente no projeto de edifícios de lajes lisas, a consideração da rigidez à flexão transversal das lajes tem uma considerável influência na estabilidade lateral desses edifícios, e que a não consideração desta rigidez pode levar a uma grande dificuldade em se projetar um edifício que seja compatível com o projeto arquitetônico e estável lateralmente, e leva também a consideráveis acréscimos no uso de materiais estruturais. Tendo em vista esta importância da rigidez da laje, foi verificado que um aumento na espessura das lajes dos edifícios gera, conseqüentemente, uma melhora na rigidez lateral dos edifícios.

Com a modificação da espessura dos núcleos rígidos nos modelos, o autor chegou à conclusão de que, atualmente para um projeto otimizado de estruturas, não só os elementos estruturais de grande rigidez devem ser levados em conta na análise da rigidez lateral de uma edificação, mas sim todos os pilares, incluindo os de menor rigidez. A possibilidade desta evolução na análise estrutural é atribuída à grande capacidade de processamento disponível nos computadores atualmente.

2.6.3. Avilla (2016)

A autora desta pesquisa teve como objetivo principal trazer à luz a maior precisão das análises por meio de modelos tridimensionais quanto à estabilidade e à deslocabilidade lateral de estruturas de múltiplos andares sem vigas. Para isso, foram

desenvolvidos diversos modelos numéricos de estruturas reais e fictícias por meio do *software* comercial CAD/TQS versão 18.16.12. As estruturas fictícias estudadas foram modelos de estruturas com lajes lisas e pilares alinhados, estruturas com lajes lisas e pilares desalinhados e estruturas compostas por lajes lisas, pilares e núcleos rígidos. Foram estudados também dois edifícios reais, sendo um com lajes lisas nervuradas e outro com um sistema convencional, aporticado, com vigas em toda a sua estrutura.

Para uma mesma concepção estrutural, mais de uma forma de consideração numérica das estruturas foi utilizada, de forma se comparar os resultados obtidos para uma mesma estrutura. Foram utilizadas até três considerações diferentes, sendo duas delas já presentes no CAD/TQS, e uma terceira uma complementação de um dos métodos já presentes. Utilizaram-se nas análises o Modelo IV, o Modelo VI, e também o Modelo IV com modificações criadas pela autora. Nas análises por meio do Modelo IV modificado, foram utilizadas vigas-faixa ligando os pilares, de forma a se criar o comportamento aporticado que acontece nas estruturas sem vigas, mesmo este comportamento aporticado sendo menor que o de sistemas convencionais.

Por meio dos resultados obtidos, a autora chegou à conclusão de que as estruturas analisadas por meio do modelo IV sem modificações não apresentavam rigidez suficiente, fazendo com que a estrutura não resistisse aos carregamentos laterais de forma adequada, o que é um comportamento irreal. Já para o modelo IV modificado, a autora concluiu ser utilizável, porém a largura das vigas-faixa a serem utilizadas têm relação direta com a rigidez da estrutura, exigindo assim grande cuidado na consideração da rigidez dos elementos de ligação entre os pilares. O modelo VI foi tido como uma forma mais adequada de análise, tendo em vista que todos os elementos da estrutura trabalham de forma solidária.

Quanto ao comportamento da estrutura com lajes lisas apoiadas em pilares desalinhados, o trabalho realizado trouxe a conclusão de que o desalinhamento dos pilares não trouxe grande interferência no comportamento da estrutura em nenhum dos modelos criados, se comparados com os modelos de pilares alinhados.

2.6.4. Gutierre (2016)

O autor desta dissertação teve como objetivo principal a análise da participação das lajes na estabilidade global de edifícios. A avaliação englobou edifícios com diversas concepções estruturais, além de diferentes considerações para o cálculo de um mesmo sistema estrutural adotado. No trabalho, por meio do cálculo do parâmetro α e do coeficiente α_z dos modelos, foi analisada a influência das lajes na estabilidade global das estruturas modeladas, analisando-se também as estruturas por meio do processo P-Delta. Foram feitas verificações quanto aos deslocamentos calculados nos modelos para o estado limite de serviço, além de uma análise dos momentos fletores nas fundações dos edifícios modelados.

Na modelagem, análise e dimensionamento das estruturas estudadas, foi utilizado o *software* comercial SAP2000, que é baseado no Método dos Elementos Finitos. Para a modelagem das estruturas, os pilares foram considerados como elementos de barra, ligados em apenas um nó da laje. Foram criados cinco *layouts* de pilares diferentes, tendo cada *layout* suas próprias variações, como diferentes sistemas de laje e diferentes considerações na modelagem da estrutura no SAP2000, totalizando-se assim 11 modelos diferentes.

Por meio desta pesquisa, o autor pôde concluir que nas estruturas contraventadas por pórticos, a laje teve pouca ação na estabilização lateral das estruturas. Já nas estruturas que não têm uma organização aporticada, as lajes têm uma importante função no desempenho de uma estrutura quanto aos carregamentos laterais, contribuindo significativamente na estabilidade lateral. Em algumas análises, a consideração das lajes foi imprescindível na estabilização da construção. Foi concluído também que a representação da ligação laje-pilar tem forte influência na rigidez da estrutura analisada, porém parâmetros de escolha na modelagem não foram fornecidos.

3 METODOLOGIA E MODELAGEM NUMÉRICA

Tendo em vista a utilização corrente de estruturas com lajes lisas no Brasil, o presente trabalho tem o objetivo de avaliar o comportamento de diferentes concepções numéricas de uma mesma estrutura composta por lajes lisas. Para isso, serão utilizados como base os resultados experimentais do ensaio realizado por Fick (2008), apresentado no item 3.1 a seguir. Tendo como referência tal trabalho experimental, foram desenvolvidos diversos modelos estruturais por meio de *softwares* comerciais baseados no Método dos Elementos Finitos, SAP2000 (CSI, 2013), e Abaqus/CAE (ABAQUS, 2014).

Os modelos criados no SAP2000 foram feitos com diferentes considerações nas ligações laje-pilar, para a avaliação dos efeitos destas na estabilidade global da estrutura. Foram analisadas também diferentes considerações na rigidez dos elementos estruturais, de forma a se avaliar a influência da não linearidade física do concreto na estabilidade global da estrutura.

Já os modelos criados por meio do Abaqus/CAE foram criados com uma única consideração de ligação laje-pilar, mas com modelos constitutivos lineares e não-lineares do concreto, conforme será explicado mais à frente.

3.1 Fick (2008)

Neste trabalho, uma tese de doutorado desenvolvida na Purdue University, o autor estudou a resposta de estruturas com lajes lisas em concreto armado submetidas a carregamentos gravitacionais e laterais simultaneamente. Para isso, foi construída, instrumentada e ensaiada uma estrutura em escala real com três pavimentos em lajes lisas de concreto armado, com pilares de seção quadrada de mesmo material. Com a estrutura construída foi realizado um ensaio no qual o protótipo foi submetido a carregamentos verticais e horizontais simultaneamente, de forma a se determinar o seu comportamento quando submetido a estas solicitações. As lajes não tinham armaduras específicas para punção, apenas armaduras longitudinais de flexão.

3.1.1 Geometria do protótipo

Por ter sido desenvolvida nos EUA, a estrutura criada para a pesquisa foi descrita no sistema inglês de medidas. Por isso, todas as medidas foram convertidas para o sistema métrico para a sua descrição neste trabalho e para o desenvolvimento de modelos utilizados na presente pesquisa. Com três lajes acima do solo e seis pilares quadrados, a estrutura tinha 9,14 m de largura e 15,24 m de comprimento, conforme ilustrado na planta de formas da Figura 3-1.

Com 3,05 m de distância entre os eixos centrais das lajes, a vista lateral da estrutura é apresentada na Figura 3-2, que também ilustra a nomenclatura de cada um de seus níveis. Por meio dos desenhos apresentados, vê-se que as lajes têm um vão interno de 6,1 m, medidos de centro a centro dos pilares, e balanços externos com vãos de 1,52 m em todos os lados da estrutura. Nessas figuras pode-se verificar além da geometria, a orientação Norte da estrutura durante o ensaio, que terá grande importância na sua descrição.

Com a estrutura já construída e o concreto já em sua resistência máxima, foram instalados seis atuadores hidráulicos para o ensaio de cargas horizontais, sendo dois atuadores por pavimento, conforme os desenhos das Figuras 3-3 e 3-4. Os atuadores foram fixados em uma parede rígida, o que possibilitou a criação das reações necessárias para o ensaio. Para a transferência do carregamento dos atuadores para a estrutura, cada um dos atuadores foi fixado a quatro pontos diferentes da laje, conforme ilustrado na Figura 3-3.

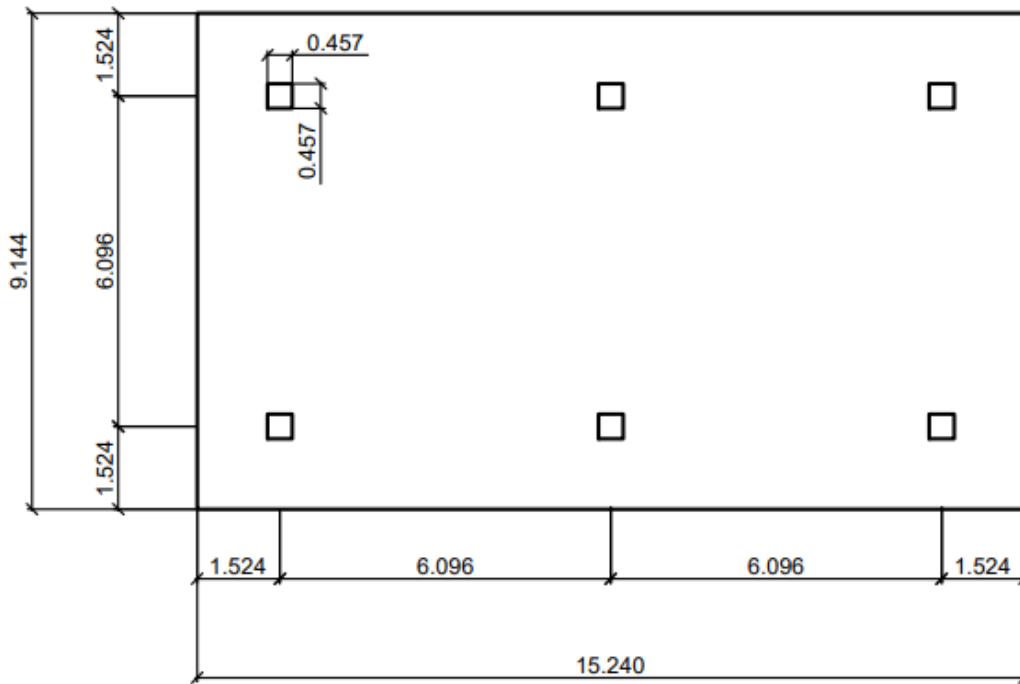


Figura 3-1 – Planta de formas da estrutura, com cotas transformadas para o Sistema Métrico, com dimensões em metros. Adaptado de Fick (2008).

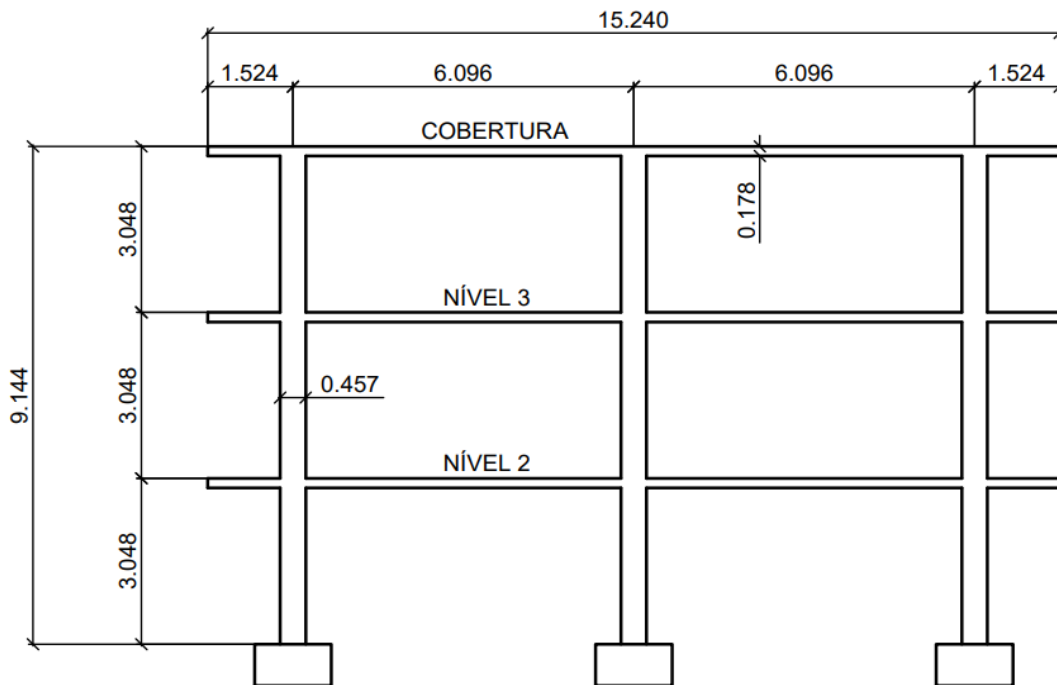


Figura 3-2 – Vista lateral da estrutura, com cotas transformadas para o Sistema Métrico, com medidas em metros. Adaptado de Fick (2008).

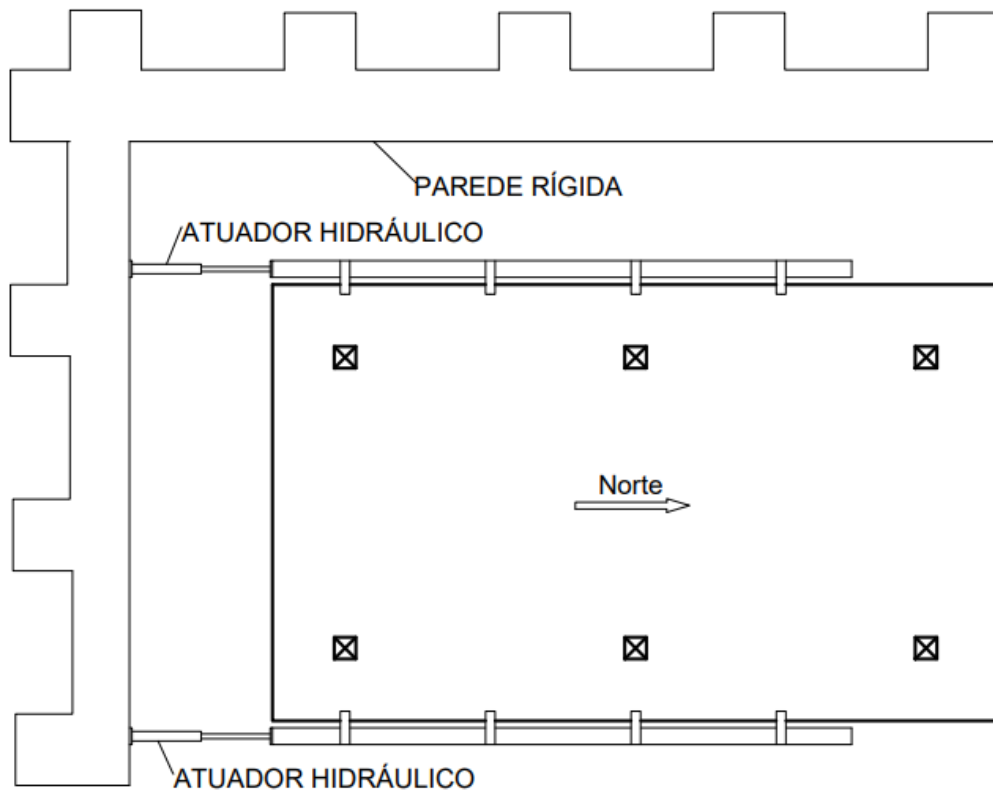


Figura 3-3 – Vista em planta do sistema de ensaio. Adaptado de Fick (2008).

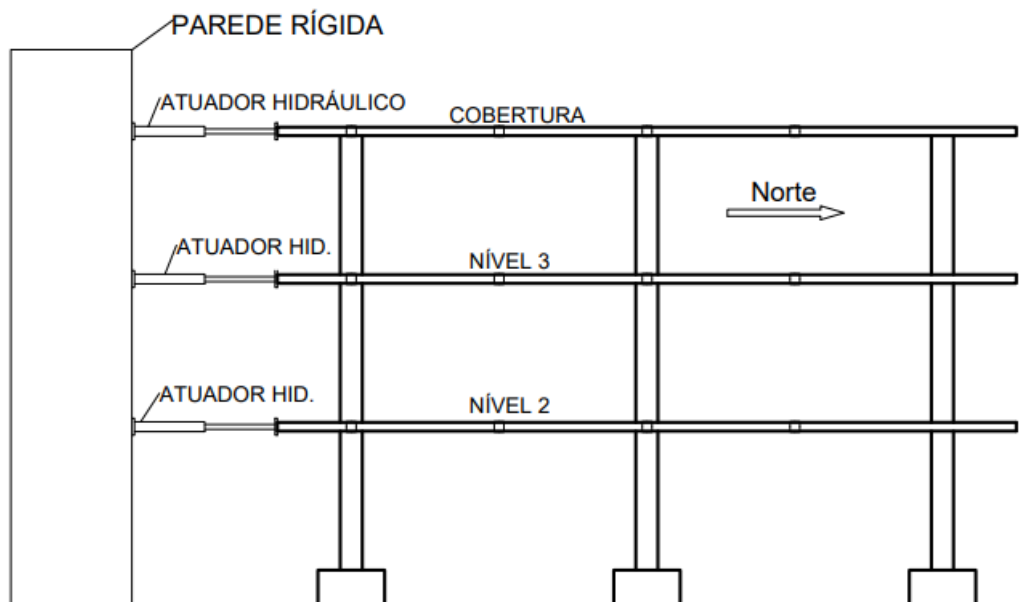


Figura 3-4 – Vista em lateral do sistema de ensaio utilizado. Adaptado de Fick (2008).

3.1.2 Características do concreto

A descrição completa das características do concreto utilizado é mostrada no Apêndice A deste trabalho. Para o $f'c$ foi considerado o valor de 27,58 MPa, já para a massa específica do concreto considerou-se no ensaio o valor de 2403 kg/m³, convertida para o sistema métrico.

3.1.3 Cargas solicitantes do ensaio

As cargas verticais, às quais a estrutura foi submetida, foram cargas estáticas e sem qualquer modificação durante todo o processo. Além do peso próprio foram postos barris de água distribuídos uniformemente na área da laje, de forma a se representar um carregamento distribuído. Foram distribuídos em cada laje 40 barris, conforme representado na Figura 3-5, sendo que cada barril tinha 208,2 l de água. Dessa forma, o carregamento distribuído representado foi de 0,64 kN/m².

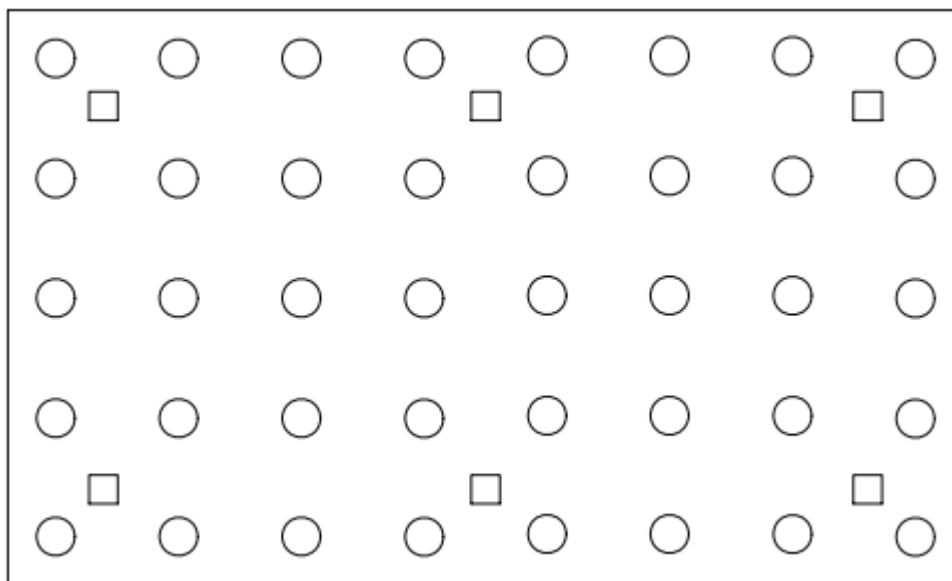


Figura 3-5 – Distribuição dos barris com água na estrutura. Fonte: Fick (2008).

As cargas horizontais foram aplicadas de forma cíclica quase estática, sendo aplicadas no sentido norte e em seguida no sentido sul da estrutura, ambas com taxas de deslocamento no nível COBERTURA idênticas em cada ciclo. Para o ensaio feito, as cargas horizontais criadas seguiram um padrão pré-definido, de forma que todos os

carregamentos laterais impostos tivessem uma relação matemática entre si. No nível COBERTURA, dois atuadores hidráulicos produziam uma força P de valor controlado por meio do deslocamento. Simultaneamente no NÍVEL 3, uma força de valor $2P/3$ calculada por meio de uma medição da força P foi aplicada por meio de dois atuadores hidráulicos independentes. Já no NÍVEL 2 uma força de valor $P/3$, que também teve o valor a ser aplicado obtido por meio de uma medição da força P no Nível COBERTURA, foi aplicada simultaneamente às outras forças horizontais. Dessa forma uma distribuição linear de forças horizontais foi aplicada na estrutura, conforme ilustrado na Figura 3-6, que mostra a razão de distribuição das cargas laterais aplicadas no ensaio.

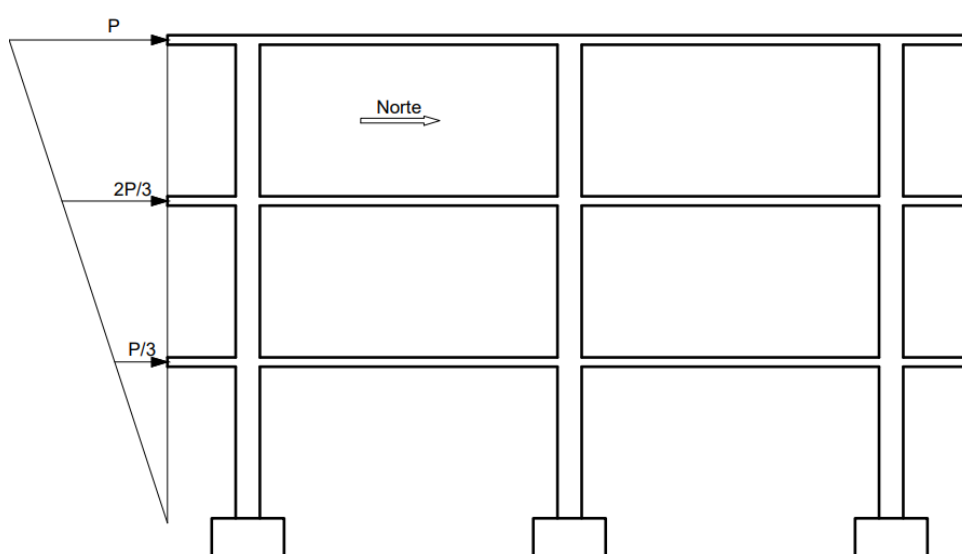


Figura 3-6 – Distribuição das cargas laterais do ensaio. Adaptado de Fick (2008).

3.1.4 Etapas do ensaio

Para a pesquisa, o autor adotou o conceito de taxa de deslocamento, que é basicamente o valor do deslocamento lateral obtido no ensaio dividido pela altura do ponto no qual esse deslocamento foi medido em relação ao solo. O principal ponto de medição da taxa de deslocamento no ensaio foi o nível COBERTURA, que é o mais alto dos níveis.

Para a aplicação das cargas laterais no ensaio, as taxas de deslocamento no nível COBERTURA foram pré-determinadas, de forma que o ensaio tivesse quatro etapas, sendo o primeiro ciclo com taxa de 0,2%, o segundo ciclo com taxa de 0,4%, o terceiro

com 1,5% e o quarto com taxa de 3,0%. Os atuadores foram acionados até que as cargas aplicadas fizessem com que as taxas determinadas de deslocamento fossem alcançadas, considerando-se sempre a razão entre as forças aplicadas, mostradas na Figura 3-6.

3.1.5 Resultados

Em cada um dos quatro ciclos, as forças laterais aplicadas na estrutura foram registradas na forma de reação horizontal total na base do edifício. Detalhes de todas as etapas são fornecidos no Apêndice A. Neste item são mostrados os resultados apenas do primeiro ciclo de carregamentos do ensaio, que foram o utilizados na presente pesquisa e que são mostrados nas Tabelas 3-1 a 3-3.

Tabela 3-1 – Deslocamento, taxa de deslocamento e reação horizontal total. Adaptado de Fick (2008).

Ciclo	Taxa de deslocamento (%)	Deslocamento (in.)	Deslocamento (m)	Reação horizontal total (kip)	Reação horizontal total (kN)
1°	0,2	0,7	0,0175	54	240,204

Tabela 3-2 – Reação horizontal na base e deslocamentos laterais do ensaio. Adaptado de Fick (2008).

Ciclo	Reação horizontal na base (kN)		Deslocamento no nível COBERTURA (m)		Taxa de deslocamento no nível COBERTURA
	Sentido Norte	Sentido Sul	Sentido Norte	Sentido Sul	
1° Ciclo	231,31	-240,2	0,0175	-0,0175	0,2%

Tabela 3-3 – Deslocamentos laterais e reação horizontal por pavimento. Adaptado de Fick (2008).

Ciclo	Pavimento	Reação horizontal no pavimento (kN)		Desloc. Lateral relativo entre pavimentos (m)		Desloc. Lateral no Pav. (%)	Taxa de desloc. Do ensaio (%)
		Sentido Norte	Sentido Sul	Sentido Norte	Sentido Sul		
1º Ciclo	3	40,034	-40,034	0,00584	-0,00584	0,19	0,2
	2	155,69	-160,136	0,00711	-0,00711	0,23	
	1	231,30	-240,2	0,00457	0,00483	0,16	

3.2 O software Abaqus/CAE

O Abaqus/CAE é um programa de análise por meio do Método dos Elementos Finitos. Usado para a análise de estruturas, esse *software* tem uma grande biblioteca de elementos e diversas funcionalidades. Nessas, incluem-se ferramentas para a análise de sistemas estruturais utilizando-se o comportamento dos materiais segundo as equações constitutivas de cada um deles, de forma a se estudar as tensões e deformações específicas de uma maneira mais precisa. O Abaqus/Implicit foi utilizado nas análises aqui mostradas.

Para o concreto dos modelos desenvolvidos, foram utilizados elementos sólidos do tipo C3D20R, que são elementos hexaédricos, com 20 nós cada, sendo cada nó com três graus de liberdade de translação. Os elementos C3D20R têm uma função de forma quadrática, com pontos de integração reduzida, organizados em 2x2x2, conforme a Figura 3-7 (KASHANI, 2017).

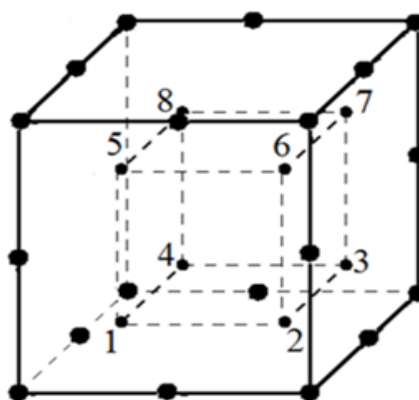


Figura 3-7 – Elemento sólido C3D20R, com 20 nós e 8 pontos de integração. Adaptado de Kashani (2017).

Para as armaduras presentes na estrutura, foram utilizados elementos lineares do tipo T3D2, considerados contidos no concreto e com uma aderência perfeita entre o aço e o concreto. Os elementos T3D2 possuem também 3 graus de liberdade, sendo todos de translação.

3.2.1 Unidades

O *software* ABAQUS/CAE não tem um sistema de unidades pré-definido, por isso, deve-se utilizar sempre um sistema de unidades consistente. Nos modelos representados, utilizou-se milímetros para os comprimentos, Newtons para as forças, toneladas para as unidades de massa e todas as outras unidades foram derivadas destas três.

3.3 Modelagem da Não Linearidade Física dos materiais

3.3.1 Concreto

Buscando-se a melhor aproximação possível do comportamento não linear dos materiais, foram definidos os comportamentos do concreto à tração e à compressão uniaxiais. Para que os resultados dos ensaios de resistência apresentados pudessem ser utilizados, foi preciso estabelecer uma relação entre as resistências apresentadas (que estão de acordo com os padrões da ACI-318 (ACI, 2005)) e a resistência de acordo com os padrões do *fib* Model Code 2010 (2013) e da NBR 6118 (ABNT, 2014). Para definir esta relação, foi utilizado o resultado apresentado no trabalho de Souza e Bittencourt (2003).

A partir do comportamento uniaxial, foram modelados também o seu comportamento quando submetido a tensões biaxiais e triaxiais. Diversos parâmetros de modelagem foram obtidos por meio do trabalho de Santos Jr. (2019), que modelou com sucesso ensaios experimentais de ligações laje lisa-pilar isoladas, submetidas a carregamentos horizontais e verticais.

3.3.1.1. Tração uniaxial

O comportamento do concreto submetido à tração foi definido a partir de uma relação tensão x deformação específica, utilizando-se para isso a equação apresentada em Wang e Hsu (2001) *apud* Santos Jr. (2019). Essa relação é dividida em dois trechos diferentes, conforme está mostrado na Equação 3.1.

$$\sigma_t = E_{ci} \varepsilon_t \quad \text{se } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{ctm} \quad (3.1)$$

$$\sigma_t = f_{ctm} \left(\frac{\varepsilon_{ctm}}{\varepsilon_t} \right)^n \quad \text{se } \varepsilon_t > \varepsilon_{ctm}$$

sendo

σ_t : tensão de tração no concreto;

f_{ctm} : tensão máxima de tração no concreto, definida na Equação 3.2;

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial (tangente) do concreto;

$\varepsilon_{ctm} = f_{ctm}/E_{ci}$, a deformação específica associada à tensão máxima de tração no concreto;

n : parâmetro de calibração do amolecimento no concreto tracionado (adotado como $n = 1$);

ε_t : deformação específica total de tração no concreto;

$$f_{ctm} = 0,33f_{cm}^{1/2} \quad (3.2)$$

sendo f_{cm} a resistência média à compressão do concreto.

A deformação específica inelástica devido à tração foi definida a partir da Equação 3.3, apresentada a seguir.

$$\varepsilon_t^{in} = \varepsilon_t - \sigma_t E_{ci}^{-1} \quad (3.3)$$

A curva relacionando as tensões e deformações específicas de tração utilizada no trabalho é apresentada na Figura 3-8. Para a inserção da relação tensão x deformação específica na modelagem do Abaqus/CAE, deve-se utilizar esta relação entre tensões e deformações específicas inelásticas. Tendo como base a relação ilustrada na Figura 3-8, utilizando-se a Equação 3.3, a curva inserida na modelagem é mostrada na Figura 3-9, que foi inserida no programa por meio de pontos do gráfico, discretizada em 10 pontos.

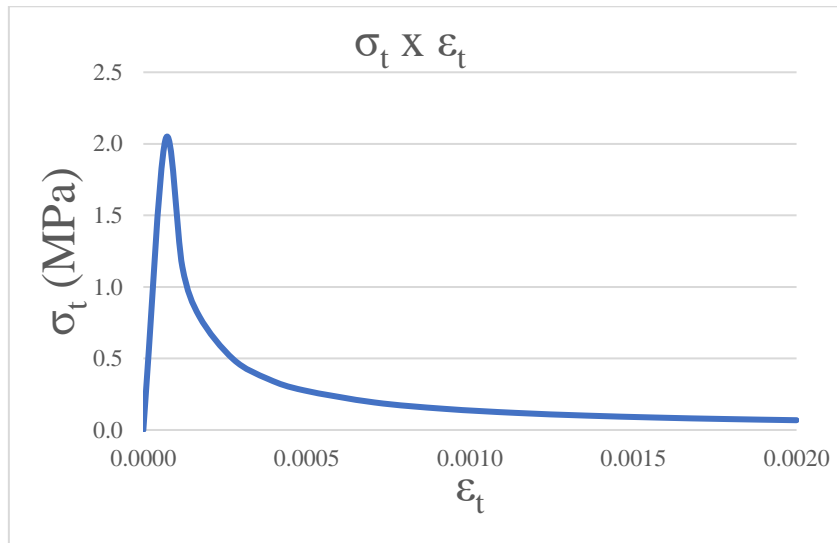


Figura 3-8 – Relação tensão x deformação específica total de tração do material modelado.

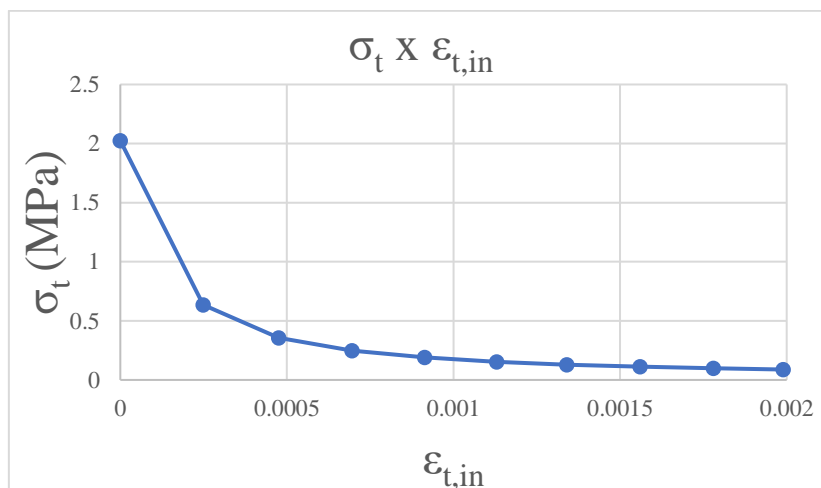


Figura 3-9 – Diagrama tensão-deformação específica inelástica de tração do concreto modelado.

3.3.1.2 Compressão uniaxial

O comportamento do concreto à compressão uniaxial foi modelado por meio de equações constitutivas do concreto apresentadas pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1993) e pelo *fib* Model Code 2010 (2013). Tal relação tensão-deformação específica foi definida por meio de duas equações, uma do início do carregamento até o pico de tensão, e outra do pico de tensão em diante. A expressão matemática apresentada na Equação 3.4, retirada dos Códigos citados, define o comportamento inicial do concreto.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{\left(\frac{E_{c1}}{E_c} \right) \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left(\frac{E_{c1}}{E_c} - 2 \right) \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)} \right) \quad \text{para } |\epsilon_c| < |\epsilon_{c,lim}| \quad (3.4)$$

sendo

σ_c : tensão de compressão no concreto;

ϵ_c : deformação específica total de compressão no concreto;

ϵ_{c1} : deformação específica de compressão relativa à máxima tensão de compressão;

E_{c1} : módulo de elasticidade secante do concreto;

$\epsilon_{c,lim}$: deformação específica correspondente ao limite da aplicabilidade da equação.

Para o trecho descendente da curva, foi utilizada uma equação de aproximação linear da curva, obtida no CEB-FIP Model Code 1990 (1993), apresentada na Equação 3.5.

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{if}} = - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \cdot \frac{0,8}{n_a - 1} + \frac{n_a - 0,2}{n_a - 1} \quad \text{para } |\epsilon_{c1}| < |\epsilon_c| < |n\epsilon_{c1}| \quad (3.5)$$

sendo

σ_{if} : tensão máxima de compressão uniaxial no concreto;

n_a : coeficiente que descreve a deformação específica de ruptura completa do concreto, adotado com valor igual a 2 neste trabalho.

A Figura 3-10 ilustra a relação tensão x deformação específica normalizada pelo f_{cm} , com ambas as equações descritas acima. Já a Figura 3-11 mostra a curva tensão x deformação específica total. Assim como para a tração, o comportamento à compressão do concreto deve ser inserido no Abaqus por meio da relação da tensão com as deformações específicas inelásticas, que são definidas por meio da Equação 3.6.

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \sigma_c E_{ci}^{-1} \quad (3.6)$$

sendo ε_c^{in} a deformação específica inelástica de compressão no concreto.

Utilizando a Equação 3.6, a Figura 3-12 mostra a relação tensão x deformação específica inelástica inserida no Abaqus, que foi discretizada em 17 pontos para a definição dos valores no programa. Vale salientar que os gráficos das Figuras 3-10 a 3-12 estão com os valores apresentados em módulo.

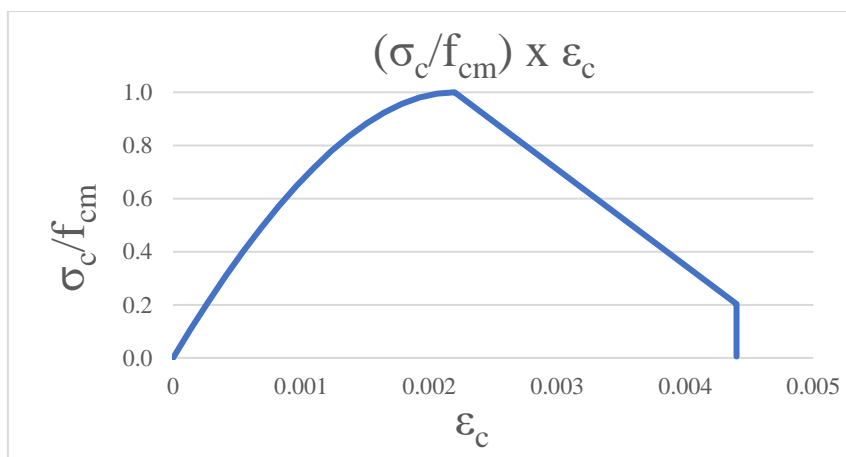


Figura 3-10 – Gráfico tensão x deformação específica, com tensão normalizada pelo f_{cm} .

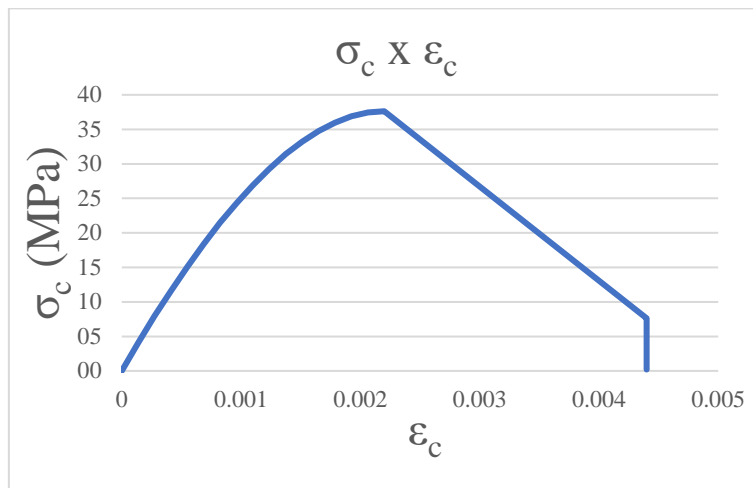


Figura 3-11 – Relação tensão x deformação específica total do concreto.

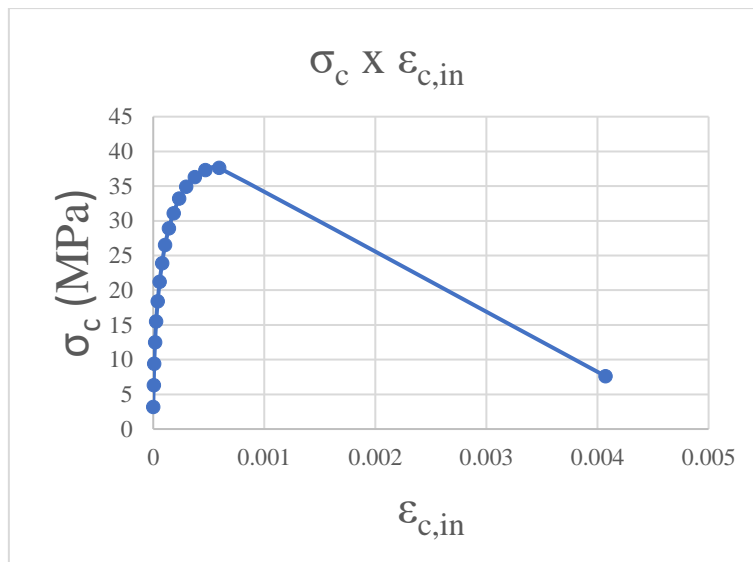


Figura 3-12 – Relação tensão x deformação específica inelástica do concreto.

3.3.2 Modelo de Danos do Concreto

O Abaqus tem um modelo baseado no dano plástico do concreto para uma determinação mais próxima do comportamento não linear deste material. Tal abordagem é chamada no programa de Concrete Damaged Plasticity (CDP). O modelo utilizado, desenvolvido por Lubliner *et al.* (1989) e com modificações propostas por Lee e Fenves (1998), utiliza a mecânica do dano para reproduzir a diminuição da rigidez do concreto de acordo com suas solicitações.

Segundo o ABAQUS (2014) as principais falhas do concreto são assumidas numericamente como sendo fissuras de tração para os elementos tracionados e o esmagamento do concreto nas partes comprimidas. No CDP considera-se que a resposta da compressão e da tração uniaxiais do concreto são caracterizadas por um comportamento plástico, que tem como principal variável os parâmetros de dano.

3.3.2.1 Parâmetros de danos do concreto

Para os parâmetros de danos das solicitações de tração, o Abaqus considera a relação tensão x deformação específica de acordo com a Figura 3-13. A partir da origem até a tensão de ruptura do concreto (σ_{t0}), considera-se o material como elástico-linear. Após a tensão de ruptura, o material sofrerá deformações específicas inelásticas, perdendo sua rigidez gradualmente de acordo com as deformações presentes.

Para a definição da degradação da rigidez do concreto à tração, utiliza-se o parâmetro de dano à tração (d_t), ilustrado na Figura 3-13. O parâmetro d_t , dentro da equação apresentada, representa o ângulo da curva tensão x deformação específica caso o material seja descarregado em determinado ponto da curva. O valor de tal parâmetro pode variar de 0 a 1, sendo 0 para um concreto sem nenhum dano, e 1 sendo um concreto completamente danificado, sem qualquer recuperação das deformações ao ser descarregado. Sendo E_{ci} a rigidez elástica inicial do concreto, a tensão de tração será definida a partir da Equação 3.7.

$$\sigma_t = (1-d_t) \cdot E_{ci} \cdot (\epsilon_t - \epsilon_t^{pl}) \quad (3.7)$$

O cálculo do parâmetro de dano à tração do concreto foi feito por meio da expressão matemática criada por Mahmud *et al.* (2013), apresentada na Equação 3.8. Por meio dessa, chegou-se à curva de dano à tração inserida no modelo, que é apresentada na Figura 3-14, discretizada em 10 pontos para a inserção dos dados no Abaqus.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \quad (3.8)$$

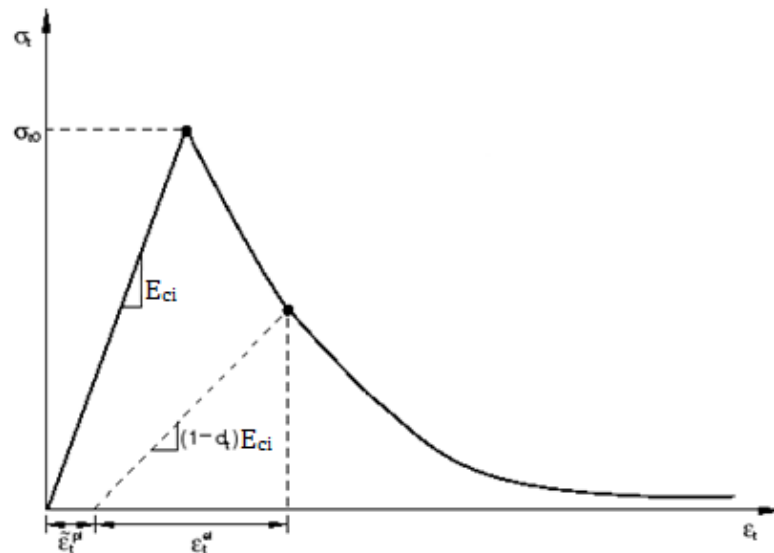


Figura 3-13 – Resposta do concreto ao carregamento uniaxial de tração. Adaptado de ABAQUS (2014).

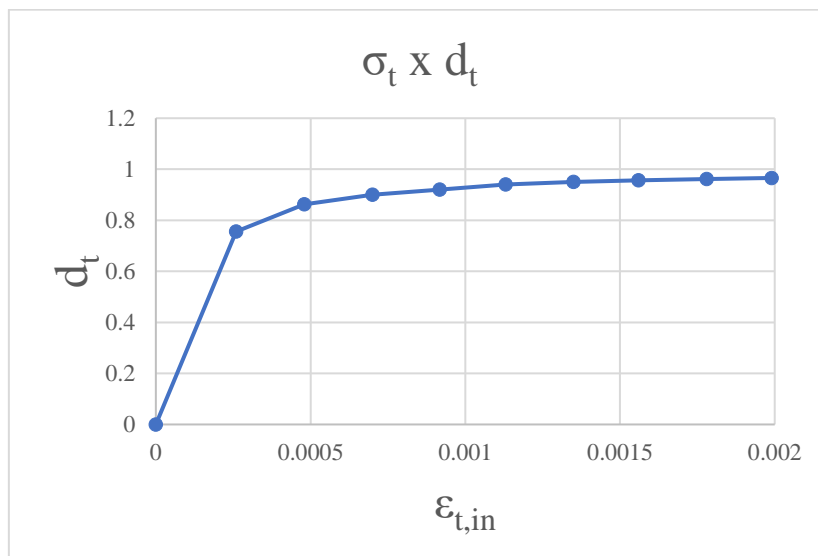


Figura 3-14 – Curva de danos à tração do concreto.

Também para as solicitações de compressão uniaxial, considera-se para os danos a resposta do concreto inicialmente como linear-elástica, sendo as deformações específicas inelásticas adicionadas de acordo com as definições no modelo. A partir do ponto onde existirem deformações inelásticas, conforme definido no item, 3.3.1.2 as deformações não mais obedecerão apenas ao módulo de elasticidade do concreto, mas também às definições de deformações específicas inelásticas inseridas. Da mesma forma que o parâmetro d_t funciona para o comportamento à tração, o parâmetro de dano d_c determina os danos do concreto quando este está submetido a tensões compressivas. A

Figura 3-15 mostra graficamente o comportamento do concreto considerando os danos. Assim, a relação tensão-deformação específica de descompressão utilizada nos cálculos do Abaqus obedecerá ao comportamento apresentado na Equação 3.9.

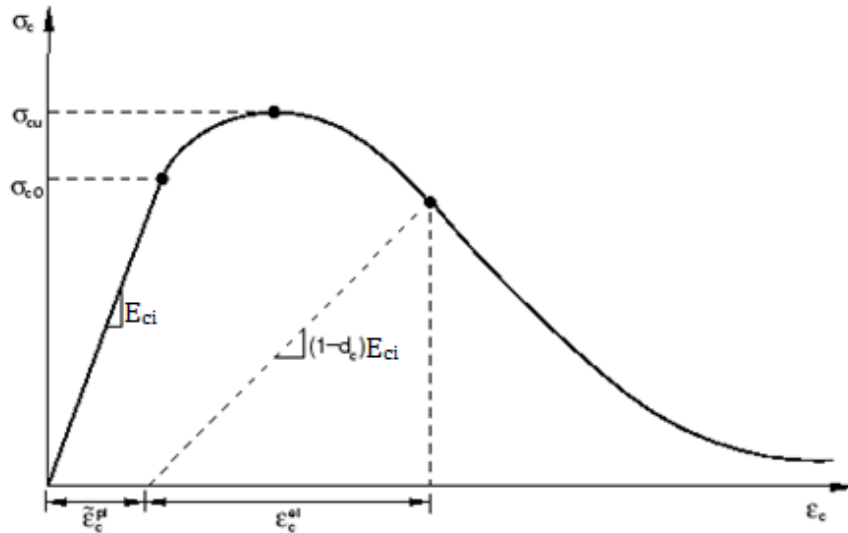


Figura 3-15 – Resposta do concreto ao carregamento uniaxial de compressão. Adaptado de ABAQUS (2014).

$$\sigma_c = (1-d_c) \cdot E_{ci} \cdot (\epsilon_c - \epsilon_c^{pl}) \quad (3.9)$$

sendo ϵ_c^{pl} a deformação específica plástica de compressão no concreto.

Baseando-se no trabalho de Birtel e Mark (2006), a curva que define o parâmetro de dano à compressão do concreto foi definida segundo a Equação 3.10. A representação gráfica dos dados utilizados no modelo para os danos à compressão do concreto são mostrados na Figura 3-16.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_{ci}^{-1}}{\epsilon_c^{pl} \cdot \left(\frac{1}{b_c} - 1\right) + \sigma_c \cdot E_{ci}^{-1}} \quad (3.10)$$

sendo b_c a constante de proporção entre as deformações específicas plásticas e as deformações específicas inelásticas do concreto, adotada com um valor de 0,7, segundo Birtel e Mark (2006).

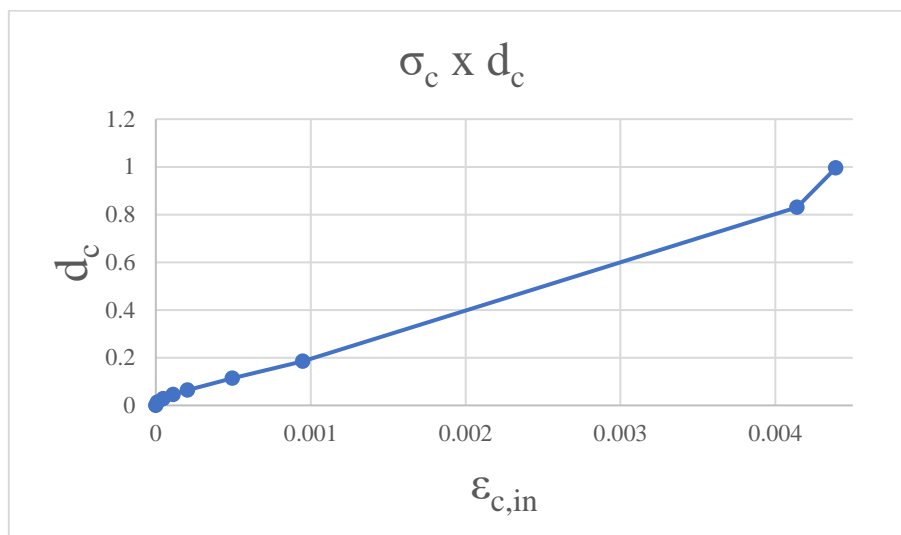


Figura 3-16 – Curva de dano à compressão do concreto.

Além dos parâmetros já ilustrados e definidos, o CDP exige também a definição de cinco outros parâmetros para a correta representação do comportamento do concreto analisado. Esses devem ser definidos a partir de estudos disponíveis sobre o material, baseando-se em bibliografias confiáveis e alguns devem contar, além disso, com ajustes do modelo de acordo com os resultados experimentais de validação utilizados.

3.3.2.2. Ângulo de Dilatância e Excentricidade (ψ e ϵ)

Segundo Malm (2009), o concreto pode ter mudanças significativas em seu volume quando é sujeito a estados avançados de deformações específicas inelásticas, processo este chamado de dilatância. Para a determinação da relação tensão-deformação específica no campo das deformações inelásticas e da dilatância do concreto, a modelagem por meio do CDP utiliza a função hiperbólica de Drucker-Prager, por meio de uma equação aproximada.

A Equação 3.11 apresenta a função de fluxo potencial, utilizada no CDP, ilustrada graficamente por meio da Figura 3-17.

$$G = \sqrt{(\epsilon \cdot \sigma_{t0} \cdot \tan \psi)^2 + q^2} - p \cdot \tan \psi \quad (3.11)$$

sendo

ψ : ângulo de dilatância;

σ_{t0} : tensão resistente de sollicitação à tração do concreto;

ϵ : excentricidade da superfície potencial plástica.

O ângulo de dilatância (ψ) é interpretado graficamente como o ângulo entre a direção do incremento de deformação plástica ($d\epsilon^{pl}$) e a vertical. Segundo Guerra (2017), pode-se interpretar fisicamente essa variável como o ângulo de atrito do concreto, podendo este ser medido apenas para grandes pressões de confinamento. Isso acontece pois a tendência da função hiperbólica é se aproximar de forma assintótica da função potencial plástica linear, criando assim um paralelismo quase perfeito entre as curvas para maiores tensões de confinamento.

Segundo Malm (2009), o ângulo de dilatância do concreto (ψ) pode variar entre 25° e 40°. Para a modelagem feita neste trabalho, o ângulo de dilatância foi adotado com um valor de 25°.

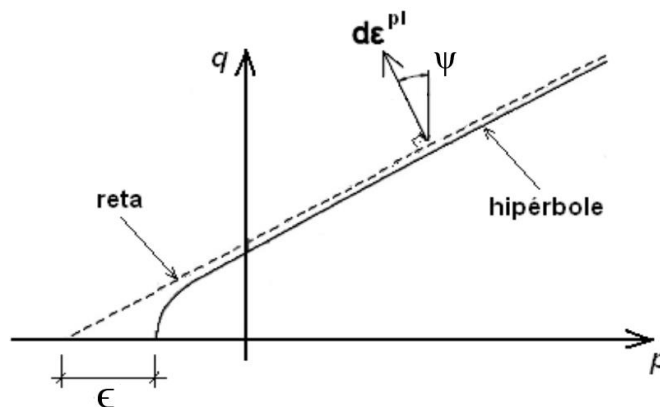


Figura 3-17 – Função potencial plástica hiperbólica e linear no plano meridional. Adaptado de SARTURI (2014).

Conforme afirma ABAQUS (2014), o parâmetro de excentricidade da superfície potencial plástica (ϵ) define a taxa com que a função da Equação 3.11 se aproxima da função linear na forma de assíntota. Esse parâmetro tem como interpretação física a definição do comportamento do concreto quando este está sob baixas tensões de confinamento. Com variação de valores de 0 a 1, caso a excentricidade seja adotada com valor nulo, a superfície do plano meridional será igual à curva do método clássico de Drucker-Prager. Segundo ABAQUS (2014), e Kmiecik E Kamiński (2011), o valor recomendado para a excentricidade é de 0,1.

3.3.2.3. Razão entre as resistências a Compressão Biaxial e Uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0})

A resistência do concreto quando submetido a tensões biaxiais é definida no CDP de acordo com a proposta de Lubliner et al. (1989), com modificações efetuadas por Lee e Fenves (1998). A função de plastificação para cargas biaxiais é ilustrada na Figura 3-18 (ABAQUS, 2014).

Segundo Kupfer, Hilsdorf e Rusch (1969), o aumento de resistência do concreto submetido a tensões compressivas de modo biaxial é de aproximadamente 16%, com seus resultados ratificados por Lubliner et al. (1989). O valor descrito é utilizado na maioria das pesquisas de modelagem que utilizam o CDP, sendo o valor de (σ_{b0}/σ_{c0}) considerado então como 1,16 na presente pesquisa.

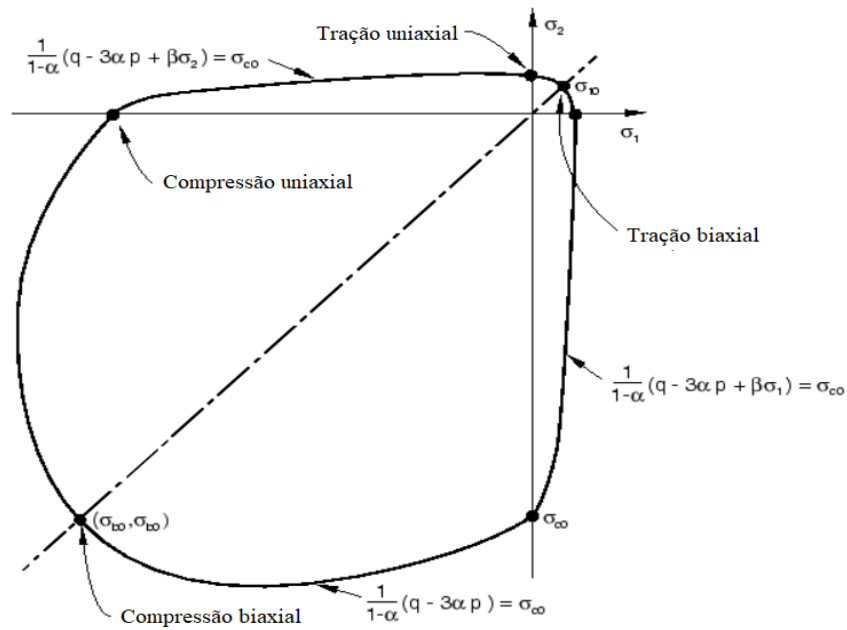


Figura 3-18 – Superfície de plastificação utilizada no CDP para o estado plano de tensões. Adaptado de ABAQUS (2014).

sendo

σ_1 : tensão principal no eixo 1;

σ_2 : tensão no eixo principal 2;

σ_{c0} : tensão do concreto relativa ao início da plastificação por compressão uniaxial;

σ_{b0} : tensão do concreto relativa ao início da plastificação por compressão biaxial;

$$\alpha = \frac{\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right)^{-1}}{2 \cdot \left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right)^{-1} - 1}; \text{ sendo } 0,5 \leq \alpha \leq 1;$$

$$\beta = \frac{\sigma_c(\epsilon_c^{pl})}{\sigma_t(\epsilon_t^{pl})} (1-\alpha) - (1+\alpha);$$

$\sigma_c(\epsilon_c^{pl})$: tensão efetiva de compressão no concreto;

$\sigma_t(\epsilon_t^{pl})$: tensão efetiva de tração no concreto.

3.3.2.4. Fator de Forma (K_c)

O fator de forma (K_c), segundo Sarturi (2014), é o resultado da divisão da distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração (ρ_t) pela distância do eixo hidrostático até o meridiano de compressão (ρ_c), conforme apresentado na Equação 3.12. Conforme mostrado nesta equação, o valor de K_c pode variar entre 0,5 e 1,0.

$$K_c = \frac{\rho_t}{\rho_c} ; \quad 0,5 \leq K_c \leq 1,0 \quad (3.12)$$

A Figura 3-19 (ABAQUS, 2014) apresenta as superfícies de plastificação, apresentando dois diferentes valores de K_c . Como o seu nome sugere, o fator de forma define a forma da seção transversal da superfície de plastificação do concreto. Nota-se que para a curva correspondente a $K_c=1$, tem-se uma superfície cuja seção é um círculo perfeito, já para $K_c=2/3$, tem-se uma superfície em que o meridiano de tração é mais próximo do eixo hidrostático que o meridiano de compressão, sendo a seção definida por três elipses tangentes.

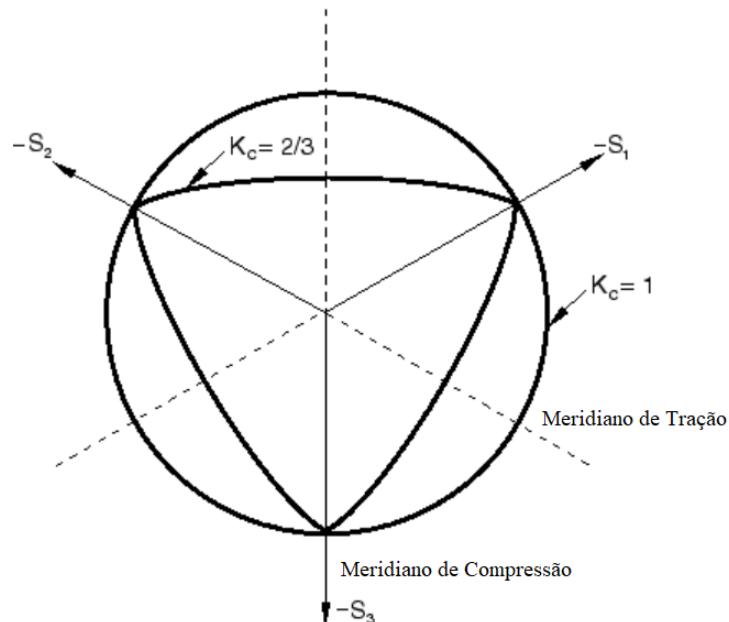


Figura 3-19 – Superfícies de plastificação para $K_c=1$ e $K_c=2/3$. Adaptado de ABAQUS (2014).

3.3.2.5. Parâmetro de Viscosidade (μ)

Segundo ABAQUS (2014), modelos constitutivos de materiais que têm um comportamento com amolecimento e perda de rigidez frequentemente têm grandes problemas de convergência no Abaqus/Standard. Para diminuir tais problemas numéricos, o ABAQUS utiliza a regularização visco-plástica do material, regulada pelo usuário por meio do parâmetro de viscosidade (μ), que pode variar de 0 a 1. Ainda segundo o ABAQUS (2014), este parâmetro permite que as tensões do concreto fiquem fora da superfície de plastificação, facilitando assim a convergência.

Santos Jr. (2019) conduziu uma análise da influência deste parâmetro em um dos seus modelos criados, sendo os resultados mostrados na Figura 3-20. Ao se utilizar o parâmetro de viscosidade com valor igual a 1, o material mostrou comportamento semelhante ao do modelo elástico-linear. Para $\mu=0$, o modelo teve um erro por dificuldade de convergência, sendo o processo de análise abortado pelo *software*. Segundo Santos Jr. (2019), valores acima de 0,001 podem comprometer os resultados significativamente.

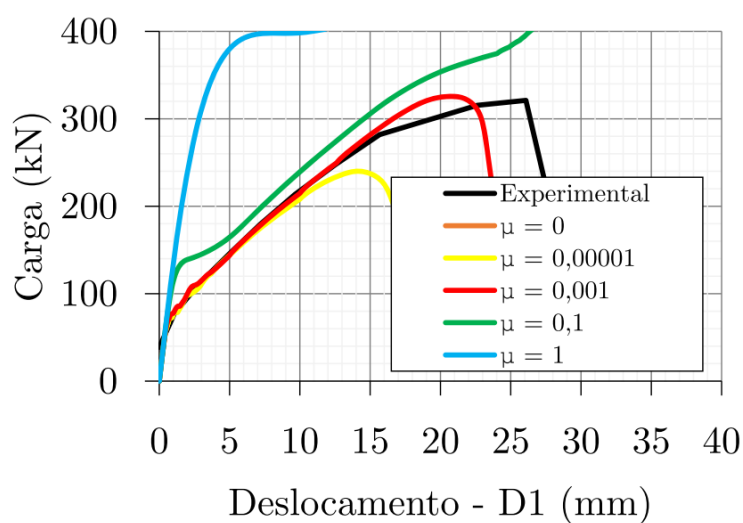


Figura 3-20 – Investigação do parâmetro de viscosidade (μ). Fonte: Santos Jr. (2019).

Para a determinação do valor a ser utilizado no parâmetro de viscosidade (μ), foi conduzido um estudo paramétrico, de forma a determinar o melhor valor a ser adotado comparando-se os resultados numéricos com os resultados experimentais. A Figura 3-21 mostra os resultados obtidos, sendo o eixo x os deslocamentos laterais e o eixo y as forças laterais impostas ao modelo. Com os resultados ilustrados nesta figura, optou-se por utilizar $\mu=0,001$ nas análises, tendo em vista que os resultados com este valor foram

satisfatórios e este valor trouxe mais celeridade ao processo de análise do modelo. Pode-se verificar que o parâmetro de viscosidade, dentro dos valores aceitáveis para tal parâmetro, teve baixíssima influência nos resultados aqui estudados, tendo em vista que os gráficos correspondentes a $\mu=0,001$ e $\mu=0,00001$ estão muito próximos, como apresentado na Figura 3-21. Assim como no estudo conduzido por Santos Jr. (2019), fica evidente que este parâmetro, quando próximo de valores razoáveis, não influencia os resultados obtidos em baixos níveis de tensão.

Foi experimentado também o efeito da utilização deste parâmetro com valor $\mu=1$, que trouxe um comportamento muito mais próximo do linear do que o real. Dessa forma, demonstra-se a importância da utilização correta deste parâmetro, que pode modificar completamente o comportamento da análise, se mal utilizado.

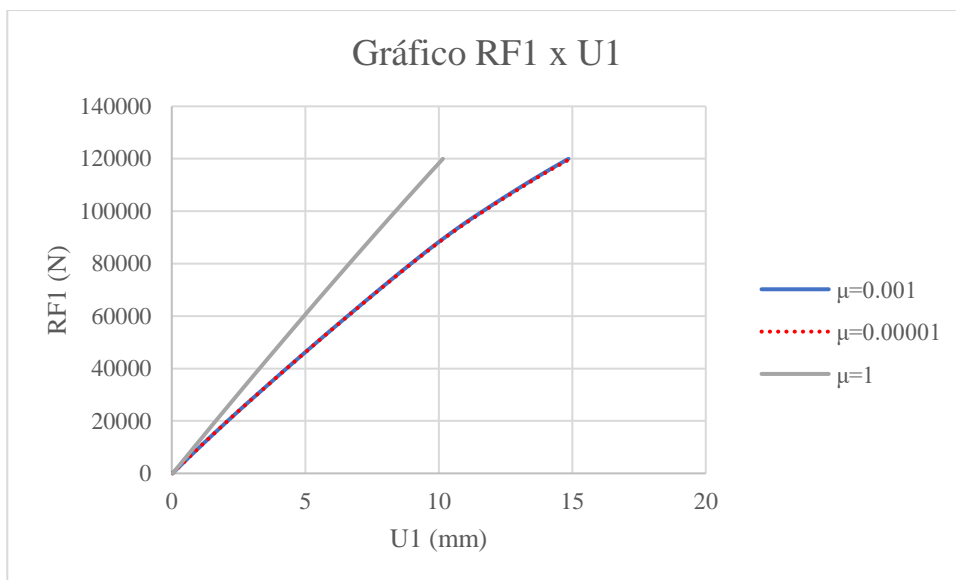


Figura 3-21 – Investigação do parâmetro de viscosidade.

3.3.3 Aço

A não linearidade das barras de aço presentes no concreto armado, que foram modeladas por meio da consideração de seu contimento no concreto, também foi considerada no modelo. Para isso, foi utilizado o diagrama tensão-deformação específica simplificado, presente no item 5.2.9 do *fib Model Code 2010* (2013). A Figura 3-22 mostra o diagrama para aços de armaduras passivas, que pode ser utilizado tanto para aços com patamar de escoamento como para aços sem patamar de escoamento, sendo

válido para temperaturas entre $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $150\text{ }^{\circ}\text{C}$. O valor utilizado para o módulo de elasticidade (E_s) foi de 200 GPa.

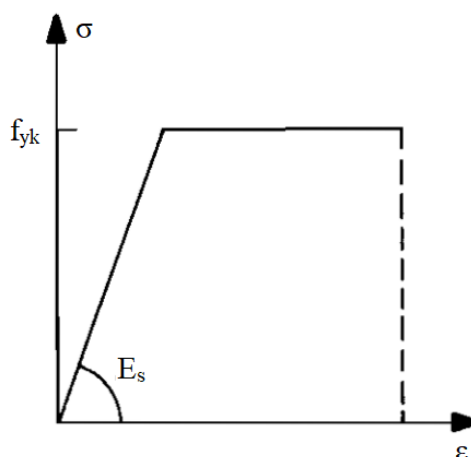


Figura 3-22 – Diagrama tensão-deformação específica para aços de armaduras passivas.
Fonte: *fib Model Code 2010* (2013).

3.4 Simetria na estrutura

Na modelagem de estruturas por meio do Método dos Elementos Finitos, ao considerar-se a não linearidade física dos materiais de forma incremental, é feito um processo em que o custo computacional deve ser levado sempre em questão. Isso acontece pois os modelos incrementais nada mais são que uma série de análises lineares, com pequenos incrementos de forças entre cada uma, com modificações na rigidez dos elementos de forma individualizada, de acordo com as solicitações em cada elemento.

Dessa forma, a análise por meio do CDP pode se tornar centenas de vezes mais custosa computacionalmente quando comparada a uma análise linear convencional de um sistema estrutural idêntico. O nível de solicitações ao qual o modelo estará sujeito também influenciará no custo computacional, tendo em vista que o concreto tem o comportamento não linear mais acentuado para maiores deformações específicas, exigindo-se, nestes casos, incrementos menores para uma convergência satisfatória do modelo.

Sabendo deste custo computacional intrínseco da análise proposta por este trabalho e considerando a dimensão do modelo, a simetria do ensaio experimental feito por Fick (2008) foi explorada. Considerando-se a planta de formas ilustrada na Figura 3-23, que é idêntica para todos os três pavimentos, pode-se notar que a estrutura tem simetria em

relação ao eixo no sentido norte. Assim, foi conduzido um estudo por meio do SAP2000 para a determinação de condições de contorno a serem utilizadas no eixo de simetria, de forma que os resultados do modelo reduzido sejam idênticos ao modelo completo.

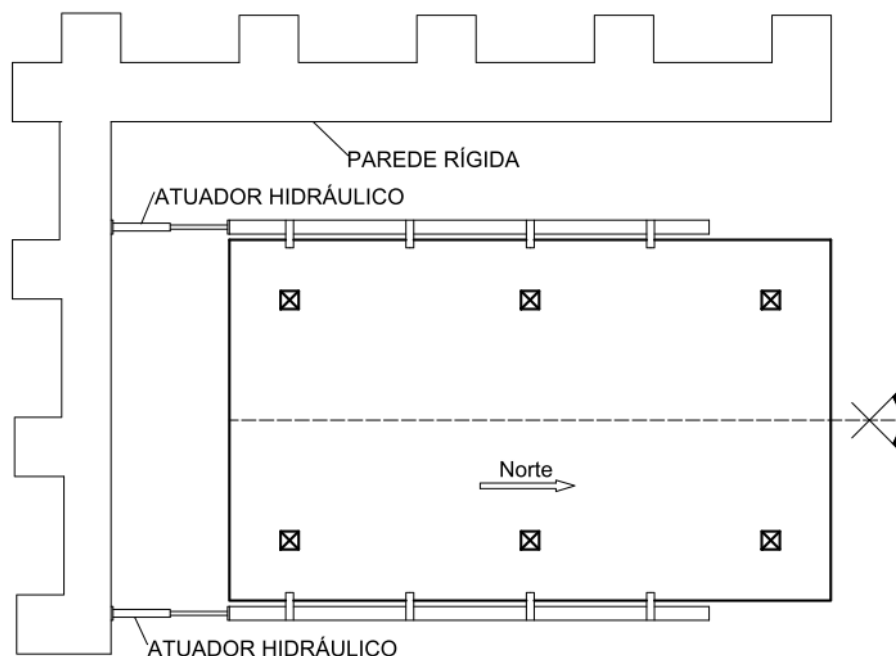


Figura 3-23 – Eixo de simetria da estrutura. Adaptado de Fick (2008).

Foi criada então no SAP2000 uma estrutura completa, conforme ilustrado na Figura 3-24, sendo esta então comparada a uma estrutura dividida no eixo de simetria, mostrado na Figura 3-23. A estrutura simplificada é mostrada na Figura 3-25.

Após a análise, foi determinada a condição de contorno ideal a ser utilizada no eixo de simetria. Seguindo os eixos cartesianos presentes nas Figuras 3-24 e 3-25, foi determinado que, para a simetria da estrutura ser simulada numericamente, todos os nós presentes na linha do eixo de simetria deveriam ser restritos à translação na direção Y, e aos momentos na direção X, criando-se assim o sistema estrutural ilustrado na Figura 3-26. Nessa figura, que representa uma vista de elevação da estrutura, os elementos verticais são os pilares, que foram considerados como engastados ao solo, já os elementos horizontais são as lajes, com as condições de contorno explicadas.

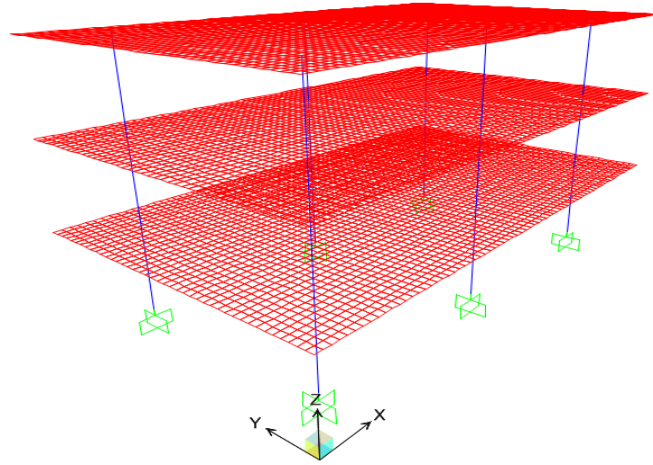


Figura 3-24 – Modelo com estrutura sem simplificação

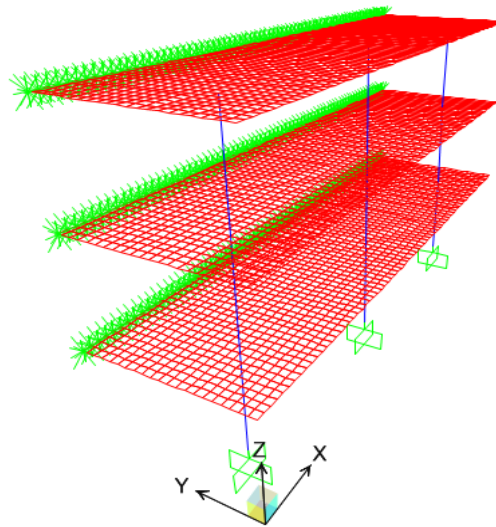


Figura 3-25 – Modelo com estrutura simplificada.

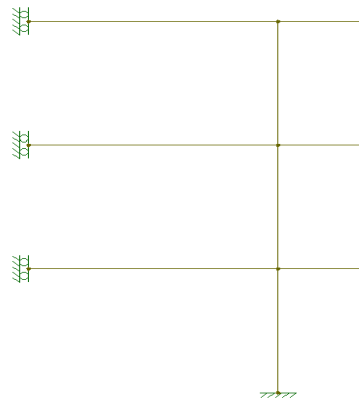


Figura 3-26 – Condições de contorno da estrutura simplificada.

Os resultados dos deslocamentos obtidos em ambos os modelos são ilustrados nas Figuras 3-27 e 3-28, que mostram a perfeita concordância entre a estrutura completa e a estrutura simplificada. Ambas foram submetidas a cargas verticais e horizontais simultaneamente, porém o modelo simplificado tem todas as cargas apenas da geometria que lhe restou, ou seja, metade do total de cargas verticais e horizontais. Os resultados aqui apresentados não representam as análises por meio do SAP2000 mostradas em itens a seguir, pois os resultados presentes neste item foram apenas um estudo de simetria para a otimização do tempo de análise no ABAQUS.

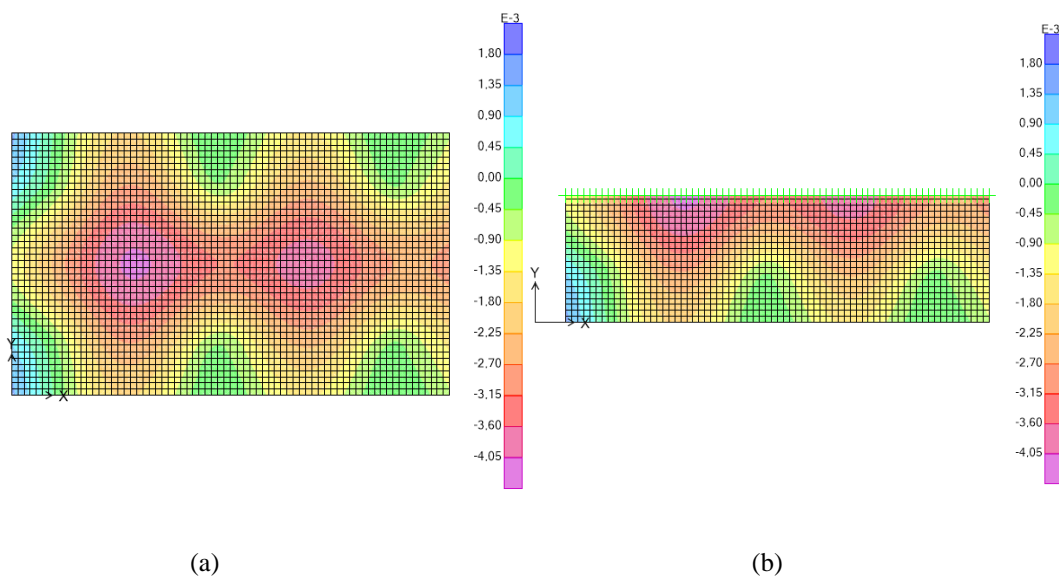


Figura 3-27 – Deslocamentos do eixo Z (a) Modelo completo. (b) Modelo simplificado

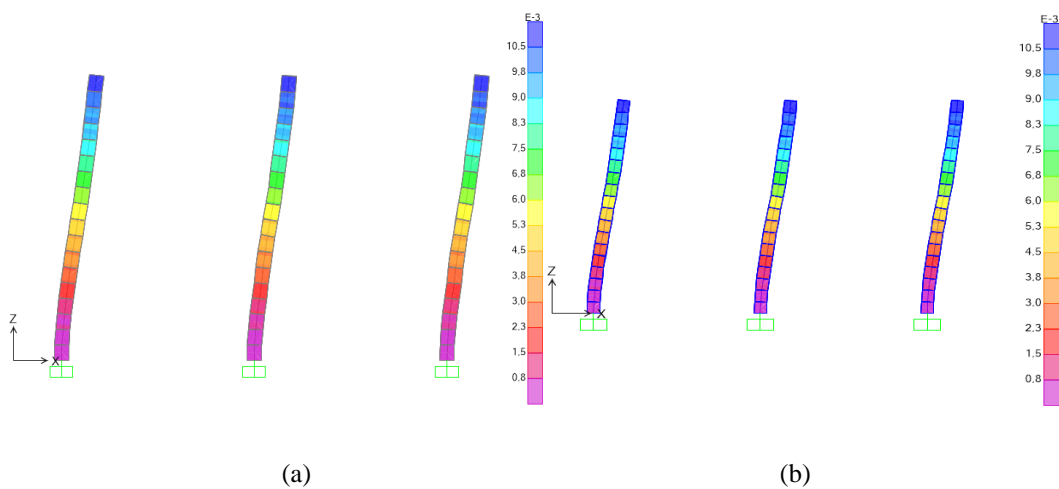


Figura 3-28 – Deslocamentos no eixo X: (a) Modelo completo. (b) Modelo simplificado

Considerando então os resultados obtidos, apenas metade da estrutura foi modelada no ABAQUS, o que diminui o custo computacional consideravelmente. Todo esse estudo de simetria foi feito tendo em vista que os modelos com malha mais refinada com os parâmetros do CDP, mesmo processados pela metade, chegaram a levar várias horas para serem concluídos. Como a análise do ABAQUS foi feita apenas com elementos sólidos no concreto da laje, as condições de contorno ilustradas nas lajes da Figura 3-26 são atingidas por meio da restrição da translação do eixo Y de todos os nós da face da laje no eixo de simetria.

3.5 Modelagem no Abaqus/CAE

Utilizando todos os conceitos mostrados neste trabalho, foi criado então o modelo numérico da estrutura ensaiada por Fick (2008). A estrutura foi analisada para o primeiro ciclo de cargas do ensaio, pois este ciclo atinge o deslocamento lateral de 0,2%, limite imposto por diversos autores no desenvolvimento de métodos de análise de estruturas com lajes lisas submetidas a cargas verticais e laterais simultaneamente. Como o objetivo deste trabalho é estudar formas de análise da rigidez de elementos de estruturas e de ligações laje-pilar no Estado Limite de Serviço, os outros ciclos de cargas utilizados no ensaio experimental não foram modelados.

3.5.1 Parâmetros de modelagem do concreto

Todo o concreto da estrutura analisada foi considerado com a mesma resistência. Conforme explicado anteriormente, os resultados fornecidos pelos ensaios realizados pelo autor do ensaio foram fornecidos por meio do parâmetro f'_c , que segue os padrões da ACI-318 (ACI, 2005) de concreto armado. Por isso, para a conversão dos valores fornecidos, foi utilizado o método de relação proposto por Souza e Bittencourt (2003), obtendo-se o valor da resistência em f_{ck} correspondente à resistência f'_c apresentada. Com o valor de f_{ck} , foi possível obter então o valor de f_{cm} por meio do *fib* Model Code 2010 (2013), que foi o valor de resistência utilizado nas modelagens do ABAQUS. A partir do valor de f_{cm} obtido, foi calculado então o valor de resistência média à tração do concreto (f_{ctm}) por meio da Equação 3.13, proposta por Genikomsou e Polak (2015) apud Santos Jr. (2019). A Tabela 3-4 mostra as resistências utilizadas como parâmetro para as modelagens feitas no ABAQUS.

$$f_{ctm} = 0,33f_{cm}^{1/2} \quad (3.13)$$

Utilizando-se também o *fib* Model Code 2010 (2013), foram determinados o módulo de elasticidade inicial do concreto e o módulo de elasticidade secante do concreto, definidos por meio das Equações 3.14, 3.15 e 3.16. O agregado admitido no concreto dos ensaios foi a rocha calcária, utilizada pelo fornecedor. Os resultados utilizados na presente pesquisa estão ilustrados na Tabela 3-4.

$$E_{ci} = \alpha_E E_{ca} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3} \quad (3.14)$$

$$E_{c1} = E_{ci} \alpha_i \quad (3.15)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{cm}}{88} \leq 1 \quad (3.16)$$

sendo

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial (tangente) do concreto, em MPa;

E_{ca} : 21500 MPa;

E_{c1} : módulo de elasticidade secante do concreto, em MPa;

Tabela 3-4 – Resistências do concreto e módulos de elasticidade utilizados para a análise.

f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{ci} (MPa)	E_{c1} (MPa)
37,62	2,02	30090	26650

3.5.2 Geometria da estrutura

3.5.2.1 Geometria do concreto

Foram criadas lajes de concreto levando em conta a simetria da estrutura em relação a um de seus eixos, resultando assim em três lajes com largura de 4,57 m e comprimento de 15,24 m, com espessura de 0,178 m, conforme o protótipo ensaiado. Aproveitando-se do fato de que todas as lajes são iguais, um mesmo elemento foi utilizado para a criação de todas as três lajes. Para os pilares, foram criados elementos com seção de 0,457 m x 0,457 m, com a altura de acordo com o pé direito do pavimento. A imagem 3-29 mostra os elementos de concreto utilizados nas lajes e nos pilares do modelo.

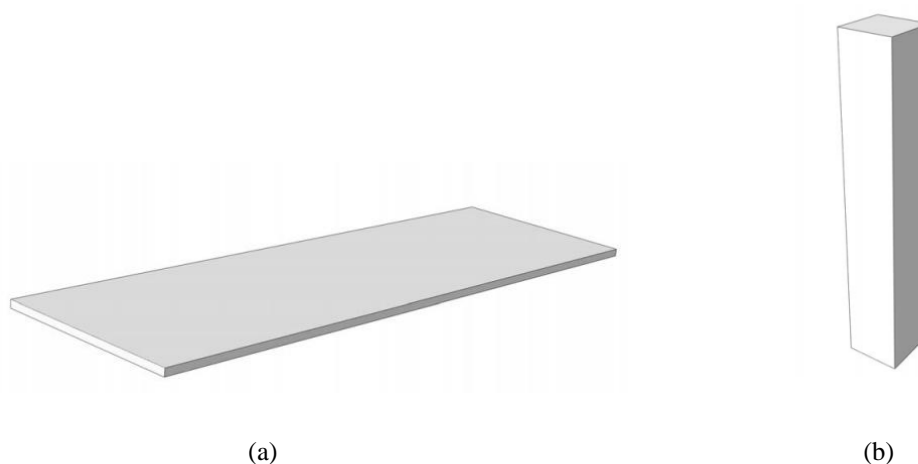


Figura 3-29 – Elementos de laje (a) e de pilar (b) do modelo.

Para a junção dos elementos de concreto criados foi utilizado o recurso de contato entre superfícies, considerando uma perfeita aderência entre as partes. Além desse, existe também o vínculo criado pelas armaduras que, consideradas embutidas no concreto, transpassam os elementos, ligando as peças de concreto de mais uma forma.

Juntando-se os elementos citados, criou-se então a geometria do concreto da estrutura modelada, conforme ilustra a Figura 3-30.



Figura 3-30 – Geometria do concreto no modelo analisado.

Visando a geração de malhas com o correto posicionamento dos nós para a análise numérica proposta, foram criadas partições dentro do modelo, sendo a geometria das partições criadas mostrada na Figura 3-31. As partições são planos que cortam o modelo, garantindo a partir destes que toda a superfície deste plano de corte criado será composta por fronteiras entre elementos. Dessa forma garante-se a posição de nós dos elementos em locais desejados, como no caso deste modelo, os nós nos vértices dos pilares. Além do posicionamento dos nós, as partições garantem também um número mínimo de elementos em determinadas direções. Por exemplo, os planos horizontais de partição criados nas lajes do modelo garantem que mesmo que elementos maiores sejam especificados, o número mínimo de dois elementos do tipo C3D20R será utilizado na espessura da laje. O mesmo vale para os planos verticais centrais criados nos pilares.



Figura 3-31 – Geometria do concreto no modelo com as partições criadas.

3.5.2.2 Geometria do aço

O aço, conforme já explicado, foi modelado por meio de elementos do tipo T3D2. Seguindo-se o detalhamento dado por Fick (2008), as barras de aço dos pilares, as barras superiores e as barras inferiores das lajes foram criadas conforme ilustram as Figuras 3-32, 3-33 e 3-34, respectivamente. A Figura 3-35 mostra um panorama geral de todas as barras de aço do modelo criado.

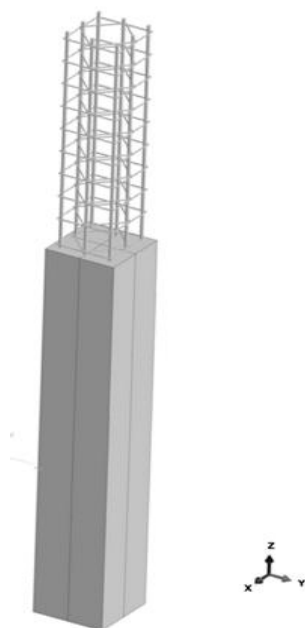


Figura 3-32 – Aço dos pilares contido no concreto

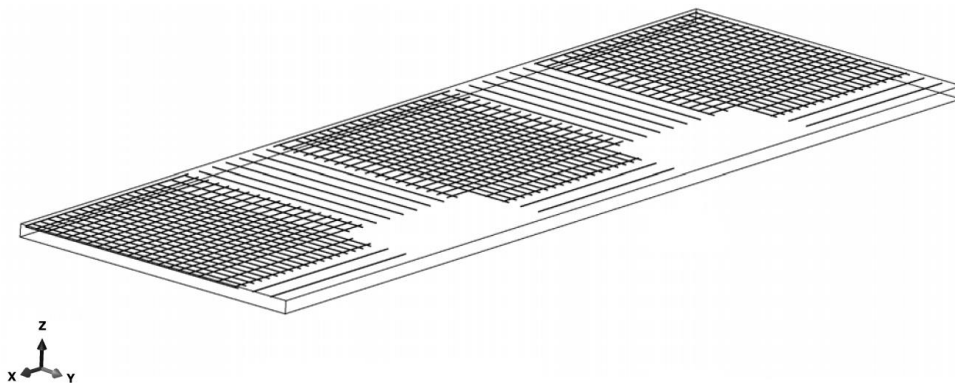


Figura 3-33 – Barras superiores das lajes modeladas

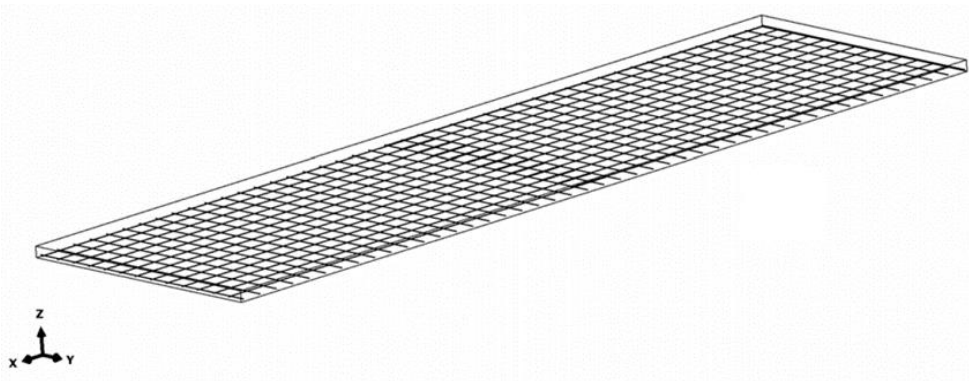


Figura 3-34 – Barras inferiores das lajes modeladas.

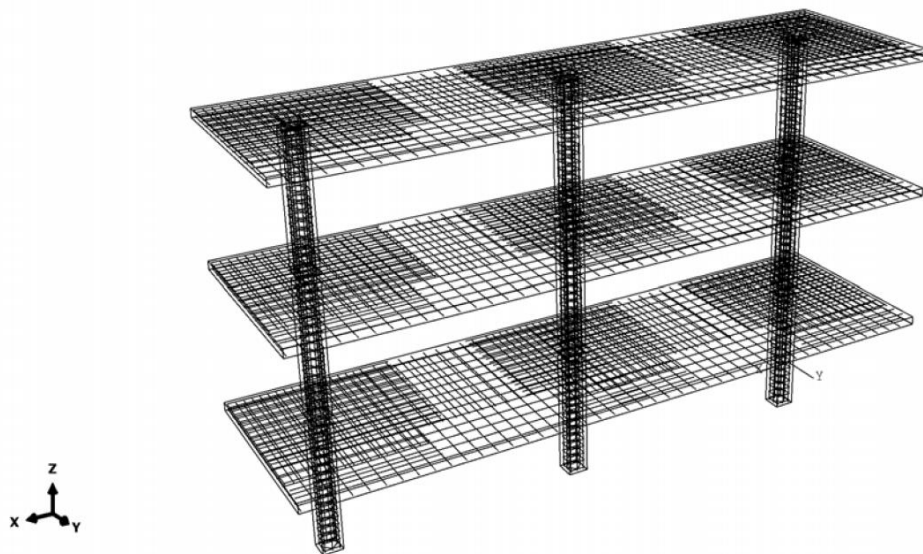


Figura 3-35 – Todo o aço modelado na estrutura.

3.5.3 Condições de contorno

Após a correta criação da geometria dos elementos, as condições de contorno do sistema foram definidas. Neste item, são explicados os apoios utilizados, as cargas consideradas e os passos para a introdução das cargas.

3.5.3.1 Apoios

Os apoios da estrutura no solo foram considerados como perfeitamente engastados. Para a definição deste tipo de apoio em elementos sólidos, todas as três translações devem ser restringidas em todos os nós da superfície de apoio, tendo em vista que este tipo de elemento não pode ser restringido quanto às rotações em seus nós. A Figura 3-36 mostra os apoios definidos no ABAQUS.

Conforme mostrado no item 3.4, a simetria da estrutura foi explorada para a diminuição do custo computacional. Para isso, os nós que se encontram no eixo de simetria sofreram restrições de translação. A condição de contorno utilizada para tal situação foi a restrição das translações em Y de todos os nós presentes no plano da laje no eixo de simetria, conforme também ilustra a Figura 3-36. Dessa forma obtém-se resultados que representam toda a estrutura, porém, com apenas uma metade simétrica da mesma sendo modelada e processada no ABAQUS.

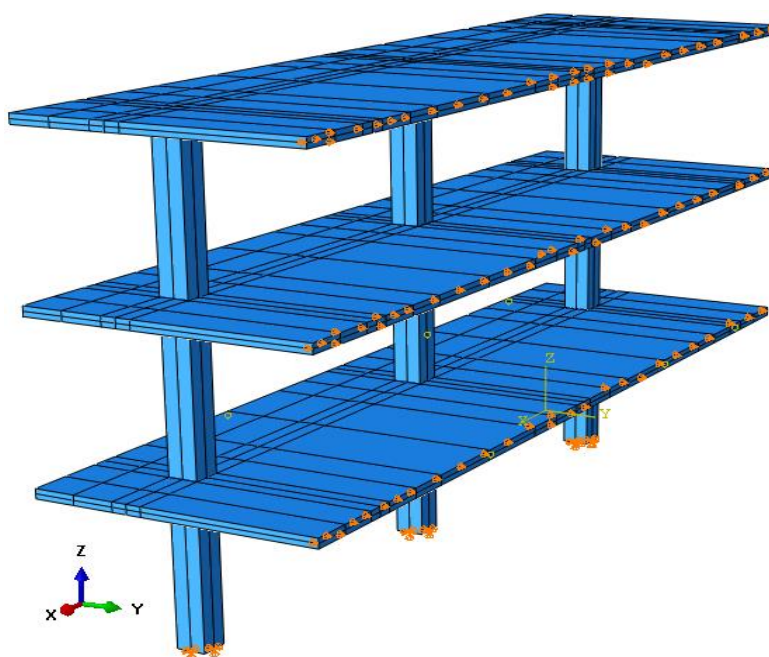


Figura 3-36 – Apoios da estrutura e apoios de simetria no modelo.

3.5.3.2 Cargas

As cargas criadas na estrutura foram feitas de forma a representar o experimento realizado por Fick (2008). A primeira carga a ser considerada foi o peso próprio, definido por meio da densidade do material, seguido da definição da aceleração da gravidade, considerada com um valor de -9800mm/s^2 na direção do eixo z.

A segunda carga introduzida foi a sobrecarga produzida pelos barris de água, que foi representada por uma carga distribuída uniforme sobre as superfícies superiores das lajes. Representado no S.I. como $0,64\text{ kN/m}$, a carga uniforme dos barris foi introduzida no sistema de unidades utilizado no programa com um valor de $0,0006\text{ N/mm}^2$.

As cargas laterais do ensaio foram inseridas por meio de cargas concentradas estáticas, introduzidas em cada ponto de ligação do atuador hidráulico com a laje por meio de duas cargas idênticas, uma no nó do topo da laje e uma no nó inferior da laje. Cada carga inserida tem módulo igual a metade do módulo da carga total a ser inserida pela respectiva ligação, de modo que o par de cargas não produz momentos resultantes em relação ao centroide da laje. Apenas as cargas referentes à metade criada do protótipo foram inseridas. Para cada lado, o protótipo real teve 12 pontos de aplicação de carga. Como cada ponto de carga do protótipo foi dividido em dois no modelo numérico, 24 pontos de introdução de carga foram inseridos no modelo, com os seus respectivos valores por pavimento.

3.5.3.3 Passos de introdução das cargas

As diferentes cargas do ensaio experimental simulado não foram inseridas de forma simultânea. Primeiro, foram inseridas as cargas uniformes por meio dos barris, seguindo-se das cargas laterais. Levando-se em conta que a rigidez dos elementos do modelo com CDP dependem das tensões no concreto, a ordem de inserção das cargas no modelo estrutural tem influência nos resultados. Isso acontece pois, ao serem introduzidas as cargas laterais no modelo, as rigidezes dos elementos já terão as modificações impostas pelas tensões geradas pelo carregamento gravitacional e pela carga distribuída, afetando-se assim a rigidez lateral inicial da estrutura.

Para a correta ordem de inserção das cargas, foram criados três passos. No primeiro passo, foram inseridos os apoios da estrutura, descritos no item 3.5.3.1. No

segundo passo, foram inseridos os carregamentos gravitacionais, sendo eles o peso próprio e a sobrecarga distribuída. Em um terceiro passo, foram inseridas então as cargas laterais, de forma que estas atuem apenas após todos os efeitos das cargas gravitacionais, obtendo-se assim uma aplicação de cargas fiel aos resultados experimentais.

3.6 Teste de convergência de malha

Como se sabe, as dimensões dos elementos utilizados no MEF são definidas pelo usuário. No presente item, a organização da malha será discutida quanto às dimensões utilizadas nos elementos do tipo C3D20R, que representam o concreto, e os itens do tipo T3D2, que representam o aço.

Considerando-se que as lajes têm um número mínimo de dois itens em sua espessura, devido às partições definidas, tomou-se o valor de metade da espessura da laje, 89 mm, como dimensão mínima para o cálculo da esbelteza dos elementos. Assim, foram definidos quatro índices de esbelteza para o teste de convergência de malha, 11, 5, 3 e 2,5, aproximadamente. Com os índices de esbelteza e as partições já definidas, foi então escolhido o tamanho global aproximado dos elementos sendo 1000, 450, 270 e 220 mm, para o estudo dos resultados dos deslocamentos obtidos. As diferentes malhas criadas para o concreto são mostradas nas Figuras 3-37 a 3-40.

O teste consistiu na comparação dos deslocamentos laterais obtidos pelo modelo com os deslocamentos laterais obtidos no ensaio experimental de origem, de forma a validar os resultados dos deslocamentos do modelo. A Figura 3-41 mostra a convergência das malhas utilizadas, sendo a diferença entre os resultados das malhas de 270 e 220 mm de apenas 0,07mm, o que demonstra a pouca influência da diminuição dos elementos a partir destes valores.

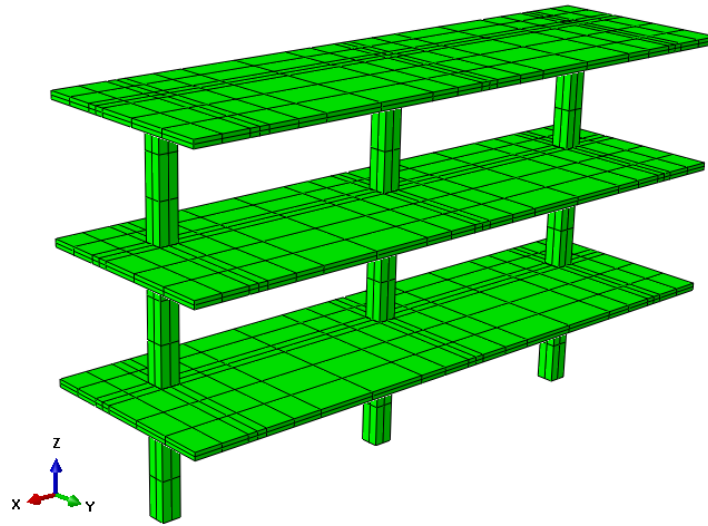


Figura 3-37 – Estrutura modelada com elementos de dimensão global aproximada de 1000 mm.

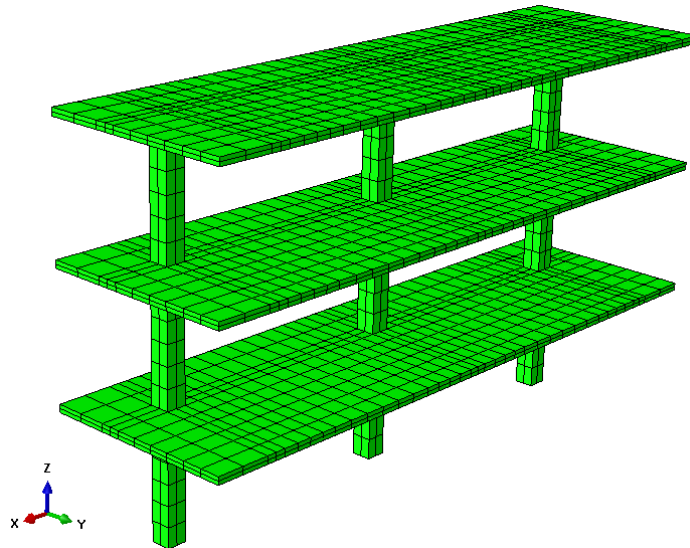


Figura 3-38 – Estrutura modelada com elementos de dimensão global aproximada de 450 mm.

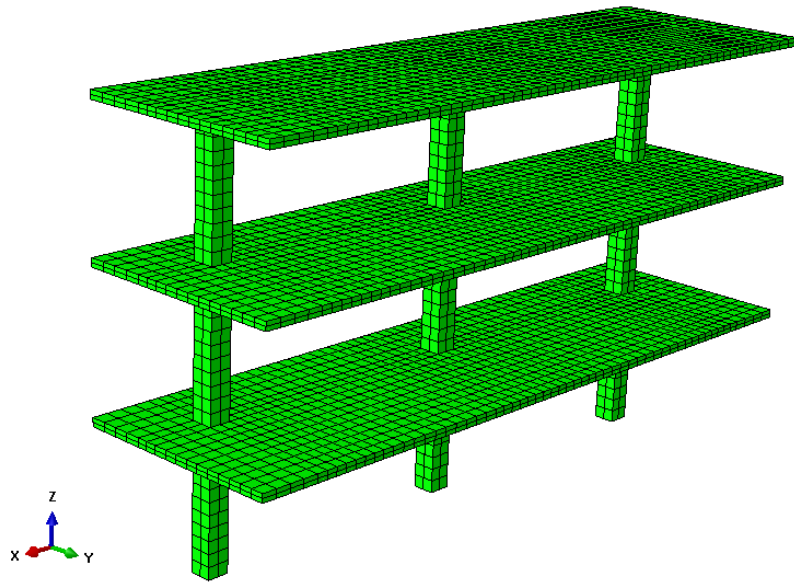


Figura 3-39 – Estrutura modelada com elementos de dimensão global aproximada de 270 mm.

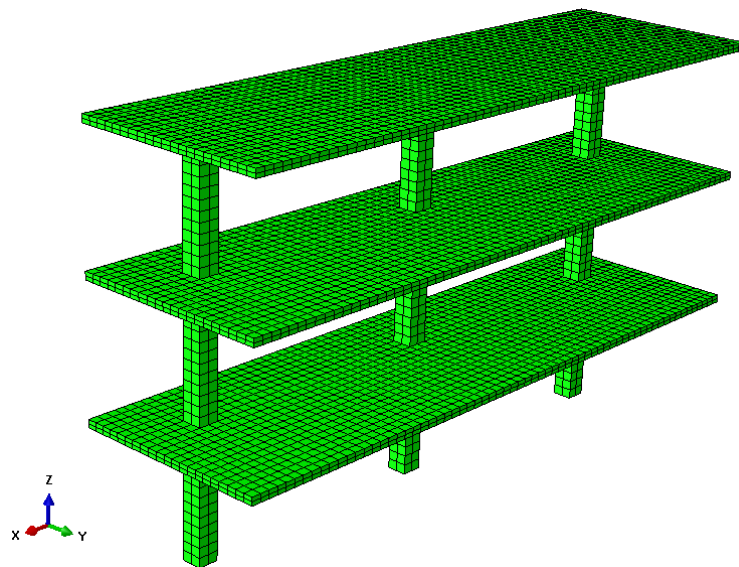


Figura 3-40 – Estrutura modelada com elementos de dimensão global aproximada de 220 mm.

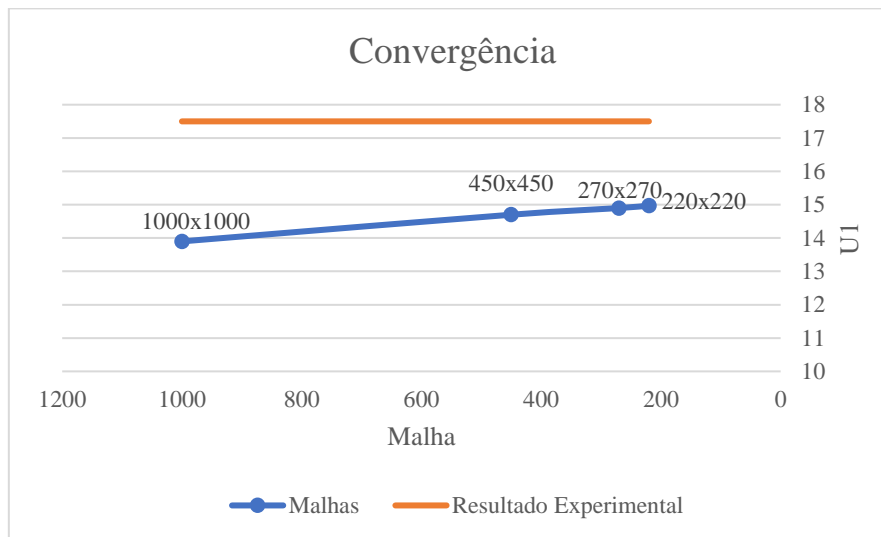


Figura 3-41 – Deslocamentos laterais de acordo com a malha utilizada, comparados aos resultados experimentais.

3.7 Análise da estrutura por meio do SAP2000

A mesma estrutura desenvolvida no ABAQUS também foi modelada por meio do *software* comercial SAP2000. Foram criados modelos em ambos os programas para que sejam comparados os resultados obtidos, de forma a se determinar as melhores decisões a serem tomadas ao modelar-se uma estrutura de concreto armado com lajes lisas submetida a cargas verticais e horizontais simultaneamente.

O desenvolvimento de modelos numéricos por meio do MEF tem uma forte dependência do julgamento profissional de quem o está criando. Ao desenvolver-se uma estrutura com lajes lisas no SAP2000, deve-se selecionar o tipo de elemento numérico que representará cada parte da estrutura. Usualmente, as lajes são modeladas como elementos de casca, ligadas a pilares modelados por meio de elementos unidimensionais de barra. No entanto, diversas soluções são utilizadas para a modelagem dos pilares e da ligação laje-pilar em diferentes trabalhos científicos encontrados na literatura. Um dos objetivos do presente trabalho é identificar as diferenças nos resultados de três diferentes considerações para a modelagem de estruturas com lajes lisas por meio do SAP2000. Este foi alcançado por meio da revisão bibliográfica e da comparação de modelos numéricos com resultados experimentais.

3.7.1 Modelagem da ligação Laje-Pilar

A primeira concepção numérica da ligação laje-pilar foi feita utilizando-se pilares como elementos de barra, ligados a uma laje modelada com elementos de casca por meio de um único nó. Esta forma de representação da ligação é utilizada em trabalhos científicos e também no projeto de edificações. Representada na Figura 3-42, o fato desta concepção numérica ter apenas um nó de ligação entre o pilar e a laje lisa é a grande diferença entre esta primeira forma de consideração da ligação e a consideração a seguir. Todos os modelos criados com este primeiro tipo de ligação, têm as letras “FS”, de Frame Simple, em sua nomenclatura, de forma a facilitar o seu reconhecimento.

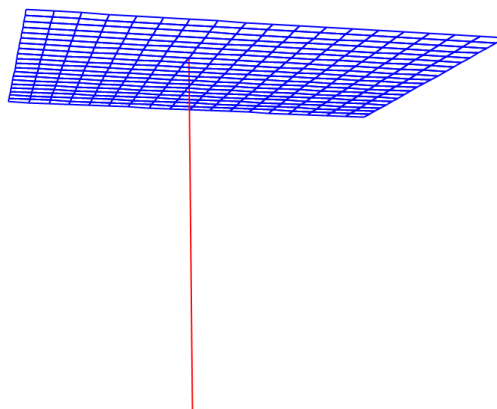


Figura 3-42 – Ligação Laje-Pilar “FS” com pilar modelado em elemento de barra e a laje em elementos de casca.

A segunda consideração também foi feita por meio de pilares em elementos de barra e lajes modeladas por elementos de casca. A sua diferença é a consideração da região de interseção da laje com o pilar como rígida. Para isso, foi utilizado o recurso de ligações rígidas do programa SAP2000. Nesse, selecionam-se os nós a serem impostas as restrições, e todos os nós selecionados se moverão como um corpo rígido tridimensional. Para as ligações analisadas, todos os nós que representam a interseção laje-pilar foram ligados a uma única restrição, fazendo com que todos os nós da laje selecionados na ligação se movam exatamente da mesma forma que o nó de ligação do pilar em todos os seus graus de liberdade. Os cálculos que utilizam a ligação rígida receberam em sua nomenclatura as letras “LR”, para melhor diferenciação. A Figura 3-43 ilustra uma ligação rígida descrita, sendo os nós ligados destacados na imagem.

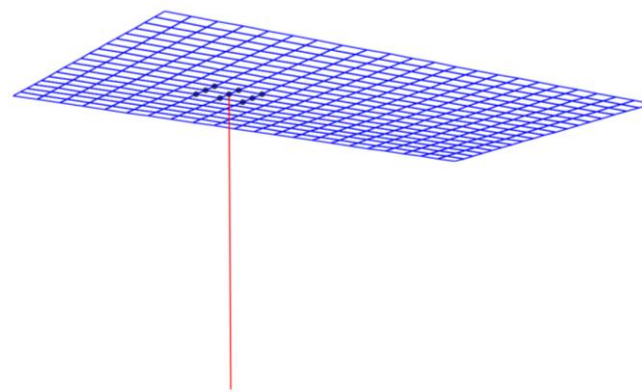


Figura 3-43 – Ligação Laje-Pilar do tipo “LR”, com o pilar modelado em elemento de barra e a laje em elementos de casca, com ligação rígida.

A terceira consideração da ligação laje-pilar tem pilares modelados por elementos sólidos de três dimensões. Este tipo de consideração é tido como custosa computacionalmente e também envolve um maior esforço no pós-processamento devido à maior complexidade no processo de obtenção das solicitações. Nesta forma de modelagem, os pilares sólidos são ligados à laje nó a nó, por meio de uma correta discretização da malha, para assim formarem um corpo contínuo. Sendo assim, a ligação laje-pilar se dará em toda a área da seção transversal do pilar. Para as análises feitas com os pilares em elementos sólidos, foram adicionadas ao nome do modelo as letras “PS”. A Figura 3-44 ilustra a ideia apresentada neste parágrafo.

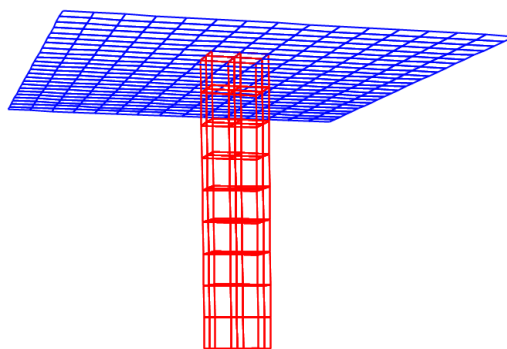


Figura 3-44 – Ligação Laje-Pilar do tipo “OS”, com o pilar modelado em elementos sólidos 3D e a laje em elementos de casca.

A simplificação do modelo estrutural de lajes lisas diretamente sobre apoios sem a consideração de pilares foi descartada previamente às modelagens. Essa decisão foi tomada devido à impossibilidade de consideração da rigidez dos pilares e dos momentos fletores da estrutura frente aos carregamentos laterais.

Sabendo-se que mais de uma modelagem pode ser utilizada para uma mesma estrutura, o objetivo deste trabalho é definir o impacto que as diferentes decisões quanto à modelagem podem ter nos resultados finais de deslocamentos laterais em uma estrutura com lajes lisas. Além disso, o trabalho busca também definir qual das diferentes decisões leva a resultados mais fiéis aos resultados experimentais utilizados.

3.7.2 Modelos com rigidez bruta das seções

Em uma primeira análise, foram criados e estudados 3 modelos por meio de parâmetros diferentes, sendo o comportamento dos materiais adotado como elástico-linear. Em todas as análises que levaram em conta parâmetros da ACI, adicionou-se à nomenclatura as letras “ACI” para a melhor identificação. Já em todos os modelos deste trabalho que levam em conta a rigidez bruta das seções, pôs-se no fim do nome de cada processo as letras “RC”, referindo-se a “Rigidez Completa”. Utilizando-se os parâmetros de módulo de elasticidade do concreto segundo a ACI 318-19 (ACI, 2019), apresentados na Equação 3.17, sem a consideração das armaduras presentes na estrutura, foram criados os modelos numéricos que são descritos a seguir.

$$E_c = 57000 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.17)$$

sendo

f'_c : resistência à compressão do concreto, em psi;

E_c : módulo de elasticidade do concreto, em psi.

O valor considerado de resistência segundo a ACI foi $f'_c = 4000$ psi, convertido para o S.I., utilizou-se $f'_c = 27,56$ MPa. Seguindo a equação acima descrita, o módulo de elasticidade do concreto foi determinado e resultou, já convertido para o Sistema Internacional de unidades, em $E_c = 24,85$ GPa.

As ligações laje-pilar foram consideradas de 3 formas diferentes, conforme explicado no item 3.7.1. O primeiro modelo, nomeado FS-ACI-RC, teve para a consideração dos pilares, elementos de barra com a ligação laje-pilar feita por meio de um único nó. A segunda consideração, nomeada LR-ACI-RC, foi de pilares também em elementos de barra, mas com a ligação laje-lisa-pilar feita de forma rígida, ligando todos os nós onde há uma seção comum da laje com o pilar. Na terceira consideração, nomeada PS-ACI-RC, foi feita a utilização de pilares em elementos sólidos, sendo estes conectados à laje por meio de nós individuais. Em todos os cálculos feitos, a estrutura se mostrou pouco sensível ao refinamento da malha dos elementos, por isso, em todos foi utilizada uma malha com elementos cujas arestas medem 22,85 cm. As Figuras 3-45 e 3-46 a seguir ilustram os modelos criados no estudo, e a Tabela 3-5 mostra de forma resumida as diferentes considerações aqui explicadas. A análise na qual foi utilizado o método simplificado proposto por Wight e Macgregor (2009) é apresentada também na Tabela 3-5, com o nome de MCG.

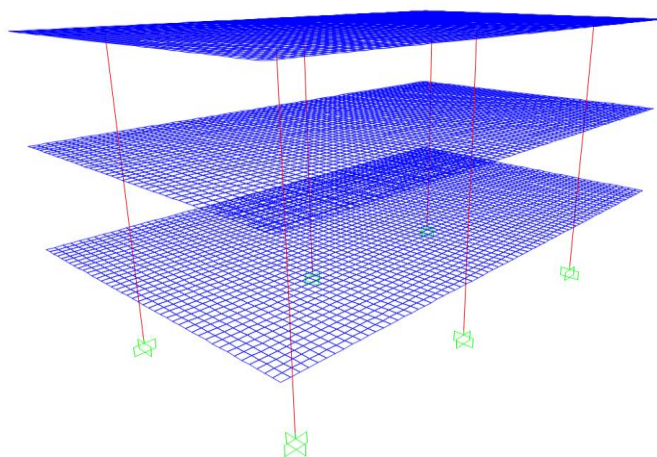


Figura 3-45 – Modelo estrutural representando os modelos com pilares em elementos de barra, com ligação laje-pilar em um único nó e com ligação rígida na interseção laje-pilar.

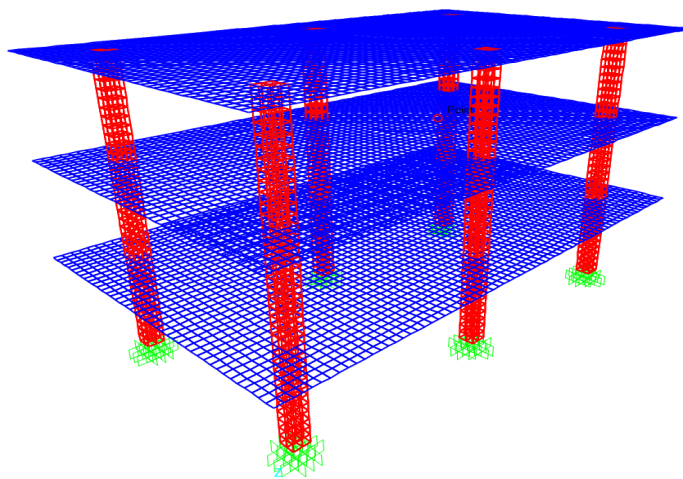


Figura 3-46 – Estrutura representando os modelos criados com pilares em elementos sólidos.

Tabela 3-5 – Considerações de modelagem segundo a ACI-318 (ACI, 2019).

Modelo	Tipo de elemento do pilar	Tipo de ligação
FS-ACI-RC	Barra	Nó único
LR-ACI-RC	Barra	Ligação rígida
PS-ACI-RC	Sólido	Nós individuais
MCG	Barra	Barra-Barra (2D)

Seguido da análise dos modelos descritos acima, foram criados modelos da mesma estrutura, utilizando-se desta vez a rigidez do concreto segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014). Para todos os modelos que utilizaram os parâmetros da norma brasileira, foram adicionadas aos seus respectivos nomes as letras “NBR”. O módulo de elasticidade secante foi calculado de acordo com as Equações 3.18 e 3.19, apresentadas a seguir.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } 20 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.18)$$

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (3.19)$$

sendo

E_{ci} : módulo de elasticidade tangente inicial do concreto;

E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014);

$\alpha_E = 0,9$ para agregado graúdo de rocha calcária;

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

O trabalho experimental utilizado como referência foi desenvolvido no sistema inglês de medidas, com resultados de resistência obtidos segundo a ACI. Por isso, como no modelo criado no ABAQUS, os dados de resistência à compressão do concreto segundo a NBR precisaram ser obtidos por meio de uma relação dos dados de f'_c para f_{ck} . Como base para a comparação entre tais parâmetros, foi utilizado também o trabalho de Souza e Bittencourt (2003). Levando em conta tal trabalho, obteve-se a resistência $f_{ck} = 29,62$ MPa.

Levando em conta o agregado graúdo de rocha calcária e aplicando-se as Equações 3.18 e 3.19, foi obtido como resultado $E_{cs} = 23,97$ GPa. Utilizando os parâmetros agora segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), foram criados 3 modelos com as mesmas considerações de modelagem da ligação laje-pilar explicadas para a Tabela 3-5. A Tabela 3-6 resume as considerações dos modelos criados segundo a norma brasileira.

Tabela 3-6 – Considerações de modelagem segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Modelo	Tipo de elemento do pilar	Tipo de ligação
FS-NBR-RC	Barra	Nó único
LR-NBR-RC	Barra	Ligação rígida
PS-NBR-RC	Sólido	Nós individuais

3.7.3 Modelos considerando a Não Linearidade Física de forma simplificada

Buscando uma melhor compreensão da estrutura a ser analisada, foram criados diversos modelos estruturais levando em consideração a não linearidade física do concreto. Para a consideração da não linearidade física do concreto dos elementos, os modelos criados com base na ACI foram recriados com as mesmas considerações dos modelos da Tabela 3-5. No entanto, os novos modelos foram criados com consideração da não linearidade física de forma simplificada, por meio da redução da rigidez dos elementos de acordo com as recomendações de análise de deslocamentos laterais imediatos, presentes na ACI-318 (ACI, 2019) e já apresentados na Tabela 2-3. A Tabela 3-7 apresenta tais modelos, sendo que os resultados obtidos se utilizando o método de Wight e Macgregor (2009) também foram incluídos nesta tabela, porém, este tem seus próprios coeficientes de redução de rigidez. Todos os cálculos que consideraram a redução de rigidez no SAP2000 receberam as letras “RR”, de “Rigidez Reduzida”, em seus respectivos nomes.

Tabela 3-7 – Modelos com rigidez reduzida para o ELS, segundo a ACI-318 (ACI, 2019).

Modelo	Tipo de elemento do pilar	Tipo de ligação
FS-ACI-RR	Barra	Nó único
LR-ACI-RR	Barra	Ligação rígida
PS-ACI-RR	Sólido	Nós individuais

Para a modelagem segundo os dados da NBR 6118 (ABNT, 2014), a não linearidade física do concreto foi considerada também por meio de coeficientes de redução de rigidez. Apesar de não ser permitida por essa norma a redução de rigidez dos elementos de estruturas com menos de 4 pavimentos, a literatura demonstra que reduções na rigidez de lajes lisas submetidas a cargas laterais independe do número de pavimentos do edifício. Por isso, foram utilizados os coeficientes recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para o estudo da rigidez lateral reduzida do edifício devido aos efeitos da não linearidade física do concreto. Tais coeficientes são recomendados para a análise de estruturas no Estado Limite Último, porém, foi utilizado neste trabalho para a análise no Estado Limite de Serviço como uma maneira de estudar a aplicabilidade destes no cálculo de deslocamentos laterais de edifícios com lajes lisas de concreto armado. A Tabela 3-8

apresenta os modelos cuja não linearidade física do concreto foi considerada de forma simplificada, por meio das considerações apresentadas na Tabela 2-2.

Tabela 3-8 – Modelos com rigidez reduzida segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Modelo	Tipo de elemento do pilar	Tipo de ligação
FS-NBR-RR	Barra	Nó único
LR-NBR-RR	Barra	Ligação rígida
PS-NBR-RR	Sólido	Nós individuais

3.8 Análise de uma estrutura ampliada

Após todas as análises numéricas feitas usando-se o ensaio experimental como base, foi feita uma análise da estrutura de forma ampliada, para se entender a influência da modelagem também em estruturas mais altas, com um maior número de pavimentos.

Tendo como base a mesma forma dos modelos analisados anteriormente, foram adicionados mais três pavimentos, conforme ilustra a Figura 3-47 a seguir. Nessa nova estrutura considerada, tudo foi baseado nos dados presentes no edifício já estudado neste trabalho. As lajes e pilares foram considerados com a mesma geometria e o mesmo detalhamento, os pés direitos e os vãos entre pilares também se mantiveram iguais. Tendo em vista que os parâmetros de modelagem já foram validados, a edificação ampliada aqui estudada seguiu os diversos dados já determinados, como rigidezes, apoios, materiais, cargas verticais e refinamento de malha.

Utilizando-se a NBR 6123 (ABNT, 1988) foram calculadas cargas horizontais de vento de acordo com os parâmetros geográficos, geométricos e de utilização do edifício. Para isso, considerou-se que a construção está localizada na cidade do Rio de Janeiro, em um terreno plano, sendo a rugosidade do terreno da categoria I. A construção foi considerada da Classe A, no Grupo 3. Com os dados apresentados, a força vertical do vento foi calculada utilizando-se o coeficiente de arrasto de 1,0, totalizando-se uma força lateral de 30,95 kN por pavimento.

Após a determinação de seu módulo, a força lateral devido ao vento foi dividida para os pontos de carregamento nas lajes utilizados no ensaio experimental realizado por

Fick (2008). Apesar de não ser a maneira de introdução de cargas laterais devidas ao vento, as cargas foram inseridas da mesma forma das outras análises, facilitando as comparações a serem feitas.

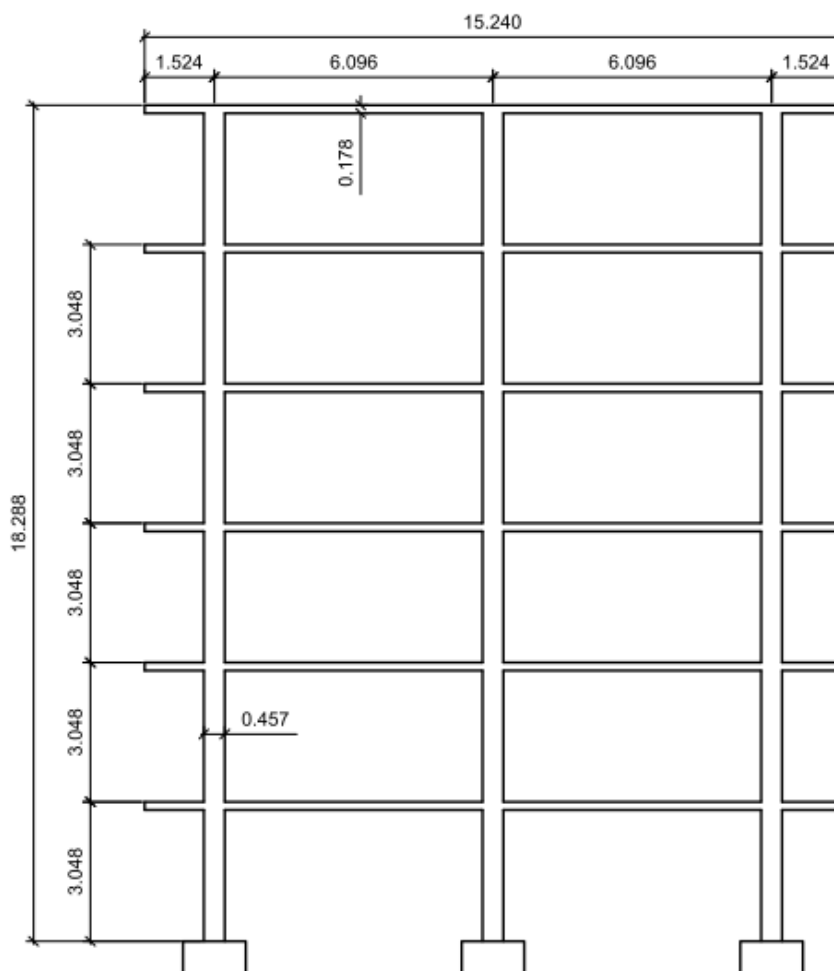


Figura 3-47 – Vista em corte do Modelo Maior.

Esse modelo, que será referido a partir de agora como o Modelo Maior, foi analisado a partir de todas as considerações de modelagem citadas para o modelo experimental, de 3 pavimentos. Primeiro, foram feitas análises por meio do Abaqus, com as considerações do concreto elástico-linear e com modelo de danos do concreto. Depois, foram criados os modelos no SAP2000, variando-se as considerações das ligações laje-pilar e as rigidezes das seções de concreto. A Tabela 3-9 mostra as duas análises feitas por meio do Abaqus, nomeando-as e especificando o comportamento adotado para o concreto. Para estes, a malha adotada foi a de 270 mm, pois a diferença de resultados é pequena se comparada com os resultados obtidos com a malha de 220 mm na estrutura menor, porém, os custos

computacionais se mostraram melhores, conforme será explicado mais à frente. As Tabelas 3-10 e 3-11 mostram todas as considerações estudadas, para as normas ACI e NBR, respectivamente, nomeando-as. Os nomes foram criados das mesmas formas dos criados para o edifício de três pavimentos, com o detalhe de que todos nomes dos resultados da nova estrutura são precedidos pela palavra “MAIOR”.

Tabela 3-9 – Modelo Maior criado no Abaqus.

Modelo	Consideração da rigidez	Tamanho da malha (mm)
MAIOR-LINEAR-270	Elástico-Linear	270
MAIOR-CDP-270	Modelo de Danos do Concreto	270

Tabela 3-10 – Considerações de modelagem segundo a ACI 318 (ACI, 2019).

Modelo	Tipo de elemento do pilar	Tipo de ligação	Consideração da Rigidez das seções
MAIOR-FS-ACI-RC	Barra	Nó único	Bruta
MAIOR-LR-ACI-RC	Barra	Ligação rígida	Bruta
MAIOR-PS-ACI-RC	Sólido	Nós individuais	Bruta
MAIOR-FS-ACI-RR	Barra	Nó único	Reduzida
MAIOR-LR-ACI-RR	Barra	Ligação rígida	Reduzida
MAIOR-PS-ACI-RR	Sólido	Nós individuais	Reduzida

Tabela 3-11 – Considerações de modelagem segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Modelo	Tipo de elemento do pilar	Tipo de ligação	Consideração da Rigidez das seções
MAIOR-FS-NBR-RC	Barra	Nó único	Bruta
MAIOR-LR-NBR-RC	Barra	Ligação rígida	Bruta
MAIOR-PS-NBR-RC	Sólido	Nós individuais	Bruta
MAIOR-FS-NBR-RR	Barra	Nó único	Reduzida
MAIOR-LR-NBR-RR	Barra	Ligação rígida	Reduzida
MAIOR-PS-NBR-RR	Sólido	Nós individuais	Reduzida

Utilizando o fluxograma da Figura 3-48, pode-se entender todas as análises feitas no presente trabalho. Levando-se em conta que todas as formas de consideração ilustradas foram feitas também para o Modelo Maior, foram criadas um total de 30 análises diferentes, observando-se então as tendências dos resultados obtidos.

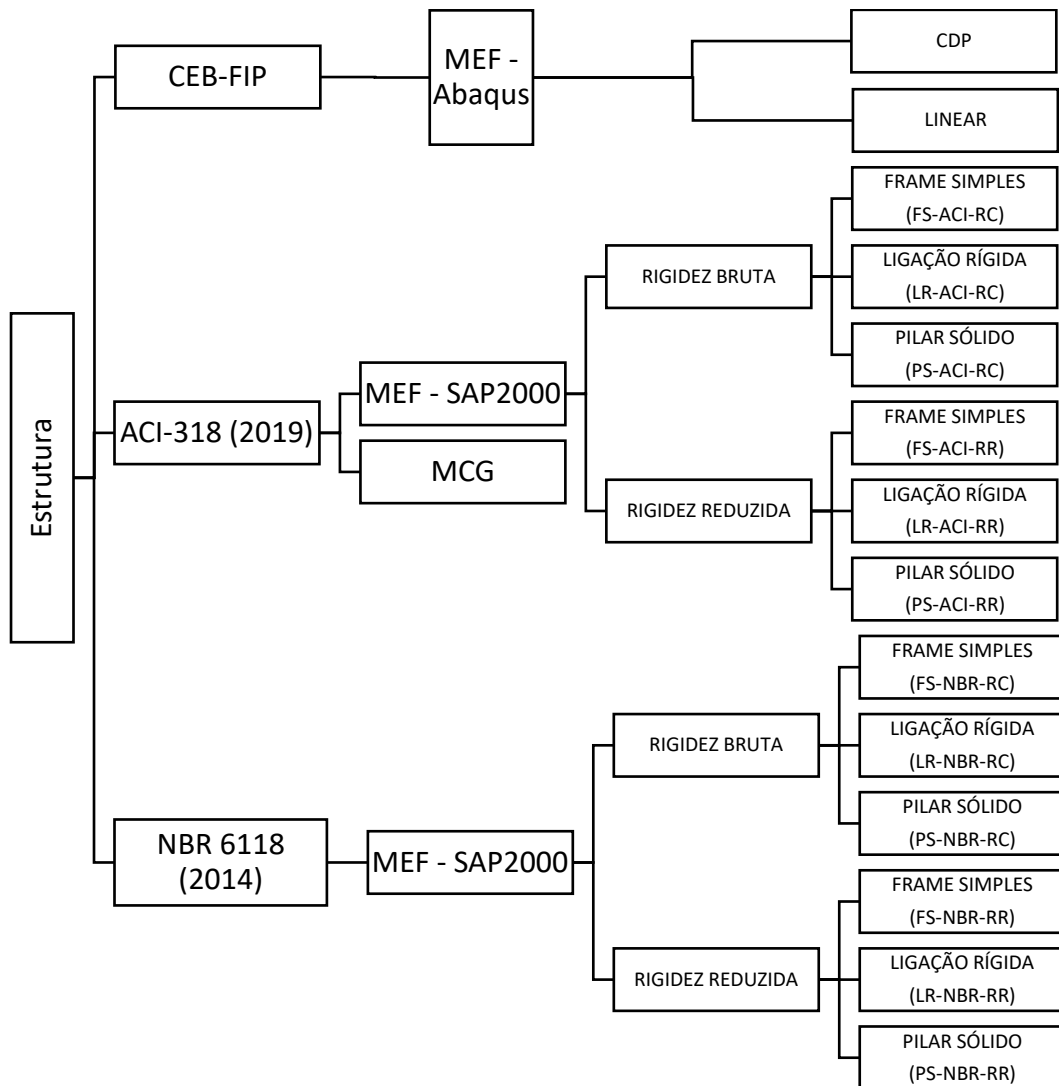


Figura 3-48 – Fluxograma de considerações feitas na pesquisa.

4 RESULTADOS – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO

Neste capítulo, são apresentados os resultados das análises propostas por meio das diferentes considerações numéricas criadas com o intuito de reproduzir o ensaio experimental realizado por Fick (2008). Depois, são apresentados os deslocamentos laterais calculados para o Modelo Maior, que auxiliou na compreensão das interações entre os elementos estruturais e as cargas.

4.1 Modelos Analisados com o Abaqus/CAE

Neste item são apresentados os resultados obtidos nas análises das estruturas por meio do Abaqus. Os dados obtidos por meio deste programa foram divididos em duas seções. A primeira ilustra os resultados obtidos a partir da análise linear-elástica da estrutura, com o módulo de elasticidade secante proposto no *fib* Model Code 2010 (2013). A segunda parte mostra as resultantes dos cálculos obtidas ao se levar em conta os parâmetros mais precisos do comportamento do concreto, com o modelo de danos do concreto (CDP).

4.1.1 Análise Linear-Elástica no Abaqus/CAE

Quando comparada à abordagem que usa o modelo de danos do concreto, esta é uma abordagem muito mais simples, que demanda a definição de um número significativamente menor de parâmetros constitutivos dos materiais. A abordagem linear é também mais célere pois não está sujeita a algumas instabilidades numéricas presentes nos modelos com CDP, tendo em vista que a rigidez de cada um dos elementos é idêntica durante todo o processo de análise. Pela maior velocidade de processamento, este é o tipo de abordagem da rigidez mais aplicado nos projetos comerciais de engenharia.

4.1.1.1 Deslocamentos laterais

A Tabela 4-1 apresenta os resultados das análises feitas segundo o método de análise elástico-linear, mostrando os deslocamentos laterais obtidos para as três malhas propostas. Os modelos deste item foram nomeados com a palavra “LINEAR”, seguida de um número que representa o tamanho aproximado global, em milímetros, utilizado na malha de elementos quadráticos do tipo C3D20R. No caso presente, a modificação das

dimensões dos elementos trouxe diferenças nos cálculos muito baixas, de menos de 1%, o que demonstra a convergência da malha. A Figura 4-1 ilustra os resultados gráficos obtidos para os deslocamentos laterais no modelo denominado LINEAR_220, que teve um deslocamento lateral de 10,77 mm. A Figura 4-2 mostra os deslocamentos laterais do modelo nomeado LINEAR_220 e os compara graficamente com as leituras experimentais obtidas no ensaio realizado por Fick (2008).

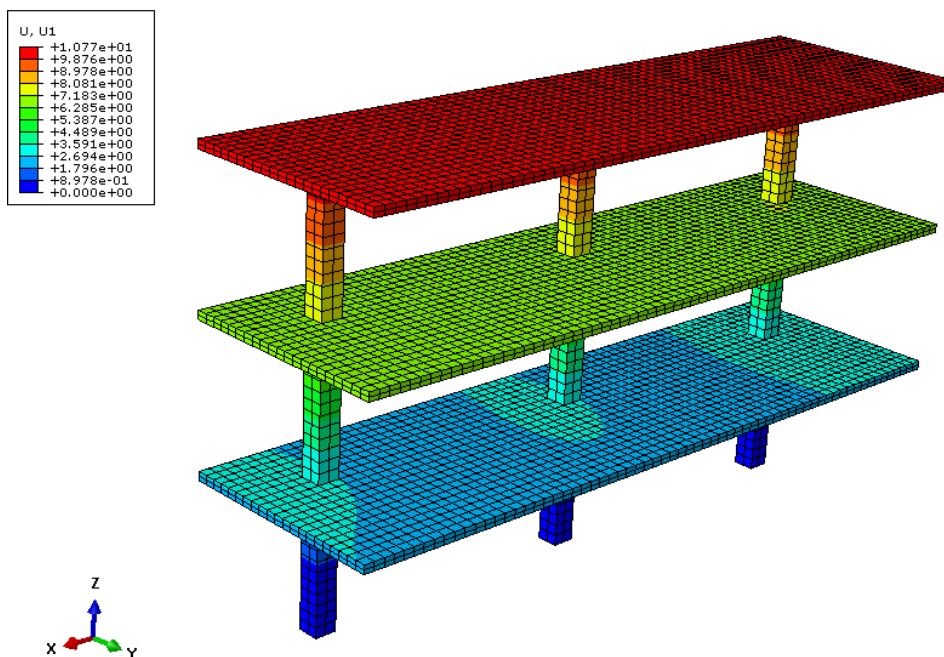


Figura 4-1 – Deslocamento lateral de modelo LINEAR_220.

Tabela 4-1 – Deslocamentos laterais dos modelos com rigidez secante segundo o *fib* Model Code 2010 (2013).

Modelo	Deslocamento Experimental (m)	Deslocamento Calculado	Relação $\Delta_{mod} / \Delta_{exp}$
LINEAR_450	0,0175	0,01068	0,61
LINEAR_270	0,0175	0,01075	0,61
LINEAR_220	0,0175	0,01077	0,61

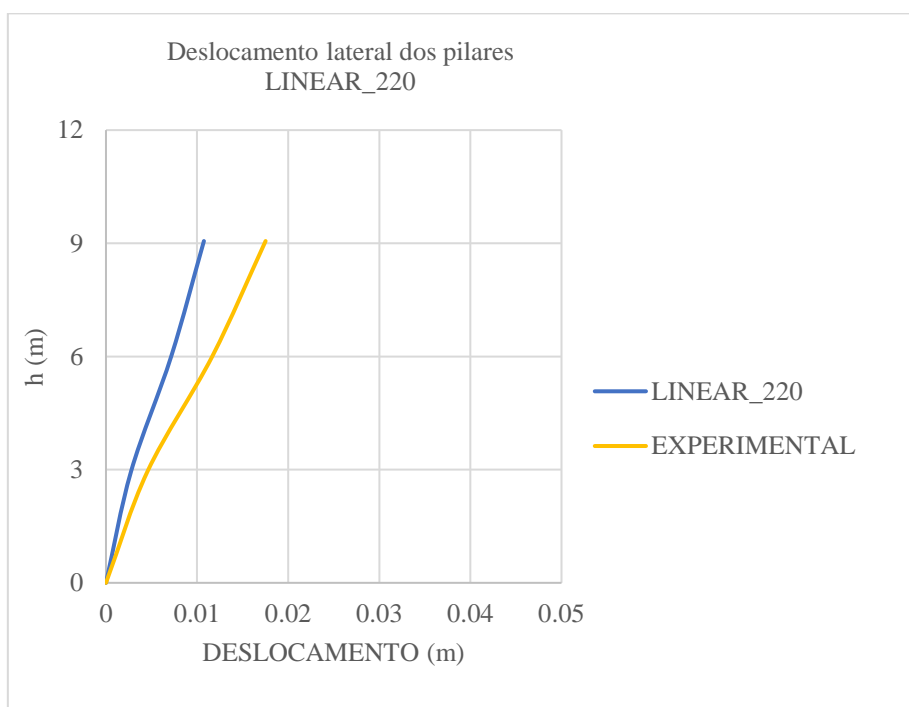


Figura 4-2 – Deslocamento dos pilares por pavimento, comparação de LINEAR_220 com resultados experimentais.

Ao comparar-se o deslocamento lateral no nível COBERTURA obtido numericamente com o resultado experimental de referência, verifica-se que os resultados de LINEAR_220 foram apenas 61% do deslocamento lateral do protótipo real. A utilização do módulo de elasticidade secante do concreto de acordo com o *fib* Model Code 2010 (2013) gerou um sistema estrutural numérico com rigidez lateral maior que a encontrada experimentalmente. Tais dados corroboram os estudos consultados na revisão bibliográfica, onde a análise linear-elástica, mesmo se utilizada a rigidez secante, pode não trazer deslocamentos laterais próximos aos reais.

4.1.1.2 Tensões

Quanto às tensões do modelo LINEAR_220, observa-se na Figura 4-3 que tensões de tração altas são desenvolvidas, chegando a valores de 10 MPa nas regiões próximas aos pilares. Esses elevados valores de tensão de tração indicam um cenário muito acima do resistido pelo material na realidade, tendo em vista que concretos normais não têm tal resistência. Já as tensões mínimas, apresentadas na Figura 4-4, demonstram baixas tensões de compressão na estrutura, com valores bem abaixo do limite de resistência do material.

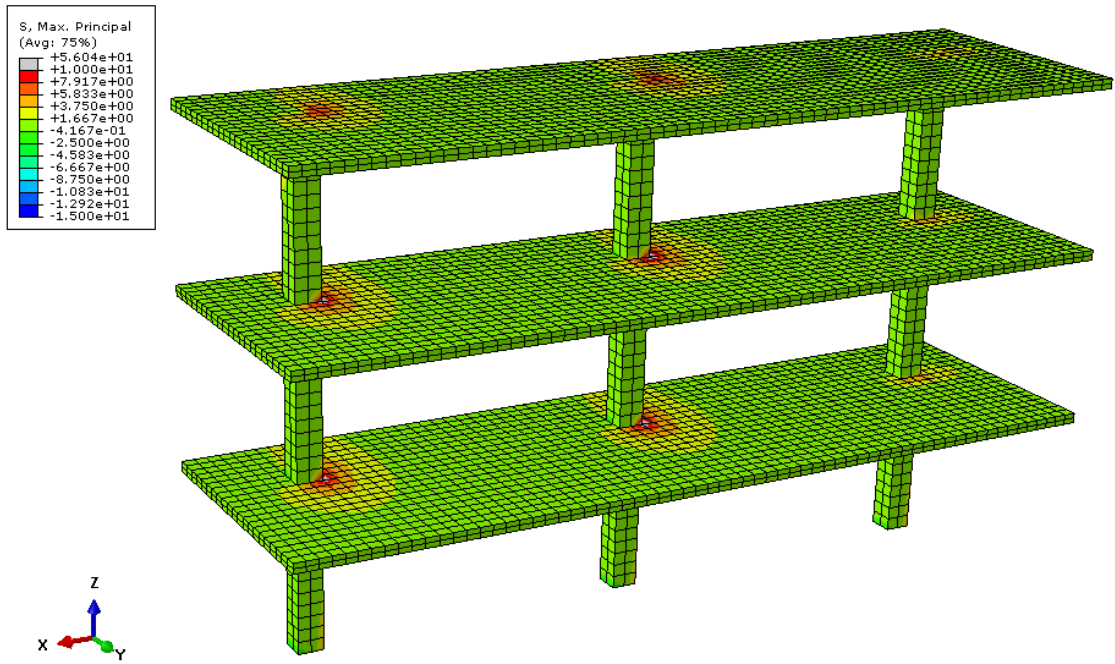


Figura 4-3 – Tensões máximas no concreto obtidas no modelo LINEAR_220.

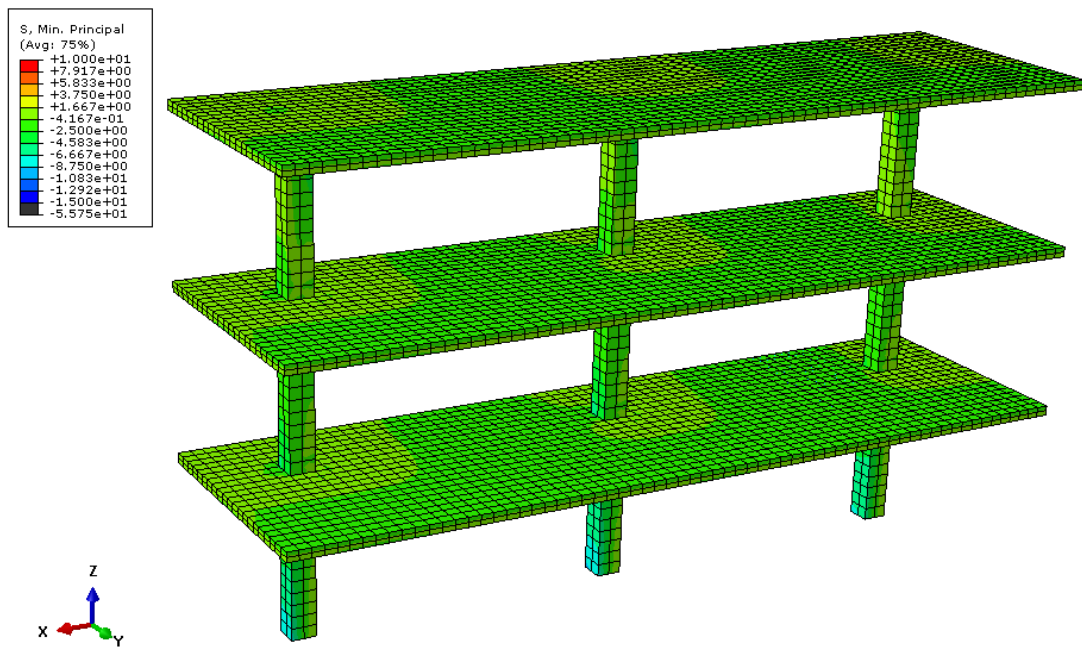


Figura 4-4 – Tensões mínimas no concreto obtidas no modelo LINEAR_220.

4.1.2 Análise por meio do modelo de danos no Abaqus/CAE

O uso do modelo de danos do concreto para o processamento numérico da estrutura, quando comparado à abordagem anterior, trouxe custos computacionais muito maiores. Entretanto, este trouxe deslocamentos laterais muito diferentes dos abordados no item 4.1.1, conforme será apresentado a seguir.

4.1.2.1 Deslocamentos laterais

A Figura 4-5 apresenta os deslocamentos laterais obtidos utilizando-se o modelo de danos, sendo a malha com tamanho global aproximado de 220 mm. O deslocamento lateral obtido no nível COBERTURA do edifício foi de 14,97 mm. A Figura 4-6 mostra uma comparação dos deslocamentos laterais obtidos no ensaio experimental com os deslocamentos laterais obtidos no modelo criado neste trabalho, relacionando-os com a força cortante total na base da estrutura. Pode-se notar que, para a etapa de ensaio proposta, que é a de 0,2% de deslocamento lateral, o modelo obteve resultados aceitáveis. Na Tabela 4-2, são apresentadas as diferentes proposições de malha e os valores obtidos em suas análises, sendo estes comparados ao resultado experimental de referência utilizado, que é o deslocamento lateral no nível COBERTURA.

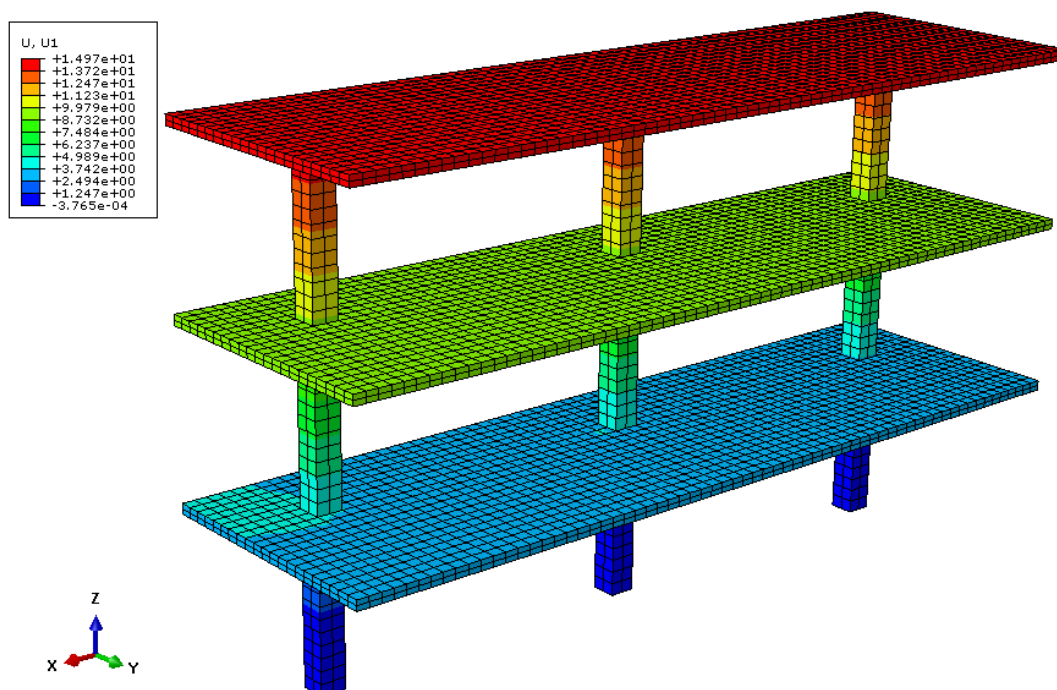


Figura 4-5 – Deslocamento lateral de modelo CDP_220.

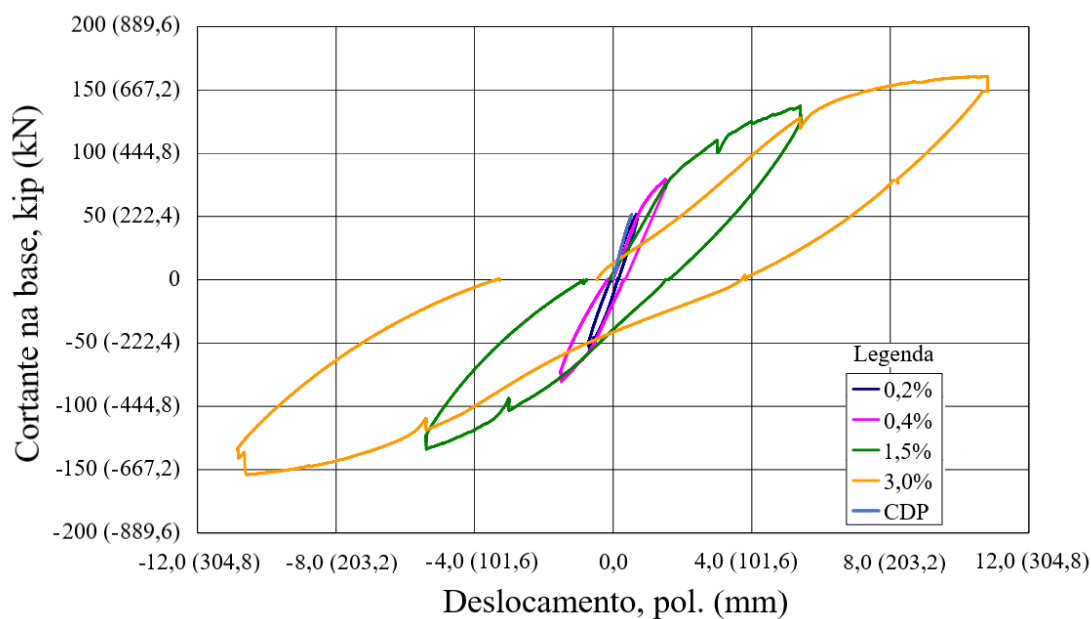


Figura 4-6 – Gráfico Força x Deslocamento lateral de modelo CDP_220 e modelo experimental. Adaptado de Fick (2008).

Tabela 4-2 – Deslocamentos laterais das análises com modelo de danos no concreto, registrado no nível COBERTURA.

Modelo	Deslocamento Experimental (m)	Deslocamento Calculado	Relação $\Delta_{mod}/\Delta_{exp}$
CDP_1000	0,0175	0,1390	0,79
CDP_450	0,0175	0,01474	0,84
CDP_270	0,0175	0,01490	0,85
CDP_220	0,0175	0,01497	0,855

O modelo de danos apresentou bons resultados, com uma precisão de 14,5% no deslocamento lateral no nível COBERTURA em CDP_220, resultado considerado neste trabalho como aceitável para a validação da geometria e das relações constitutivas utilizadas nos materiais. É apresentada na Figura 4-7 a comparação dos deslocamentos experimentais com os obtidos no modelo CDP_220.

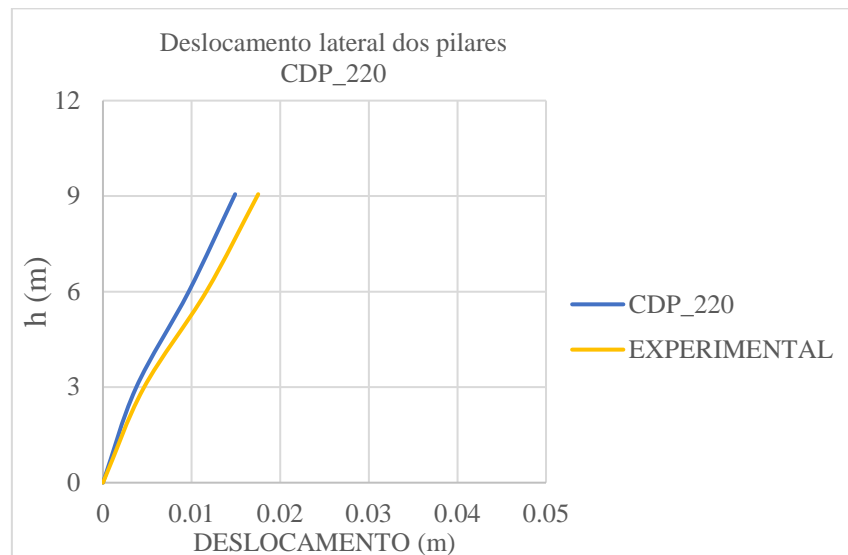


Figura 4-7 – Deslocamento dos pilares por pavimento, comparação de CDP_220 com resultados experimentais.

4.1.2.2 Tensões

As Figuras 4-8 e 4-9 mostram como foi o desenvolvimento das tensões máximas e mínimas, respectivamente, ao longo dos elementos ao final da análise com os parâmetros do CDP. Pode-se ver por meio dessas figuras que a compressão devido às cargas aplicadas não teve valores muito elevados, se comparados à resistência máxima do concreto. Já os valores de tensão de tração são muito mais próximos dos valores máximos em diversos pontos, o que será ainda mais claro ao demonstrar-se os resultados de danos no concreto, que levam em conta também as redistribuições de tensão que acontecem durante as duas etapas de carregamento.

Analisando-se a Figura 4-8, com as tensões máximas principais, pode-se ver a concentração de tensões nas proximidades dos pilares, o que só corrobora a afirmação de que a região mais próxima dos pilares é de grande sensibilidade nas estruturas compostas por lajes sem vigas. Comparando-se a Figura 4-8 à Figura 4-3 fica claro que as tensões máximas de tração se redistribuíram, posicionando-se em um círculo maior na análise com CDP, indicando a incapacidade do concreto de absorver as solicitações ilustradas em LINEAR_220.

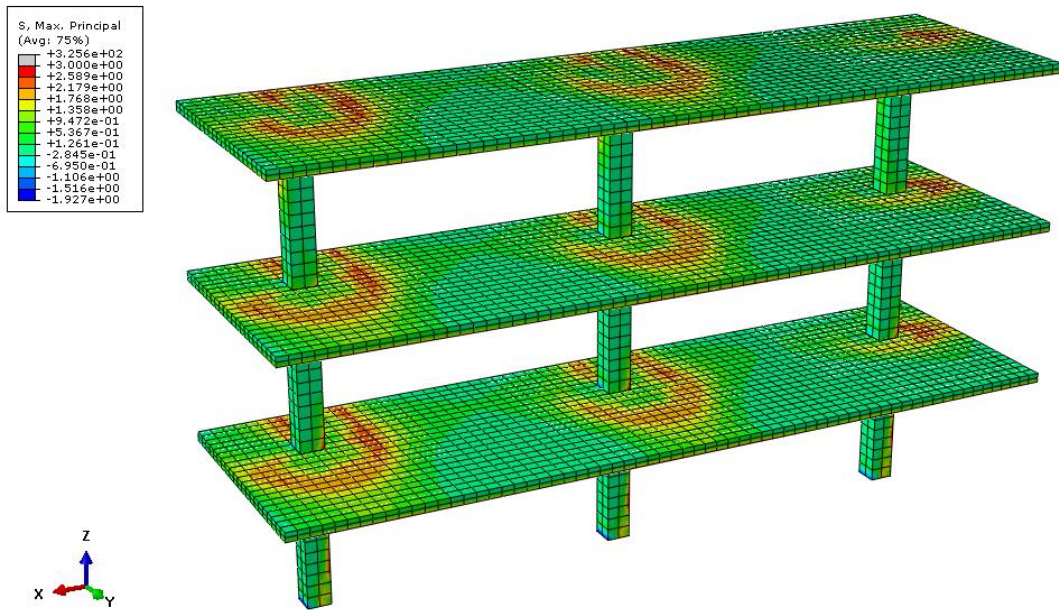


Figura 4-8 – Tensões máximas no concreto obtidas no modelo CDP_220.

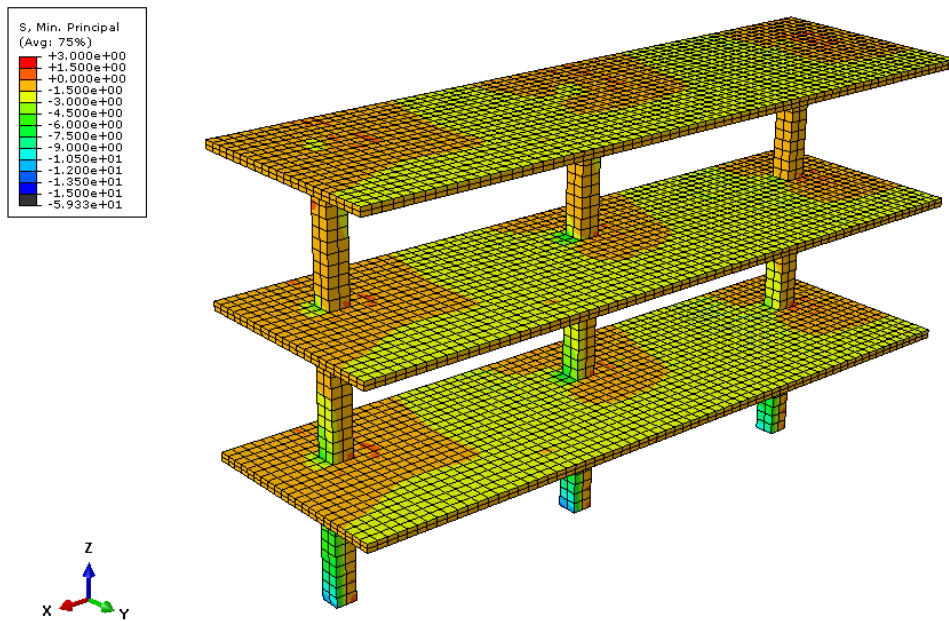


Figura 4-9 – Tensões mínimas no concreto obtidas no modelo CDP_220.

4.1.2.3 Danos no concreto

Os danos no concreto, que se acumulam no decorrer da análise incremental pelo Abaqus, mostram de forma mais precisa onde as tensões causam sua própria redistribuição no decorrer do carregamento, de forma a se entender o comportamento nos pontos mais afetados da estrutura. As Figuras 4-10 e 4-11 ilustram os valores que representam os danos à compressão e à tração, respectivamente, obtidos ao final do processamento numérico do modelo nomeado “CDP_220”.

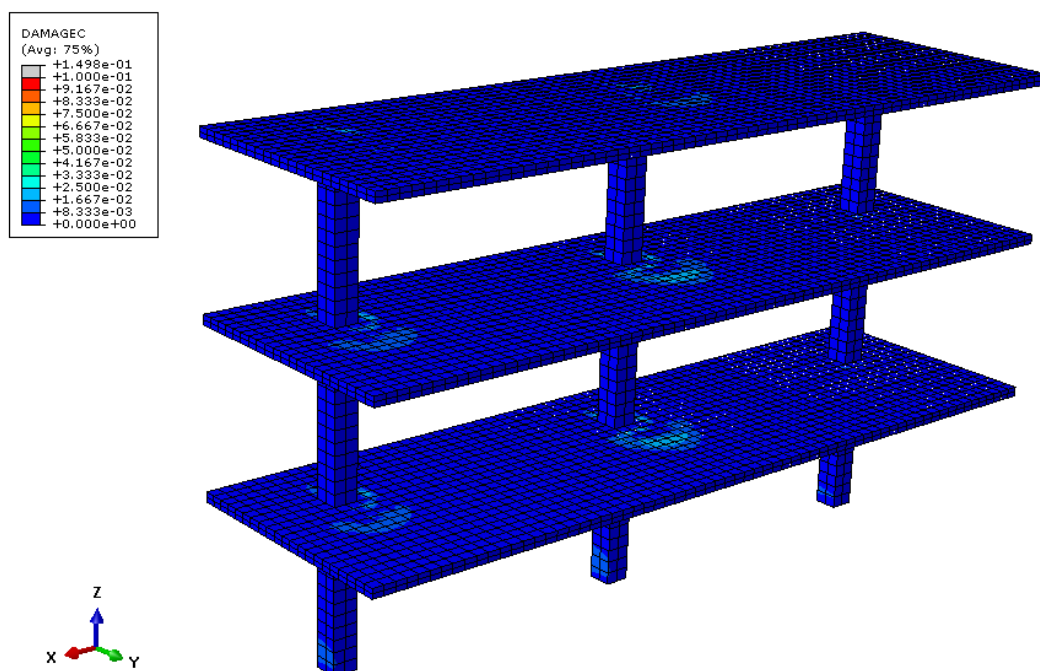


Figura 4-10 – Danos à compressão no concreto obtidos no modelo CDP_220.

Como as tensões de compressão foram pequenas em relação à tensão de ruptura, foram obtidos valores também baixos para os danos a compressão, tendo em vista que ambos estão relacionados. Os resultados não mostraram qualquer deterioração significativa devido a esse tipo de solicitação, conforme mostra a Figura 4-10.

Já os danos devido às tensões de tração foram mais significativos, como mostrado na Figura 4-11. Concentrados nos arredores dos pilares, os danos à tração mostram ser estes a origem da diferença entre os resultados obtidos entre as duas diferentes considerações da rigidez do concreto.

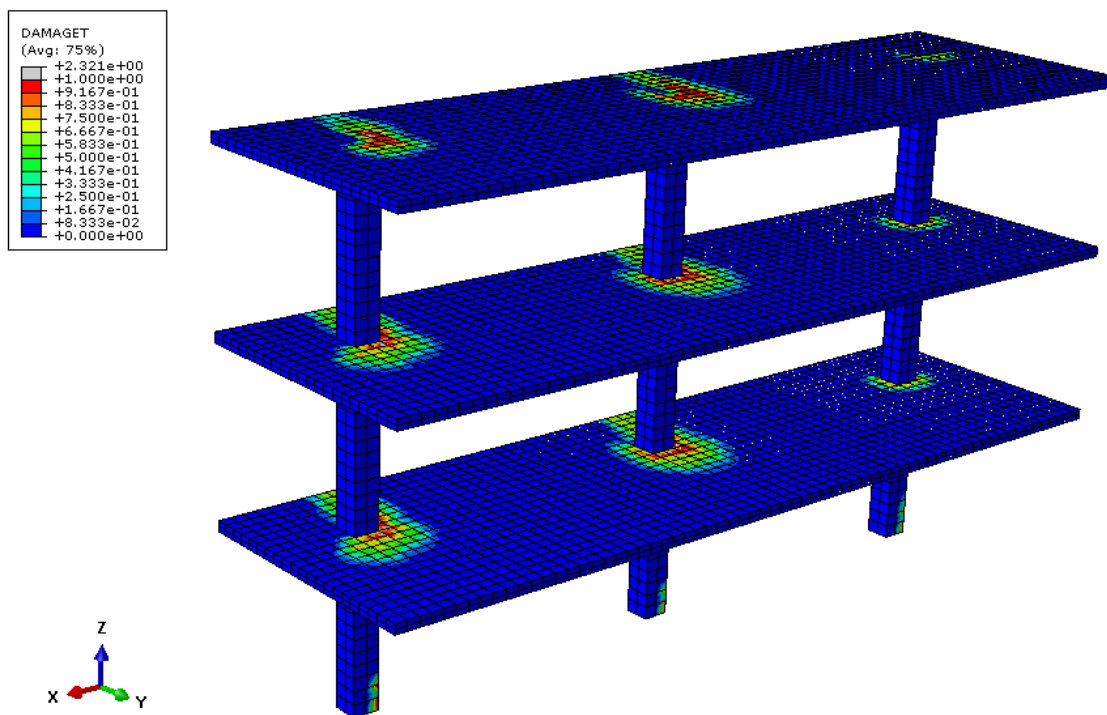


Figura 4-11 – Danos à tração no concreto obtidos no modelo CDP_220.

A seguir, foi investigado como estes fenômenos aqui mostrados podem ser reproduzidos em cálculos mais céleres, utilizados no dia a dia dos escritórios de projetos estruturais.

4.2 Resultados obtidos com o SAP2000

4.2.1 Resultados considerando a rigidez bruta das seções

Os cálculos dos modelos com a rigidez considerada segundo a ACI-318 (ACI, 2019) têm suas resultantes presentes nas Tabelas 4-3 e 4-4. A Tabela 4-3 apresenta os deslocamentos no topo da estrutura, obtidos a partir das análises dos modelos considerados com a rigidez bruta das seções e os compara ao deslocamento experimental da estrutura ensaiada por Fick (2008). Essa tabela apresenta também o parâmetro α e a rigidez lateral de cada modelo. As Figuras 4-12 e 4-13 ilustram de forma gráfica os valores de deslocamentos e do parâmetro α mostrados na Tabela 4-3, comparando-os com os resultados das medições experimentais. A seguir a Figura 4-14 compara de forma gráfica o deslocamento dos pilares em cada pavimento em cada um dos modelos criados

e também os deslocamentos experimentais. As Figuras 4-15, 4-16 e 4-17 mostram o deslocamento lateral nos pilares por meio da interface do SAP2000.

Tabela 4-3 – Deslocamento dos modelos no nível COBERTURA da estrutura com rigidez baseada na ACI e seção bruta do concreto.

Modelo	Deslocamento Experimental (m)	Deslocamento Calculado	Relação $\Delta_{mod}/ \Delta_{exp}$	α	$\Sigma(Ecs.Ic)$ (kNm ²)
FS-ACI-RC	0,0175	0,0202	1,15	0,301	2124793
LR-ACI-RC	0,0175	0,0111	0,63	0,221	3966280
PS-ACI-RC	0,0175	0,0119	0,68	0,229	3685481

Tabela 4-4 – Resultados dos deslocamentos laterais por pavimento dos modelos com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e seção bruta do concreto.

Deslocamento lateral dos pilares - ACI-RC				
	DESLOCAMENTO (m)			
h (m)	EXPERIMENTAL	FS-ACI-RC	LR-ACI-RC	PS-ACI-RC
0	0	0	0	0
3,05	0,00457	0,0043	0,0028	0,0029
6,1	0,01168	0,0126	0,0075	0,0079
9,15	0,01752	0,0203	0,011	0,0118

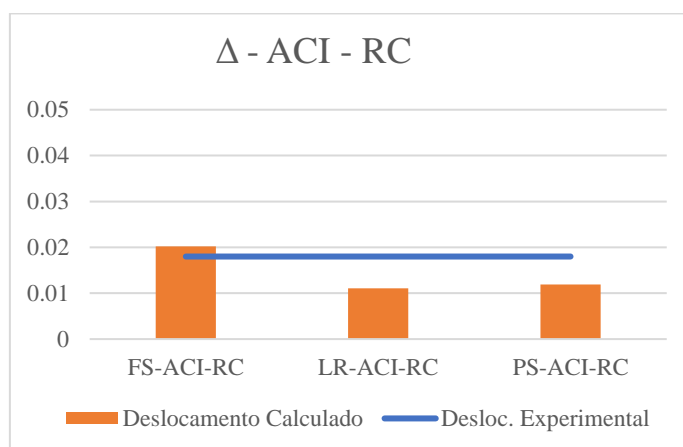


Figura 4-12 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e seção bruta do concreto.

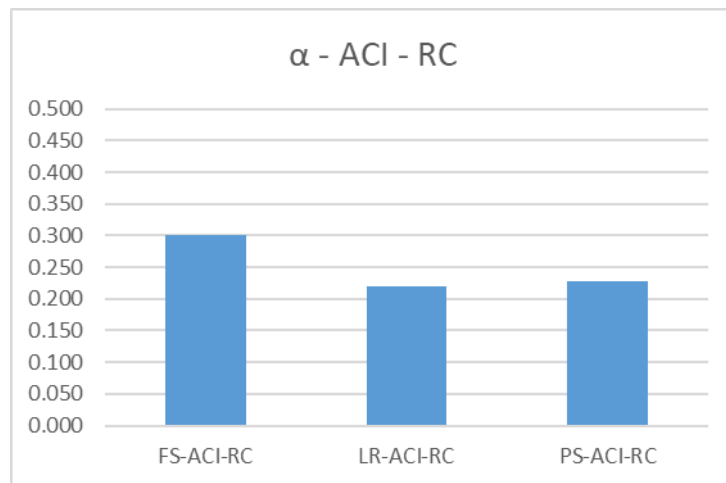


Figura 4-13 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e seção bruta do concreto.

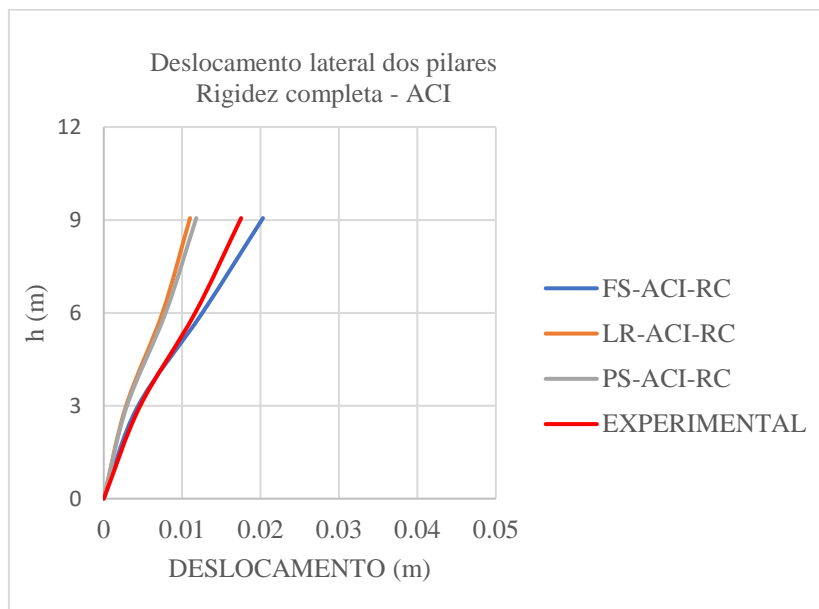


Figura 4-14 – Deslocamento dos pilares por pavimento.

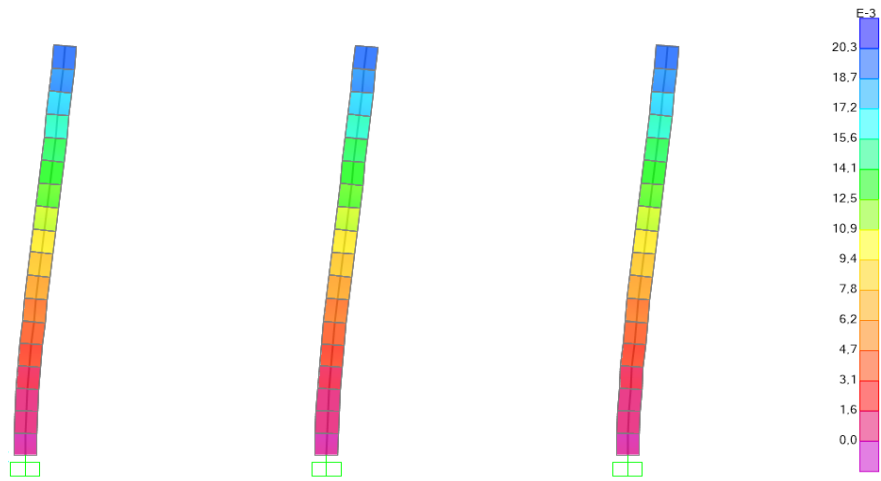


Figura 4-15 – Deslocamento Lateral dos pilares no Modelo FS-ACI-RC.

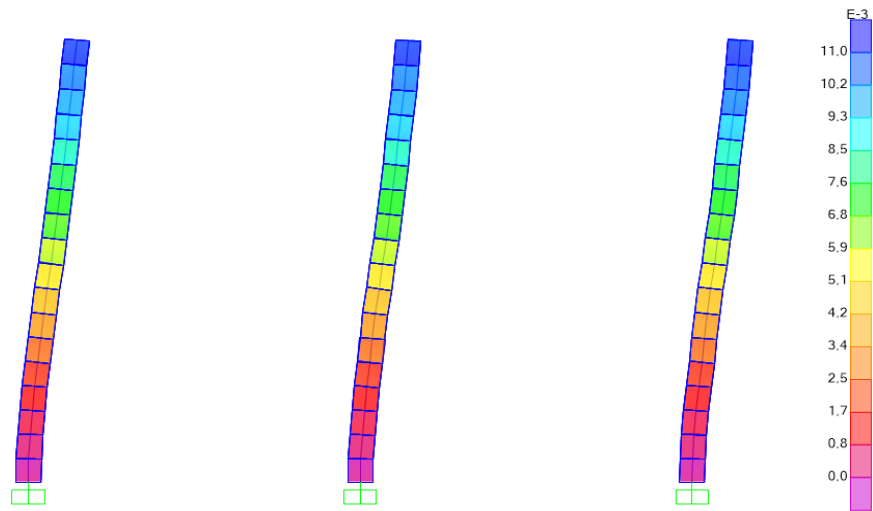


Figura 4-16 – Deslocamento Lateral dos pilares no Modelo LR-ACI-RC.

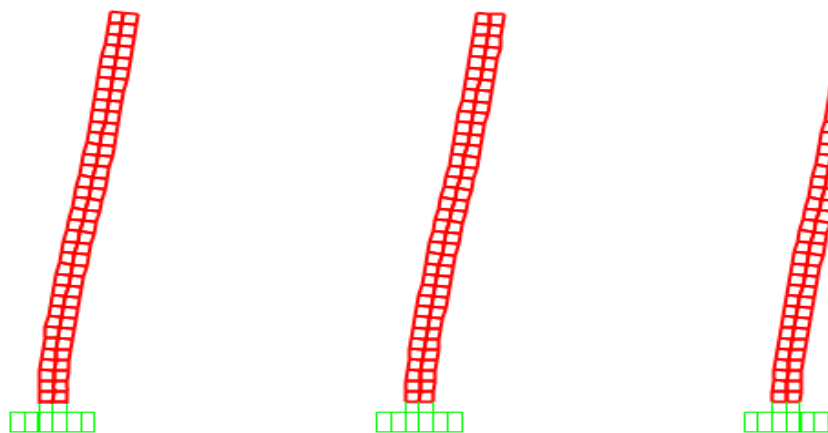


Figura 4-17 – Deslocamento Lateral dos pilares no Modelo PS-ACI-RC.

Analisando-se os dados, verifica-se que o procedimento nomeado FS-ACI-RC, com deslocamento lateral de 0,202 m, teve deslocamentos divergentes dos outros dois e do modelo LINEAR_220, criado com o Abaqus, e teve deslocamentos no nível COBERTURA superiores aos obtidos no protótipo ensaiado. Já os procedimentos nomeados LR-ACI-RC e PS-ACI-RC, que tiveram deslocamentos máximos de 0,11 e 0,119 m, respectivamente, levaram a números parecidos de deslocamentos entre si, e o mesmo quando comparados aos cálculos feitos em LINEAR_220. Apesar de terem os deslocamentos próximos entre si, todos esses três citados se mostraram contra a segurança, já que levaram a menos de 70% do deslocamento real.

Os resultados das análises numéricas feitas nos modelos considerando a rigidez bruta das seções e o módulo de elasticidade a partir da NBR 6118 (ABNT, 2014) são apresentados nas Tabelas 4-5 e 4-6. As Figuras 4-18 a 4-23 mostram os deslocamentos laterais obtidos utilizando-se a norma brasileira. O procedimento FS-NBR-RC, que teve deslocamento máximo de 0,021 m, se mostrou conservador mesmo sem quaisquer alterações nos elementos referentes à não linearidade física, da mesma forma que nos cálculos segundo a ACI-318 (ACI, 2019). LR-NBR-RR e PS-NBR-RR chegaram a números próximos entre si, 0,115 e 0,123 respectivamente, e muito próximos aos resultados de LINEAR_220, todos sensivelmente contra a segurança em termos de estabilidade lateral, já que o mais próximo dos resultados reais obteve apenas 70% do deslocamento lateral.

Ao se compararem os deslocamentos obtidos utilizando a norma brasileira com os resultados obtidos utilizando-se a ACI-318 (ACI, 2019), é possível concluir que os movimentos laterais são muito próximos ao se defrontar as diferentes considerações da ligação laje-pilar entre si. A única diferença entre os modelos com a nomenclatura ACI-RC e os com a nomenclatura NBR-RC foi o módulo de elasticidade. Por isso, os números levemente mais conservadores obtidos com parâmetros da norma brasileira se devem ao fato de tal código levar em conta parâmetros diferentes para a consideração deste módulo, o que fez com que esse parâmetro do concreto seja menor na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 4-5 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na NBR 6118 (ABNT, 2014) e seção bruta do concreto.

Modelo	Deslocamento Experimental (m)	Deslocamento Calculado (m)	Relação $\Delta_{mod}/ \Delta_{exp}$	α	$\Sigma(Ecs.Ic)$ (kNm ²)
FS-NBR-RC	0,0175	0,021	1,2	0,307	2051524
LR-NBR-RC	0,0175	0,0115	0,65	0,225	3820728
PS-NBR-RC	0,0175	0,0123	0,70	0,223	3559482

Tabela 4-6 – Resultados dos deslocamentos laterais por pavimento dos modelos com rigidez baseada na NBR 6118 (ABNT, 2014) e seção bruta do concreto.

Deslocamento lateral dos pilares - NBR-RC				
	DESLOCAMENTO (m)			
h (m)	EXPERIMENTAL	FS-NBR-RC	LR-NBR-RC	PS-NBR-RC
0	0	0	0	0
3,05	0,00457	0,0045	0,0029	0,0031
6,1	0,01168	0,0131	0,0078	0,0082
9,15	0,01752	0,021	0,0115	0,0123

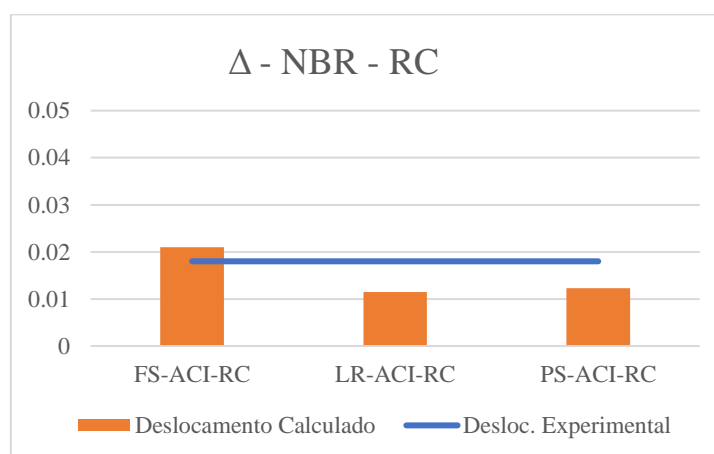


Figura 4-18 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na NBR 6118 (ABNT, 2014) e na seção bruta do concreto.

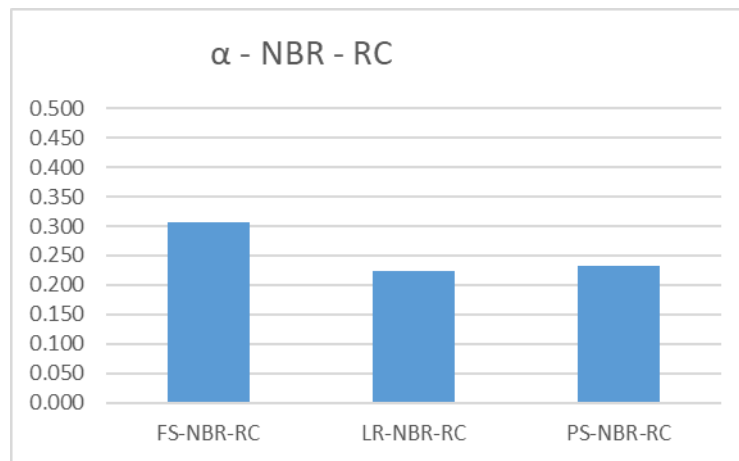


Figura 4-19 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez baseada na NBR 6118 (ABNT, 2014) e seção bruta do concreto.

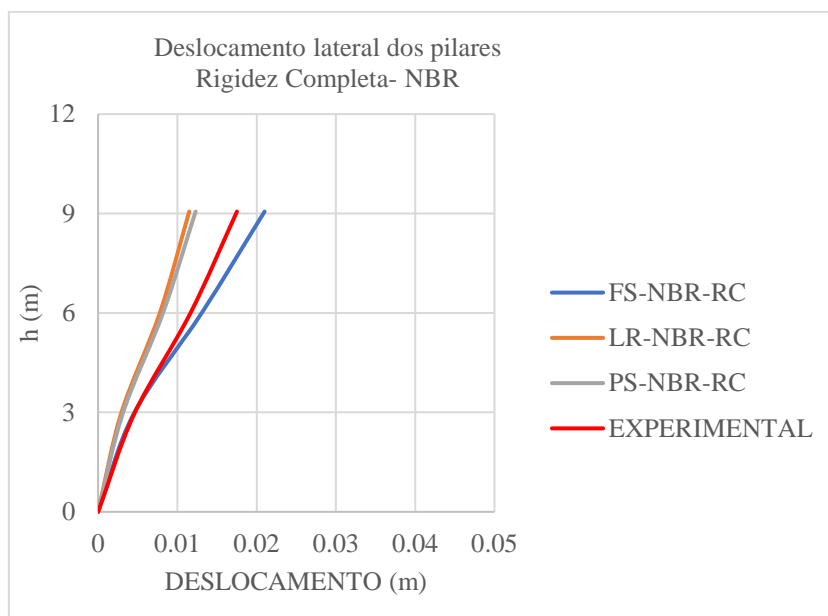


Figura 4-20 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento.

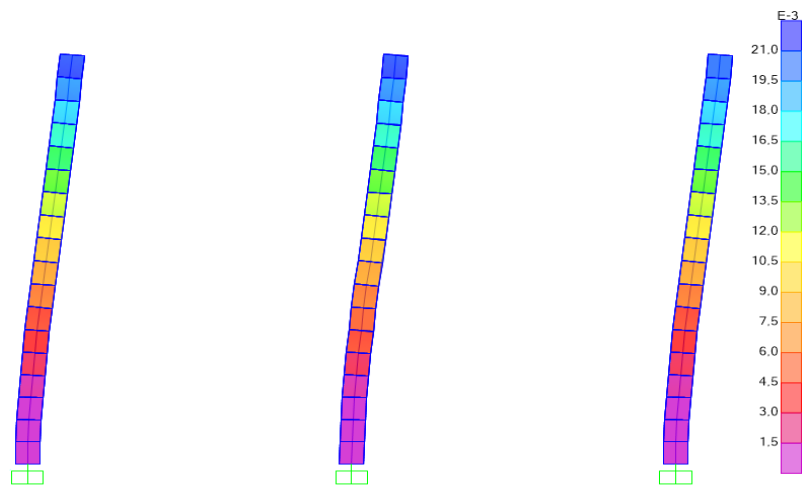


Figura 4-21 – Deslocamento Lateral dos pilares no Modelo FS-NBR-RC.

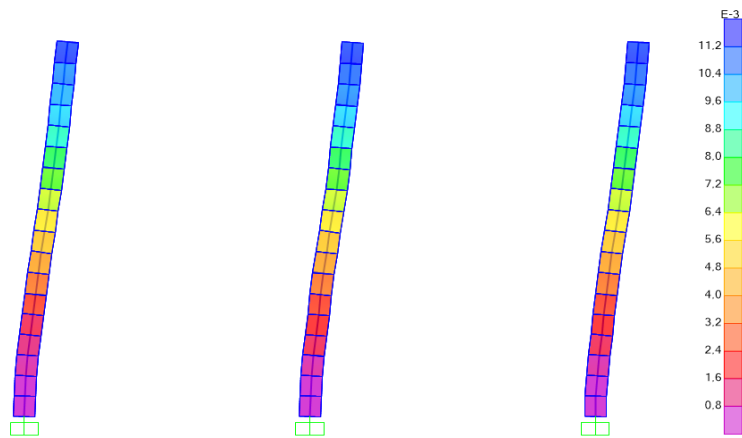


Figura 4-22 – Deslocamento Lateral dos pilares no Modelo LR-NBR-RC.

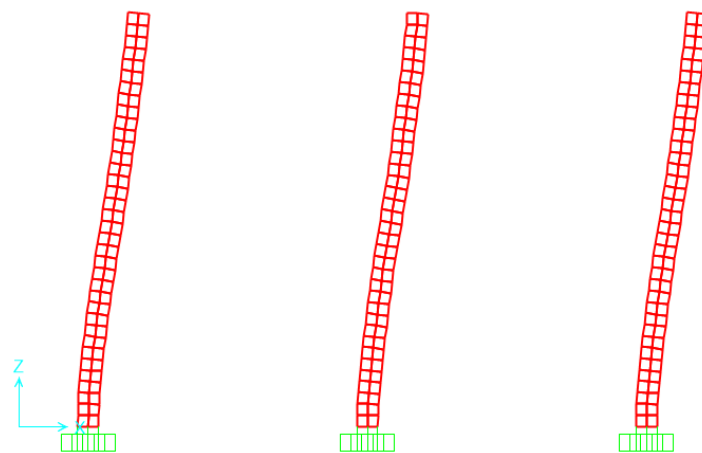


Figura 4-23 – Deslocamento Lateral dos pilares no Modelo PS-NBR-RC.

Os modelos cujas ligações laje-pilar foram concebidas em apenas um ponto na malha da laje se comportaram de forma mais instável, se comparados aos outros tipos de ligação, entregando resultados de deslocamentos laterais significativamente superiores a todas as outras concepções numéricas de ligação laje-pilar.

4.2.2 Modelos considerando a não linearidade física de forma simplificada

Os resultados obtidos a partir da análise elástico-linear da estrutura foram próximos aos experimentais em alguns casos. No entanto, nenhum dos casos do item 4.1 considera a não linearidade física dos elementos estruturais, que se provou relevante na revisão bibliográfica e nos estudos aqui feitos utilizando-se o modelo de danos do concreto. Por isso, o presente item tem a função de esclarecer os impactos de uma análise não linear simplificada nos deslocamentos laterais da estrutura, de forma que se possa compará-las às análises elástico-lineares, tendo as leituras experimentais como balizadoras.

O cálculo da estrutura com cargas em nível de serviço segundo a ACI-318 (ACI, 2019), com os coeficientes de redução de rigidez simplificada, apresentou resultados muito divergentes da análise elástico-linear feita inicialmente. Os deslocamentos laterais obtidos com a consideração da não linearidade física do concreto de forma aproximada estão presentes nas Tabelas 4-7 e 4-8. As Figuras 4-24 a 4-26 comparam de maneira gráfica os valores obtidos. Além das análises já feitas anteriormente, foi feita também uma análise por meio do método apresentado por Wight e Macgregor (2009), e os valores obtidos a partir deste também constam nas Tabelas 4-7 e 4-8, com o nome de MCG.

Tabela 4-7 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez reduzida baseada na ACI-318 (ACI, 2019).

Modelo	Deslocamento Experimental	Deslocamento Calculado (m)	Relação $\Delta_{mod}/\Delta_{exp}$	α	$\Sigma(Ecs.Ic)$ (kNm ²)
FS-ACI-RR	0,0175	0,0366	2,09	0,409	1150440
LR-ACI-RR	0,0175	0,0215	1,23	0,311	1992628
PS-ACI-RR	0,0175	0,0228	1,30	0,320	1884431
MCG	0,0175	0,021	1,2	0,305	2071937

Tabela 4-8 – Resultados dos deslocamentos laterais por pavimento dos modelos com rigidez reduzida baseada na ACI-318 (ACI, 2019).

Deslocamento lateral dos pilares - ACI-RR					
DESLOCAMENTO (m)					
h (m)	EXPERIMENTAL	FS-ACI-RR	LR-ACI-RR	PS-ACI-RR	MCG
0	0	0	0	0	0
3,05	0,00457	0,0067	0,0045	0,0047	0,0049
6,1	0,01168	0,0211	0,0133	0,0139	0,0137
9,15	0,01752	0,0366	0,0215	0,0228	0,021

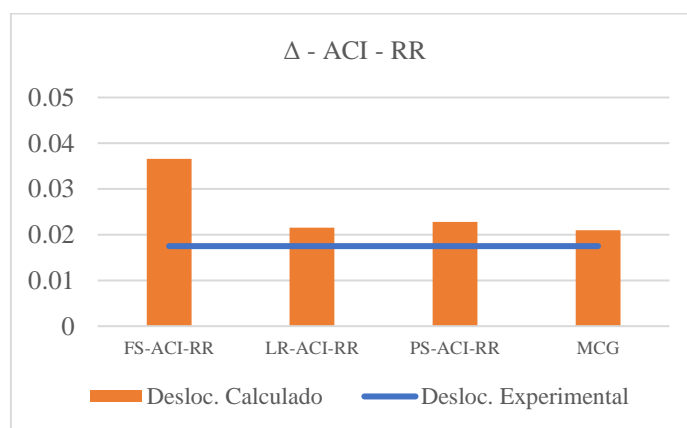


Figura 4-24 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez reduzida baseada na ACI-318 (ACI, 2019).

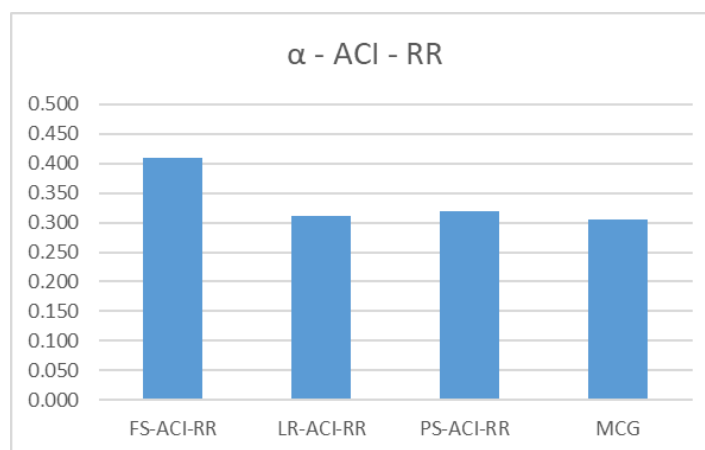


Figura 4-25 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez reduzida baseada na ACI-318 (ACI, 2019).

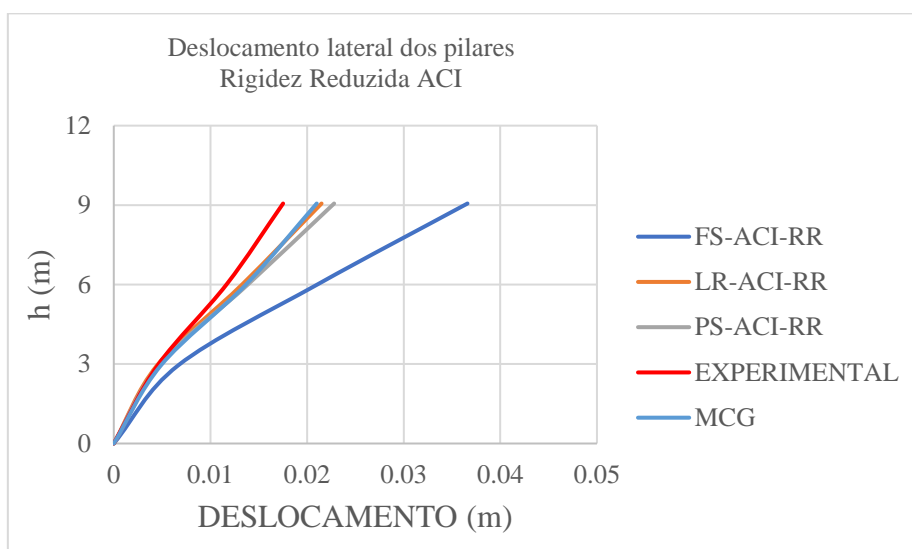


Figura 4-26 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento, rigidez reduzida de acordo com a ACI-318 (ACI, 2019).

Como pode ser visto na Tabela 4-8 e na Figura 4-26, o modelo FS-ACI-RR teve um movimento lateral em seu topo muito superior aos demais, de 0,0366 m, e mais distante ainda das leituras do ensaio experimental. Os procedimentos LR-ACI-RR e PS-ACI-RR tiveram resultados próximos um do outro, 0,215 e 0,228 respectivamente, ambos a favor da segurança. Apesar de ser o mais simples de todos, o método proposto por Wight e Macgregor (2009) foi o que mais se aproximou das leituras do ensaio experimental, com deslocamento lateral máximo de 0,021 m.

A seguir, é apresentado o resultado dos cálculos por meio do SAP2000 utilizando-se a norma brasileira, com as reduções de rigidez mostradas nesta. As Tabelas 4-9 e 4-10, junto com as Figuras 4-27, 4-28 e 4-29 mostram o que foi obtido nos cálculos.

Tabela 4-9 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez reduzida baseada na NBR.

Modelo	Deslocamento Experimental (m)	Deslocamento Calculado (m)	Relação $\Delta_{mod}/\Delta_{exp}$	α	$\Sigma(Ecs.Ic)$ (kNm ²)
FS-NBR-RR	0,0175	0,0454	2,59	0,456	929597
LR-NBR-RR	0,0175	0,0265	1,51	0,345	1620464
PS-NBR-RR	0,0175	0,0283	1,61	0,357	1514398

Tabela 4-10 – Resultados dos deslocamentos laterais por pavimento dos modelos com rigidez reduzida baseada na NBR.

Deslocamento lateral dos pilares - NBR-RR				
h (m)	DESLOCAMENTO (m)			
	EXPERIMENTAL	FS-NBR-RR	LR-NBR-RR	PS-NBR-RR
0	0	0	0	0
3,05	0,00457	0,008	0,0054	0,0057
6,1	0,01168	0,0252	0,00159	0,00168
9,15	0,01752	0,0438	0,0256	0,0273

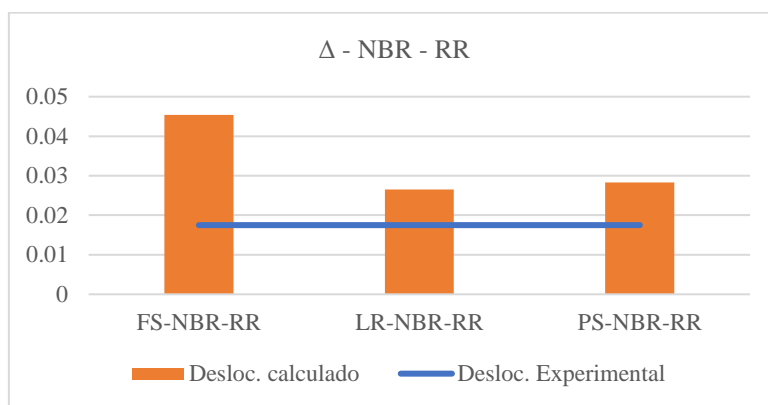


Figura 4-27 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez reduzida segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

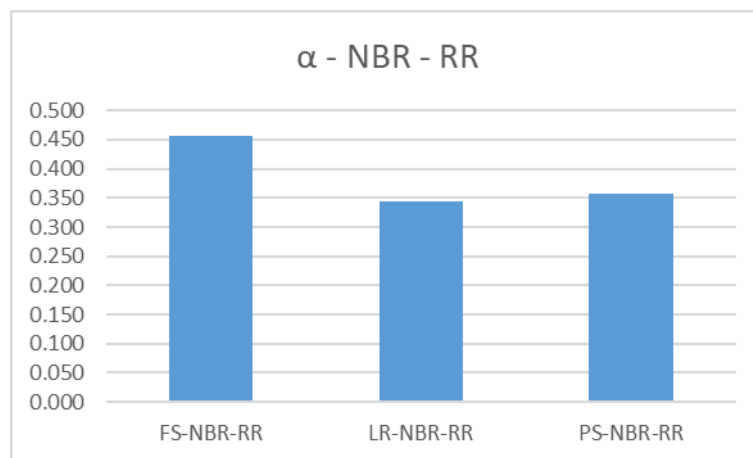


Figura 4-28 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez reduzida baseada na NBR6118 (ABNT, 2014).

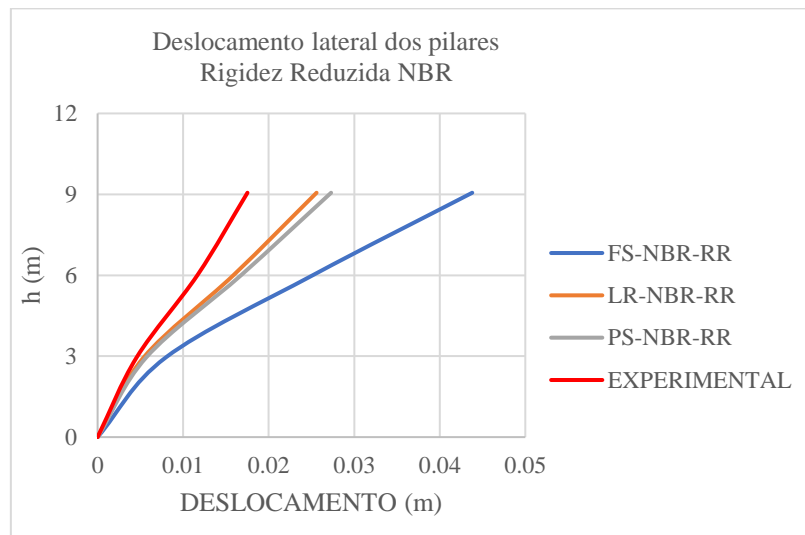


Figura 4-29 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento, rigidez reduzida de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Entendendo a Tabela 4-9, é possível verificar que FS-NBR-RR, dentre todos os processos de cálculo feitos em todas as considerações criadas neste trabalho, foi o que obteve a menor rigidez lateral, apresentando um deslocamento de 0,0454 m no topo. Para as considerações LR-NBR-RR e PS-NBR-RR, com movimentos em seus topos de 0,0265 m e 0,0283 m respectivamente, os resultados foram maiores que as leituras experimentais e que os deslocamentos obtidos a partir da ACI.

De uma maneira geral, em relação à rigidez lateral obtida nos cálculos feitos, a NBR 6118 (ABNT, 2014) se mostrou mais conservadora que a ACI-318 (ACI, 2019). Pode-se considerar que os deslocamentos laterais obtidos se utilizando a rigidez bruta das seções foi próximo entre as duas normas. Ao considerar-se as reduções de rigidez, os resultados mais conservadores apresentados pela norma brasileira podem ser atribuídos à utilização de maiores reduções na rigidez dos elementos estruturais, tanto para os pilares quanto para as lajes. Lembra-se, no entanto, que para a geometria e condições de contorno da estrutura, a norma brasileira não indica os valores de redução de rigidez utilizados neste trabalho.

4.3 Resultados obtidos no Modelo Maior

Os cálculos realizados para o Modelo Maior foram feitos para complementar a compreensão das consequências das decisões quanto à modelagem das ligações laje-pilar em sistemas estruturais com lajes lisas de concreto armado. Este item mostra todos os resultados desses cálculos, discutindo-os.

4.3.1 Resultados obtidos com o Abaqus

4.3.1.1. Análise Linear-Elástica

Assim como para os processos já mostrados anteriormente com este *software*, a análise elástico-linear se mostrou significativamente menos custosa computacionalmente, processando-se os dados de forma muito mais ágil se comparada com o modelo de danos do concreto. Para a computação dos dados deste novo edifício criado numericamente, foi utilizada a malha de tamanho global médio de 270 mm, tendo em vista que a diferença de deslocamentos entre esta e a malha de tamanho global médio de 220 mm é baixa, porém o custo computacional desta última seria muito maior.

A Figura 4-30 ilustra os deslocamentos laterais obtidos, sendo o processo nomeado de MAIOR_LINEAR_270, que obteve o deslocamento lateral no nível COBERTURA de 16,05 mm. As Figuras 4-31 e 4-32 apresentam, respectivamente, as tensões principais máximas e mínimas calculadas em todo o modelo numérico.

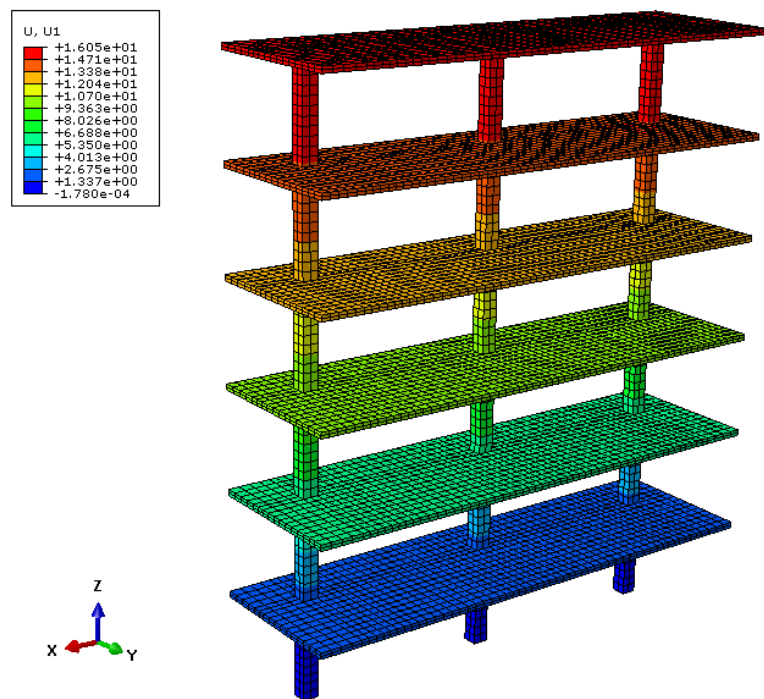


Figura 4-30 – Deslocamento lateral calculado em modelo MAIOR_LINEAR_270.

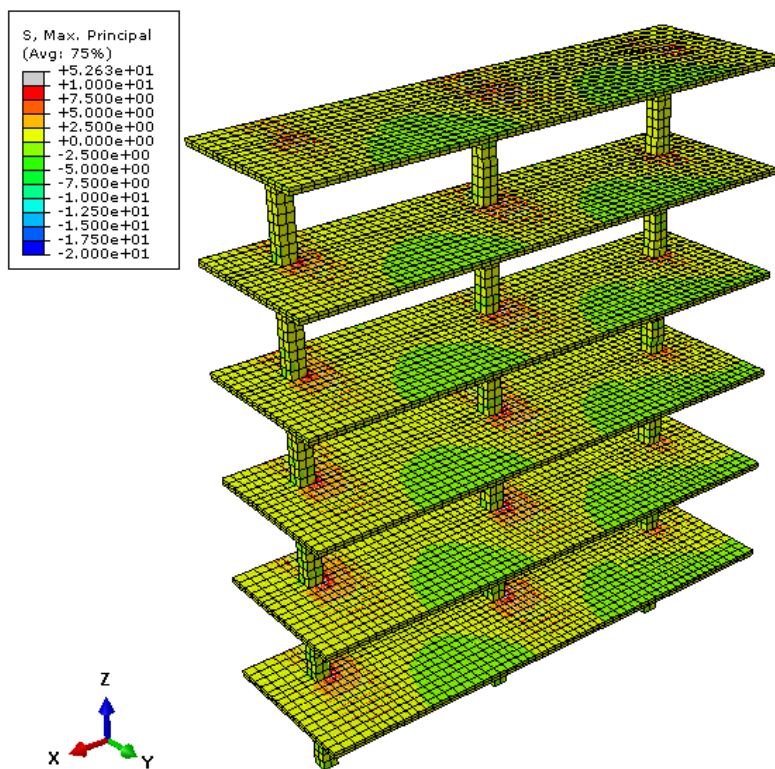


Figura 4-31 – Tensões máximas no concreto obtidas no modelo MAIOR_LINEAR_270.

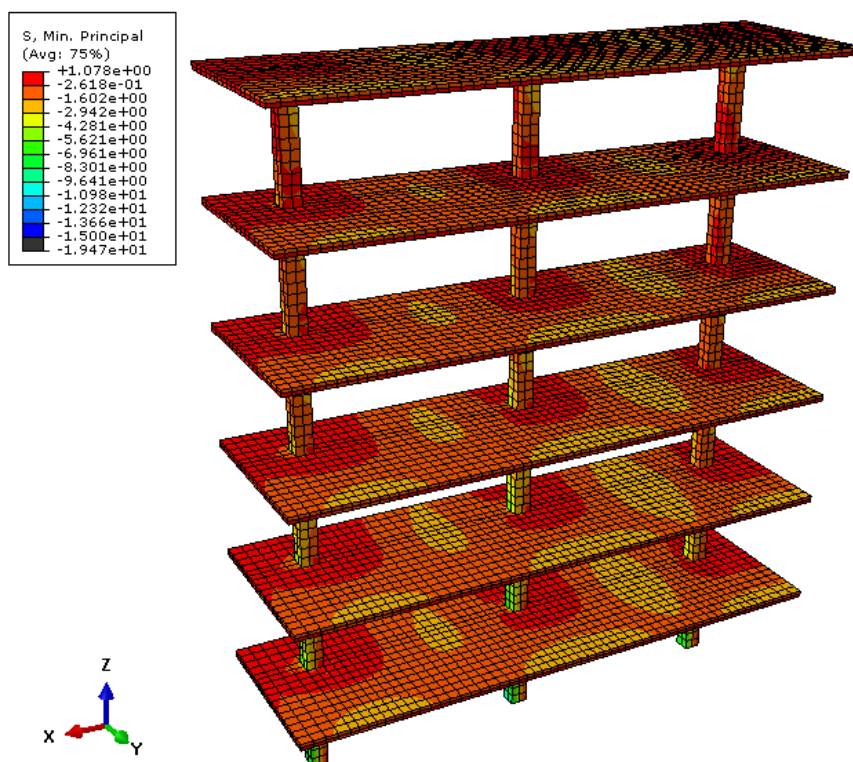


Figura 4-32 – Tensões mínimas no concreto obtidas no modelo MAIOR_LINEAR_270.

Os resultados apresentados seguiram a mesma tendência da análise do edifício de 3 pavimentos, criando concentrações de tensão de tração nas lajes em regiões próximas aos pilares. A tração nas regiões mais próximas dos pilares chegou a valores próximos de 10 MPa, um cenário longe do real para o concreto armado. Quanto às tensões de compressão, os pilares robustos mostraram pouca solicitação, mesmo nas regiões comprimidas pelos momentos fletores na base.

4.3.1.2. Análise com o modelo de danos do concreto

Assim como no estudo baseado em leituras experimentais, neste, os cálculos realizados trouxeram resultados bem diferentes dos obtidos na análise elástico-linear. Já foi explicado também que o CDP traz um custo computacional maior, porém, no presente caso tal custo se elevou muito. Ao se dobrar o tamanho do modelo e se mudar as cargas laterais, o custo computacional em tempo se multiplicou 13,5 vezes, fazendo com que a Estrutura Maior levasse 27 horas para ser processada completamente. Esse fato se deve

às não linearidades presentes, que fazem com que o processo incremental leve muito mais tempo em cada iteração, além de precisar utilizar intervalos menores de tempo em cada um dos incrementos para que a convergência numérica seja garantida em cada elemento.

A solução para a análise do Modelo Maior com o CDP foi obtida também utilizando-se a malha de tamanho global médio de 270mm. A Figura 4-33 mostra os deslocamentos laterais obtidos no modelo MAIOR_CDP_270, e a Tabela 4-11 faz a comparação entre os resultados dos processos MAIOR_CDP_270 E MAIOR_LINEAR_270.

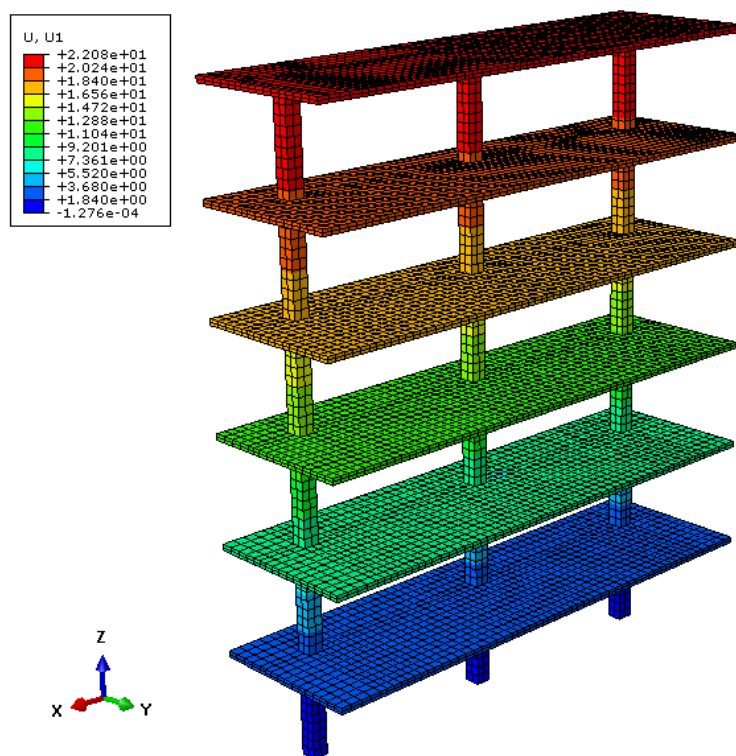


Figura 4-33 – Deslocamento lateral calculado em modelo MAIOR_CDP_270.

Da mesma forma do edifício de três pavimentos, a análise linear demonstrou levar a resultados de rigidez maiores que o observado nos cálculos feitos com o CDP. Compreendendo-se a Tabela 4-11, é possível verificar que a abordagem linear-elástica levou a deslocamentos de 72% dos obtidos com o CDP.

Tabela 4-11 – Comparação entre análises MAIOR_CDP_270 e MAIOR_LINEAR_270.

Nome	Deslocamento MAIOR_CDP_270 (m)	Deslocamento MAIOR_LINEAR_270 (m)	Relação $\Delta_{LIN}/\Delta_{CDP}$
Estrutura Maior	0,02208	0,01605	0,72

As Figuras 4-34 e 4-35 mostram as tensões principais máximas e mínimas do procedimento MAIOR_CDP_270, respectivamente.

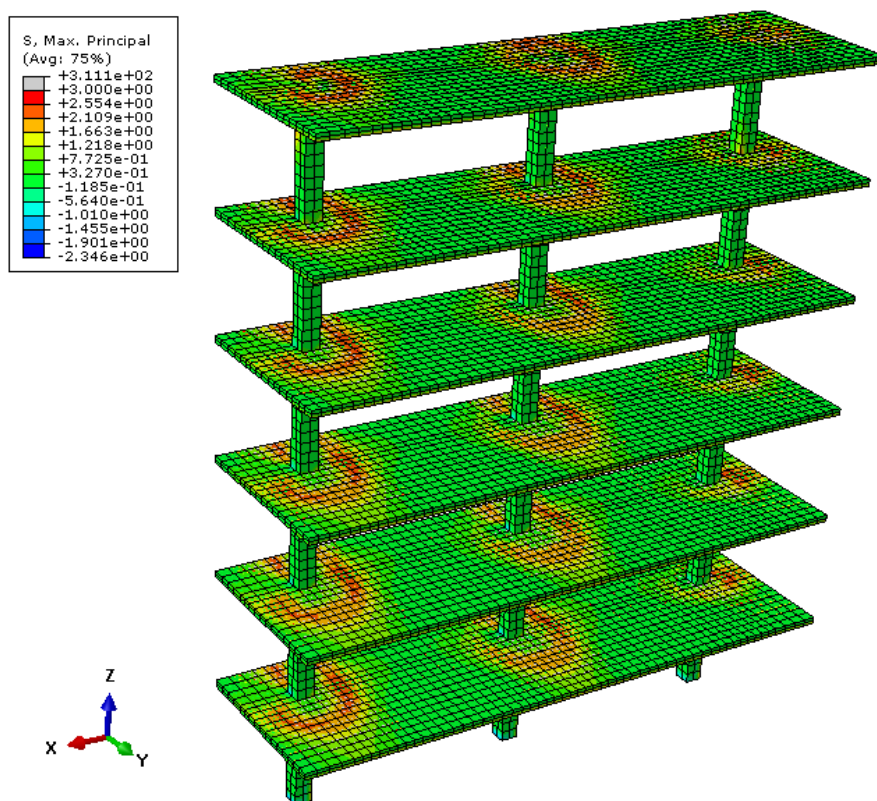


Figura 4-34 – Tensões máximas no concreto obtidas no modelo MAIOR_CDP_270.

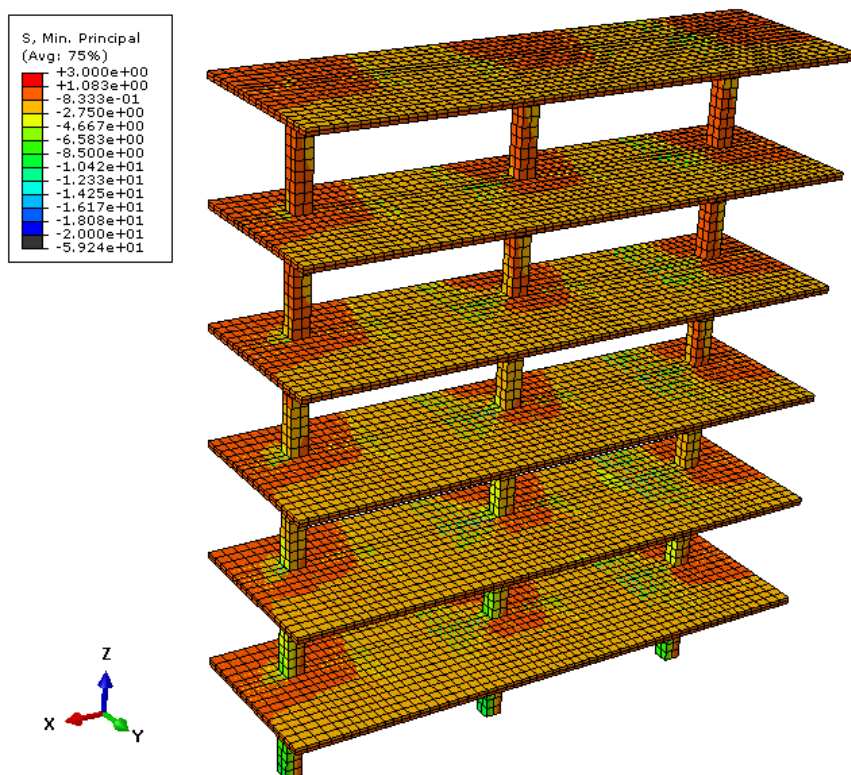


Figura 4-35 – Tensões mínimas no concreto obtidas no modelo MAIOR_CDP_270.

Os picos de tensão de tração desenvolvidos em MAIOR_CDP_270 se mostraram significativamente menores que os de MAIOR_LINEAR_270, demonstrando a impossibilidade da formação do sistema resistente mostrado na análise elástico-linear.

As Figuras 4-36 e 4-37 mostram, respectivamente, os resultados dos danos do concreto à compressão e à tração, calculados no modelo MAIOR_CDP_270. Seguindo a mesma tendência do modelo criado com base no trabalho de Fick (2008), os danos no concreto se concentraram nas lajes, ao redor dos pilares, e são devidos às solicitações de tração, como pode ser visto nas figuras apresentadas.

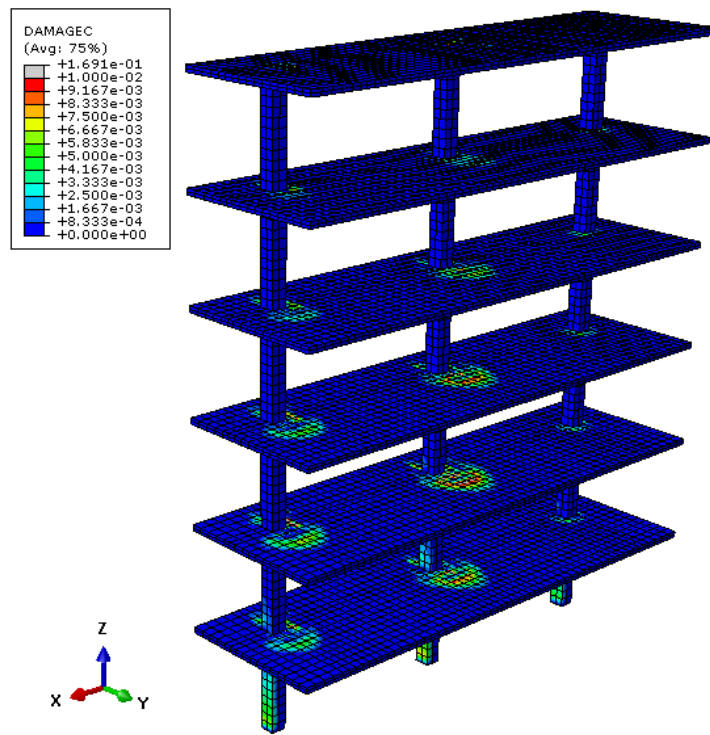


Figura 4-36 – Danos no concreto devido à compressão obtidos no modelo MAIOR_CDP_270.

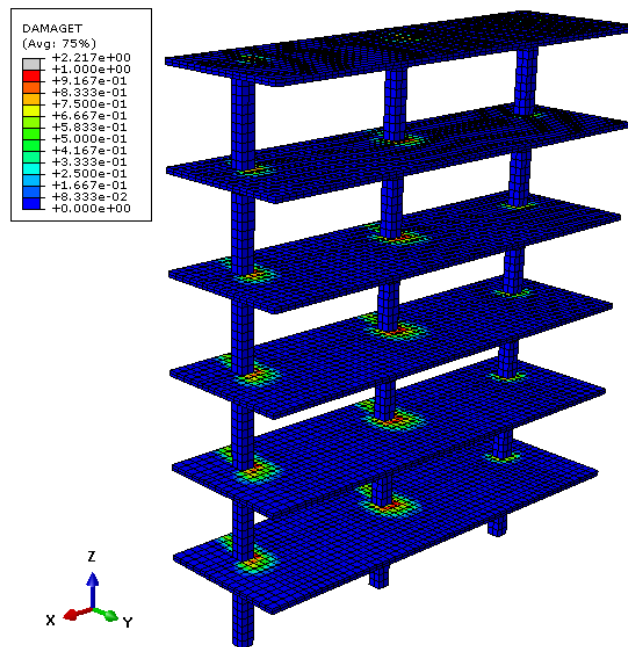


Figura 4-37 – Danos no concreto devido à tração obtidos no modelo MAIOR_CDP_270.

4.3.2 Resultados Obtidos com o SAP2000

Para o Modelo Maior, o presente item apresenta os deslocamentos obtidos por meio do SAP2000. Os resultados obtidos seguindo-se as considerações da ACI-318 (ACI, 2019), sem reduções na rigidez e com reduções da rigidez dos elementos são apresentados nas Tabelas 4-12 a 4-15 e também nas Figuras 4-38 a 4-43. Nos itens que apresentam as resultantes dos cálculos utilizando-se a rigidez reduzida, são apresentados também os números obtidos por meio do método simplificado de Wight e Macgregor (2009), com nome de MCG.

Tabela 4-12 – Resultados obtidos por meio das considerações da ACI-318 (ACI, 2019), com rigidez bruta das seções.

Deslocamento lateral dos pilares - MAIOR-ACI-RC				
	DESLOCAMENTO (m)			
h (m)	CDP-ABAQUS	MAIOR-FS-ACI-RC	MAIOR-LR-ACI-RC	MAIOR-PS-ACI-RC
0	0	0	0	0
3,05	0,0027	0,0035	0,0023	0,0024
6,1	0,0077	0,0107	0,0062	0,0065
9,15	0,01265	0,0181	0,0099	0,0105
12,2	0,0169	0,0244	0,0128	0,0137
15,25	0,02	0,0293	0,0148	0,0159
18,3	0,02208	0,0327	0,0161	0,0173

Tabela 4-13 – Resultados obtidos por meio das considerações da ACI-318 (ACI, 2019), com rigidez reduzida das seções.

Deslocamento lateral dos pilares - MAIOR-ACI-RR					
	DESLOCAMENTO (m)				
h (m)	CDP-ABAQUS	MAIOR-FS-ACI-RR	MAIOR-LR-ACI-RR	MAIOR-PS-ACI-RR	MCG
0	0	0	0	0	0
3,05	0,0027	0,0056	0,0037	0,0039	0,004
6,1	0,0077	0,0183	0,0113	0,0118	0,0114
9,15	0,01265	0,0332	0,0192	0,0203	0,0187
12,2	0,0169	0,0474	0,0261	0,0282	0,0244
15,25	0,02	0,0598	0,0313	0,0337	0,0287
18,3	0,02208	0,0702	0,035	0,0375	0,0315

Tabela 4-14 – Comparação do deslocamento lateral dos modelos no topo da estrutura com rigidez bruta baseada na ACI-318 (ACI, 2019) com os resultados de referência MAIOR_CDP_270.

Modelo	Deslocamento MAIOR_CDP_270 (m)	Deslocamento Calculado (m)	Relação $\Delta_{mod}/\Delta_{ref}$	α	$\Sigma(Ecs.Ic)$ (kNm ²)
MAIOR-FS-ACI-RC	0,02208	0,0327	1,48	0,509	6008468
MAIOR-LR-ACI-RC	0,02208	0,0161	0,73	0,351	12659351
MAIOR-PS-ACI-RC	0,02208	0,0173	0,78	0,365	11702540

Tabela 4-15 – Comparação do deslocamento lateral dos modelos no topo da estrutura com rigidez reduzida baseada na ACI-318 (ACI, 2019) com os resultados de referência MAIOR_CDP_270

Modelo	Deslocamento MAIOR_CDP_270 (m)	Deslocamento Calculado (m)	Relação $\Delta_{mod}/\Delta_{ref}$	α	$\Sigma(Ecs.Ic)$ (kNm ²)
MAIOR-FS-ACI-RR	0,02208	0,0702	3,17	0,766	2655458
MAIOR-LR-ACI-RR	0,02208	0,035	1,58	0,529	5575725
MAIOR-PS-ACI-RR	0,02208	0,0375	1,69	0,549	5174388
MCG	0,02208	0,0315	1,42	0,495	6369737

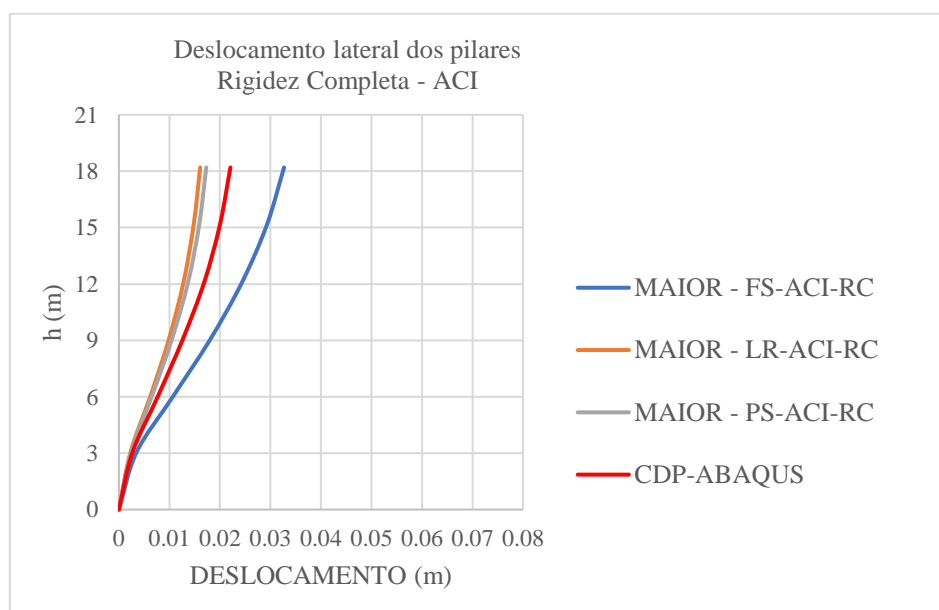


Figura 4-38 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento, com rigidez bruta das seções.

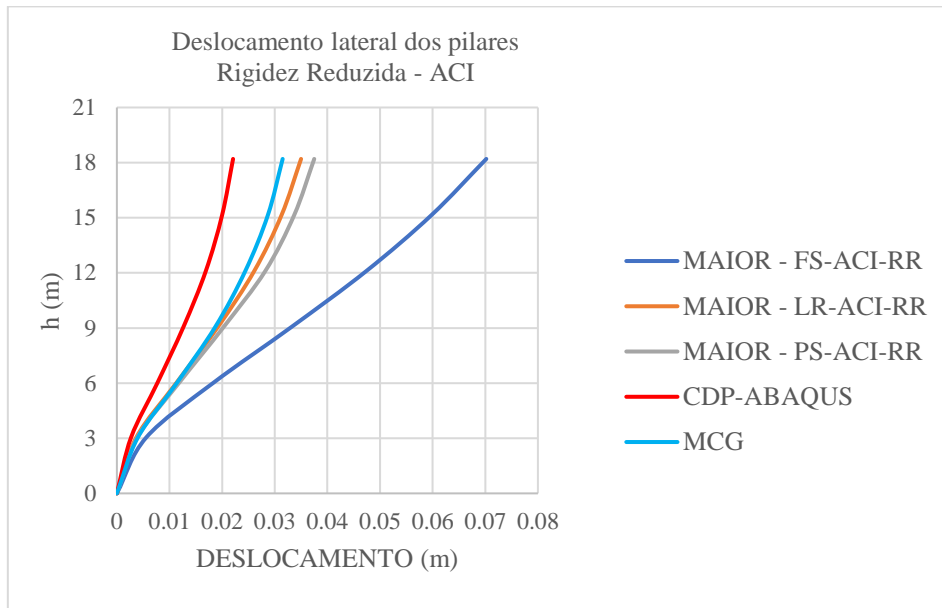


Figura 4-39 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento, com rigidez reduzida das seções.

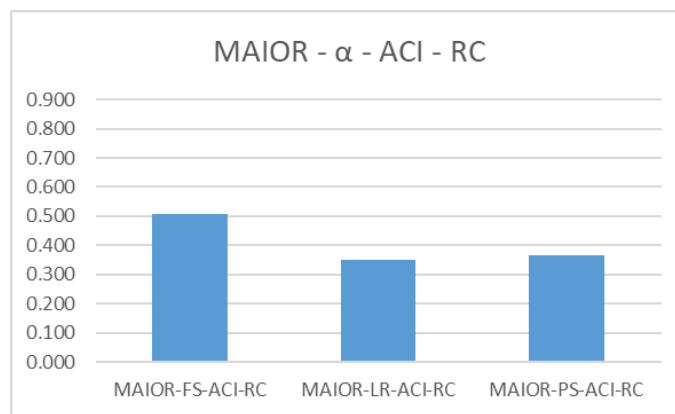


Figura 4-40 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e seção bruta do concreto.

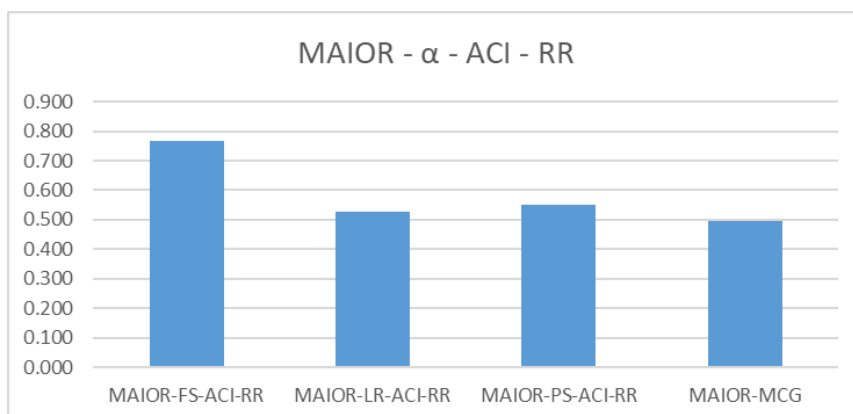


Figura 4-41 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e rigidez reduzida do concreto.

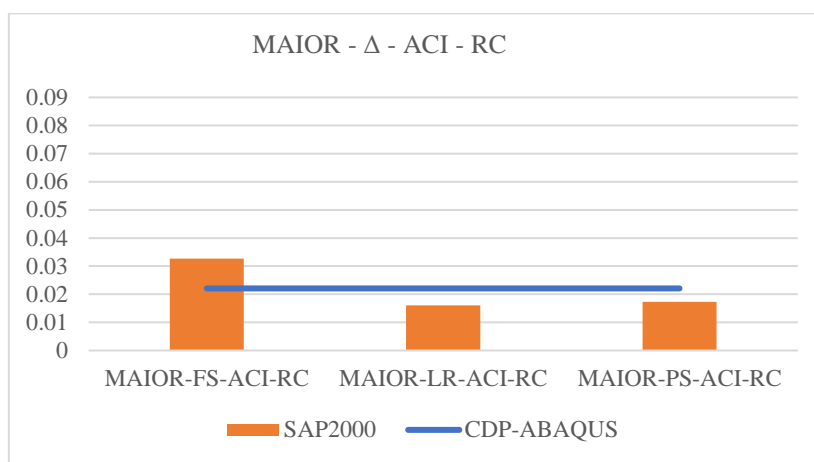


Figura 4-42 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e seção bruta do concreto.

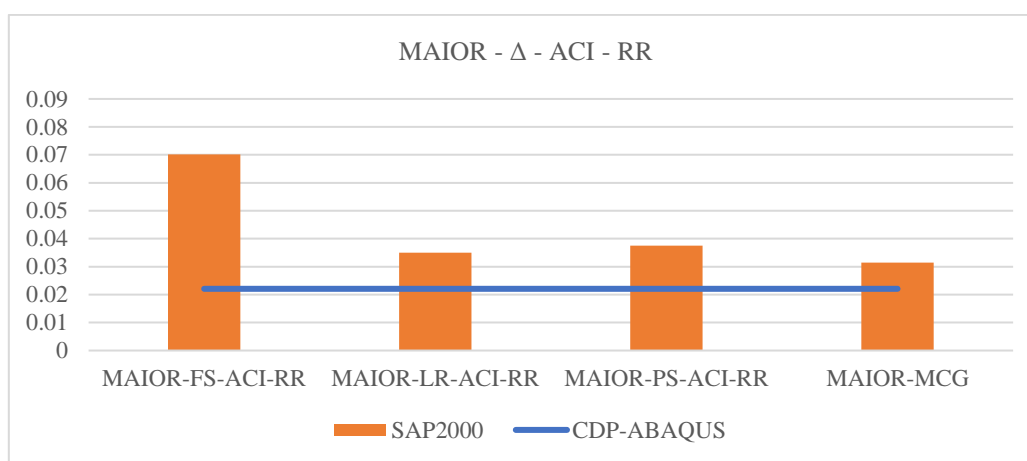


Figura 4-43 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na ACI-318 (ACI, 2019) e rigidez reduzida do concreto.

No estudo do Modelo Maior, por não se ter leituras obtidas experimentalmente, o resultado obtido por meio do modelo com CDP foi tido como o resultado de referência. Dessa forma, todos os outros resultados foram comparados a esse para se entender a tendência das diferentes considerações estudadas.

O procedimento MAIOR-FS-ACI-RC apresentou a mesma tendência vista neste mesmo tipo de modelagem no edifício menor. Mesmo sem reduções de rigidez mostrou deslocamentos laterais superiores aos deslocamentos de referência, como pode ser visto na Tabela 4-14 e na Figura 4-38. Já o MAIOR-FS-ACI-RR mostrou ainda menos rigidez, conforme o esperado, e teve deslocamento lateral 3,17 vezes maior que o de referência, ao se comparar ambos no nível COBERTURA. O método desenvolvido por Wight e

Macgregor (2009) se mostrou o mais próximo dos resultados de referência, repetindo a tendência dos estudos em que foram utilizadas como base leituras obtidas de forma experimental. Levando em conta que o procedimento nomeado MAIOR-FS-ACI-RR leva em conta reduções de rigidez utilizadas na ACI-318 (ACI, 2019) e recomendadas para a situação da estrutura analisada, os resultados obtidos se mostraram consideravelmente menos rígidos que os de referência.

Assim como no edifício de três pavimentos estudado, as análises com pilares sólidos e com ligações rígidas, com rigidez bruta das seções, tiveram resultados muito próximos entre si e também muito próximos ao procedimento MAIOR_LINEAR_270. Ao se observar os deslocamentos laterais de MAIOR-LR-ACI-RC e MAIOR-PS-ACI-RC, conclui-se que os dois levaram a deslocamentos laterais menores que os de referência. Já os cálculos de MAIOR-LR-ACI-RR e MAIOR-PS-ACI-RR, resultaram em deslocamentos laterais maiores que os de referência. Assim como os modelos com ligação de nó único, esses também mantiveram as tendências comparativas em relação aos resultados de referência propostos, da mesma forma que na primeira estrutura avaliada.

Foram refeitos para o Modelo Maior também os modelos criados a partir da NBR 6118, (ABNT, 2014), tanto com rigidez bruta quanto com as rigidezes reduzidas. As Tabelas 4-16 a 4-19 apresentam os resultados obtidos a partir dos cálculos feitos, acompanhadas pelas Figuras 4-44 a 4-49.

Tabela 4-16 – Resultados obtidos por meio das considerações da NBR (ABNT, 2014) com rigidez bruta das seções.

Deslocamento lateral dos pilares - MAIOR-NBR-RC				
	DESLOCAMENTO (m)			
h (m)	CDP-ABAQUS	MAIOR-FS-NBR-RC	MAIOR-LR-NBR-RC	MAIOR-PS-NBR-RC
0	0	0	0	0
3,05	0,0027	0,0037	0,0023	0,0024
6,1	0,0077	0,011	0,0064	0,0068
9,15	0,01265	0,0187	0,0102	0,0109
12,2	0,0169	0,0253	0,0133	0,0144
15,25	0,02	0,0304	0,0154	0,0168
18,3	0,02208	0,0339	0,0167	0,0179

Tabela 4-17 – Resultados obtidos por meio das considerações da NBR (ABNT, 2014) com rigidez reduzida das seções.

Deslocamento lateral dos pilares - MAIOR-NBR-RR				
DESLOCAMENTO (m)				
h (m)	CDP-ABAQUS	MAIOR-FS-NBR-RR	MAIOR-LR-NBR-RR	MAIOR-PS-NBR-RR
0	0	0	0	0
3,05	0,0027	0,007	0,0046	0,0048
6,1	0,0077	0,0227	0,0139	0,0146
9,15	0,01265	0,041	0,0237	0,025
12,2	0,0169	0,0585	0,032	0,034
15,25	0,02	0,0736	0,0384	0,041
18,3	0,02208	0,0861	0,0428	0,046

Tabela 4-18 – Comparação do deslocamento lateral dos modelos no topo da estrutura com rigidez bruta baseada na NBR6118 (ABNT, 2014) aos resultados de referência MAIOR_CDP_270.

Modelo	Deslocamento MAIOR_CDP_270 (m)	Deslocamento Calculado (m)	Relação $\Delta_{mod}/\Delta_{ref}$	α	$\Sigma(Ecs.Ic)$ (kNm ²)
MAIOR-FS-NBR-RC	0,02208	0,0339	1,53	0,519	5784014
MAIOR-LR-NBR-RC	0,02208	0,0167	0,75	0,358	12199011
MAIOR-PS-NBR-RC	0,02208	0,0179	0,81	0,371	11308072

Tabela 4-19 – Comparação do deslocamento lateral dos modelos no topo da estrutura com rigidez reduzida baseada na NBR6118 (ABNT, 2014) aos resultados de referência MAIOR_CDP_270

Modelo	Deslocamento MAIOR_CDP_270 (m)	Deslocamento Calculado (m)	Relação $\Delta_{mod}/\Delta_{ref}$	α	$\Sigma(Ecs.Ic)$ (kNm ²)
MAIOR-FS-NBR-RR	0,02208	0,0861	3,89	0,848	2169005
MAIOR-LR-NBR-RR	0,02208	0,0428	1,94	0,584	4574629
MAIOR-PS-NBR-RR	0,02208	0,046	2,08	0,607	4237551

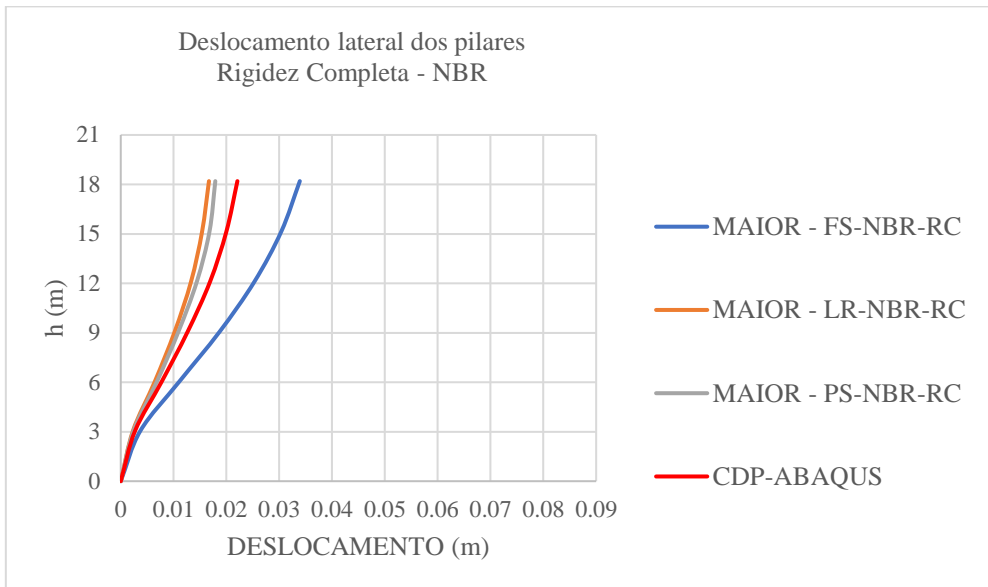


Figura 4-44 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento, com rigidez bruta das seções segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

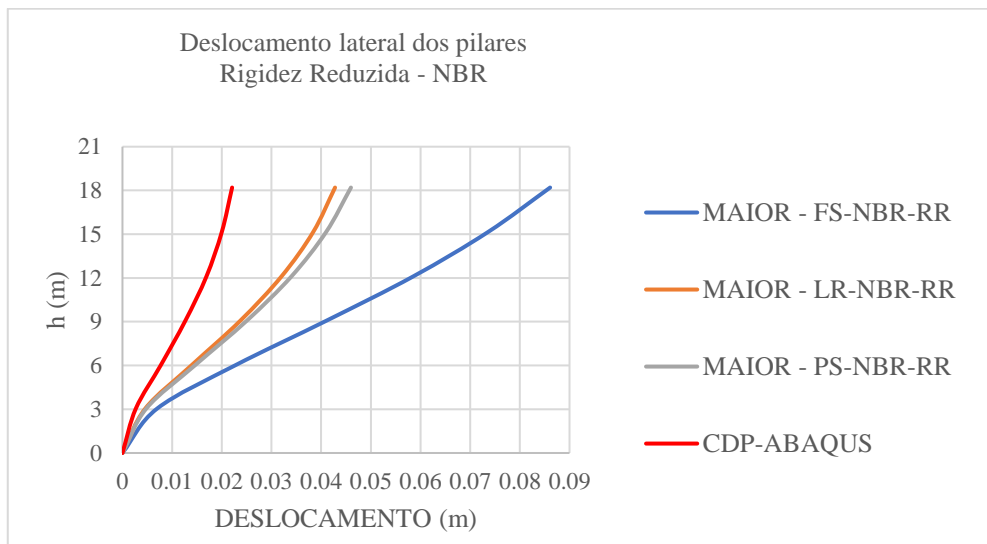


Figura 4-45 – Deslocamento lateral dos pilares por pavimento, com rigidez reduzida das seções segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

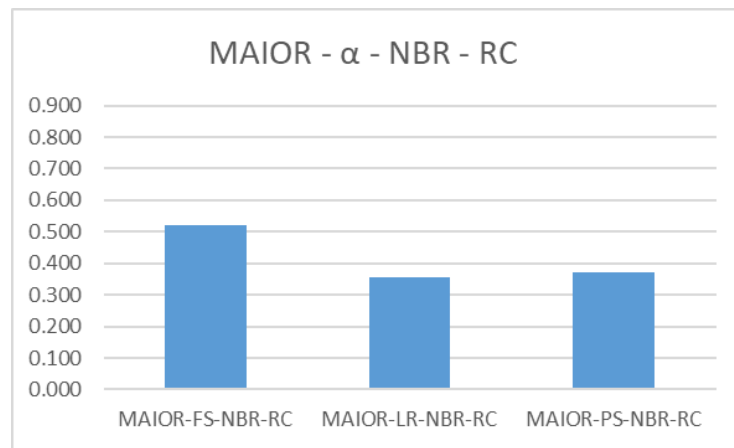


Figura 4-46 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez baseada na NBR6118 (ABNT, 2014) e rigidez bruta do concreto.

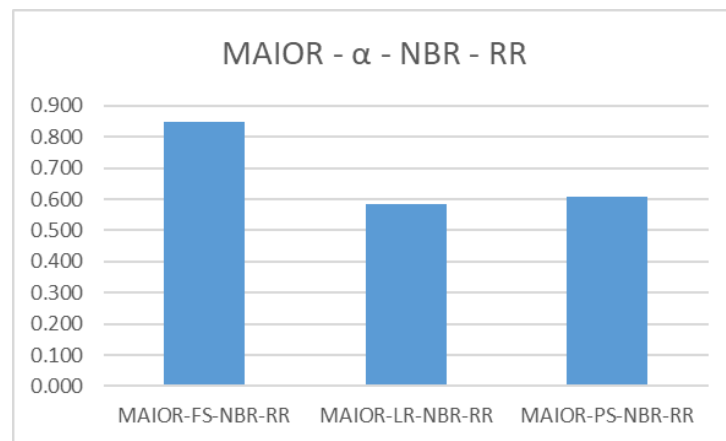


Figura 4-47 – Parâmetros α obtidos nos modelos com rigidez baseada na NBR6118 (ABNT, 2014) e rigidez reduzida do concreto.

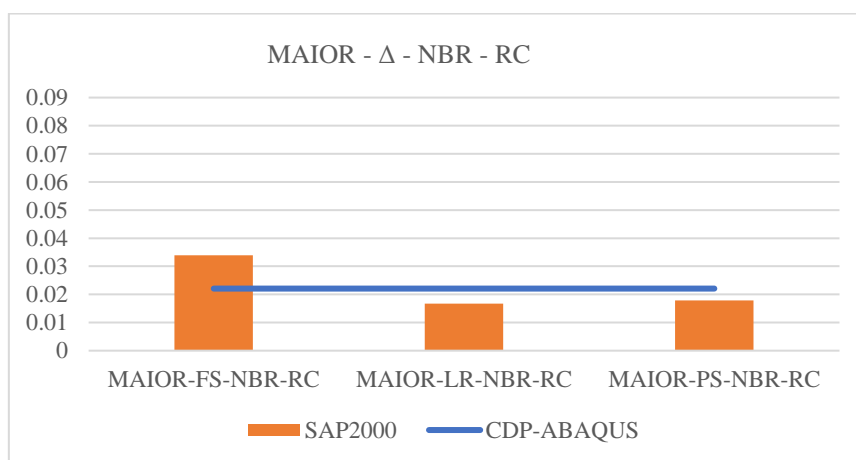


Figura 4-48 – Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na NBR e seção bruta do concreto.

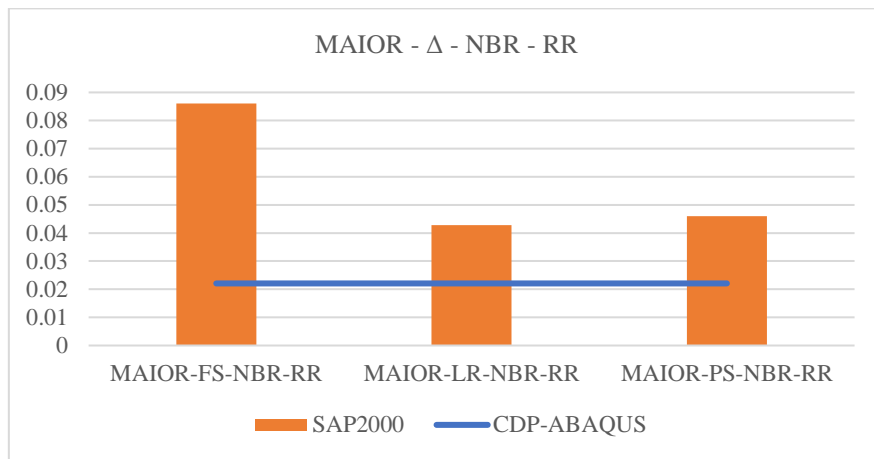


Figura 4-49– Deslocamento dos modelos no topo da estrutura com rigidez baseada na ACI e rigidez reduzida do concreto.

Analisando-se todas as figuras que relacionam o deslocamento com a altura do edifício, é possível verificar que quanto mais alto o pavimento, maiores são as razões entre os deslocamentos laterais dos modelos FS e dos resultados de referência. Tal aumento do movimento lateral nos procedimentos FS foi associado à menor rigidez das ligações laje-pilar, que permitiram um maior movimento do pilar em maiores alturas.

Para o Modelo Maior a baixa rigidez lateral da consideração da ligação laje lisa-pilar por meio de um nó único, utilizada em MAIOR-FS-NBR-RR e MAIOR-FS-NBR-RC, ficou ainda mais evidente nas Figuras 4-44, 4-45, 4-48 e 4-49. Seguindo o comportamento observado na estrutura de três pavimentos, as ligações de nó único foram consideravelmente conservadoras em suas rigidezes laterais, resultando em um sistema mais deslocável lateralmente que o real.

Novamente com resultados próximos, MAIOR-LR-NBR-RC e MAIOR-PS-NBR-RC, mostraram deslocamentos laterais também próximos de MAIOR_LINEAR_270. Comparando MAIOR-LR-NBR-RR e MAIOR-PS-NBR-RR com MAIOR_CDP_270, verifica-se que, apesar de ainda ter números conservadores, estes são mais próximos que os obtidos em ligações de apenas um nó.

4.4 Comparação entre considerações feitas

Este item faz uma compilação dos diversos resultados obtidos, com o objetivo de analisar comparativamente as soluções adotadas. Para isso foi adotado um parâmetro η que representa a razão entre o deslocamento lateral de um modelo e o deslocamento lateral utilizado como referência, conforme a Equação 4.1.

$$\eta = \frac{\Delta_{\text{mod}}}{\Delta_{\text{ref}}} \quad (4.1)$$

sendo

Δ_{mod} : deslocamento lateral no nível COBERTURA do modelo considerado;

Δ_{ref} : deslocamento lateral no nível COBERTURA do resultado de referência.

Utilizando-se a Equação 4.1, as Tabelas 4.20 e 4.21 foram criadas, nas quais são apresentados os valores de η para todas as análises desenvolvidas, e também a média e o desvio padrão entre os resultados de cada grupo. Os resultados foram separados em 4 diferentes grupos, de acordo com as considerações da rigidez dos elementos e a estrutura analisada.

Tabela 4-20 Valores de η para modelos de 3 pavimentos. (a) Rigidez bruta do concreto. (b) Rigidez reduzida do concreto.

Modelo 3 Pavimentos	
Modelo	η
FS-ACI-RC	1,15
LR-ACI-RC	0,63
PS-ACI-RC	0,68
FS-NBR-RC	1,20
LR-NBR-RC	0,66
PS-NBR-RC	0,70
LINEAR_220	0,61
Média	0,84
Desv. Pad.	0,26

(a)

Modelo 3 Pavimentos	
Modelo	η
FS-ACI-RR	2,09
LR-ACI-RR	1,23
PS-ACI-RR	1,30
MCG	1,20
FS-NBR-RR	2,59
LR-NBR-RR	1,51
PS-NBR-RR	1,62
CDP_220	0,85
Média	1,55
Desv. Pad.	0,52

(b)

Tabela 4-21 Valores de η para modelos de 6 pavimentos. (a) Rigidez bruta do concreto. (b) Rigidez reduzida do concreto.

Modelo Maior	
Modelo	η
M-FS-ACI-RC	1,48
M-LR-ACI-RC	0,73
M-PS-ACI-RC	0,78
M-FS-NBR-RC	1,54
M-LR-NBR-RC	0,76
M-PS-NBR-RC	0,81
M_LINEAR_270	0,72
Média	1,02
Desv. Pad.	0,38

(a)

Modelo Maior	
Modelo	η
M-FS-ACI-RR	3,18
M-LR-ACI-RR	1,59
M-PS-ACI-RR	1,70
M-MCG	1,43
M-FS-NBR-RR	3,90
M-LR-NBR-RR	1,94
M-PS-NBR-RR	2,08
Média	2,26
Desv. Pad.	0,92

(b)

Utilizando-se os valores de η e o desvio padrão de cada grupo mostrados nas Tabelas 4.20a e 4.20b, foram feitos os gráficos apresentados nas Figuras 4-50 e 4-51, que apresentam os resultados dos modelos do edifício de 3 pavimentos. Na primeira imagem estão os parâmetros η dos cálculos que consideram a rigidez bruta das seções, na segunda os que consideram de alguma forma a redução da rigidez dos elementos de concreto devido à não linearidade física.

As Figuras 4-52 e 4-53 mostram uma compilação dos parâmetros η obtidos em todos os procedimentos de cálculo adotados para o Modelo Maior, mostrando também o intervalo definido a partir do desvio-padrão. A primeira para os modelos que utilizaram a rigidez bruta das seções e a segunda para os parâmetros η obtidos com reduções de rigidez dos elementos devido à não linearidade física do concreto.

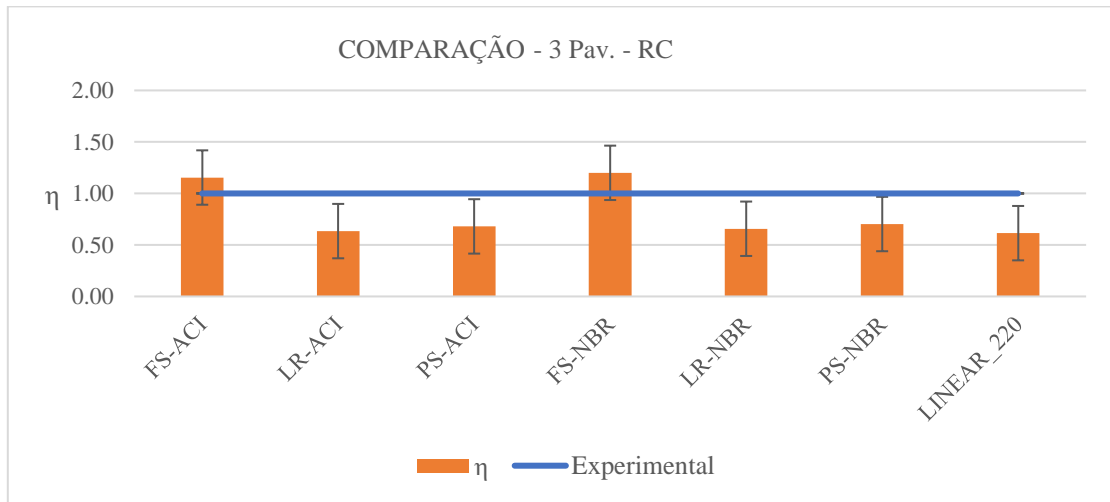


Figura 4-50 Parâmetros η dos modelos de 3 pavimentos com a rigidez bruta das seções.

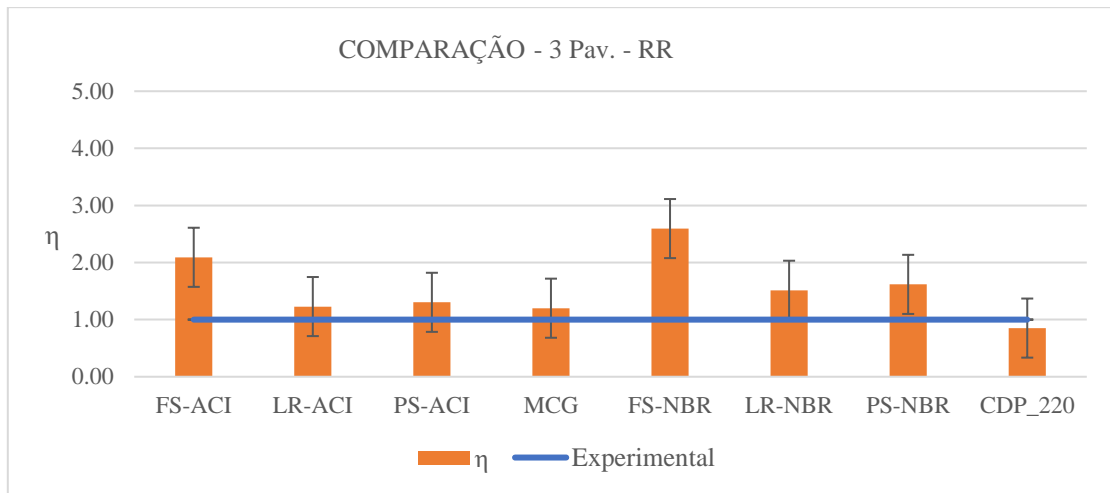


Figura 4-51 Parâmetros η dos modelos de 3 pavimentos com a rigidez reduzida das seções.

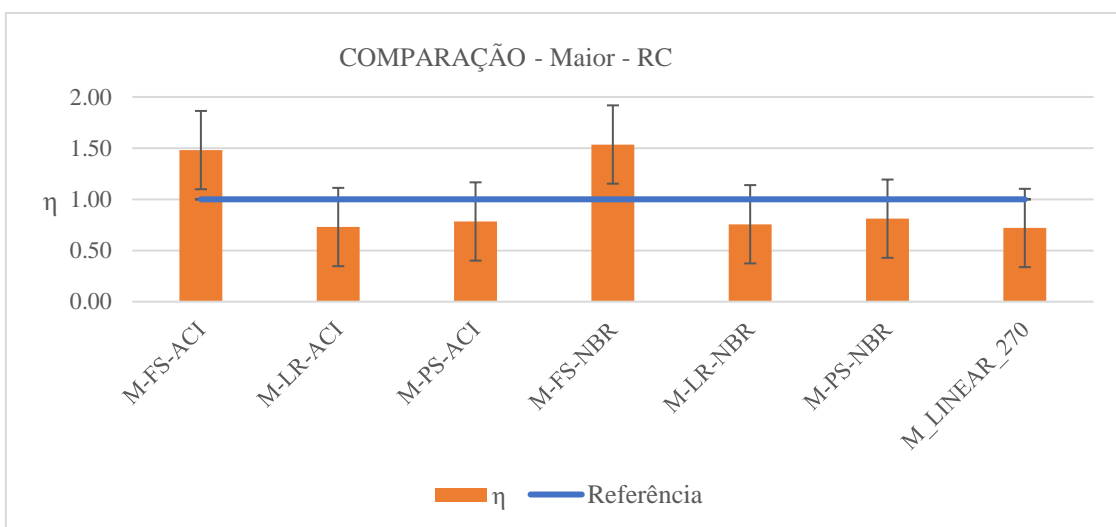


Figura 4-52 Parâmetros η dos modelos de 6 pavimentos com a rigidez bruta das seções.

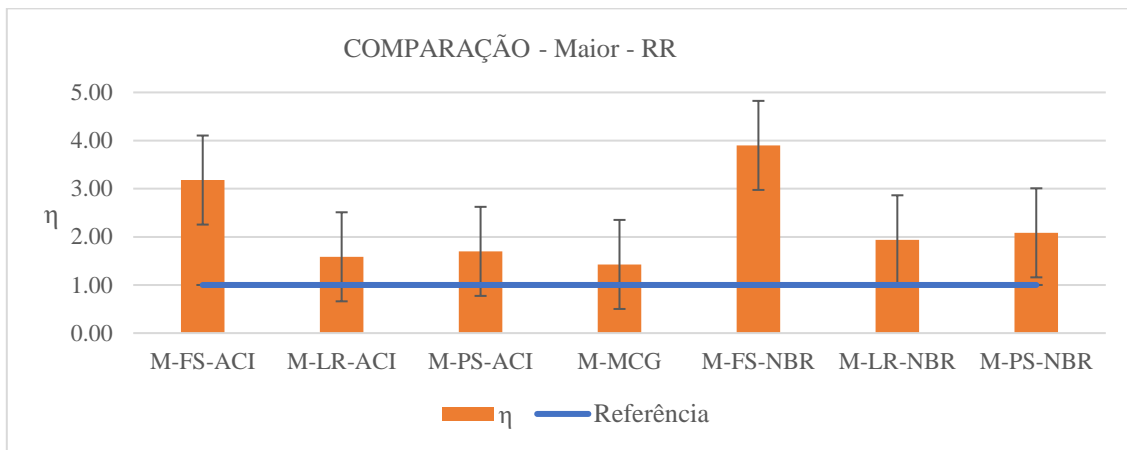


Figura 4-53 Parâmetros η dos modelos de 6 pavimentos com a rigidez reduzida das seções.

Observando-se os resultados apresentados nas Tabelas 4-20a e 4-21a, mostrados também, nas Figuras 4-51 e 4-53, verifica-se a tendência de se obter números de deslocamento lateral contra a segurança em relação aos resultados experimentais ao se considerar a rigidez bruta do concreto nos elementos. Como uma exceção, nas análises FS essa tendência não aconteceu, tendo os modelos apresentado parâmetros η acima de 1 mesmo sem quaisquer reduções de rigidez dos elementos. Para o modelo de 6 pavimentos, os resultados de FS com a rigidez bruta do concreto estão afastados dos de referência mesmo ao se considerar o intervalo do desvio padrão. O fato de a média do parâmetro η na Tabela 4-21a estar próxima de 1 pode ser explicada pelos números de deslocamento mais altos obtidos nos modelos FS. No Modelo Maior, as rigidezes laterais dos modelos com FS foram menos de 1/3 da experimental ao se reduzir a rigidez dos elementos, tanto nas considerações da NBR 6118 (ABNT, 2014), quanto nas da ACI-318 (ACI, 2019).

Ao se avaliar os resultados apresentados nas Tabelas 4-20b e 4-21b, mostrados nas Figuras 4-51 e 4-53, é possível verificar uma tendência de se obter resultados acima dos números de referência ao se reduzir a rigidez dos elementos da estrutura, com médias do parâmetro η de 1,55 e 2,26, respectivamente. Para os modelos com rigidez reduzida, verifica-se um grande afastamento dos modelos FS de seus respectivos resultados de referência tanto nos resultados obtidos com a NBR 6118 (ABNT, 2014) quanto com a ACI-318 (ACI, 2019). Tais resultados reforçam a ideia de que esta concepção numérica pode ser considerada inadequada para os modelos estudados. É possível verificar que os modelos FS com rigidez reduzida não se aproximaram dos resultados de referência nem ao se considerar a faixa do desvio padrão de seus respectivos grupos.

Em todos os resultados apresentados, é inegável a influência da laje na estabilidade lateral dos edifícios. Somando-se as rigidezes dos pilares isolados, usando-se o módulo de elasticidade segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), tem-se que $\Sigma(E_{cs}.I_c) = 522066 \text{ kNm}^2$, resultado correspondente a 56% da rigidez lateral obtida no processo mais conservador de todo este trabalho, FS-NBR-RR. Comparando-se a rigidez isolada acima a resultados conservadores mais próximos aos números tidos como referência, tem-se que os pilares isolados têm apenas 26% da rigidez de LR-ACI-RR e 9% de MAIOR-LR-ACI-RR. Essa comparação, mesmo que a resultados conservadores, ilustra a importância da análise holística de estruturas na otimização estrutural. Apesar de não ser um sistema perfeitamente aporticado, a consideração das lajes e das ligações laje-pilar em estruturas com lajes lisas mostrou contribuir para a rigidez lateral da estrutura de maneira significativa.

Os procedimentos LR e PS que seguiram a ACI-318 (ACI, 2019) tiveram resultados próximos entre si, sendo estes próximos também do MCG. Para a norma brasileira, LR e PS também tiveram resultados próximos entre si, porém mais conservadores se comparados aos ACI. Os parâmetros η obtidos nos modelos LR-NBR-RR e PS-NBR-RR, de 1,51 e 1,62 respectivamente, se mostraram afastados do resultado de referência mesmo ao se levar em conta o desvio padrão de seu grupo, o que indica certo grau de conservadorismo nas considerações feitas. Já os modelos LR-ACI-RR e PS-ACI-RR, com valores de η de 1,23 e 1,3 respectivamente, se mostraram próximos dos resultados de referência considerando-se o desvio padrão de seu grupo.

Para todas as análises feitas, a utilização dos coeficientes de redução de rigidez propostos na NBR 6118 (ABNT, 2014) para estruturas de nós móveis mostrou resultados maiores de deslocamento em relação aos de referência, mesmo para deslocamentos maiores que os permitidos para a norma. Para a estrutura estudada, os coeficientes utilizados nos procedimentos NBR-RR neste estudo não são recomendados pela norma brasileira de concreto, já que a condição neste trabalho analisada é a de Estado Limite de Serviço, e as reduções apresentadas pela norma citada são compatíveis com o Estado Limite Último. Com o uso dos coeficientes de redução da NBR 6118 (ABNT, 2014), estudou-se formas de aplicação de coeficientes de não linearidade física à estrutura calculada, fatores estes que mostraram relativo conservadorismo em relação à estabilidade lateral do edifício estudado.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O principal objetivo deste trabalho foi determinar a influência das diferentes decisões quanto à modelagem das ligações laje lisa-pilar na estabilidade lateral de edifícios. Paralelamente, foi estudada também a importância da não linearidade física do concreto no comportamento dessas estruturas quando submetidas a carregamentos verticais e horizontais simultaneamente.

Mesmo para os casos mais conservadores em relação aos resultados experimentais, a consideração das lajes e das ligações laje lisa-pilar tiveram grande influência na estabilidade lateral dos modelos. Tomando-se o procedimento FS-NBR-RR, que é o modelo mais conservador em relação à rigidez lateral, foi possível comparar este parâmetro do modelo ao de pilares isolados. Verifica-se que os seis pilares, somados, têm apenas pouco mais que a metade da rigidez do modelo numérico citado, que foi calculado de maneira holística.

Para o edifício estudado, a adoção de um módulo de elasticidade secante não foi suficiente para a previsão do comportamento usando a NBR 6118 (ABNT, 2014), nem para a ACI-318 (ACI, 2019), nem para o *fib* Model Code 2010 (2013). O deslocamento lateral acima dos limites da norma brasileira certamente contribuiu para esse fato.

Em estruturas de concreto armado com lajes lisas, foi concluído que a laje tem considerável importância na estabilidade lateral do edifício estudado. Foi possível constatar que a importância das lajes aumentou de acordo com o número de pavimentos do edifício. Para uma mesma organização geométrica de pilares e constitutiva de elementos estruturais, as rigidezes laterais foram consideravelmente elevadas apenas com o acréscimo de mais pavimentos à edificação.

Ficou evidente que a modelagem da ligação laje-pilar tem grande importância para a estabilidade lateral de estruturas compostas por lajes lisas de concreto armado. A mudança apenas na concepção numérica da ligação laje-pilar foi capaz de duplicar a rigidez lateral dos modelos estudados. A concepção de ligações laje-pilar utilizando lajes em elemento de casca e pilares em elemento de barra, ligando-os por meio de um único nó, trouxe resultados mais conservadores que todas as outras formas de modelagem da ligação em termos de deslocamento lateral. Tanto para a NBR 6118 (ABNT, 2014) quanto para a ACI-318 (ACI, 2019), tal consideração trouxe resultados muito antieconômicos

principalmente ao se reduzir as rigidezes dos elementos estruturais, procedimento considerado necessário para a correta reprodução do comportamento do edifício, segundo a literatura. A ligação laje-pilar em um nó único demonstrou ser inadequada para a modelagem do comportamento das estruturas estudadas, pois não leva em conta a compatibilidade de deslocamentos entre os pontos de encontro da seção do pilar com a laje. Por isso, essa forma de concepção numérica foi considerada por este trabalho como não recomendada para a modelagem das estruturas propostas.

Tanto para a ACI-318 (ACI, 2019) quanto para a NBR 6118 (ABNT, 2014), o pilar em elementos de barra com ligação rígida à laje se mostrou uma solução mais realista para o protótipo proposto. Já presente como opção de uso em um item da ACI-318 (ACI, 2019), tal consideração se mostrou compatível com os resultados obtidos por meio do Abaqus neste trabalho. Apesar de mostrar-se compatível, a adoção da ligação rígida sem a consideração das perdas de rigidez devido às não linearidades físicas levou a resultados contra a segurança em termos de deslocamentos para os edifícios estudados.

A utilização de elementos sólidos para os pilares no SAP2000 demonstrou resultados próximos do modelo criado no Abaqus e dos modelos de ligação rígida, mostrando ser aplicável teoricamente. O uso de elementos sólidos no projeto de edifícios em escritórios não é uma prioridade devido ao seu maior custo computacional. O projeto desenvolvido com esse tipo de elemento tem maior custo computacional na sua criação, no seu processamento numérico e principalmente no pós processamento.

Mesmo sem ser de nós móveis, as estruturas analisadas de acordo com a NBR6118 (ABNT, 2014) com ligações rígidas e pilares sólidos precisaram ter a rigidez reduzida para que os resultados se aproximassem dos resultados experimentais obtidos. Tal fato demonstra que utilizar apenas o parâmetro de nós fixos e nós móveis não foi suficiente para se definir os impactos das cargas verticais e horizontais aos efeitos da não linearidade do concreto armado em lajes lisas.

O método de Wight e Macgregor (2009) se mostrou fiel aos resultados experimentais e aos resultados de referência obtidos no Abaqus. Apesar de sua simplicidade, o método obteve deslocamentos laterais próximos das análises por meio do MEF com certo conservadorismo em relação aos resultados experimentais, o que é esperado em análises simplificadas.

Visando a continuidade da pesquisa, sugere-se também como possíveis trabalhos futuros:

- ensaios experimentais para a criação de um método de previsão do comportamento da não linearidade física do concreto em lajes lisas de concreto armado segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014);
- estudo da influência da não linearidade física do concreto na estabilidade lateral de edifícios com lajes protendidas;
- comparação da contribuição à rigidez lateral entre lajes lisas e lajes lisas nervuradas;
- consideração da interação solo-estrutura em edifícios com lajes lisas;
- estudo de situações com cargas verticais e horizontais simultaneamente compatíveis com o ELU de estruturas com lajes lisas de concreto armado;
- estudo da flexão na laje próximo à ligação com o pilar;
- análise crítica da distribuição de momentos nas faixas internas e externas segundo o método simplificado NBR 6118 (ABNT, 2014).

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS, V. 6.14-1 documentation. Dassault Systemes Simulia Corporation, v. 651, 2014.

ACI-318. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.** Farmington Hills, Michigan - Estados Unidos: American Concrete Institute, 1977.

ACI-318. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.** Farmington Hills, Michigan - Estados Unidos: American Concrete Institute, 1995.

ACI-318. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.** Farmington Hills, Michigan - Estados Unidos: American Concrete Institute, 2005.

ACI-318. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.** Farmington Hills, Michigan - Estados Unidos: American Concrete Institute, 2008.

ACI-318. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.** Farmington Hills, Michigan - Estados Unidos: American Concrete Institute, 2014.

ACI-318. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.** Farmington Hills, Michigan - Estados Unidos: American Concrete Institute, 2019.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

AVILLA, M. C. **Análise da deslocabilidade lateral de edifícios de múltiplos andares com modelos tridimensionais de barra.** Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

BANCHIK, C. A. **Effective Beam Width Coefficients for Equivalent Frame Analysis of Flat-Plate Structures.** Dissertação de Mestrado – Universidade da Califórnia em Berkeley, Califórnia, 1987.

BIRTEL, V.; MARK P. **Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure.** ABAQUS user's conference, 2006, p.95-108.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. Londres: Thomas Telford, 1993.

CHOI, K.-K.; KIM, J.-C. **Nonlinear model simulating load-deformation relationship of flat plate structures**. Engineering Structures, v.85, p. 26-35, 2014.

CSI COMPUTERS & STRUCTURES, INC., **SAP2000**, Integrated Software for Structural Analysis & Design, Version 16. CSI Inc, Berkeley, California, USA, 2013.

EMERICK, A. A. **Projeto e execução de lajes protendidas**. Editora Interciência, Brasília, 2005. 192 p.

FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. **Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas**. Revista IBRACON de estruturas e materiais, v. 8, n. 2, Abr., 2015.

FEITOSA, L. A. **Estudo da Estabilidade global de edifícios de múltiplos andares com lajes lisas**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2016.

FICK, D. R. **Experimental Investigation of a Full-Scale Flat-Plate Reinforced Concrete Structure Subjected to Cyclic Lateral Loading in the Inelastic Range of Response**. Tese de Doutorado – Universidade de Purdue, West Lafayette, 2008.

FICK, D. R.; SOZEN, M. A.; KREGER, M. E. **Response of full-scale three story flat-plate test structure to cycles of increasing lateral load**. ACI Structural Journal, v.114, n.6, Nov./Dez., 2017.

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. **Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in abaqus**. Engineering Structures, Elsevier, v. 98, p. 38–48, 2015.

GROSSMAN J. S. **Verification of proposed design methodologies for effective width of slabs in slab-column frames**. ACI Structural Journal, v. 94, n. 2 Mar./Abr., 1997.

GUERRA, M. B. B. F. **Modelos de Concepção para Estruturas em Concreto Armado com Comportamento Não Linear Obtidos Pelo Método de Bielas e Tirantes e Otimização Topológica**. Tese de Doutorado – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.

- GUTIERRE, S. M. **Estudo sobre a contribuição das lajes na estabilidade global de edifícios**. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.
- HAN, S. W.; PARK, Y. M.; KEE, S. H. **Stiffness Reduction Factor for Flat Slab Structures under Lateral Loads**. Journal of Structural Engineering, v.135, n. 6, Jun., 2009.
- HWANG, S. J.; MOEHLE, J. P. **Vertical and Lateral Load Tests of Nine-Panel Flat Plate Frame**. ACI Structural Journal, v.97, n. 1, Jan./Fev., 2000a.
- HWANG, S. J.; MOEHLE, J. P. **Models for Laterally Loaded Slab-Column Frames**. ACI Structural Journal, v.97, n. 2, Mar./Abr., 2000b.
- INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE, **fib Model Code for Concrete Structures 2010**, Wilhelm Ernst & Sohn, 2013.
- KASHANI, M. T. **Effect of Forming Process on the Deformational Behaviour of Steel Pipes**. Dissertação de Mestrado – Universidade de Ottawa, Ottawa, 2017.
- KIM, N.-H.; SANKAR B. V. **Introduction to Finite Element Analysis and Design**. Editora Wiley & Sons, Danvers, 2009. 419p.
- KMIECIK, P.; KAMIŃSKI, M. **Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration**. Archives of civil and mechanical Engineering, v. 11, n. 3, p. 623-636, 2011.
- KUPFER, H.; HILSDORF, H. K.; RUSCH, H. **Behaviour of Concrete Under Biaxial Stresses**. ACI Journal & Proceedings, v. 66, n. 8, p. 656-666, 1969.
- LEE, J.; FENVES, G. L. **Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures**. Journal of Engineering Mechanics, v. 124, n. 8, pg. 892-900, 1998.
- LUBLINER, J.; OLLER, J. O. S.; OÑATE, E. **A Plastic-Damage Model for Concrete**. International Journal of Solids and Structures, v. 25, p. 299–329, 1989.
- MAHMUD, G. H.; YANG, Z.; HASSAN, A. M. **Experimental and numerical studies of size effects of ultra high performance steel fibre reinforced concrete (uhpfr) beams**. Construction and Building materials, Elsevier, v. 48, p. 1027-1034, 2013.

- MALM, R. **Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method.** Tese de Doutorado - Royal Institute of Technology, Estocolmo, 2009.
- MULCAHY, J. F.; ROTTER, J. M. **Moment Rotation Characteristics of Flat Plate and Column Systems.** ACI Journal, v. 80, n. 2, Mar., 1983.
- PARK, Y. M.; HAN, S.-W. KEE, S.-H. **A modified equivalent frame method for lateral load analysis.** Magazine of Concrete Research, v.61, n.5, Jun, p. 359-370, 2009.
- ROBERTSON, I. N. **Analysis of Flat Slab Structures Subjected to Combined Lateral and Gravity Loads.** ACI Structural Journal, v. 94, n.6, Nov./Dez, 1997.
- SANTOS JR, P. S. M. **Análise computacional de lajes lisas de concreto armado submetidas a ações verticais e horizontais.** Dissertação de Mestrado – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2019.
- SANTOS, G. S.; NICÁCIO, W.G.; LIMA, A. W.; MELO, G.S.S.A. **Sistema de reforço à punção de lajes lisas de concreto armado com polímeros reforçados com fibra de carbono.** Revista IBRACON de estruturas e materiais, v. 7, n. 4,p. 592-625, ago., 2014.
- SARTURI, F. D. M. **Simulação Computacional de Estruturas de Concreto Reforçadas com Aço e Compósitos de Fibra de Carbono.** Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.
- SOUZA, R. A; BITTENCOURT, T. N. **Definição de expressões visando relacionar f'_c e f_{ck} .** IV Encontro Tecnológico da engenharia Civil e Arquitetura. ENTECA, 2003.
- VANDERBILT, M. D.; CORLEY, W. G. **Frame Analysis of Concrete Buildings.** Concrete International, 1983.
- WANG T.; HSU, T. T. **Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models.** Computers & structures, Elsevier, v. 79, n. 32, p. 2781–2791, 2001.
- WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. **Reinforced concrete: Mechanics and Design.** 5. ed. Nova Jersey: Pearson, 2009.

APÊNDICE A

Neste, são apresentadas mais características do ensaio experimental realizado por Fick (2008) como características do concreto utilizado, detalhamento das armaduras dos pilares e lajes e resultados detalhados dos deslocamentos e cargas laterais de todo o experimento.

A.1 Características do Concreto

O concreto utilizado na estrutura teve sua resistência testada com corpos de prova cilíndricos com medidas de 15,24 x 30,48 cm, capeados com Neoprene e testados em uma prensa a uma taxa de aumento de carga de 4,45 kN/seg. Os ensaios de resistência à compressão do concreto foram realizados no mesmo período em que a estrutura passou pelo ensaio de forças verticais. Os resultados do ensaio de resistência à compressão foram divididos em partes da estrutura, e seus resultados médios são apresentados na Tabela A-1.

Tabela A-1 – Resistência à compressão média dos corpos de prova ensaiados. Adaptado de Fick (2008).

Resistência de ensaio de cilindros de concreto	
Nível	Resistência Média (f'_c) (MPa)
ROOF	27,85
LEVEL 3 PILAR	27,51
LEVEL 3 LAJE	27,99
LEVEL 2 PILAR	22,68
LEVEL 2 LAJE	25,16
LEVEL 1 PILAR	26,27
FUNDAÇÃO	20,5

A.2 Armaduras do Protótipo

Foram utilizados três diâmetros diferentes de barras no protótipo, barras de 10 mm para os estribos dos pilares, barras de 12,5 mm para toda a armadura das lajes, e barras de 22 mm para o aço longitudinal dos pilares. O aço utilizado tinha tensão de escoamento de 482 MPa, e tensão última de 689,5 MPa.

Todas as lajes tiveram o mesmo detalhamento de armaduras, que são apresentados nas Figuras A-1 a A-5.

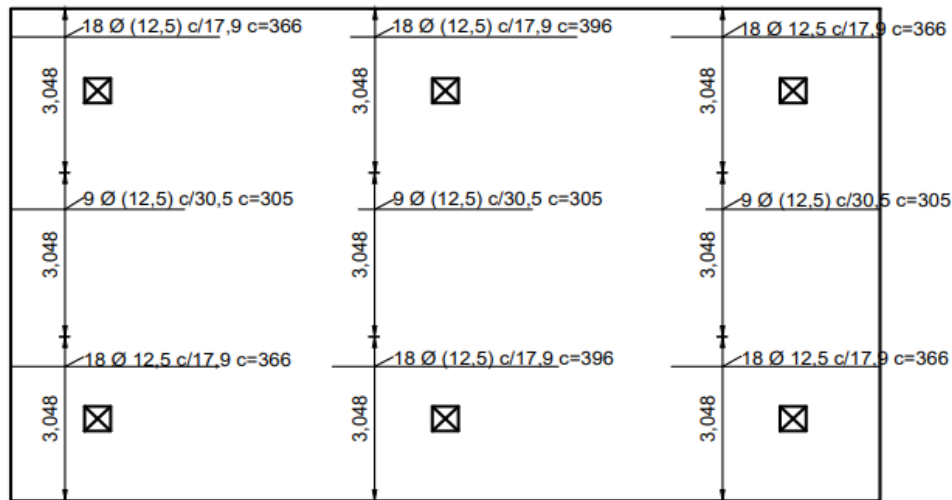


Figura A-1 – Armadura longitudinal Superior. Adaptado de Fick (2008).

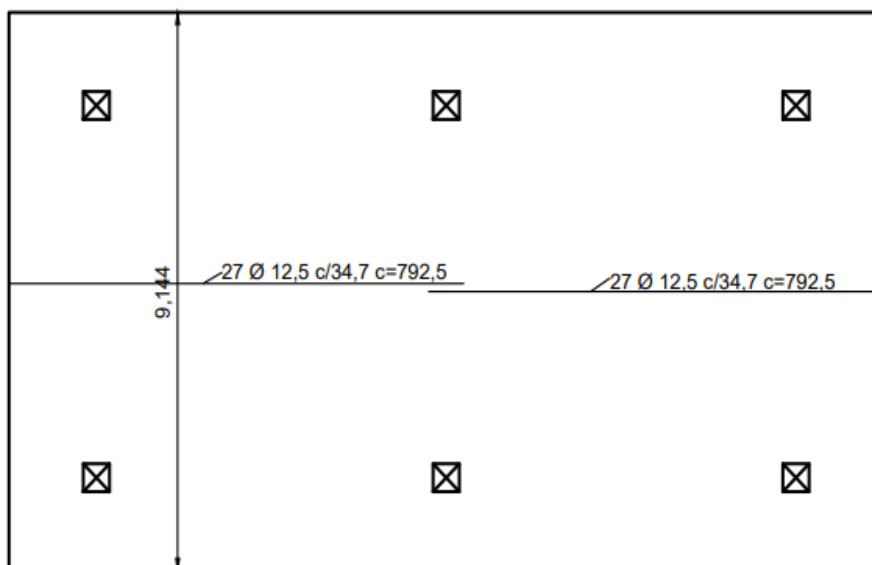


Figura A-2 – Armadura longitudinal Inferior. Adaptado de Fick (2008).

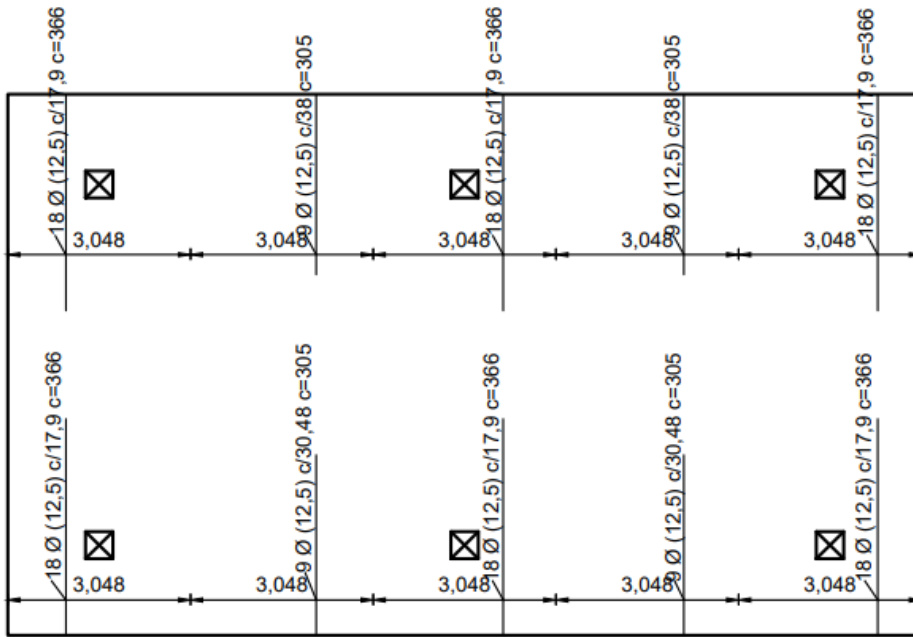


Figura A-3 – Armadura transversal superior. Adaptado de Fick (2008).

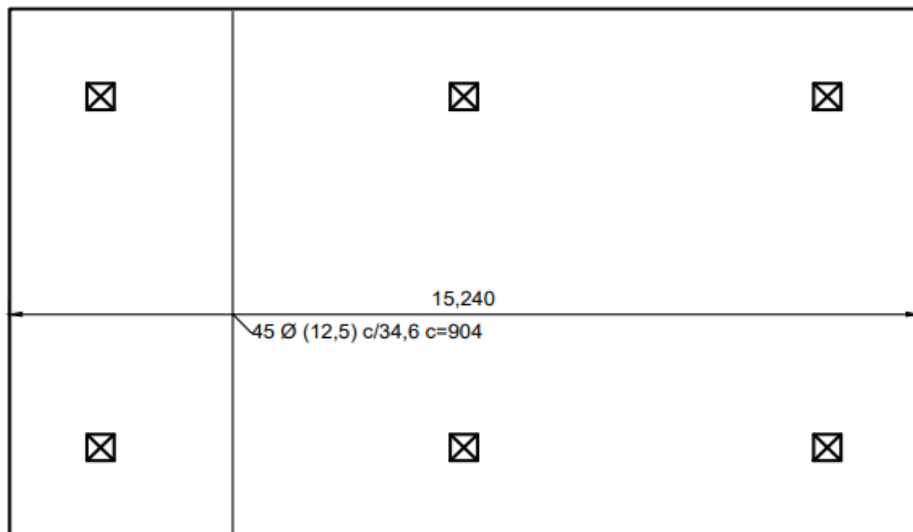


Figura A-4 – Armadura transversal inferior. Adaptado de Fick (2008)

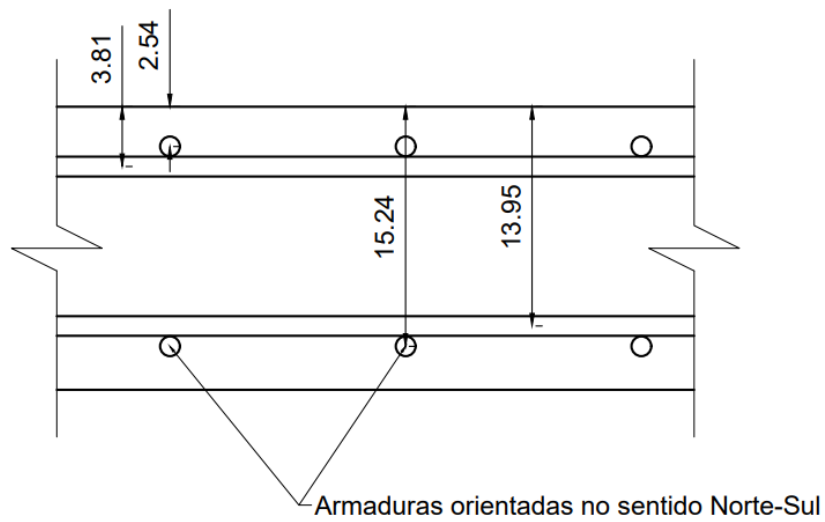


Figura A-5 – Detalhe das armaduras longitudinais e transversais das lajes. Adaptado de Fick (2008).

Os pilares do protótipo foram feitos todos com a mesma geometria e com o mesmo detalhamento, sendo estes ilustrados na Figura A-6.

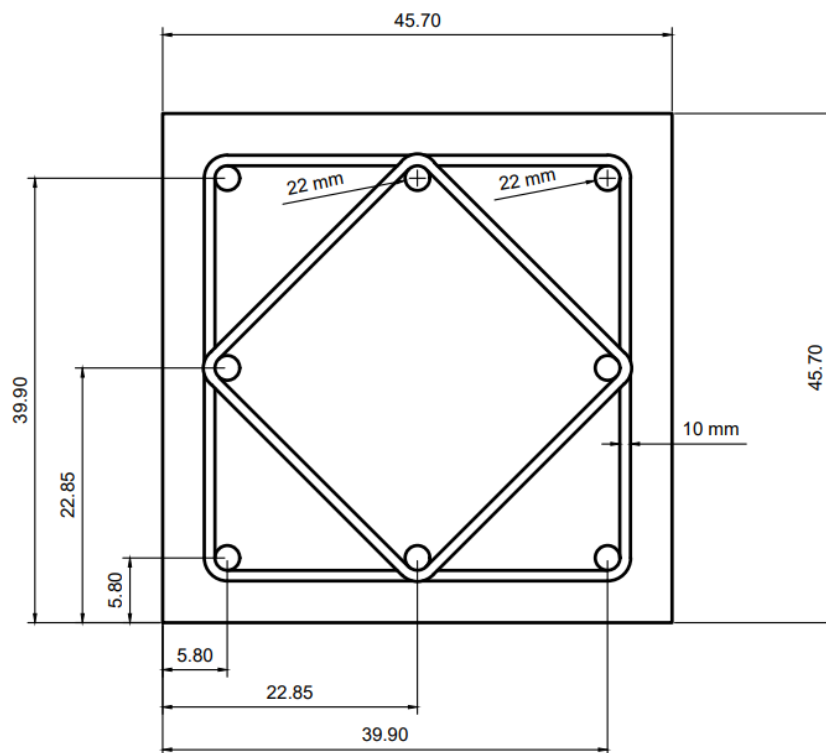


Figura A-6 – Seção transversal dos pilares com o detalhamento de suas armaduras, medidas em cm.

A.3 Resultados

Em cada um dos 4 ciclos, as forças laterais aplicadas na estrutura foram registradas na forma de reação horizontal total na base do edifício. Os resultados obtidos são mostrados nas Tabelas A-2, A-3 e A-4.

Tabela A-2 – Deslocamento, taxa de deslocamento e reação horizontal total.

Ciclo	Taxa de deslocamento (%)	Deslocamento (in.)	Deslocamento (m)	Reação horizontal Total (kip)	Reação horizontal Total (kN)
1°	0.2	0.7	0.0175	54	240.204
2°	0.4	1.5	0.038	80	355.858
3°	1.5	5.4	0.137	137	609.409
4°	3	10.8	0.274	161	716.164

Tabela A-3 – Reação horizontal na base e deslocamentos laterais do ensaio.

	Reação horizontal na base (kN)		Deslocamento no nível ROOF (m)		Taxa de deslocamento no nível ROOF
	Sentido Norte	Sentido Sul	Sentido Norte	Sentido Sul	
1° Ciclo	231,31	-240,2	0,0175	-0,0175	0,2%
2° Ciclo	355,86	-355,86	0,038	-0,038	0,4%
3° Ciclo	609,41	-596,06	0,137	-0,137	1,5%
4° Ciclo	716,16	685,03	0,275	-0,275	3,0%

Tabela A-4 – Deslocamentos laterais e reação horizontal por pavimento.

Ciclo	Pavimento	Reação horizontal no pavimento (kN)		Desloc. Lateral no pavimento (m)		Desloc. Lateral no Pav. (%)	Taxa de desloc. do ensaio (%)
		Sentido Norte	Sentido Sul	Sentido Norte	Sentido Sul		
1º Ciclo	3	40,034	-40,034	0,00584	-0,00584	0,19	0,2
	2	155,69	-160,136	0,00711	-0,00711	0,23	
	1	231,308	-240,2	0,00457	0,00483	0,16	
2º Ciclo	3	57,83	-57,83	0,01245	-0,01245	0,42	0,4
	2	235,76	-240,2	0,01549	-0,01575	0,51	
	1	355,86	-355,86	0,01067	-0,01041	0,35	
3º Ciclo	3	102,309	-97,86	0,04877	-0,04826	1,6	1,5
	2	409,24	-395,89	0,05486	-0,05436	1,8	
	1	609,41	-596,06	0,03429	-0,0348	1,14	
4º Ciclo	3	120,1	-115,65	0,09754	-0,09881	3,24	3
	2	475,96	-458,17	0,10465	-0,10389	3,43	
	1	716,164	-685,03	0,07264	-0,07315	2,4	