

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS  
CAMPUS DO SERTÃO – EIXO DAS TECNOLOGIAS  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

GABRIEL SOUZA PEREIRA

**Análise da Influência da Rigidez das Ligações Viga-Pilar em Estruturas de Múltiplos  
Pavimentos em Concreto Armado**

Delmiro Gouveia – AL  
2020

GABRIEL SOUZA PEREIRA

**Análise da Influência da Rigidez das Ligações Viga-Pilar em Estruturas de Múltiplos Pavimentos em Concreto Armado**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – UFAL, Campus do Sertão, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. MSc. Vinicius Costa Correia.

**Catálogo na fonte**  
**Universidade Federal de Alagoas**  
**Biblioteca do Campus Sertão**  
**Sede Delmiro Gouveia**

Bibliotecária responsável: Renata Oliveira de Souza CRB-4/2209

P436a Pereira, Gabriel Souza

Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de múltiplos pavimentos em concreto armado / Gabriel Souza Pereira. - 2021.

130 f. : il.

Orientação: Vinícius Costa Correia.

Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas. Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2021.

1. Engenharia civil. 2. Análise estrutural. 3. Concreto armado. 4. Ligação viga-pilar. 5. Rigidez. I. Correia, Vinícius Costa. II. Título.

CDU: 624.046.4

## Folha de Aprovação

GABRIEL SOUZA PEREIRA

### ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao corpo docente do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – Campus do Sertão e aprovado em 28 de janeiro de 2021.

*Vinicius Costa Correia*

---

Prof. MSc. Vinicius Costa Correia, UFAL – Campus do Sertão (Orientador)

#### Banca Examinadora:

*Vinicius Costa Correia*

---

Prof. MSc. Vinicius Costa Correia, UFAL – Campus do Sertão (Orientador)

*Salvatore Verde*

---

Prof. MSc. Salvatore Verde, UFAL – Campus do Sertão (Avaliador)

*Eng. Iva Emanuely Pereira Lima*

---

Eng. MSc. Iva Emanuely Pereira Lima, UFAL (Avaliadora)

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente gostaria de agradecer aos meus pais, Lucia e Antônio que sempre estiveram ao meu lado me apoiando ao longo de toda a minha trajetória, principalmente nos estudos, como ambos não tiveram tais oportunidades, eles se esforçaram ao máximo para que seu filho tivesse melhores oportunidades.

Agradeço ao meu orientador, professor MSc. Vinicius Costa Correia, por aceitar orientar o presente trabalho e por ser um ótimo profissional, me incentivando ainda mais sobre essa área que tenho tanto apreço.

A todos os meus professores do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – UFAL, Campus do Sertão, pelo aprendizado que tive com cada um.

Também agradeço aos amigos que fiz na UFAL, que sempre me ajudaram ao longo do curso.

## RESUMO

Na análise de estruturas de concreto armado, é de prática considerar as ligações viga-pilar como perfeitamente rígidas, mas estudos sobre o referido tema apontam que as ligações viga-pilar apresentam um comportamento de engastamento parcial (semirrígido), apresentando, assim, uma incompatibilidade entre o modelo analisado e a realidade. Com base no que foi descrito anteriormente, o presente trabalho tem como finalidade analisar a influência da rigidez em ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edificações de múltiplos pavimentos em concreto armado, utilizando métodos analíticos para determinação da rigidez das ligações e análises numéricas sobre o comportamento estrutural de quatro edificações de 05, 10, 15 e 20 pavimentos, variando o seu fator de rigidez e analisando os resultados do consumo de aço nos elementos estruturais, os momentos fletores presentes nas ligações, o coeficiente  $\gamma_z$  e os deslocamentos horizontais no topo da edificação. Considerando as análises dos resultados, foi perceptível o aumento do consumo de aço total e o aumento da instabilidade das estruturas em todos os modelos analisados, à medida que se reduz a rigidez das ligações. Por fim, com base nos resultados obtidos, evidencia-se a importância da consideração da rigidez nas ligações viga-pilar, de forma que a sua desconsideração pode mascarar instabilidades nas estruturas, principalmente aquelas de grandes dimensões.

**Palavras-chave:** Concreto armado. Ligação viga-pilar. Deslocamentos horizontais. Coeficiente  $\gamma_z$ . Consumo de aço.

## ABSTRACT

In the analysis of reinforced concrete structures, it is practical to consider the beam-column connections as perfectly rigid, but studies on the mentioned theme point out that the beam-column connections present a partial (semi-rigid) setting behavior, thus presenting an incompatibility between the analyzed model and reality. Based on what was previously described, the present work aims to analyze the influence of the stiffness in beam-column connections on the structural behavior of multi-storey reinforced concrete buildings, using analytical methods to determine the stiffness of the connections and numerical analyzes on the structural behavior of four buildings of 05, 10, 15 and 20 floors, varying their stiffness factor and analyzing the results of steel consumption in the structural elements, the bending moments present in the connections, the  $\gamma_z$  coefficient and the horizontal displacements at the top of the edification. Considering the analysis of the results, there was a noticeable increase in total steel consumption and an increase in the instability of the structures in all the models analyzed, as the stiffness of the connections was reduced. Finally, based on the results obtained, it is evident the importance of considering the stiffness in the beam-column connections, so that its disregard can mask instabilities in the structures, especially those of large dimensions.

**Keyword:** Reinforced concrete. Beam-column connections. Horizontal displacement. Coefficient  $\gamma_z$ . Steel consumption.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Principais elementos estruturais. ....	19
Figura 2 – Fluxo das ações nos elementos estruturais em edifícios. ....	20
Figura 3 – Vãos da laje retangular. ....	21
Figura 4 – Dimensões consideradas no cálculo do vão efetivo das lajes. ....	22
Figura 5 – Representação dos tipos de apoio. ....	22
Figura 6 – Dimensões consideradas no cálculo do vão efetivo das vigas. ....	24
Figura 7 – Valores práticos para estimativa da altura das vigas. ....	24
Figura 8 – Posição dos pilares em edifícios. ....	25
Figura 9 – Processo simplificado para determinação da área de influência dos pilares. ....	26
Figura 10 – Modelo de grelha e pórtico espacial. ....	28
Figura 11 – Modelo da analogia de grelhas. ....	29
Figura 12 – Modelo de pórticos espaciais. ....	30
Figura 13 – Barra discretizada no pórtico espacial com o sistema de eixos locais da barra, os nós inicial e final e os 6 graus de liberdade de cada nó do pórtico espacial. ....	30
Figura 14 – Definição de nó de pórtico. ....	31
Figura 15 – Classificação das ligações viga-pilar quanto à sua geometria: a) a f) grupo externo e g) a j) grupo interno. ....	31
Figura 16 – Diagrama momento fletor X rotação da ligação. ....	32
Figura 17 – Pórticos de ligações rígidas. ....	32
Figura 18 – Pórticos de ligações articuladas. ....	33
Figura 19 – Pórticos de ligações semirrígidas. ....	33
Figura 20 – Resultados teóricos e experimentais de uma ligação viga-pilar monolítica em concreto armado. ....	34
Figura 21 – Fissuração e deslizamento das armaduras existente em nós de pórtico. ....	35
Figura 22 – Fator de restrição à rotação. ....	36
Figura 23 – Aproximação em apoios extremos. ....	41
Figura 24 – Mecanismo de deformação em ligações viga-pilar de extremidade. ....	42
Figura 25 – Efeitos de 2ª ordem. ....	45
Figura 26 – Contraventamento de estruturas. ....	46
Figura 27 – Relação momento-curvatura. ....	47
Figura 28 – Efeitos de 2ª ordem. ....	48
Figura 29 – Estados não deformado e deformado da estrutura. ....	50
Figura 30 – Processo iterativo para determinação do momento fletor atuante na base do elemento. ....	52
Figura 31 – Comparação gráfica entre métodos de análise. ....	52
Figura 32 – Algumas situações onde não é recomendável aplicar o coeficiente $\gamma_z$ . ....	53

Figura 33 – Efeito P- $\Delta$ .....	54
Figura 34 – 3D da edificação de 5 pavimentos. ....	56
Figura 35 – 3D da edificação de 10 pavimentos ..... 56	56
Figura 36 – 3D da edificação de 15 pavimentos. ....	57
Figura 37 – 3D da edificação de 20 pavimentos. ....	57
Figura 38 – Planta baixa do pavimento térreo.....	57
Figura 39 – Planta baixa do pavimento tipo.....	58
Figura 40 – Planta baixa da cobertura. ....	58
Figura 41 – Planta baixa da caixa d’água.....	58
Figura 42 – Dados de entrada da ação do vento.....	61
Figura 43 – Área de serviço. ....	61
Figura 44 – Banheiro.....	62
Figura 45 – Copa e cozinha.....	62
Figura 46 – Corredores de uso comum. ....	62
Figura 47 – Corredores dentro de unidades autônomas (apartamento).....	63
Figura 48 – Dormitório. ....	63
Figura 49 – Sala. ....	63
Figura 50 – Varanda.....	64
Figura 51 – Escada.....	64
Figura 52 – Parede de 20 cm. ....	65
Figura 53 – Aplicação dos vínculos em viga. ....	66
Figura 54 – Redução no engaste para nós semirrígidos. ....	66
Figura 55 – 3D estrutural do modelo 1. ....	67
Figura 56 – 3D estrutural do modelo 2. ....	67
Figura 57 – 3D estrutural do modelo 3. ....	67
Figura 58 – 3D estrutural do modelo 4. ....	67

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Comparativo do consumo de aço nas vigas do modelo 1. ....	69
Gráfico 2 – Comparativo do consumo de aço nos pilares do modelo 1. ....	70
Gráfico 3 – Comparativo do consumo de aço nas lajes do modelo 1. ....	70
Gráfico 4 – Comparativo do consumo de aço nas escadas do modelo 1. ....	71
Gráfico 5 – Comparativo do consumo de aço nas fundações do modelo 1. ....	71
Gráfico 6 – Comparativo do consumo de aço nos reservatórios do modelo 1. ....	72
Gráfico 7 – Comparativo do consumo de aço total do modelo 1. ....	72
Gráfico 8 – Comparativo do consumo de aço nas vigas do modelo 2. ....	73
Gráfico 9 – Comparativo do consumo de aço nos pilares do modelo 2. ....	74
Gráfico 10 – Comparativo do consumo de aço nas lajes do modelo 2. ....	74
Gráfico 11 – Comparativo do consumo de aço nas escadas do modelo 2. ....	75
Gráfico 12 – Comparativo do consumo de aço nas fundações do modelo 2. ....	75
Gráfico 13 – Comparativo do consumo de aço nos reservatórios do modelo 2. ....	76
Gráfico 14 – Comparativo do consumo de aço total do modelo 2. ....	76
Gráfico 15 – Comparativo do consumo de aço nas vigas do modelo 3. ....	77
Gráfico 16 – Comparativo do consumo de aço nos pilares do modelo 3. ....	78
Gráfico 17 – Comparativo do consumo de aço nas lajes do modelo 3. ....	78
Gráfico 18 – Comparativo do consumo de aço nas escadas do modelo 3. ....	79
Gráfico 19 – Comparativo do consumo de aço nas fundações do modelo 3. ....	79
Gráfico 20 – Comparativo do consumo de aço nos reservatórios do modelo 3. ....	80
Gráfico 21 – Comparativo do consumo de aço total do modelo 3. ....	81
Gráfico 22 – Comparativo do consumo de aço nas vigas do modelo 4. ....	82
Gráfico 23 – Comparativo do consumo de aço nos pilares do modelo 4. ....	82
Gráfico 24 – Comparativo do consumo de aço nas lajes do modelo 4. ....	83
Gráfico 25 – Comparativo do consumo de aço nas escadas do modelo 4. ....	83
Gráfico 26 – Comparativo do consumo de aço nas fundações do modelo 4. ....	84
Gráfico 27 – Comparativo do consumo de aço nos reservatórios do modelo 4. ....	84
Gráfico 28 – Comparativo do consumo de aço total do modelo 4. ....	85
Gráfico 29 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V24 da cobertura do modelo 1. ....	86
Gráfico 30 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V24 da cobertura do modelo 1. ....	87
Gráfico 31 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V30 da cobertura do modelo 1. ....	87
Gráfico 32 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V30 da cobertura do modelo 1. ....	88
Gráfico 33 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V24 da cobertura do modelo 2. ....	89
Gráfico 34 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V24 da cobertura do modelo 2. ....	89
Gráfico 35 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V30 da cobertura do modelo 2. ....	90

Gráfico 36 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V30 da cobertura do modelo 2. ....	90
Gráfico 37 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V24 da cobertura do modelo 3. ....	91
Gráfico 38 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V24 da cobertura do modelo 3. ....	92
Gráfico 39 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V30 da cobertura do modelo 3. ....	92
Gráfico 40 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V30 da cobertura do modelo 3. ....	93
Gráfico 41 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V24 da cobertura do modelo 4. ....	94
Gráfico 42 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V24 da cobertura do modelo 4. ....	94
Gráfico 43 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V30 da cobertura do modelo 4. ....	95
Gráfico 44 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V30 da cobertura do modelo 4. ....	95
Gráfico 45 – Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ na direção X do modelo 1. ....	96
Gráfico 46 – Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ na direção Y do modelo 1. ....	97
Gráfico 47 – Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ na direção X do modelo 2. ....	98
Gráfico 48 – Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ na direção Y do modelo 2. ....	98
Gráfico 49 – Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ na direção X do modelo 3. ....	99
Gráfico 50 – Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ na direção Y do modelo 3. ....	100
Gráfico 51 – Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ na direção X do modelo 4. ....	101
Gráfico 52 – Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ na direção Y do modelo 4. ....	101
Gráfico 53 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção X do modelo 1. ....	102
Gráfico 54 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção Y do modelo 1. ....	103
Gráfico 55 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção X do modelo 2. ....	104
Gráfico 56 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção Y do modelo 2. ....	104
Gráfico 57 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção X do modelo 3. ....	105
Gráfico 58 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção Y do modelo 3. ....	106
Gráfico 59 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção X do modelo 4. ....	107
Gráfico 60 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção Y do modelo 4. ....	107

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação das ligações em estruturas pré-moldadas. ....	38
Tabela 2 – Classificação das ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas.....	39
Tabela 3 – Consumo de aço por elemento e total do modelo 1.....	69
Tabela 4 – Consumo de aço por elemento e total do modelo 2.....	73
Tabela 5 – Consumo de aço por elemento e total do modelo 3.....	77
Tabela 6 – Consumo de aço por elemento e total do modelo 4.....	81
Tabela 7 – Momentos fletores do modelo 1. ....	85
Tabela 8 – Momentos fletores do modelo 2. ....	88
Tabela 9 – Momentos fletores do modelo 3. ....	91
Tabela 10 – Momentos fletores do modelo 4. ....	93
Tabela 11 – Coeficientes $\gamma_z$ do modelo 1. ....	96
Tabela 12 – Coeficientes $\gamma_z$ do modelo 2. ....	97
Tabela 13 – Coeficientes $\gamma_z$ do modelo 3. ....	99
Tabela 14 – Coeficientes $\gamma_z$ do modelo 4. ....	100
Tabela 15 – Deslocamentos horizontais do modelo 1. ....	102
Tabela 16 – Deslocamentos horizontais do modelo 2. ....	103
Tabela 17 – Deslocamentos horizontais do modelo 3. ....	105
Tabela 18 – Deslocamentos horizontais do modelo 4. ....	106

## SUMÁRIO

1	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	16
1.1	Considerações Iniciais .....	16
1.2	Justificativa.....	17
1.3	Objetivos .....	18
1.3.1	Objetivos Gerais .....	18
1.3.2	Objetivos Específicos .....	18
2	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	19
2.1	Concepção Estrutural .....	19
2.1.1	Laje.....	20
2.1.1.1	Pré-dimensionamento da laje maciça .....	21
2.1.2	Viga.....	23
2.1.2.1	Pré-dimensionamento de viga .....	24
2.1.3	Pilar .....	25
2.1.3.1	Pré-dimensionamento de pilar.....	25
2.2	Análise Estrutural .....	27
2.3	Modelos Estruturais.....	28
2.3.1	Analogia de Grelhas .....	28
2.3.1.1	Pórticos espaciais .....	29
2.4	Ligações Viga-Pilar.....	30
2.4.1	Fator de Restrição à Rotação.....	34
2.5	Estados Limites .....	43
2.6	Estabilidade Global .....	44
2.6.1	Não Linearidade Física e Geométrica .....	46
2.6.2	Parâmetros de Verificação da Estabilidade Global .....	48
2.6.2.1	Parâmetro de instabilidade ( $\alpha$ ).....	48
2.6.2.2	Coeficiente $\gamma_z$ .....	49
2.6.3	Processo P- $\Delta$ .....	50
2.6.3.1	Tipos de efeito P- $\Delta$ .....	54
2.6.3.2	Programa computacional Eberick.....	54
2.6.4	Relação Entre a Rigidez das Ligações e a Estabilidade Global .....	55
3	<b>METODOLOGIA</b> .....	56
3.1	Considerações Iniciais.....	56
3.1.1	Materiais e Durabilidade .....	60
3.1.2	Cargas.....	60
3.2	Procedimentos .....	65

4	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b>	69
4.1	Consumo de Aço	69
4.1.1	Modelo 1	69
4.1.1.1	Comparativo do consumo de aço dos elementos estruturais	69
4.1.1.2	Comparativo do consumo total de aço	72
4.1.2	Modelo 2	73
4.1.2.1	Comparativo do consumo de aço dos elementos estruturais	73
4.1.2.2	Comparativo do consumo total de aço	76
4.1.3	Modelo 3	77
4.1.3.1	Comparativo do consumo de aço dos elementos estruturais	77
4.1.3.2	Comparativo do consumo total de aço	80
4.1.4	Modelo 4	81
4.1.4.1	Comparativo do consumo de aço dos elementos estruturais	81
4.1.4.2	Comparativo do consumo total de aço	84
4.2	Momentos Fletores	85
4.2.1	Modelo 1	85
4.2.1.1	Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V24 da cobertura	86
4.2.1.2	Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V30 da cobertura	87
4.2.2	Modelo 2	88
4.2.2.1	Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V24 da cobertura	88
4.2.2.2	Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V30 da cobertura	89
4.2.3	Modelo 3	91
4.2.3.1	Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V24 da cobertura	91
4.2.3.2	Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V30 da cobertura	92
4.2.4	Modelo 4	93
4.2.4.1	Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V24 da cobertura	93
4.2.4.2	Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V30 da cobertura	95
4.3	Coefficiente $\gamma_z$	96
4.3.1	Modelo 1	96
4.3.1.1	Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ nas direções X e Y	96
4.3.2	Modelo 2	97
4.3.2.1	Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ nas direções X e Y	97
4.3.3	Modelo 3	99
4.3.3.1	Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ nas direções X e Y	99
4.3.4	Modelo 4	100
4.3.4.1	Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ nas direções X e Y	100
4.4	Deslocamentos Horizontais no Topo da Edificação	102

4.4.1	Modelo 1 .....	102
4.4.1.1	Comparativo dos deslocamentos horizontais no topo da edificação nas direções X e Y .....	102
4.4.2	Modelo 2 .....	103
4.4.2.1	Comparativo dos deslocamentos horizontais no topo da edificação nas direções X e Y .....	103
4.4.3	Modelo 3 .....	105
4.4.3.1	Comparativo dos deslocamentos horizontais no topo da edificação nas direções X e Y .....	105
4.4.4	Modelo 4 .....	106
4.4.4.1	Comparativo dos deslocamentos horizontais no topo da edificação nas direções X e Y .....	106
5	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	108
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	111
	<b>APÊNDICE A – PLANTAS DE FORMAS</b> .....	114

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações Iniciais

A aplicação do concreto armado na construção civil gerou grande revolução na construção devido à união das qualidades do concreto (durabilidade, resistência à compressão e baixo custo) com as do aço (resistência à tração, resistência à compressão e ductilidade), possibilitando a construção de elementos com as mais variadas formas, com certa rapidez e facilidade, permitindo assim novos modelos de edificações.

A partir desse avanço e devido aos desejos da população, as edificações começaram a se verticalizar em prol de mais aproveitamento do terreno ou por motivos arquitetônicos, sendo possível através do concreto armado, a construção de edificações cada vez mais altas e que pudessem resistir às ações atuantes. No entanto, à medida que as edificações crescem, o grau de dificuldade de projetar estas estruturas aumenta, delongando o processo de criação do projeto, caso essa análise seja realizada de maneira analítica.

Sendo assim, devido ao nível de complexidade das análises a serem realizadas a partir de métodos analíticos, por muitas vezes, a análise de edificações mais complexas foi considerada inviável, a partir disso, os *softwares* computacionais surgiram com finalidade de resolver este problema e oferecer novas oportunidades. Atualmente, existem *softwares* voltados ao meio científico e comercial, sendo o primeiro, que realiza análises e modelagens mais próximas à realidade, conseqüentemente, obtendo resultados mais autênticos, enquanto os *softwares* comerciais, em prol do tempo, simplificam suas análises, sem serem pobres no quesito de segurança e economia, se tornando ferramentas imprescindíveis na criação de projetos estruturais, dos mais variados tipos e dimensões.

Na etapa da modelagem de estruturas de concreto armado no *software*, é de prática considerar as ligações viga-pilar como perfeitamente rígidas, conseqüentemente, esta imposição na estrutura determina que nesses pontos não haverá rotações relativas entre seus elementos (NEVES, 2016). Entretanto, conforme os trabalhos de Ferreira, El Debs e Elliott (2003) e Alva, Ferreira e El Debs (2009), as ligações viga-pilar apresentam um comportamento de engastamento parcial (semirrígido). Na prática, a existência destas rotações relativas provoca uma redução de rigidez no nó, tornando assim, menos precisa a modelagem da estrutura. Devido ao fato dos nós serem regiões de descontinuidades geométricas, que são pontos críticos do sistema estrutural, essa incompatibilidade na modelagem pode acabar gerando erros grosseiros sobre o comportamento da estrutura.

A negligência dos nós semirrígidos na análise de estruturas de concreto armado pode levar a resultados inconsistentes com a realidade, principalmente na instabilidade da edificação, conforme é apresentado pelos trabalhos de Alva, Dos Santos e Da Silva (2018) e Nascimento e Neto (2018). Desta forma, o estudo da rigidez das ligações viga-pilar pode auxiliar projetistas a realizarem uma análise estrutural mais precisa e fiel ao comportamento real.

A NBR 6118 (2014) que trata de projetos de estruturas de concreto e a NBR 9062 (2017) que trata de projetos e execução de estruturas de concreto pré-moldado, já dispõem de informações acerca de como proceder com as análises das ligações viga-pilar, mas é habitual a utilização de ligações perfeitamente rígidas nos projetos, devido à cultura no Brasil, sendo exceção apenas em projetos de grandes dimensões, onde uma boa parte dos profissionais da engenharia realizam análises acerca da rigidez das ligações, sendo ignorada em sua grande maioria nas demais edificações.

## 1.2 Justificativa

Conforme relatado anteriormente, é usual a consideração das ligações viga-pilar como perfeitamente rígidas, isto é, com transmissão total dos momentos fletores. Contudo, foi constatado nos estudos de Ferreira, El Debs e Elliott (2003) e Alva, Ferreira e El Debs (2009) reduções na rigidez das ligações, devido à existência de rotações relativas nos nós. Esta diferença entre as ligações perfeitamente rígidas utilizadas na análise para as ligações semirrígidas obtidas na realidade, acarreta diferenças nos resultados da redistribuição de esforços e deslocamentos da estrutura. Consequentemente, pode acabar mascarando instabilidades na estrutura e modificar o dimensionamento dos elementos presentes na edificação. Este problema se agrava nas edificações de múltiplos pavimentos, decorrente dos deslocamentos horizontais e da análise efetuada considerando a configuração deformada da estrutura (efeitos de 2ª ordem), que modificam a estabilidade, devido aos valores como, por exemplo, o consumo de aço total obtido com ligações semirrígidas serem maiores que os obtidos com ligações perfeitamente rígidas.

Contudo, o estudo da influência da rigidez nas ligações nem sempre é realizado, sendo uma prática pouco usual entre os projetistas, devido à negligência do referido assunto. A possível causa é a “carência de estudos mais aprofundados sobre a rigidez de ligações viga-pilar monolíticas em concreto armado, principalmente, sobre sua influência no comportamento estrutural” (SANTOS, 2016). Todavia, além da causa apresentada por Santos

(2016), um fator que deve ser considerado é a cultura da utilização de ligações rígidas nas análises, sendo bastante difundida no meio, e a exceção, sendo as ligações semirrígidas, não despertando o interesse do engenheiro sobre sua influência, ou até o próprio desconhecimento sobre o referido tema.

Desta forma, o presente trabalho se justifica pela necessidade de uma maior compreensão da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento de estruturas de múltiplos pavimentos de concreto armado, analisando se o fator de restrição das ligações aplicadas nos projetos pode gerar resultados que modifiquem a estabilidade da estrutura. Podendo assim, contribuir para o desenvolvimento de projetos estruturais mais condizentes com a realidade, em prol da segurança, especialmente em edificações de grandes dimensões.

### 1.3 Objetivos

#### 1.3.1 Objetivos Gerais

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar a influência da rigidez em ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edificações de múltiplos pavimentos em concreto armado, utilizando métodos analíticos para determinação da rigidez das ligações e análises numéricas sobre o comportamento estrutural das edificações estudadas.

#### 1.3.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

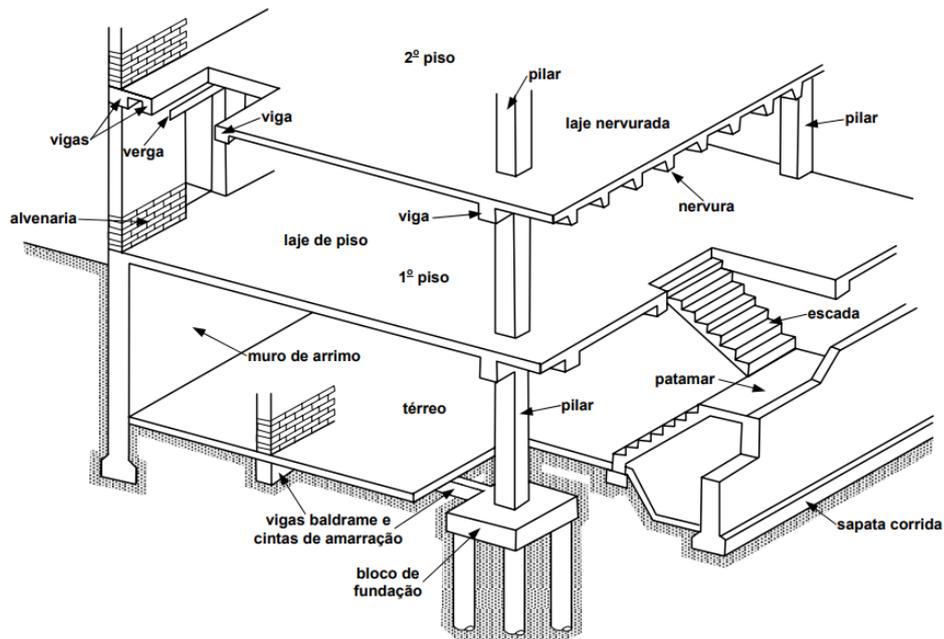
- Revisar bibliograficamente os tipos de ligações viga-pilar;
- Realizar análises numéricas a partir de um *software* comercial de dimensionamento de estruturas de concreto armado, variando o valor da rigidez das ligações viga-pilar, em quatro tipos de edificações de múltiplos pavimentos;
- Analisar a influência da rigidez das ligações no comportamento estrutural;
- Observar e analisar o consumo de aço, redistribuição de momentos fletores em vigas, os deslocamentos horizontais no topo da edificação e o coeficiente  $\gamma_z$ , decorrentes da variação da rigidez das ligações;
- Identificar a importância da consideração da rigidez das ligações viga-pilar para os modelos analisados no presente trabalho.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Concepção Estrutural

A concepção estrutural segundo Alva (2007), baseia-se na criação de um conjunto de elementos estruturais, de forma a atender as necessidades e objetivos do projeto. Decorrente das necessidades do projeto, das possibilidades econômicas e desejos do proprietário, a concepção estrutural de uma edificação pode utilizar diferentes elementos estruturais (Figura 1), de forma a combinar-se para a formação de um conjunto resistente.

Figura 1 - Principais elementos estruturais.



Fonte: Alva (2007).

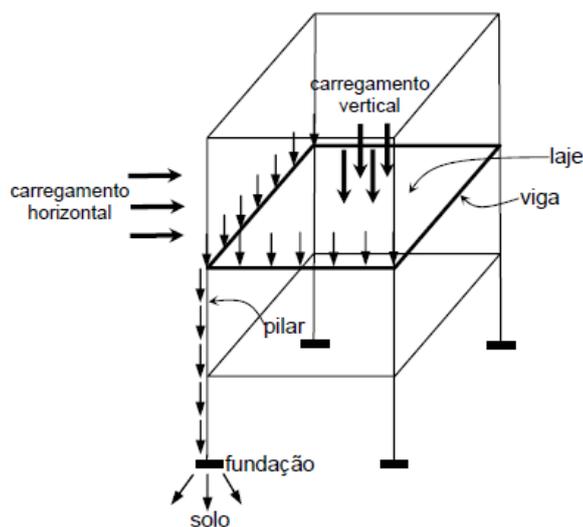
Um arranjo estrutural deve atender cinco aspectos simultaneamente, que são: segurança, economia, durabilidade, estética e funcionalidade; sendo os dois últimos, referentes ao projeto arquitetônico.

O projeto arquitetônico é um dos documentos essenciais para a concepção estrutural, sendo este, norteador para a posição dos elementos presentes dentro da edificação. Usualmente, as imposições determinadas pelo projeto arquitetônico são seguidas, sendo passível a modificações, em comum acordo com os profissionais da área estrutural e arquitetônica.

Na elaboração do projeto estrutural, os elementos estruturais usualmente presentes nos edifícios são: lajes, vigas, pilares e fundações. Um modelo de configuração estrutural pode ser idealizado da seguinte forma: as lajes podem ser apoiadas nas vigas, onde estas por sua vez,

são apoiadas nos pilares, que transferem as cargas do peso próprio das peças estruturais e das ações atuantes na edificação para a fundação, sendo esta última responsável por transferir as cargas para o solo, de forma a assegurar a estabilidade e segurança da edificação (Figura 2).

Figura 2 – Fluxo das ações nos elementos estruturais em edifícios.



Fonte: Alva (2007).

A partir da Figura 2, pode-se verificar um modelo de configuração estrutural e o respectivo fluxo das ações nos elementos estruturais. Sendo assim, nas próximas seções, estão descritas as principais características desses elementos apresentados.

### 2.1.1 Laje

Bastos (2015b, p. 1) define as lajes como “elementos planos bidimensionais, que são aqueles onde duas dimensões, o comprimento e a largura, são da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a terceira dimensão, a espessura”. Esse elemento tem como função receber as cargas atuantes no piso do ambiente, como pessoas e objetos, e transferindo-as para as vigas de apoio (usualmente) nas bordas da laje.

Atualmente, existem diversos tipos de lajes, as principais são:

**Laje maciça:** “é aquela onde toda a espessura é composta por concreto, contendo armaduras longitudinais de flexão e eventualmente armaduras transversais, e apoiada em vigas ou paredes ao longo das bordas” (BASTOS, 2015b, p. 1);

**Laje nervurada:** “lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte” (NBR 6118, 2014, p. 97);

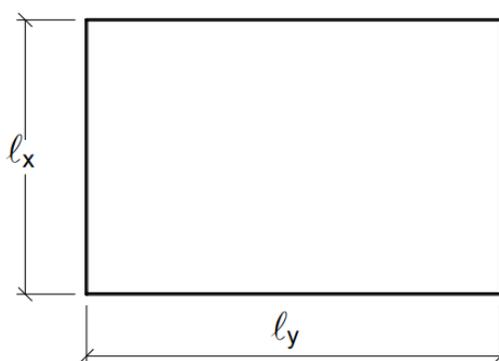
**Laje pré-fabricada ou pré-moldada:** “a laje que tem suas partes constituintes fabricadas em escala industrial no canteiro de uma fábrica. Pode ser de concreto armado ou de concreto protendido” (BASTOS, 2015b, p. 75).

Dos tipos citados anteriormente, a maciça é mais utilizada no Brasil, sendo sua utilização bastante difundida no meio, devido à disposição de mão de obra qualificada e facilidade de se achar matéria-prima para sua fabricação.

#### 2.1.1.1 Pré-dimensionamento da laje maciça

Uma das principais classificações das lajes maciças é referente a direção da armadura principal. São de dois tipos: armada em uma direção (unidirecional) e em duas direções (bidirecional). Esta classificação é realizada por meio da relação entre o maior vão ( $l_y$ ) e o menor vão ( $l_x$ ) da laje, conforme ilustrado pela Figura 3. Caso o resultado da relação obtenha valor superior a dois, a laje é classificada e dimensionada como armada em uma direção, em caso contrário, o resultado seja inferior ou igual a dois, a laje é classificada e dimensionada como armada em duas direções.

Figura 3 – Vãos da laje retangular.



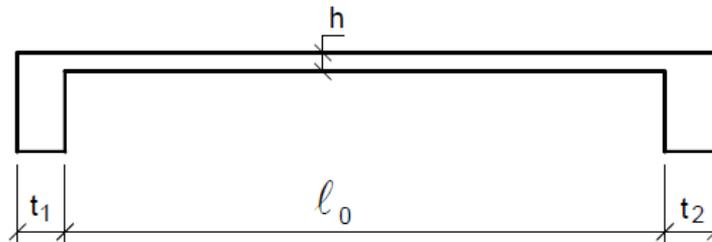
Fonte: Bastos (2015b).

Os vãos efetivos ( $l_{ef}$ ) das lajes nas direções principais segundo a NBR 6118 (2014), considera que os apoios são suficientemente rígidos na direção vertical, devendo ser calculado pelas Equações 1 e 2, de acordo com as dimensões indicadas pela Figura 4:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (\text{Equação 1})$$

$$a_1 \leq \begin{cases} t_1/2 \\ 0,3 \cdot h \end{cases} \text{ e } a_2 \leq \begin{cases} t_2/2 \\ 0,3 \cdot h \end{cases} \quad (\text{Equação 2})$$

Figura 4 – Dimensões consideradas no cálculo do vão efetivo das lajes.



Fonte: Bastos (2015b).

O pré-dimensionamento segue-se para determinação de suas vinculações nas bordas, segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2010), existem basicamente três tipos: borda livre, borda simplesmente apoiada e borda engastada, conforme a Figura 5 ilustra.

Figura 5 – Representação dos tipos de apoio.

Borda livre	Borda simplesmente apoiada	Borda engastada
-----	—————	// // // // //

Fonte: Bastos (2015b).

Após caracterizar a laje, referente as direções de suas armaduras principais, vãos efetivos e tipos de vinculações nos apoios, a determinação das cargas atuantes é realizada mediante a consulta de normas como: NBR 6118 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento), NBR 8681 (Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos) e NBR 6120 (Cargas para o cálculo de estruturas de edificações), entre outras pertinentes. Onde considera-se os mais variados tipos de ações e/ou carregamentos, que possam atuar sobre a estrutura incluindo o seu próprio peso.

Dando continuidade ao pré-dimensionamento, a NBR 6118 (2014) estabelece valores de espessuras mínimas para as lajes maciças, que consideram o tipo de apoio e sua utilização. Em conformidade com as espessuras mínimas, a NBR 6118 (2014) aconselha cobrimentos mínimos para as armaduras das lajes, que corresponde à espessura de concreto partindo da

face externa da laje até o início da armadura, onde os valores são definidos de acordo com a classe de agressividade ambiental do meio onde será construída a laje.

Para o cálculo da espessura da laje, Pinheiro, Muzardo e Santos (2010) propõe que para o caso de lajes retangulares com bordas engastadas ou apoiadas, pode-se determinar a altura útil ( $d$ ) por meio da Equação 3:

$$d = (2,5 - 0,1.n). \ell^* / 100 \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

$d$ : altura útil da laje (cm);

$n$ : número de bordas engastadas;

$\ell^*$ : menor valor entre  $\ell_x$  (menor vão) e  $0,7 \ell_y$  (maior vão).

Sabendo-se a altura útil da laje, é possível determinar a altura total ( $h$ ) pela Equação 4:

$$h = d + c + \phi / 2 \quad (\text{Equação 4})$$

Sendo:

$d$ : altura útil da laje;

$c$ : cobrimento nominal;

$\phi$ : diâmetro das barras de aço.

Como não se conhece inicialmente o diâmetro ( $\phi$ ) da barra longitudinal da laje, o diâmetro deve ser estimado. Normalmente, para as lajes correntes, o diâmetro varia de 5 mm a 8 mm (BASTOS, 2015b).

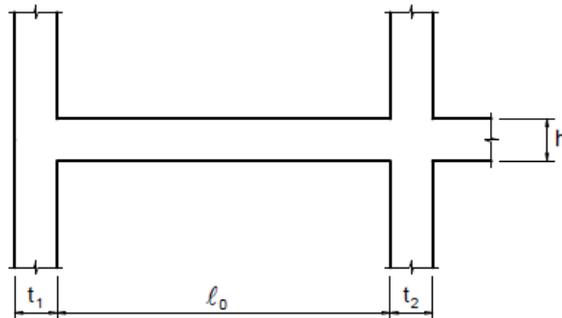
### 2.1.2 Viga

A NBR 6118 (2014, p. 83) define as vigas como “elementos lineares em que a flexão é preponderante” e Bastos (2015c, p. 1) complementa, “elemento linear é aquele em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal”. Esse elemento tem como função receber as cargas atuantes, como as das lajes e, transferindo-as para os pilares ou outras vigas.

### 2.1.2.1 Pré-dimensionamento de viga

Analogamente às lajes, os vãos efetivos ( $l_{ef}$ ) das vigas também são calculados, segundo a NBR 6118 (2014), pelas Equações 1 e 2 apresentadas no tópico 2.1.1.1 deste trabalho, de acordo com as dimensões indicadas pela Figura 6.

Figura 6 – Dimensões consideradas no cálculo do vão efetivo das vigas.

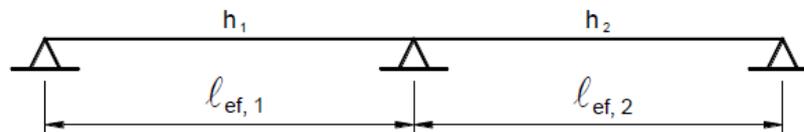


Fonte: Bastos (2015c).

Após a determinação do vão efetivo da viga, são definidas as dimensões de sua seção. Bastos (2015a, p. 6) relata que “a preferência dos engenheiros e arquitetos é que as vigas fiquem embutidas nas paredes de vedação, de tal forma que não possam ser percebidas visualmente”, conseqüentemente, uma de suas dimensões, no caso a largura, é determinada pelo projeto arquitetônico e a outra dimensão (altura), pode ser determinada pela Equação 5.

$$h = l_{ef}/12 \quad (\text{Equação 5})$$

Figura 7 – Valores práticos para estimativa da altura das vigas.



Fonte: Bastos (2015c).

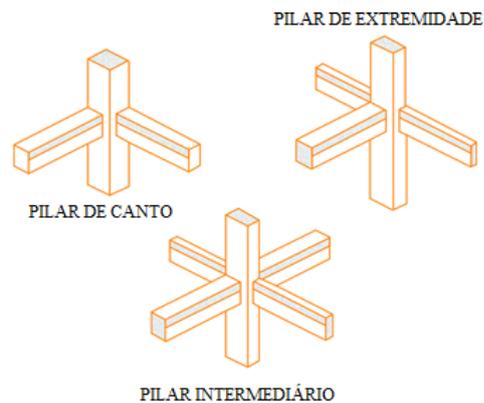
Por fim, a determinação das cargas atuantes é realizada considerando os mais variados tipos de ações e carregamentos, que possam atuar sobre a estrutura, como o seu próprio peso, o peso de paredes, lajes e outras vigas.

### 2.1.3 Pilar

Segundo a NBR 6118 (2014, p. 84), pilares são “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”. Esse elemento tem como função transferir as cargas advindas das vigas e das lajes e, transferindo-as para a fundação.

Os pilares podem ser categorizados nos seguintes tipos: intermediários, de extremidade e de canto (BASTOS, 2017). Estes três tipos de pilares têm diferentes formas de dimensionamento e verificações, devido ao seu conjunto estrutural viga-pilar-laje, em relação aos seus deslocamentos e esforços.

Figura 8 – Posição dos pilares em edifícios.

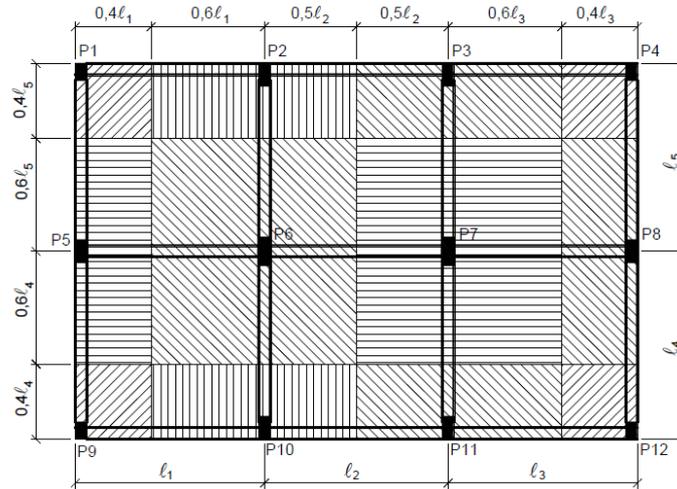


Fonte: Adaptado de Fusco (1981).

#### 2.1.3.1 Pré-dimensionamento de pilar

Bastos (2017) apresenta um processo simplificado de pré-dimensionamento da seção do pilar, iniciando com a estimativa da carga vertical no pilar pela sua área de influência. Conforme é ilustrado pela Figura 9, cada pilar tem sua área de influência, sendo esta multiplicada pela carga total por metro quadrado da laje, que se situa acima do pilar em questão, obtendo assim, a estimativa da carga vertical do pilar.

Figura 9 – Processo simplificado para determinação da área de influência dos pilares.



Fonte: Bastos (2017).

Após a estimativa da carga vertical no pilar, é realizado o pré-dimensionamento da seção do pilar, através das Equações 6 e 7:

- Pilar intermediário:

$$A_c = \frac{N_d}{0,5 \cdot f_{ck} + 0,4} \quad (\text{Equação 6})$$

- Pilares de extremidade e de canto:

$$A_c = \frac{1,5 \cdot N_d}{0,5 \cdot f_{ck} + 0,4} \quad (\text{Equação 7})$$

Em que:

$A_c$ : área da seção transversal do pilar ( $\text{cm}^2$ );

$N_d$ : força normal de cálculo (kN);

$f_{ck}$ : resistência característica do concreto ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ ).

Analogamente à seção da viga, com o resultado da área da seção, uma de suas dimensões pode ser determinada, caso seja vontade manter o pilar embutido na parede, assim, a outra dimensão é obtida com algebrismo da equação da área.

Após a concepção estrutural, o próximo passo a se realizar é determinar o tipo de análise estrutural que deverá ser feita na edificação.

## 2.2 Análise Estrutural

Segundo a NBR 6118 (2014, p. 81), “o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites últimos e de serviço”. Ainda na luz da NBR 6118 (2014), a análise permite determinar informações como tensões, deformações e deslocamentos em um elemento ou em toda a estrutura.

Conforme a NBR 6118 (2014, p. 82) exige, “a análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise”. Frequentemente, em projetos estruturais é necessário a utilização de mais de um modelo para realizar as verificações dos Estados-Limites Últimos (ELU) e de Serviço (ELS) previstas na NBR 6118 (2014).

A NBR 6118 (2014) apresenta cinco métodos de análise estrutural, que são:

**Análise linear:** admite-se comportamento elástico-linear para os materiais. Os resultados de uma análise linear são usualmente empregados para a verificação de estados-limites de serviço.

**Análise linear com redistribuição:** na análise linear com redistribuição, os efeitos das ações, determinados em uma análise linear, são redistribuídos na estrutura, para as combinações de carregamento do ELU. Nesse caso, as condições de equilíbrio e de ductilidade devem ser obrigatoriamente satisfeitas.

**Análise plástica:** a análise estrutural é denominada plástica quando as não linearidades puderem ser consideradas, admitindo-se materiais de comportamento rígido-plástico perfeito ou elastoplástico perfeito. Este tipo de análise deve ser usado apenas para verificações de ELU.

**Análise não linear:** na análise não linear, considera-se o comportamento não linear geométrico e dos materiais. Toda a geometria da estrutura, bem como todas as suas armaduras, precisa ser conhecida para que a análise não linear possa ser efetuada, pois a resposta da estrutura depende de como ela foi armada.

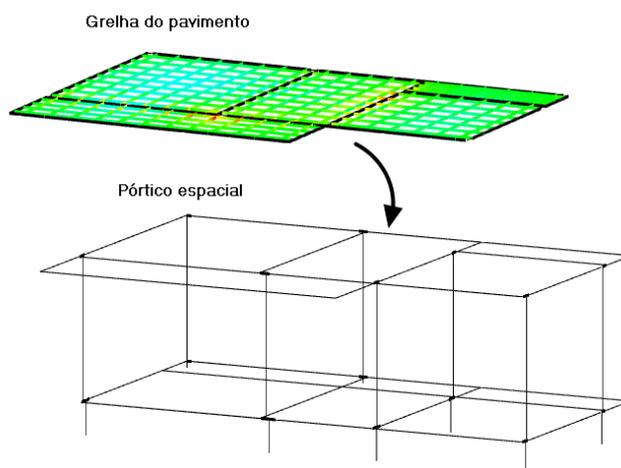
**Análise através de modelos físicos:** na análise através de modelos físicos, o comportamento estrutural é determinado a partir de ensaios realizados com modelos físicos de concreto, considerando os critérios de semelhança mecânica. A metodologia empregada nos experimentos deve assegurar a possibilidade de obter a correta interpretação dos resultados.

Através de todas as análises expressas anteriormente, exceto análise através de modelos físicos, serão executados os dimensionamentos e as verificações dos elementos estruturais deste trabalho. Após determinar as análises estruturais que serão realizadas, deve-se escolher o modelo estrutural que será empregado na análise estrutural.

### 2.3 Modelos Estruturais

A NBR 6118 (2014) permite aproximações no modelo estrutural, como: vigas contínuas, lajes discretizadas em grelha, pórticos planos e pórticos espaciais. O programa utilizado neste trabalho (Eberick) tem duas opções, “modelo separado de grelhas e pórtico espacial” (Figura 10) e “modelo integrado”, que, de acordo a Franceschi (2019), no primeiro modelo, as lajes são analisadas primeiro, com um modelo bidimensional de grelha, e as reações das lajes são adicionadas a um modelo separado de pórtico espacial e, no segundo modelo, inclui todos os elementos em um modelo espacial único e realiza a análise desse pórtico de maneira conjunta, para já se obter os esforços em lajes, vigas e pilares da estrutura.

Figura 10 – Modelo de grelha e pórtico espacial.



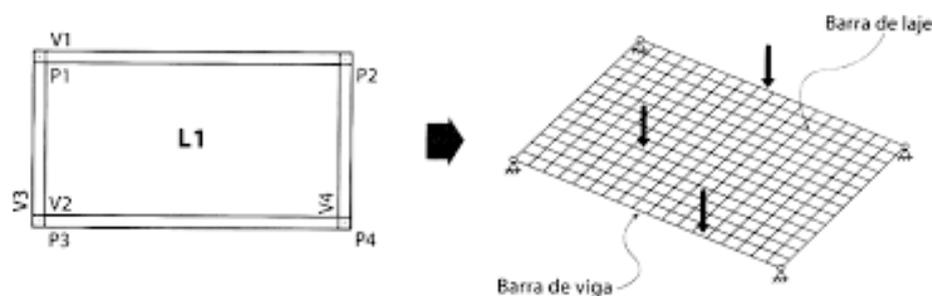
Fonte: Franceschi (2019).

#### 2.3.1 Analogia de Grelhas

Conforme Neves (2016, p. 18), o modelo é “composto por elementos lineares dispostos no plano horizontal de um pavimento que simulam lajes e vigas, formando uma malha de barras submetida a um carregamento perpendicular ao seu plano”. Nesse modelo,

tanto as vigas quanto as lajes são analisadas como barras e os pilares são analisados como apoios de segundo gênero (Figura 11).

Figura 11 – Modelo da analogia de grelhas.



Fonte: Kimura (2007).

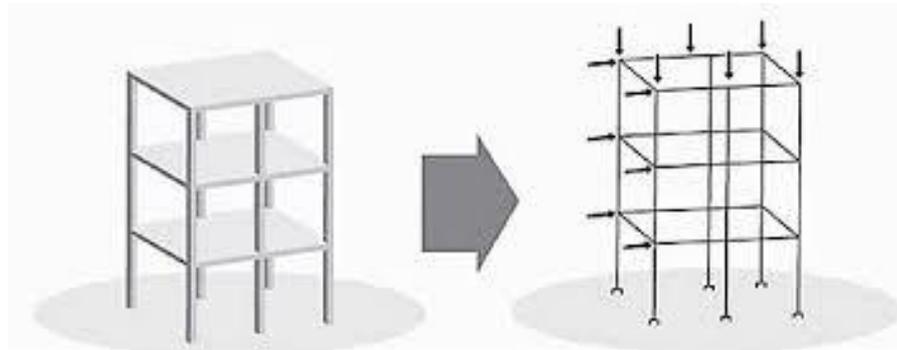
Neste método, a laje é dividida em várias barras nas duas direções, com comprimento não superior a 50 cm. Em casos de elevadas cargas, a malha pode ser aumentada, diminuindo seu comprimento, de modo a se obter uma análise mais refinada (HUPPES, 2019).

“A transferência de cargas das lajes para as vigas não é mais feita por área de influência e sim por distribuição dos esforços entre lajes e vigas por meio da rigidez de cada barra” (NEVES, 2016, p. 18). Consequentemente, a maior concentração de cargas se dá nos nós mais rígidos, não nos nós com maior área de influência.

### 2.3.1.1 Pórticos espaciais

Baseia-se num modelo tridimensional, composto por elementos lineares (vigas e pilares), que analisa o comportamento global de todos os pavimentos da edificação, perante as ações verticais e horizontais (TQCDOCS, 2019). Conforme Neves (2016, p. 17) explica, “este método possibilita uma avaliação completa e eficiente para a análise estrutural, uma vez que é possível determinar os momentos fletores e de torção, além de esforços cortantes e nominais de toda a estrutura” (Figura 12).

Figura 12 – Modelo de pórticos espaciais.

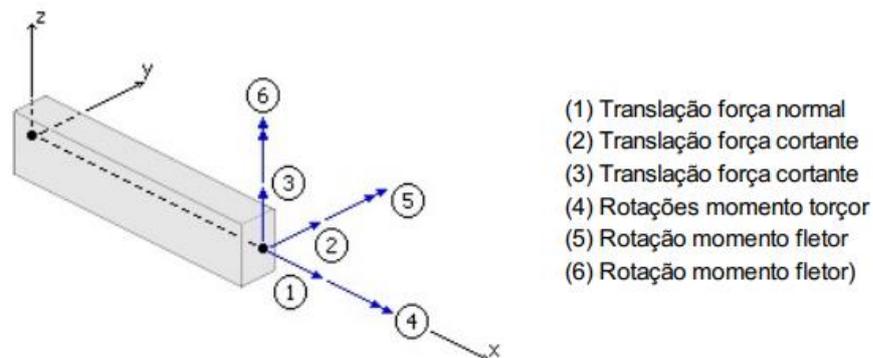


Fonte: Kimura (2007).

Neste modelo, segundo TQCDOCS (2019, p. 1) “cada nó do pórtico espacial possui 6 graus de liberdade, possibilitando a obtenção dos deslocamentos, da força normal, cortantes, momentos fletores e torsor, em cada extremidade de um elemento” (Figura 13).

O modelo de pórticos espaciais pode abrigar as lajes em sua análise e modelagem, sendo usual a sua exclusão, objetivando a análise do comportamento das ligações viga-pilar separadamente.

Figura 13 – Barra discretizada no pórtico espacial com o sistema de eixos locais da barra, os nós inicial e final e os 6 graus de liberdade de cada nó do pórtico espacial.

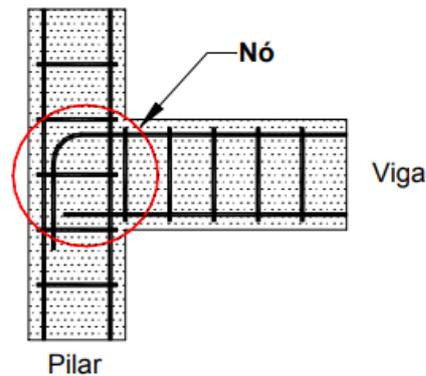


Fonte: TQSDocs (2019).

## 2.4 Ligações Viga-Pilar

As ligações viga-pilar de concreto armado, também conhecidas como nós de pórticos, de acordo Alva (2004), é entendida como a região comum entre vigas e pilares (Figura 14), onde esta região concentra tensões normais e tangenciais.

Figura 14 – Definição de nó de pórtico.



Fonte: Alva (2004).

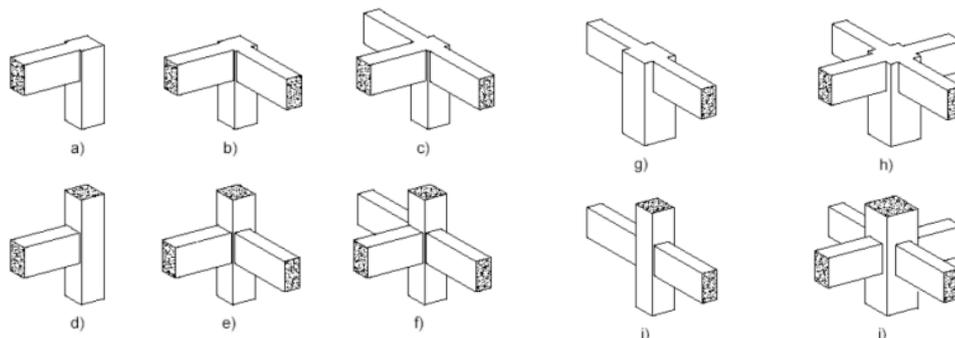
Os nós de pórticos são definidos como regiões especiais, estas “regiões dos elementos estruturais em que, na análise de seu comportamento estrutural, não seja aplicável a hipótese das seções planas” (NBR 6118, 2014, p. 173). Estas regiões são caracterizadas por apresentarem descontinuidades bruscas de sua geometria e/ou de carregamento aplicado.

Os nós de pórticos podem ser classificados pela sua configuração geométrica e rigidez. Referente à sua classificação quanto à sua geometria, Paulay e Priestley (1992) afirma que, os nós podem ser divididos em dois grupos: interno e externo (Figura 15), diferenciando-se nos seus modelos de ancoragem da armadura da viga.

De forma geral, os nós internos são mais solicitados que os nós externos. Como pode ser observado na Figura 15 j, o nó interno recebe carga das quatro vigas, das quatro prováveis lajes (não representadas) e do lance superior do pilar, em contrapartida, a Figura 15 f, onde o nó pode receber as cargas de três vigas, de duas prováveis lajes (não representadas) e do lance superior do pilar. Normalmente, as ligações do grupo interno recebem as maiores cargas, devido à concentração de elementos próximos ao nó e de sua maior rigidez.

Figura 15 – Classificação das ligações viga-pilar quanto à sua geometria: a) a f) grupo externo e g) a j) grupo

interno



Fonte: Paulay E Priestley (1992).

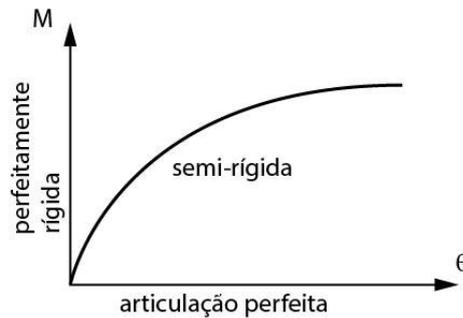
Alva, Dos Santos e Da Silva (2018) afirma que de maneira geral, pode-se classificar as ligações quanto à sua rigidez, como:

**Rígida:** ligações que transmitem integralmente os momentos fletores (Figura 16);

**Semirrígidas:** ligações que transmitem parcialmente os momentos fletores (Figura 16);

**Articuladas:** ligações que não transmitem os momentos fletores (Figura 16).

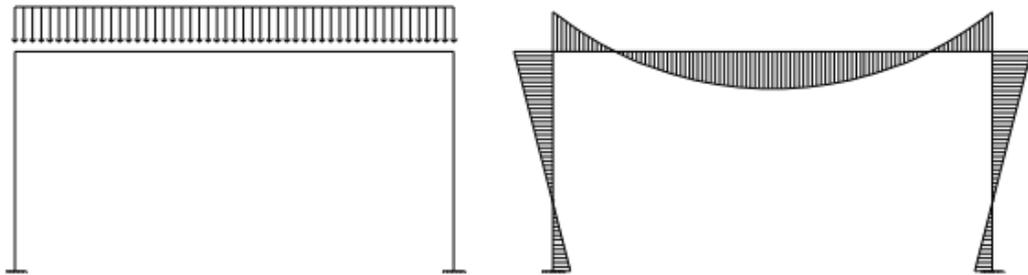
Figura 16 – Diagrama momento fletor X rotação da ligação.



Fonte: Marinho (2019).

Conforme a Figura 17 ilustra, no caso de ligações rígidas, os momentos fletores são distribuídos integralmente entre a viga e os pilares. Essa distribuição total de momento pode acarretar numa diminuição da solicitação na viga e, conseqüentemente, no aumento da solicitação dos pilares (GUIMARÃES, 2010).

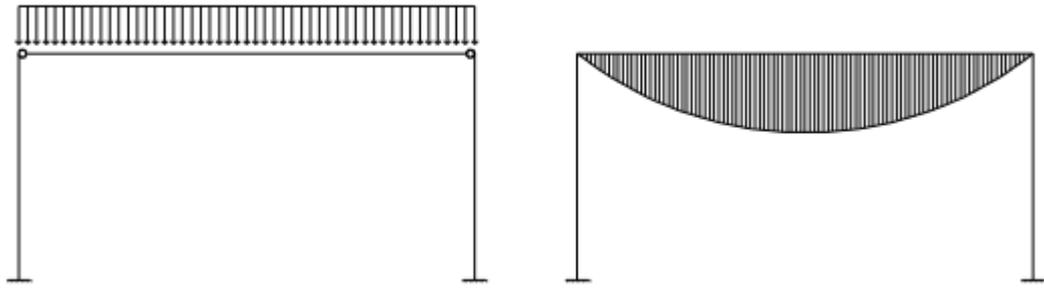
Figura 17 – Pórticos de ligações rígidas.



Fonte: Guimarães (2010).

Nas ligações articuladas (Figura 18), a distribuição dos momentos fletores é nula entre a viga e os pilares, devido à sua descontinuidade entre elementos. Essa distribuição nula de momento aumentará a solicitação da viga e aliviará os pilares, podendo comprometer o seu dimensionamento, pela solicitação de flexo-compressão, acarretando o desperdício do material responsável por resistir aos momentos negativos da viga (GUIMARÃES, 2010).

Figura 18 – Pórticos de ligações articuladas.

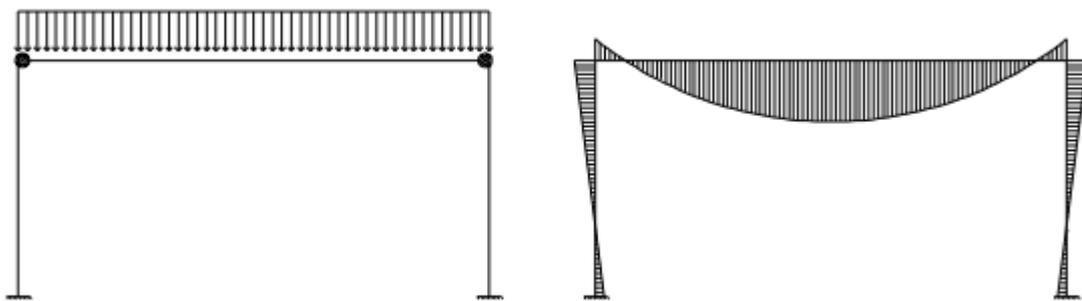


Fonte: Guimarães (2010).

Nota-se também que, no pórtico com nós rígidos, o momento máximo positivo é menor que o momento máximo positivo presente no pórtico com nós articulados, devido à existência dos momentos negativos. Nos nós rígidos, são produzidos momentos negativos em suas extremidades, diminuindo, assim, o momento positivo, mas no caso dos nós articulados, a inexistência dos momentos negativos, acarreta o momento positivo máximo possível a ser gerado no elemento, de acordo com o carregamento e comprimento da viga.

Os nós semirrígidos (Figura 19) são compreendidos entre os nós articulados e rígidos e, conforme a Figura 16 ilustra, seu diagrama não é linear, logo, à transferência de momentos não pode ser obtida mediante a multiplicação do seu fator de rigidez para obtenção do momento transferido entre a ligação da viga para o pilar.

Figura 19 – Pórticos de ligações semirrígidas.



Fonte: Guimarães (2010).

A análise das redistribuições dos esforços nos pórticos é fundamentada nas ligações viga-pilar, conseqüentemente, compreender o comportamento dos nós de pórticos é indispensável para o seu correto dimensionamento e análise dos elementos presentes na estrutura.

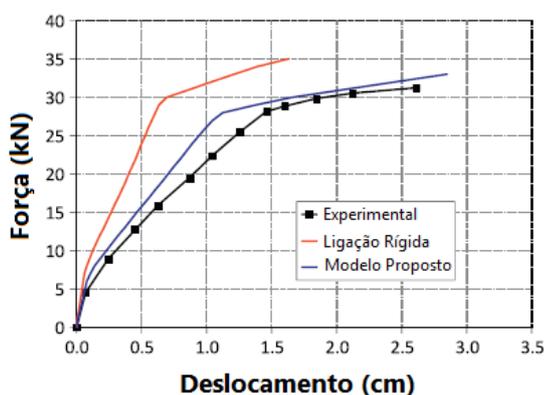
É usual a consideração dos nós de pórticos de concreto armado como ligações perfeitamente rígidas (monolíticas). Santos (2016) afirma que, essa consideração pode levar a deslocamentos inferiores aos apresentados na estrutura e superdimensionamento dos elementos, sendo correto afirmar que, as ligações viga-pilar apresentam um comportamento mais condizente com às ligações semirrígidas. Daí a necessidade de se estudar melhor o comportamento das ligações para que estas possam ser modeladas mais próximas da realidade.

#### 2.4.1 Fator de Restrição à Rotação

De acordo com Alva (2004) até pouco tempo atrás, admitia-se que os nós de pórticos não eram críticos, sendo afirmado por normas, que sua resistência era igual ao elemento menos resistente da ligação, entretanto, estudos indicam que os nós de pórticos tendem a ser as regiões mais críticas da estrutura, devido à fatores como mudança de direção de esforços e tensões (ALVA, 2004).

Trabalhos como os de Alva (2004), Alva, Ferreira e El Debs (2009), Alva e El Debs (2013) e Alva, Dos Santos e Da Silva (2018) indicam que, através de resultados experimentais, é observado a existência de rotações relativas nas ligações. Conforme é ilustrado pela Figura 20, a consideração de ligações rígidas resulta numa diferença considerável entre os resultados obtidos no experimento, mas o modelo com redução da rigidez proposta apresenta uma maior aproximação do experimento, evidenciando, assim, a incompatibilidade entre a estrutura modelada e a estrutura real. É importante ressaltar que, no trabalho de Alva e El Debs (2013) são comparados os resultados com valores experimentais, e com a situação de ligações rígidas, sem a presença das lajes.

Figura 20 – Resultados teóricos e experimentais de uma ligação viga-pilar monolítica em concreto armado.

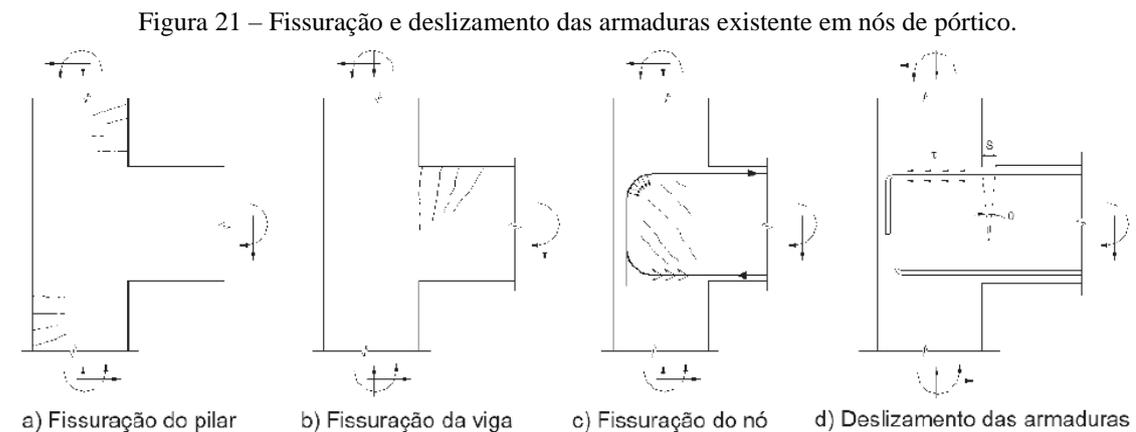


Fonte: Alva, Dos Santos e Da Silva (2018).

No modelo proposto por Alva e El Debs (2013), a modificação na rigidez resultou em modificações do comportamento estrutural, perante as ações horizontais e aos efeitos de 2ª ordem.

As ações horizontais e os efeitos de 2ª ordem são amplificados com o aumento do número de pavimento da edificação, portanto, para estruturas de múltiplos pavimentos, a análise da influência da rigidez nos nós de pórticos na estabilidade global pode ser crucial (ALVA; DOS SANTOS; DA SILVA, 2018).

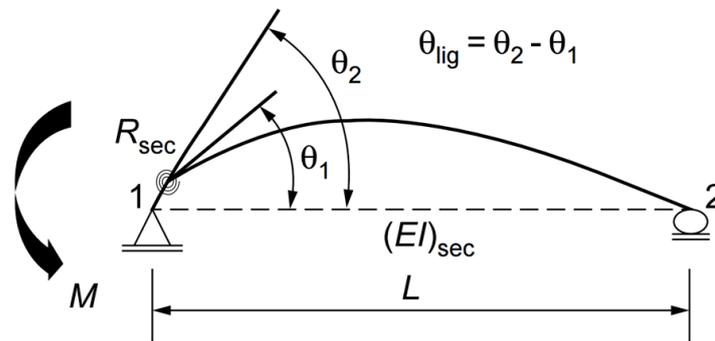
Como descrito anteriormente, por intermédio dos resultados dos trabalhos de Alva (2004) e Alva e El Debs (2013), é perceptível a existência de rotações relativas nos nós de pórticos em concreto armado. Segundo Alva, Dos Santos e Da Silva (2018, p. 848), “estas rotações são causadas pelo deslizamento das armaduras longitudinais das vigas no interior dos nós de pórtico e pela fissuração do concreto nessas regiões”, conforme é ilustrado pela Figura 21.



Fonte: Alva, Dos Santos e Da Silva (2018).

A NBR 9062 (2017) apresenta a semirrigidez das ligações pré-moldadas por meio do fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ ). O fator de restrição é definido “pela razão da rotação  $\theta_1$  da extremidade do elemento em relação à rotação combinada  $\theta_2$  do elemento e da ligação, devido ao momento de extremidade” (NBR 9062, 2017, p. 9).

Figura 22 – Fator de restrição à rotação.



Fonte: NBR 9062 (2017).

A NBR 9062 (2017) apresenta a Equação 8 para determinação do fator de restrição à rotação  $\alpha_R$ . A equação é estabelecida em função do fator de rigidez relativa entre a rigidez da ligação e a rigidez do elemento por ele conectado. O fator  $\alpha_R = 1$  indica uma ligação perfeitamente rígida, enquanto  $\alpha_R = 0$  indica uma ligação perfeitamente articulada. Para as ligações semirrígidas, os valores de  $\alpha_R$  são intermediários.

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[ 1 + \frac{3 \cdot (EI)_{sec}}{R_{sec} \cdot L_{ef}} \right]^{-1} \quad (\text{Equação 8})$$

Onde:

$(EI)_{sec}$ : rigidez secante da viga considerada na análise estrutural, conforme o anexo A da NBR 9062 (2014);

$L_{ef}$ : vão efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga;

$R_{sec}$ : rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar, conforme o tópico 5.1.2.10 da NBR 9062 (2014).

A formulação do  $\alpha_R$ , segundo a NBR 9062 (2017), considera a rigidez secante à flexão negativa da ligação, conforme a Equação 9 apresenta:

$$R_{sec} = k \cdot \frac{A_s \cdot E_s \cdot d^2}{L_{ed}} \quad (\text{Equação 9})$$

Sendo:

$k$ : coeficiente de ajustamento da rigidez secante, conforme a Tabela 1 da NBR 9062 (2017);

$L_{ed}$ : comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade, conforme a Tabela 1 da NBR 9062 (2017);

$d$ : altura útil da seção resistente na ligação negativa;

$E_s$ : módulo de elasticidade do aço;

$A_s$ : armadura de continuidade negativa, respeitando o limite  $M_{y,lim}$ , conforme o item 5.1.2.9 da NBR 9062 (2017).

Conforme o anexo A da NBR 9062 (2017), a norma considera a aproximação e simplificação da não linearidade física, para análise dos efeitos globais de 2ª ordem nas estruturas, para vigas em concreto armado, conforme a Equação 10 apresenta:

$$(EI)_{sec} = 0,5.E_{ci}.I_c \quad \text{(Equação 10)}$$

Em que:

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

$E_{ci}$ : módulo de deformação tangente inicial.

“Na análise de edifícios de múltiplos pavimentos, os valores associados à rigidez secante dos pilares apresentam valores maiores para os pavimentos inferiores e menores para os pavimentos superiores” (NBR 9062, 2017, p. 85). Essa reação está relacionada à força normal, que tende a diminuir ao longo da altura da edificação.

De acordo com Alva, Dos Santos e Da Silva (2018), é necessário considerar a não-linearidade física da viga para determinação do fator de restrição  $\alpha_R$ . Podendo ser feita, empregando a rigidez secante da viga (Equação 11), tendo esta, um valor reduzido da rigidez a flexão elástica-linear, que, de acordo com a NBR 6118 (2014), recomenda para vigas:

$$(EI)_{sec} = 0,4.E_c.I_c \quad \text{para } A_s' \neq A_s \quad \text{(Equação 11)}$$

Onde:

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

$E_c$ : valor representativo do módulo de deformação do concreto.

Caso a condição imposta na Equação 11 não seja satisfeita, a Equação 10 deve ser seguida, estando de acordo com as NBR 6118 (2014) e NBR 9062 (2017). E para pilares, a NBR 6118 (2014) recomenda o uso da Equação 12:

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,8.E_c.I_c \quad (\text{Equação 12})$$

De acordo com as NBR 6118 (2014), o valor representativo do módulo de deformação do concreto ( $E_c$ ) pode ser majorado em 10% do valor do módulo de elasticidade (Equação 13 ou 14).

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad , \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (\text{Equação 13})$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad , \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa} \quad (\text{Equação 14})$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$  para basalto e diabásico;

$\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$  para calcário;

$\alpha_E = 0,7$  para arenito;

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em megapascal (MPa).

Embora as estruturas de concreto pré-moldado e estruturas de concreto armado possam ser distintas, o estudo da rigidez das ligações viga-pilar entre ambas se assemelham. A NBR 9062 (2017) apresenta a classificação das ligações quanto à sua rigidez, em estruturas de concreto pré-moldado, conforme é apresentado pela Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação das ligações em estruturas pré-moldadas.

Tipo de ligação	Fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ )
Articulada	$\alpha_R < 0,14$
Semirrígida	$0,14 \leq \alpha_R \leq 0,85$
Rígida	$\alpha_R > 0,85$

Fonte: Adaptação da NBR 9062 (2017) de Alva, Dos Santos e Da Silva (2018).

Outra classificação significativa e mais detalhada é a realizada por Ferreira *et al.* (2005) para ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas, conforme é apresentado pela Tabela 2.

Tabela 2 – Classificação das ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas.

Zonas	Fator de Restrição ( $\alpha_R$ )	Engastamento Parcial ( $M_E/M_R$ )	Classificação das ligações
Zona I	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	$0 \leq M_E/M_R < 0,2$	Articuladas
Zona II	$0,14 \leq \alpha_R < 0,4$	$0,2 \leq M_E/M_R < 0,5$	Semirrígidas com restrição baixa
Zona III	$0,4 \leq \alpha_R < 0,67$	$0,5 \leq M_E/M_R < 0,75$	Semirrígidas com restrição média
Zona IV	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	$0,75 \leq M_E/M_R < 0,9$	Semirrígidas com restrição alta
Zona V	$0,86 \leq \alpha_R < 1$	$0,9 \leq M_E/M_R < 1$	Perfeitamente rígidas

Fonte: Adaptação de Ferreira *et al.* (2005) de Alva, Dos Santos e Da Silva (2018).

Onde  $M_E$  é o momento de engastamento perfeito e,  $M_R$  é o momento mobilizado pela ligação.

É válido ressaltar que, existem ferramentas presentes em normas que proporcionam a redistribuição de momento fletores entre os elementos da ligação viga-pilar, como o coeficiente de redistribuição ( $\delta$ ) e o fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ ), mas segundo Alva, Dos Santos e Da Silva (2018), existe uma confusão em suas utilizações. O coeficiente de redistribuição ( $\delta$ ) “relaciona-se com a redistribuição de momentos – provocada pela fissuração do concreto pelo escoamento das armaduras longitudinais na região dos apoios – e possui valores limitados pela NBR 6118” (ALVA; FERREIRA; EL DEBS, 2009, p. 369). Esta ferramenta de redistribuição de momentos está relacionada diretamente ao tipo de análise estrutural, tendo como seu objetivo principal redistribuir os momentos para melhorar o aproveitamento das barras de aço e/ou economia das mesmas, em certas regiões da viga e do pilar, aceitas pela norma. Em contrapartida, o fator de restrição a rotação ( $\alpha_R$ ) tem como objetivo analisar de maneira mais realística as condições de vinculação entre a viga e o pilar (ALVA; DOS SANTOS; DA SILVA, 2018).

A NBR 6118 (2014) em seu tópico de “análise linear com ou sem redistribuição” apresenta o coeficiente de redistribuição ( $\delta$ ), da capacidade de rotação dos elementos estruturais, em função da linha neutra no ELU. A partir disso, para que seja realizada a análise do coeficiente de redistribuição, de acordo com o tipo de concreto utilizado no projeto, deve-se analisar as Equações 15 a 18.

$$x/d \leq 0,45, \text{ para concreto com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 15})$$

$$x/d \leq 0,35, \text{ para concreto com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 16})$$

$$x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25, \text{ para concreto com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 17})$$

$$x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25, \text{ para concreto com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 18})$$

Satisfeitas as Equação 15 a 18, de acordo com o tipo de concreto utilizado no projeto, o coeficiente de redistribuição ( $\delta$ ) pode ser usado conforme a Equação 19.

$$M_{red} = \delta M \quad (\text{Equação 19})$$

Sendo:

$M_{red}$ : momento fletor reduzido pelo coeficiente de redistribuição;

$M$ : momento fletor.

De acordo com a NBR 6118 (2014), o coeficiente de redistribuição deve, ainda, acatar aos seguintes limites obtidos pelas Equações 20 e 21:

$$\delta \geq 0,90, \text{ para estruturas de nós móveis} \quad (\text{Equação 20})$$

$$\delta \geq 0,75, \text{ para qualquer outro caso} \quad (\text{Equação 21})$$

Ainda segundo a NBR 6118 (2014, p. 93) “quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos”, pelas Equações 22 a 24:

- Para vigas:

$$\frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (\text{Equação 22})$$

- No tramo superior do pilar:

$$\frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (\text{Equação 23})$$

- No tramo inferior do pilar:

$$\frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (\text{Equação 24})$$

Em que:

$$r_i = \frac{I_i}{l_i} \quad (\text{Equação 25})$$

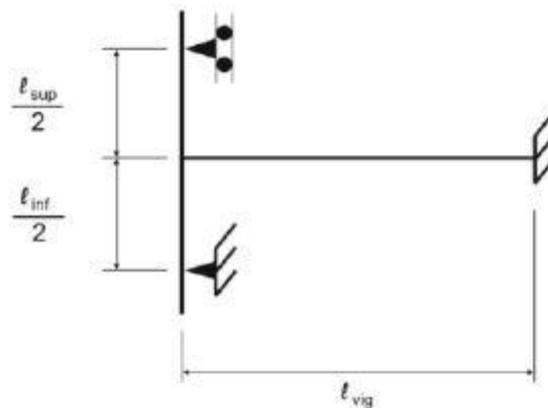
Onde:

$r_i$ : rigidez do elemento  $i$  no nó considerado, conforme indicado a Figura 23;

$I_i$ : momento de inércia do elemento  $i$  no nó considerado;

$l_i$ : altura do lance do pilar do elemento  $i$  no nó considerado.

Figura 23 – Aproximação em apoios extremos.



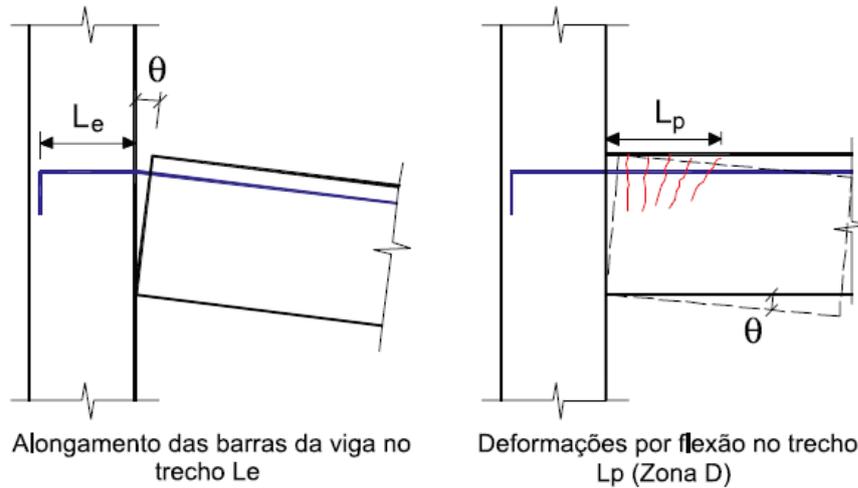
Fonte: NBR 6118 (2014).

Ferreira, El Debs e Elliott (2003) propôs o modelo teórico analítico para determinar a curva-momento rotação para as ligações semirrígidas.

Conforme a Figura 24, o modelo teórico considera:

“a rotação relativa entre a seção da viga e do pilar é resultante de dois mecanismos de deformações: i) um mecanismo resultante do alongamento das barras tracionadas da viga no trecho de embutimento no pilar; ii) um mecanismo decorrente da concentração de deformações por flexão no trecho da zona de descontinuidade (Zona D)” (ALVA; FERREIRA; EL DEBS, 2009, p. 374).

Figura 24 – Mecanismo de deformação em ligações viga-pilar de extremidade.



Fonte: Alva, Ferreira e El Debs (2009).

A expressão geral (Equação 26) proposta por Ferreira, El Debs e Elliott (2003) permite determinar a curva momento-rotação em ligações viga-pilar até o início de escoamento das armaduras da viga, isto é,  $0 < M < M_y$ , levando-se em conta os dois mecanismos de deformação apresentados na Figura 24:

$$\theta = \left[ \left( \frac{M}{E_{cs} \cdot I_{eq}} \right) \cdot L_p + \left( \frac{\sigma_s}{E_s \cdot d} \right) \cdot L_e \right] \cdot \left( \frac{M}{M_y} \right)^{0,5} \quad (\text{Equação 26})$$

Sendo:

M: momento na extremidade da viga;

$M_y$ : momento de início de escoamento das barras longitudinais tracionadas da viga;

$L_p$ : comprimento da região da ligação, o qual está associado à altura da seção da viga;

$L_e$ : comprimento de embutimento ou o comprimento de ancoragem existente;

d: altura útil da viga;

$E_s$ : módulo de elasticidade do aço;

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

$I_{eq}$ : momento de inércia equivalente da viga;

$\sigma_s$ : tensão na armadura tracionada da viga.

O momento de inércia equivalente da viga ( $I_{eq}$ ), é determinado pela Equação 27:

$$I_{eq} = \left( \frac{M_r}{M} \right)^3 \cdot I_I + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \quad (\text{Equação 27})$$

Em que:

$M_f$ : momento de fissuração da viga;

$I_I$ : momento de inércia da seção da viga no Estádio I;

$I_{II}$ : momento de inércia da seção da viga no Estádio II (seção homogeneizada).

A tensão na armadura tracionada da viga, ao qual pode ser obtida pela Equação 28:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z_{eq}} \quad (\text{Equação 28})$$

Onde:

$A_s$ : área da armadura tracionada;

$z_{eq}$ : braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão, determinado pela Equação 29:

$$z_{eq} = d - \frac{1}{3} \cdot \left[ x_I \cdot \left[ 1 - \left( \frac{M}{M_y} \right)^{0,5} \right] + x_{II} \cdot \left( \frac{M}{M_y} \right)^{0,5} \right] \quad (\text{Equação 29})$$

Sendo:

$x_I$  e  $x_{II}$ : altura da linha neutra nos Estádios I e II, respectivamente.

## 2.5 Estados Limites

Após definir as características do projeto estrutural, iniciando pela concepção estrutural, depois partindo para escolha do tipo de análise a ser feita, continuando com a escolha dos modelos estruturais e, por fim, definindo as características dos elementos, como é o caso da rigidez das ligações, inicia-se uma nova etapa, que é a verificação dos Estados-Limites (EL).

Segundo Camacho (2009, p. 8) “uma estrutura ou parte dela atinge um estado limite quando, de modo efetivo ou convencional, se torna inutilizável ou quando deixa de satisfazer às condições previstas para sua utilização”.

A partir disso, a NBR 6118 (2014) define os Estados-Limites:

**Estado-Limite Último (ELU):** estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura;

**Estado-Limite de Formação de Fissuras (ELS-F):** estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual à resistência à tração na flexão  $f_{ct,f}$  (obtida em ensaios realizados segundo a NBR 12142);

**Estado-Limite de Abertura das Fissuras (ELS-W):** estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados no item 13.4.2 da NBR 6118 (2014);

**Estado-Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF):** estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal, dados no item 13.3 da NBR 6118 (2014);

**Estado-Limite de Descompressão Parcial (ELS-DP):** estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armadura ativas;

**Estado-Limite de Vibrações Excessivas (ELS-VE):** estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

## 2.6 Estabilidade Global

Edificações de concreto armado corretamente dimensionadas devem apresentar parâmetros de estabilidade aceitáveis que, perante as ações atuantes, garantam a segurança da estrutura durante a verificação dos Estados-Limites.

A NBR 6118 (2014) impõe a verificação da estabilidade global como uma obrigatoriedade e a obtenção dos efeitos de 2ª ordem aos quais a estrutura estará sujeita é essencial para verificar se uma edificação é estável, assegurando que não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo.

Segundo a NBR 6118 (2014), existem três tipos de instabilidades:

- a) nas estruturas sem imperfeições geométricas iniciais, pode haver (para casos especiais de carregamento) perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio (flambagem);
- b) em situações particulares (estruturas abatidas), pode haver perda de estabilidade sem bifurcação do equilíbrio por passagem brusca de uma configuração para outra reversa da anterior (ponto - limite com reversão);
- c) em estruturas de material de comportamento não linear, com imperfeições geométricas iniciais, não há perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio, podendo, no entanto, haver

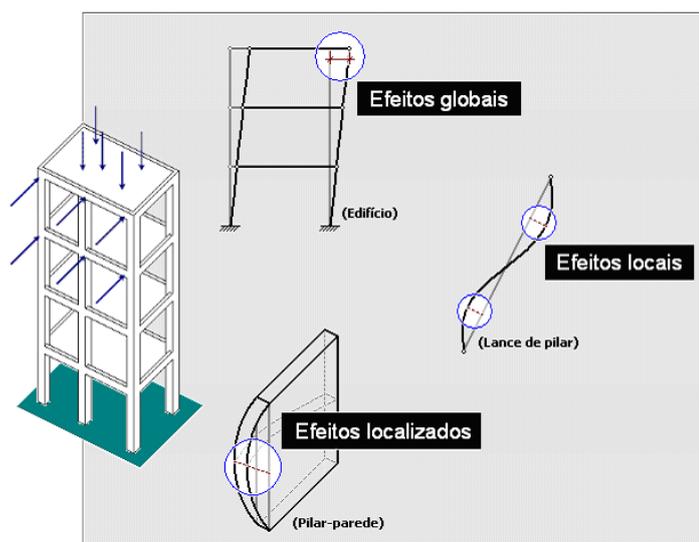
perda de estabilidade quando, ao crescer a intensidade do carregamento, o aumento da capacidade resistente da estrutura passa a ser menor do que o aumento da solicitação (ponto-limite sem reversão).

De acordo com a NBR 6118 (2014), os efeitos de 2ª ordem se somam aos obtidos em uma análise de 1ª ordem; onde na análise de 1ª ordem, a estrutura está em equilíbrio na configuração geométrica inicial, já na análise de 2ª ordem, passa a ser efetuada considerando a configuração deformada. Tais efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados se não representarem um acréscimo superior a 10% dos esforços atuantes da análise de 1ª ordem, caso contrário, elas devem ser consideradas.

Neves (2016) classifica os efeitos de 2ª ordem em três categorias, como efeitos globais, efeitos locais e efeitos localizados, conforme é ilustrado pela Figura 25.

Quando os esforços obtidos na análise de 2ª ordem são inferiores a 10% dos esforços atuantes na análise de 1ª ordem, a edificação é classificada como estrutura de nós fixos, sendo suficiente apenas considerar os efeitos de 2ª ordem locais e localizados (NBR 6118, 2014). Quando os efeitos de 2ª ordem são superiores a 10%, a estrutura é entendida para efeito de cálculo, como de nós móveis, devendo assim, considerar todos os efeitos de 2ª ordem (NBR 6118, 2014).

Figura 25 – Efeitos de 2ª ordem.



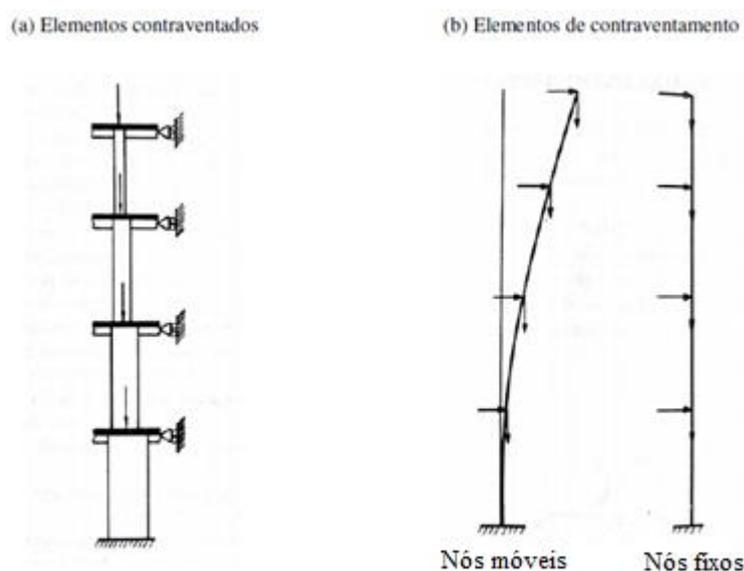
Fonte: TQS Docs (2015).

Os efeitos de 2ª ordem podem tornar edificações de múltiplos pavimentos instáveis, pois quanto maiores forem estas edificações, maiores serão os efeitos de 2ª ordem, onde estes

estão diretamente ligados a não linearidade física e geométrica da subestrutura de contraventamento.

A NBR 6118 (2014, p. 103), entende por subestruturas de contraventamento (Figura 26), elementos “que devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistam à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações”. Estas subestruturas de contraventamento são classificadas como de nós fixos ou nós móveis, de acordo com os efeitos de 2ª ordem, apresentados anteriormente.

Figura 26 – Contraventamento de estruturas.



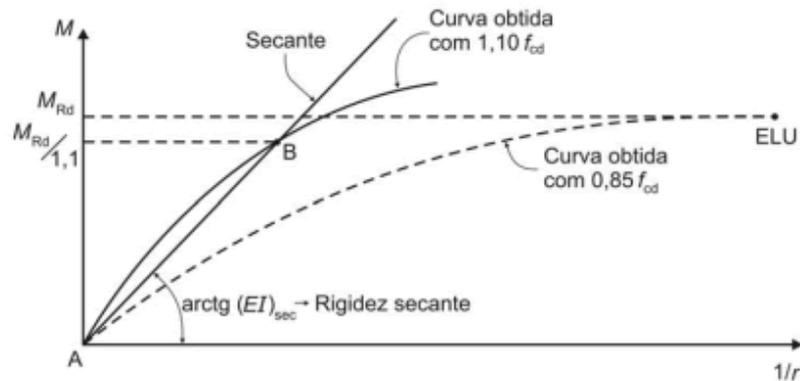
Fonte: Fusco (1981).

### 2.6.1 Não Linearidade Física e Geométrica

A não linearidade física de acordo com Santos (2016, p. 54), “está relacionada com o comportamento do material concreto armado”. O seu principal efeito pode ser considerado, em geral, através da relação momento-curvatura (Figura 27) para cada seção (NBR 6118, 2014). Como seu próprio nome já indica, o aumento de tensões não é diretamente proporcional ao aumento de deformações.

Devido à complexidade da relação momento-curvatura, a NBR 6118 (2014) permite aproximações à sua determinação, para casos de estruturas de nós móveis, para a análise dos esforços globais de 2ª ordem de estruturas com no mínimo quatro andares.

Figura 27 – Relação momento-curvatura.



Fonte: NBR 6118 (2014).

Sendo:

$M_{Rd}$ : momento fletor resistente de cálculo;

$N_{Rd}$ : esforço normal resistente de cálculo;

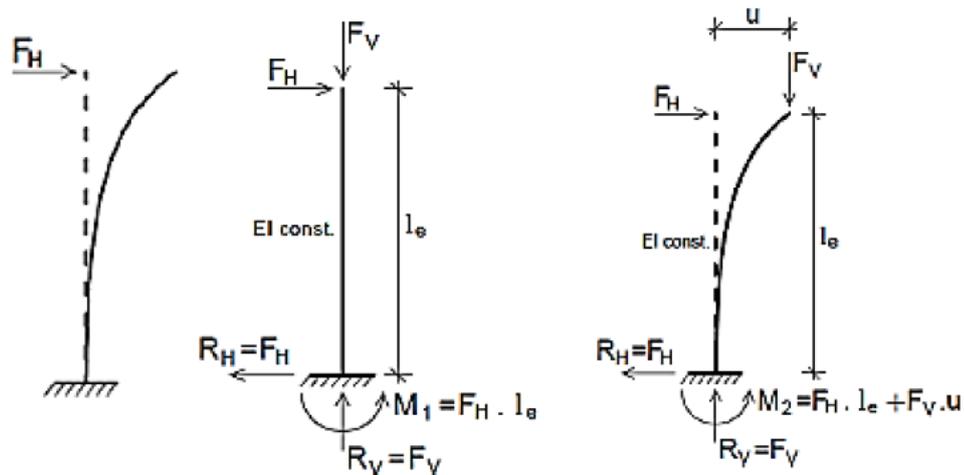
$\gamma_{f3}$ : coeficiente de ponderação, que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações;

$f_{cd}$ : resistência à compressão de cálculo do concreto.

A não linearidade geométrica de acordo com Santos (2016, p. 54), “está relacionada às mudanças na geometria da estrutura frente às ações atuantes”. Esses efeitos são provenientes dos deslocamentos que geram esforços adicionais (DE SOUZA, 2017).

Conforme é ilustrado pela Figura 28, na primeira análise, a estrutura está em equilíbrio na sua configuração geométrica inicial, obtendo assim, um determinado momento fletor, proveniente da força horizontal e seu braço de alavanca (comprimento do elemento), já na análise efetuada considerando a sua configuração deformada, o momento é aumentado pelo momento proveniente da força vertical e seu braço de alavanca (deformação do elemento decorrente da força horizontal).

Figura 28 – Efeitos de 2ª ordem.



Fonte: Alva (2007).

Os efeitos da não linearidade física e geométrica são primordiais para análise da estabilidade global da edificação, sendo ambas necessárias no estudo dos parâmetros de verificação da estabilidade.

## 2.6.2 Parâmetros de Verificação da Estabilidade Global

A verificação da estabilidade global segundo a NBR 6118 (2014), é feita essencialmente por dois parâmetros, o de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ . O uso destes parâmetros permite estimar dados sobre a estabilidade da estrutura e determinar se pode ser dispensado os efeitos globais de 2ª ordem, ou seja, para indicar se a estrutura pode ser classificada como de nós fixos ou de móveis (NBR 6118, 2014).

### 2.6.2.1 Parâmetro de instabilidade ( $\alpha$ )

O parâmetro  $\alpha$  (Equação 30) é um meio para avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto armado, porém conforme Neves (2016) apresenta, este coeficiente não pode estimar os efeitos de 2ª ordem.

Para a estrutura ser considerada de nós fixos segundo a NBR 6118 (2014), a seguinte expressão deve ser obedecida ( $\alpha \leq \alpha_1$ ), conforme as Equações 30 a 31.

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} \quad (\text{Equação 30})$$

Onde:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1.n, \text{ se } n \leq 3 \quad (\text{Equação 31})$$

$$\alpha_1 = 0,6, \text{ se } n \geq 4 \quad (\text{Equação 32})$$

Sendo:

n: número de andares acima da fundação ou de nível pouco deslocável do subsolo;

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

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

$E_{cs}I_c$ : somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada;

$I_c$ : momento de inércia da seção bruta dos pilares.

#### 2.6.2.2 Coeficiente $\gamma_Z$

O coeficiente  $\gamma_Z$  (Equação 33), segundo a NBR 6118 (2014), pode avaliar a importância dos esforços globais de 2ª ordem, sendo determinado por meio dos resultados de uma análise de 1ª ordem.

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{Equação 33})$$

Em que:

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

$M_{1,tot,d}$ : soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

De acordo com a NBR 6118 (2014), a estrutura pode ser classificada como de nós fixos se for obedecida à condição  $\gamma_Z \leq 1,1$  e de nós móveis se  $1,1 \leq \gamma_Z \leq 1,3$ .

Ainda referente a NBR 6118 (2014):

$\gamma_z \leq 1,1$ : os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis e podem ser desconsiderados (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, permite-se considerar apenas os efeitos locais de 2ª ordem;

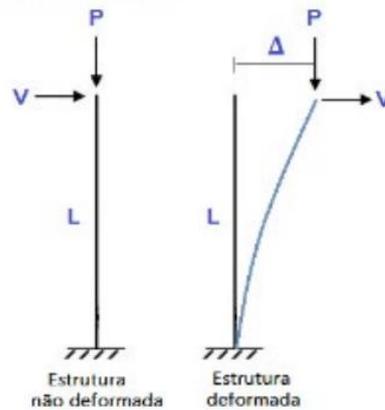
$1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$ : os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, deve-se obrigatoriamente considerar tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais. O momento de 2ª ordem é obtido multiplicando o momento de 1ª ordem pelo coeficiente  $\gamma_z$ ;

$\gamma_z > 1,3$ : os efeitos globais de 2ª ordem podem ser calculados pelo processo P- $\Delta$ .

### 2.6.3 Processo P- $\Delta$

As cargas laterais em edifícios produzem deslocamentos laterais nos pavimentos (IGLESIA, 2016). Como foi visto no tópico de não linearidade geométrica, essas cargas geram momentos adicionais, iguais à soma da carga vertical (P) multiplicada pelos deslocamentos laterais ( $\Delta$ ), conforme é apresentado na Figura 29.

Figura 29 – Estados não deformado e deformado da estrutura.



Fonte: Iglesia (2016).

Na configuração não deformada da estrutura, a análise realizada é chamada de 1ª ordem, o momento (M) presente no apoio é dado pela Equação 34 e o deslocamento lateral na configuração não deformada ( $\Delta$ ) é obtido pela Equação 35.

$$M = V.L \quad (\text{Equação 34})$$

$$\Delta = \frac{V.L^3}{3EI} = \frac{M.L^2}{3EI} \quad (\text{Equação 35})$$

Sendo:

V: força horizontal;

L: comprimento do elemento;

EI: rigidez da ligação.

Na configuração deformada do elemento, o momento (M) presente no apoio é atualizado e expresso pela Equação 36 e o deslocamento lateral na configuração deformada ( $\Delta$ ) também é atualizado e obtido pela Equação 37, sendo ambos acrescidos da parcela de momento e deslocamento produzido pela deformação da estrutura.

$$M = V.L + P.\Delta \quad (\text{Equação 36})$$

$$\Delta = \frac{M.L^2}{3EI} = \frac{(V.L+P.\Delta).L^2}{3EI} = \frac{V.L^3+P.\Delta.L^2}{3EI} \quad (\text{Equação 37})$$

Onde:

V: força horizontal

P: força vertical;

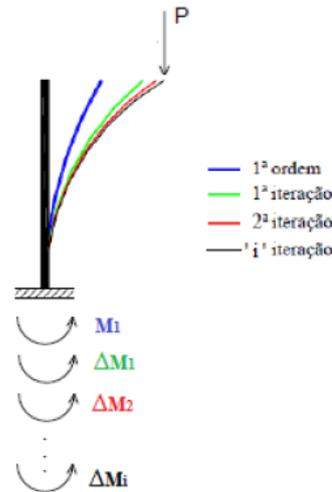
$\Delta$ : deslocamento lateral;

L: comprimento do elemento;

EI: rigidez da ligação.

Como descrito anteriormente, este acréscimo é devido a não linearidade geométrica da estrutura, que de acordo com Iglesia (2016), deve ser tratado de forma iterativa, calculando o momento fletor e seu deslocamento, onde este processo pode ser repetido até que o deslocamento encontrado em determinada iteração obtenha uma diferença muito pequena em relação ao seu anterior (Figura 30).

Figura 30 – Processo iterativo para determinação do momento fletor atuante na base do elemento.



Fonte: Adaptado de Moncayo (2011), Santos (2016).

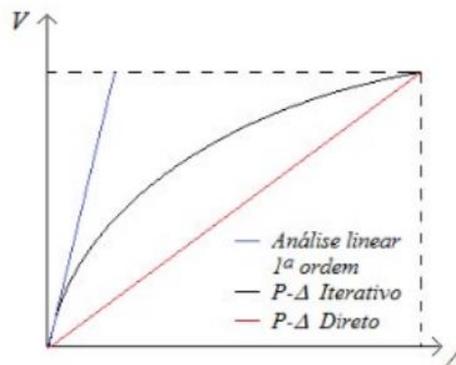
A maioria das técnicas de avaliação dos efeitos 2ª ordem, “considera o problema como um caso de não linearidade geométrica e tem natureza iterativa, o que pode resultar numericamente pouco eficiente e não apropriado para considerar o efeito  $P\Delta$  na análise dinâmica” (IGLESIA, 2016, p. 4).

Realizando algebrismo na Equação 37 em função do  $\Delta$ , pode-se obter de forma “exata” o deslocamento lateral considerando os efeitos 2ª ordem (Equação 38).

$$\Delta = \frac{VL^3}{3EI - PL^2} \quad (\text{Equação 38})$$

A equação anterior permite a “linearização” do procedimento iterativo não linear pela geometria, realizando os cálculos com uma rigidez diminuída, como pode ser observado pela Figura 31 (IGLESIA, 2016).

Figura 31 – Comparação gráfica entre métodos de análise.



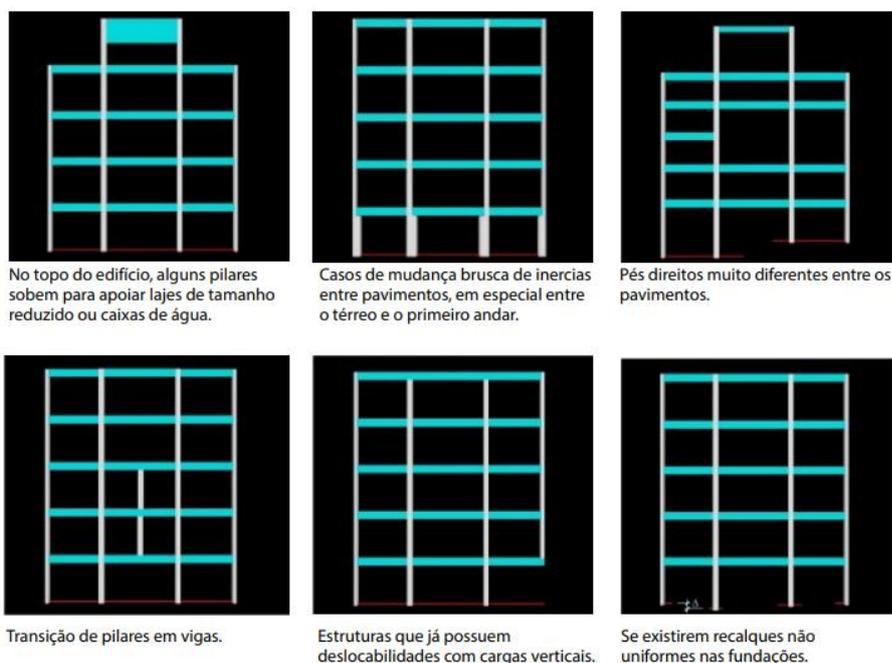
Fonte: Iglesia (2016).

O coeficiente  $\gamma_z$  pode ser inviável ou de confiabilidade baixa em determinadas situações, tornando o processo P- $\Delta$  uma ótima alternativa. Em seu trabalho, Vasconcelos (2000) conclui que o coeficiente não é indicado para as seguintes situações:

- se, no topo do edifício, alguns pilares sobem para apoiar lajes de tamanho reduzido ou caixas de água;
- se há mudança brusca de inércias entre pavimentos, em especial entre o térreo e o primeiro andar;
- se os pés direitos forem muito diferentes entre os pavimentos;
- se há transição de pilares em vigas;
- se existe transição por rotação de 90° de pilares na passagem do andar, tipo para o térreo ou para a garagem;
- se são usados fatores de redução de inércias em pilares e vigas;
- em estruturas que já possuem deslocabilidade com cargas verticais;
- se existirem torções do pórtico espacial;
- se há recalques não uniformes nas fundações.

A seguir, a Figura 32 ilustra algumas situações onde não é recomendável aplicar o coeficiente  $\gamma_z$ .

Figura 32 – Algumas situações onde não é recomendável aplicar o coeficiente  $\gamma_z$ .



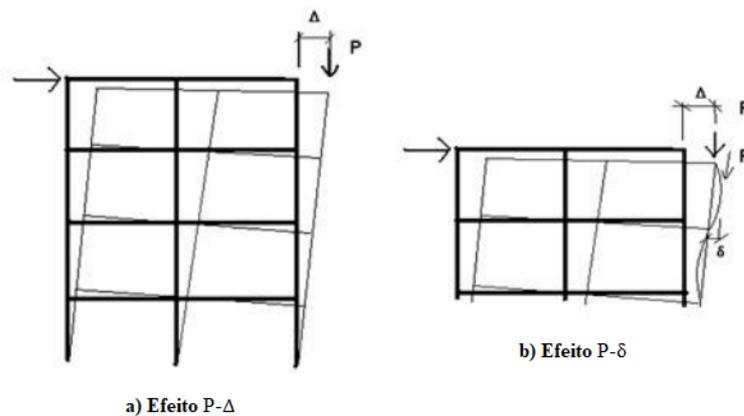
Fonte: Iglesia (2016).

### 2.6.3.1 Tipos de efeito P- $\Delta$

De acordo com Iglesia (2016), existem dois tipos de P- $\Delta$ :

- **P- $\Delta$** : efeito global dos deslocamentos laterais na estrutura (Figura 33 a);
- **P- $\delta$** : efeito local nos elementos, associados com deformações locais relativas à corda entre os extremos do elemento (Figura 33 b).

Figura 33 – Efeito P- $\Delta$ .



Fonte: Adaptado de Iglesia (2016).

### 2.6.3.2 Programa computacional Eberick

O processo do P- $\Delta$  realizado pelo programa computacional Eberick consiste no estudo do equilíbrio da estrutura deformada, após a análise de 1ª ordem (IGLESIA, 2016).

Realizada a análise 1ª ordem, obtendo os deslocamentos, o programa aplica cargas horizontais adicionais (Equação 39) em cada pilar, sendo este em função dos deslocamentos horizontais relativo e da carga axial.

$$H = N \cdot \Delta / L \quad (\text{Equação 39})$$

Sendo:

N: carga vertical;

$\Delta$ : deslocamento horizontal;

L: altura do andar.

A carga horizontal obtida por meio da análise é adicionada às demais cargas inseridas no modelo estrutural. Uma nova análise é realizada, que leva a novos valores e, com esses novos valores, o processo é repetido até que a análise não apresente diferença significativa entre duas iterações sucessivas (IGLESIA, 2016).

#### 2.6.4 Relação Entre a Rigidez das Ligações e a Estabilidade Global

Conforme foi evidenciado ao longo de todo o tópico 2.6 e seus subtópicos, os efeitos de 2ª ordem estão diretamente ligados à estabilidade global da estrutura, sendo estes mais críticos no decorrer da verticalização da edificação e, no que lhe concerne, estes são suscetíveis aos nós de pórticos, logo, a rigidez das ligações viga-pilar se torna um fator importante para estabilidade da edificação.

A rigidez dos nós de pórticos pode travar a estrutura, inclusive “liberar” seus deslocamentos, logo, a compreensão do fator de rigidez presente nas ligações ocasiona em um dimensionamento mais condizente com realidade, pois quanto maior for o número de pavimentos presentes na edificação, mais crítica será a influência das ligações.

Trabalhos como os de Neves (2016), Nascimento e Neto (2018) e Alva, Dos Santos e Da Silva (2018), onde foi realizado a análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar em edificações de múltiplos pavimentos em concreto armado, sempre foram apresentadas variações dos parâmetros de estabilidade, quando modificados os fatores de rigidez das ligações viga-pilar, sendo obtido instabilidades em algumas edificações analisadas, evidenciando, assim, a importância e a necessidade de seu estudo.

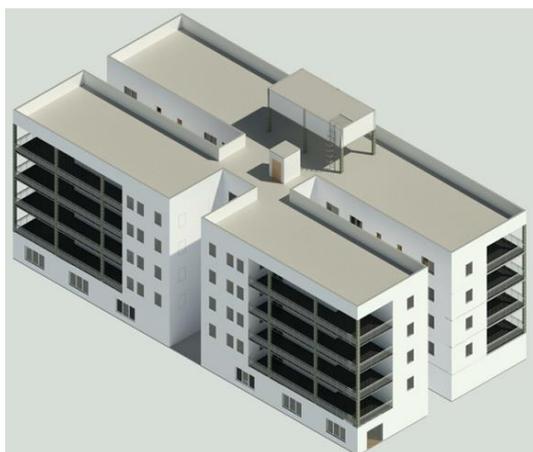
### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 Considerações Iniciais

Para avaliar a influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de múltiplos pavimentos em concreto armado, foram realizadas análises numéricas em 4 edificações com 5, 10, 15 e 20 pavimentos (Figuras 34, 35, 36 e 37), utilizando o programa Eberick versão 2020-2 V.13.286. O programa computacional considera a influência da rigidez das ligações viga-pilar pela adoção do valor do fator de restrição à rotação que modifica a matriz de rigidez na análise estrutural do pórtico espacial.

A edificação de 5 pavimentos é constituída pelo pavimento térreo (Figura 38), 4 pavimentos tipos (Figura 39), cobertura (Figura 40) e caixa d'água (Figura 41). A edificação de 10 pavimentos é constituída pelo pavimento térreo (Figura 38), 9 pavimentos tipos (Figura 39), cobertura (Figura 40) e caixa d'água (Figura 41). A edificação de 15 pavimentos é constituída pelo pavimento térreo (Figura 38), 14 pavimentos tipos (Figura 39), cobertura (Figura 40) e caixa d'água (Figura 41). A edificação de 20 pavimentos é constituída pelo pavimento térreo (Figura 38), 19 pavimentos tipos (Figura 39), cobertura (Figura 40) e caixa d'água (Figura 41). Nos 4 edifícios, os pavimentos térreo e tipo tem 3 m de pé esquerdo. A distância entre o piso da cobertura e o fundo da caixa d'água é igual a 3 m e a caixa d'água tem 2 m de altura.

Figura 34 – 3D da edificação de 5 pavimentos.



Fonte: Autor (2020).

Figura 35 – 3D da edificação de 10 pavimentos



Fonte: Autor (2020)

Figura 36 – 3D da edificação de 15 pavimentos.



Fonte: Autor (2020).

Figura 37 – 3D da edificação de 20 pavimentos.



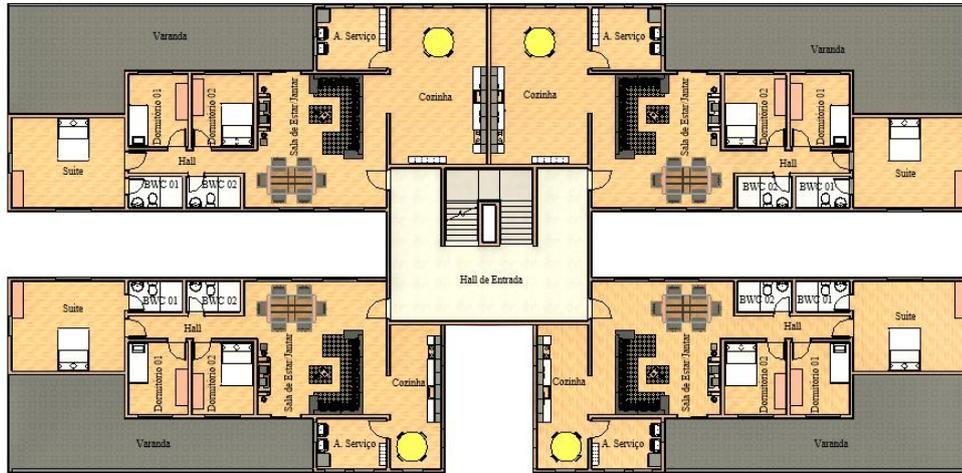
Fonte: Autor (2020).

Figura 38 – Planta baixa do pavimento térreo.



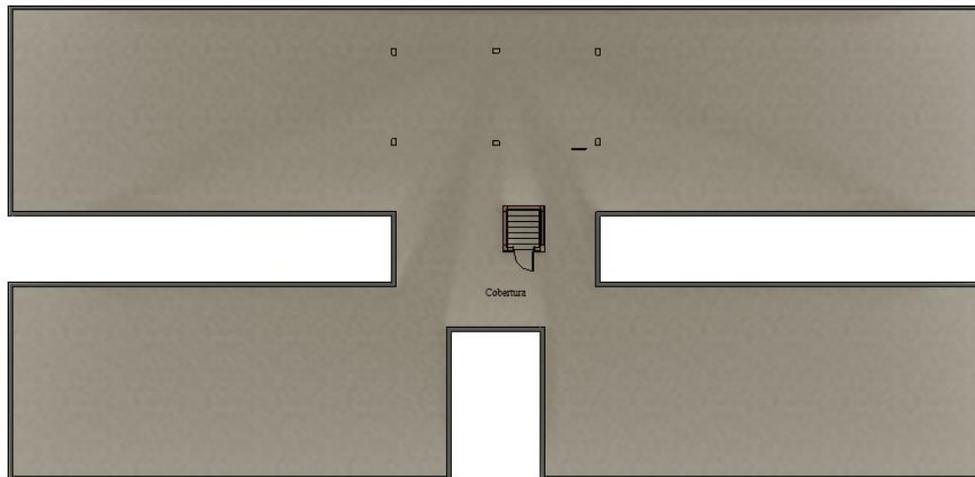
Fonte: Autor (2020).

Figura 39 – Planta baixa do pavimento tipo.



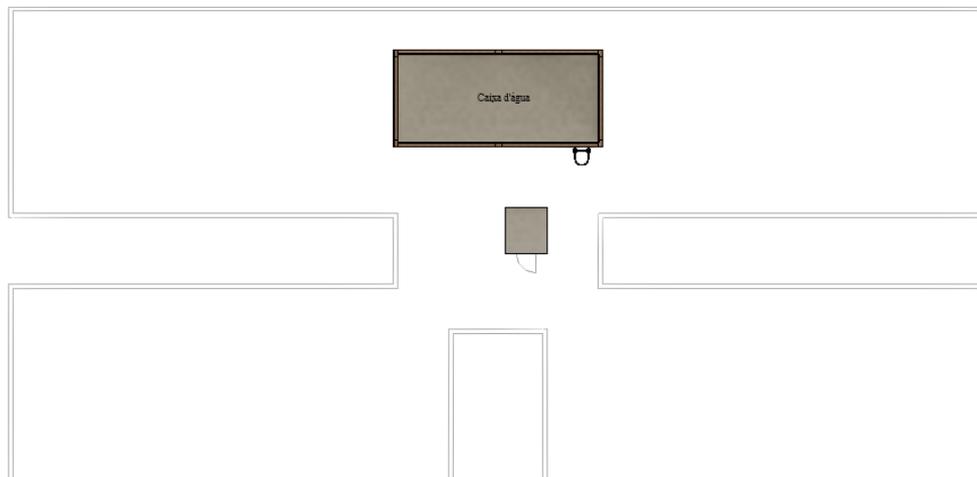
Fonte: Autor (2020).

Figura 40 – Planta baixa da cobertura.



Fonte: Autor (2020).

Figura 41 – Planta baixa da caixa d'água.



Fonte: Autor (2020).

Para os edifícios estudados, foram realizadas variações no fator de restrição das ligações viga-pilar. Os valores do fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ ) utilizados foram 1,00, 0,90, 0,80 e 0,70, totalizando assim 16 modelos. Tais valores foram escolhidos com base no trabalho de Alva, Ferreira e El Debs (2009), onde foram obtidos em seus experimentos, valores entre 0,80 e 0,70 de engastamento alcançado. Os valores de 1,00 e 0,9 do fator de restrição à rotação, conforme a Tabela 1 são classificados como ligações rígidas, enquanto os valores de 0,8 e 0,7 do fator de restrição à rotação, são classificados como ligações semirrígidas.

Os modelos analisados neste trabalho estão descritos a seguir:

- **Modelo 1: edifício de 5 pavimentos;**
  - ❖ Modelo 1A: ligação viga-pilar com 100% da rigidez (rígida);
  - ❖ Modelo 1B: ligação viga-pilar com 90% da rigidez (semirrígida);
  - ❖ Modelo 1C: ligação viga-pilar com 80% da rigidez (semirrígida);
  - ❖ Modelo 1D: ligação viga-pilar com 70% da rigidez (semirrígida).
  
- **Modelo 2: edifício de 10 pavimentos;**
  - ❖ Modelo 2A: ligação viga-pilar com 100% da rigidez (rígida);
  - ❖ Modelo 2B: ligação viga-pilar com 90% da rigidez (semirrígida);
  - ❖ Modelo 2C: ligação viga-pilar com 80% da rigidez (semirrígida);
  - ❖ Modelo 2D: ligação viga-pilar com 70% da rigidez (semirrígida).
  
- **Modelo 3: edifício de 15 pavimentos;**
  - ❖ Modelo 3A: ligação viga-pilar com 100% da rigidez (rígida);
  - ❖ Modelo 3B: ligação viga-pilar com 90% da rigidez (semirrígida);
  - ❖ Modelo 3C: ligação viga-pilar com 80% da rigidez (semirrígida);
  - ❖ Modelo 3D: ligação viga-pilar com 70% da rigidez (semirrígida).
  
- **Modelo 4: edifício de 20 pavimentos;**
  - ❖ Modelo 4A: ligação viga-pilar com 100% da rigidez (rígida);
  - ❖ Modelo 4B: ligação viga-pilar com 90% da rigidez (semirrígida);
  - ❖ Modelo 4C: ligação viga-pilar com 80% da rigidez (semirrígida);
  - ❖ Modelo 4D: ligação viga-pilar com 70% da rigidez (semirrígida).

Os objetos de estudos estão ficticiamente localizados na cidade de Delmiro Gouveia/AL que, segundo dados do IBGE (2019), conta com uma população estimada de 52.016 habitantes no ano de 2019, sendo Delmiro Gouveia uma localidade urbana de pequeno risco de deterioração.

### 3.1.1 Materiais e Durabilidade

A cidade Delmiro Gouveia/AL se encontra na classe de agressividade ambiental II (agressividade: moderada; classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto: urbana; e risco de deterioração da estrutura: pequeno) de acordo com a NBR 6118 (2014).

Em conformidade com a classe de agressividade ambiental da localização das edificações fictícias, os seguintes dados foram adotados para os modelos 1, 2, 3 e 4:

- Aço CA50 e CA60;
- Cobrimento nominal: viga/pilar/reservatório/fundação = 3 cm, lajes = 2,5 cm;
- Modelos 1 e 2 - concreto C-25: vigas, pilares, lajes, reservatório e fundações;
- Modelos 3 e 4 - concreto C-25: vigas, pilares, lajes e reservatório;
- Modelos 3 e 4 - concreto C-30: fundações.

### 3.1.2 Cargas

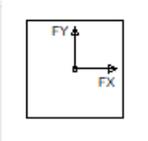
As cargas presentes nos modelos 1, 2, 3 e 4 são de quatro tipos: cargas provenientes da ação do vento, cargas por área (acidental e revestimento) atuantes nas lajes, cargas lineares atuantes em lajes e vigas provenientes das paredes e cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais.

As cargas provenientes da ação do vento são obtidas pelo programa Eberick, através das informações inseridas, conforme é ilustrado pela Figura 42. A velocidade do vento, com os fatores de topografia, edificação e estatístico, é obtida mediante a análise da NBR 6123 (1988) e através da localidade ao qual a edificação se encontra.

Figura 42 – Dados de entrada da ação do vento.

Velocidade  m/s

Edificação  
 Maior dimensão horizontal ou vertical   
 Rugosidade do terreno

Aplicação do Vento  
 Ângulo  °   


Topografia  
 Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento ( $S1 = 1.1$ )  
 Vales profundos, protegidos de todos os ventos ( $S1 = 0.9$ )  
 Demais casos ( $S1 = 1.0$ )

Fator Estatístico  $S3$   
 Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10  
 Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00  
 Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

Fonte: Autor (2020).

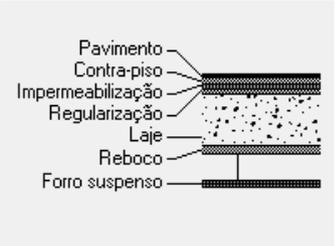
As cargas por área (acidental e revestimento) atuantes nas lajes são obtidas mediante a análise da NBR 6120 (2019) e de seus respectivos locais. Conforme ilustrado pelas Figuras 43 a 51, as lajes desses respectivos ambientes recebem as cargas conforme descrito abaixo:

Figura 43 – Área de serviço.

Cargas  
 Acidental  kN/m<sup>2</sup> Revestimento  kN/m<sup>2</sup>

Revestimento

	Espessura		Peso específico
Pavimento	<input type="text" value="1"/> cm		<input type="text" value="18"/> kN/m <sup>3</sup>
Contra-piso	<input type="text" value="3"/> cm		<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Impermeabilização	<input type="text" value="0.5"/> cm		<input type="text" value="12"/> kN/m <sup>3</sup>
Regularização	<input type="text" value="3"/> cm		<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Reboco	<input type="text" value="1.5"/> cm		<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Forro suspenso	<input type="text" value="0"/> cm		<input type="text" value="12.5"/> kN/m <sup>3</sup>



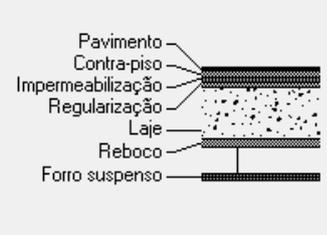
Fonte: Autor (2020).

Figura 44 – Banheiro.

Cargas		
Acidental	1.5	kN/m <sup>2</sup>
Revestimento	1.6875	kN/m <sup>2</sup>

Revestimento		
	Espessura	Peso específico
Pavimento	1 cm	18 kN/m <sup>3</sup>
Contra-piso	3 cm	21 kN/m <sup>3</sup>
Impermeabilização	0.5 cm	12 kN/m <sup>3</sup>
Regularização	3 cm	21 kN/m <sup>3</sup>
Reboco	0 cm	21 kN/m <sup>3</sup>
Forro suspenso	1.5 cm	12.5 kN/m <sup>3</sup>



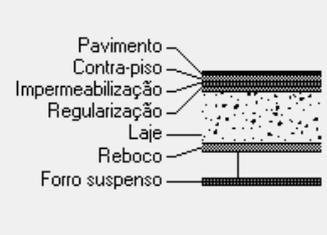
Fonte: Autor (2020).

Figura 45 – Copa e cozinha.

Cargas		
Acidental	1.5	kN/m <sup>2</sup>
Revestimento	1.815	kN/m <sup>2</sup>

Revestimento		
	Espessura	Peso específico
Pavimento	1 cm	18 kN/m <sup>3</sup>
Contra-piso	3 cm	21 kN/m <sup>3</sup>
Impermeabilização	0.5 cm	12 kN/m <sup>3</sup>
Regularização	3 cm	21 kN/m <sup>3</sup>
Reboco	1.5 cm	21 kN/m <sup>3</sup>
Forro suspenso	0 cm	12.5 kN/m <sup>3</sup>



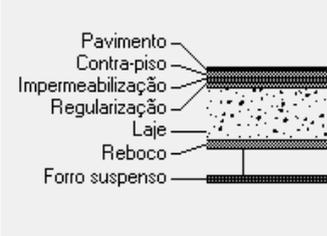
Fonte: Autor (2020).

Figura 46 – Corredores de uso comum.

Cargas		
Acidental	3	kN/m <sup>2</sup>
Revestimento	1.545	kN/m <sup>2</sup>

Revestimento		
	Espessura	Peso específico
Pavimento	1 cm	18 kN/m <sup>3</sup>
Contra-piso	5 cm	21 kN/m <sup>3</sup>
Impermeabilização	0 cm	12 kN/m <sup>3</sup>
Regularização	0 cm	21 kN/m <sup>3</sup>
Reboco	1.5 cm	21 kN/m <sup>3</sup>
Forro suspenso	0 cm	12.5 kN/m <sup>3</sup>



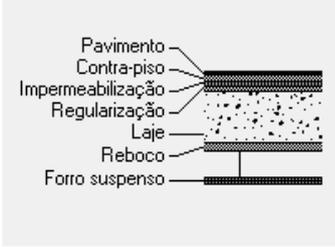
Fonte: Autor (2020).

Figura 47 – Corredores dentro de unidades autônomas (apartamento).

Cargas		
Acidental	<input type="text" value="1.5"/>	kN/m <sup>2</sup>
Revestimento	<input type="text" value="1.545"/>	kN/m <sup>2</sup>

Revestimento		
	Espessura	Peso específico
Pavimento	<input type="text" value="1"/> cm	<input type="text" value="18"/> kN/m <sup>3</sup>
Contra-piso	<input type="text" value="5"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Impermeabilização	<input type="text" value="0"/> cm	<input type="text" value="12"/> kN/m <sup>3</sup>
Regularização	<input type="text" value="0"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Reboco	<input type="text" value="1.5"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Forro suspenso	<input type="text" value="0"/> cm	<input type="text" value="12.5"/> kN/m <sup>3</sup>



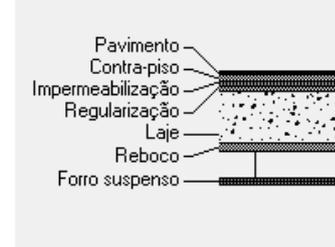
Fonte: Autor (2020).

Figura 48 – Dormitório.

Cargas		
Acidental	<input type="text" value="1.5"/>	kN/m <sup>2</sup>
Revestimento	<input type="text" value="1.545"/>	kN/m <sup>2</sup>

Revestimento		
	Espessura	Peso específico
Pavimento	<input type="text" value="1"/> cm	<input type="text" value="18"/> kN/m <sup>3</sup>
Contra-piso	<input type="text" value="5"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Impermeabilização	<input type="text" value="0"/> cm	<input type="text" value="12"/> kN/m <sup>3</sup>
Regularização	<input type="text" value="0"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Reboco	<input type="text" value="1.5"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Forro suspenso	<input type="text" value="0"/> cm	<input type="text" value="12.5"/> kN/m <sup>3</sup>



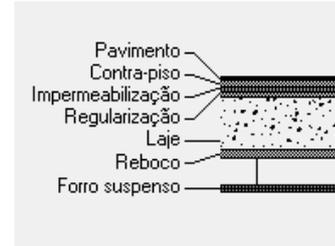
Fonte: Autor (2020).

Figura 49 – Sala.

Cargas		
Acidental	<input type="text" value="1.5"/>	kN/m <sup>2</sup>
Revestimento	<input type="text" value="1.545"/>	kN/m <sup>2</sup>

Revestimento		
	Espessura	Peso específico
Pavimento	<input type="text" value="1"/> cm	<input type="text" value="18"/> kN/m <sup>3</sup>
Contra-piso	<input type="text" value="5"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Impermeabilização	<input type="text" value="0"/> cm	<input type="text" value="12"/> kN/m <sup>3</sup>
Regularização	<input type="text" value="0"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Reboco	<input type="text" value="1.5"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Forro suspenso	<input type="text" value="0"/> cm	<input type="text" value="12.5"/> kN/m <sup>3</sup>



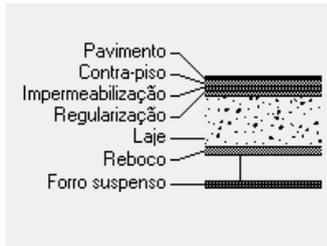
Fonte: Autor (2020).

Figura 50 – Varanda.

Cargas		
Acidental	<input type="text" value="2.5"/>	kN/m <sup>2</sup>
Revestimento	<input type="text" value="1.815"/>	kN/m <sup>2</sup>

Revestimento		
	Espessura	Peso específico
Pavimento	<input type="text" value="1"/> cm	<input type="text" value="18"/> kN/m <sup>3</sup>
Contra-piso	<input type="text" value="3"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Impermeabilização	<input type="text" value="0.5"/> cm	<input type="text" value="12"/> kN/m <sup>3</sup>
Regularização	<input type="text" value="3"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Reboco	<input type="text" value="1.5"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Forro suspenso	<input type="text" value="0"/> cm	<input type="text" value="12.5"/> kN/m <sup>3</sup>



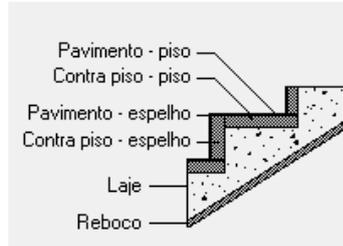
Fonte: Autor (2020).

Figura 51 – Escada.

Cargas		
Acidental	<input type="text" value="3"/>	kN/m <sup>2</sup>
Revestimento	<input type="text" value="&lt;VAR&gt;"/>	kN/m <sup>2</sup>

Revestimento		
	Espessura	Peso específico
Pavimento - piso	<input type="text" value="1"/> cm	<input type="text" value="18"/> kN/m <sup>3</sup>
Contra-piso - piso	<input type="text" value="3"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Pavimento - espelho	<input type="text" value="1"/> cm	<input type="text" value="18"/> kN/m <sup>3</sup>
Contra-piso - espelho	<input type="text" value="3"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>
Reboco	<input type="text" value="1.5"/> cm	<input type="text" value="21"/> kN/m <sup>3</sup>



Fonte: Autor (2020).

É importante salientar que, em lajes que compreendam mais de um ambiente, sendo estes com valores de cargas diferentes, foram utilizados os maiores valores, considerando assim, a situação mais crítica para a laje e a favor da segurança.

Para as cargas lineares atuantes em lajes e vigas provenientes das paredes, foram utilizados os valores da NBR 6120 (2019), conforme é ilustrado pela Figura 52. A parede utilizada nos modelos analisados foi de 20 cm, com alturas de 2,7 m (alvenaria de vedação para os pavimentos térreo e tipo) e 1,5 m (parapeito da cobertura), conforme ilustrado abaixo:

- Parede de 2,7 m de altura: carga de parede = 4,44 kN/m;
- Parede de 1,5 m de altura: carga de parede = 7,99 kN/m.

Figura 52 – Parede de 20 cm.

Cargas		
Parede	2.96	kN/m <sup>2</sup>

Revestimento		
	Espessura	Peso específico
Revestimento 01	0 cm	19 kN/m <sup>3</sup>
Revestimento 02	3 cm	19 kN/m <sup>3</sup>
Enchimento	14 cm	13 kN/m <sup>3</sup>
Revestimento 03	3 cm	19 kN/m <sup>3</sup>
Revestimento 04	0 cm	19 kN/m <sup>3</sup>

Obter a carga de parede a partir dos revestimentos

Fonte: Autor (2020).

As cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais como vigas, lajes, pilares, reservatórios têm o peso específico de 25 kN/m<sup>3</sup>.

### 3.2 Procedimentos

Após a seleção dos modelos a serem estudados e de suas características, fora realizado o projeto estrutural dos modelos no programa Eberick, utilizando as menores dimensões para os elementos estruturais, em conformidade com as normas pertinentes aos projetos de concreto armado. A elaboração do projeto estrutural iniciou-se pelos modelos 1D, 2D, 3D e 4D, pois esses modelos são os mais críticos entre as 16 simulações numéricas.

Finalizado o lançamento dos elementos estruturais, o próximo passo fora aplicar os vínculos semirrígidos nas ligações viga-pilar. Através da opção “aplicar vínculos”, o programa permite aplicar os vínculos de nó semirrígido, conforme é ilustrado pela Figura 53. O nó semirrígido fora aplicado no “nó externo ligado em pilar” e “nó interno ligado em pilar” em todos os pavimentos selecionados. Após a aplicação da ligação semirrígida em todas as ligações viga-pilar do modelo, o próximo passo fora inserir o fator de redução do engaste, por exemplo, para o modelo 1D (70% da rigidez) é utilizado 30% de redução nos engastes para nó semirrígido (Figura 54) e assim sucessivamente para os modelos 1C (20% de redução), 1B (10% de redução) e 1A (0% de redução).

Figura 53 – Aplicação dos vínculos em viga.

Aplicar vínculos em vigas

Vínculos

Nó extremo ligado em viga Engastar

Nó extremo ligado em pilar Semirrígido

Nó interno ligado em pilar Semirrígido

Nó extremo ligado em parede Engastar

Nó interno ligado em parede Engastar

Lançar

Seleccionando elementos

Pavimento Inteiro

Cobertura

4° Pav.

3° Pav.

2° Pav.

1° Pav.

Pav. Térreo

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autor (2020).

Figura 54 – Redução no engaste para nós semirrígidos.

Análise

Geral

Redução no engaste para nós semirrígidos 80 %

Redução na torção para os pilares 0 %

Redução na torção para as vigas 85 %

Aumento na rigidez axial dos pilares 1 ...

Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Ligação viga-pilar

Flexibilizar ligação com pilar equivalente

Aplicar para relação h/b maior que 5 ...

Não linearidade física

Rigidez das vigas 0.4 Ec.Ic

Rigidez dos pilares 0.8 Ec.Ic

Rigidez das lajes 0.5 Ec.Ic

Não linearidade geométrica

Utilizar o processo P-Delta

Número máximo de iterações 10

Precisão mínima 1 %

Combinação vertical de cálculo 1.4G1+1.4G2+1.1A+1.4Q ...

Imperfeições globais

Tipo de estrutura: Estruturas usuais

Combinação vertical característica G1+G2+A+Q ...

Processo

Grelhas + pórtico espacial

Modelo integrado

Painéis de lajes... Modelo da fundação...

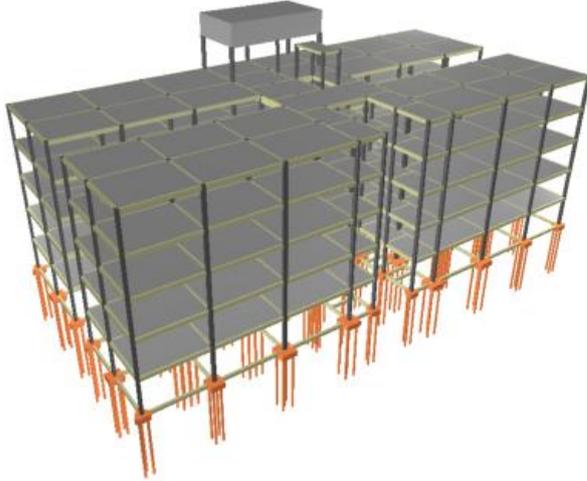
Modelo ELS... Avançado...

Fonte: Autor (2020).

Terminadas todas as etapas de modelagem e configurações dos modelos, fora realizada a análise estrutural, obtendo assim, o projeto estrutural final dos modelos. É importante salientar que as simulações numéricas foram criadas a partir dos modelos com 70% de rigidez (1D, 2D, 3D e 4D) e utilizados os mesmos projetos estruturais para os demais modelos, alterando apenas o seu fator de rigidez para 80% (1C, 2C, 3C e 4C), 90% (1B, 2B, 3B e 4B) e 100% (1A, 2A, 3A e 4A). As plantas de formas dos modelos 1, 2, 3 e 4 do pavimento térreo, pavimento tipo, cobertura, fundo da caixa d'água e tampa da caixa d'água encontram-se no apêndice A deste trabalho.

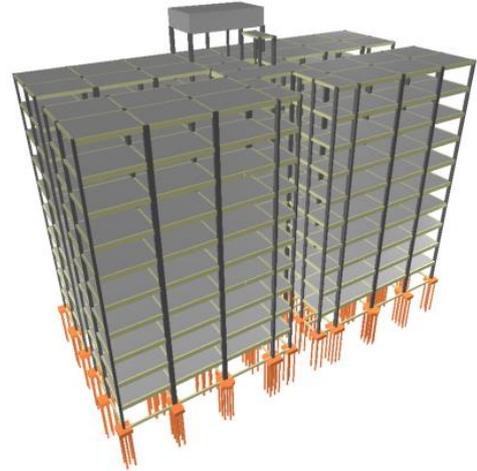
As Figuras 55 a 58 apresentam o modelo 1 (1A, 1B, 1C e 1D), modelo 2 (2A, 2B, 2C e 2D), modelo 3 (3A, 3B, 3C e 3D) e modelo 4 (4A, 4B, 4C e 4D), respectivamente, após a finalização do projeto estrutural.

Figura 55 – 3D estrutural do modelo 1.



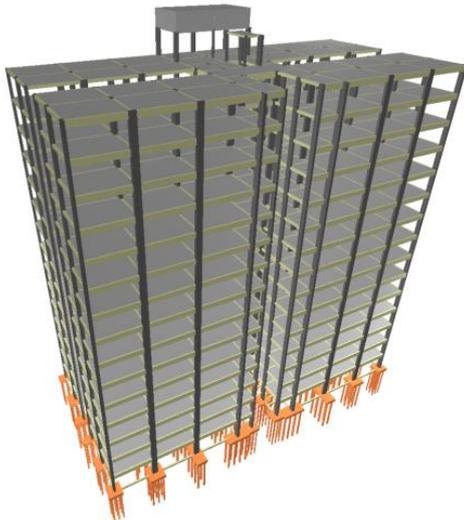
Fonte: Autor (2020).

Figura 56 – 3D estrutural do modelo 2.



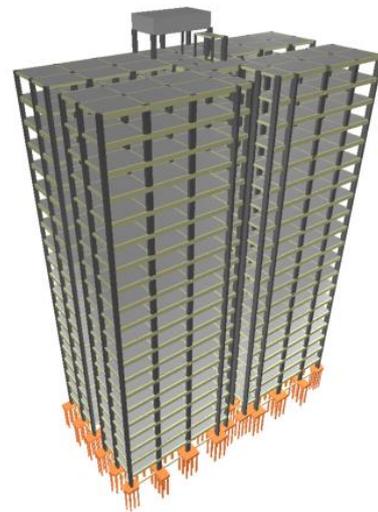
Fonte: Autor (2020).

Figura 57 – 3D estrutural do modelo 3.



Fonte: Autor (2020).

Figura 58 – 3D estrutural do modelo 4.



Fonte: Autor (2020)

Por fim, o estudo da influência da rigidez das ligações viga-pilar se deu por meio da análise de cada modelo separadamente com as informações extraídas das estruturas como: consumo de aço nas vigas, pilares, lajes, escadas, fundações (bloco sobre estaca), reservatórios e consumo total, é válido salientar que, o consumo de aço analisado na fundação é apenas dos blocos; momentos fletores positivos e negativos em vigas da cobertura; coeficiente  $\gamma_z$ ; e deslocamentos horizontais no topo da edificação.

Para análise dos momentos fletores, foram escolhidas duas vigas (V24 e V30) da cobertura, os momentos negativos analisados para viga V24, localiza-se no nó do pilar P4, e para a viga V30, localiza-se no nó do pilar P6. Para os momentos positivos analisados, o momento da viga V24, localiza-se no trecho entre os pilares P4 e P14, e para o momento da viga V30, localiza-se no trecho entre os pilares P6 e P15.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 Consumo de Aço

#### 4.1.1 Modelo 1

O consumo de aço por elemento estrutural e total são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Consumo de aço por elemento e total do modelo 1.

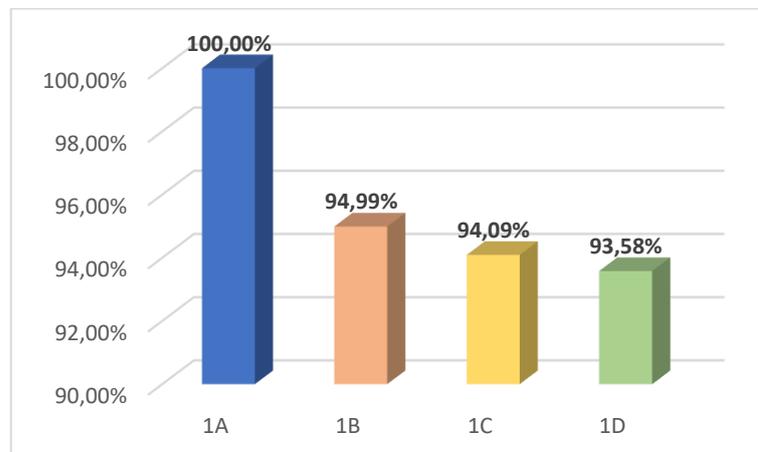
Modelo	Vigas (kg)	Pilares (kg)	Lajes (kg)	Escadas (kg)	Fundações (kg)	Reservatórios (kg)	Total (kg)
1A	21505,9	24253,1	33215,2	495,7	3238,4	2605,9	85314,2
1B	20428,2	24213,4	37059,8	524,6	3231,3	2579,4	88036,7
1C	20234,7	24150,4	45402,8	545,2	3270,3	2586,3	96189,7
1D	20125,0	24081,2	46514,7	571,5	3339,1	2584,9	97216,4

Fonte: Autor (2020).

#### 4.1.1.1 Comparativo do consumo de aço dos elementos estruturais

Com auxílio das informações da Tabela 3, os Gráficos 1 a 6 são gerados. Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas vigas (Gráfico 1), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam decréscimos de 5,01%, 5,91% e 6,42%, respectivamente, em relação ao modelo 1A. Evidenciando, assim, que para a edificação de 5 pavimentos a tendência é que o consumo de aço nas vigas diminua à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas.

Gráfico 1 – Comparativo do consumo de aço nas vigas do modelo 1.

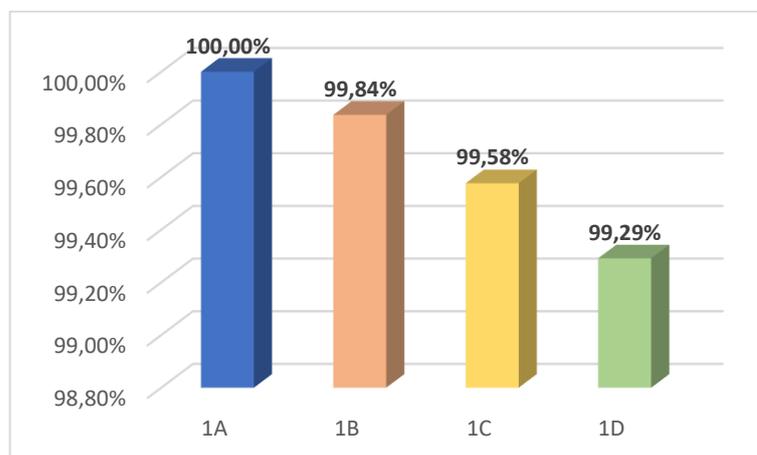


Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nos pilares (Gráfico 2), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam decréscimos de 0,16%, 0,42% e 0,71%, respectivamente,

em relação ao modelo 1A. Evidenciando, assim, que para a edificação de 5 pavimentos a tendência é que o consumo de aço nos pilares reduza à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas.

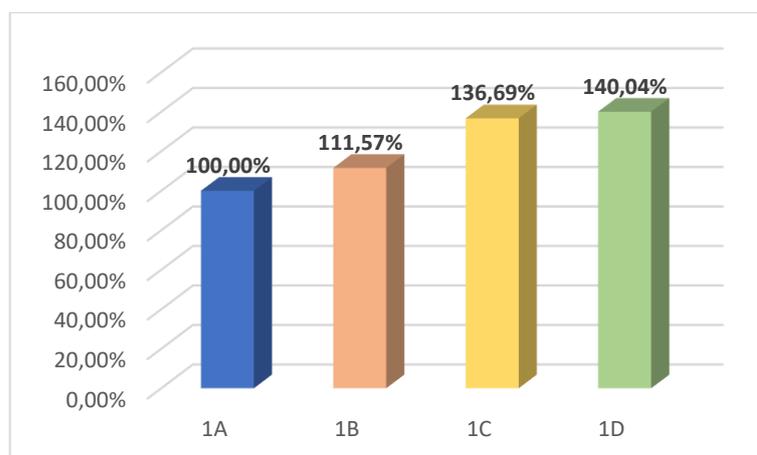
Gráfico 2 – Comparativo do consumo de aço nos pilares do modelo 1.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas lajes (Gráfico 3), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam acréscimos de 11,57%, 36,69% e 40,04%, respectivamente, em relação ao modelo 1A. Ao contrário do que se foi percebido nos comparativos das vigas e dos pilares, a tendência é que o consumo de aço nas lajes aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas.

Gráfico 3 – Comparativo do consumo de aço nas lajes do modelo 1.

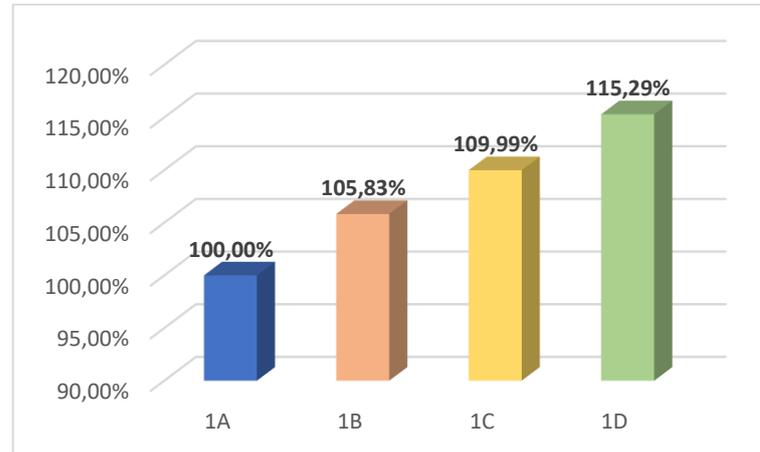


Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas escadas (Gráfico 4), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam acréscimos de 5,83%, 9,99% e 15,29%, respectivamente,

em relação ao modelo 1A. Indicando, assim, que para o modelo 1 a tendência é que o consumo de aço nas escadas aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas.

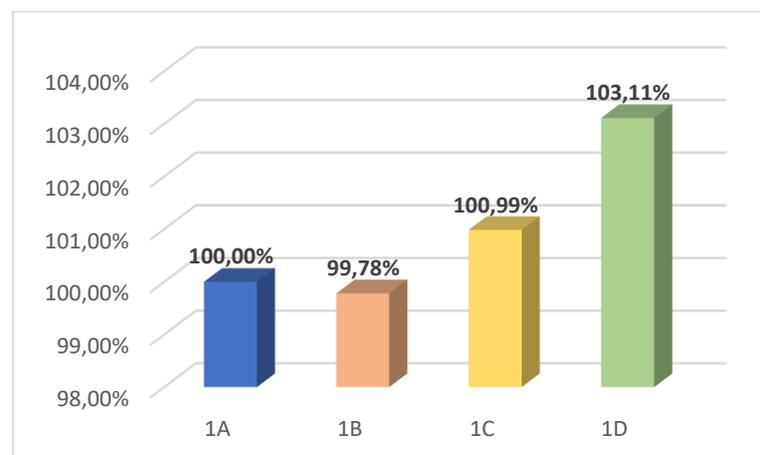
Gráfico 4 – Comparativo do consumo de aço nas escadas do modelo 1.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas fundações (Gráfico 5), percebe-se que o modelo 1B apresenta decréscimo de 0,22% e que nos modelos 1C e 1D apresentam acréscimos de 0,99% e 3,11%, respectivamente, em relação ao modelo 1A. Indicando, assim, que para o modelo 1 a tendência é que o consumo de aço nas fundações aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, mesmo o modelo 1B tendo apresentado reduções em seu consumo de aço.

Gráfico 5 – Comparativo do consumo de aço nas fundações do modelo 1.

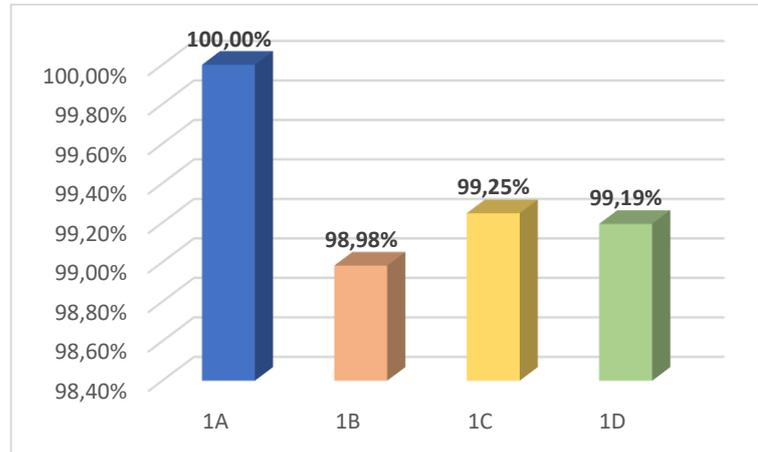


Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nos reservatórios (Gráfico 6), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam decréscimos de 1,02%, 0,75% e 0,81%

respectivamente, em relação ao modelo 1A. Evidenciando, assim, que para a edificação de 5 pavimentos a tendência é que o consumo de aço nos reservatórios diminua à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas.

Gráfico 6 – Comparativo do consumo de aço nos reservatórios do modelo 1.

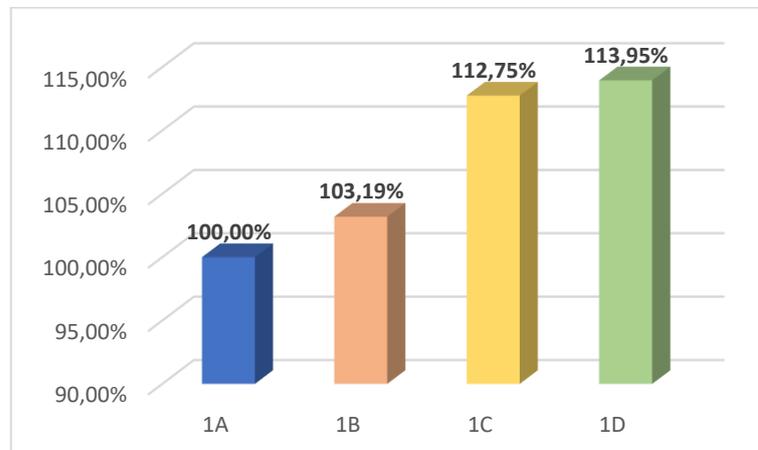


Fonte: Autor (2020).

#### 4.1.1.2 Comparativo do consumo total de aço

Com auxílio das informações da Tabela 3, o Gráfico 7 é gerado. Ao analisar o comparativo do consumo de aço total (Gráfico 7), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam acréscimos de 3,19%, 12,75% e 13,95%, respectivamente, em relação ao modelo 1A. Evidenciando, assim, que para modelo 1 a tendência é que o consumo de aço total aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas.

Gráfico 7 – Comparativo do consumo de aço total do modelo 1.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar todos os comparativos do consumo de aço do modelo 1, pode-se concluir que as vigas, os pilares e os reservatórios tendem a diminuir o seu consumo de aço, enquanto os demais elementos como as lajes, as escadas e as fundações, tendem a aumentar o seu consumo de aço à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas.

#### 4.1.2 Modelo 2

O consumo de aço por elemento estrutural e total são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Consumo de aço por elemento e total do modelo 2.

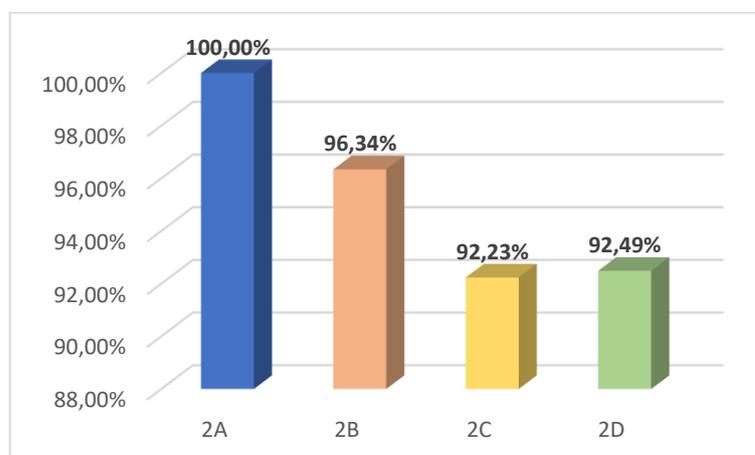
Modelo	Vigas (kg)	Pilares (kg)	Lajes (kg)	Escadas (kg)	Fundações (kg)	Reservatórios (kg)	Total (kg)
2A	45720,8	78443,9	72061,1	878,8	9998,2	2896,1	209998,9
2B	44047,6	78312,6	77061,2	955,1	10053,6	2938,7	213368,8
2C	42170,5	79328	83990,4	958,6	10020,5	2983,1	219451,1
2D	42286,2	82520,6	99828,3	1025,5	10015,8	3192,2	238868,6

Fonte: Autor (2020).

##### 4.1.2.1 Comparativo do consumo de aço dos elementos estruturais

Com auxílio das informações da Tabela 4, os Gráficos 8 a 13 são gerados. Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas vigas (Gráfico 8), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam decréscimos de 3,66%, 7,77% e 7,51%, respectivamente, em relação ao modelo 2A.

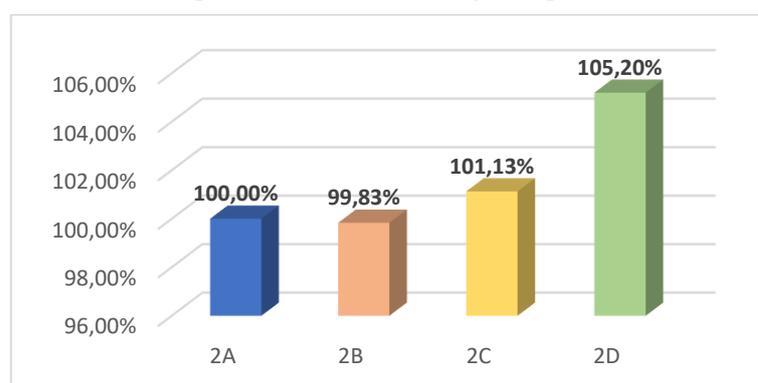
Gráfico 8 – Comparativo do consumo de aço nas vigas do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nos pilares (Gráfico 9), percebe-se que o modelo 2B apresenta decréscimo de 0,17% e os modelos 2C e 2D apresentam acréscimos de 1,13% e 5,20%, respectivamente, em relação ao modelo 2A. Tais resultados vão de oposição aos resultados do modelo 1, onde a tendência foi o decréscimo no consumo de aço, mas os resultados obtidos no modelo 2, vão ao encontro dos resultados obtidos em outros estudos, como o de Alva, Dos Santos e Da Silva (2018), onde a tendência foi que o consumo de aço nos pilares aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas.

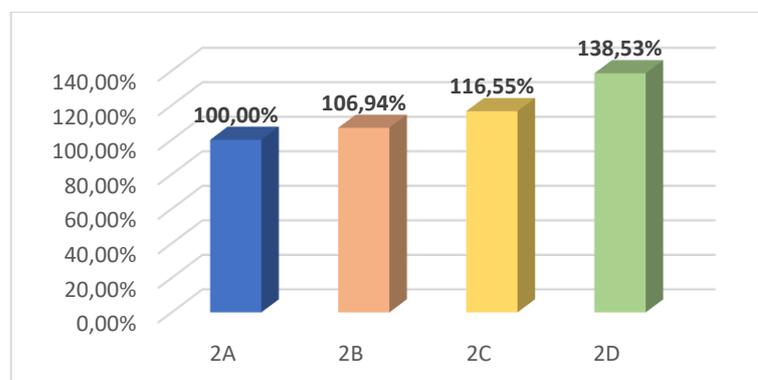
Gráfico 9 – Comparativo do consumo de aço nos pilares do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas lajes (Gráfico 10), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam acréscimos de 6,94%, 16,55% e 38,53%, respectivamente, em relação ao modelo 2A. Tal resultado vai ao encontro do esperado inicialmente, pois a tendência é que o consumo de aço nas lajes aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, conforme também foi obtido nas simulações do modelo 1.

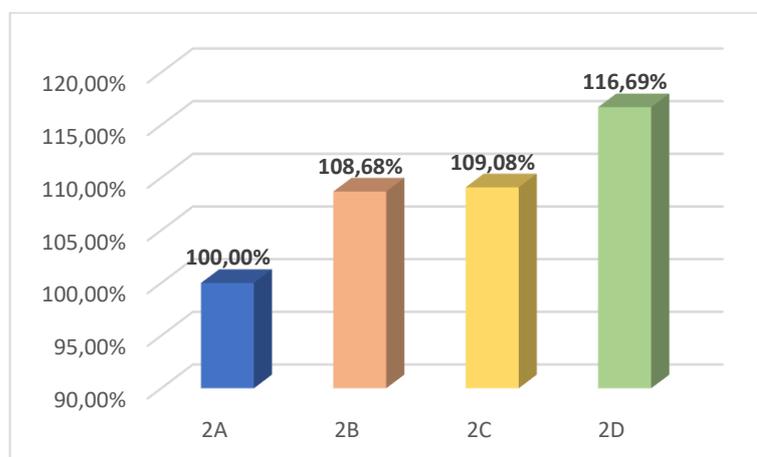
Gráfico 10 – Comparativo do consumo de aço nas lajes do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas escadas (Gráfico 11), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam acréscimos de 8,68%, 9,08% e 16,69%, respectivamente, em relação ao modelo 2A. Tal resultado vai ao encontro do esperado inicialmente, pois a tendência é que o consumo de aço nas escadas aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, conforme também foi obtido nas simulações do modelo 1.

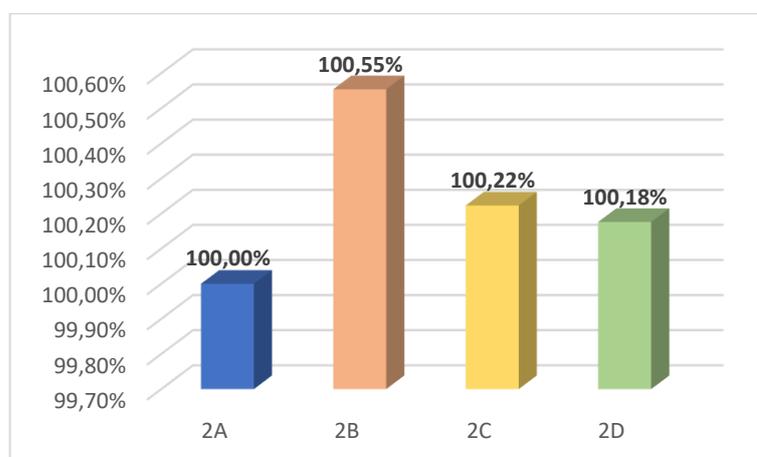
Gráfico 11 – Comparativo do consumo de aço nas escadas do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas fundações (Gráfico 12), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam acréscimos de 0,55%, 0,22% e 0,18% respectivamente, em relação ao modelo 2A.

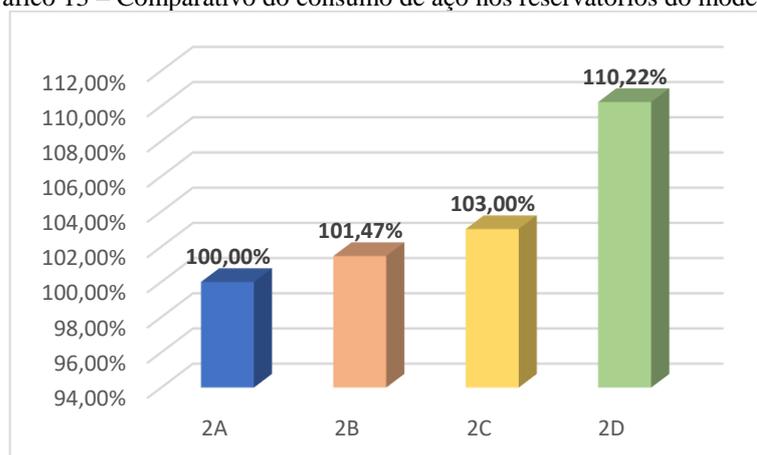
Gráfico 12 – Comparativo do consumo de aço nas fundações do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nos reservatórios (Gráfico 13), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam acréscimos de 1,47%, 3,00% e 10,22% respectivamente, em relação ao modelo 2A. Tais resultados vão de oposição aos resultados do modelo 1, onde a tendência foi de decréscimo no consumo de aço.

Gráfico 13 – Comparativo do consumo de aço nos reservatórios do modelo 2.

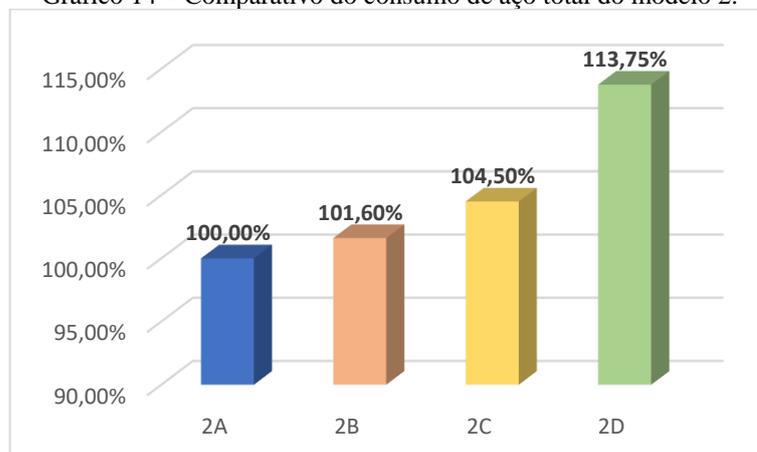


Fonte: Autor (2020).

#### 4.1.2.2 Comparativo do consumo total de aço

Com auxílio das informações da Tabela 4, o Gráfico 14 é gerado. Ao analisar o comparativo do consumo de aço total (Gráfico 14), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam acréscimos de 1,60%, 4,50% e 13,75%, respectivamente, em relação ao modelo 2A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o consumo de aço total aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, conforme também foi obtido nas simulações do modelo 1.

Gráfico 14 – Comparativo do consumo de aço total do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar todos os comparativos do consumo de aço no modelo 2, pode-se concluir que, a tendência é que as vigas tendem a diminuir o seu consumo de aço, enquanto os demais elementos como os pilares, as lajes, as escadas, as fundações e os reservatórios, tendem a aumentar o seu consumo de aço à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas.

#### 4.1.3 Modelo 3

O consumo de aço por elemento estrutural e total são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Consumo de aço por elemento e total do modelo 3.

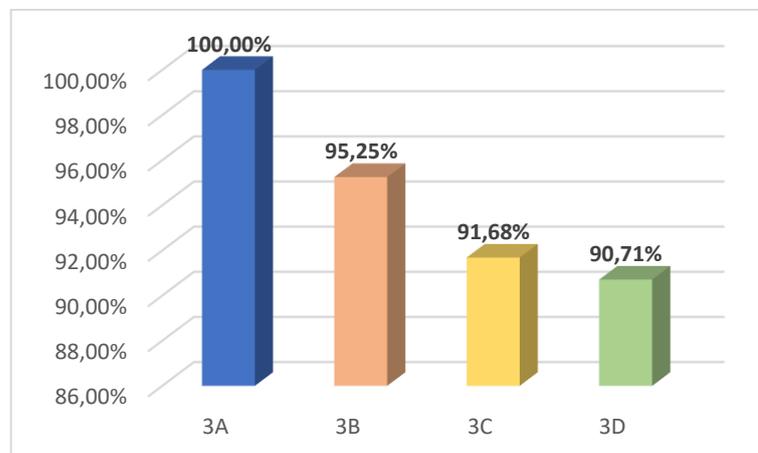
Modelo	Vigas (kg)	Pilares (kg)	Lajes (kg)	Escadas (kg)	Fundações (kg)	Reservatórios (kg)	Total (kg)
3A	72144	151877,5	109084,7	1566,8	18812,6	2555,3	356040,9
3B	68718,4	153284,1	114969,9	1693,9	18727	2668,7	360062,0
3C	66145	161087,8	125206,7	1729,6	18894,5	2751,5	375815,1
3D	65439,5	170215,8	134724,6	1809,4	20323,4	2980,5	395493,2

Fonte: Autor (2020).

##### 4.1.3.1 Comparativo do consumo de aço dos elementos estruturais

Com auxílio das informações da Tabela 5, os Gráficos 15 a 20 são gerados. Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas vigas (Gráfico 15), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam decréscimos de 4,75%, 8,32% e 9,29%, respectivamente em relação ao modelo 3A.

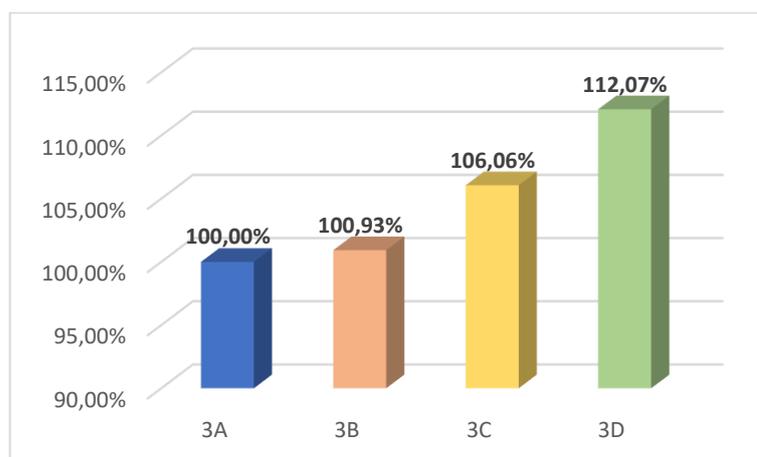
Gráfico 15 – Comparativo do consumo de aço nas vigas do modelo 3.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nos pilares (Gráfico 16), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam acréscimos de 0,93%, 6,06% e 12,07%, respectivamente, em relação ao modelo 3A. Tais resultados vão de oposição aos resultados do modelo 1, onde a tendência foi de decréscimo no consumo de aço, mas os resultados obtidos no modelo 3, vão ao encontro dos resultados obtidos no modelo 2, onde a tendência foi que o consumo de aço nos pilares aumente à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico.

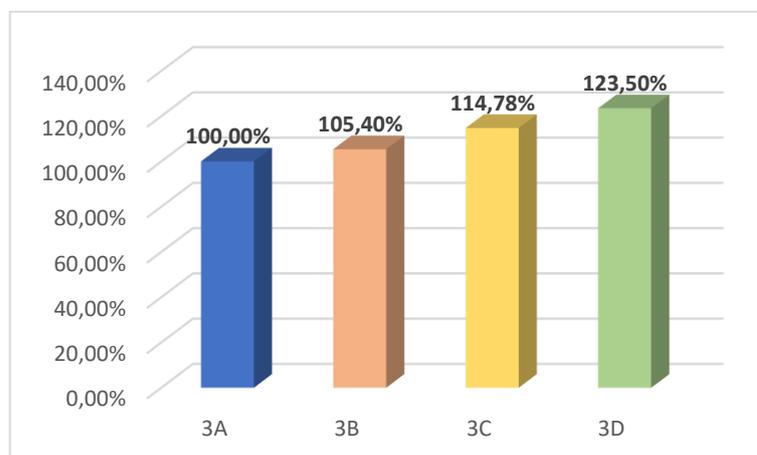
Gráfico 16 – Comparativo do consumo de aço nos pilares do modelo 3.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas lajes (Gráfico 17), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam acréscimos de 5,40%, 14,78% e 23,50%, respectivamente, em relação ao modelo 3A. Tal resultado vai ao encontro do esperado inicialmente, pois a tendência é que o consumo de aço nas lajes aumente a medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1 e 2.

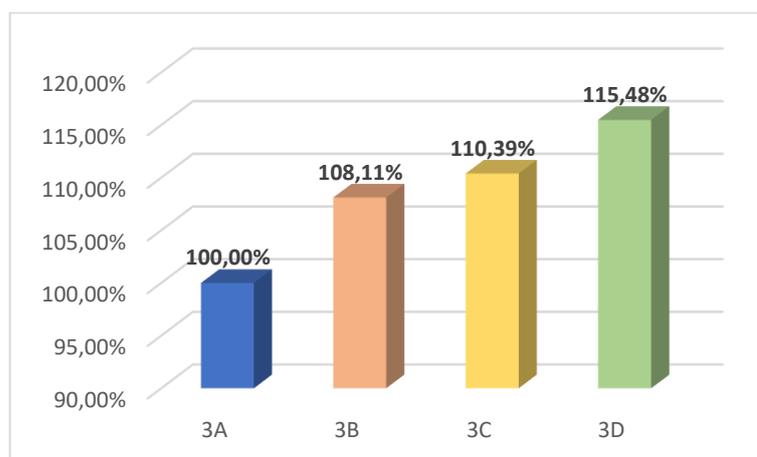
Gráfico 17 – Comparativo do consumo de aço nas lajes do modelo 3.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas escadas (Gráfico 18), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam acréscimos de 8,11%, 10,39% e 15,48%, respectivamente, em relação ao modelo 3A. Tal resultado vai ao encontro do esperado inicialmente, pois a tendência é que o consumo de aço nas escadas aumente à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1 e 2.

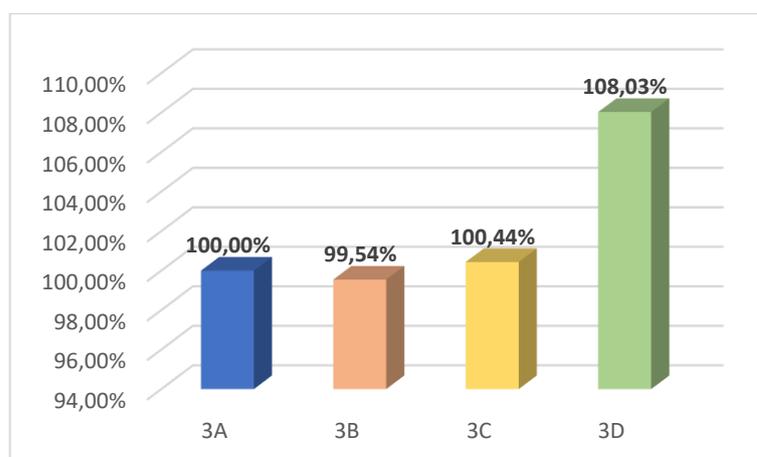
Gráfico 18 – Comparativo do consumo de aço nas escadas do modelo 3.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas fundações (Gráfico 19), percebe-se que o modelo 3B apresentou decréscimo de 0,46% e que os modelos 3C e 3D apresentam acréscimos de 0,44% e 8,03%, respectivamente, em relação ao modelo 3A.

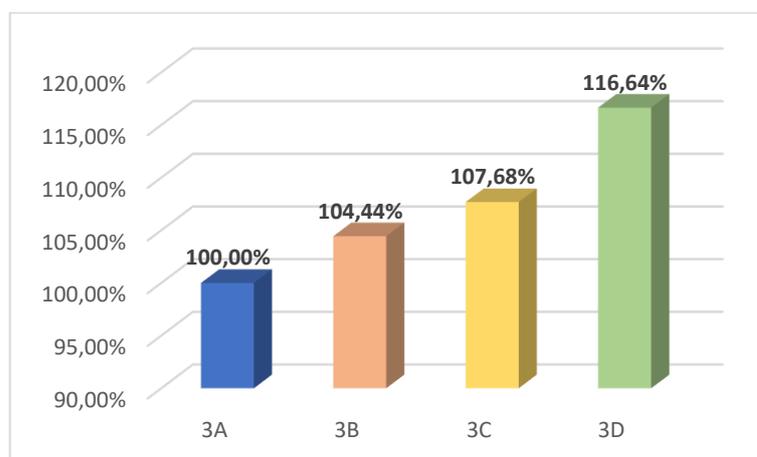
Gráfico 19 – Comparativo do consumo de aço nas fundações do modelo 3.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nos reservatórios (Gráfico 20), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam acréscimos de 4,44%, 7,68% e 16,64%, respectivamente, em relação ao modelo 3A. Tais resultados vão de oposição aos resultados do modelo 1, mas os resultados obtidos no modelo 3, vão ao encontro dos resultados obtidos no modelo 2, onde a tendência foi que o consumo de aço nos reservatórios aumentam à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico.

Gráfico 20 – Comparativo do consumo de aço nos reservatórios do modelo 3.

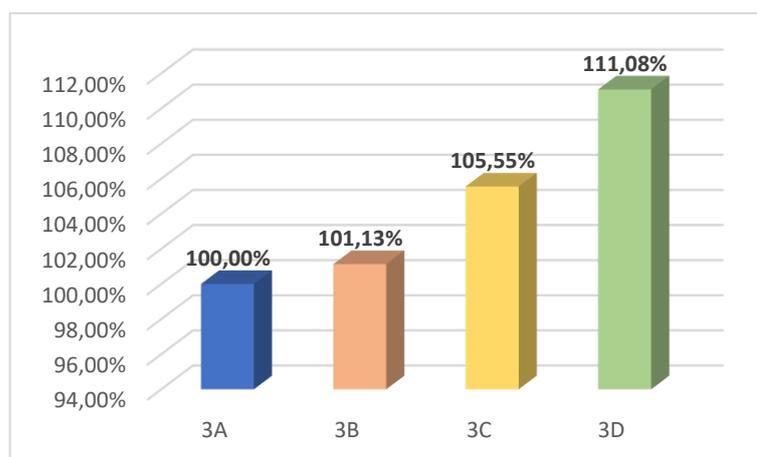


Fonte: Autor (2020).

#### 4.1.3.2 Comparativo do consumo total de aço

Com auxílio das informações da Tabela 5, o Gráfico 21 é gerado. Ao analisar o comparativo do consumo de aço total (Gráfico 21), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam acréscimos de 1,13%, 5,55% e 11,08%, respectivamente, em seu consumo de aço em relação ao modelo 3A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o consumo de aço total aumente à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1 e 2.

Gráfico 21 – Comparativo do consumo de aço total do modelo 3.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar todos os comparativos do consumo de aço no modelo 3, pode-se concluir que as vigas tendem a ter uma redução no consumo de aço, enquanto os demais elementos como os pilares, as lajes, as escadas, as fundações e os reservatórios, tendem a ter um aumento no consumo de aço à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico.

#### 4.1.4 Modelo 4

O consumo de aço por elemento estrutural e total são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Consumo de aço por elemento e total do modelo 4.

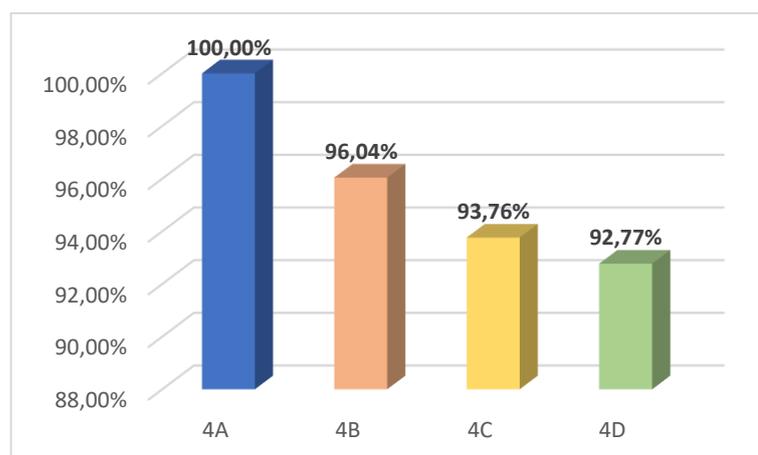
Modelo	Vigas (kg)	Pilares (kg)	Lajes (kg)	Escadas (kg)	Fundações (kg)	Reservatórios (kg)	Total (kg)
4A	99233,3	223655,9	130631,3	1732,5	34114,8	2924,9	492292,7
4B	95304,3	228053,9	131748,2	1798,8	33686,4	3036,7	493628,3
4C	93042,5	237779,1	144849,7	1811,5	34924,5	3170,8	515578,1
4D	92059,0	255031,5	158437,5	1922,0	37524,7	3347,9	548322,6

Fonte: Autor (2020).

##### 4.1.4.1 Comparativo do consumo de aço dos elementos estruturais

Com auxílio das informações da Tabela 6, os Gráficos 22 a 27 são gerados. Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas vigas (Gráfico 22), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam decréscimos de 3,96%, 6,24% e 7,23%, respectivamente, em relação ao modelo 4A.

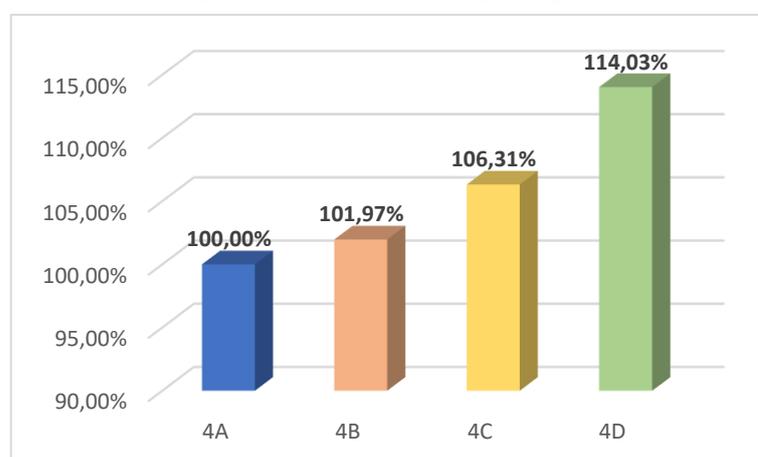
Gráfico 22 – Comparativo do consumo de aço nas vigas do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nos pilares (Gráfico 23), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam acréscimos de 1,97%, 6,31% e 14,03%, respectivamente, em relação ao modelo 4A. Tais resultados vão de oposição aos resultados do modelo 1, onde a tendência foi o decréscimo no consumo de aço, e vão ao encontro dos resultados obtidos nos modelos 2 e 3, onde a tendência foi que o consumo de aço nos pilares aumente à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico.

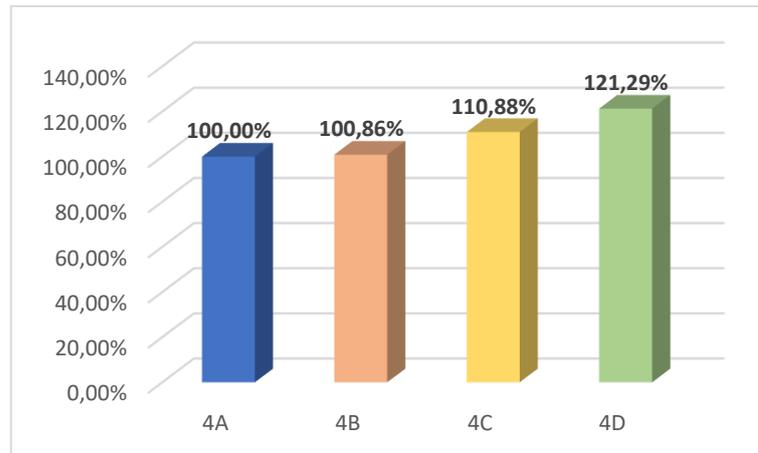
Gráfico 23 – Comparativo do consumo de aço nos pilares do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas lajes (Gráfico 24), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam acréscimos de 0,86%, 10,88% e 21,29%, respectivamente, em relação ao modelo 4A. Tal resultado vai ao encontro do esperado inicialmente, pois a tendência é que o consumo de aço nas lajes aumente à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1, 2 e 3.

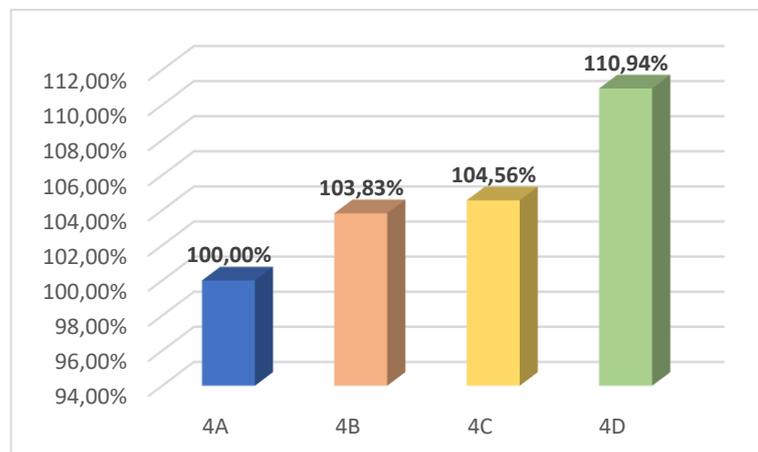
Gráfico 24 – Comparativo do consumo de aço nas lajes do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas escadas (Gráfico 25), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam acréscimos de 3,83%, 4,56% e 10,94%, respectivamente, em relação ao modelo 4A. Tal resultado vai ao encontro do esperado inicialmente, pois a tendência é que o consumo de aço nas escadas aumente à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1, 2 e 3.

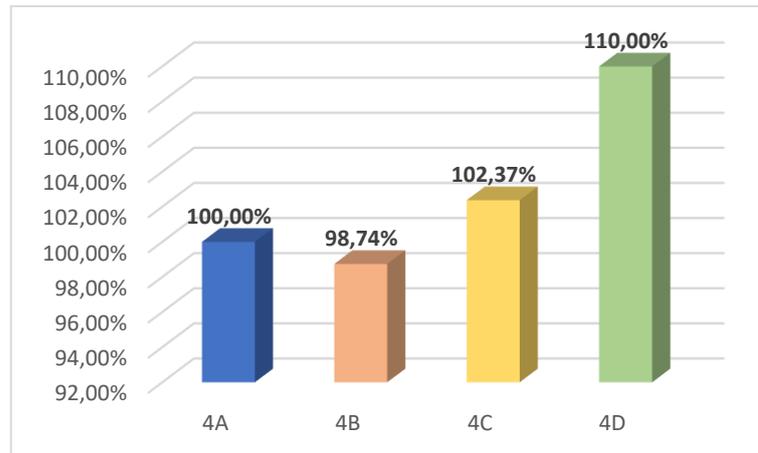
Gráfico 25 – Comparativo do consumo de aço nas escadas do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nas fundações (Gráfico 26), percebe-se que o modelo 4B apresentou decréscimo de 1,26% e que os modelos 4C e 4D apresentam acréscimos de 2,37% e 10,00%, respectivamente, em relação ao modelo 4A.

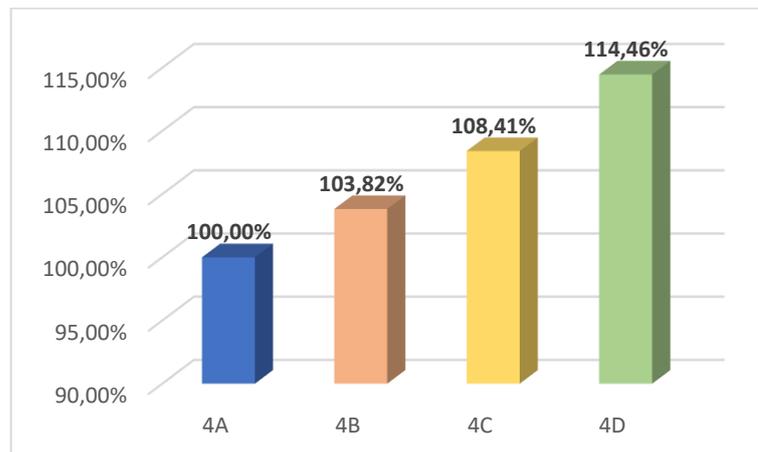
Gráfico 26 – Comparativo do consumo de aço nas fundações do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do consumo de aço nos reservatórios (Gráfico 27), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam acréscimos de 3,82%, 8,41% e 14,46%, respectivamente, em relação ao modelo 4A. Tais resultados vão de oposição aos resultados do modelo 1, e vão ao encontro dos resultados obtidos nos modelos 2 e 3, onde a tendência foi que o consumo de aço nos reservatórios aumentasse à medida que reduzia a rigidez dos nós de pórtico.

Gráfico 27 – Comparativo do consumo de aço nos reservatórios do modelo 4.



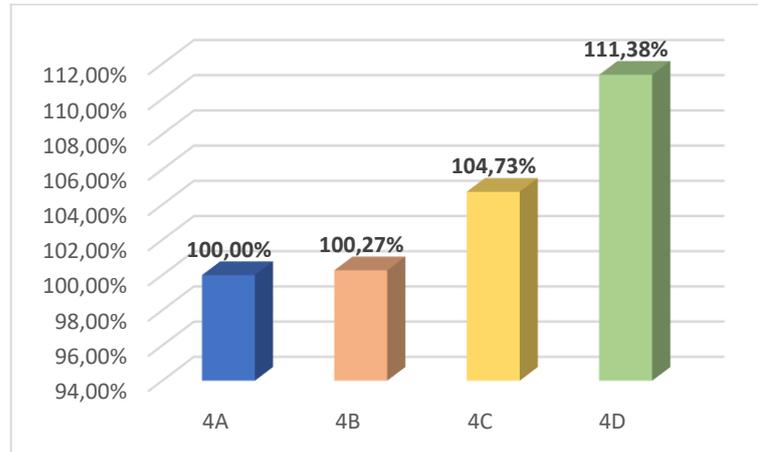
Fonte: Autor (2020).

#### 4.1.4.2 Comparativo do consumo total de aço

Com auxílio das informações da Tabela 6, o Gráfico 28 é gerado. Ao analisar o comparativo do consumo de aço total (Gráfico 28), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam acréscimos de 0,27%, 4,73% e 11,38%, respectivamente, em relação ao modelo

4A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o consumo de aço total aumente à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1, 2 e 3.

Gráfico 28 – Comparativo do consumo de aço total do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar todos os comparativos do consumo de aço no modelo 4, pode-se concluir que as vigas tendem a ter uma redução no consumo de aço enquanto os demais elementos como os pilares, as lajes, as escadas, as fundações e os reservatórios, tendem a ter um aumento no consumo de aço à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico.

## 4.2 Momentos Fletores

### 4.2.1 Modelo 1

Os momentos fletores do Modelo 1 são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Momentos fletores do modelo 1.

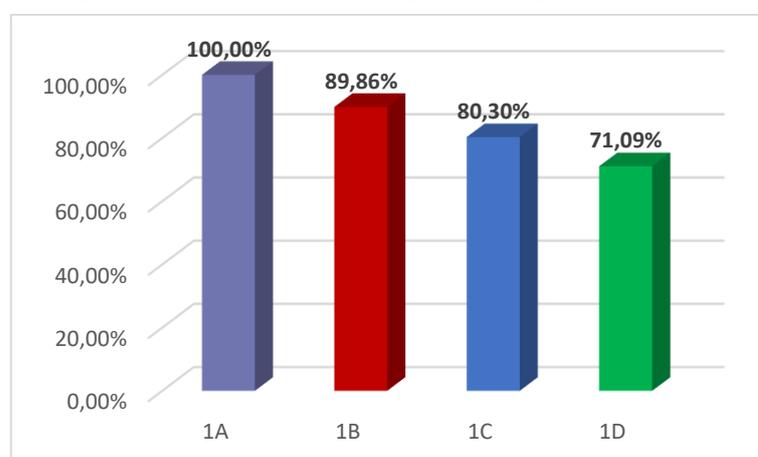
Modelo	V24		V30	
	Momento Negativo (kN.m)	Momento Positivo (kN.m)	Momento Negativo (kN.m)	Momento Positivo (kN.m)
1A	91,66	57,66	92,62	58,57
1B	82,37	63,24	83,43	64,27
1C	73,60	68,97	74,69	70,16
1D	65,16	74,88	65,25	76,25

Fonte: Autor (2020).

#### 4.2.1.1 Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V24 da cobertura

Com auxílio das informações da Tabela 7, os Gráficos 29 e 30 são gerados. Ao analisar o comparativo do momento fletor negativo (Gráfico 29), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam decréscimos de 10,14%, 19,70% e 28,91%, respectivamente, no momento fletor negativo no pilar P4 em relação ao modelo 1A. Evidenciando, assim, que para o modelo 1 a tendência é que o momento fletor negativo diminua, à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, como já era esperado, pois quanto maior for a rigidez das ligações viga-pilar, maior será o momento fletor negativo nessa ligação.

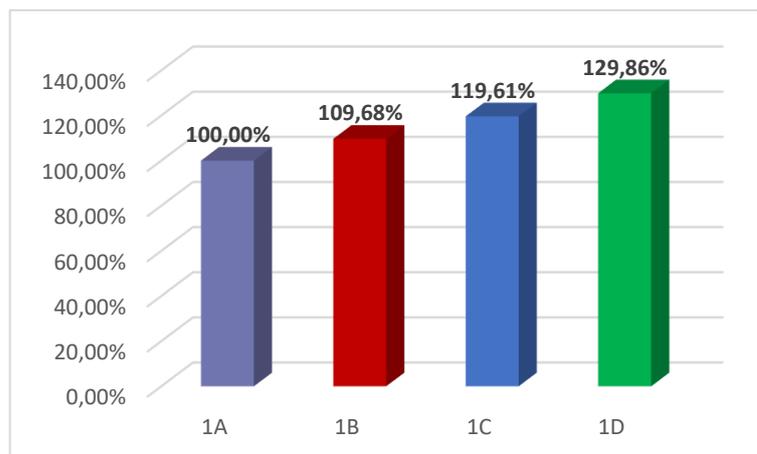
Gráfico 29 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V24 da cobertura do modelo 1.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do momento fletor positivo (Gráfico 30), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam acréscimos de 9,68%, 19,61% e 29,86%, respectivamente, no momento fletor positivo no trecho da viga entre os pilares P4 e P14, em relação ao modelo 1A. Indicando, assim, que para o modelo 1 a tendência é que o momento fletor positivo aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, como já era esperado, pois quanto maior for a rigidez das ligações viga-pilar, menor será o momento fletor positivo nas vigas.

Gráfico 30 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V24 da cobertura do modelo 1.

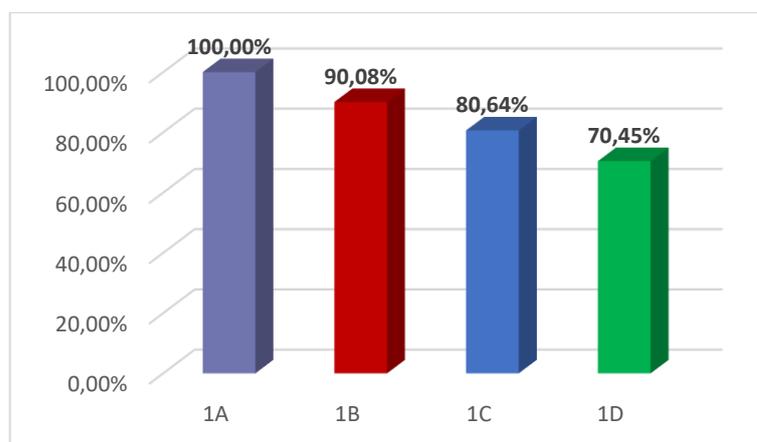


Fonte: Autor (2020).

#### 4.2.1.2 Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V30 da cobertura

Com auxílio das informações da Tabela 7, os Gráficos 31 e 32 são gerados. Ao analisar o comparativo do momento fletor negativo (Gráfico 31), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam decréscimos de 9,92%, 19,36% e 29,55%, respectivamente, no momento fletor negativo no pilar P6 em relação ao modelo 1A. Indicando, assim, mais uma vez que para o modelo 1 a tendência é que o momento fletor negativo diminua à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, como já era esperado, pois quanto maior for a rigidez das ligações viga-pilar, maior será o momento fletor negativo nessa ligação.

Gráfico 31 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V30 da cobertura do modelo 1.

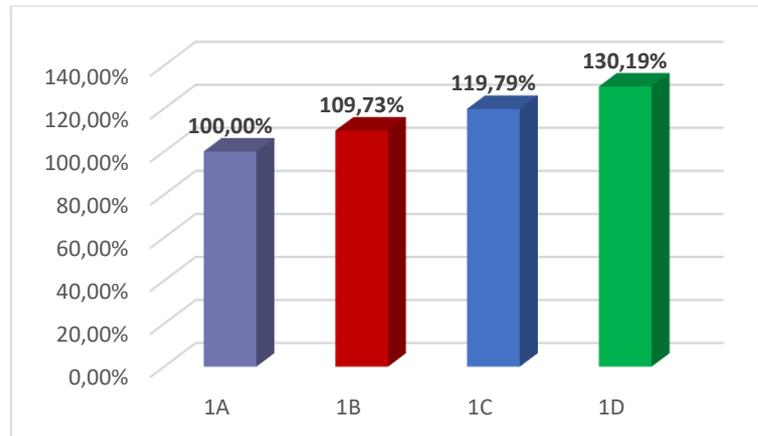


Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do momento fletor positivo (Gráfico 32), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam acréscimos de 9,73%, 19,79% e 30,19%, respectivamente, no momento fletor positivo no trecho da viga entre os pilares P6 e P15, em relação ao modelo

1A. Evidenciando, assim, mais uma vez que para a edificação de 5 pavimentos a tendência é que o momento fletor positivo aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, como já era esperado, pois quanto maior for a rigidez das ligações viga-pilar, menor será o momento fletor positivo nas vigas.

Gráfico 32 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V30 da cobertura do modelo 1.



Fonte: Autor (2020).

#### 4.2.2 Modelo 2

Os momentos fletores do Modelo 2 são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Momentos fletores do modelo 2.

Modelo	V24		V30	
	Momento Negativo (kN.m)	Momento Positivo (kN.m)	Momento Negativo (kN.m)	Momento Positivo (kN.m)
2A	124,64	56,72	125,44	58,04
2B	111,92	62,57	112,76	64,05
2C	99,84	68,67	100,67	70,30
2D	88,42	75,04	89,21	76,82

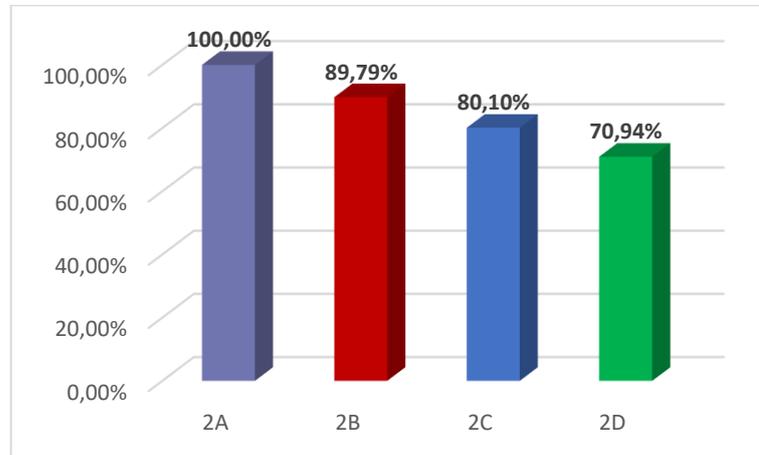
Fonte: Autor (2020).

##### 4.2.2.1 Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V24 da cobertura

Com auxílio das informações da Tabela 8, os Gráficos 33 e 34 são gerados. Ao analisar o comparativo do momento fletor negativo (Gráfico 33), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam decréscimos de 10,21%, 19,90% e 29,06%, respectivamente, no momento fletor negativo no pilar P4 em relação ao modelo 2A. Tal resultado já era esperado,

pois a tendência é que o momento fletor negativo diminua à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, conforme também foi obtido nas simulações do modelo 1.

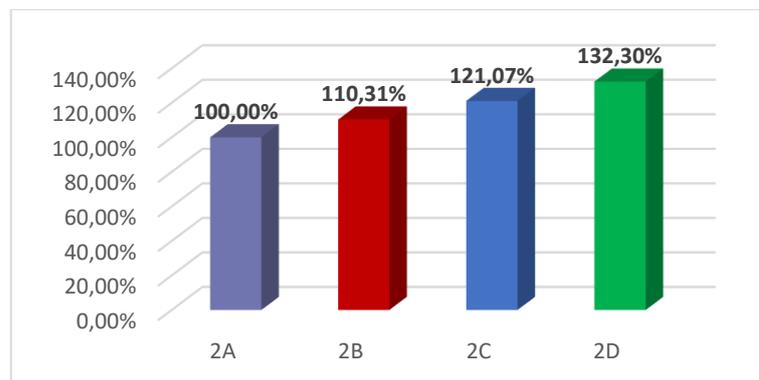
Gráfico 33 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V24 da cobertura do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do momento fletor positivo (Gráfico 34), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam acréscimos de 10,31%, 21,07% e 32,30%, respectivamente, no momento fletor positivo no trecho da viga entre os pilares P4 e P14, em relação ao modelo 2A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o momento fletor positivo aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, conforme também foi obtido nas simulações do modelo 1.

Gráfico 34 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V24 da cobertura do modelo 2.



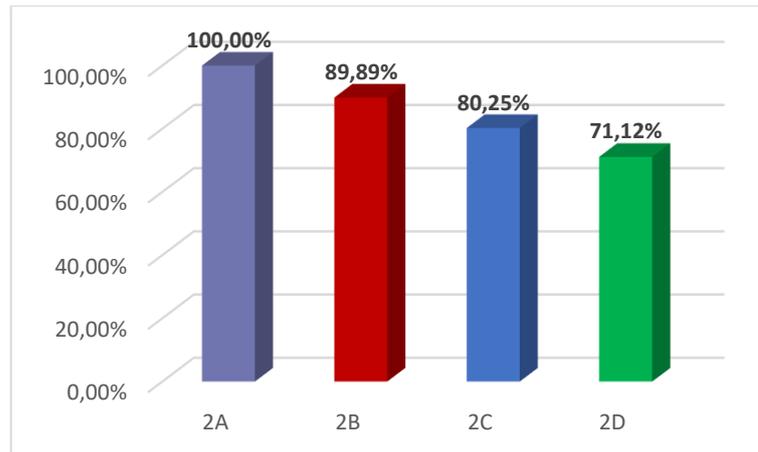
Fonte: Autor (2020).

#### 4.2.2.2 Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V30 da cobertura

Com auxílio das informações da Tabela 8, os Gráficos 35 e 36 são gerados. Ao analisar o comparativo do momento fletor negativo (Gráfico 35), percebe-se que os modelos

2B, 2C e 2D apresentam decréscimos de 10,11%, 19,75% e 28,88%, respectivamente, no momento fletor negativo no pilar P6 em relação ao modelo 2A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o momento fletor negativo diminua à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, conforme também foi obtido nas simulações do modelo 1.

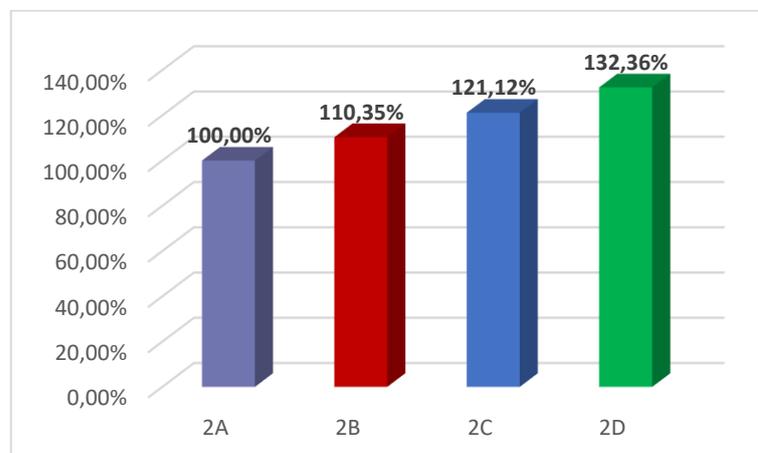
Gráfico 35 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V30 da cobertura do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do momento fletor positivo (Gráfico 36), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam acréscimos de 10,35%, 21,12% e 32,36%, respectivamente, no momento fletor positivo no trecho da viga entre os pilares P6 e P15, em relação ao modelo 2A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o momento fletor positivo aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, conforme também foi obtido nas simulações do modelo 1.

Gráfico 36 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V30 da cobertura do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

### 4.2.3 Modelo 3

Os momentos fletores do Modelo 3 são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Momentos fletores do modelo 3.

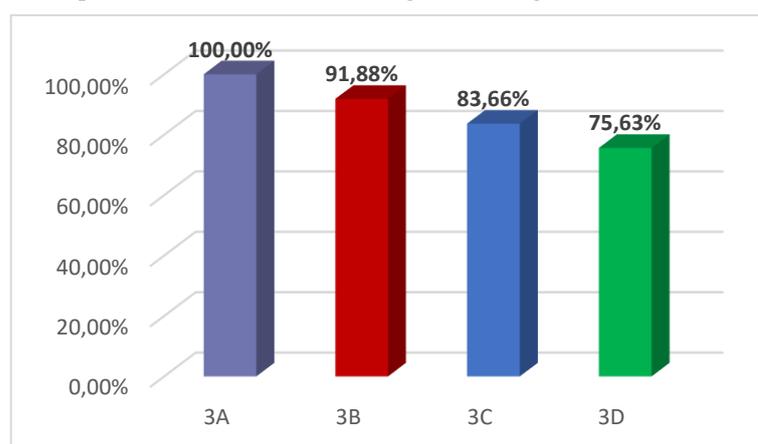
Modelo	V24		V30	
	Momento Negativo (kN.m)	Momento Positivo (kN.m)	Momento Negativo (kN.m)	Momento Positivo (kN.m)
3A	145,46	65,74	146,15	66,88
3B	133,65	72,74	134,38	74,04
3C	121,69	79,82	122,42	81,27
3D	110,01	87,07	110,73	88,68

Fonte: Autor (2020).

#### 4.2.3.1 Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V24 da cobertura

Com auxílio das informações da Tabela 9, os Gráficos 37 e 38 são gerados. Ao analisar o comparativo do momento fletor negativo (Gráfico 37), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam decréscimos de 8,12%, 16,34% e 24,37%, respectivamente, no momento fletor negativo no pilar P4 em relação ao modelo 3A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o momento fletor negativo diminua à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1 e 2.

Gráfico 37 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V24 da cobertura do modelo 3.

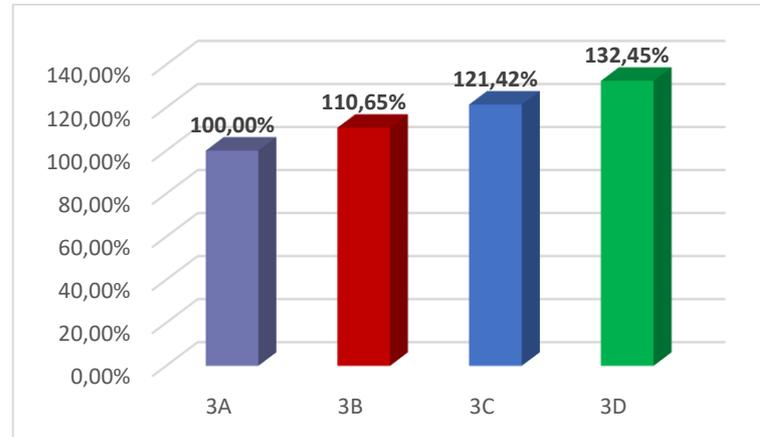


Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do momento fletor positivo (Gráfico 38), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam acréscimos de 10,65%, 21,42% e 32,45%, respectivamente, no momento fletor positivo no trecho da viga entre os pilares P4 e P14, em relação ao modelo

3A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o momento fletor positivo aumente à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1 e 2.

Gráfico 38 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V24 da cobertura do modelo 3.

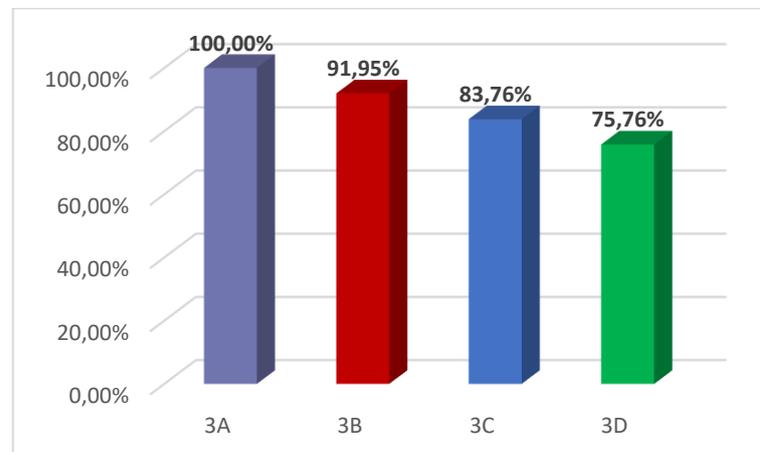


Fonte: Autor (2020).

#### 4.2.3.2 Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V30 da cobertura

Com auxílio das informações da Tabela 9, os Gráficos 39 e 40 são gerados. Ao analisar o comparativo do momento fletor negativo (Gráfico 39), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam decréscimos de 8,05%, 16,24% e 24,24%, respectivamente, no momento fletor negativo no pilar P6 em relação ao modelo 3A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o momento fletor negativo diminua à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1 e 2.

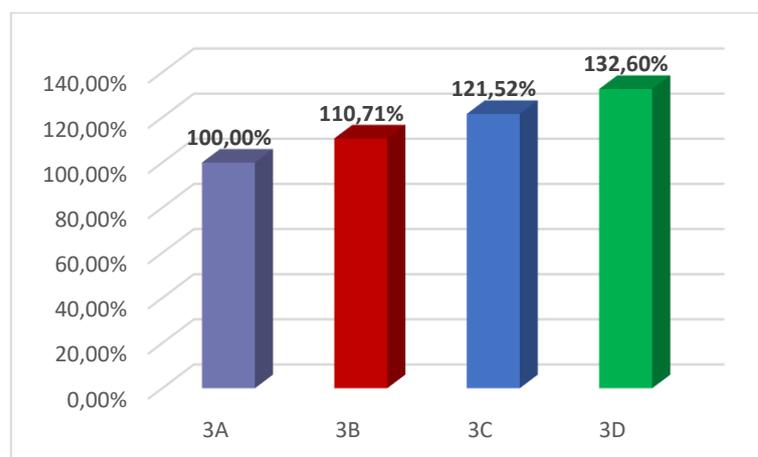
Gráfico 39 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V30 da cobertura do modelo 3.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do momento fletor positivo (Gráfico 40), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam acréscimos de 10,71%, 21,52% e 32,60%, respectivamente, no momento fletor positivo no trecho da viga entre os pilares P6 e P15, em relação ao modelo 3A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o momento fletor positivo aumente à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1 e 2.

Gráfico 40 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V30 da cobertura do modelo 3.



Fonte: Autor (2020).

#### 4.2.4 Modelo 4

Os momentos fletores do Modelo 4 são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Momentos fletores do modelo 4.

Modelo	V24		V30	
	Momento Negativo (kN.m)	Momento Positivo (kN.m)	Momento Negativo (kN.m)	Momento Positivo (kN.m)
4A	125,30	53,37	125,28	54,00
4B	114,24	59,99	114,34	60,77
4C	103,13	66,57	103,30	67,50
4D	92,20	73,19	92,41	74,26

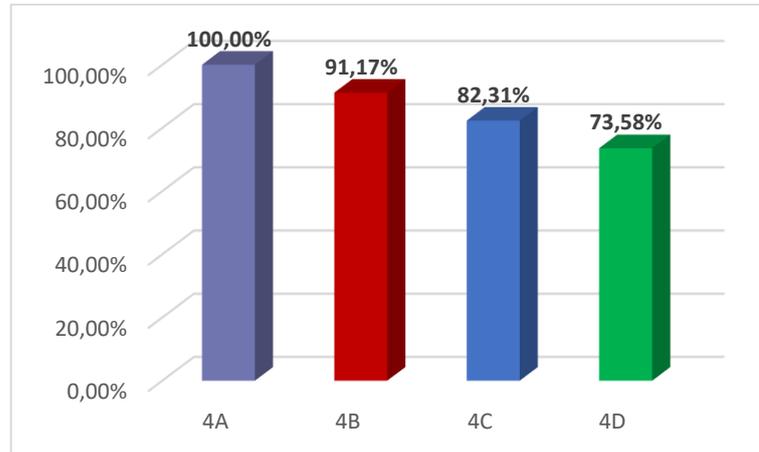
Fonte: Autor (2020).

##### 4.2.4.1 Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V24 da cobertura

Com auxílio das informações da Tabela 10, os Gráficos 41 e 42 são gerados. Ao analisar o comparativo do momento fletor negativo (Gráfico 41), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam decréscimos de 8,83%, 17,69% e 26,42%, respectivamente, no

momento fletor negativo no pilar P4 em relação ao modelo 4A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o momento fletor negativo diminua à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1, 2 e 3.

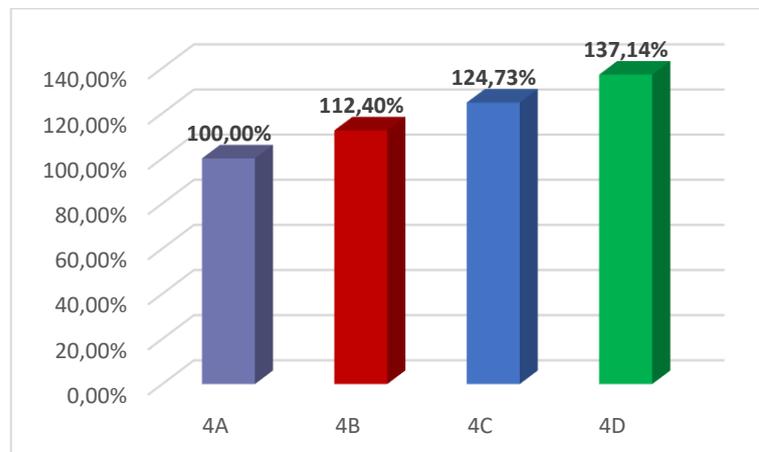
Gráfico 41 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V24 da cobertura do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do momento fletor positivo (Gráfico 42), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam acréscimos de 12,40%, 24,73% e 37,14%, respectivamente, no momento fletor positivo no trecho da viga entre os pilares P4 e P14, em relação ao modelo 4A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o momento fletor positivo aumente à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1, 2 e 3.

Gráfico 42 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V24 da cobertura do modelo 4.

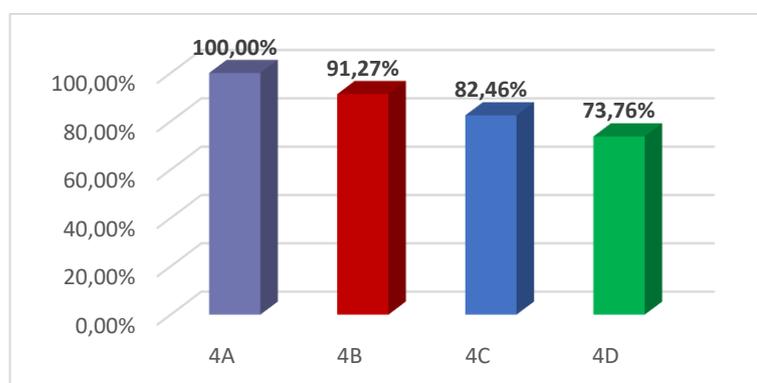


Fonte: Autor (2020).

#### 4.2.4.2 Comparativo dos momentos fletores negativos e positivos na viga V30 da cobertura

Com auxílio das informações da Tabela 10, os Gráficos 43 e 44 são gerados. Ao analisar o comparativo do momento fletor negativo (Gráfico 43), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam decréscimos de 8,73%, 17,54% e 26,24%, respectivamente, no momento fletor negativo no pilar P6 em relação ao modelo 4A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o momento fletor negativo diminua à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1, 2 e 3.

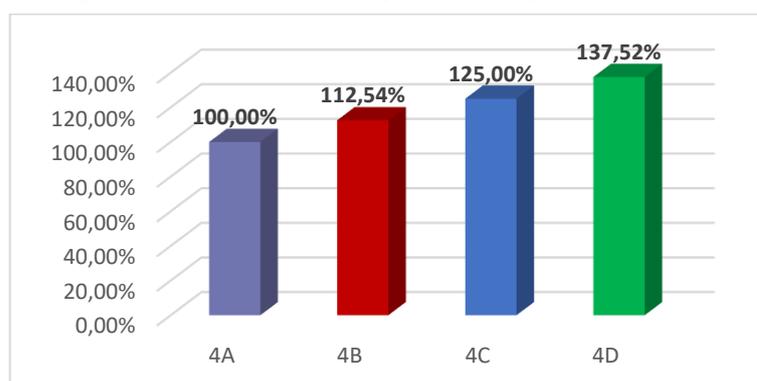
Gráfico 43 – Comparativo do momento fletor negativo na viga V30 da cobertura do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do momento fletor positivo (Gráfico 44), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam acréscimos de 12,54%, 25,00% e 37,52%, respectivamente, no momento fletor positivo no trecho da viga entre os pilares P6 e P15, em relação ao modelo 4A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que o momento fletor positivo aumente à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1, 2 e 3.

Gráfico 44 – Comparativo do momento fletor positivo na viga V30 da cobertura do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

### 4.3 Coeficiente $\gamma_z$

#### 4.3.1 Modelo 1

Os coeficientes  $\gamma_z$  nas direções X e Y são apresentados na Tabela 11. Como pode ser observado, todos os valores ultrapassaram o limite preconizado pela NBR 6118 (2014).

Conforme o tópico 2.6.2.2 deste trabalho, para os modelos 1A, 1B, 1C e 1D os efeitos globais de 2ª ordem devem ser considerados.

Tabela 11 – Coeficientes  $\gamma_z$  do modelo 1.

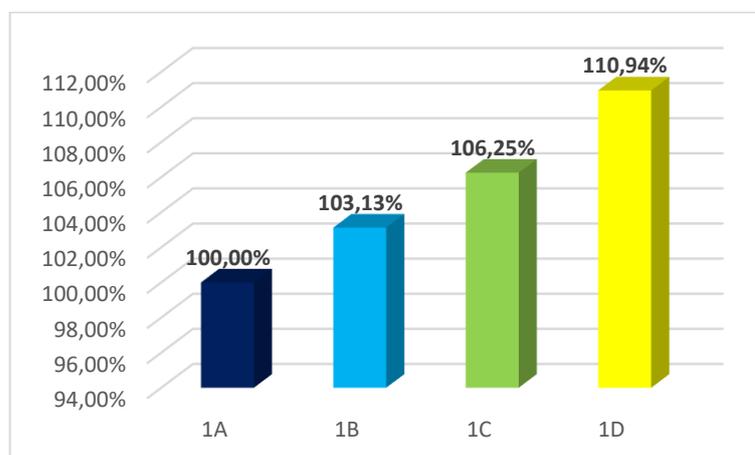
Modelo	Direção X	Direção Y	Limite
1A	1,28	1,16	1,10
1B	1,32	1,18	1,10
1C	1,36	1,21	1,10
1D	1,42	1,24	1,10

Fonte: Autor (2020).

##### 4.3.1.1 Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ nas direções X e Y

Com auxílio das informações da Tabela 11, os Gráficos 45 e 46 são gerados. Ao analisar o comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção X (Gráfico 45), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam acréscimos de 3,13%, 6,25% e 10,94%, respectivamente, em relação ao modelo 1A. Evidenciando, assim, que para o modelo 1 a tendência é que o coeficiente  $\gamma_z$  aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, como já era esperado, pois a estrutura tende a se tornar menos estável com a redução da rigidez dos nós de pórticos.

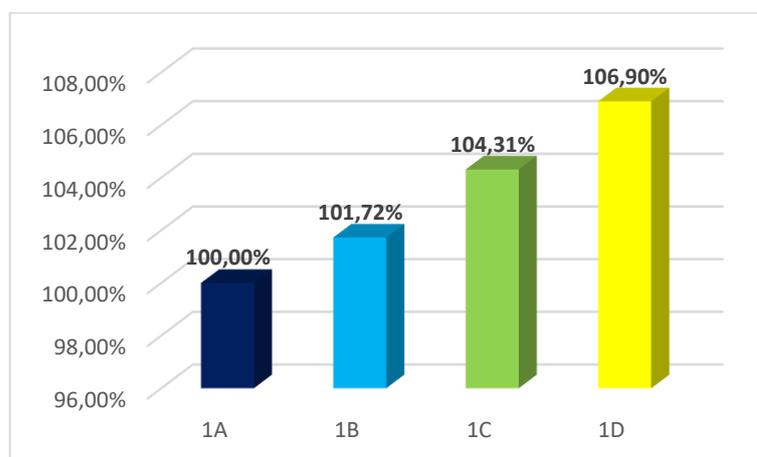
Gráfico 45 – Comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção X do modelo 1.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção Y (Gráfico 46), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam acréscimos de 1,72%, 4,31% e 6,90%, respectivamente, em relação ao modelo 1A. Evidenciando, assim, que para o modelo 1 a tendência é que o coeficiente  $\gamma_z$  aumente à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, como já era esperado, pois a estrutura tende a se tornar menos estável com a redução da rigidez dos nós de pórticos.

Gráfico 46 – Comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção Y do modelo 1.



Fonte: Autor (2020).

#### 4.3.2 Modelo 2

Os coeficientes  $\gamma_z$  nas direções X e Y são apresentados na Tabela 12. Como pode ser observado, todos os valores ultrapassaram o limite preconizado pela NBR 6118 (2014).

Conforme o tópico 2.6.2.2 deste trabalho, para os modelos 2A, 2B, 2C e 2D os efeitos globais de 2ª ordem devem ser considerados.

Tabela 12 – Coeficientes  $\gamma_z$  do modelo 2.

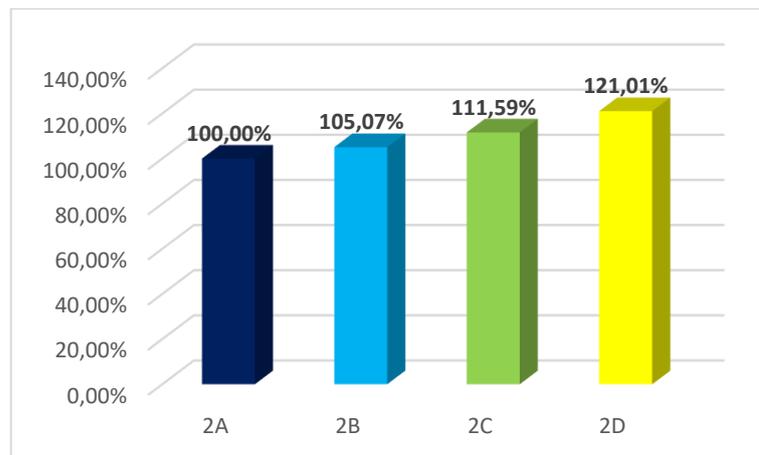
Modelo	Direção X	Direção Y	Limite
2A	1,38	1,22	1,10
2B	1,45	1,27	1,10
2C	1,54	1,32	1,10
2D	1,67	1,39	1,10

Fonte: Autor (2020).

##### 4.3.2.1 Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ nas direções X e Y

Com auxílio das informações da Tabela 12, os Gráficos 47 e 48 são gerados. Ao analisar o comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção X (Gráfico 47), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam acréscimos de 5,07%, 11,59% e 21,01%, respectivamente, em relação ao modelo 2A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que a estrutura se torne menos estável com a redução da rigidez das ligações viga-pilar, conforme também foi obtido nas simulações do modelo 1.

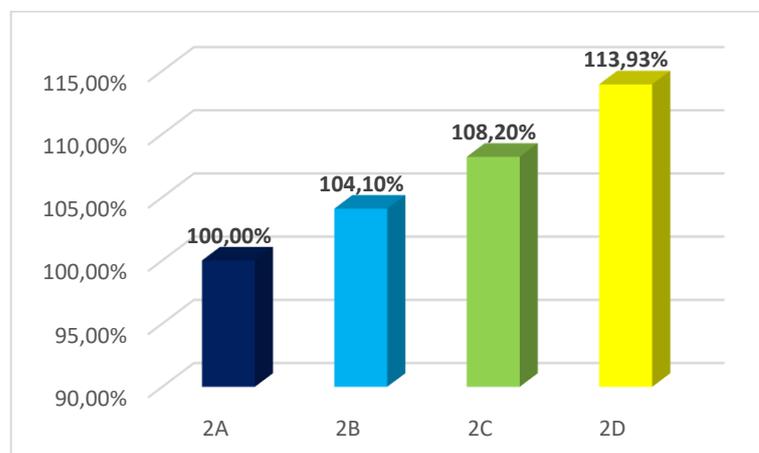
Gráfico 47 – Comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção X do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção Y (Gráfico 48), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam acréscimos de 4,10%, 8,20% e 13,93% respectivamente, em relação ao modelo 2A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que a estrutura se torne menos estável com a redução da rigidez das ligações viga-pilar, conforme também foi obtido nas simulações do modelo 1.

Gráfico 48 – Comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção Y do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

### 4.3.3 Modelo 3

Os coeficientes  $\gamma_z$  nas direções X e Y são apresentados na Tabela 13. Como pode ser observado, todos os valores ultrapassaram o limite preconizado pela NBR 6118 (2014).

Conforme o tópico 2.6.2.2 deste trabalho, para os modelos 3A, 3B, 3C e 3D os efeitos globais de 2ª ordem devem ser considerados.

Tabela 13 – Coeficientes  $\gamma_z$  do modelo 3.

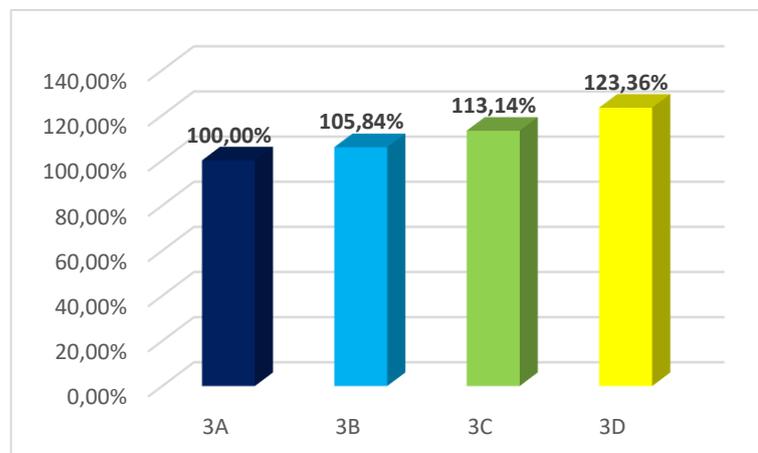
Modelo	Direção X	Direção Y	Limite
3A	1,37	1,21	1,10
3B	1,45	1,26	1,10
3C	1,55	1,32	1,10
3D	1,69	1,40	1,10

Fonte: Autor (2020).

#### 4.3.3.1 Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ nas direções X e Y

Com auxílio das informações da Tabela 13, os Gráficos 49 e 50 são gerados. Ao analisar o comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção X (Gráfico 49), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam acréscimos de 5,84%, 13,14% e 23,36%, respectivamente, em relação ao modelo 3A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que a estrutura se torne menos estável à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1 e 2.

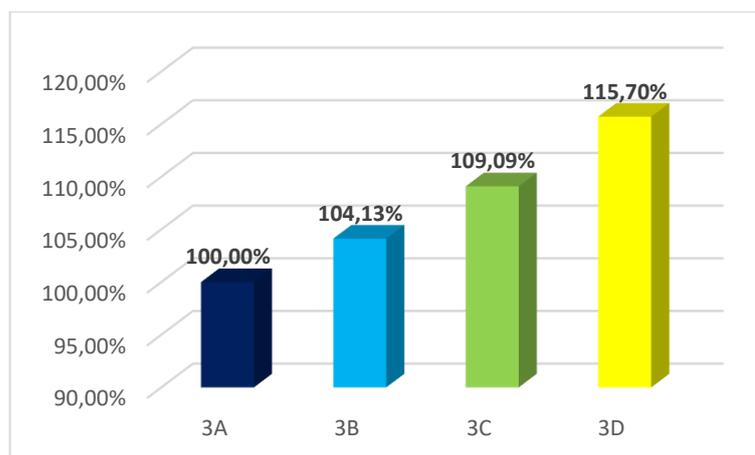
Gráfico 49 – Comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção X do modelo 3.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção Y (Gráfico 50), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam acréscimos de 4,13%, 9,09% e 15,70%, respectivamente, em relação ao modelo 3A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que a estrutura se torne menos estável à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1 e 2.

Gráfico 50 – Comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção Y do modelo 3.



Fonte: Autor (2020).

#### 4.3.4 Modelo 4

Os coeficientes  $\gamma_z$  nas direções X e Y são apresentados na Tabela 14. Como pode ser observado, todos os valores ultrapassaram o limite preconizado pela NBR 6118 (2014).

Conforme o tópico 2.6.2.2 deste trabalho, para os modelos 4A, 4B, 4C e 4D os efeitos globais de 2ª ordem devem ser considerados.

Tabela 14 – Coeficientes  $\gamma_z$  do modelo 4.

Modelo	Direção X	Direção Y	Limite
4A	1,29	1,19	1,10
4B	1,35	1,23	1,10
4C	1,44	1,29	1,10
4D	1,57	1,37	1,10

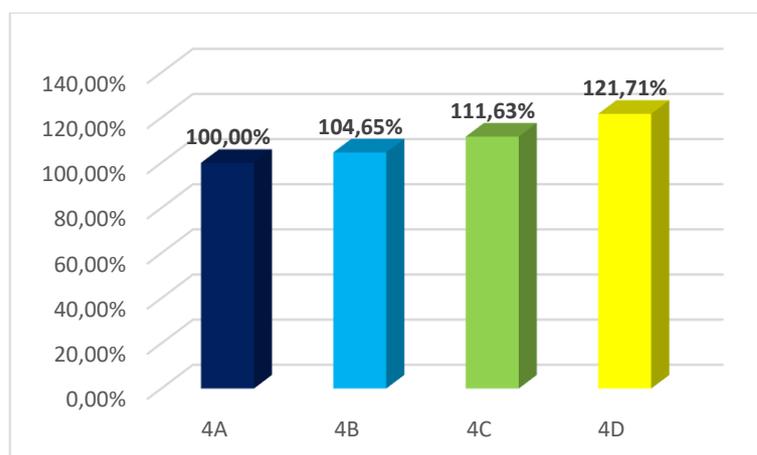
Fonte: Autor (2020).

##### 4.3.4.1 Comparativo do coeficiente $\gamma_z$ nas direções X e Y

Com auxílio das informações da Tabela 14, os Gráficos 51 e 52 são gerados. Ao analisar o comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção X (Gráfico 51), percebe-se que os

modelos 4B, 4C e 4D apresentam acréscimos de 4,65%, 11,63% e 21,71%, respectivamente, em relação ao modelo 4A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que a estrutura se torne menos estável à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1, 2 e 3.

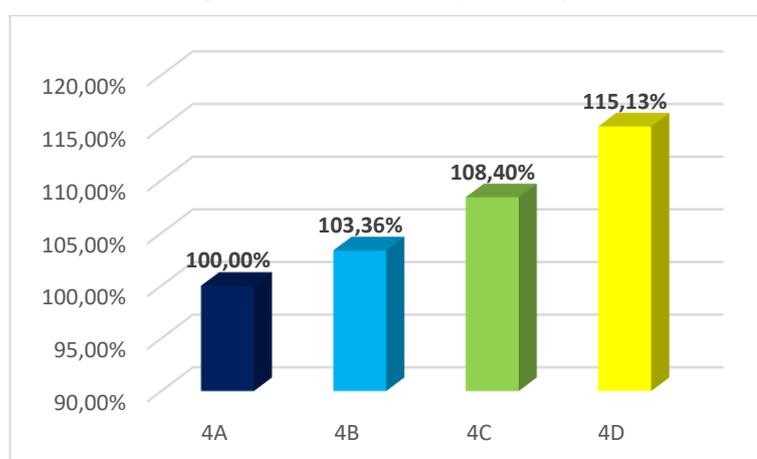
Gráfico 51 – Comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção X do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção Y (Gráfico 52), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam acréscimos de 3,36%, 8,40% e 15,13%, respectivamente, em relação ao modelo 4A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que a estrutura se torne menos estável à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1, 2 e 3.

Gráfico 52 – Comparativo do coeficiente  $\gamma_z$  na direção Y do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

#### 4.4 Deslocamentos Horizontais no Topo da Edificação

##### 4.4.1 Modelo 1

Os deslocamentos horizontais nas direções X e Y são apresentados na Tabela 15. Como pode ser observado, nenhum dos valores ultrapassaram o limite preconizado pela NBR 6118 (2014).

Tabela 15 – Deslocamentos horizontais do modelo 1.

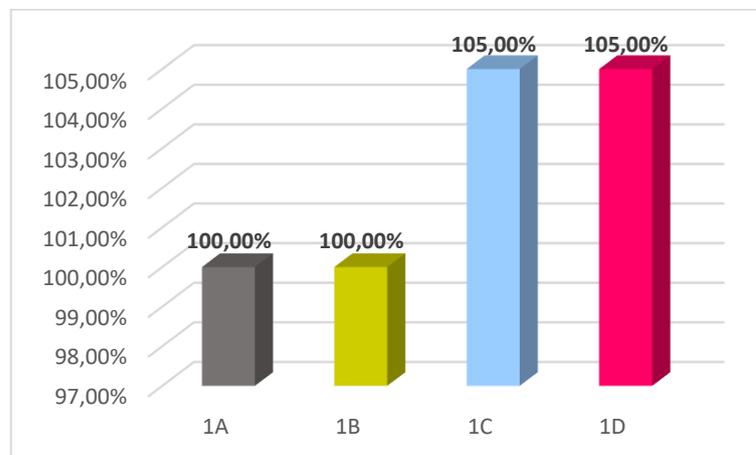
Modelo	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	Limite (cm)
1A	0,20	0,23	1,26
1B	0,20	0,24	1,26
1C	0,21	0,24	1,26
1D	0,21	0,24	1,26

Fonte: Autor (2020).

##### 4.4.1.1 Comparativo dos deslocamentos horizontais no topo da edificação nas direções X e Y

Com auxílio das informações da Tabela 15, os Gráficos 53 e 54 são gerados. Ao analisar o comparativo dos deslocamentos horizontais na direção X (Gráfico 53), percebe-se que o modelo 1B não sofreu decréscimos ou acréscimos, já os modelos 1C e 1D apresentam acréscimos de 5,00%, em relação ao modelo 1A. Evidenciando, assim, que para o modelo 1 a tendência é que os deslocamentos horizontais aumentem à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, como já era esperado, pois a estrutura tende a se tornar mais deslocável com a redução da rigidez dos nós de pórticos.

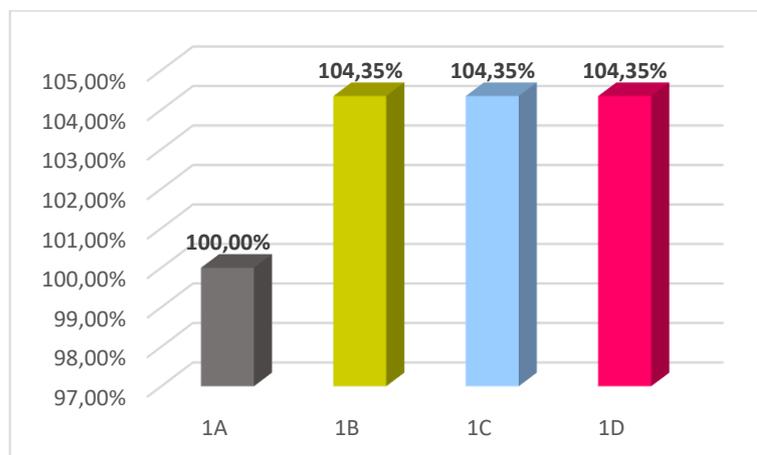
Gráfico 53 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção X do modelo 1.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo dos deslocamentos horizontais na direção Y (Gráfico 54), percebe-se que os modelos 1B, 1C e 1D apresentam acréscimos de 4,35%, em relação ao modelo 1A. Indicando, assim, que para a edificação de 5 pavimentos a tendência é que os deslocamentos horizontais aumentem à medida que a rigidez das ligações viga-pilar são diminuídas, como já era esperado, pois a estrutura tende a se tornar mais deslocável com a redução da rigidez dos nós de pórticos.

Gráfico 54 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção Y do modelo 1.



Fonte: Autor (2020).

#### 4.4.2 Modelo 2

Os deslocamentos horizontais nas direções X e Y são apresentados na Tabela 16. Como pode ser observado, nenhum dos valores ultrapassaram o limite preconizado pela NBR 6118 (2014).

Tabela 16 – Deslocamentos horizontais do modelo 2.

Modelo	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	Limite (cm)
2A	0,45	0,59	2,15
2B	0,46	0,60	2,15
2C	0,47	0,61	2,15
2D	0,48	0,62	2,15

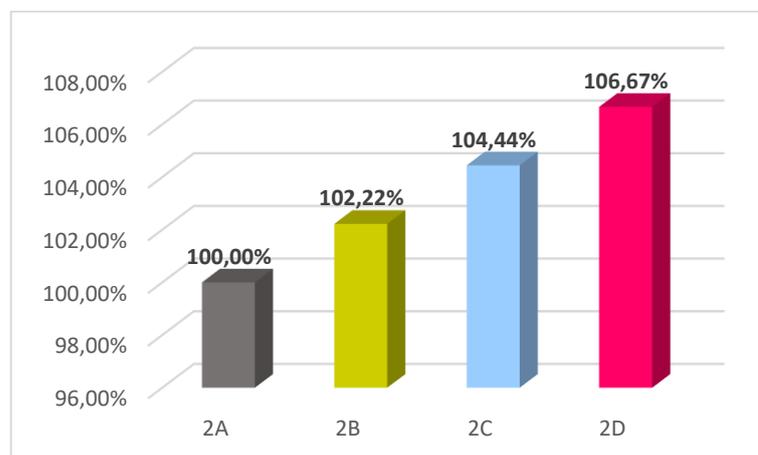
Fonte: Autor (2020).

##### 4.4.2.1 Comparativo dos deslocamentos horizontais no topo da edificação nas direções X e Y

Com auxílio das informações da Tabela 16, os Gráficos 55 e 56 são gerados. Ao analisar o comparativo dos deslocamentos horizontais na direção X (Gráfico 55), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam acréscimos de 2,22%, 4,44% e 6,67%

respectivamente, em relação ao modelo 2A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que a estrutura se torne mais deslocável com a redução da rigidez das ligações viga-pilar, conforme também foi obtido nas simulações do modelo 1.

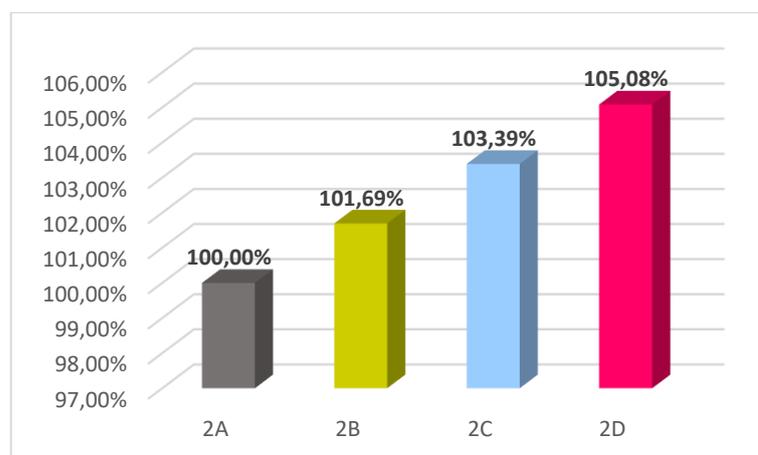
Gráfico 55 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção X do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar comparativo dos deslocamentos horizontais na direção Y (Gráfico 56), percebe-se que os modelos 2B, 2C e 2D apresentam acréscimos de 1,69%, 3,39% e 5,08% respectivamente, em relação ao modelo 2A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que a estrutura se torne mais deslocável com a redução da rigidez das ligações viga-pilar, conforme também foi obtido nas simulações do modelo 1.

Gráfico 56 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção Y do modelo 2.



Fonte: Autor (2020).

#### 4.4.3 Modelo 3

Os deslocamentos horizontais nas direções X e Y são apresentados na Tabela 17. Como pode ser observado, nenhum dos valores ultrapassaram o limite preconizado pela NBR 6118 (2014).

Tabela 17 – Deslocamentos horizontais do modelo 3.

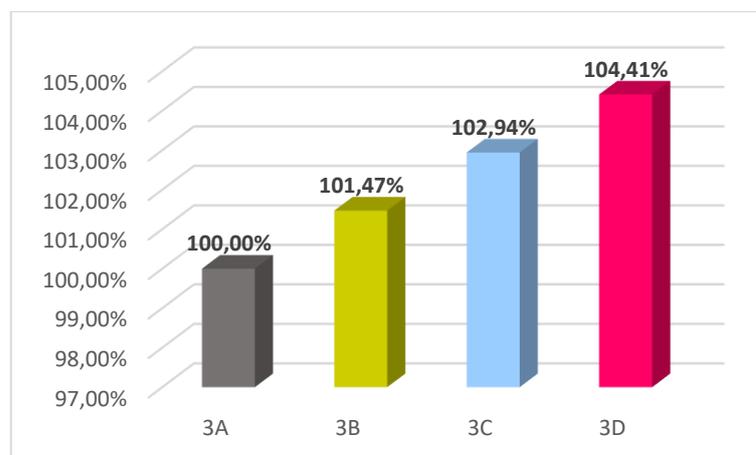
Modelo	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	Limite (cm)
3A	0,68	0,86	3,03
3B	0,69	0,86	3,03
3C	0,70	0,85	3,03
3D	0,71	0,85	3,03

Fonte: Autor (2020).

##### 4.4.3.1 Comparativo dos deslocamentos horizontais no topo da edificação nas direções X e Y

Com auxílio das informações da Tabela 17, os Gráficos 57 e 58 são gerados. Ao analisar o comparativo dos deslocamentos horizontais na direção X (Gráfico 57), percebe-se que os modelos 3B, 3C e 3D apresentam acréscimos de 1,47%, 2,94% e 4,41%, respectivamente, em relação ao modelo 3A. Tal resultado já era esperado, pois a tendência é que a estrutura se torne mais deslocável à medida que reduz a rigidez dos nós de pórtico, conforme também foi obtido nas simulações dos modelos 1 e 2.

Gráfico 57 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção X do modelo 3.

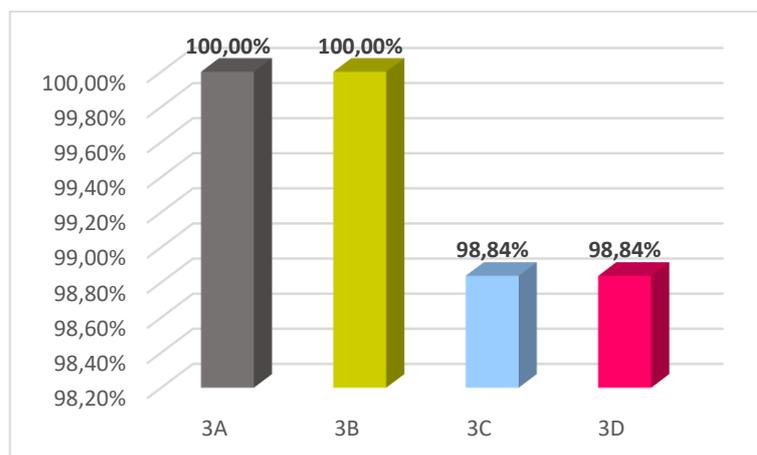


Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo dos deslocamentos horizontais na direção Y (Gráfico 58), percebe-se que o modelo 3B não sofre nenhuma alteração. Já os modelos 3C e 3D apresentam

decréscimos de 1,16%, em relação ao modelo 3A. Tal resultado vai em desencontro com os resultados obtidos nos modelos 1 e 2, onde a tendência era o crescimento dos deslocamentos horizontais na direção Y.

Gráfico 58 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção Y do modelo 3.



Fonte: Autor (2020).

#### 4.4.4 Modelo 4

Os deslocamentos horizontais nas direções X e Y são apresentados na Tabela 18. Como pode ser observado, nenhum dos valores ultrapassaram o limite preconizado pela NBR 6118 (2014).

Tabela 18 – Deslocamentos horizontais do modelo 4.

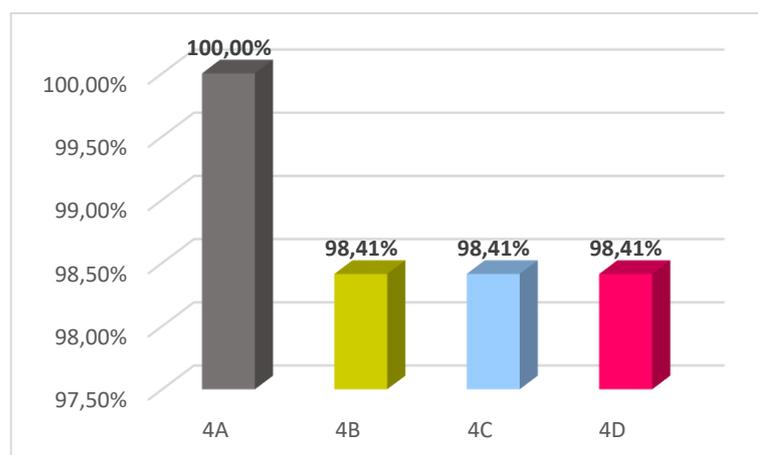
Modelo	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	Limite (cm)
4A	0,63	0,99	3,91
4B	0,62	0,97	3,91
4C	0,62	0,96	3,91
4D	0,62	0,96	3,91

Fonte: Autor (2020).

##### 4.4.4.1 Comparativo dos deslocamentos horizontais no topo da edificação nas direções X e Y

Com auxílio das informações da Tabela 18, os Gráficos 59 e 60 são gerados. Ao analisar o comparativo dos deslocamentos horizontais na direção X (Gráfico 59), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam decréscimos de 1,59%, em relação ao modelo 4A. Tal resultado vai em desencontro aos resultados obtidos anteriormente nos modelos 1, 2 e 3, onde a tendência era o aumento dos deslocamentos.

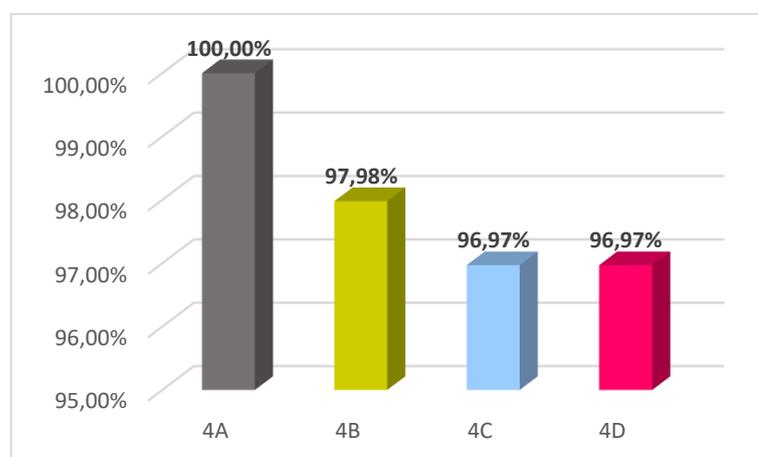
Gráfico 59 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção X do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

Ao analisar o comparativo dos deslocamentos horizontais na direção Y (Gráfico 60), percebe-se que os modelos 4B, 4C e 4D apresentam decréscimos de 2,02%, 3,03% e 3,03%, respectivamente, em relação ao modelo 4A. Tal resultado vai em desencontro aos resultados obtidos anteriormente nos modelos 1 e 2, onde a tendência era o aumento dos deslocamentos

Gráfico 60 – Comparativo dos deslocamentos horizontais na direção Y do modelo 4.



Fonte: Autor (2020).

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho analisou a influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de múltiplos pavimentos em concreto armado. Para isso, foram realizadas 16 análises numéricas no programa Eberick variando o fator  $\alpha_R$  das ligações viga-pilar, em quatro edificações de 5, 10, 15 e 20 pavimentos. Por fim, foi observado a influência da rigidez dos nós de pórticos nas armações dos elementos, nos momentos fletores, na estabilidade global e nos deslocamentos horizontais das edificações analisadas.

Para o modelo 1, os resultados indicam redução de aço nas vigas, nos pilares e nos reservatórios à medida que se reduz a rigidez das ligações. A redução de aço nas vigas já era esperada, pois, os momentos fletores negativos reduziram e os momentos fletores positivos aumentaram. A redução dos momentos fletores negativos fez a área de aço negativa reduzir, aproximando-se da área de aço mínima da armadura negativa, enquanto o aumento dos momentos fletores positivos, acarretou o aumento da área de aço calculada, sendo esta ainda menor que a área mínima, logo, a área de aço calculada apresentando valor menor que a armadura mínima, utilizou-se a armadura mínima, acarretando redução do consumo de aço apenas das armaduras negativas. A redução nos pilares e nos reservatórios vão de oposição aos resultados obtidos em outros estudos, como por exemplo, o de Alva, Dos Santos e Da Silva (2018). Uma possível explicação seria os valores de momentos fletores baixos, o que levaria a armação mínima, e/ou a uniformização das barras pela maior bitola, sendo a possível responsável pela redução de 0,71% do consumo de aço nos pilares entre os modelos 1A e 1D. As lajes, as escadas e as fundações apresentaram acréscimo em seu consumo de aço, em especial as lajes que apresentou o maior aumento no consumo, sendo este de 40,04%. Na análise do consumo total de aço do modelo 1, a tendência foi o aumento do consumo de aço à medida que se reduzia a rigidez das ligações.

Para os modelos 2, 3 e 4, os resultados indicam redução de aço nas vigas e acréscimo nos demais elementos. No comparativo total dos modelos 2, 3 e 4, houve aumento do consumo de aço à medida que se reduziu a rigidez dos nós de pórticos.

Na análise dos momentos fletores das vigas V24 e V30 dos modelos 1, 2, 3 e 4, foi observado a redução dos momentos negativos e acréscimo dos momentos positivos, à medida que se reduziu a rigidez dos nós de pórticos, conforme já era esperado, pois as ligações semirrígidas tendem a diminuir o momento negativo e aumentar o momento positivo próximo à ligação.

De maneira geral, a tendência nos modelos 1, 2, 3 e 4, foi o aumento do consumo de aço à medida que se reduzia a rigidez das ligações. Uma possível explicação para o aumento do consumo é a solicitação desses elementos perante a estabilidade global da estrutura. À medida que se reduz a rigidez dos nós de pórticos, os elementos vão necessitando de uma maior área de aço, exceto as vigas. Com a diminuição da rigidez das ligações, os momentos negativos vão diminuindo à medida que os positivos vão aumentando, possibilitando que a área mínima de aço seja suficiente aos esforços presentes nas vigas.

Ainda acerca do consumo total de aço, os modelos 1, 2, 3 e 4 apresentaram acréscimos de mais de 11% entre os modelos com 100% e 70% de rigidez, evidenciando, assim, a influência da rigidez em relação ao consumo de aço e, conseqüentemente, ao fator econômico.

Na análise dos deslocamentos horizontais, os modelos 1 e 2 apresentaram acréscimos pouco expressíveis, nas direções X e Y houve acréscimos de 5,00% e 4,35% respectivamente (modelo 1) e nas direções X e Y houve acréscimos de 6,67% e 5,08% respectivamente (modelo 2) em relação aos modelos com 100% e 70% de rigidez. Os resultados indicam que mesmo apresentando valores pequenos, existiu variação nos deslocamentos horizontais entre os modelos de cada edificação, à medida que se reduziu a rigidez das ligações.

Para o modelo 3, os deslocamentos horizontais apresentaram acréscimo na direção X e redução na direção Y, de 4,41% e 1,16%, respectivamente, em relação aos modelos com 100% e 70% de rigidez. No modelo 4, os deslocamentos horizontais apresentaram redução de 1,59% na direção X e 3,03% na direção Y em relação aos modelos com 100% e 70% de rigidez. Uma possível explicação para a redução dos deslocamentos horizontais nos modelos 3 e 4 pode ser devido ao aumento da área de aço nos elementos estruturais, pois à medida que se reduziu a rigidez das ligações, o consumo de aço cresceu e os deslocamentos horizontais reduziram.

Na análise do coeficiente  $\gamma_z$ , os modelos 1, 2, 3 e 4 apresentaram crescimento em ambas as direções à medida que se reduzia a rigidez dos nós de pórticos, gerando assim, situações mais críticas para a estabilidade global da estrutura.

Pode-se concluir que na edificação de 5 pavimentos, o quesito segurança através do coeficiente  $\gamma_z$  e dos deslocamentos horizontais é assegurado, pois a variação da rigidez não compromete a estabilidade da estrutura, sendo a adoção da rigidez das ligações como 100% aceitável, pois não compromete a estrutura e acarreta redução dos gastos com o consumo de aço. Na edificação de 10 pavimentos, a variação da rigidez começa a comprometer a estabilidade da edificação, apresentando variações expressivas do coeficiente  $\gamma_z$ . Os modelos de 15 e 20 pavimentos apresentou variações maiores que 20% na análise da estabilidade da

estrutura a partir do cálculo do coeficiente  $\gamma_z$ , indicando assim, a necessidade do estudo da rigidez das ligações, pois a estrutura se torna menos estável a cada redução do fator  $\alpha_R$ .

Conforme as análises realizadas neste trabalho, evidencia-se a importância da consideração da rigidez nas ligações dos nós de pórticos, visto que, na prática tais ligações não se comportam como rígidas, mas sim, como semirrígidas, gerando possíveis problemas principalmente em relação à estabilidade global das edificações.

Como sugestão para trabalhos futuros, pode-se analisar o consumo de aço e os esforços presentes em uma edificação de múltiplos pavimentos de concreto armado, projetada com as menores seções para ligações rígidas e semirrígidas e, verificando a diferença entre os valores de cada modelagem. Outra sugestão é analisar a estabilidade da estrutura de concreto armado de múltiplos pavimentos, modelada com ligações rígidas e, posteriormente, variando sua rigidez e analisando os eventuais problemas que uma edificação modelada com ligações rígidas pode ocorrer, caso as ligações apresentem valores de rigidez menores, configurando-as como ligações semirrígidas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas em edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR. 6118 – Projeto de estruturas de concreto–Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ALVA, G. M. S.. Concepção estrutural de edifícios em concreto armado. **Departamento de**, 2007.

ALVA, G. M. S.. **Estudo teórico-experimental do comportamento dos nós de pórtico de concreto armado submetido a ações cíclicas**. Dissertação para obtenção do título de doutor em Engenharia de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

ALVA, G. M. S.; DOS SANTOS, Júlia Borges; DA SILVA, Turíbio José. Influência da rigidez das ligações viga-pilar na análise estrutural de edifícios em concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 4, p. 834-855, 2018.

ALVA, G. M. S.; EL DEBS, A. L. H. C. Moment-rotation relationship of RC beam-column connections: Experimental tests and analytical model. *Engineering Structures*, v. 56, p. 1427-1438, 2013.

ALVA, G. M. S.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 2, n. 4, p. 356-379, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

BASTOS, PAULO SÉRGIO DOS SANTOS. Flexão normal simples–vigas. **Universidade Estadual Paulista. Bauru**, 2015.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Lajes de concreto. **Universidade Estadual Paulista, São Paulo**, 2015.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Pilares de concreto armado. Bauru: UNESP, 2017.

BASTOS, PAULO SÉRGIO DOS SANTOS. Vigas de concreto armado. **Estruturas de Concreto II**, 2015.

CAMACHO, Jefferson Sidney. CONCRETO ARMADO I ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO: FISSURAÇÃO-DEFORMAÇÃO. Unesp, 2009.

DE SOUZA, Alex Sander Clemente. **Dimensionamento de elementos e ligações em estruturas de aço**. EdUFSCar, 2017.

FERREIRA, M. A.; ARAÚJO, D. L.; JEREMIAS Jr, A. C.; CATOIA, B.; KATAOKA, M. N. Estabilidade global de estruturas pré-moldadas: efeito das ligações semi-rígidas. In: 1o Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado. São Carlos, 2005.

FERREIRA, M.A., EL DEBS, M.K., ELLIOTT, K.S. Determinação Analítica da Relação Momento-Rotação em Ligações Viga-Pilar de Estruturas Pré-Moldadas de Concreto. In: Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, 5., 2003, São Paulo. Anais... São Paulo, 2003.

FRANCESCHI, Lucas. **Como optar entre o modelo de análise integrado ou de grelha com pórtico espacial**. 2019. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360001391833-Como-optar-entre-o-modelo-de-an%C3%A1lise-integrado-ou-de-grelha-com-p%C3%B3rtico-espacial>>. Acesso em: 16 jul. 2020.

FUSCO, Péricles B.; DE CONCRETO, Estruturas. Solicitações normais. **Ed. Guanabara Dois, Brasil**, 1981.

GUIMARÃES, Giuseppe Barbosa. **Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade**. 2010. Tese de Doutorado. PUC-Rio.

HUPPES, Fábio Augusto Henkes. Análise de modelos estruturais para um edifício de concreto armado. 2019.

IGLESIA, Socrate Muñoz. O efeito P- $\Delta$  nas estruturas de edifício. **AltoQi–Tecnologia aplicada à engenharia**, p. 1-22, 2016.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **População da cidade de Delmiro Gouveia – Alagoas**. IBGE, 2019.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1 o Ed. São Paulo: Editora PINI LTDA, 2007.

MARINHO, Filipe. **Influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas**. 2019. Disponível em: <<https://www.guiadaengenharia.com/rigidez-ligacoes-viga-pilar/#:~:text=em%20estrutura%20met%C3%A1lica,-,Liga%C3%A7%C3%B5es%20viga%20pilar,consequentemente%2C%20detalhamento%20das%20pe%C3%A7as%20estruturais.>>. Acesso em: 22 jul. 2020.

NASCIMENTO, Filipe Marinho; NETO, José de Moura Rêgo. Análise da Influência da Rigidez das Ligações Viga-Pilar em um Edifício de Concreto Armado, 2018.

NEVES, T. W. Análise da Influência da Rigidez das Ligações Viga-Pilar em Estruturas de Concreto Armado de Múltiplos Pavimentos. 2016.

PAULAY, Thomas; PRIESTLEY, MJ Nigel. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. 1992.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. Lajes maciças–capítulo 11. **São Carlos**, 2010.

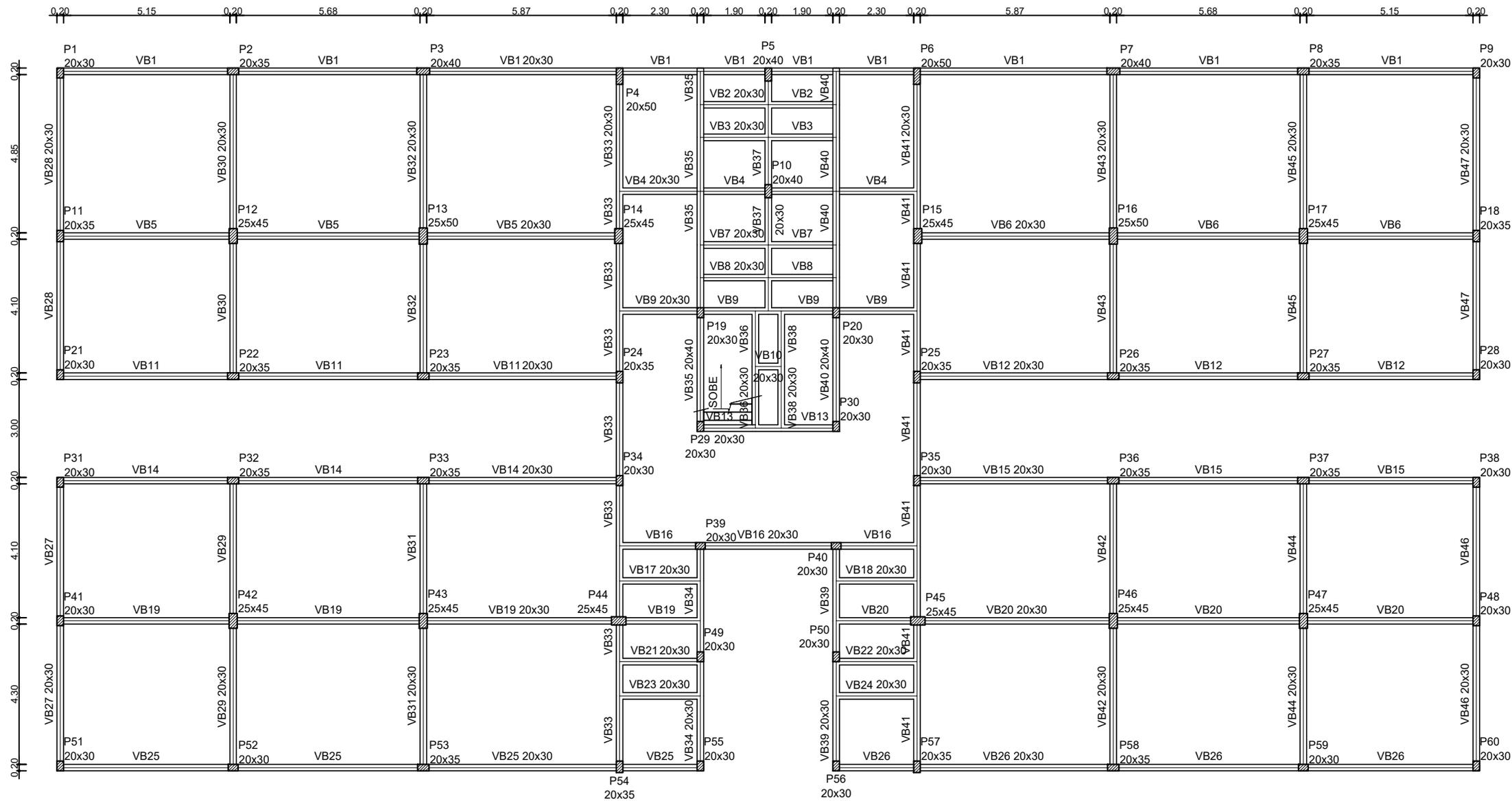
SANTOS, Júlia Borges dos et al. Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado. 2016.

TQC DOCS. **Pórtico Espacial**. 2019. Disponível em:

<<http://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3150&search=P%C3%B3rtico%20Espacial&language=pt-BR>>. Acesso em: 17 jul. 2020.

VASCONCELOS, A.C.. **Em que casos não se deve aplicar o Gamaz?** 2000. Disponível em: <http://docs.tqs.com.br/Docs/PrintAllReport/3300>. Acesso em: 28 jul. 2020.

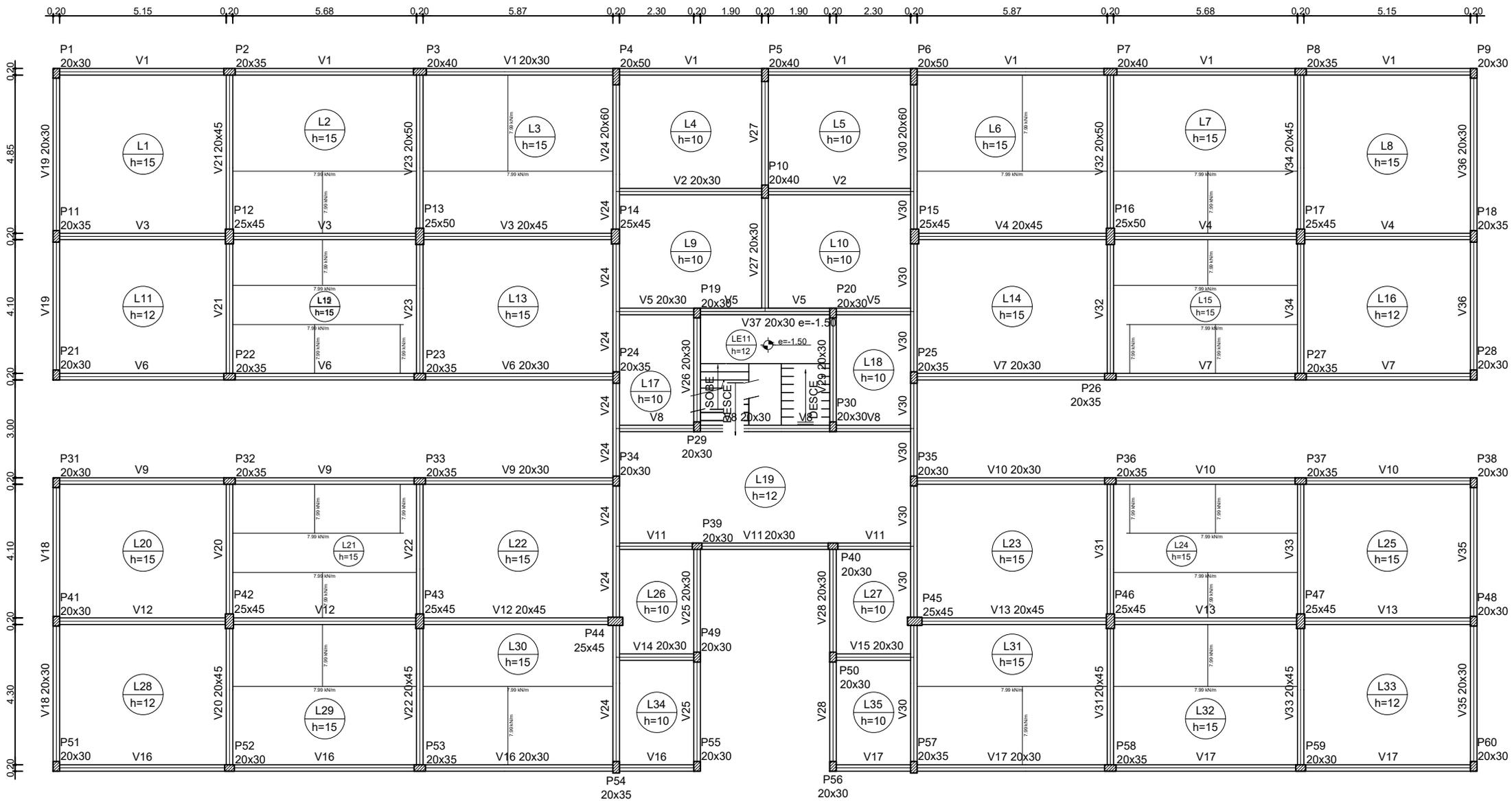
**APÊNDICE A – PLANTAS DE FORMAS**



1

# PLANTA DE FORMA DO PAV. TÉRREO

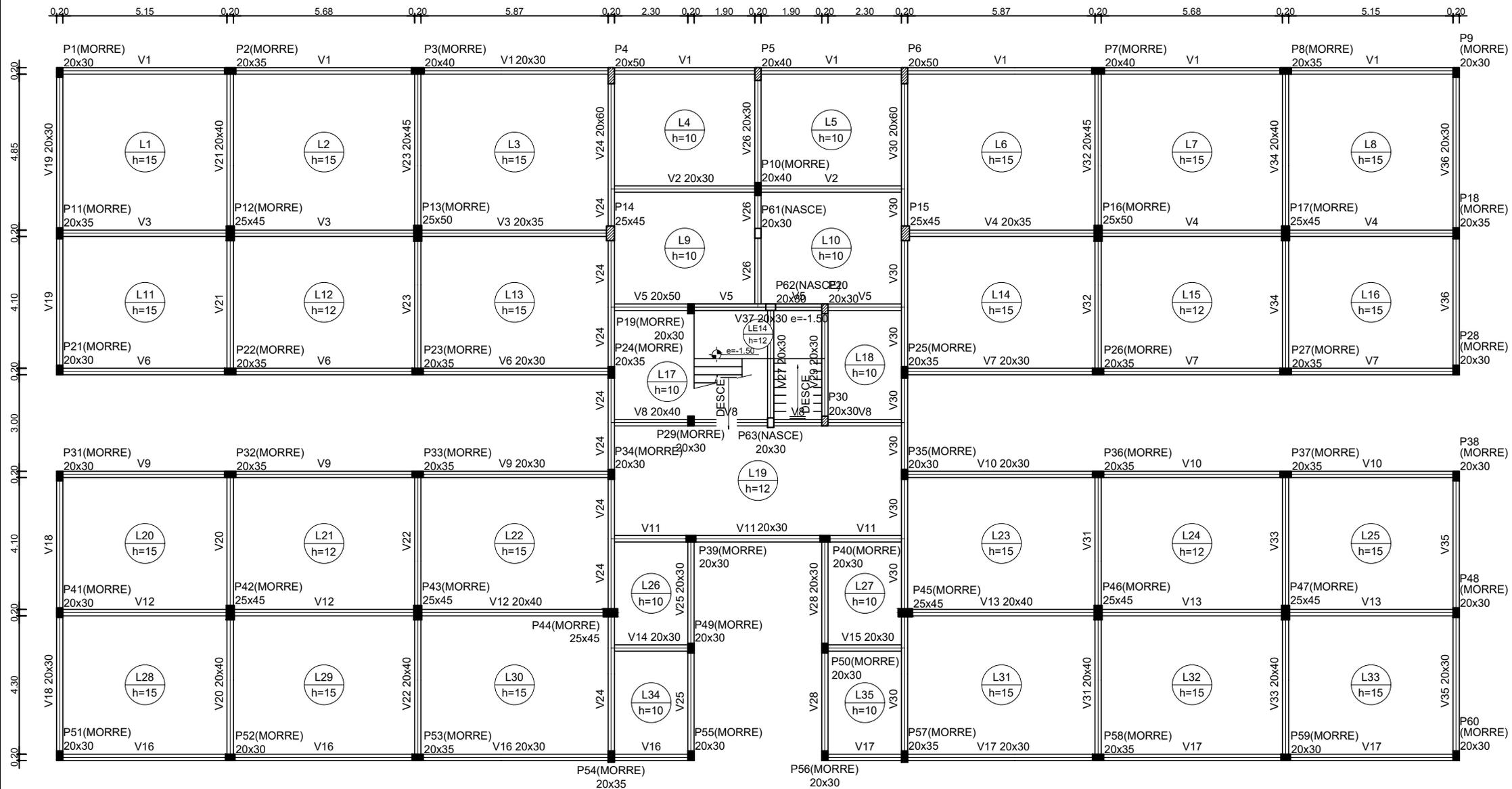
MODELO 1A, 1B, 1C E 1D



2

# PLANTA DE FORMA DO PAV. TIPO

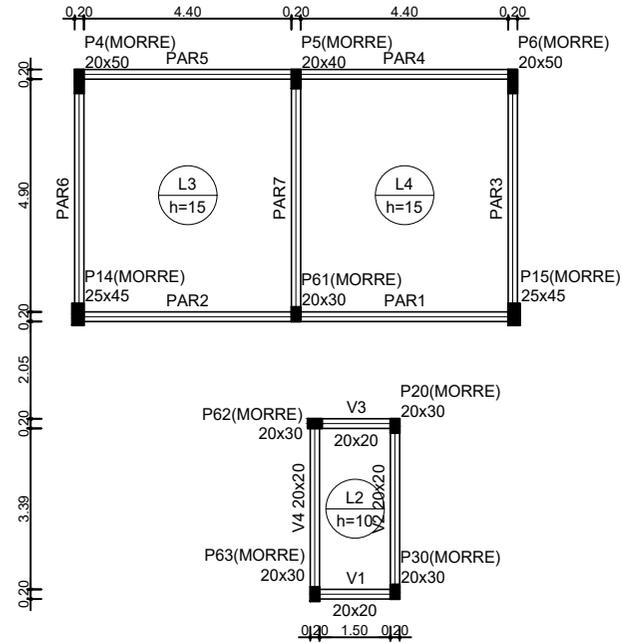
MODELO 1A, 1B, 1C E 1D



3

# PLANTA DE FORMA DA COBERTURA

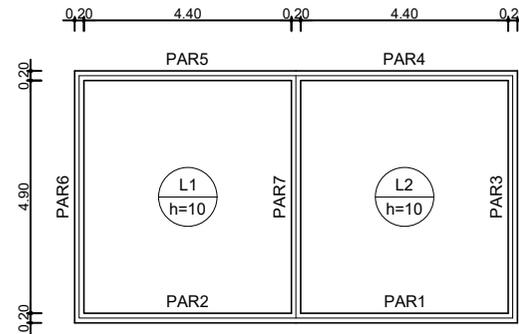
MODELO 1A, 1B, 1C E 1D



4

## PLANTA DE FORMA DO FUNDO DA CAIXA D'ÁGUA

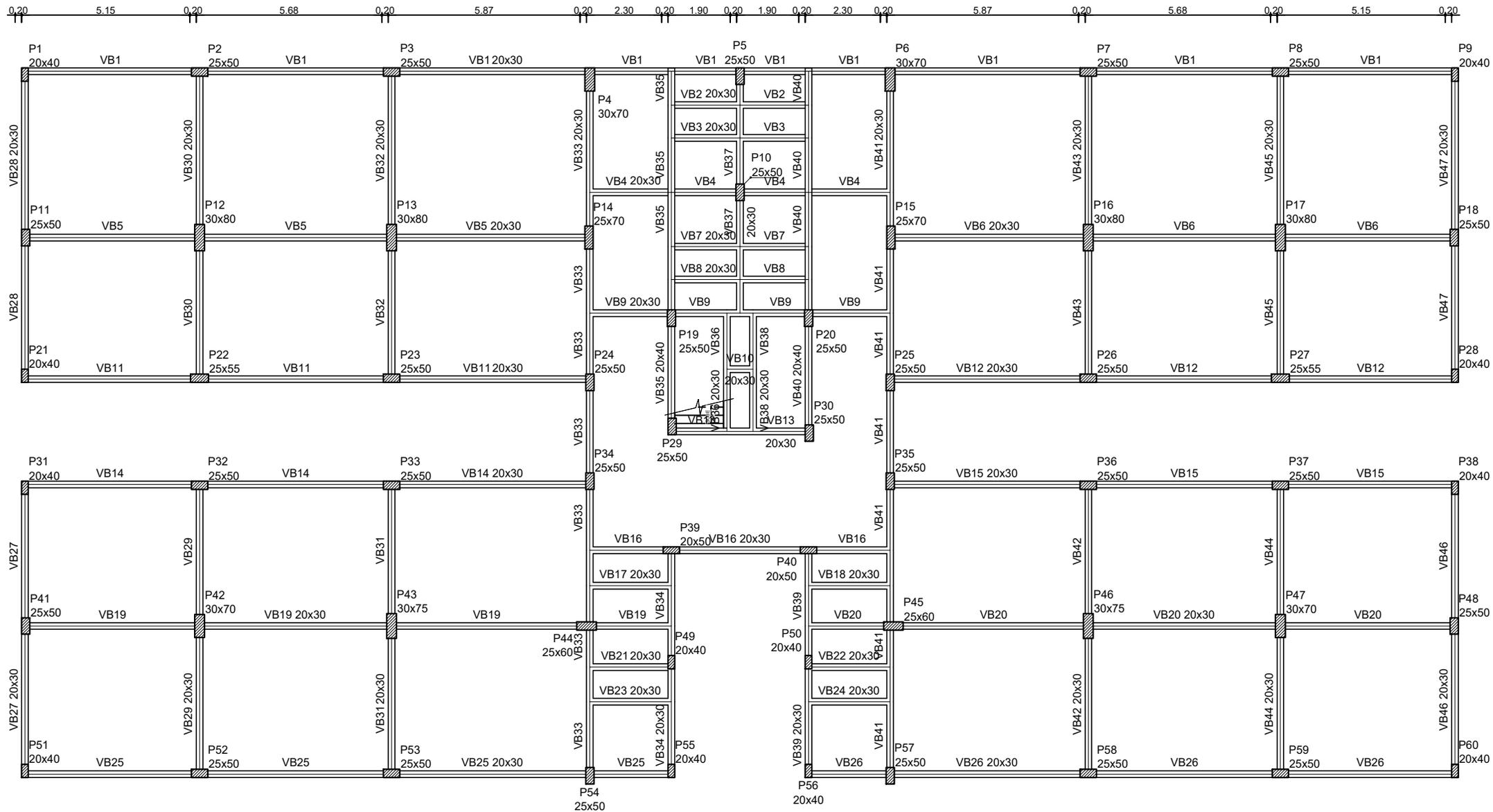
MODELO 1A, 1B, 1C E 1D



5

## PLANTA DE FORMA DA TAMPA DA CAIXA D'ÁGUA

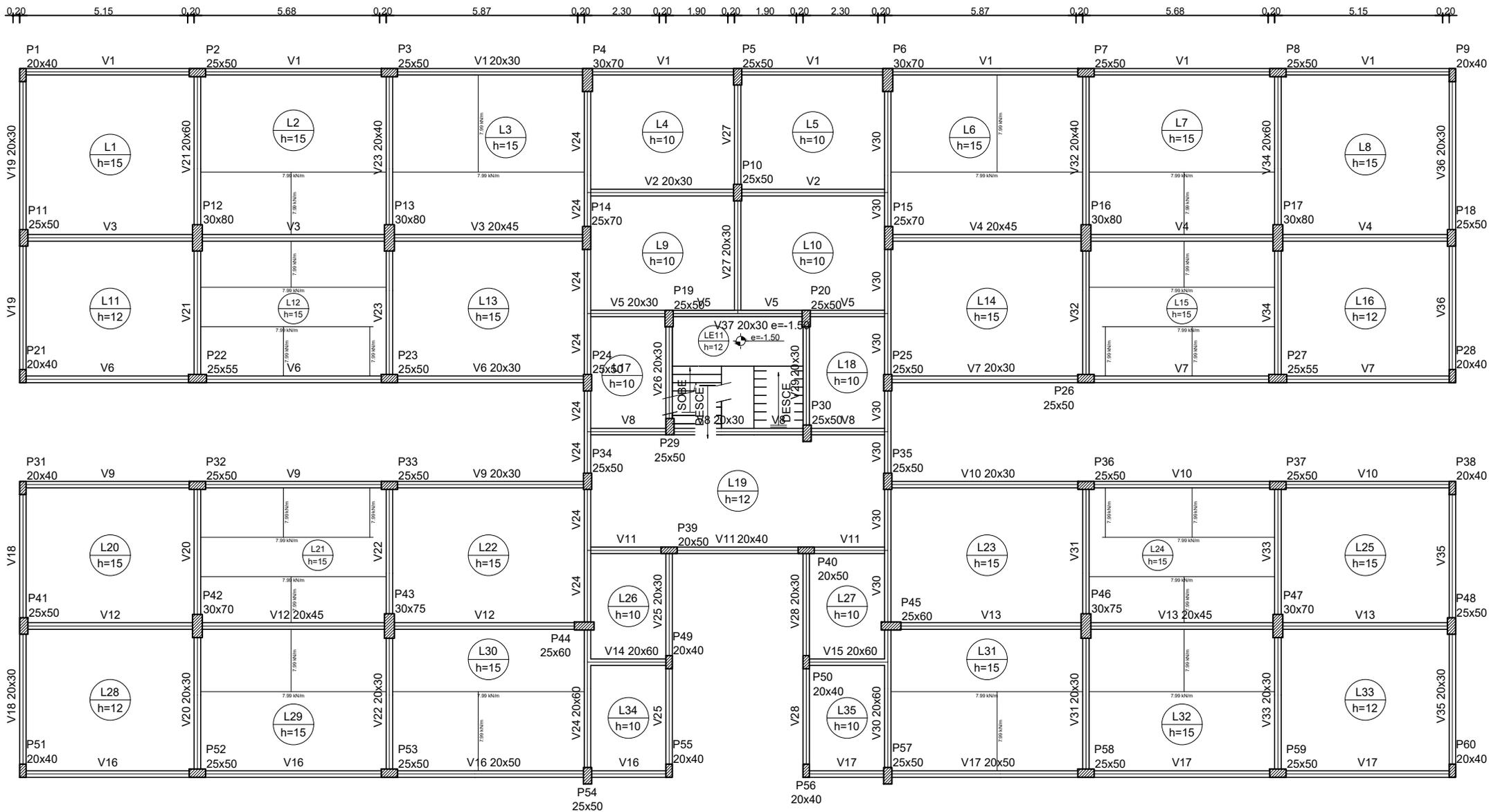
MODELO 1A, 1B, 1C E 1D



6

# PLANTA DE FORMA DO PAV. TÉRREO

MODELO 2A, 2B, 2C E 2D

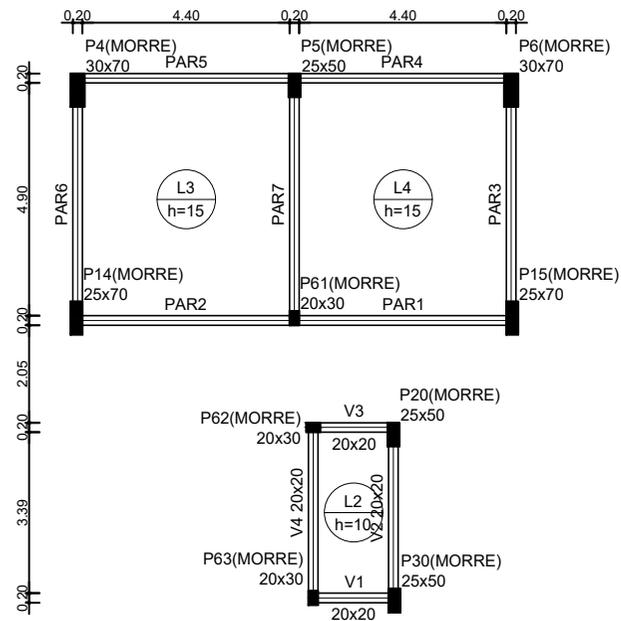


7

# PLANTA DE FORMA DO PAV. TIPO

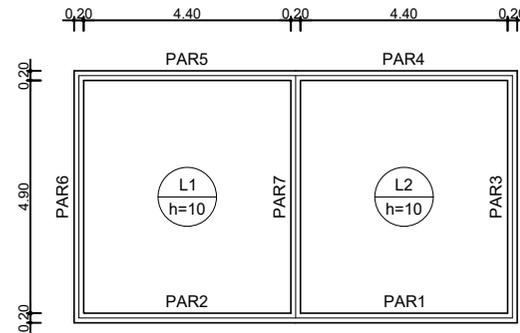
MODELO 2A, 2B, 2C E 2D





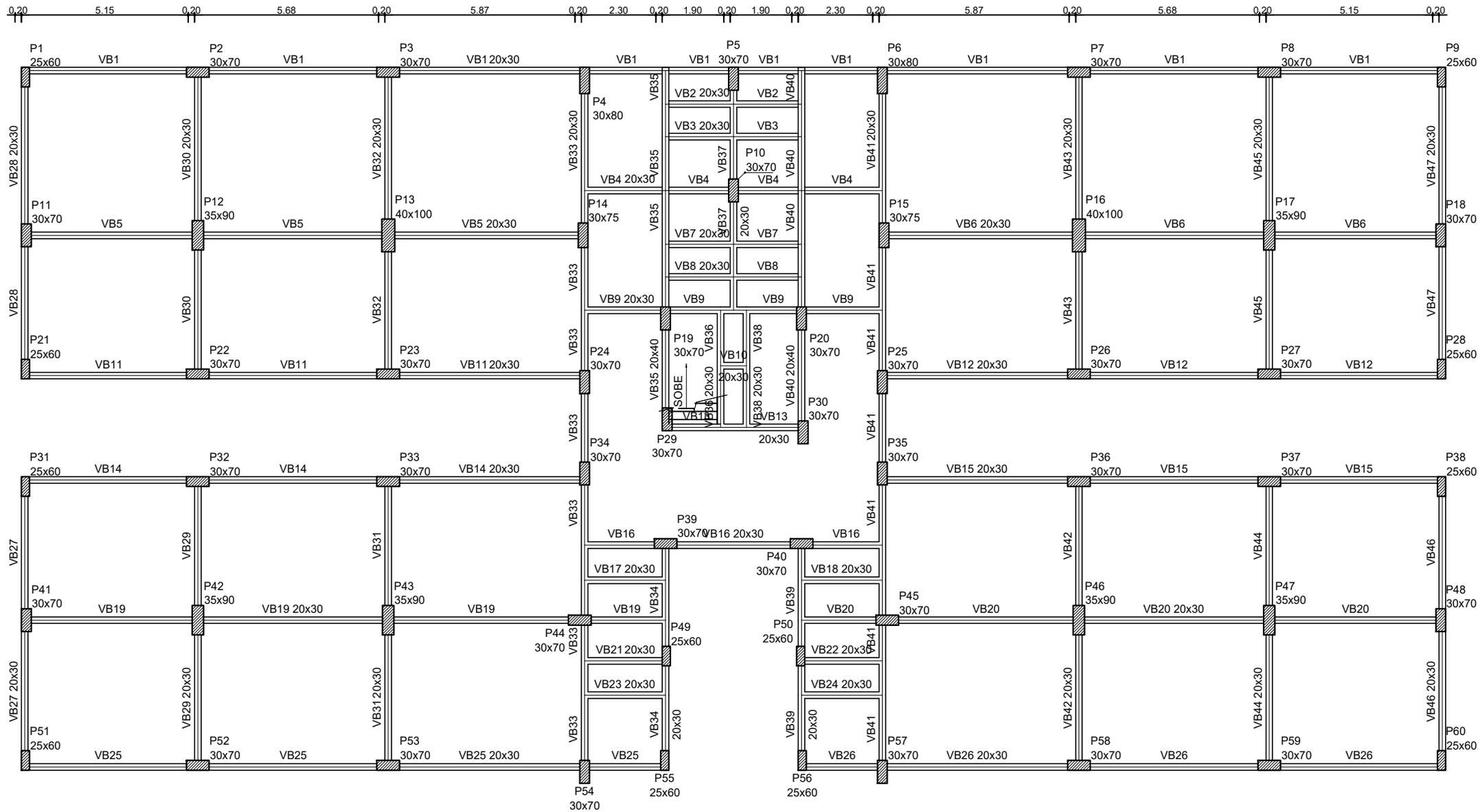
9 PLANTA DE FORMA DO FUNDO DA CAIXA D'ÁGUA

MODELO 2A, 2B, 2C E 2D



10 PLANTA DE FORMA DA TAMPA DA CAIXA D'ÁGUA

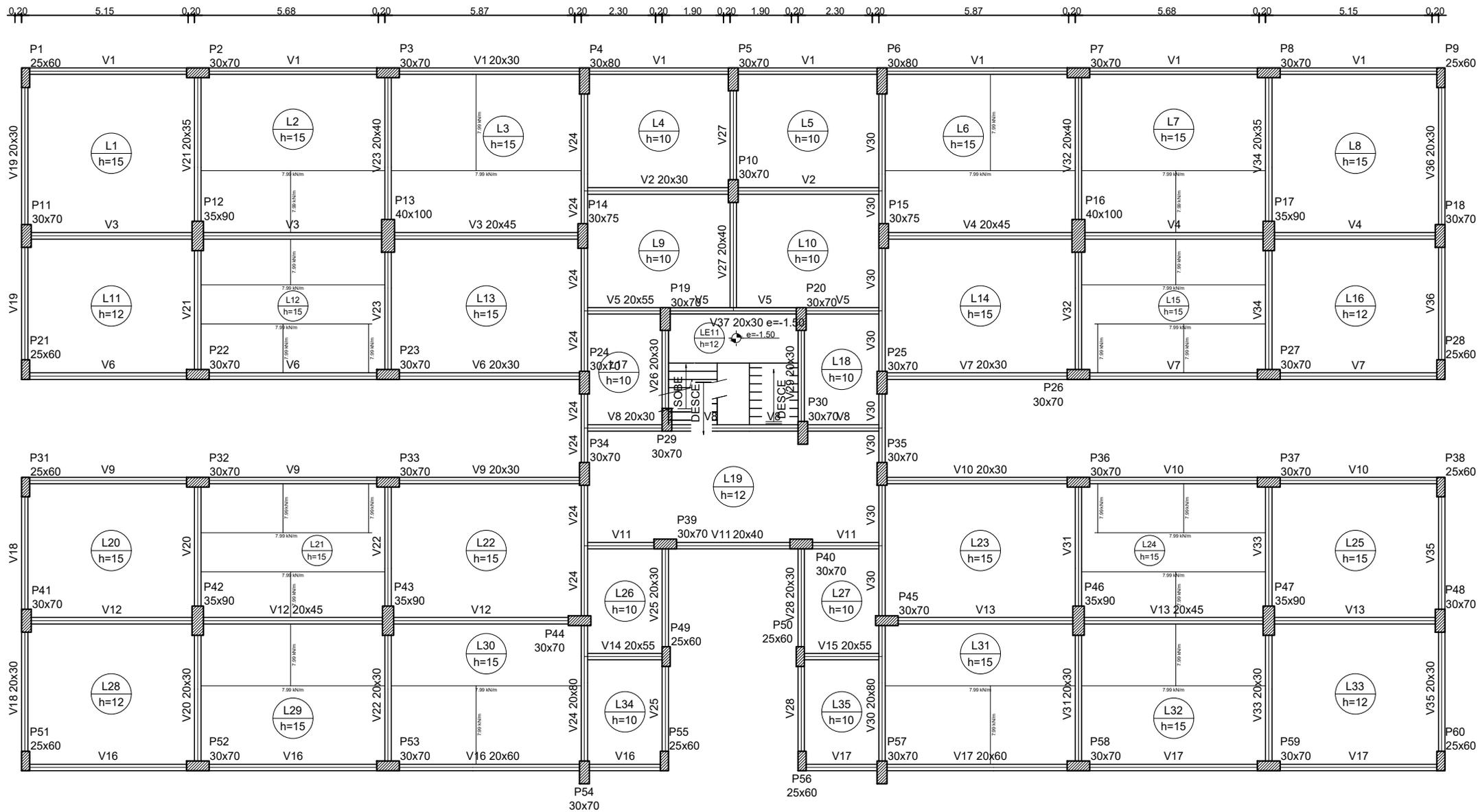
MODELO 2A, 2B, 2C E 2D



11

# PLANTA DE FORMA DO PAV. TÉRREO

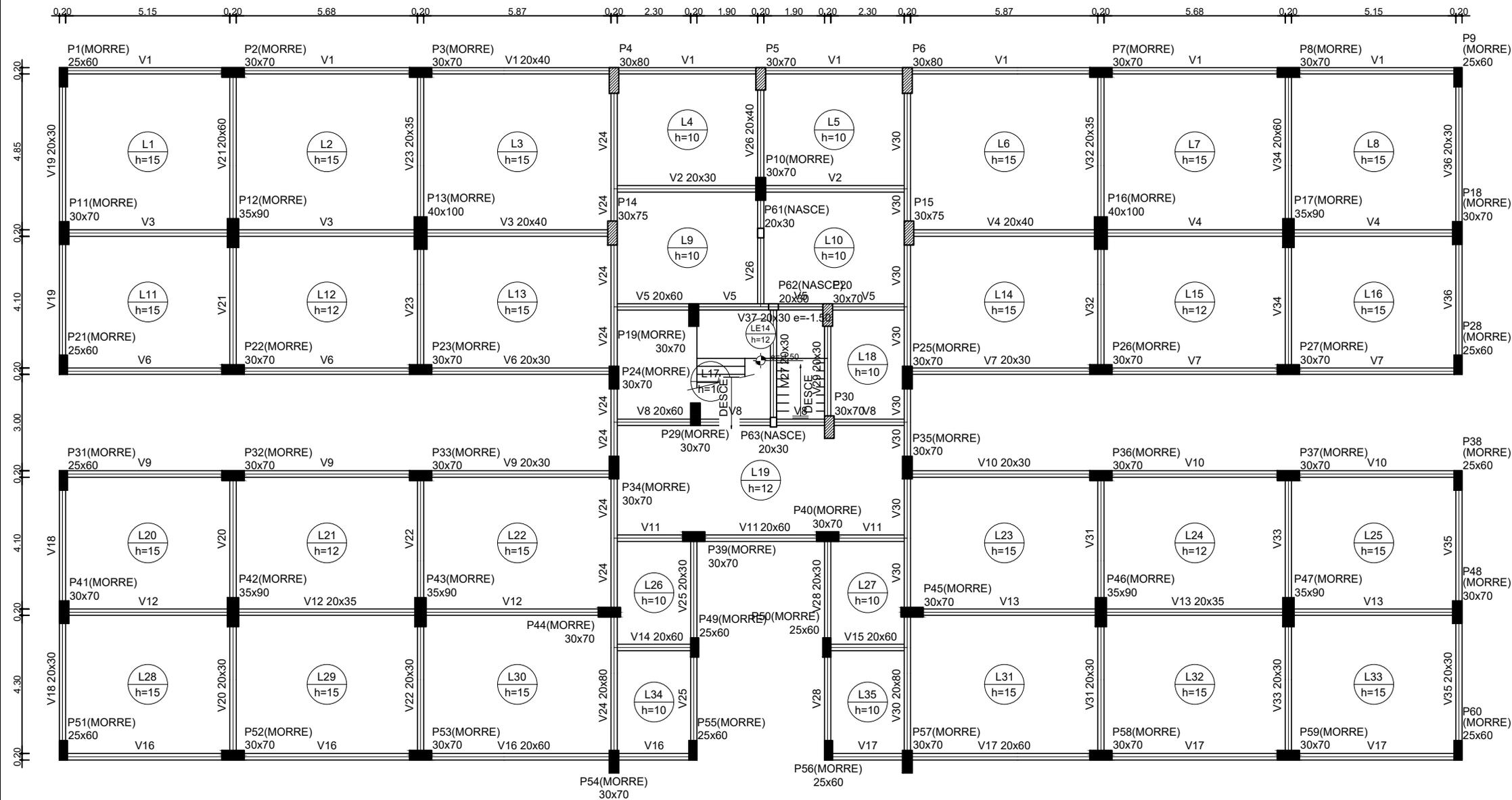
MODELO 3A, 3B, 3C E 3D



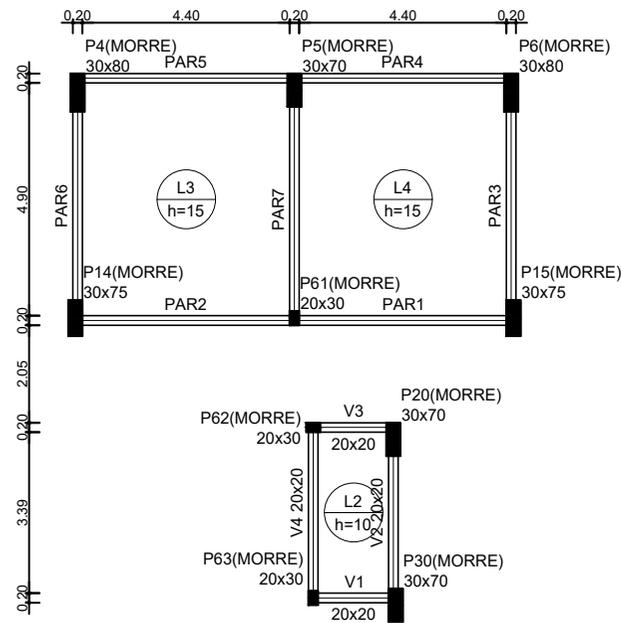
12

# PLANTA DE FORMA DO PAV. TIPO

MODELO 3A, 3B, 3C E 3D

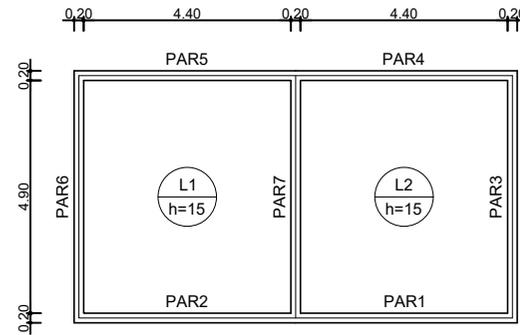


13 PLANTA DE FORMA DA COBERTURA  
 MODELO 3A, 3B, 3C E 3D



14 PLANTA DE FORMA DO FUNDO DA CAIXA D'ÁGUA

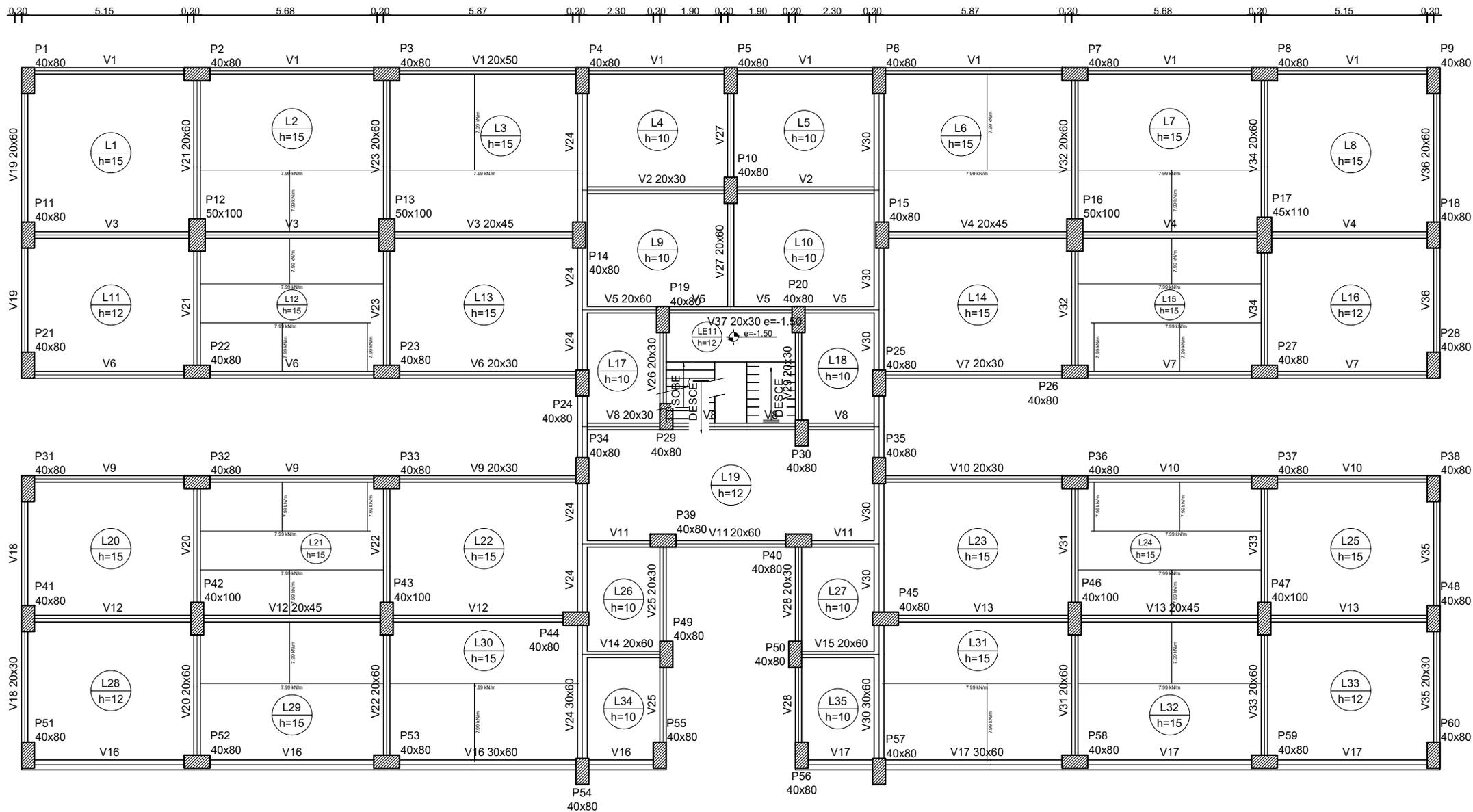
MODELO 3A, 3B, 3C E 3D



15 PLANTA DE FORMA DA TAMPA DA CAIXA D'ÁGUA

MODELO 3A, 3B, 3C E 3D

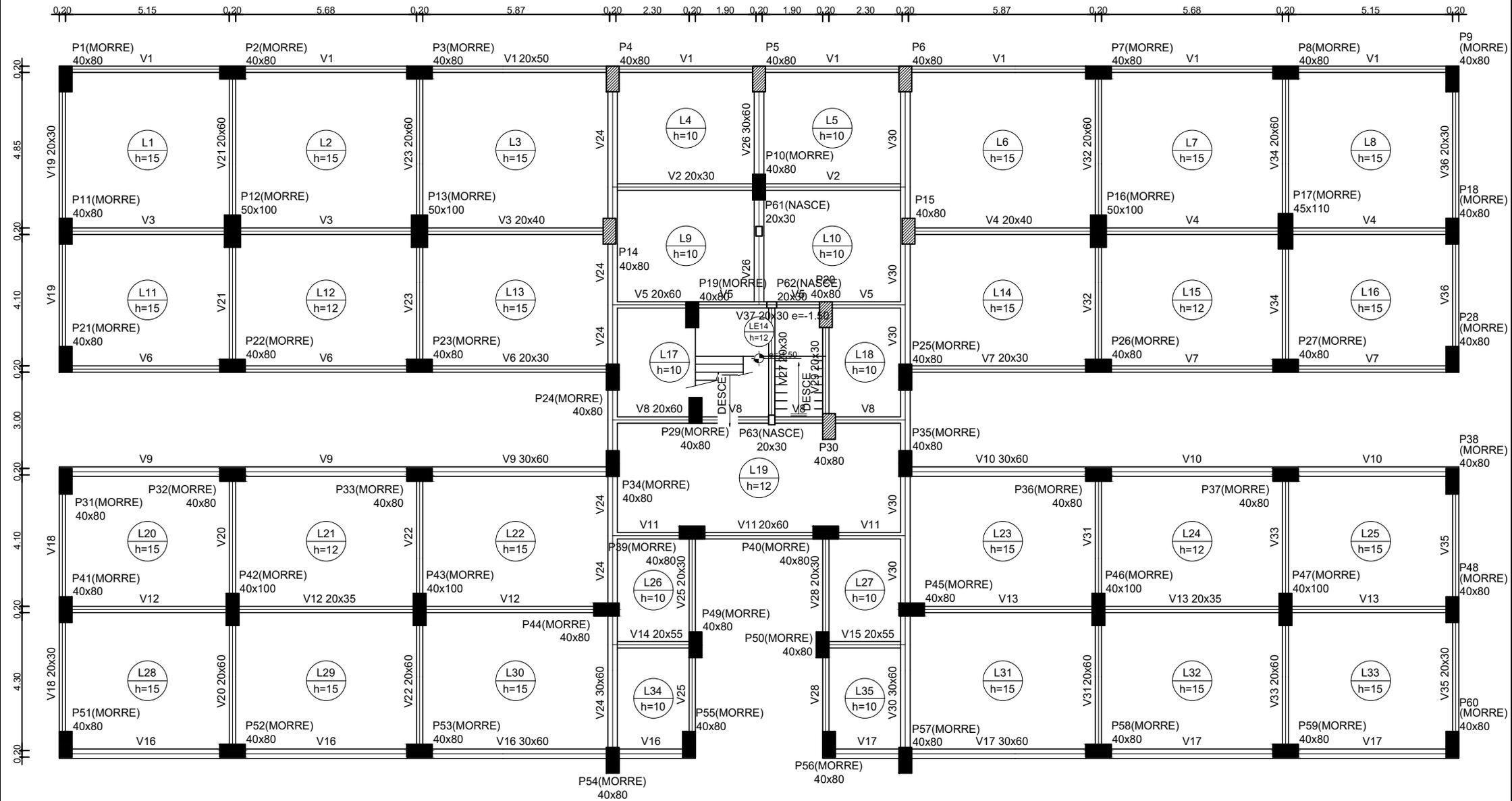


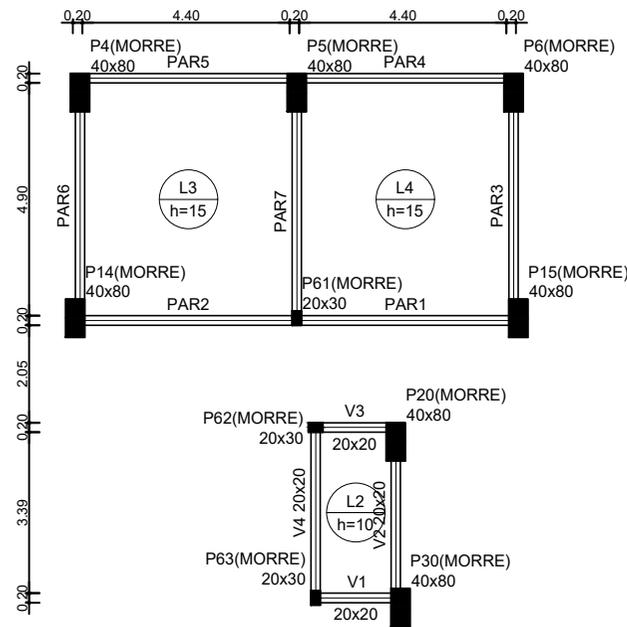


17

# PLANTA DE FORMA DO PAV. TIPO

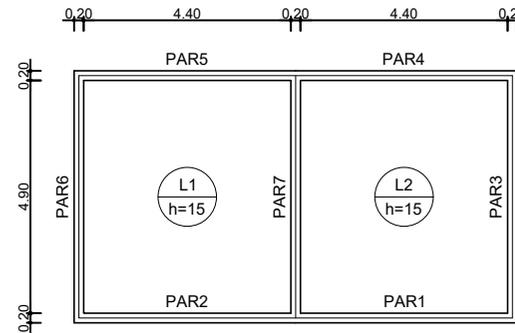
MODELO 4A, 4B, 4C E 4D





19 PLANTA DE FORMA DO FUNDO DA CAIXA D'ÁGUA

MODELO 4A, 4B, 4C E 4D



20 PLANTA DE FORMA DA TAPA DA CAIXA D'ÁGUA

MODELO 4A, 4B, 4C E 4D