

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

THAYNÁ OLIVEIRA DA SILVA

**ANÁLISE LINEAR DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM
REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS**

**ALEGRETE
2017**

THAYNÁ OLIVEIRA DA SILVA

**ANÁLISE LINEAR DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM
REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia civil, da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Alisson Simonetti Milani

Coorientador: Prof. Dr. André Lubeck

**ALEGRETE
2017**

THAYNÁ OLIVEIRA DA SILVA

**ANÁLISE LINEAR DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM
REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS**


Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia
Civil, da Universidade Federal do
Pampa, como requisito parcial para
obtenção do Título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 26/ 06/ 2017.


Banca examinadora:



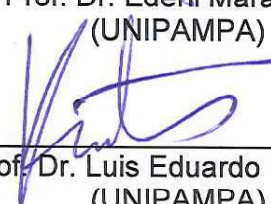
Prof. Me. Alisson Simonetti Milani
Orientador
(UNIPAMPA)



Prof. Dr. André Lübeck
Coorientador
(UFSM)



Prof. Dr. Ederli Marangon
(UNIPAMPA)



Prof. Dr. Luis Eduardo Kostas
(UNIPAMPA)

Dedico este trabalho a minha família e a meus amigos por acreditarem.

AGRADECIMENTO

Ao Prof. Me. Alisson Milani pelos ensinamentos passados, pela sua paciência em me ensinar cada detalhe relevante para que fosse possível prosseguir com o trabalho, pelo empréstimo do seu software Eberick V9 e principalmente por responder minhas dúvidas por mensagens aos finais de semana, isso, foi importante para que eu pudesse dar continuidade ao trabalho de conclusão de curso.

Ao Prof. Dr. André Lubeck pela ajuda e atenção com o desenvolvimento do trabalho, quero deixar claro que suas correções e sugestões foram essenciais para enriquecer e concluir o projeto.

Aos meus familiares, que fazem o possível e o impossível para que eu consiga realizar meu sonho.

Ao William Barbosa, por cozinhar, por fazer milhões de litros de café, por ler várias e várias vezes minhas frases, e o principal, por me dar força quando eu já não tinha mais.

A Camila Vaz, por me passar várias dicas e incentivos.

A todos os meus amigos que o curso de engenharia me proporcionou, sem a ajuda dos amigos não seria possível.

“Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mais lutei para que o melhor fosse feito. Não sou o que deveria ser, mais Graças a Deus, não sou o que era antes ”.

Marthin Luther King.

RESUMO

A análise estrutural é uma das fases mais importantes no projeto de edifícios, uma vez que fornece os esforços e deformações previstas para a estrutura, permitindo as verificações nos estados limite último e de serviço previstos na NBR 6118:2014. Para o estudo dos tipos de análises estruturais em estruturas de concreto armado, a NBR 6118:2014 considera a aplicação de análise linear com e sem redistribuição de esforços, que permite a redistribuição de esforços de acordo com a característica de cada elemento. Essa redistribuição está limitada aos coeficientes de redistribuição e a posição relativa da linha neutra, que pode ser controlada pela escolha das armaduras das seções transversais dos elementos analisados. Nesse trabalho é mostrado como realizar a análise sem e com redistribuição de esforços para os elementos estruturais, utilizando um software de análise e dimensionamento estrutural para a realização das análises. A partir dos resultados obtidos para os dois modelos de análises concluiu-se que depois de aplicado o coeficiente de redistribuição escolhido, os momentos fletores positivos aumentaram, no entanto, não houve aumento relevante da armadura calculada em relação ao dimensionamento sem redistribuição, devido as características da estrutura adotada na análise. Já os momentos fletores negativos quando comparados com a análise sem e com redistribuição de esforços, atingiram a redistribuição de esforço desejada, ou seja, houve redistribuição e, por conseguinte, redução na área de aço calculada nos apoios, que influencia diretamente no valor do consumo de aço.

Palavras-Chave: Análise linear, redistribuição de esforços, concreto armado.

ABSTRACT

Structural analysis is one of the most important phases in the design of buildings, as it provides the planned stresses and deformations for the structure, allowing the checks on the ultimate and service limit states in NBR 6118: 2014. In order to study the types of structural analysis in reinforced concrete structures, NBR 6118: 2014 considers the application of linear analysis and redistribution of effort, which allows the redistribution of effort according to the characteristic of each element. This redistribution is limited to the redistribution coefficients and the relative position of the neutral line, which can be controlled by the choice of the reinforcements of the cross sections of the elements analyzed. In this work it is shown how to carry out the analysis without and with redistribution of efforts for the structural elements, using software of analysis and structural dimensioning for the accomplishment of the analyzes. From the results obtained for the two analysis models it was concluded that after applying the redistribution coefficient chosen, the positive bending moments increased, however, there was no significant increase of the calculated armature in relation to the dimensionlessness without redistribution. The negative bending moments, when compared to the analysis without and with redistribution of efforts, reached the redistribution of the desired effort, that is to say, there was redistribution and therefore reduction in the area of steel calculated in the supports, which directly influences the value of steel consumption.

Keywords: Linear analysis, redistribution of efforts, reinforced concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Aproximação em apoios externos.....	20
Figura 2 – Modelo de Pórtico Espacial.....	20
Figura 3 – Graus de liberdade em uma barra.....	21
Figura 4 - Trechos Rígidos.....	22
Figura 5 – Diagrama de tensão versus deformação.....	26
Figura 6 – Redistribuição de momentos fletores em vigas contínuas.....	29
Figura 7 – Capacidade de rotação de rótulas plásticas.....	30
Figura 8 – Detalhamento da viga de seção retangular.....	31
Figura 9 – Diagrama de momento fletor de cálculo para a análise linear (KN.m).....	31
Figura 10 – Soma de diagramas para igualar os momentos do apoio e dos vãos....	32
Figura 11 – Diagrama de momento fletores com redistribuição de esforço(KN.m)....	32
Figura 12 –Modelo de detalhamento da viga.....	34
Figura 13 – Representação da seção e vão teórico da viga analisada.....	35
Figura 14 – localização da viga analisada em 3D.....	35
Figura 15 – Momentos fletores de cálculo em kgf.m.....	36
Figura 16 – Dimensionamento dos pilares de apoio.....	36
Figura 17 – Aplicação da redistribuição.....	38
Figura 18 – Novos momentos fletores de cálculo da viga em kgf.m.....	38
Figura 19 – Novas armaduras encontradas com a redistribuição.....	38
Figura 20 – Deslocamentos das vigas em cm.....	40
Figura 21 - Planta Baixa Pavimento Térreo.....	41
Figura 22 - Planta Baixa Pavimento Tipo.....	42
Figura 23 – Planta Corte AA.....	43
Figura 24 – Planta de corte BB.....	44
Figura 25 – Planta de forma do pavimento térreo.....	49
Figura 26 – Planta de forma do pavimento tipo.....	50
Figura 27 – Planta de forma do pavimento caixa d'água.....	51
Figura 28 – Pórtico em 3D.....	51
Figura 29 – Fluxograma da metodologia de análise linear com redistribuição de esforços.....	52
Figura 30 – Indicação da viga V1.....	54
Figura 31 – Envoltória de momentos fletores da viga 1.....	55

Figura 32- Valor do coeficiente Γ_{az}	56
Figura 33- Janela de configuração do vínculo entre viga e pilar.....	56
Figura 34- Croqui mostrando a aplicação da redistribuição da viga.....	57
Figura 35 – Nova envoltória de momento fletor.....	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficiente para solidariedade entre vigas e pilares extremos.....	19
Tabela 2 – Armadura determinada para cada seção.....	32
Tabela 3 – Armadura com redistribuição determinada para cada seção.....	33
Tabela 4 – Comparativo dos resultados obtidos nas duas análises.....	34
Tabela 5 – Relatório de cálculo gerado pelo programa.....	37
Tabela 6 - Resultado do dimensionamento da armadura positiva pavimento tipo.....	55
Tabela 7- Resultado do dimensionamento da armadura negativa pavimento tipo.....	55
Tabela 8 - Resultado do dimensionamento da armadura positiva pavimento tipo.....	58
Tabela 9- Resultado do dimensionamento da armadura negativa pavimento tipo.....	58
Tabela 10- Resultado do dimensionamento da armadura positiva pavimento tipo 1.60	
Tabela 11- Resultado do dimensionamento da armadura positiva caixa d'água.....	60
Tabela 12- Resultado do dimensionamento da armadura negativa pavimento tipo..	61
Tabela 13- Resultado do dimensionamento da armadura negativa caixa d'agua.....	62
Tabela 14 – Coeficiente de redução aplicado nas vigas do pavimento tipo.....	63
Tabela 15 – Coeficiente de redução aplicado nas vigas do pavimento caixa d'água.	64
Tabela 16- Resultado do dimensionamento da armadura positiva pavimento tipo.....	64
Tabela 17- Resultado do dimensionamento da armadura positiva caixa d'água.....	65
Tabela 18- Resultado do dimensionamento da armadura negativa pavimento tipo...	66
Tabela 19- Resultado do dimensionamento da armadura negativa caixa d'água.....	67
Tabela 20- Comparação momentos fletores máximos positivos (Kgf.m) do pavimento tipo.....	68
Tabela 21- Comparação momentos fletores máximos positivos (Kgf.m) do pavimento caixa d'água.....	68
Tabela 22- Comparação momentos fletores negativos (Kgf.m) pavimento tipo.....	70
Tabela 23- Comparação momentos fletores negativos (Kgf.m) caixa d'água.....	71
Tabela 24- Comparação das áreas de aço calculadas positivas (cm ²) pavimento tipo.....	72
Tabela 25- Comparação das áreas de aço calculadas positivas (cm ²) pavimento caixa d'água.....	73
Tabela 26- Comparação das áreas de aço calculadas negativas (cm ²) pavimento tipo.....	74
Tabela 27- Comparação das áreas de aço calculadas negativas (cm ²) pavimento caixa d'água.....	75
Tabela 28- Variação da estabilidade global gama z.....	76

LISTA DE GRAFICOS

Gráfico 1 – Variação percentual entre os momentos fletores positivos por viga.....	69
Gráfico 2 – Redução percentual entre os momentos fletores negativos.....	71
Gráfico 3 –Variação percentual entre as áreas de aço calculadas por viga.....	73
Gráfico 4 –Redução percentual entre as áreas de aço calculadas.....	75

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ELU – Estado limite último

ELS – Estado limite de serviço

E_{cs} - Módulo de elasticidade secante

E_{ci} - Módulo de elasticidade tangente inicial

E - Módulo de elasticidade

δM - Momento reduzido

M – Momento fletor

r_{inf} – Rigidez de tramo inferior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar

r_{sup} - Rigidez de tramo superior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar

r_{vig} - Rigidez de uma viga em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar

d – Altura útil

x – Altura da linha neutra

I – Momento de inércia

δ – Coeficiente de redução

α - Parâmetro de instabilidade

γ_z - Coeficiente gama z

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Objetivo	18
1.1.1	Geral	18
1.1.2	Específicos	18
1.2	Justificativa	18
2	REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	Concreto Armado	20
2.2	Modelos Estruturais	20
2.2.1	Vigas Contínuas	21
2.2.2	Pórticos Espaciais	22
2.2.3	Trechos Rígidos	24
2.2.4	Estabilidade Global	24
2.3	Tipos de Análise Estrutural	28
2.3.1	Análise Linear	28
2.3.2	Análise Linear com Redistribuição	28
2.4	Contextualização da Análise Linear com Redistribuição	33
3	METODOLOGIA	42
3.1	Projeto Analisado	42
3.2	Características Estruturais e lançamento	47
3.3	Software Utilizado	47
3.4	Carregamentos	47
3.4.1	Carregamentos Horizontais	47
3.4.2	Carregamentos Verticais	49
3.4.2.1	Lajes do Pavimento Tipo	49
3.4.2.2	Lajes de Cobertura	49
3.4.2.3	Elementos Estruturais	50
3.5	Dimensionamento da Estrutura	50
3.6	Análise com redistribuição de esforços	54
4	RESULTADOS E COMPARAÇÕES	61
4.1	Dimensionamento Usando Análise Linear	61
4.1.1	Dimensionamento Armadura Positiva	61
4.1.2	Dimensionamento Armadura Negativa	63

4.2 Dimensionamento Usando Análise Linear Com Redistribuição de Esforços	64
.....	
4.2.1 Dimensionamento Armadura Positiva.....	66
4.2.2 Dimensionamento Armadura Negativa.....	68
4.3 Comparação do Momento Fletor Máximo Calculado	69
4.4 Comparação Área de Aço Calculada	74
4.5 Análise da variação na estabilidade global Gama z.....	78
5 CONCLUSÃO.....	79
6 SUGESTÕES DE PESQUISA.....	81
REFERÊNCIAS.....	82

1 INTRODUÇÃO

O crescimento populacional e a concentração de pessoas nos centros urbanos têm levado à necessidade de verticalização das construções. A verticalização apresenta a vantagem de multiplicar a área construída sem a ocupação de uma fração semelhante do solo. Por outro lado, resulta em esforços internos nos elementos estruturais e reações transmitidas ao solo, tão maiores, quanto mais alto for o edifício.

Assim, o projeto estrutural de edifícios em altura torna-se uma atividade complexa e de grande responsabilidade, pois deve satisfazer questões de segurança, utilização, econômicas e construtivas. O Projeto estrutural normalmente é dividido em três etapas: concepção estrutural, análise estrutural e síntese estrutural, que interagem entre si para resultar no sistema estrutural resistente da edificação (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2009).

A análise estrutural é a etapa mais importante de todo o projeto da estrutura. Basicamente, a análise estrutural consiste em adquirir e analisar as respostas da estrutura perante as ações que lhes forem aplicadas. Nessa análise são obtidos os esforços solicitantes nos elementos estruturais, que resultam no dimensionamento dos elementos (KIMURA, 2007). Segundo a NBR 6118:2014, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados limites últimos e de serviço (ELU e ELS).

Segundo Kimura (2007), não é simples reproduzir o comportamento das estruturas, como os esforços internos, dimensionamento e deslocamentos, através de cálculos analíticos ou modelos em escala reduzida, assim, existem softwares disponíveis que aproximam o comportamento da estrutura através de análises numéricas via método dos elementos finitos ou método dos deslocamentos. Sendo assim, detalhes antes desprezados, por serem de difícil resolução, passam a serem analisados através dos recursos computacionais.

Dentre as possibilidades viabilizadas pelo dimensionamento utilizando softwares está o de considerar a redistribuição dos esforços internos nos elementos estruturais. A NBR6118:2014 permite, inclusive, que sejam realizadas análise linear com redistribuição, análise não linear e análise plástica, bem como, fornece premissas para validade dos modelos e as condições especiais para aplicação de cada uma delas.

A redistribuição dos esforços visa reproduzir o comportamento das estruturas de maneira mais fidedigna pois entende-se que os esforços máximos surgidos em algumas regiões, resultam em plastificação do material, migração dos esforços e mobilização de regiões menos carregadas. Assim, existe a tendência de dimensionar estruturas mais econômicas quando considerada a redistribuição de esforços (Fontes, 2005).

Dessa forma, justifica-se o estudo do comportamento da estrutura e dos esforços resultantes em vigas, provocados pela aplicação de análise linear com redistribuição de esforços. Pois, diante de tantas combinações e tantas possibilidades de análise, e sempre na busca de projetos mais econômicos, o aumento de incentivo para a análise torna-se sempre uma ferramenta preciosa.

1.1 Objetivos

1.1.1 Geral

O objetivo geral do trabalho é dimensionar e analisar a estrutura de uma edificação em concreto armado, através dos métodos de análise linear com e sem redistribuição de esforços, limitada aos coeficientes de redistribuição da NBR 6118:2014, com auxílio de um software comercial, para posteriormente verificar se a influência dessa redução é viável no aspecto econômico e estrutural.

1.1.2 Específicos

Realizar o dimensionamento da estrutura da edificação com e sem redistribuição de esforços; comparar o consumo de materiais, aço e concreto, entre os dois dimensionamentos, para vigas; analisar a variação no parâmetro de estabilidade global γ_z para os dois modelos.

1.2 Justificativa

A engenharia está engajada em aperfeiçoar soluções para os mecanismos de análise das construções em concreto armado. Essas soluções passam pela avaliação da segurança e pela verificação dos critérios de normas, sendo assim, o projetista tem como objetivo principal minorar os recursos necessários para a concepção do serviço visando a economia final.

É nessa fase de aperfeiçoamento de soluções para os mecanismos de análise das construções que são aplicados os conceitos e ferramentas de otimização estrutural, pois essa solução reduz custos em concreto armado e leva à uma aproximação da realidade.

A redistribuição de esforços em edifícios é muito importante e deve ser executada sempre de forma minuciosa durante a análise estrutural, os esforços são distribuídos ao longo da estrutura em forma de esforços solicitantes até os elementos da fundação, cada elemento da estrutura é responsável por absorver uma parcela do esforço total solicitante, de tal forma a manter a estrutura final em equilíbrio (KIMURA, 2007).

As vantagens de análises com redistribuição de esforços, mais especificamente, os momentos fletores, está no fato do projetista poder alcançar distribuições de momentos tais que evitem congestionamentos de armaduras nos apoios, e a possibilidade de reduzir os picos do diagrama de momentos fletores, para as diferentes situações de carregamentos (Fontes, 2005).

2 REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

No capítulo 2, são abordadas as teorias sobre concreto armado, os modelos estruturais mais utilizados para determinação dos esforços, os tipos de análise estrutural que a norma NBR6118:2014 permite e, para exemplificar a análise linear com redistribuição foi feito um tópico de contextualização da análise linear com redistribuição.

2.1 Concreto Armado

Grande parte dos elementos estruturais são feitos de concreto que tem uma resistência à compressão elevada, entretanto, apresenta baixíssima resistência à tração. O concreto é disposto de forma semilíquida e este aspecto permite que outros materiais sejam adicionados ao mesmo. Levando em conta essa característica é incorporado ao concreto barras de aço que possuem alta resistência a tração. Surge então um material composto de concreto e armadura, formando o concreto armado, onde o concreto resiste as tensões de compressão e as barras de aço resistem as tensões de tração (ARAÚJO, 2014, v. 1, p. 1).

A estrutura de um edifício é a parte responsável por resistir aos carregamentos impostos e transmiti-la para o solo. A primeira fase de um projeto estrutural é definir os elementos estruturais que farão parte da estrutura. Em seguida deve-se definir o sistema estrutural adotado (pilares, vigas e lajes) para então, realizar o dimensionamento desses elementos. Existe uma diversidade de softwares que auxiliam na análise de elementos estruturais de concreto armado, para que se possa ter uma noção de como essas estruturas se comportam diante dos carregamentos e condições impostas pelos projetistas (Fontes, 2005).

2.2 Modelos Estruturais

Os modelos estruturais determinam os esforços atuantes na estrutura, consideram um ou mais tipos de elementos. Esses modelos, também são denominados esquemas estruturas e devem apresentar os diferentes esforços que solicitam a estrutura. Uma vez conhecidos esses esquemas podem ser determinados por ferramentas computacionais de projetos, ou por limitações de custo de projetos.

Além disso os modelos estruturais visam simular as características condicionantes da estrutura como condições de contorno e ligações entre os elementos estruturais (Fontes, 2005).

2.2.1 Vigas Contínuas

Viga contínua é um modelo estrutural originado de divisões da estrutura em partes, para análise das cargas verticais solicitadas na estrutura. Consiste basicamente em vigas isoladas que recebem os carregamentos provenientes de peso próprio, lajes, alvenaria, outras vigas. Os esforços predominantes são os momentos fletores, esforços normais e os esforços cisalhantes (FONTES,2005).

Os apoios das vigas contínuas são usualmente compostos de pilares ou de outras vigas, e podem ser classificados como apoios simples, engastes ou como apoios semi-rígidos, de acordo com a rigidez e a precisão que se quer implantar ao modelo (COÊLHO, 2008).

Segundo a NBR6118:2014, esse modelo estrutural pode ser utilizado para o estudo das cargas verticais, desde que obedeça às seguintes correções:

- a) Não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- b) Quando a viga for solidária como pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- c) 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 na Tabela 1. Ressaltando que a Figura 1 exemplifica a aproximação em apoios extremos.

Tabela 1 – Coeficiente para solidariedade entre vigas e pilares extremos.

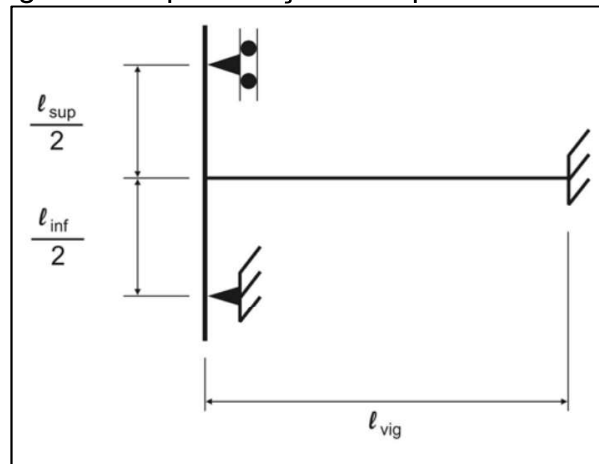
Local	Viga	Tramo superior do pilar	Tramo inferior do pilar
Coeficiente	$\frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$	$\frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$	$\frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$

Fonte: Próprio autor.

Sendo que r_i é a rigidez do elemento i no nó considerado, dada pela equação 1.

$$r_i = \frac{I_i}{l_i} \quad (1)$$

Figura 1 – Aproximação em apoios externos.



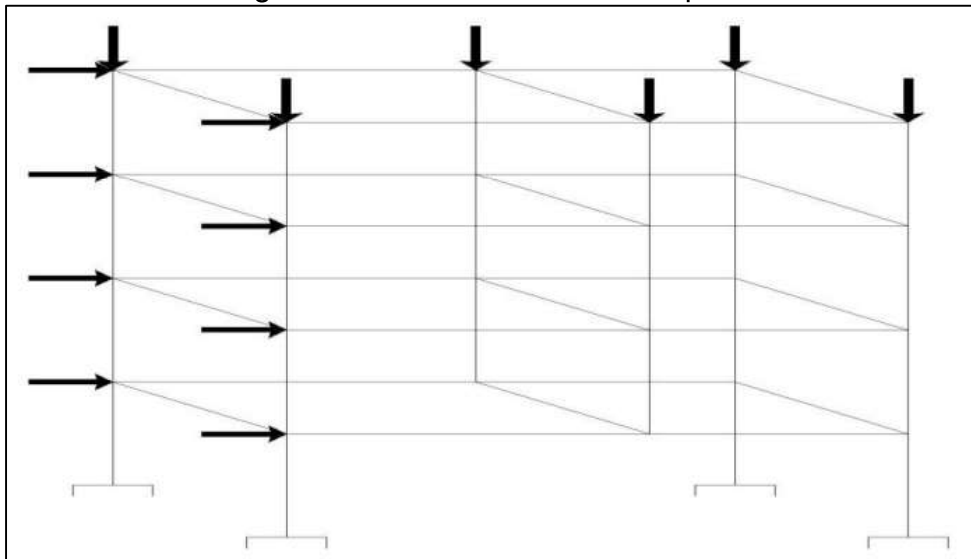
Fonte: NBR6118 (2014, p.83)

Exposto todas as considerações da norma 6118/2014, pode se realizar uma compatibilização de momentos, ou sobrepor os diagramas com a consideração dos momentos mais desfavoráveis para o dimensionamento.

2.2.2 Pórticos Espaciais

O modelo estrutural de pórtico espacial para a avaliação do comportamento global da estrutura, admite que vigas e pilares sejam reproduzidos por barras ligadas tridimensionalmente, formando nós deslocáveis, sendo assim possibilita uma avaliação eficaz da atuação da estrutura, conforme Figura 2 (CORRÊA, 1991).

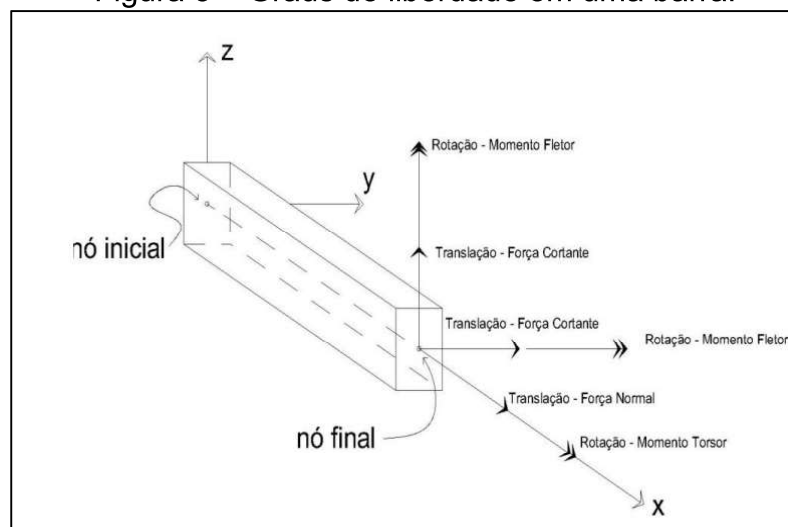
Figura 2 – Modelo de Pórtico Espacial.



Fonte: Adaptado de KIMURA (2007, p.122)

A peculiaridade desse modelo estrutural permite a análise de carregamentos em qualquer direção (vertical e horizontal), pela presença de seis graus de liberdade em cada barra: três translações e três rotações. Como apresentado na Figura 3, com os graus de liberdade podemos encontrar os esforços solicitantes (força normal, força cortante, momento fletor e momento torsor) de todos os elementos (KIMURA, 2007).

Figura 3 – Graus de liberdade em uma barra.



Fonte: Adaptado de KIMURA (2007, p.123)

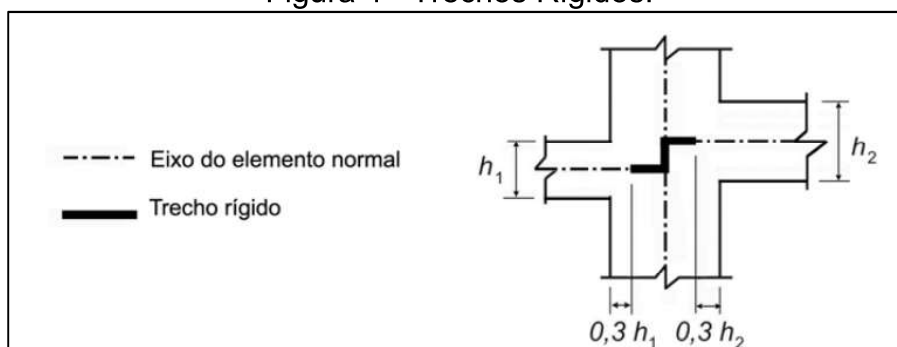
2.2.3 Trechos Rígidos

Elementos lineares são estruturas reticuladas, as quais é comum ter interseções dos eixos de dois ou mais elementos, representado por nós. Entretanto, há casos em que as dimensões das ligações entre os elementos não são desprezíveis, quando comparadas com vãos e pés-direitos. É comum modelar esses nós de dimensões finitas como elementos infinitamente rígidos, ou elementos de rigidez significativamente maior que a dos demais, o que se aproxima do comportamento realista da edificação (FONTES, 2005).

Em edifícios de concreto armado, no caso de apoios de vigas em pilares, é mais comum considerar trechos rígidos nas vigas que nos pilares. Essa adoção está de acordo com a hipótese de manutenção da seção plana do pilar, e incorpora a consideração de excentricidades na aplicação de forças no pilar. No entanto, nem todo o trecho de interseção deve ser considerado como rígido (CORRÊA, 1991).

A NBR 6118/2014 considera, trechos rígidos como sendo os trechos de elementos lineares pertencentes a região comum ao cruzamento de dois ou mais elementos, podem ser considerados como rígidos (nós de dimensões finitas), conforme a Figura 4.

Figura 4 - Trechos Rígidos.



Fonte: NBR6118 (2014, p.77)

2.2.4 Estabilidade Global

A estabilidade de uma estrutura pode ser compreendida como a sua capacidade de manter o equilíbrio sob a incidência de ações (LIMA, 2001).

Segundo WORDELL (2003), uma análise da instabilidade global das estruturas se faz necessária, e pode-se dizer que é até fundamental para as edificações. Todo e qualquer edifício independente do número de pavimentos, pilares e dimensões, deve

ser verificado se o seu sistema de travamento está devidamente adequado e dimensionado. Destaca-se a NBR 6118/2014 que faz desta verificação uma questão indispensável aos projetos estruturais.

A NBR 6118/2014 apresenta dois parâmetros como forma de avaliar a instabilidade global da estrutura, o parâmetro α e o parâmetro γ_z . Antes de apresentar as definições de cada parâmetro, é importante definir como é feita a classificação da estrutura quanto à mobilidade dos nós.

A NBR 6118/2014 classifica a estrutura como de nós fixo quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas basta considerar os efeitos locais e de 2ª ordem, sem necessidade de cálculo rigoroso.

As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados (NBR 6118/2014).

A definição do tipo da estrutura segundo a classificação dos seus nós torna-se prática após calculados os parâmetros α e γ_z (NBR 6118/2014).

O Parâmetro de instabilidade (α), equação 1, define a estrutura reticulada como sendo de nós fixos se α for menor que o valor α_1 , conforme a expressão retirada da NBR 6118/2014:

$$\alpha = H_{tot} * \sqrt{\frac{Nk}{E_c s * I_c}} \quad (1)$$

Onde:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,2 + 0,1 * n & \text{se: } n \leq 3 \\ \alpha_1 &= 0,6 & \text{se: } n \geq 4 \end{aligned}$$

Onde:

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

- H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;
- $Ecs * I_c$ Representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $Ecs * I_c$ de um pilar equivalente de seção constante;

A NBR 6118/2014 sugere diferentes valores para α_1 (quando $n \geq 4$), de acordo com o tipo de contraventamento da estrutura:

- $\alpha_1 \leq 0,7$ (estruturas contraventadas por pilares-parede);
- $\alpha_1 \leq 0,6$ (estruturas contraventadas por associações de pórticos e pilares-parede);
- $\alpha_1 \leq 0,5$ (estruturas contraventadas somente por pórticos);

Além do parâmetro de instabilidade (α) a NBR 6118:2014, permite o uso do parâmetro de coeficiente γ_z para verificação da estabilidade global. O coeficiente avalia a importância dos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Determinado a partir de uma análise linear de primeira ordem, para um determinado caso de carregamento. O valor γ_z é determinado conforme a expressão abaixo:

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

Onde:

- $M_{1,tot,d}$ é o 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;

- $\Delta M_{tot,d}$ é a 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.

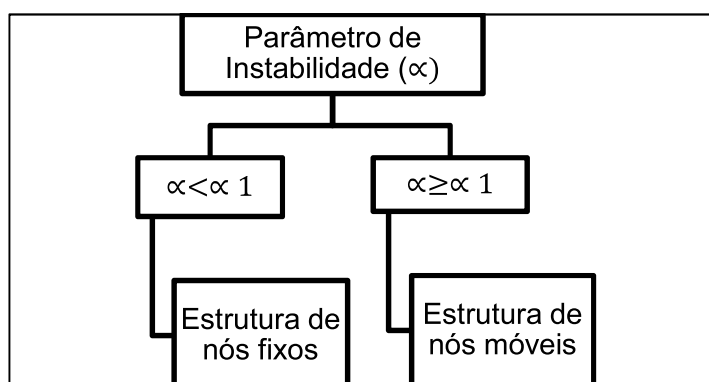
Calculado o parâmetro coeficiente γ_z , é necessário verificar os valores limites para a classificação da estrutura. A NBR 6118/2014 em seu item 15.5.3 estabelece que a estrutura pode ser considerada como de nós fixos se $\gamma_z \leq 1,1$. Se o coeficiente $\gamma_z > 1,1$, a estrutura é então considerada de nós móveis e se faz necessária a consideração dos efeitos de 2ª ordem globais.

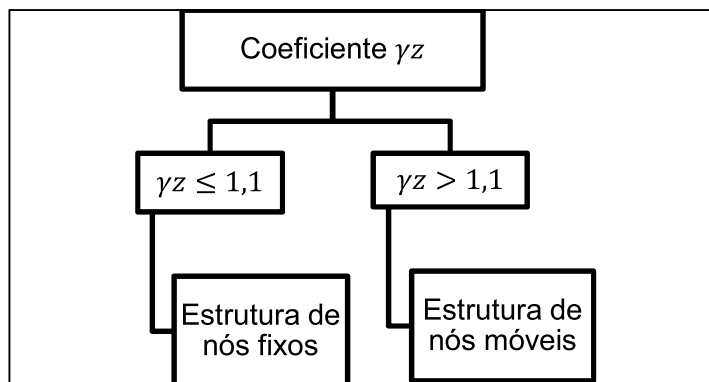
A NBR 6118/2014 no item 15.7.2 prescreve que:

Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem e 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 * \gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$.

Caso o coeficiente γ_z supere o valor 1,3, o cálculo dos esforços globais de 2ª ordem devem ser feitos por um método mais rigoroso como o processo P- Δ .

Resumindo, a classificação da estrutura quanto à mobilidade dos nós pode ser classificada conforme os fluxogramas abaixo:





2.3 Tipos de Análise Estrutural

A NBR 6118/2014 no item 14.5, permite que a análise estrutural para a situação de projeto, seja efetuada por cinco métodos: análise linear, análise linear com redistribuição, análise plástica, análise não-linear e análise através de modelos físicos. A escolha do método a ser utilizado depende da conformidade do projeto com os materiais adotados, da precisão desejada para os resultados, da complexidade da estrutura e do tipo de estado limite que esteja sendo verificado. Todos esses modelos admitem, que os deslocamentos da estrutura sejam pequenos.

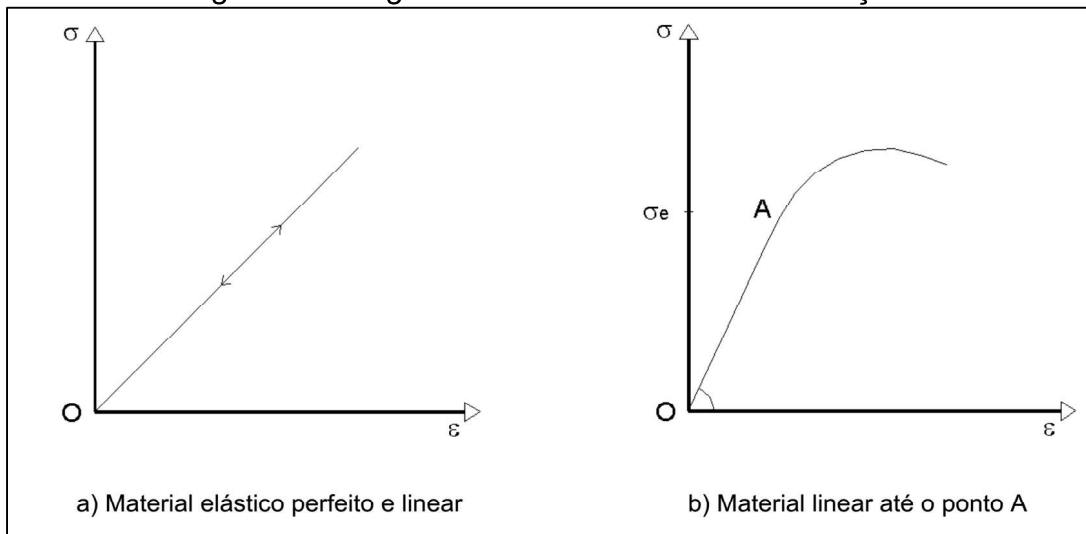
A seguir são expostos conceitos sobre análise linear, análise linear com redistribuição. Para posterior comparação dos métodos utilizados no projeto do trabalho.

2.3.1 Análise Linear

A análise linear considera os materiais elástico-lineares, a elasticidade de um material está relacionada à sua tendência de voltar à sua posição inicial após ter sofrido deformações de ações externas, com posterior alívio de carregamento (Figura 5-a).

O material também pode ser elástico não linear, quando não há conformidade entre tensão e deformação (Figura 5-b). Se o corpo do material consegue recuperar totalmente sua forma original, ele é dito perfeitamente elástico. Se apenas parte da deformação é revertida, ele passa a chamar-se parcialmente elástico. Além disso, a relação linear entre as tensões e deformações é dado pelo módulo de elasticidade (E), valor este que é característico de cada material (Fontes, 2005).

Figura 5 – Diagrama de tensão versus deformação.



Fonte: Adaptado de ARAÚJO (2014, v. 1, p.23)

Uma estrutura de comportamento linear é aquela em que os efeitos são obtidos como uma combinação linear e homogênea das causas. Portanto, a estrutura precisa ser constituída de um material perfeitamente elástico, e deve apresentar geometria que permita que ela seja analisada com uma teoria de primeira ordem (FUSCO, 1976).

Leonhardt (1979) afirma que, o concreto só tem um comportamento puramente elástico para tensões baixas e de curta duração, ou até aproximadamente 1/3 da resistência à compressão.

Então utilizando elementos lineares para o cálculo da rigidez desses elementos, pode se utilizar o momento de inércia da seção bruta de concreto. Já para a determinação de esforços solicitantes e verificação de estado limite de serviço, deve-se utilizar o módulo de elasticidade secante (E_{cs}), equação 2, cujo valor é dado em função do módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}), correspondente à inclinação do início da curva tensão versus deformação, o módulo de elasticidade é usado em função da resistência do concreto, dada pela equação 3 e 4 (NRB 6118/2014).

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \quad (2)$$

$$E_{ci} = \alpha_e * 5600 * \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20\text{MPa a } 50\text{MPa} \quad (3)$$

$$E_{ci} = 21,5 * 10^3 * \alpha_e * \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55\text{MPa a } 90\text{MPa} \quad (4)$$

Sendo:

$\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaisse

$\alpha_e = 0,9$ para calcário

$\alpha_e = 0,7$ para arenito

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \left(\frac{f_{ck}}{80} \right) \leq 1,0$$

Geralmente empregasse a análise linear na verificação dos ELS, podendo ser utilizado para ELU somente em situações que se possa garantir a ductilidade dos elementos estruturais. Considera-se, como garantia de ductilidade, o dimensionamento nos domínios 1, 2 e 3 e a limitação da posição da linha neutra (x/d), juntos aos apoios e em regiões de ligação entre elementos (FONTES, 2005).

2.3.2 Análise Linear com Redistribuição

Segundo a NBR 6118/2014, uma vez efetuada a análise linear de uma estrutura, pode se considerar uma redistribuição de esforços calculados, decorrentes da rigidez dos elementos estruturais, feita para combinações de carregamentos no ELU. Neste caso as condições de equilíbrio e de ductilidade devem ser, obrigatoriamente, satisfeitas, ou seja, todos os esforços internos devem ser recalculados de modo a garantir o equilíbrio de cada um dos elementos estruturais.

Este modelo de análise reduz os momentos fletores negativos nos apoios e consequentemente aumenta os momentos fletores positivos nos vãos. Essa redistribuição de esforço pode trazer benefícios como diminuição no consumo de aço, uma vez que os momentos negativos e positivos, que são proporcionais a quantidade de aço, passam a ser mais próximos. Na análise linear sem redistribuição, as seções dos apoios e vãos, onde encontram-se os picos de momento, são armadas de modo que, na ruína, plastifiquem simultaneamente (Fontes, 2005).

Leornhardt (2008, p.165) define a redistribuição linear de esforços como:

Enquanto que no caso de estruturas lineares simples, apoiadas isostaticamente, a perda da capacidade resistente ocorre desde que o aço entre em escoamento ou a tensão de compressão no concreto atinja o valor da resistência à compressão, em algum lugar da peça, no caso de estruturas hiperestáticas, interna ou externamente, por ocasião de uma solicitação em excesso em uma zona, ocorre uma redistribuição dos esforços internos para um trecho adjacente que ainda não esteja integralmente aproveitado. As estruturas hiperestáticas possuem, portanto, reservas de capacidade, que somente são mobilizadas quando surgem deformações plásticas em um ou mais locais sempre críticos. Para que se possa aproveitar integralmente estas reservas de capacidade, deve-se conhecer o comportamento à deformação das vigas de concreto armado no regime plástico e, principalmente, os limites das deformações.

A profundidade da linha neutra (x/d), influencia diretamente no equilíbrio de uma seção com uma área de aço e de concreto pré-definida, é um fator determinante para a redistribuição de esforços, portanto quando menor o valor de x/d , calculado no ELU, menor área e mais o aço, material mais dúctil que o concreto, passa a ser o limitante da resistência da seção. Por isso, a NBR 6118/2014 limita o valor de x/d , nos apoios e nas regiões de ligações entre elementos estruturais lineares, mesmo que não sejam realizadas redistribuição de esforços solicitantes, aos seguintes valores:

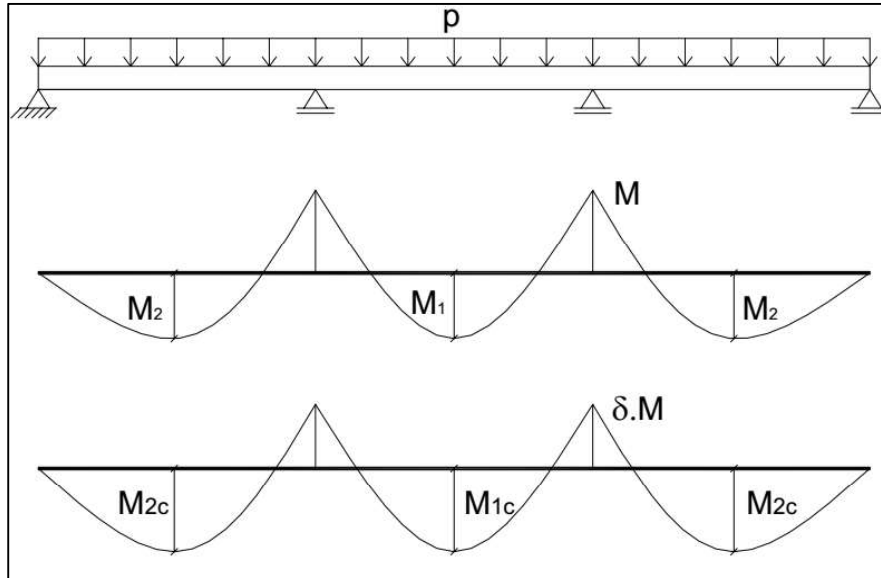
- a) $x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- b) $x/d \leq 0,35$, para concretos com $50 \text{ Mpa} < f_{ck} \leq 90$ MPa;

Conforme a NBR6118/2014, a redistribuição se dá pela multiplicação dos momentos fletores (M) nos apoios por um coeficiente de redistribuição (δ), e posterior correção dos momentos nos vãos, como na Figura 6, em uma determinada seção transversal, a profundidade da linha neutra nessa seção x/d , para o momento reduzido (δM), deve ser limitada por:

- a) $x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- b) $x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25$, para concretos com $50 \text{ Mpa} < f_{ck} \leq 90$ MPa;

Encontrado o coeficiente de redistribuição (δ), deve-se ainda respeitar os seguintes limites:

- a) $\delta \geq 0,9$, para estruturas de nós móveis, por exemplo, pórticos deslocáveis e para aços de ductilidade alta e muito alta;
- b) $\delta \geq 0,75$, para qualquer outro caso, por exemplo, lajes, vigas contínuas, pórticos indeslocáveis;

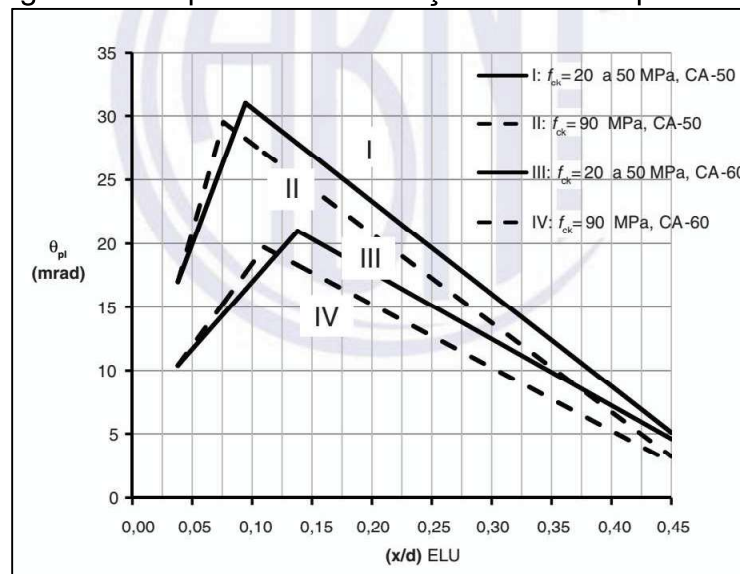


Fonte: Adaptado de Fontes (2005, p.25)

A correção dos momentos fletores nos vãos pode ser feita isolando os apoios da viga e com os novos momentos reduzidos aplicados nos apoios pertinentes, calcular as reações e momentos positivos (Fontes, 2005).

Caso a redistribuição efetuada seja maior que os limites definidos anteriormente, deve-se verificar a capacidade de rotação plástica na região onde foi efetuada a redistribuição. O limite de rótula plástica solicitante (x/d), é dado em função da profundidade da linha neutra no ELU, apresentado na Figura 7 extraída da NBR 6118/2014.

Figura 7 – Capacidade de rotação de rótulas plásticas.



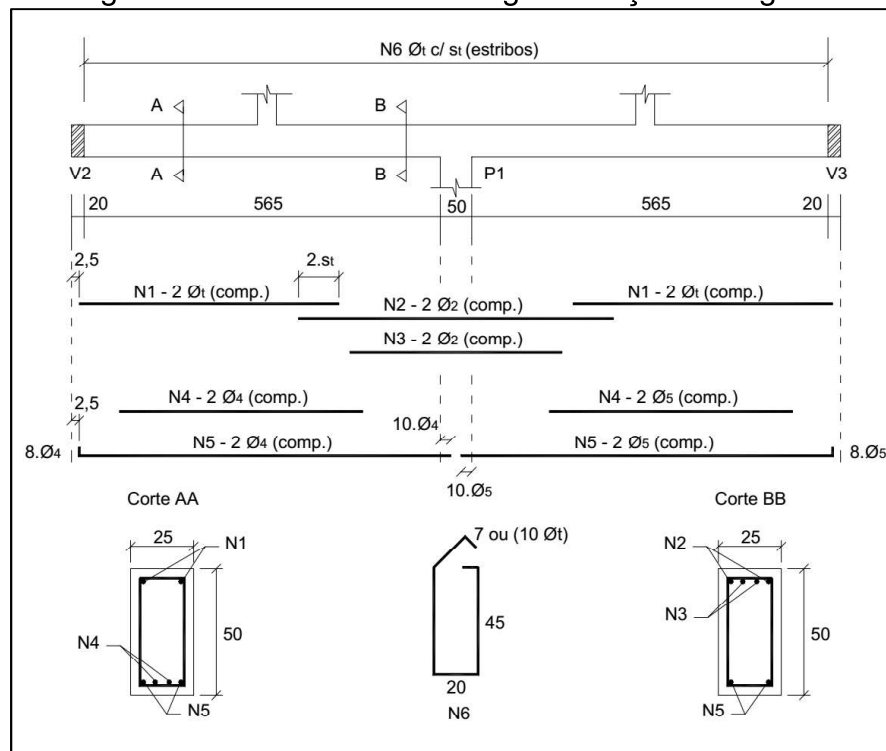
Fonte: NBR 61148 (2014, p.92)

Na Figura 7, é indicado que caso os valores de x/d atendam certos limites, como $x/d \leq 0,25$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa e $x/d \leq 0,15$ para $f_{ck} \geq 50$ MPa, pode ser dispensada a verificação da capacidade de rotação plástica. Observando que quanto menor for o valor de x/d , menor será a área de concreto comprimido e maior será a contribuição do aço na resistência da peça (KIRSTEN, 2016).

2.4 Contextualização da Análise Linear com Redistribuição

Fontes (2005) realizou a análise estrutural e dimensionamento de uma viga de seção retangular, indicada na Figura 8, por meio da análise linear e análise linear com redistribuição de esforço.

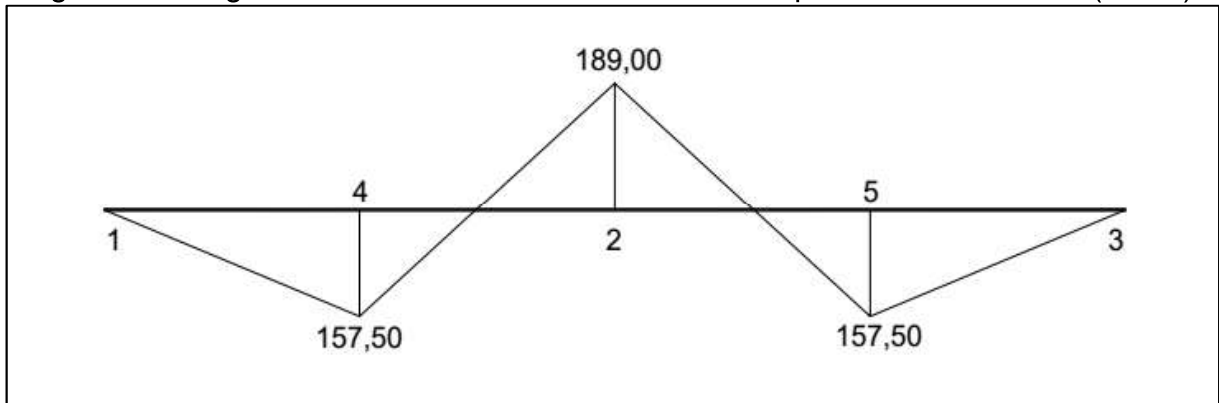
Figura 8 – Detalhamento da viga de seção retangular.



Fonte: Adaptado de Fontes (2005, p.51)

Determinados os esforços à flexão na viga analisada, obtidos com uma análise linear, Fontes (2005) encontrou o diagrama de momentos fletores, apresentado na Figura 9, e, em seguida, determinou a armadura necessária para cada uma das seções, apresentadas na Tabela 2.

Figura 9 – Diagrama de momentos fletores de cálculo para a análise linear (KN.m)



Fonte: Fontes (2005, p.52)

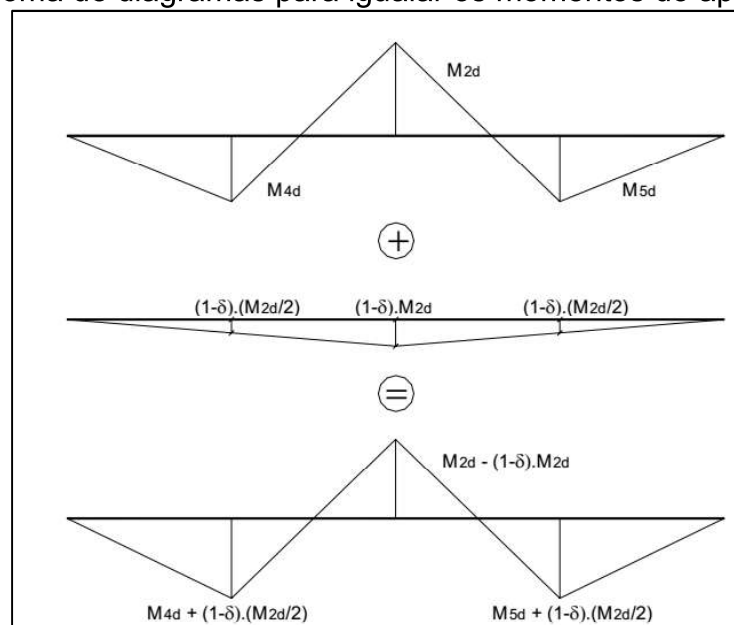
Tabela 2 – Armadura determinada para cada seção.

	Md(KN.m)	x/d	As	ϕ mm
Seção 4 e Seção 5	157,5	0,276	8,85	16
Seção 2	189	0,341	10,94	20

Fonte: Adaptado de Fontes (2005, p.52)

Feita a análise linear, Fontes (2005) realizou a análise linear com redistribuição de momentos, onde o primeiro passo foi calcular o coeficiente de redistribuição δ que iguala os momentos das seções 2, 4 e 5, a partir da soma dos diagramas calculados na análise linear, com o diagrama de momentos multiplicados pelo coeficiente de redistribuição, indicados na Figura 10.

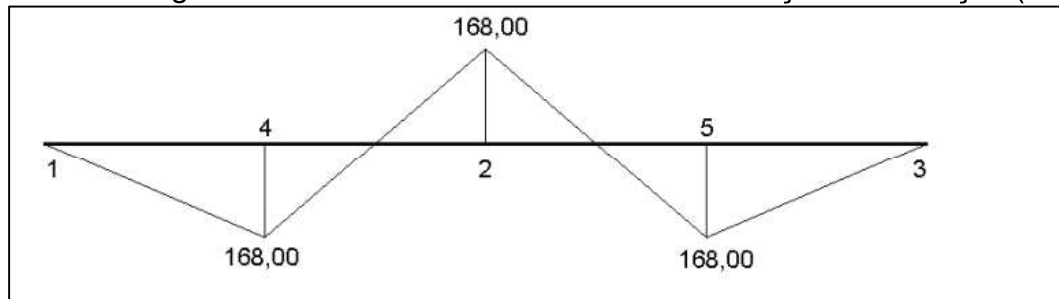
Figura 10 – Soma de diagramas para igualar os momentos do apoio e dos vãos.



Fonte: Fontes (2005, p.57)

Feito a redistribuição são encontrados novos valores de momentos fletores máximos, apresentados na Figura 11.

Figura 11 – Diagrama de momento fletores com redistribuição de esforços (KN.m).



Fonte: Fontes (2005, p.58)

Considerando, então, os novos momentos fletores da viga, Fontes (2005) determinou as armaduras das seções 2, 4 e 5, Tabela 3. Para posteriormente indicar se houve redução na armadura da seção transversal da viga dimensionada.

Tabela 3 – Armadura com redistribuição determinada para cada seção

	Md(KN.m)	x/d	As	φ mm
Seção 4, Seção 5 e Seção 2	168	0,297	9,53	20

Fonte: Adaptado de Fontes (2005, p 59.)

Verificou-se também o valor de δ para $f_{ck} \leq 35\text{Mpa}$:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 * \left(\frac{x}{d}\right) = 0,44 + (1,25 * 0,297) = 0,81$$

Observando, que δ está acima do limite estabelecido pela relação $x/d=0,297$ e acima do limite de 0,75, estabelecido pela NBR6118/2014. Portanto, pode-se utilizar o coeficiente de redistribuição.

Sendo assim, Fontes (2005) conclui que com a análise linear o consumo de aço foi de 127,09kg. Já com a análise com redistribuição o consumo de aço foi de 126,50kg, isto é, não houve uma redução significativa em relação a análise linear. Entretanto, para este exemplo, que a economia em termos de consumo de armadura é irrisória com a apenas 0,46% de redução, a vantagem está em conseguir um detalhamento mais equilibrado, e teria grande utilidade em projetos de grande escala, uma vez que, evitaria o congestionamento de armaduras nos apoios.

Bueno e Kimura (2015), exemplificam o dimensionamento de uma laje continua de dois vãos iguais, primeiro com análise linear e depois com análise linear seguida de redistribuição das solicitações.

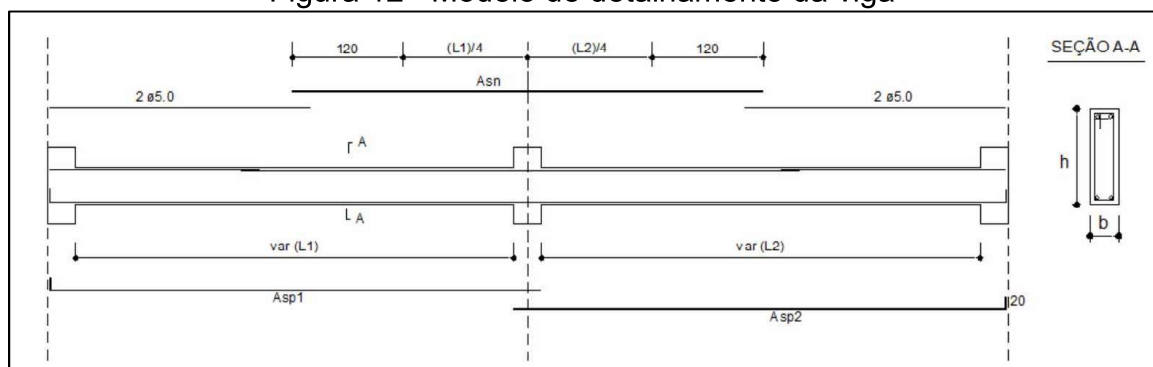
Na primeira análise, a laje é dimensionada segundo os momentos fletores obtidos através da análise linear, e em seguida, dimensionada conforme os parâmetros de cálculos para a armadura da seção de apoio escolhida no exemplo (BUENO; KIMURA, 2015).

Na segunda análise, a mesma laje é dimensionada através de análise com redistribuição de esforços, definido o coeficiente de redistribuição, mantém-se a altura útil da laje e, em relação ao δ definido no exemplo, alteram-se apenas as armaduras, reduzindo as no apoio e aumentando as do vão. O que provocaria uma diminuição da área de aço no apoio, conseqüentemente um arranjo mais favorável da armadura, facilitando a concretagem posteriormente (BUENO; KIMURA, 2015).

Bueno; Kimura (2015), concluíram que houve um consumo de aço levemente menor e a seção do apoio será mais dúctil do que antes. Outra vantagem observada foi que, houve economia de material nos momentos das seções críticas, sendo essa uma das características da redistribuição.

Miranda (entre 2003 e 2006), dimensionou e detalhou uma viga contínua, apresentada na Figura 12, onde encontrou um coeficiente de redistribuição igual a 1, realizado com análise linear, em seguida aplicou o processo de otimização adotando a análise linear com redistribuição usando o coeficiente de redistribuição igual a 0,92. A Tabela 4, indica um comparativo dos resultados obtidos nas duas análises realizadas na viga da Figura 12.

Figura 12 –Modelo de detalhamento da viga



Fonte: Miranda (entre 2003 e 2006)

Tabela 4 – Comparativo dos resultados obtidos nas duas análises.

	δ	Área de aço no apoio central	Área de aço no vão 1	Área de aço no vão 2	Custo total (R\$)
Análise linear	1	3,29	2,1	2,1	855,12
Análise linear com redistribuição	0,92	4,8	2,9	2,9	791,95

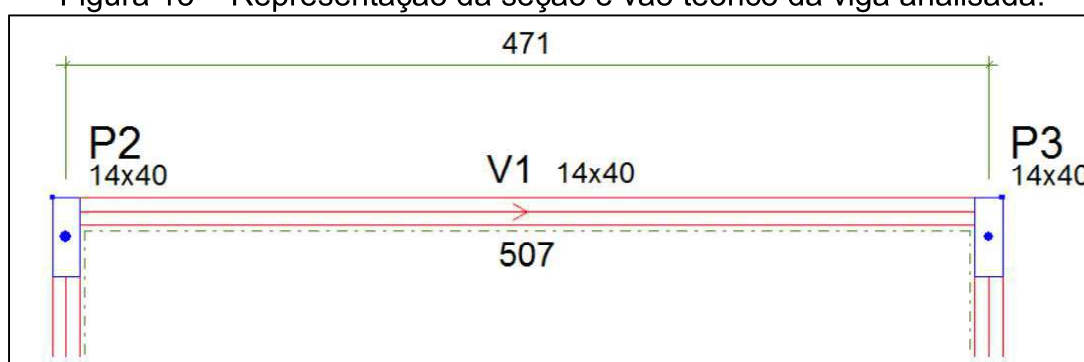
Fonte: Adaptado de Miranda (entre 2003 e 2006)

Observando a tabela 4, Miranda (entre 2003 e 2006), concluiu que houve uma maior eficiência na análise com redistribuição, uma vez que, os custos totais reduziram com a aplicação desse modelo em relação a análise linear.

Outro exemplo de análise dos esforços foi o realizado por Kirsten (2016), em que o mesmo através de seu artigo mostra quais parâmetros podem ser considerados, na definição de qual porcentagem de redistribuição pode ser usada conforme a norma NBR6118/2014.

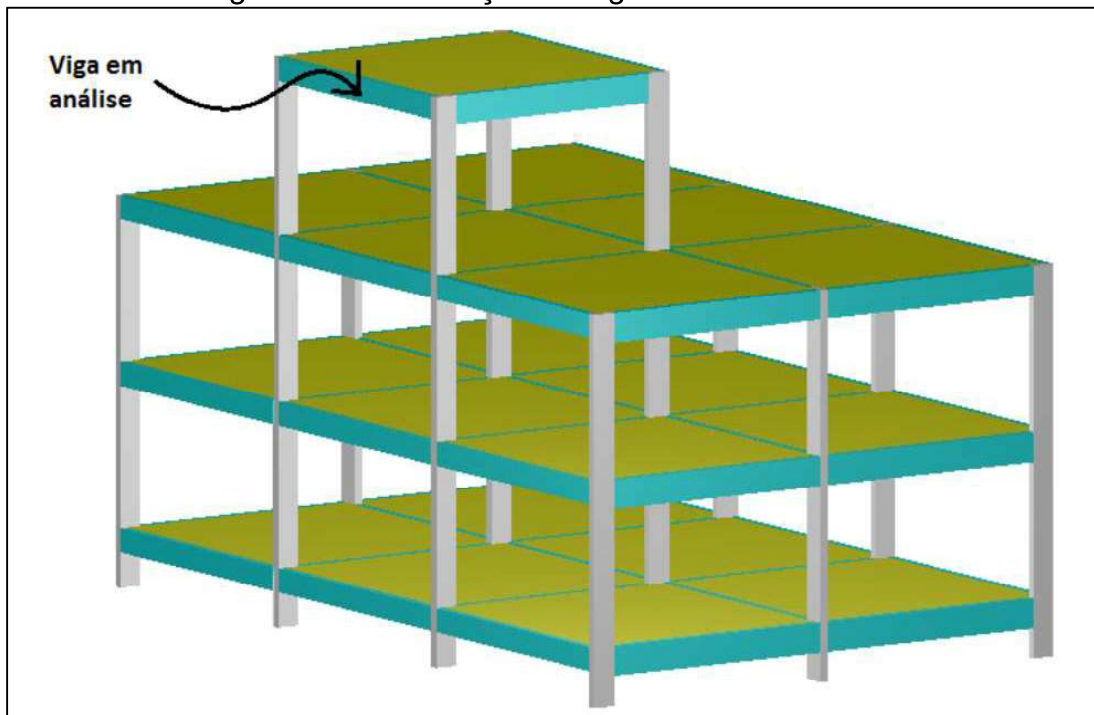
Kirsten (2016), analisou a redistribuição de esforços, na ligação entre uma viga e um pilar. A viga apresenta seção e vão teórico conforme a Figura 13, com ligação engastada em seus pilares de apoio. A viga analisada está localizada na cobertura da estrutura, visível na Figura 14.

Figura 13 – Representação da seção e vão teórico da viga analisada.



Fonte: Kirsten (2016)

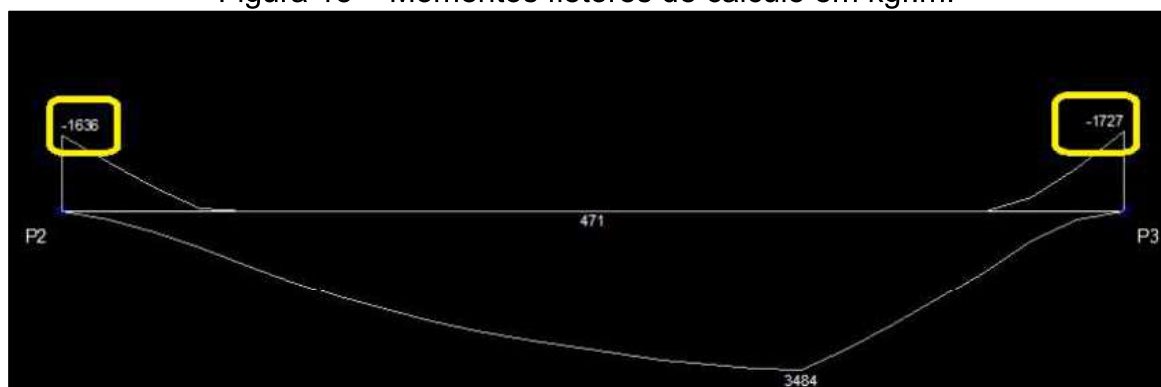
Figura 14 – localização da viga analisada em 3D.



Fonte: Kirsten (2016)

Os momentos fletores de cálculo da viga analisada, estão dispostos na Figura 15.

Figura 15 – Momentos fletores de cálculo em kgf.m.



Fonte: Kirsten (2016)

Observando a Figura 15, Kirsten verificou que os momentos fletores na ligação da viga com os pilares são transmitidos para os pilares de apoio, desta forma os momentos são transmitidos para a menor dimensão do pilar, ou seja, menor inercia, acarretando em um aumento na quantidade de armadura do pilar, conforme Figura 16, em que a armadura calculada pelo software foi 20 barras de 10mm de diâmetro.

Figura 16 – Dimensionamento dos pilares de apoio.

Pilares do Pavimento Cobertura					
	Nome	Igual	Armadura B	Armadura H	Estribo centro
1	P2		2 ø 10.0	10 ø 10.0	ø 5.0 c/12
2	P3		2 ø 10.0	10 ø 10.0	ø 5.0 c/12

Fonte: Kirsten (2016)

O programa gera um relatório de cálculo da viga, dessa forma é possível analisar a posição da linha neutra (x) em relação à altura da viga calculada. Na Tabela 5, estão dispostos os valores da linha neutra, da armadura, momento fletor de cálculo, porcentagem de armadura e seção da viga calculados por KIRSTEN (2016).

Tabela 5 – Relatório de cálculo obtido por kirsten (2016).

		Seção retangular	Flexão	Final
Armadura positiva	Vão	bw= 14cm h= 40cm	Md= 3484 Kgf.m; As= 2,4cm ² ; A's=0cm ² ; LN =4,91cm	As= 2,4cm ² (2ø12,5 -2,45 cm ²); d=35,88cm; % armadura =0,44 ; M=2550kgf.m
	No 1	bw= 14cm h= 40cm	Md= 1636 Kgf.m; As= 1,11cm ² ; A's=0cm ² ; LN =2,26cm	As= 1,11cm ² (3ø8 -1,51cm ²); d=35,17cm; % armadura =0,27 ; M=966kgf.m
Armadura negativa	No 2	bw= 14cm h= 40cm	Md= 1727 Kgf.m; As= 1,17cm ² ; A's=0cm ² ; LN =2,39cm	As= 1,17cm ² (3ø8 -1,51cm ²); d=35,17cm; % armadura =0,27 ; M=1033kgf.m

Fonte: Adaptado Kirsten (2016)

Observando a Tabela 5, Kirsten (2016) calculou os valores da linha neutra (LN) e a altura de cálculo (d) para cada seção da viga, bem como, nas regiões dos nós da viga, onde aplicou-se redistribuição.

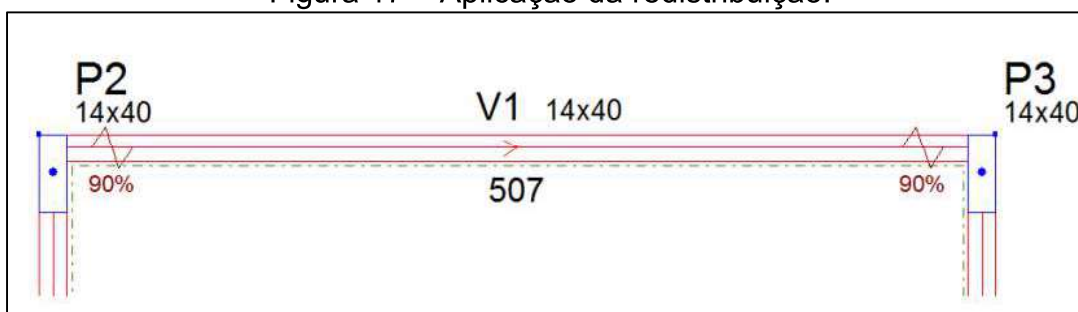
A posição da linha neutra (x) foi determinada para o nó mais solicitado, ou seja, nó 2, realizada pela equação 5.

$$x = \frac{LN}{0,8} \quad (5)$$

Substituindo o valor da linha neutra de 2,39, encontrou-se um valor de 2,99 para a posição da linha neutra (x), então se tem, que x/d é igual a 0,085, concluindo que como a relação x/d é menor que 0,25, é possível adotar os valores de redistribuição, maiores que os indicados pela NBR6118/2014 (KIRSTEN, 2016).

Depois de analisado os limites de redistribuição, no exemplo foram aplicados redução na rigidez de 90% na ligação com os pilares, visível na Figura 17.

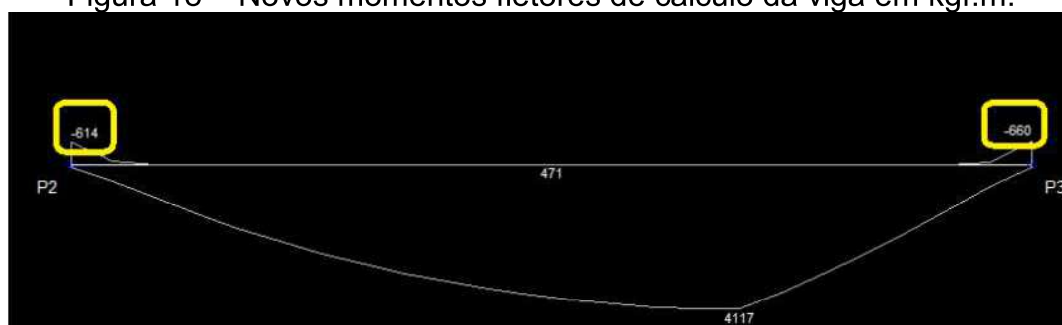
Figura 17 – Aplicação da redistribuição.



Fonte: Kirsten (2016)

Como foi aplicado redistribuição dos esforços é necessário calcular a nova envoltória de momentos fletores da viga, Figura 18.

Figura 18 – Novos momentos fletores de cálculo da viga em kgf.m.



Fonte: Kirsten (2016)

Kirsten (2016), observou que com a aplicação da redistribuição, os esforços de momentos negativos na ligação com os pilares reduziram de 1727kgf.m para 660kgf.m, e o momento positivo aumentou de 3484Kgf.m para 4117kgf.m. Portanto os pilares de apoios passaram a ser menos solicitados, o que resultou em uma redução na quantidade de barras, passando de 20 barras para 6 barras de 10mm de diâmetro, Figura 19.

Figura 19 – Novas armaduras encontradas com a redistribuição.

Pilares do Pavimento Cobertura						
	Nome	Igual	Armadura B	Armadura H	Estribo centro	
1	P2		2 # 10.0	3 # 10.0	# 5.0 c/12	
2	P3	=P2	2 # 10.0	3 # 10.0	# 5.0 c/12	

Fonte: Kirsten (2016)

Kirsten (2016), obteve significativa redução do número de barras nos pilares, o que já reduz o congestionamento de armaduras na seção dos pilares. O autor concluiu que é possível aplicar redistribuição de esforços superior ao recomendado pela NBR6118:2014, desde que os valores de x/d nas regiões onde se quer aplicar a redistribuição estejam dentro do limite estabelecido pela norma.

Nota -se que Kirsten (2016), não aplicou a redistribuição de esforços de forma semelhante aos procedimentos sugeridos na norma brasileira, primeiro ele verifica a posição da linha neutra na análise linear, porém essa análise deve ser feita depois da aplicação da redistribuição de esforços. Em seguida, o autor considera que redução de rigidez é a mesma coisa que coeficiente de redistribuição, mas a redução de rigidez é a porcentagem do valor integral da rigidez da ligação entre o apoio e a viga e o coeficiente de redistribuição (δ) é a porcentagem limitada pela norma aplicada diretamente no momento fletor negativo. Portanto, considerando o procedimento descrito na norma, Kirsten (2016) não chegou a redistribuição desejada, uma vez que, a sua porcentagem de redução chegou a -61,78%, conforme a equação abaixo:

$$\% \text{ de redução} = \left(\frac{660}{1727} - 1 \right) * 100 = -61,78\%$$

Para que a redistribuição do autor alcance os 90%, citada por ele como redistribuição atingida, a diferença do momento fletor negativo antes e depois da aplicação da redistribuição de esforços é que teria de ser 90% e não a porcentagem de redução de rigidez para que os momentos negativos reduzissem.

Com relação a análise dos deslocamentos das vigas depois de aplicado a redistribuição de esforços, Kirsten (2016) afirma que os deslocamentos da viga analisada mesmo após a aplicação da ligação semi – rígida com 90% de redução da rigidez nos apoios são menores que o limite estabelecido pela NBR6118:2014. A Figura 20 apresenta os deslocamentos da viga depois de aplicada a redução da rigidez.

Figura 20 – Deslocamentos das vigas em cm.



Fonte: Kirsten (2016)

Kirsten (2016) calculou a flecha máxima permitida para a viga conforme a equação abaixo:

$$flecha\ limite = \frac{L}{250} = \frac{471}{250} = 1,88\ cm$$

Onde: L é o vão da viga.

Portanto Kirsten (2016), concluiu que o deslocamento máximo da viga foi de 1,5cm, ou seja, menor que o limite calculado de 1,88cm.

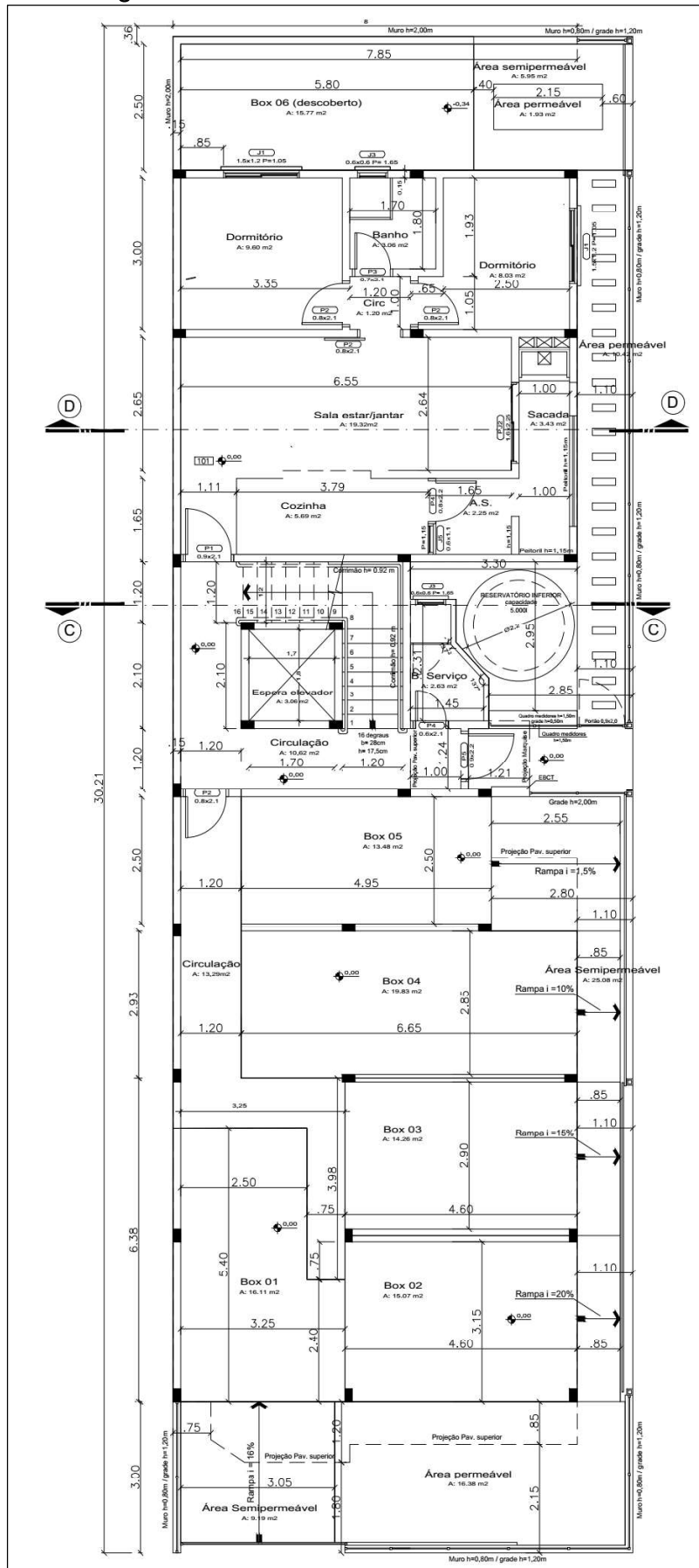
3 METODOLOGIA

Neste capítulo o projeto analisado é apresentado, juntamente com carregamentos e combinações de ações consideradas, além dos conhecimentos necessários acerca do programa Eberick V9, o dimensionamento da estrutura através do programa e as análises e os procedimentos usados na aplicação da redistribuição de esforços.

3.1 Projeto Analisado

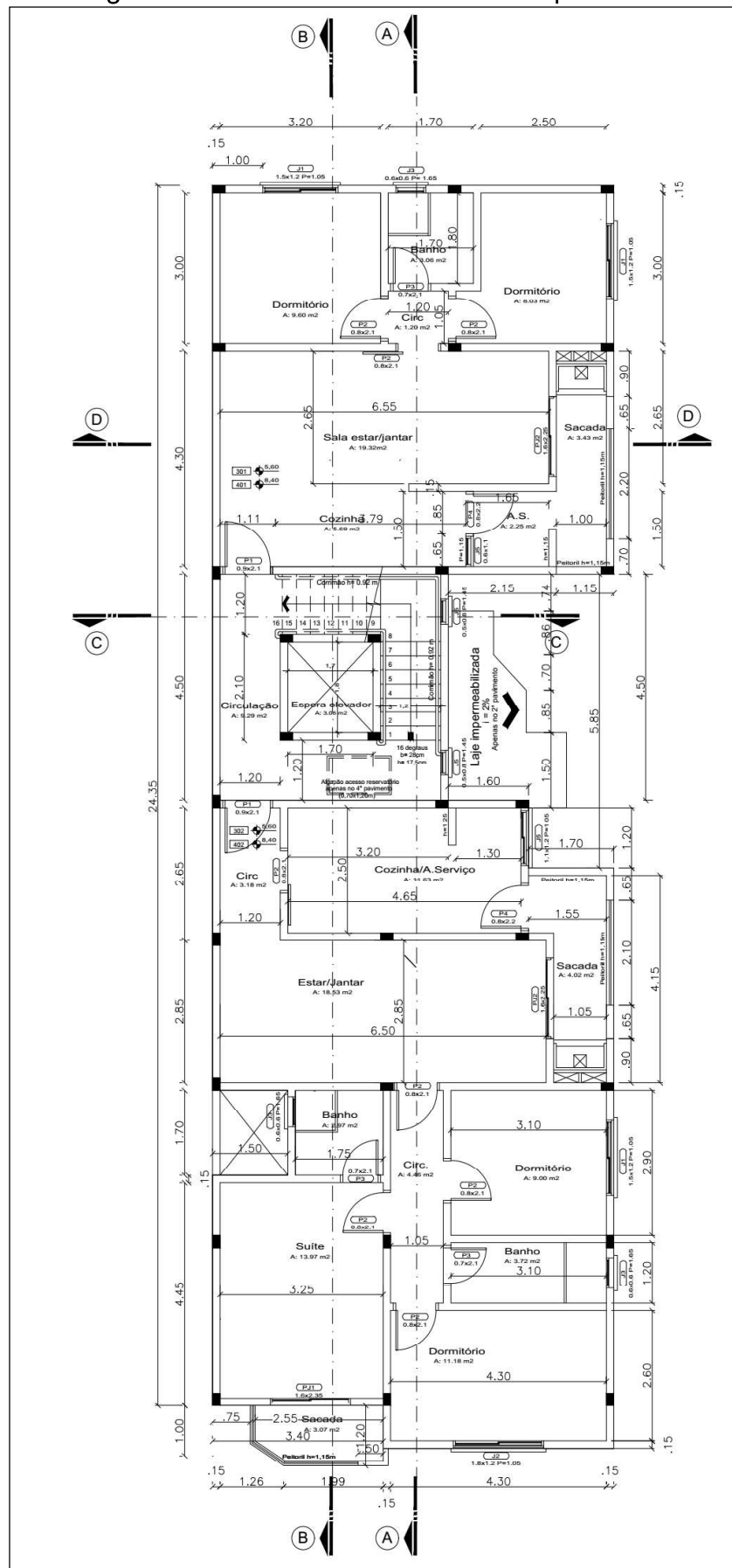
O projeto analisado consiste em uma edificação multifamiliar, composta por 4 pavimentos: um pavimento térreo, onde estão localizadas as garagens, e três pavimentos tipo, com dois apartamentos por andar, localizado na cidade de Alegrete-RS. As plantas baixas mostrando o projeto arquitetônico dos pavimentos térreo e tipo da edificação são apresentados nas Figuras 21 e 22, respectivamente. O edifício em questão possui altura piso a piso de 2,80m. Os cortes da edificação são apresentados nas Figuras 23 e 24.

Figura 21 - Planta Baixa Pavimento Térreo



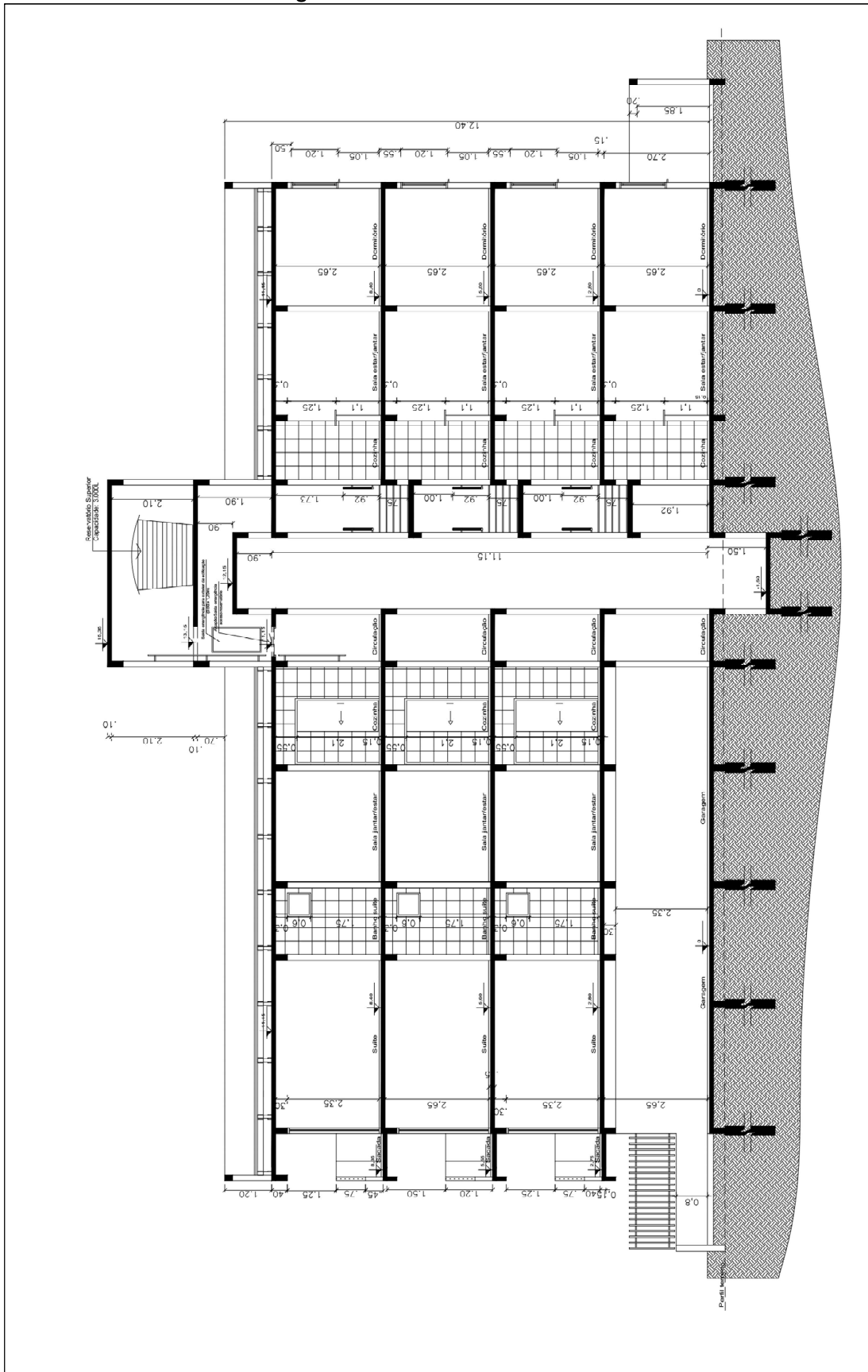
Fonte: próprio autor

Figura 22 - Planta Baixa Pavimento Tipo



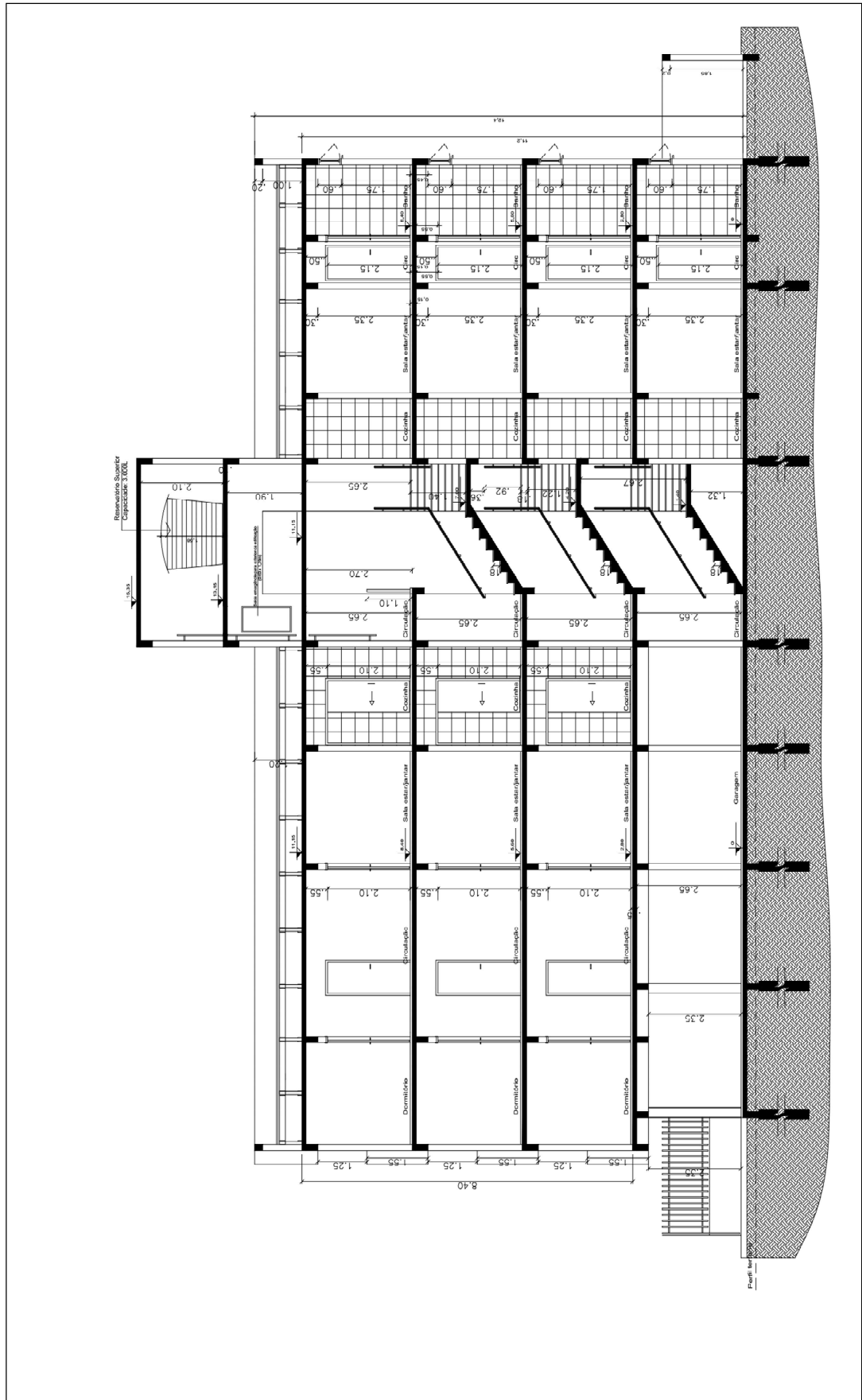
Fonte: próprio autor

Figura 23 – Planta Corte AA.



Fonte: próprio autor

Figura 24 – Planta Corte BB.



Fonte: próprio autor.

3.2 Características Estruturais e lançamento

A estrutura foi lançada respeitando os critérios da NBR 6118:2014 e em concordância com o projeto arquitetônico de forma a respeitar as vagas de garagem e ao mesmo tempo obter-se vãos coerentes.

A resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias, f_{ck} , foi de 30 MPa e as demais características físicas e mecânicas foram definidas de acordo com a NBR 6118/2014. Todas as dimensões respeitaram os valores mínimos propostos pela NBR 6118/2014. Os parâmetros do concreto e das armaduras para os elementos estruturais foram configurados em materiais e durabilidade do programa de dimensionamento, tais como, classe de agressividade II (moderada) e brita 1 com diâmetro do agregado de 19mm.

Para fins de dimensionamento, a fundação utilizada foi do tipo estaca escavada, sendo adotada a ligação com a superestrutura como rotulada, ou seja, as estacas não absorvem momentos fletores.

3.3 Software Utilizado

Para facilitar e agilizar o dimensionamento e as análises, foi utilizado o software Eberick V9 da empresa Alto Qi. O software é voltado para a elaboração de projetos estruturais em concreto armado moldado in-loco e pré-moldado, englobando as etapas de lançamento, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento dos elementos.

Possui um sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo com a NBR 6118:2014.

3.4 Carregamentos

3.4.1 Carregamentos Horizontais

As cargas de vento foram calculadas segundo os critérios definidos na NBR 6123:1988 e aplicadas automaticamente pelo software Eberick. Para a edificação, em

questão, os parâmetros utilizados na análise da carga de vento estão apresentados abaixo:

- Velocidade V_0 determinada pela região do projeto = 45m/s.
- Vento aplicado nas duas direções 0° e 90° ;
- Fator topográfico, terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno: Fator S_2 ;
 - Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
 - Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja menor que 20m.
- Fator estatístico $S_3 = 1,00$: Grupo 2- Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.

Os esforços de desaprumo mais cargas verticais e reações horizontais geram um momento fletor na base da edificação, cabe analisar a influência dos mesmos, o que é realizado automaticamente pelo software.

Segundo a NBR 6118/2014 a consideração das ações de vento e desaprumo deve ser realizada de acordo com as seguintes possibilidades:

a) quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.

b) quando a ação do vento for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de $\theta_{1\min}$;

c) nos demais casos, combinam-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $\theta_{1\min}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

Ainda segundo a mesma norma a comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento, com desaprumo calculado com θ_a , sem a consideração do $\theta_{1\min}$.

O desaprumo não precisa ser considerado para os Estados Limites de Serviço.

3.4.2 Carregamentos Verticais

Os valores correspondentes as cargas que foram utilizadas no projeto do presente trabalho foram as recomendadas na NBR 6120:1980, sendo descritas na sequência.

3.4.2.1 Lajes do Pavimento Tipo

As cargas das lajes do pavimento tipo foram divididas em ações permanentes e variáveis:

- Ações permanentes:

Revestimentos e pisos: contra piso em argamassa com espessura de 5 cm e piso cerâmico de 0,8 cm.

Carga por metro quadrado causada pelo piso e contra piso:

$$g_{\text{piso}} = (0,05) \cdot (21 \text{ kN/m}^3) + (0,008 \cdot 18 \text{ kN/m}^3) = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

- Ações Variáveis:

Corredores com acesso ao público: $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$;

Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro: $q_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$;

Área de serviço e lavanderia: $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$;

3.4.2.2 Lajes da Cobertura

- Ações permanentes:

Revestimentos: argamassa de regularização com espessura de 5 cm.

Carga por metro quadrado causada pelo revestimento:

$$g_{\text{piso}} = (0,05) \cdot (21 \text{ kN/m}^3) = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

- Ações variáveis:

Forros - sem acesso de pessoas: $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$

3.4.2.3 Elementos Estruturais

O peso próprio dos elementos estruturais: pilares, vigas e lajes, foram calculados automaticamente pelo software Eberick V9, na fase de lançamento dos elementos onde são consideradas as aberturas de janelas, bem como cargas de paredes sobre lajes e as cargas de vigas que suportam paredes.

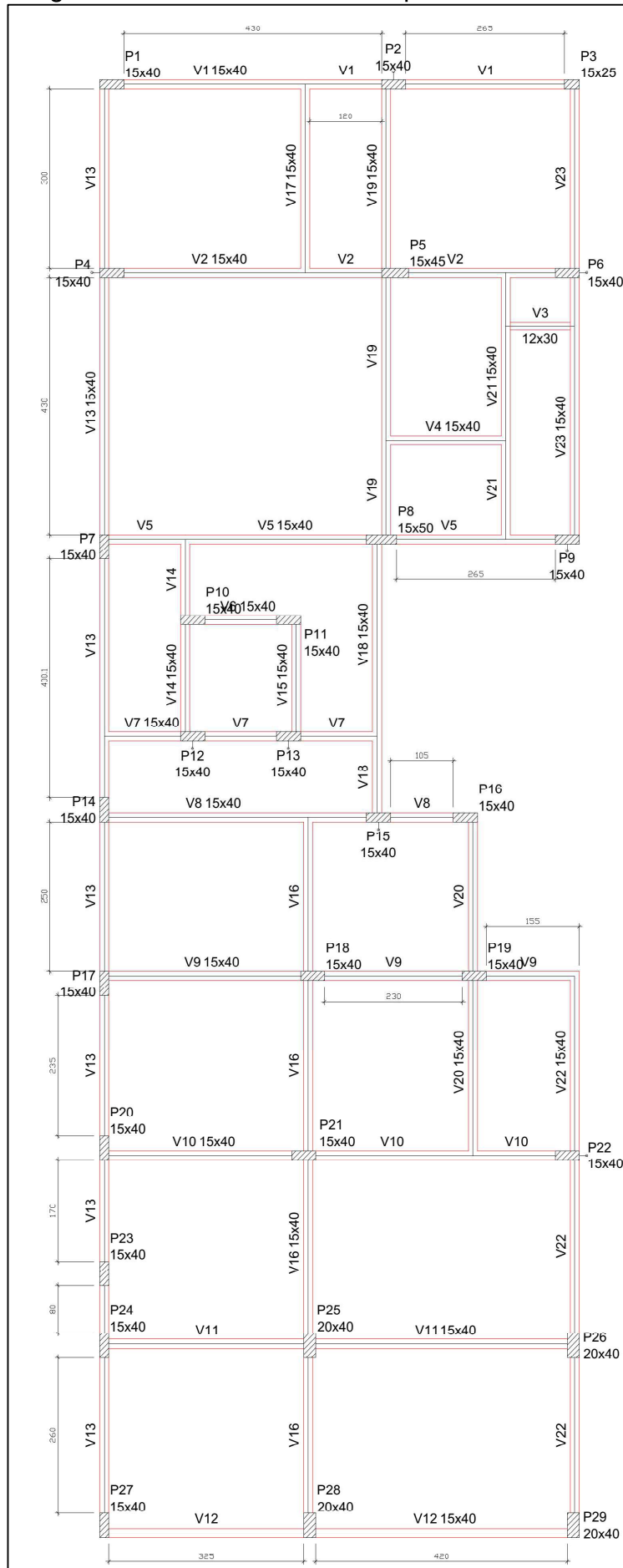
3.5 Dimensionamento da estrutura

Antes de aplicar análise linear com redistribuição de esforço dimensionou-se estrutura como auxílio do Eberick V9, onde foi possível obter as dimensões das vigas e pilares e os resultados provenientes das configurações e processamento da estrutura. Sendo que para cada caso de análise com e sem redistribuição de esforços, foram coletados os seguintes dados:

- Momentos fletores positivos e negativos;
- Área de aço calculada;
- Quantidade de barras;
- Posição da linha neutra das vigas;

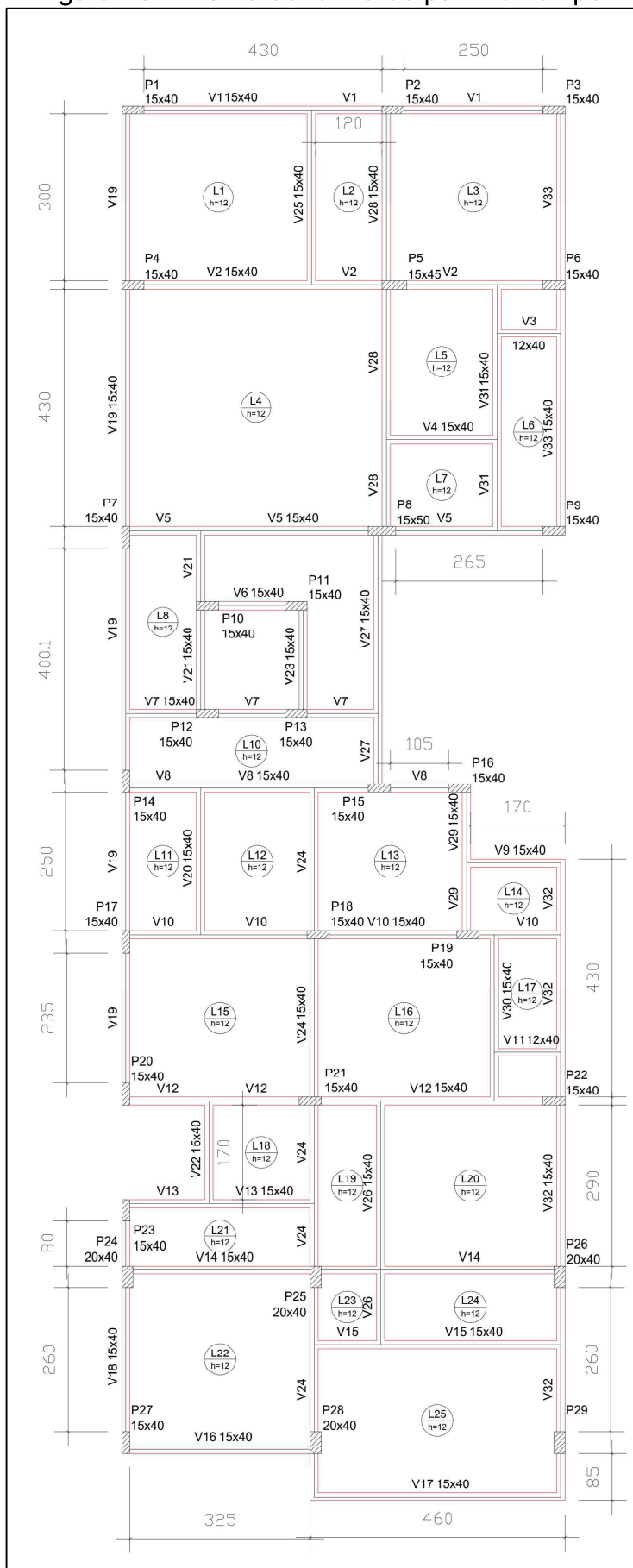
Depois de efetuado o dimensionamento, para facilitar a identificação das vigas e pilares, gerou-se também a planta de forma do pavimento térreo, pavimento tipo e pavimento caixa d'água, bem como o pórtico em 3D da estrutura, apresentados nas Figuras 25, 26, 27 e 28 respectivamente.

Figura 25 – Planta de forma do pavimento térreo.



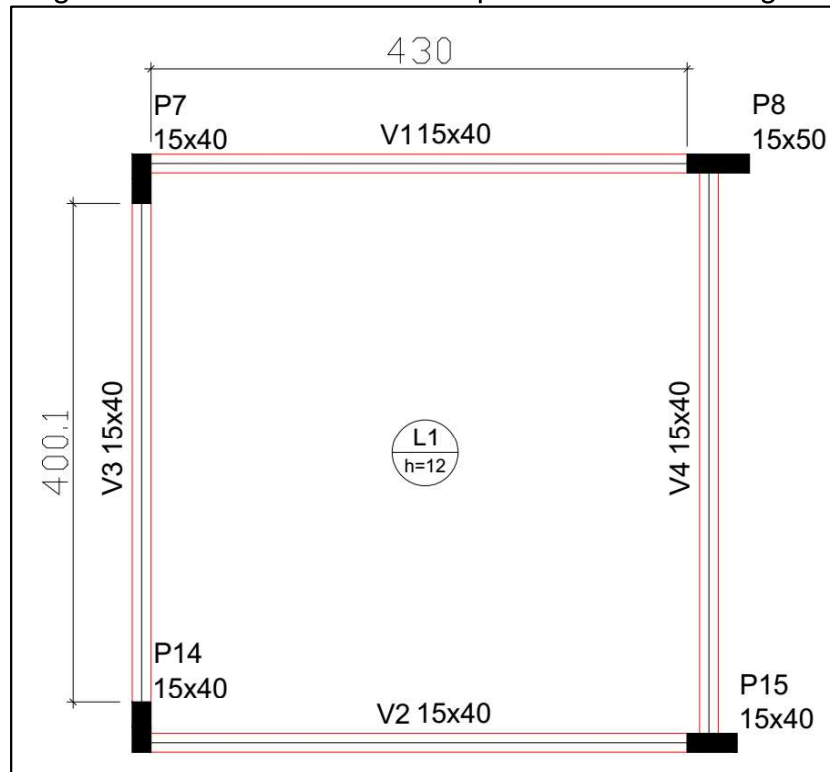
Fonte: próprio autor.

Figura 26 – Planta de forma do pavimento tipo.



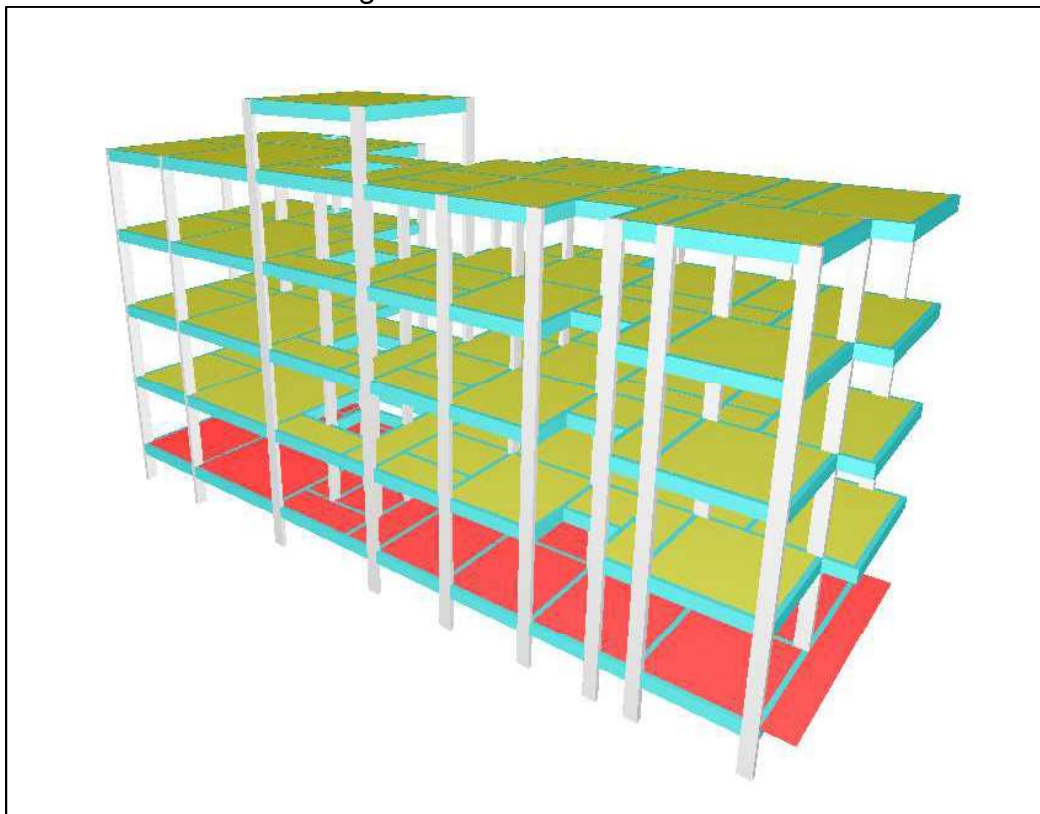
Fonte: próprio autor.

Figura 27 – Planta de forma do pavimento caixa d'água.



Fonte: próprio autor.

Figura 28 – Pórtico em 3D.

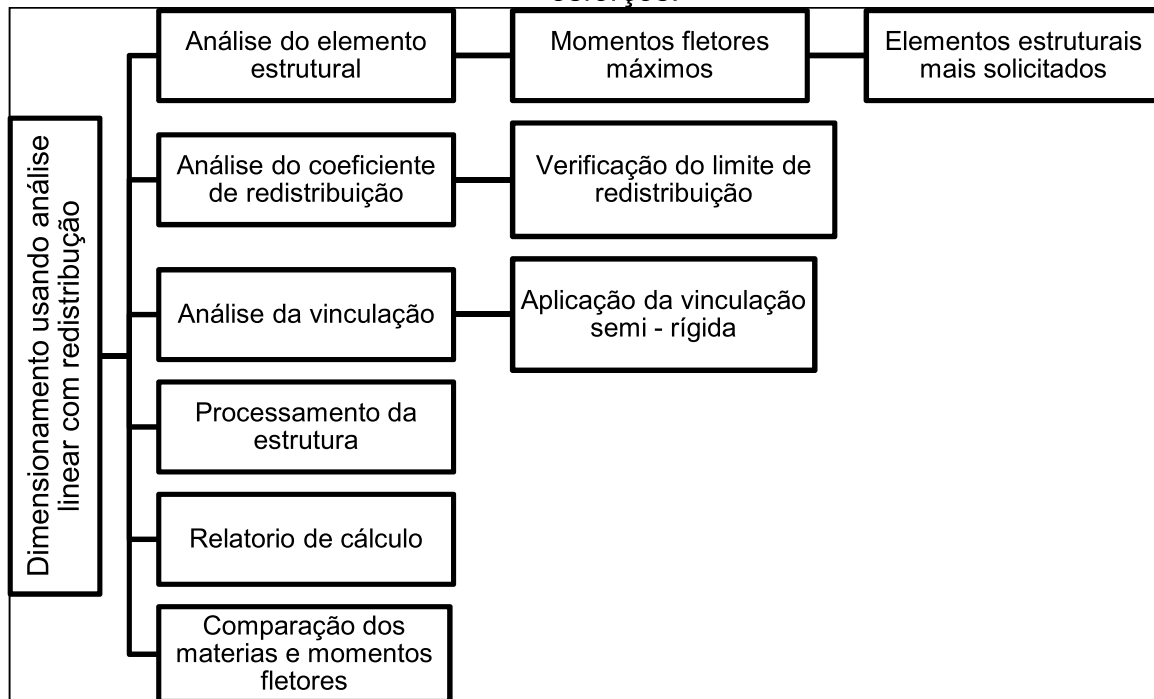


Fonte: próprio autor.

3.6 Análise com redistribuição de esforços

Uma vez que, toda a estrutura foi dimensionada aplicando a análise linear procedeu-se com a aplicação da análise linear com redistribuição de esforços sobre os elementos estruturais mais solicitados, ou seja, com momentos fletores negativos maiores em relação aos momentos positivos. A metodologia de análise usada para a aplicação da redistribuição dos esforços foi feita conforme o fluxograma mostrado na Figura 29.

Figura 29 – Fluxograma da metodologia de análise linear com redistribuição de esforços.



Fonte: próprio autor.

A seguir explica-se a sequência operacional, da Figura 29, para o desenvolvimento da análise linear com redistribuição dos esforços.

A parte de análise do elemento estrutural foi feita através de uma verificação dos momentos fletores de cálculo de todas as vigas do pavimento tipo, tendo como critério de escolha as que apresentavam momentos negativos maiores que os momentos positivos, essa análise foi feita também para as vigas do pavimento da caixa d' água.

O primeiro passo antes de analisar qual coeficiente de redistribuição usar, foi identificar se a estrutura é de nós fixos ou móveis, essa identificação está diretamente

ligada ao valor do Gama z para estruturas de no mínimo quatro andares. Sendo assim, como o valor do gama z foi inferior a 1,10 para o projeto em questão, então, a estrutura foi classificada como sendo de nós fixos. Sabe-se ainda que o coeficiente de redistribuição (δ) deve ser maior ou igual a 0,75 para estruturas de nós fixos, por isso, o coeficiente de redistribuição definido na aplicação da análise linear com redistribuição foi de 25%, nota-se que esse valor e o máximo coeficiente de redistribuição que a NBR 6118:2014 permite. O valor de δ foi escolhido com o intuito de analisar se a redução do momento negativo é viável economicamente, e também, se o aumento do momento positivo influencia consideravelmente no deslocamento da viga. Além disso, para proporcionar o adequado comportamento dúctil das vigas depois de aplicado o coeficiente de redistribuição, a posição da linha neutra deve ser menor que 0,248 para concretos com resistência características menores que 50MPa, esse valor foi encontrado através da equação 6.

$$\frac{x}{d} \leq \frac{(\delta-0,44)}{1,25} \quad (6)$$

Onde: $\delta = 0,75$; $\frac{x}{d}$ = posição da linha neutra, então:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{0,75 - 0,44}{1,25} = 0,248$$

O valor da altura da linha neutra (x) é retirada da equação 7. E o valor da altura útil (d) e altura da linha neutra convencional (y_{LN}) são retirados do relatório de cálculo.

$$x = \frac{y_{LN}}{0,8} \quad (7)$$

Analisados os elementos estruturais e escolhido o coeficiente de redistribuição, iniciou-se o processo de redistribuição alterando as vinculações entre as vigas e pilares de engastadas para semi-rígidas e aplicando-se o coeficiente escolhido.

Após a inserção dos nós semi-rígidos nas vinculações desejadas, processou-se novamente a estrutura para que os esforços fossem recalculados de acordo com a redistribuição aplicada. Entretanto, os esforços resultantes não serão os obtidos reduzidos diretamente do valor configurado, uma vez que a redução foi feita na rigidez

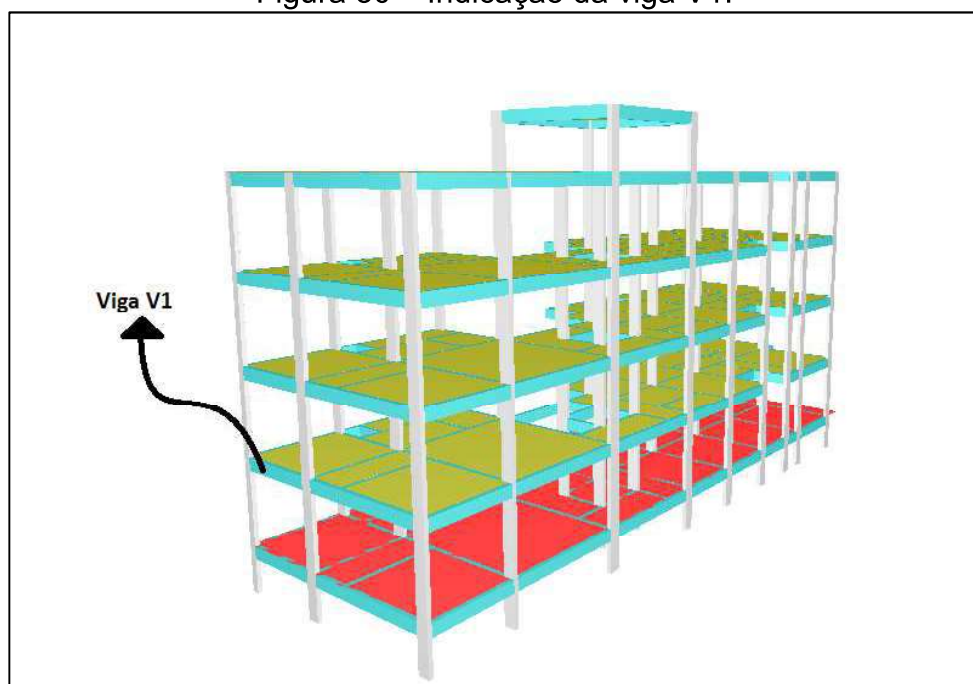
do nó onde foi aplicada a vinculação semi-rígida, e não diretamente sobre o valor final calculado. Pois, sabe-se que o δ é um fator redutor aplicado diretamente no momento fletor negativo resultante da análise linear (M), ou seja, o momento reduzido é igual a $\delta * M$ para uma determinada seção transversal. Sendo assim, o valor da porcentagem de redução de 25% foi obtido através da variação de momentos negativos antes e depois da inserção de nós semi-rígidos.

Portanto, a análise da redução do momento foi feita na porcentagem que se obteve depois de aplicar a redução na rigidez dos apoios, e essa variação de porcentagem ficou limitada aos 25%, ou seja, quando a diferença de momento fletor negativo atingiu os 25% significou que houve redução no momento de acordo com o coeficiente escolhido.

Depois de garantido que os esforços recalculados foram reduzidos de acordo com a redistribuição aplicada, obteve-se os relatórios de cálculos com os novos momentos fletores e áreas de aço das vigas mais solicitadas do pavimento tipo e caixa d'água, apresentados no tópico resultados e comparações.

Para exemplificar o fluxograma da metodologia de análise linear com redistribuição de esforços do projeto adotado, citado acima, detalhou-se abaixo o passo a passo da redistribuição da viga V1 do pavimento tipo 1, indicada na Figura 30.

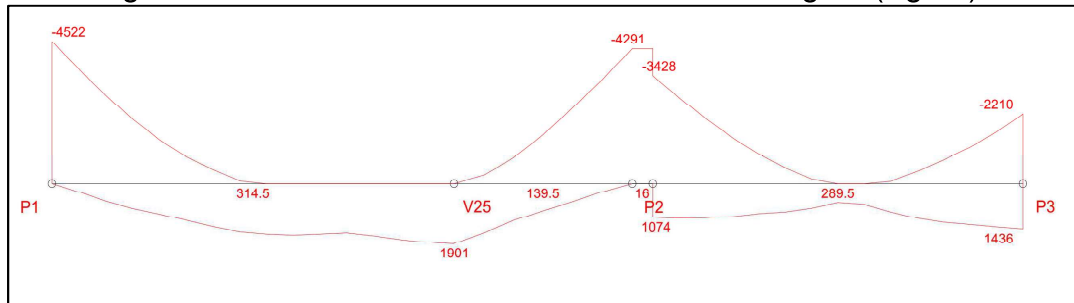
Figura 30 – Indicação da viga V1.



Fonte: próprio autor.

- Primeiro passo: Análise da envoltória de momentos fletores da viga 1, dimensionada com análise linear sem redistribuição, conforme a Figura 31.

Figura 31 – Envoltória de momentos fletores da viga 1 (Kgf.m).



Fonte: próprio autor.

A viga v1 possui seção transversal de 15X40cm e os pilares 15X40cm, orientados na maior inércia. Observou-se na Figura 31 que na ligação da viga com o pilar 1, o máximo momento negativo solicitante é de 4522 Kgf.m e no vão da viga entre os pilares P1 e P2 o momento máximo é de 1901 Kgf.m, sendo assim, quando aplicada a redistribuição de esforços nesse trecho o momento negativo tende a diminuir e o positivo tende a aumentar deixando a viga com os momentos mais equilibrados. O relatório de cálculo da viga retirado do programa com os valores das armaduras positivas e negativas calculadas e quantidade de barras usadas está apresentado nas Tabelas 6 e 7.

Tabela 6 - Resultado do dimensionamento da armadura positiva pavimento tipo.

	Vão	Seção Retangular (vigas)	Momento de cálculo (Kgf.m)	Armadura calculada (cm ²)	Quantidade de barras
Viga v1	P1–P2	15X40cm	1901	1,25	2Ø10mm
	P2–P3	15X40cm	1436	0,94	2Ø10mm

Fonte: próprio autor.

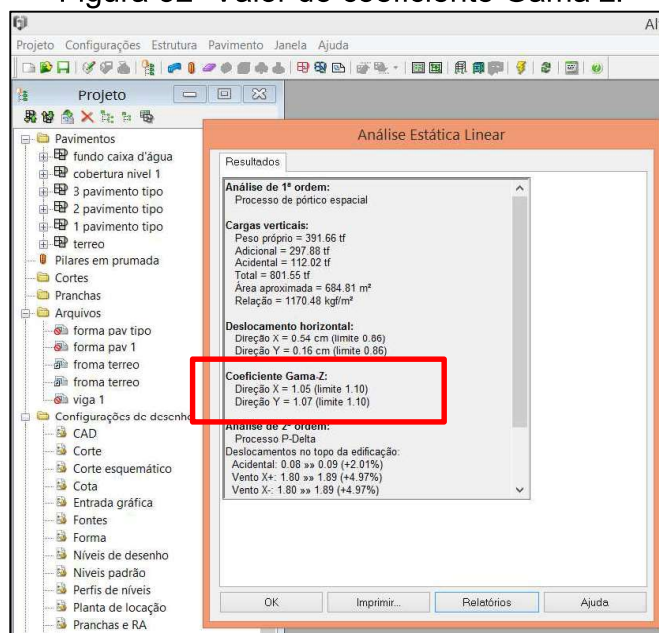
Tabela 7- Resultado do dimensionamento da armadura negativa pavimento tipo.

	Pilar (apoio)	Seção Retangular (vigas)	Momento de cálculo (Kgf.m)	Armadura calculada (cm ²)	Quantidade de barras
Viga v1	P1	15X40cm	4522	3,26	4Ø10mm
	P2	15X40cm	4291	3,08	4Ø10mm
	P3	15X40cm	2210	1,46	2Ø10mm

Fonte: próprio autor.

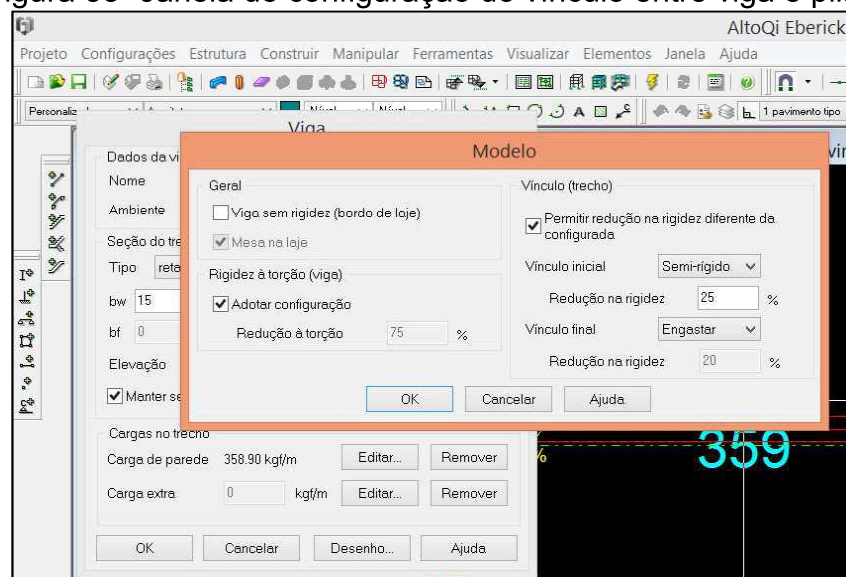
- Segundo passo: Análise do coeficiente de redistribuição, após o processamento da estrutura obteve-se o valor de Gama z na direção x igual a 1,05 e na direção y igual 1,07, ver Figura 32. Ou seja, a estrutura é classificada como nós fixos, então foi utilizado o máximo coeficiente de redistribuição igual 25%. O coeficiente foi configurado na janela de viga modelo na opção permitir redução na rigidez diferente da configurada, conforme Figura 33. A Figura 34 apresenta o desenho do croqui após a aplicação da ligação semirrígida.

Figura 32- Valor do coeficiente Gama z.



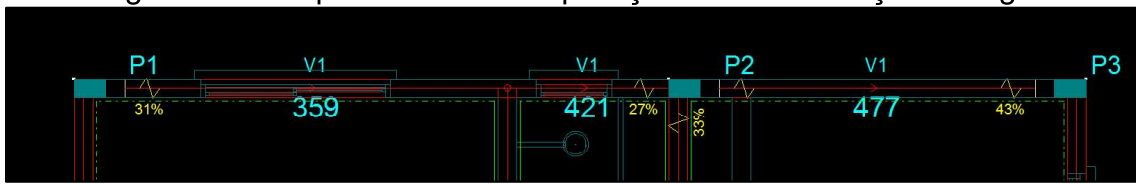
Fonte: próprio autor.

Figura 33- Janela de configuração do vínculo entre viga e pilar.



Fonte: próprio autor.

Figura 34- Croqui mostrando a aplicação da redistribuição da viga.



Fonte: próprio autor.

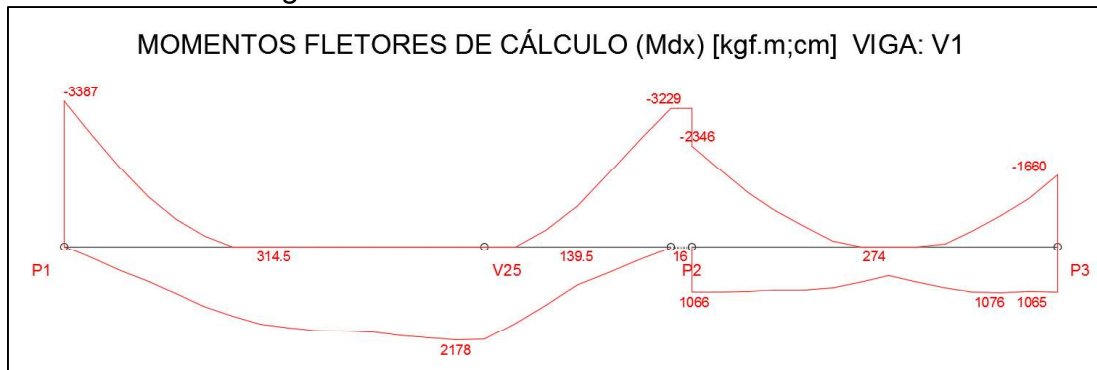
Nota-se que na Figura 34, o coeficiente de redução da rigidez aplicado na ligação entre a viga e os pilares não foi de 25% e sim 31% no pilar 1, 27% no pilar 2 e 43% no pilar 3, esses valores foram escolhidos por tentativa e erro, isso acontece por que não se sabe antecipadamente qual fator deve ser aplicado na redução da rigidez para garantir que as diferenças de momentos fletores antes e depois da redução alcancem os 25% de coeficiente escolhido, entretanto sabe-se que tem que ser menor ou igual a 25 % para fornecer uma distribuição adequada em relação aos momentos positivos.

- Terceiro passo: processou-se a estrutura novamente e obteve-se a nova envoltória de momentos fletores, apresentados na Figura 35, com os novos momentos fletores foi feita a verificação da porcentagem de variação dos momentos negativos para os coeficientes aplicados, por exemplo como o pilar 1 apresenta o maior momento fletor foi garantido que ele chegaria a redução de 25%, ou seja:

$$\% \text{ de redução} = \left(\frac{3387}{4522} - 1 \right) * 100 = -25\%$$

Portanto, o momento negativo atuante no pilar 1 reduziu 25%, depois gerou-se o relatório de cálculo do dimensionamento positivo e negativo aplicando redistribuição de esforços na viga 1 e por fim verificou-se se a posição da linha neutra é menor que 0,248, disposto na Tabela 8 e 9.

Figura 35 – Nova envoltória de momento fletor.



Fonte: próprio autor.

Tabela 8 - Resultado do dimensionamento da armadura positiva pavimento tipo.

	Vão	Seção Retangular (vigas)	Momento de cálculo (Kgf.m)	Armadura calculada (cm ²)	yLN (cm)	d (cm)	Quantidade de barras	$x=(yLn/0,8)$	x/d
Viga v1	P1—P2	15X40cm	2178	1,44	2,29	36,00	2Ø10mm	2,86	0,080
	P2—P3	15X40cm	1205	0,90	1,25	36,00	2Ø10mm	1,56	0,043

Fonte: próprio autor.

Tabela 9- Resultado do dimensionamento da armadura negativa pavimento tipo.

	Pilar (apoio)	Seção Retangular (vigas)	Momento de cálculo (Kgf.m)	Armadura calculada (cm ²)	yLN (cm)	d (cm)	Quantidade de barras	$x=(yLn/0,8)$	x/d
Viga v1	P1	15X40cm	3387	2,35	3,74	35,00	3Ø10mm	4,68	0,134
	P2	15X40cm	3229	2,24	3,56	35,00	3Ø10mm	4,45	0,127
	P3	15X40cm	1660	1,09	1,73	36,00	2Ø10mm	2,16	0,060

Fonte: próprio autor.

Comparando as Tabelas 8 e 9 com as Tabelas 6 e 7, nota-se que o momento negativo no apoio 1 reduziu de 4522 Kgf.m para 3387 Kgf.m e a área de aço reduziu de 3,26 cm² para 2,35 cm², da mesma maneira que os momentos e as áreas de aço dos outros pilares também reduziram. Já os momentos positivos aumentaram, constatou-se que o momento positivo no vão entre os pilares P1 e P2 aumentou de 1901Kgf.m para 2178 Kgf.m e a área de aço aumentou de 1,25 cm² para 1,44 cm², no entanto, a quantidade de armadura positiva dimensionada permaneceu inalterada depois de aplicada a redistribuição de esforços. No que diz respeito a posição da linha neutra, a profundidade foi menor que 0,248, ou seja, o coeficiente de redistribuição adotado pode ser usado na viga do projeto.

Depois de montadas as Tabelas com os resultados de cálculos para todas as vigas do pavimento tipo e caixa d'água, nas duas análises realizadas, elaborou-se Tabelas de comparações de todos os parâmetros de análises apresentadas no resultados e comparações.

4 RESULTADOS E COMPARAÇÕES

Neste capítulo, apresentam-se os resultados de dimensionamento do pavimento tipo e caixa d'água gerados após o processamento da estrutura para as duas análises realizadas de todas as vigas do projeto adotado, levando em consideração o coeficiente de redistribuição de 25% escolhido na metodologia. Além disso, apresentam-se as tabelas e gráficos de comparações dos momentos de cálculo, armaduras calculadas e quantidades de barras divididas em positivas e negativas. As vigas e os pilares de ambos os pavimentos podem ser identificados na Figura 26 e 27 do tópico 3.5.

4.1 Dimensionamento usando análise linear

Os elementos estruturais foram dimensionados conforme a metodologia usada no tópico 3.5, e as Tabelas a seguir mostram os resultados obtidos após o dimensionamento realizado.

4.1.1 Dimensionamento armadura positiva

Para encontrar as armaduras dos momentos fletores positivos das vigas, considerou-se apenas o momento fletor máximo encontrado em cada viga do pavimento tipo e caixa d'água, os resultados desses pavimentos podem ser visualizados nas Tabelas 10 e 11, respectivamente.

Tabela 10- Resultado do dimensionamento da armadura positiva pavimento tipo 1.

	Vão	Seção Retangular (vigas)	Momento de cálculo (Kgf.m)	Armadura calculada (cm ²)	Quantidade de barras
Viga v1	P1-P2	15X40cm	1901	1,25	2Ø10mm
	P2-P3	15X40cm	1436	0,94	2Ø10mm
Viga v2	P4-P5	15X40cm	2758	1,84	3Ø10mm
	P5-P6	15X40cm	2181	1,44	2Ø10mm
Viga v5	P7-P8	15X40cm	1877	1,23	2Ø10mm
	P8-P9	15X40cm	3267	2,19	3Ø10mm
Viga v8	P14-P15	15X40cm	2017	1,33	2Ø10mm
	P15-P16	15X40cm	5881	4,18	2Ø16mm
Viga v10	P17-P18	15X40cm	2169	1,43	2Ø10mm
	P18-P19	15X40cm	4204	2,94	4Ø10mm
Viga v12	P20-P21	15X40cm	2300	1,52	2Ø10mm
	P21-P22	15X40cm	3019	2,02	3Ø10mm
Viga v14	P24-P25	15X40cm	2059	1,36	2Ø10mm
	P25-P26	15X40cm	2834	1,89	3Ø10mm
Viga V19	P20-P17	15X40cm	845	0,90	2Ø10mm
	P17-P14	15X40cm	706	0,90	2Ø10mm
	P14-P7	15X40cm	1120	0,90	2Ø10mm
	P7-P4	15X40cm	1615	1,06	2Ø10mm
	P4- P1	15X40cm	788	0,90	2Ø10mm
Viga V24	P28-P25	15X40cm	1375	0,90	2Ø10mm
	P25-P21	15X40cm	1291	0,90	2Ø10mm
	P21-P18	15X40cm	540	0,90	2Ø10mm
Viga V28	P8-P5	15X40cm	2518	1,65	3Ø10mm
	P5-P2	15X40cm	949	0,90	2Ø10mm
Viga V32	P29-P26	15X40cm	1410	0,92	2Ø12,5mm
	P26-P22	15X40cm	685	0,90	2Ø10mm

Fonte: próprio autor.

Tabela 11- Resultado do dimensionamento da armadura positiva caixa d'água.

	Vão	Seção Retangular (vigas)	Momento de cálculo (Kgf.m)	Armadura calculada (cm ²)	Quantidade de barras
Viga v1	P7-P8	15X40cm	2672	1,78	3Ø10mm
Viga v2	P14-P15	15X40cm	2701	1,80	3Ø10mm
Viga v3	P14-P17	15X40cm	2021	1,33	2Ø10mm
Viga v4	P8-P15	15X40cm	3298	2,22	3Ø10mm

Fonte: próprio autor.

4.1.2 Dimensionamento armadura negativa

As Tabelas 12 e 13 apresentam os valores do dimensionamento das armaduras negativas, para as seções das vigas apoiadas do pavimento tipo e caixa d'água, respectivamente.

Tabela 12- Resultado do dimensionamento da armadura negativa pavimento tipo.

	Pilar (apoio)	Seção Retangular (vigas)	Momento de cálculo (Kgf.m)	Armadura calculada (cm ²)	Quantidade de barras
Viga v1	P1	15X40cm	4522	3,26	4Ø10mm
	P2	15X40cm	4291	3,08	4Ø10mm
	P3	15X40cm	2210	1,46	2Ø10mm
Viga v2	P4	15X40cm	7031	5,61	5Ø12,5mm
	P5	15X40cm	6466	4,90	4Ø12,5mm
	P6	15X40cm	5115	3,58	2Ø16mm
Viga v5	P7	15X40cm	3101	2,14	3Ø10mm
	P8	15X50cm	5053	3,64	3Ø12,5mm
	P9	15X40cm	5596	3,95	2Ø16mm
Viga v8	P14	15X40cm	3352	2,33	3Ø10mm
	P15	15X40cm	6251	4,71	4Ø12,5mm
	P16	15X40cm	6831	5,43	5Ø12,5mm
Viga v10	P17	15X40cm	3598	2,44	2Ø12,5mm
	P18	15X40cm	5998	4,72	6Ø10mm
	P19	15X40cm	7263	5,83	5Ø12,5mm
Viga v12	P20	15X40cm	3728	2,53	2Ø12,5mm
	P21	15X40cm	6798	5,39	5Ø12,5mm
	P22	15X40cm	7321	5,89	5Ø12,5mm
Viga v14	P24	15X40cm	3318	2,30	3Ø10mm
	P25	15X40cm	6630	5,04	4Ø12,5mm
	P26	20X40cm	6059	4,77	6Ø10mm
Viga V19	P20	15X40cm	2068	1,36	2Ø10mm
	P17	15X40cm	2027	1,33	2Ø10mm
	P14	15X40cm	2139	1,45	3Ø10mm
	P7	15X40cm	3148	2,18	3Ø10mm
	P4	15X40cm	2289	1,51	2Ø10mm
	P1	15X40cm	1205	0,90	2Ø10mm
Viga V24	P28	15X40cm	3911	2,79	4Ø10mm
	P25	15X40cm	3721	2,53	2Ø12,5mm
	P21	15X40cm	1946	1,28	2Ø10mm
	P18	15X40cm	1743	1,14	2Ø10mm
Viga V28	P8	15X40cm	3923	2,08	4Ø10mm
	P5	15X40cm	3746	2,55	2Ø12,5mm
	P2	15X40cm	1265	0,90	2Ø10mm
Viga V32	P29	15X40cm	3216	2,23	3Ø10mm
	P26	15X40cm	3066	2,12	3Ø10mm
	P22	15X40cm	2999	2,02	2Ø16mm

Fonte: próprio autor.

Tabela 13- Resultado do dimensionamento da armadura negativa caixa d'agua.

	Pilar (apoio)	Seção Retangular (vigas)	Momento de cálculo (Kgf.m)	Armadura calculada (cm ²)	Quantidade de barras
Viga v1	P7	15X40cm	2319	1,53	2Ø10mm
	P8	15X40cm	3129	2,16	3Ø10mm
Viga v2	P14	15X40cm	2282	1,51	2Ø10mm
	P15	15X40cm	3050	2,11	3Ø10mm
Viga v3	P14	15X40cm	2894	1,99	3Ø10mm
	P17	15X40cm	3143	2,17	3Ø10mm
Viga v4	P8	15X40cm	1942	1,28	2Ø10mm
	P15	15X40cm	2039	1,34	2Ø10mm

Fonte: próprio autor.

4.2 Dimensionamento usando análise linear com redistribuição de Esforço

Os elementos estruturais do projeto escolhido foram dimensionados de acordo a metodologia usada no tópico 3.6, aplicando a redistribuição dos esforços de momento fletor trocando a ligação entre a viga e o pilar de engastada para semi-rígida, considerando o coeficiente de redistribuição de 25%. Destaca-se a importância de um bom estudo de qual coeficiente de redistribuição aplicar, pois sabe-se que o mesmo pode ser alterado em função da posição da linha neutra (equação 6), no entanto, é necessário verificar se o coeficiente de redistribuição atende ao limite estabelecido pela norma, em que δ deve ser maior ou igual à 0,75 para estruturas de nós fixos.

Para garantir que a porcentagem de variação de momento fletor negativo alcançasse o coeficiente de redistribuição desejado de 25%, foi necessário aplicar coeficientes de redução da rigidez diferentes em cada ligação entre a viga e os pilares. Para então processar a estrutura novamente e obter os novos dimensionamentos das armaduras positivas e negativas. Os coeficientes de redução da rigidez dos nós aplicados em cada viga do pavimento tipo e caixa d'água estão apresentados nas tabelas 14 e 15 respectivamente. As porcentagens de variação dos momentos fletores obtidos antes e depois da redistribuição são apresentados no tópico 4.3.

Tabela 14 – Coeficiente de redução aplicado nas vigas do pavimento tipo.

	Pilar (apoio)	Coeficiente de redução da rigidez aplicado
Viga v1	P1	31%
	P2	27%
	P3	43%
Viga v2	P4	27%
	P5	26%
	P6	22%
Viga v5	P7	28%
	P8	16%
	P9	21%
Viga v8	P14	30%
	P15	12%
	P16	17%
Viga v10	P17	34%
	P18	18%
	P19	28%
Viga v12	P20	32%
	P21	22%
	P22	27%
Viga v14	P24	25%
	P25	25%
	P26	25%
Viga V19	P20	22%
	P17	18%
	P14	25%
	P7	24%
	P4	18%
	P1	25%
Viga V24	P28	19%
	P25	16%
	P21	19%
	P18	20%
Viga V28	P8	33%
	P5	26%
	P2	46%
Viga V32	P29	30%
	P26	21%
	P22	35%

Fonte: próprio autor.

Tabela 15 – Coeficiente de redução aplicado nas vigas do pavimento caixa d'água.

	Pilar (apoio)	Coeficiente de redução da rigidez aplicado
Viga v1	P7	30%
	P8	30%
Viga v2	P14	34%
	P15	34%
Viga v3	P14	32%
	P17	32%
Viga v4	P8	49%
	P15	49%

Fonte: próprio autor.

A escolha de qual coeficiente usar se deu por tentativa e erro, até que a porcentagem de variação do momento fletor negativo no apoio mais solicitado fosse alcançada, tentando ao mesmo tempo obter um equilíbrio com o momento positivo, a fim de se obter uma melhor distribuição das armaduras nas vigas.

4.2.1 Dimensionamento armadura positiva

As Tabelas 16 e 17 demonstram o dimensionamento da armadura positiva do pavimento tipo e caixa d'água. As tabelas estão divididas por vigas e vãos entre os pilares, apresentam a seção retangular de cada viga, o momento fletor positivo depois da redistribuição e o cálculo da posição da linha neutra.

Tabela 16- Resultado do dimensionamento da armadura positiva pavimento tipo.

	Vão	Seção Retangular (vigas)	Momento de cálculo (Kgf.m)	Armadura calculada (cm ²)	yLN (cm)	d (cm)	Quantidade de barras	$x=(yLn/0,8)$	x/d
Viga v1	P1–P2	15X40cm	2178	1,44	2,29	36,00	2Ø10mm	2,86	0,080
	P2–P3	15X40cm	1205	0,90	1,25	36,00	2Ø10mm	1,56	0,043
Viga v2	P4-P5	15X40cm	3328	2,24	3,56	36,00	3Ø10mm	4,45	0,124
	P5-P6	15X40cm	2329	1,54	2,45	36,00	2Ø10mm	3,06	0,085
Viga v5	P7-P8	15X40cm	2056	1,35	2,15	36,00	2Ø10mm	2,69	0,075
	P8-P9	15X40cm	2490	1,65	2,63	36,00	2Ø10mm	3,29	0,091
Viga v8	P14-P15	15X40cm	2003	1,32	2,10	36,00	2Ø10mm	2,63	0,073
	P15-P16	15X40cm	4701	3,37	5,36	34,79	4Ø10mm	6,70	0,193

Viga v10	P17-P18	15X40cm	2368	1,57	2,49	36,00	2Ø10mm	3,11	0,086
	P18-P19	15X40cm	3170	2,13	3,38	36,00	3Ø10mm	4,23	0,117
Viga v12	P20-P21	15X40cm	2226	1,47	2,34	36,00	2Ø10mm	2,93	0,081
	P21-P22	15X40cm	3039	2,03	3,23	36,00	3Ø10mm	4,04	0,112
Viga v14	P24-P25	15X40cm	2312	1,23	1,96	36,00	2Ø10mm	2,45	0,068
	P25-P26	15X40cm	3002	2,01	3,19	36,00	3Ø10mm	3,99	0,111
Viga v19	P20-P17	15X40cm	774	0,90	1,25	36,00	2Ø10mm	1,56	0,043
	P17-P14	15X40cm	744	0,90	1,25	36,00	2Ø10mm	1,56	0,043
	P14-P7	15X40cm	1383	0,90	1,38	36,00	2Ø10mm	1,73	0,048
	P7-P4	15X40cm	1861	1,25	1,99	36,00	2Ø10mm	2,49	0,069
	P4- P1	15X40cm	869	0,90	1,25	36,00	2Ø10mm	1,56	0,043
Viga v24	P28-P25	15X40cm	1751	1,22	1,95	36,00	2Ø10mm	2,44	0,068
	P25-P21	15X40cm	1593	1,10	1,74	36,00	2Ø10mm	2,18	0,060
	P21-P18	15X40cm	796	0,90	1,25	36,00	2Ø10mm	1,56	0,043
Viga v28	P8-P5	15X40cm	3009	2,03	3,22	36,00	3Ø10mm	4,03	0,112
	P5-P2	15X40cm	1319	0,90	1,35	36,00	2Ø10mm	1,69	0,047
Viga V32	P29-P26	15X40cm	1683	1,12	1,78	35,88	2Ø10mm	2,23	0,062
	P26-P22	15X40cm	827	0,90	1,25	36,00	2Ø10mm	1,56	0,043

Fonte: próprio autor.

Tabela 17- Resultado do dimensionamento da armadura positiva caixa d'água.

	Vão	Seção Retangular (vigas)	Momento de cálculo (Kgf.m)	Armadura calculada (cm ²)	yLN (cm)	d (cm)	Quantidade de barras	$x=(yLN/0,8)$	x/d
Viga v1	P7-P8	15X40cm	3014	2,02	3,15	36	3Ø10mm	3,938	0,109
Viga v2	P14-P15	15X40cm	3073	2,06	3,27	36	3Ø10mm	4,088	0,114
Viga v3	P14-P17	15X40cm	2554	1,70	2,70	36	3Ø10mm	3,375	0,094
Viga v4	P8-P15	15X40cm	3734	2,59	4,12	35,25	4Ø10mm	5,150	0,146

Fonte: próprio autor.

Observou-se, nas Tabelas 16 e 17, que os valores dos momentos fletores positivos tentem a aumentar quando aplicado a redistribuição dos esforços, porém não houve aumento relevante de armadura calculada em relação ao dimensionamento sem redistribuição, conseqüentemente, a quantidade de armadura variou pouco. Em todas as vigas calculadas depois do novo dimensionamento a posição da linha neutra foi menor que 0,248 portanto atendeu ao limite estabelecido pela norma, caso a posição da linha neutra fosse maior que 0,248 significaria que o coeficiente de redistribuição de 25% não poderia ser usado na viga analisada.

4.2.2 Dimensionamento armadura negativa

As Tabelas 18 e 19 exibem o dimensionamento das armaduras negativas do pavimento tipo e caixa d'água respectivamente, as tabelas estão divididas por apoios e apresentam as seções retangulares das vigas, os momentos fletores obtidos depois da redistribuição, tal como o cálculo da posição da linha neutra.

Tabela 18- Resultado do dimensionamento da armadura negativa pavimento tipo.

	Pilar (apoio)	Seção Retangular (vigas)	Momento de cálculo (Kgf.m)	Armadura calculada (cm ²)	yLN (cm)	d (cm)	Quantidade de barras	$x=(yLN/0,8)$	x/d
Viga v1	P1	15X40cm	3387	2,35	3,74	35,00	3Ø10mm	4,68	0,134
	P2	15X40cm	3229	2,24	3,56	35,00	3Ø10mm	4,45	0,127
	P3	15X40cm	1660	1,09	1,73	36,00	2Ø10mm	2,16	0,060
Viga v2	P4	15X40cm	5264	3,81	6,11	34,79	3Ø12,5mm	7,64	0,220
	P5	15X40cm	4917	3,54	5,63	34,79	3Ø12,5mm	7,04	0,202
	P6	15X40cm	3818	2,72	4,32	34,50	4Ø10mm	5,40	0,157
Viga v5	P7	15X40cm	2652	1,82	2,89	35,00	3Ø10mm	3,61	0,103
	P8	15X50cm	4055	2,90	4,61	34,50	4Ø10mm	5,76	0,167
	P9	15X40cm	4254	3,05	4,86	34,50	4Ø10mm	6,08	0,176
Viga v8	P14	15X40cm	2818	1,94	3,08	35,00	3Ø10mm	3,85	0,110
	P15	15X40cm	4943	3,56	5,66	34,79	3Ø12,5mm	7,08	0,203
	P16	15X40cm	5151	3,76	5,98	34,76	3Ø12,5mm	7,48	0,215
Viga v10	P17	15X40cm	2892	1,99	3,17	35,00	3Ø10mm	3,96	0,113
	P18	15X40cm	4615	3,30	5,25	35,50	3Ø12,5mm	6,56	0,185
	P19	15X40cm	5439	3,83	6,10	35,70	2Ø16mm	7,63	0,214
Viga v12	P20	15X40cm	2996	2,17	3,45	35,00	3Ø10mm	4,31	0,123
	P21	15X40cm	5146	3,72	5,92	34,79	3Ø12,5mm	7,40	0,213
	P22	15X40cm	5472	3,86	6,14	35,70	2Ø16mm	7,68	0,215
Viga v14	P24	15X40cm	2948	2,03	3,23	35,00	3Ø10mm	4,04	0,115
	P25	15X40cm	4970	3,58	5,69	34,79	3Ø12,5mm	7,11	0,204
	P26	20X40cm	5118	3,70	5,88	34,79	3Ø12,5mm	7,35	0,211
Viga V19	P20	15X40cm	1555	1,02	1,62	36,00	2Ø10mm	2,03	0,056
	P17	15X40cm	1534	1,00	1,60	36,00	2Ø10mm	2,00	0,056
	P14	15X40cm	1618	1,07	1,70	36,00	2Ø10mm	2,13	0,059
	P7	15X40cm	2373	1,57	2,50	36,00	2Ø10mm	3,13	0,087
	P4	15X40cm	1774	1,16	1,85	36,00	2Ø10mm	2,31	0,064
	P1	15X40cm	936	0,90	1,25	36,00	2Ø10mm	1,56	0,043
	P28	15X40cm	2990	2,06	3,28	35,00	3Ø10mm	4,10	0,117

Viga V24	P25	15X40cm	2974	2,05	3,26	35,00	3Ø10mm	4,08	0,116
	P21	15X40cm	1750	1,15	1,83	36,00	2Ø10mm	2,29	0,064
	P18	15X40cm	1365	0,90	1,35	36,00	2Ø10mm	1,69	0,047
Viga V28	P8	15X40cm	2935	2,02	3,22	35,00	3Ø10mm	4,03	0,115
	P5	15X40cm	2856	1,96	3,13	35,00	3Ø10mm	3,91	0,112
	P2	15X40cm	988	0,90	1,31	36,00	2Ø10mm	1,64	0,045
Viga V32	P29	15X40cm	2420	1,63	2,60	36,00	2Ø10mm	3,25	0,090
	P26	15X40cm	2310	1,53	2,43	36,00	2Ø10mm	3,04	0,084
	P22	15X40cm	2449	1,76	2,80	35,00	3Ø10mm	3,50	0,100

Fonte: próprio autor.

Tabela 19- Resultado do dimensionamento da armadura negativa caixa d'água.

	Pilar (apoio)	Seção Retangular (vigas)	Momento de cálculo (Kgf.m)	Armadura calculada (cm ²)	yLN (cm)	d (cm)	Quantidade de barras	x=(yLn/0,8)	x/d
Viga v1	P7	15X40cm	2011	1,36	2,17	36	2Ø10mm	2,713	0,075
	P8	15X40cm	2354	1,56	2,48	35	2Ø10mm	3,100	0,089
Viga v2	P14	15X40cm	1907	1,25	1,99	36	2Ø10mm	2,488	0,069
	P15	15X40cm	2299	1,52	2,42	35	2Ø10mm	3,025	0,086
Viga v3	P14	15X40cm	2194	1,45	2,30	36	2Ø10mm	2,875	0,080
	P17	15X40cm	2363	1,56	2,49	35	2Ø10mm	3,113	0,089
Viga v4	P8	15X40cm	1458	0,95	1,51	36	2Ø10mm	1,888	0,052
	P15	15X40cm	1521	0,99	1,58	36	2Ø10mm	1,975	0,055

Fonte: próprio autor.

Observou-se, na Tabela 18 e 19, que os valores dos momentos fletores negativos diminuíram quando aplicado a redistribuição dos esforços, da mesma forma que a área de aço calculada e quantidade de barra de aço também diminuíram. Além disso, o limite da posição da linha neutra foi obedecido em todas as vigas analisadas, ou seja, x/d é menor que 0,248.

4.3 Comparação do momento fletor máximo calculado

Para facilitar a compreensão dos resultados de momentos fletores máximos positivos e negativos, considerando a análise sem e com redistribuição dos esforços. Elaborou-se as Tabelas 20 e 21 (pavimento tipo e caixa d'água, respectivamente) com os momentos positivos e as Tabelas 22 e 23 (pavimento tipo e caixa d'água respectivamente) com os momentos negativos, ressaltando os resultados das duas análises para posteriormente fazer um comparativo dos momentos encontrados e no

caso dos momentos fletores negativos verificar se a porcentagem de variação chegou a redução de 25%.

Tabela 20- Comparação momentos fletores máximos positivos (Kgf.m) do pavimento tipo.

	Vão	Esforço sem redistribuição	Esforço com redistribuição	% de Variação do Momento fletor
Viga v1	P1–P2	1901	2178	15
	P2–P3	1436	1205	-16
Viga v2	P4-P5	2758	3328	21
	P5-P6	2181	2329	7
Viga v5	P7-P8	1877	2056	10
	P8-P9	3267	2490	-24
Viga v8	P14-P15	2017	2003	-1
	P15-P16	5881	4701	-20
Viga v10	P17-P18	2169	2368	9
	P18-P19	4204	3170	-25
Viga v12	P20-P21	2300	2226	-3
	P21-P22	3019	3039	1
Viga v14	P24-P25	2059	2312	12
	P25-P26	2834	3002	6
Viga v19	P20-P17	845	774	-8
	P17-P14	706	744	5
	P14-P7	1120	1383	23
	P7-P4	1615	1861	15
	P4- P1	788	869	10
Viga v24	P28-P25	1375	1751	27
	P25-P21	1291	1593	23
	P21-P18	540	796	47
Viga v28	P8-P5	2518	3009	19
	P5-P2	949	1319	39
Viga V32	P29-P26	1410	1683	19
	P26-P22	685	827	21

Fonte: próprio autor.

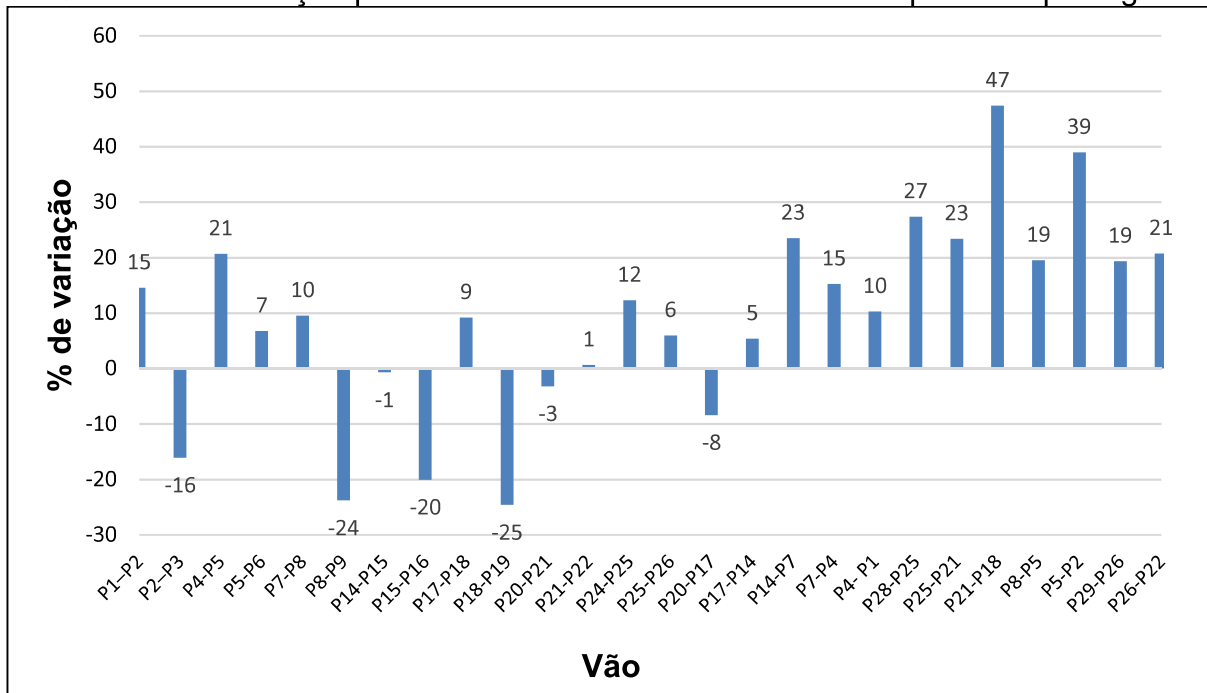
Tabela 21- Comparação momentos fletores máximos positivos (Kgf.m) do pavimento caixa d'água.

	Vão	Esforço sem redistribuição	Esforço com redistribuição	% de variação do Momento fletor
Viga v1	P7-P8	2672	3014	13
Viga v2	P14-P15	2701	3073	14
Viga v3	P14-P17	2021	2554	26
Viga v4	P8-P15	3298	3734	13

Fonte: próprio autor.

A fim de melhor analisar os resultados da Tabela 20, o Gráfico 1 ilustra, a variação em porcentagem entre os momentos fletores positivos obtidos através do processamento da estrutura com e sem redistribuição dos esforços.

Gráfico 1 – Variação percentual entre os momentos fletores positivos por viga.



Fonte: próprio autor.

Conforme pode-se verificar no Gráfico 1, houve variações significativas, como por exemplo, no vão entre os pilares 21 e 18 que teve um aumento do momento fletor positivo de 47%. Mas, em contrapartida, o momento fletor no vão entre os pilares 18 e 19 reduziu em 25%, mostrando que apesar de grande parte dos momentos fletores positivos aumentarem, também houve diminuição de alguns dos valores. Sabe-se que a tendência dos valores positivos são aumentarem e dos valores negativos diminuir para manter um equilíbrio de momentos positivos e negativos, mas pode-se constatar que nem sempre isso ocorre, pois em algumas vigas contínuas, tem-se vãos muito diferentes, onde a tendência do maior vão é aliviar o momento fletor positivo do menor vão, o qual é acentuado pela redução da rigidez do nó entre os vãos.

Já na Tabela 21, notou-se que em todas as vigas ocorreu aumento no valor do momento positivo, como já era previsto. Notou-se também que como as vigas do pavimento caixa d'água não tem continuidade, elas acabam recebendo toda porcentagem de redistribuição do momento negativo deixando, a viga com os novos

diagramas de momentos fletores positivos elevados no vão, sendo necessário um cuidado com relação as flechas nessas vigas.

Tabela 22- Comparação momentos fletores negativos (Kgf.m) pavimento tipo.

	Pilar (apoio)	Esforo sem redistribuição	Esforo com redistribuição	% de redução do Momento fletor
Viga v1	P1	4522	3387	-25
	P2	4291	3229	-25
	P3	2210	1660	-25
Viga v2	P4	7031	5264	-25
	P5	6466	4917	-24
	P6	5115	3818	-25
Viga v5	P7	3101	2652	-14
	P8	5053	4055	-20
	P9	5596	4254	-24
Viga v8	P14	3352	2818	-16
	P15	6251	4943	-21
	P16	6831	5151	-25
Viga v10	P17	3598	2892	-20
	P18	5998	4615	-23
	P19	7263	5439	-25
Viga v12	P20	3728	2996	-20
	P21	6798	5146	-24
	P22	7321	5472	-25
Viga v14	P24	3318	2948	-11
	P25	6630	4970	-25
	P26	6059	5118	-16
Viga V19	P20	2068	1555	-25
	P17	2027	1534	-24
	P14	2139	1618	-24
	P7	3148	2373	-25
	P4	2289	1774	-22
	P1	1205	936	-22
Viga V24	P28	3911	2990	-24
	P25	3721	2974	-20
	P21	1946	1750	-10
	P18	1743	1365	-22
Viga V28	P8	3923	2935	-25
	P5	3746	2856	-24
	P2	1265	988	-22
Viga V32	P29	3216	2420	-25
	P26	3066	2310	-25
	P22	2999	2449	-18

Fonte: próprio autor.

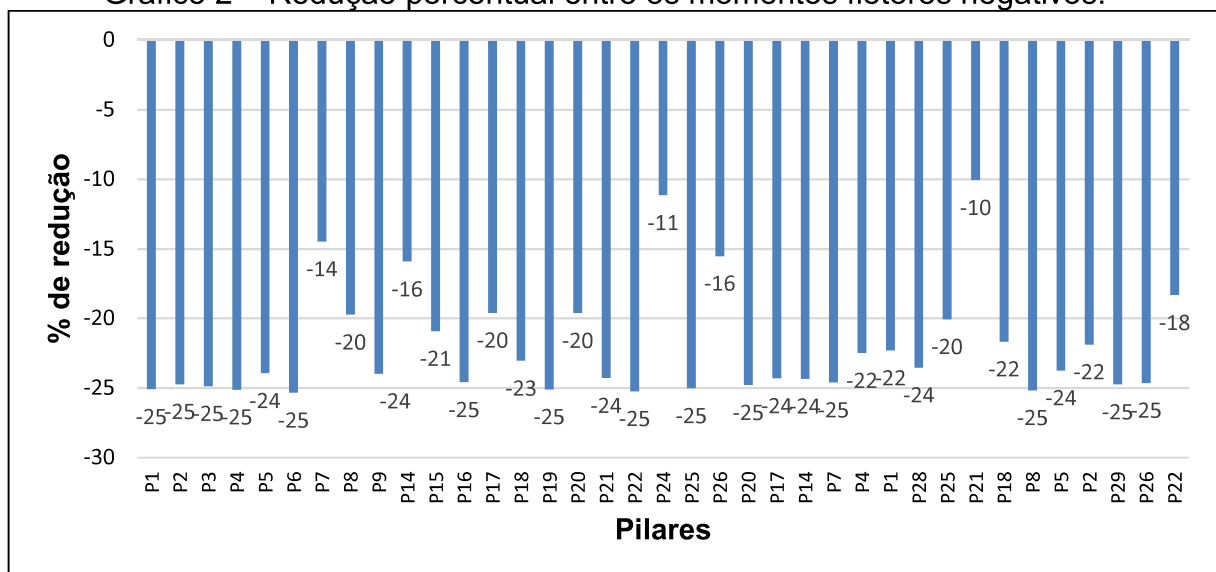
Tabela 23- Comparação momentos fletores negativos (Kgf.m) caixa d'água.

	Pilar	Esforo sem redistribuição	Esforo com redistribuição	% de redução do Momento fletor
Viga v1	P7	2319	2011	-13
	P8	3129	2354	-25
Viga v2	P14	2282	1907	-16
	P15	3050	2299	-25
Viga v3	P14	2894	2194	-24
	P17	3143	2363	-25
Viga v4	P8	1942	1458	-25
	P15	2039	1521	-25

Fonte: próprio autor.

Nota-se nas Tabelas 22 e 23, que as porcentagens de variação dos momentos negativos para os pilares mais solicitados, grifados em azul, atingiram a redistribuição desejada de 25%, então, significa que ocorreu redistribuição dos esforços de momentos negativos nas vigas, mas nem todos os pilares reduziram 25%, isso ocorre, por que seria impossível garantir que todos reduzissem na mesma proporção, devido a diferença de momento de um pilar para outro, por isso, priorizou-se o pilar mais solicitado, mas foi garantido que em todos os apoios o percentual de redução fosse menor ou igual a 25% para fornecer uma boa distribuição em relação as reduções positivas. Para melhor analisar os resultados da Tabela 22, o Gráfico 2 ilustra, a redução em porcentagem entre os momentos fletores negativos.

Gráfico 2 – Redução percentual entre os momentos fletores negativos.



Fonte: próprio autor.

Analisando a comparação dos momentos fletores negativos disponível no Gráfico 2, nota-se que ocorreu redução do momento em todos os apoios analisados concluindo que houve redistribuição dos esforços e conseqüentemente redução na quantidade de armadura o que influencia no valor do consumo de aço.

4.4 Comparação Área de aço calculada

As Tabelas 24 e 25 (pavimento tipo e caixa d'água respectivamente) aponta as áreas de aço calculadas para os momentos positivos máximos e as Tabelas 25 e 26 (pavimento tipo e caixa d'água respectivamente) apresenta as áreas de aço calculadas para os momentos negativos máximos, dimensionadas por análise linear com e sem redistribuição de esforços.

Tabela 24- Comparação das áreas de aço calculadas positivas (cm²) pavimento tipo.

	Vão	Esforço sem redistribuição	Esforço com redistribuição	% de variação da armadura positiva
Viga v1	P1-P2	1,25	1,44	15
	P2-P3	0,94	0,90	-4
Viga v2	P4-P5	1,84	2,24	22
	P5-P6	1,44	1,54	7
Viga v5	P7-P8	1,23	1,35	10
	P8-P9	2,19	1,65	-25
Viga v8	P14-P15	1,33	1,32	-1
	P15-P16	4,18	3,37	-19
Viga v10	P17-P18	1,43	1,57	10
	P18-P19	2,94	2,13	-28
Viga v12	P20-P21	1,52	1,47	-3
	P21-P22	2,02	2,03	0
Viga v14	P24-P25	1,36	1,23	-10
	P25-P26	1,89	2,01	6
V19	P20-P17	0,90	0,90	0
	P17-P14	0,90	0,90	0
	P14-P7	0,90	0,90	0
	P7-P4	1,06	1,25	18
	P4- P1	0,90	0,90	0
V24	P28-P25	0,90	1,22	36
	P25-P21	0,90	1,10	22
	P21-P18	0,90	0,90	0
V28	P8-P5	1,65	2,03	23
	P5-P2	0,90	0,90	0
Viga V32	P29-P26	0,92	1,12	22
	P26-P22	0,90	0,90	0

Fonte: próprio autor.

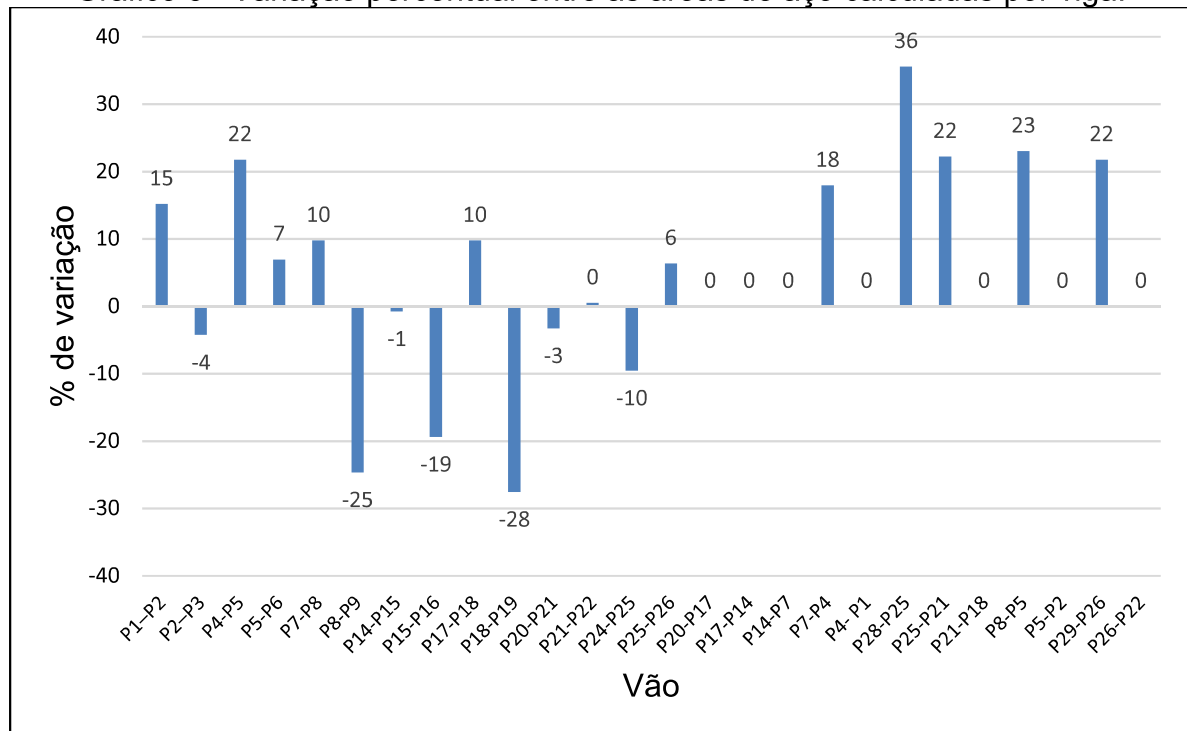
Tabela 25- Comparação das áreas de aço calculadas positivas (cm²) pavimento caixa d'água.

	Vão	Esforço sem redistribuição	Esforço com redistribuição	% de variação da armadura positiva
Viga v1	P7-P8	1,78	2,02	13
Viga v2	P14-P15	1,80	2,06	14
Viga v3	P14-P17	1,33	1,70	28
Viga v4	P8-P15	2,22	2,59	17

Fonte: próprio autor.

O Gráfico 3 ilustra o que ocorre com as áreas de aço positivas calculadas na Tabela 24, na comparação das duas análises realizadas.

Gráfico 3 –Variação percentual entre as áreas de aço calculadas por viga.



Fonte: próprio autor.

Considerando que a área de aço calculada é proporcional ao momento fletor, nos vãos onde houve redução de momento fletor a armadura positiva reduziu e onde houve aumento do momento fletor a armadura positiva aumentou na mesma proporção. Entretanto ocorreu casos em que a armadura permaneceu inalterada por ter variação de momentos fletores positivos de valores baixos. Já para a Tabela 25, todas as armaduras calculadas aumentaram para os momentos positivos.

Tabela 26- Comparação das áreas de aço calculadas negativas (cm²) pavimento tipo.

	Pilar (apoio)	Esforço sem redistribuição	Esforço com redistribuição	% de redução da armadura negativa
Viga v1	P1	3,26	2,35	-28
	P2	3,08	2,24	-27
	P3	1,46	1,09	-25
Viga v2	P4	5,61	3,81	-32
	P5	4,90	3,54	-28
	P6	3,58	2,72	-24
Viga v5	P7	2,14	1,82	-15
	P8	3,64	2,90	-20
	P9	3,95	3,05	-23
Viga v8	P14	2,33	1,94	-17
	P15	4,71	3,56	-24
	P16	5,43	3,76	-31
Viga v10	P17	2,44	1,99	-18
	P18	4,72	3,30	-30
	P19	5,83	3,83	-34
Viga v12	P20	2,53	2,17	-14
	P21	5,39	3,72	-31
	P22	5,89	3,86	-34
Viga v14	P24	2,30	2,03	-12
	P25	5,04	3,58	-29
	P26	4,77	3,70	-22
Viga V19	P20	1,36	1,02	-25
	P17	1,33	1,00	-25
	P14	1,45	1,07	-26
	P7	2,18	1,57	-28
	P4	1,51	1,16	-23
	P1	0,90	0,90	0
Viga V24	P28	2,79	2,06	-26
	P25	2,53	2,05	-19
	P21	1,28	1,15	-10
	P18	1,14	0,90	-21
Viga V28	P8	2,08	2,02	3
	P5	2,55	1,96	-23
	P2	0,90	0,90	0
Viga V32	P29	2,23	1,63	-27
	P26	2,12	1,53	-28
	P22	2,02	1,76	-13

Fonte: próprio autor.

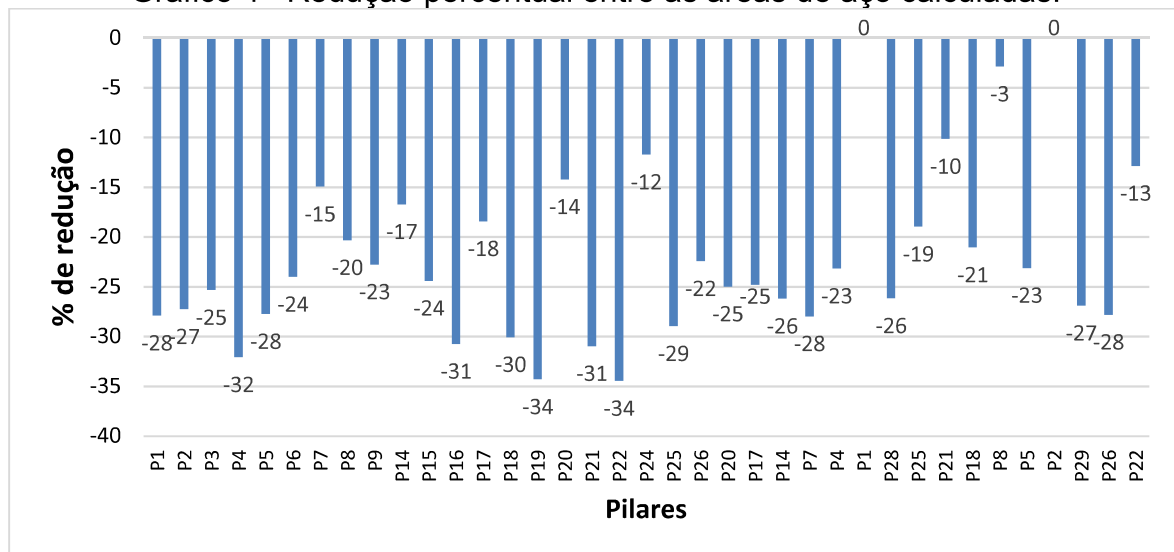
Tabela 27- Comparação das áreas de aço calculadas negativas (cm²) pavimento caixa d'água.

	Pilar (apoio)	Esforço sem redistribuição	Esforço com redistribuição	% de redução da armadura negativa
Viga v1	P7	1,53	1,36	-11
	P8	2,16	1,56	-28
Viga v2	P14	1,51	1,25	-17
	P15	2,11	1,52	-28
Viga v3	P14	1,99	1,45	-27
	P17	2,17	1,56	-28
Viga v4	P8	1,28	0,95	-26
	P15	1,34	0,99	-26

Fonte: próprio autor.

O Gráfico 4 apresenta os resultados da porcentagem de redução da armadura calculada negativa obtidos na Tabela 26.

Gráfico 4 –Redução percentual entre as áreas de aço calculadas.



Fonte: próprio autor.

Analisando o Gráfico 4, nota-se que grande parte das armaduras negativas com redistribuição de esforços reduziram, se comparadas com as armaduras sem redistribuição dos esforços, indicando que as áreas de aço calculadas são condizentes com os valores de momento fletor analisados anteriormente. Porém, em alguns apoios, como por exemplo, o apoio P1 e P2, não houve uma diferença grande de momento fletor negativo por esse motivo as armaduras calculadas permaneceram inalteradas.

Portanto, nessa verificação, fica claro que o efeito da consideração da redistribuição de esforços, influencia diretamente no valor de área de aço calculada negativa.

4.5 Análise da variação na estabilidade global Gama z

Durante a análise linear a estrutura foi classificada como de nós fixos, pois, o valor do gama z, descrito na Tabela 28, foi de 1,05 para o eixo x e 1,06 para o eixo y, ou seja, menor que 1,10 estabelecido pela norma 6118/2014. Entretanto, a análise da estabilidade global foi verificada novamente depois de aplicada a análise linear com redistribuição de esforços, uma vez que, no lançamento de nós semi-rígidos nos apoios das vigas foi simulado um engastamento parcial entre os elementos, isso deixa a estrutura mais deslocável, podendo chegar a ser classificada como estruturas de nós móveis, caso isso ocorra a análise do coeficiente de redistribuição (δ) deverá respeitar o limite $\delta \geq 0,9$, para estruturas de nós móveis.

Mas conforme observado na Tabela 28, o coeficiente gama z depois de aplicada a redistribuição de esforços permaneceu menor que 1,10, ou seja, a estrutura continua classificada como estrutura de nós fixos.

Tabela 28- Variação da estabilidade global gama z.

	Coeficiente Gama z	
	Eixo x	Eixo y
Esforço sem redistribuição	1,05	1,06
Esforço com redistribuição	1,07	1,08

Fonte: próprio autor.

5 CONCLUSÃO

Sabe-se que nas estruturas de concreto, as vigas, que são os elementos estruturais de estudo deste trabalho, estão sujeitas a esforços de momentos fletores negativos que geralmente exigem quantidades de armaduras elevadas dependendo da intensidade do momento resultando, em muitos casos, em um congestionamento de armadura no apoio.

A redistribuição de esforços se aplica diretamente aos momentos negativos, através de um coeficiente de redistribuição limitado pela norma. Esses esforços são redistribuídos para os momentos positivos com o propósito de que ocorra um equilíbrio entre os momentos, a fim de se obter uma melhor distribuição das armaduras nas vigas.

Com relação ao dimensionamento considerando análise linear sem redistribuição, todas vigas foram dimensionadas de acordo com a NBR6118:2014, obtendo assim os momentos negativos e positivos, bem como, as áreas de aço calculadas.

Já na análise linear com redistribuição de esforços, depois de aplicado o coeficiente de redistribuição de 25%. Notou-se que os valores de momentos fletores positivos aumentaram, porém não houve aumento relevante da armadura calculada em relação ao dimensionamento sem redistribuição e, conseqüentemente, a porcentagem de armadura calculada variou pouco, em alguns casos permaneceu inalterada. Isso porque por razões construtivas a área de aço colocada era maior do que a necessária, atendendo a essa armadura também os momentos após a redistribuição.

Os Momentos fletores negativos quando comparados com a análise sem e com redistribuição de esforços, atingiram a redistribuição de esforço desejada de 25%, ou seja, ocorreu redistribuição e conseqüentemente redução na área de aço calculada nos apoios, que influencia diretamente no valor do consumo de aço.

Para o pavimento tipo o consumo de aço CA-50 para a análise sem redistribuição de esforço foi de 742,1Kg, e o volume de concreto foi de 10,8 m³. Já o consumo de aço CA- 50 para a análise linear com redistribuição de esforços foi de 682,2Kg e o volume de concreto foi de 10,6. Nota-se que ocorreu uma redução de aço, nas vigas, da análise sem e com redistribuição de 8,07%, além disso, para edifícios de mais de quatro andares essa redução de consumo de aço seria mais

vantajosa economicamente. Nota-se também que o valor de volume de concreto permaneceu quase o mesmo, uma vez que, na análise linear com redistribuição de esforços a seção transversal da viga não é alterada.

Com relação a variação do parâmetro de estabilidade global γ_z , o coeficiente γ_z depois de aplicada a redistribuição de esforços permaneceu menor que 1,10, ou seja, a estrutura continuou sendo classificada como estrutura de nós fixos.

Neste trabalho demonstrou-se a aplicação da redistribuição linear de esforços em uma estrutura de concreto armado. No exemplo testado, conseguiu-se uma pequena variação do consumo de aço, indicando que o método pode resultar em um dimensionamento mais econômico sem, contudo, alterar de maneira significativa a estabilidade global e as flechas nas vigas.

6 SUGESTÕES DE PESQUISA

A NBR 6118:2014 possui um vasto campo a ser estudado, nas pesquisas referentes à análise linear estrutural. Sendo assim, a seguir são abordadas algumas maneiras de dar continuidade a este trabalho e áreas interessantes para maior aprofundamento:

- Fazer um comparativo de todas as análises estruturais que a norma permite, para verificar a diferença de uma análise para outra;
- Analisar um comparativa entre softwares de cálculo estrutural com relação análise linear com redistribuição de esforços;
- Fazer uma análise crítica dos deslocamentos das vigas depois de aplicado análise linear com redistribuição de esforços;
- Diferenças no comportamento da estrutura de acordo com a vinculação adotada;

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. Vol 1. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues. **Calculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR6118:2003**. 3. ed. São Carlos: Edufscar, 2009.

LEONHARDT, Fritz. **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Vol.1. Rio de Janeiro: Interciência, 2008.

ADÃO, Francisco Xavier; HEMERLY, Adriano Chechetto. **Concreto armado: novo milênio: cálculo prático e econômico**. Rio de Janeiro: Interciência, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. 1980.

COELHO, Ronaldo Sérgio de Araújo. **Concreto armado na prática**. São Luís: UEMA Ed., 2008.

KIMURA, Alio. **Informática Aplicada em estruturas de concreto Armado: Cálculo de Edifícios com o Uso de Sistemas Computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

CORREIA, M.R.S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturas de edifícios**. Tese (Doutorado). São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos- Universidade de São Paulo, 1991.

FONTES, F.F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. Mestrado em Engenharia de estrutura. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos- Universidade de São Paulo, 2005.

FUSCO, P.B. **Estrutura de concreto: fundamentos de projetos estrutural**. Vol.1. São Paulo: Editora da universidade de São Paulo, 1976.

BUENO, Suely; KIMURA, Alio. **ABNT NBR 6118:2014 Comentários e exemplos de aplicação**. Ibracon-1ªed. São Paulo, 2015.

MIRANDA, S.T. **Otimização do dimensionamento das vigas em concreto armado através de análise linear com redistribuição**. Centro de tecnologia – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, [entre 2003 e 2006].

KIRSTEN, André. **Como saber até qual porcentagem de redistribuição posso usar em uma ligação semirrígida**. ALTOQI, 2016. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/256/1639/pt-br/como-saber-ate-qual-porcentagem-de-redistribuição-posso-usar-em-uma-ligação-semirrígida.html>>. Acesso em: 27 nov.2016.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

LIMA, J. S. **Verificação da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e verificação de aplicações normativas**. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2001.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade de edifícios altos**. Dissertação (Mestrado), Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2003.