

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

GUILHERME VINICIOS CAGOL

**ANÁLISE COMPARATIVA DE PROJETO DE UM EDIFÍCIO EXECUTADO EM
LAJES MACIÇAS CONVENCIONAIS E LAJES PLANAS**

**CASCATEL - PR
2016**

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

GUILHERME VINICIOS CAGOL

**ANÁLISE COMPARATIVA DE PROJETO DE UM EDIFÍCIO EXECUTADO EM
LAJES MACIÇAS CONVENCIONAIS E LAJES PLANAS**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

**Orientadora: Prof^a. Me. Maria Vânia
Nogueira do Nascimento Peres**

**CASCADEL - PR
2016**

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

GUILHERME VINÍCIOS CAGOL

**ANÁLISE COMPARATIVA DE PROJETO DE UM EDIFÍCIO EXECUTADO EM
LAJES MACIÇAS CONVENCIONAIS E LAJES PLANAS**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário FAG, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação da Professora Engenharia Civil Mestre **MARIA VÂNIA NOGUEIRA DO NASCIMENTO PERES**.

BANCA EXAMINADORA

Orientadora Prof^a. Mestre **MARIA VÂNIA NOGUEIRA DO NASCIMENTO PERES**
Centro Universitário FAG
Engenheira Civil

Professor Mestre **IZAN GOMES LACERDA**
Centro Universitário FAG
Engenheiro Civil

Professor Mestre **JULIO TOZO NETO**
Centro Universitário FAG
Engenheiro Civil

Cascavel, 26 de Outubro de 2016.

RESUMO

Foi realizado um estudo comparativo de duas soluções estruturais para um edifício residencial de cinco pavimentos com área de 967,65m². A primeira estrutura objeto da análise foi um modelo com lajes convencionais. Esse sistema foi composto de lajes maciças, vigas e pilares em concreto armado. A segunda solução foi um modelo executado com lajes planas. Esse sistema foi composto de lajes planas, pilares e vigas de bordo em concreto armado. Os programas AutoCad e Eberick, foram utilizados para o detalhamento e processamento dos modelos e obtenção dos resultados. Neste estudo foram analisados dados como: consumo de materiais (aço, concreto e formas) para a execução de pilares, vigas e lajes; estabilidade global de cada modelo; análise de deslocamentos da estrutura; cargas verticais e momentos transferidos à fundação. Após os dados coletados dos dois sistemas estruturais, foi realizado um comparativo para conclusão do trabalho, apresentando suas vantagens, desvantagens e resultados. A estrutura executada com lajes convencionais obteve melhores resultados em relação a estrutura com lajes planas no que se refere a quantitativos de materiais. A estabilidade global e deslocamentos dos dois modelos obedeceram a prescrição da NBR 6118 (2014).

PALAVRAS-CHAVE: Lajes convencionais, Lajes planas, Comparativo de projeto estrutural.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação esquemática de uma estrutura com laje convencional.....	14
Figura 2 - Discretização da laje poligonal.....	16
Figura 3 - Perspectiva de um painel de laje sem viga.	18
Figura 4 - Forma da superfície de punção para casos simétricos.....	19
Figura 5 - Perspectiva esquemática de superfícies de ruína devidas à punção em ligações laje-pilar.....	20
Figura 6 - Perímetros críticos em pilares internos, de borda e de canto.....	22
Figura 7 - Perímetros críticos para pilares de borda.....	24
Figura 8 - Perímetros críticos para pilares de borda.....	25
Figura 9 - Planta baixa arquitetônico.....	30
Figura 10– Planta de formas pavimento tipo convencional.	35
Figura 11– Planta de formas pavimento tipo laje plana.	36
Figura 12 – Momentos fletores na grelha lajes convencionais.....	39
Figura 13 – Momentos fletores na grelha lajes planas.	40
Figura 14 – Esforço cortante na grelha laje convencional.....	41
Figura 15 – Esforço cortante na grelha laje plana.	42
Figura 16– Perímetro crítico na laje plana.....	43
Figura 17– flechas totais nas lajes convencionais.	46
Figura 18– flechas totais nas lajes planas.....	47
Figura 19– flechas totais nas vigas da estrutura convencional.....	48
Figura 20– flechas totais nas vigas da estrutura com laje plana.....	49
Figura 21– Planta de cargas dos pilares com lajes convencionais.	50
Figura 22– Planta de cargas dos pilares com lajes planas.	51

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 - Rigidez à flexão das barras da grelha	16
Equação 2 - Rigidez à torção das barras da grelha equivalente.....	16
Equação 3 - Carregamento total da barra	17
Equação 4 - Momento fletor por unidade de comprimento na laje	17
Equação 5 - Cálculo das tensões solicitantes para pilares internos (carga simétrica)	22
Equação 6 - Cálculo das tensões solicitantes para pilares internos (com momento)	23
Equação 7 - Módulo de resistência plástica (pilar retangular)	23
Equação 8 - Módulo de resistência plástica (pilar circular)	24
Equação 9 - Cálculo das tensões solicitantes para pilares de borda (carga simétrica)	24
Equação 10 - Cálculo das tensões solicitantes para pilares de borda (com momento)	25
Equação 11 - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo limite, para que uma laje possa prescindir armadura transversal para resistir a força cortante	26
Equação 12 - Taxa geométrica de armadura de flexão aderente	26
Equação 13 - Altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força	26
Equação 14 - Tensão de cisalhamento no perímetro crítico.....	26
Equação 15 - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo limite para compressão diagonal do concreto	27
Equação 16 - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo	27
Equação 17 - Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto no contorno C	27
Equação 18 - Verificação da tensão resistente à punção no contorno C	27
Equação 19 - Verificação da tensão resistente de compressão no concreto no contorno C.....	28
Equação 20 - Verificação da tensão resistente à punção no contorno C'	28
Equação 21 - Verificação da tensão resistente à punção no contorno C"	28
Equação 22 - Coeficiente de estabilidade global.....	31
Equação 23 - Flecha imediata.....	45
Equação 24 - Flecha diferida	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de K.....	23
Tabela 2 - Resultados γ_z estrutura convencional.....	37
Tabela 3– Resultados γ_z estrutura com laje plana.....	38
Tabela 4- Resultado das tensões na região do apoio.	44
Tabela 5– Cálculo armaduras laje plana.....	45
Tabela 6– Resumo de materiais estrutura com lajes convencionais.....	52
Tabela 7– Resumo de materiais estrutura com laje plana.	53
Tabela 8– Comparativo de consumo de cada estrutura.	54

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	10
1.1 INTRODUÇÃO	10
1.2 OBJETIVOS	11
1.2.1 Objetivo Geral	11
1.2.2 Objetivos Específicos	11
1.3 JUSTIFICATIVA	12
1.4 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	12
1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	12
CAPÍTULO 2	14
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1.1 Lajes maciças convencionais	14
2.1.1.1 Definição	14
2.1.1.2 Vantagens da laje maciça convencional	15
2.1.1.3 Desvantagens da laje maciça convencional	15
2.1.1.4 Método cálculo das lajes maciças apoiadas em vigas	15
2.1.2 Lajes planas com vigas de bordo	17
2.2.2.1 Definição	17
2.2.2.2 Vantagens da laje plana	18
2.2.2.3 Desvantagens da laje plana	19
2.2.2.4 Efeito de Punção na laje	19
2.2.2.5 Vigas de bordo na laje	21
2.2.2.6 Método de cálculo da laje plana	21
2.2.2.7 Método de cálculo armadura para esforço de punção	21
CAPÍTULO 3	29
3.1 METODOLOGIA	29
3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa	29
3.1.2 Caracterização da amostra	29
3.1.3 Coleta dos dados	31
3.1.4 Análise dos dados	31
CAPÍTULO 4	33
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES	33
4.1.1 Dados adotados para projeto	33
4.1.2 Cargas adotadas para as lajes	33

4.1.3	Cargas de alvenaria adotadas para as vigas	34
4.1.4	Concepção das estruturas	34
4.1.5	Estabilidade global das estruturas γ_z	37
4.1.6	Análise da grelha do pavimento	38
4.1.7	Análise dos esforços de punção na laje plana.....	43
4.1.8	Análise de flecha nas lajes e vigas.....	45
4.1.9	Cargas na planta de locação.....	50
4.1.10	Resultado do consumo de materiais	52
CAPÍTULO 5		55
5.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	55
CAPÍTULO 6		57
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	57
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		58
APÊNDICES		60

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

Segundo Cardoso (2013), nota-se que, a construção civil teve um aumento considerável nos últimos anos, atingindo seu desempenho recorde em 2010, por esse fato, a tecnologia avançou nessa área, novas técnicas, novos produtos, uma infinidade de possibilidades diferentes de se executar uma obra, tudo isso voltado para que se obtenha mais rapidez, eficiência e baixo custo.

Antigamente, a maioria dos serviços do ramo de engenharia estrutural seguia um modelo com lajes maciças, vigas e pilares, denominado sistema convencional. Esse sistema foi e ainda é muito utilizado como solução estrutural, porém, com várias limitações. Segundo Sphor (2008), estas estruturas eram construídas com vãos relativamente pequenos e sujeitas apenas a cargas distribuídas.

Hoje, devido a inúmeras edificações sendo executadas, muitas delas optaram por sistemas estruturais e construtivos diferentes do sistema convencional. Uma dessas soluções é a utilização de lajes maciças em concreto armado apoiadas diretamente nos pilares, usando vigas apenas de bordo. Segundo Cicolin (2007) no Brasil, em cidades como Fortaleza, Natal, soluções baseadas nessa técnica são largamente utilizadas. Essa solução estrutural vem sendo usada não apenas em edifícios comerciais, *shopping centers*, salões de festas, restaurantes, mas tem ganhado seu espaço nos empreendimentos residenciais, devido a seu imenso leque de possibilidades e soluções estruturais.

De acordo com Albuquerque (1999), a estrutura de uma edificação, individualmente, responde pela etapa de maior representatividade no custo total da construção (de 15 a 20% do custo total). Tendo em vista esse dado, se com o método estrutural adotado houver uma redução no consumo de aço, concreto, formas e tempo de montagem, supondo que possa chegar a 3%, ou mais, de economia na estrutura, o custo final da obra ficaria consideravelmente mais baixo, apesar de não parecer representar muito, mas com esse valor, o empreendedor poderia facilmente executar as movimentações de terra, a cobertura, ou até a pintura da edificação.

Nota-se o quanto é importante a escolha certa do modelo estrutural a ser adotado em uma edificação. Portanto neste trabalho serão expostas as vantagens e desvantagens dos dois métodos, o sistema convencional e o sistema com lajes planas com vigas de bordo. Após a

análise dos dois modelos será possível chegar a uma conclusão de qual se encaixa melhor com o perfil da obra.

Este trabalho tem como objetivo, dar um novo ponto de vista para esse tipo de solução estrutural, de forma que o projetista ao escolher o sistema estrutural do seu empreendimento, observe outros pontos importantes que influenciam nessa escolha.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Realizar análise comparativa entre duas soluções estruturais adotadas para um mesmo edifício residencial, sendo adotados dois métodos de dimensionamento: lajes maciças em concreto armado, apoiada em vigas e pilares e lajes planas em concreto armado, apoiada diretamente nos pilares, podendo ou não ter capitel nos pilares, e vigas apenas de bordo.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Analisar o lançamento estrutural de cada modelo;
- Comparar os resultados finais de cálculo, momentos atuantes no pavimento e flechas;
- Comparar consumo de material, e peso próprio da estrutura de cada modelo;
- Comparar as cargas verticais de cada modelo;
- Analisar a estabilidade global calculada pelo *software*, para cada modelo.

1.3 JUSTIFICATIVA

A construção civil é um dos principais pontos para o desenvolvimento de um país. De acordo com Bazzo & Pereira (2006), a construção civil confunde-se com a evolução social, ou seja, se de alguma forma for possível melhorar o processo executivo dessas técnicas, indiretamente isso contribuirá para um desenvolvimento mais acelerado.

Segundo Giongo (2007), a decisão de se projetar a estrutura portante de um edifício, depende de fatores técnicos e econômicos. Portanto a aplicação de modelos estruturais mais compatíveis com o tipo de edificação resultará em um processo de construção mais acelerado, e que consuma menos material. Então se ajustado esses fatores, além de mais barato o custo da obra, a perda de material será menor, gerando menos resíduos e contribuindo para um desenvolvimento mais sustentável.

A relevância do trabalho se deve à importância de analisar corretamente o modelo estrutural adotado para cada edificação, utilizando soluções que sejam simplificadas e permite eliminar etapas ou atividades, dessa forma, a escolha do modelo estrutural mais adequado, tal como seu dimensionamento correto, é a solução para obras mais eficientes e de baixo custo (CICOLIN, 2007).

1.4 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

Qual a solução estrutural que melhor atende as solicitações do projeto arquitetônico?

1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa será a concepção de duas soluções estruturais, para o dimensionamento de um edifício, calculadas com ajuda de um *software* para cálculo estrutural, o Eberick, sendo que alguns detalhes serão desenhados graficamente em plataforma CAD, com o programa AutoCAD.

O dimensionamento da estrutura será feito para os 5 (cinco) pavimentos. Para que possa ser quantificado o consumo de materiais, as peças somadas nos cálculos estarão detalhadas nos apêndices do trabalho.

A análise comparativa das estruturas estará restrita a alguns critérios:

- i) Consumo do aço, concreto e formas de cada estrutura;
- ii) Análise de deformações e análise de estabilidade global;
- iii) Cargas verticais e momentos transferidos para fundação;
- iv) Vantagens e desvantagens de cada sistema.

Nesse trabalho não será dimensionado nenhum elemento de fundação, vigas baldrame, circulação vertical (escadas e rampas), contenções e reservatórios. Também não será levado em consideração o levantamento quantitativo desses materiais, atentando-se apenas para o dimensionamento de pilares, vigas e lajes.

Vale ressaltar que, este trabalho não busca adotar uma solução ideal de projeto estrutural, restringindo a análise a critérios como: consumo de materiais (aço, concreto, formas), peso próprio da estrutura, método executivo, análise de deformações e análise de estabilidade global.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1 Lajes maciças convencionais

Este tópico será descrito nos próximos subitens, caracterizando o funcionamento do sistema, e suas vantagens e desvantagens.

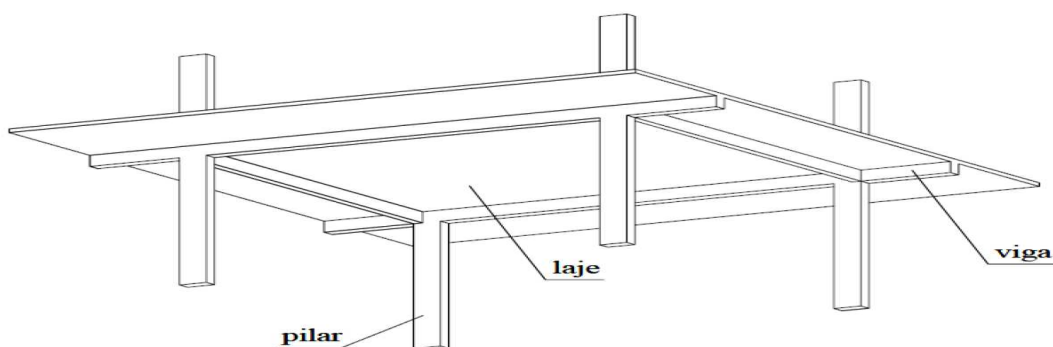
2.1.1.1 Definição

Segundo Carvalho & Figuredo Filho (2014), lajes maciças são placas de concreto de superfície plana, em que a dimensão perpendicular à superfície, usualmente chamada de espessura, é relativamente pequena comparada às demais (largura e comprimento), e sujeitas principalmente a ações normais a seu plano.

O sistema em concreto armado, denominado convencional, é formado por lajes maciças de concreto, que estão apoiadas em vigas e pilares, sendo que as lajes recebem as cargas, provenientes de ocupação, peso próprio, esforços permanentes e revestimento, que são transmitidos às vigas, que por sua vez se apoiam nos pilares, e os pilares descarregam na fundação.

A estrutura convencional está representada pela Figura 1 abaixo:

Figura 1 – Representação esquemática de uma estrutura com laje convencional.



Fonte: Silva, M.A.F. (2005).

2.1.1.2 Vantagens da laje maciça convencional

- i) Existência de muitas vigas, por outro lado, formam muitos pórticos que garantem uma boa rigidez à estrutura (SPOHR, 2008);
- ii) É um dos sistemas mais utilizados nas construções de concreto armado, por isso a mão de obra já é bastante treinada (SPOHR, 2008);
- iii) Há uma grande contribuição das mesas na deformação das vigas (ALBUQUERQUE, 1999).

2.1.1.3 Desvantagens da laje maciça convencional

- i) Devido aos limites impostos, apresenta uma grande quantidade de vigas, fato esse que deixa a forma do pavimento muito recortada, diminuindo a produtividade da construção (ALBUQUERQUE, 1999);
- ii) Grande consumo de formas (SPOHR, 2008);
- iii) O volume de concreto é grande devido ao consumo das lajes (SPOHR, 2008).

2.1.1.4 Método cálculo das lajes maciças apoiadas em vigas

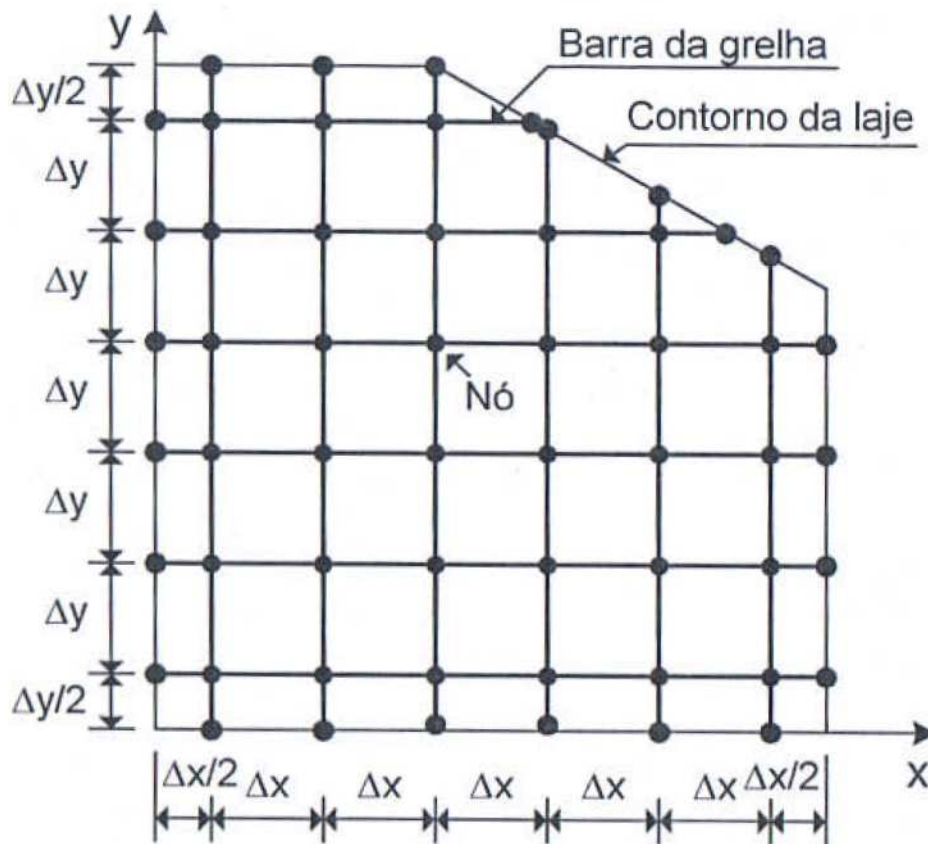
O método adotado para o cálculo das lajes maciças é o de analogia da grelha equivalente, o qual o *software* utilizará para os cálculos.

Segundo Araújo (2014), o método pode ser utilizado para a análise de lajes poligonais de formas diversas, incluindo também as vigas de apoio. Desse modo, podem-se calcular os esforços do pavimento como um todo, levando-se em conta as deformações das vigas.

Conforme Araújo (2014), inicialmente, a laje poligonal é discretizada através de dois conjuntos de linhas uniformemente espaçadas, essas linhas formam uma grelha equivalente que substitui a laje maciça de forma aproximada.

As barras da grelha, dispostas segunda a direção x , possuem seção retangular com largura de $b = \Delta y$ e altura h , onde Δy é o espaço entre as barras e h é a espessura da laje, já as barras dispostas segundo a direção y possuem largura $b = \Delta x$ e altura h , conforme Figura 2.

Figura 2 - Discretização da laje poligonal.



Fonte: Araújo J.M. (2014).

A rigidez à flexão das barras da grelha é dada pela Equação 1:

$$K = \frac{Ecs \, bh^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (1)$$

No qual, Ecs é o módulo secante do concreto, b e h são os valores de Δx e Δy , respectivamente, e ν é o valor do coeficiente de Poisson do concreto ($\nu = 0,2$).

A rigidez à torção das barras da grelha equivalente é dada pela Equação 2:

$$K = \beta(1 - \nu)K \quad (2)$$

No qual, $\beta \leq 1$ é um coeficiente de redução da rigidez à torção.

Na análise da grelha, as barras são carregadas com a carga uniforme equivalente P_{eq} , dada pela Equação:

$$P_{eq} = \frac{(g + q)A}{l_{tot}} \quad (3)$$

No qual,

g = carga permanente na laje maciça;

q = carga acidental na laje maciça;

A = área da laje maciça poligonal;

l_{tot} = soma dos comprimentos das barras da grelha.

Resolvendo a grelha pelo método da rigidez, obtêm-se os deslocamentos nodais, momentos fletores, os momentos torçores e os esforços cortantes em cada barra.

Os momentos fletores por unidade de comprimento na laje, são obtidos das relações da Equação 4:

$$M_y = \frac{M_{yo}}{\Delta x} \quad M_x = \frac{M_{xo}}{\Delta y} \quad (4)$$

no qual, M_{xo} e M_{yo} , são os momentos fletores nas barras da grelha, segundo as direções x e y, respectivamente.

2.1.2 Lajes planas com vigas de bordo

Este tópico será descrito nos próximos subitens, caracterizando o funcionamento do sistema, e suas vantagens e desvantagens.

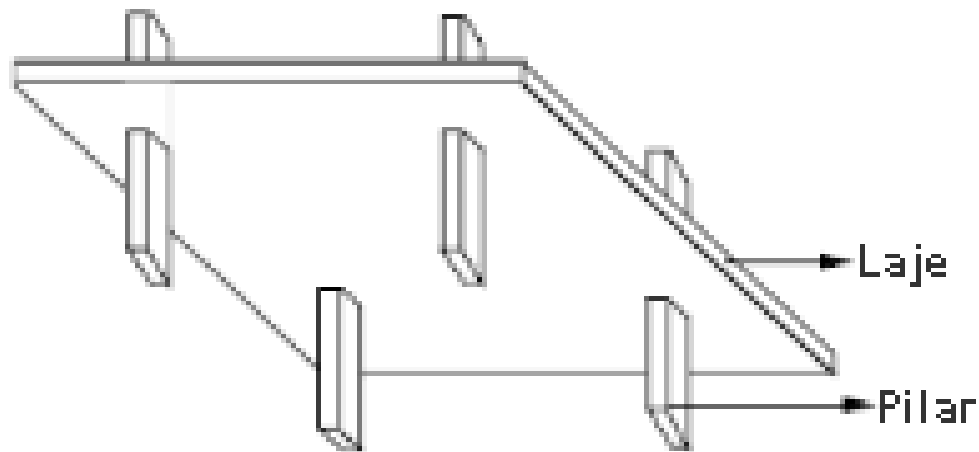
2.2.2.1 Definição

Segundo Carvalho & Pinheiro (2014), no sistema com lajes e vigas de bordo, essas vigas centrais são eliminadas de modo que as lajes se apoiem diretamente nos pilares,

devendo estar rigidamente ligada a eles. As ações desse modo são aplicadas às lajes e transmitidas aos pilares e depois às fundações.

A estrutura com lajes planas está representada pela Figura 3.

Figura 3 - Perspectiva de um painel de laje sem viga.



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2014).

2.2.2.2 Vantagens da laje plana

De acordo com Carvalho & Pinheiro (2014), podem ser consideradas como vantagens da laje plana:

- i) O pavimento em lajes sem vigas oferece ampla liberdade na definição de espaços internos e facilita a realização de reformas e modificações;
- ii) O projeto e execução de instalações prediais elétricas e hidráulicas são facilitados e a qualidade aumenta, pois diminui a quantidade de curvas e a necessidade de contornar vigas, ou perfurá-las;
- iii) As lajes sem vigas possibilitam a diminuição de altura total ou mesmo o aumento do número de pavimentos;
- iv) Simplificação da execução das fôrmas e redução da quantidade de formas em relação ao sistema convencional.

2.2.2.3 Desvantagens da laje plana

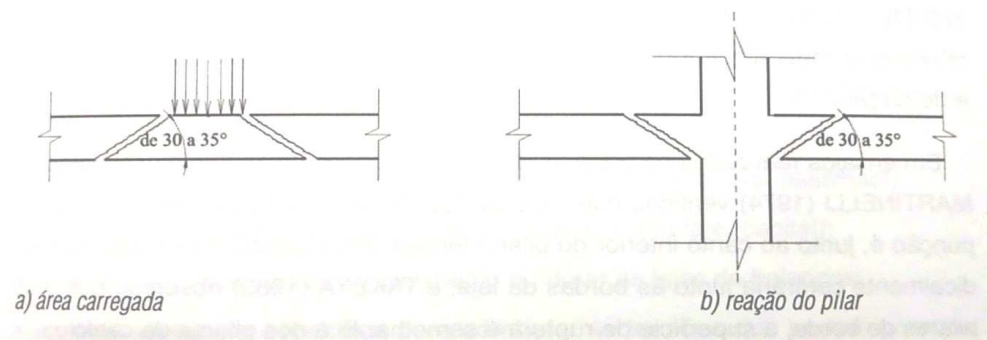
Com relação as desvantagens (CARVALHO & PINHEIRO, 2014) tem-se:

- i) Efeito punção nas lajes, causado pela ausência de vigas;
- ii) Deslocamentos transversais da laje, tanto no centro quanto nas bordas ;
- iii) Instabilidade do edifício às ações laterais;
- iv) Maior consumo de concreto e aço, pela não utilização de elementos com grande inércia.

2.2.2.4 Efeito de Punção na laje

De acordo com Carvalho & Pinheiro (2014), o fenômeno de punção pode sempre ocorrer nas lajes sem vigas, e muitas vezes inviabilizar seu uso. A punção em uma placa é basicamente a sua perfuração devido às altas tensões de cisalhamento, sendo essas provocadas por forças concentradas ou agindo em pequenas áreas (Figura 4).

Figura 4 - Forma da superfície de puncionamento para casos simétricos.



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2014).

Ainda de acordo com Carvalho & Pinheiro (2014), existem 3 tipos de ruína ocasionadas por esse fenômeno, sendo:

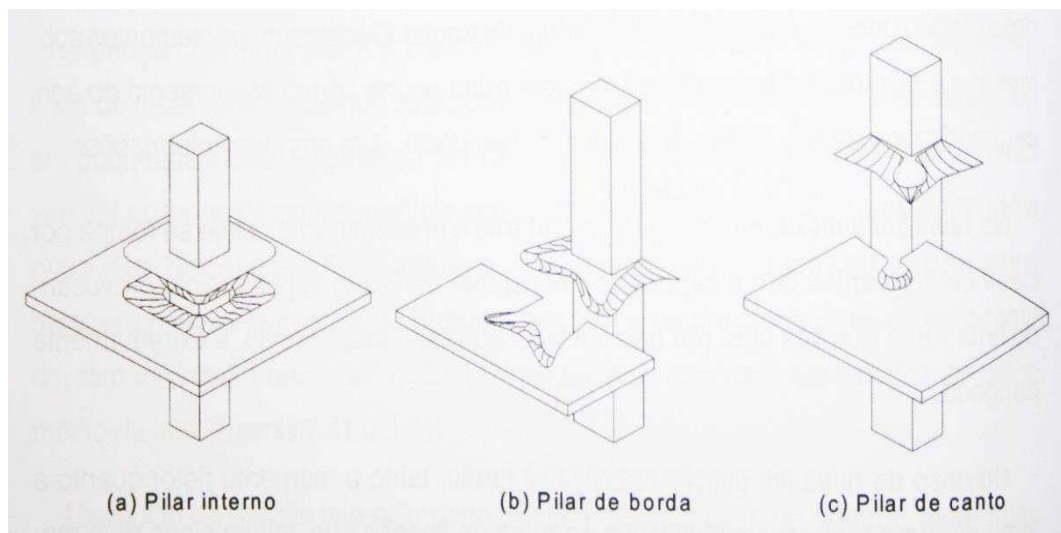
- Ruína por flexão, o qual dá-se ao esmagamento do concreto comprimido ou pela deformação plástica excessiva da armadura de tração;
- Ruína por punção, que o esforço cortante é predominante e a laje se rompe por cisalhamento, antes que a capacidade resistente de flexão seja atingida,

provocando uma ruína abrupta que, por não fornecer qualquer aviso prévio, é extremamente perigosa;

- Ruína por punção associada à flexão, onde o momento fletor e o esforço cortante tem ação significativa na ruína da ligação, que influenciada pelo momento fletor, apresenta satisfatória ductilidade, ou seja, capacidade de apresentar significativas deformações antes da ruína completa.

Conforme o autor citado anteriormente, que representa as perspectivas esquemáticas de superfícies de ruína, a punção em ligações lajes-pilar em lajes sem vigas, conforme Figura 5:

Figura 5 - Perspectiva esquemática de superfícies de ruína devidas à punção em ligações laje-pilar.



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2014).

Segundo Carvalho & Pinheiro (2014), para os pilares internos, a superfície de ruína é praticamente um troco cone, já para os pilares de borda e de canto, essas superfícies são mais irregulares e a análise de ruína é consideravelmente mais difícil, principalmente, devido à influência dos efeitos de flexão e de torção.

Existem alguns fatores que reduzem esse fenômeno, de acordo com o autor citado anteriormente, algumas soluções podem ser empregadas, isoladas ou conjuntamente para solucionar o problema da punção:

- Aumentar a espessura das lajes no todo ou em parte;
- Aumentar a seção transversal da região do pilar sob a laje (capitel);

- iii) Colocar vigas nas bordas do pavimento ou dotar as lajes de balanços;
- iv) Colocar armadura específica para combater as tensões que podem provocar a punção.

2.2.2.5 Vigas de bordo na laje

Conforme Carvalho & Pinheiro (2014), na região de ligação laje-pilar pode existir também a ação de grandes momentos fletores não balanceados, que ocorrem por ações laterais, espaçamentos desiguais de pilares, cargas acidentais diferentes em painéis adjacentes e em pilares posicionados nas bordas e cantos da laje. Esses últimos são os mais críticos, pois aí, além de os momentos fletores serem grandes, a área em torno do pilar em contato com a laje é menor, e há torção nas bordas da laje junto da união com o pilar.

Devido a esse fato a utilização de vigas de bordo é muito importante, e de acordo com Albuquerque (1999), a utilização de vigas nas bordas do pavimento traziam uma série de vantagens, sem prejudicar o conceito de ausência nos recortes do pavimento:

- i) Não prejudicam a arquitetura;
- ii) Formam pórticos para resistir as ações laterais;
- iii) Impedem deslocamentos excessivos nas bordas;
- iv) Eliminam a necessidade de verificação de punção em alguns pilares.

2.2.2.6 Método de cálculo da laje plana

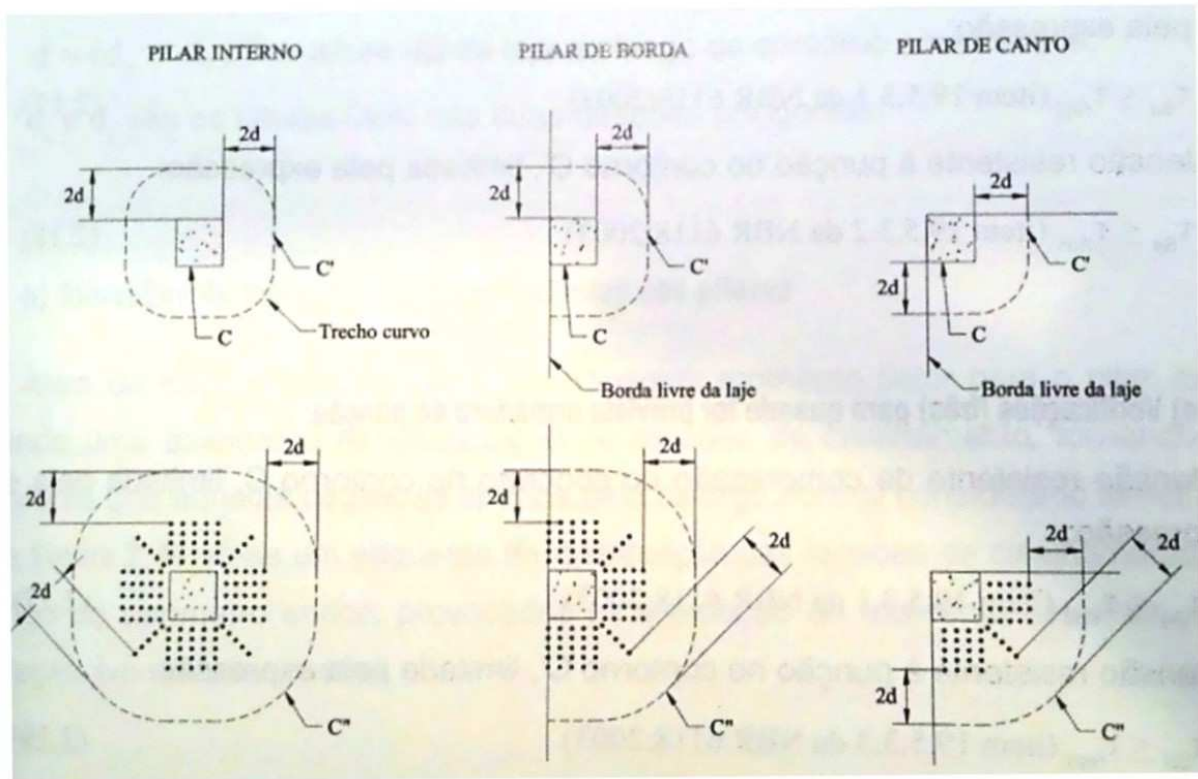
O método de cálculo que o *software* utiliza para as lajes planas é análogo ao usado nas lajes maciças apoiadas em vigas, é analogia da grelha equivalente, descrito no item 2.1.1.4 desse capítulo.

2.2.2.7 Método de cálculo armadura para esforço de punção

De acordo com Carvalho & Pinheiro (2014), a verificação compreende cinco passos básicos:

- i) Determinação dos contornos críticos: devem ser considerado três contornos (ou perímetros) críticos e o cálculo de cada um dos contornos C, C' e C'', pode ser feito de acordo com a Figura 6, conforme a posição do pilar na estrutura:

Figura 6 - Perímetros críticos em pilares internos, de borda e de canto.



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2014).

No qual,

C = Contorno que corresponde exatamente à face do pilar;

C' = Contorno a uma distância 2d da face do pilar;

C'' = Contorno a uma distância 2d da última linha de armaduras;

d = Altura útil da laje ao longo do contorno C'.

ii) Cálculo das tensões solicitantes (atuantes) de cálculo (τ_{sd}): dependem da posição do pilar (centro, borda, ou canto), da sua geometria e das ações (força normal e momentos fletores em uma ou duas direções).

- Pilares internos com carregamento simétrico (NBR 6118,2014 item 19.5.2.1), pela Equação 5:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} \quad (5)$$

No qual,

τ_{sd} : Tensões solicitantes de cálculo;

$d = (d_x + d_y) / 2$;

d = Altura útil da laje ao longo do contorno C' , externo ao contorno C da área de aplicação da força e deste distante $2d$ no plano da laje;

d_x e d_y = Alturas úteis nas duas direções ortogonais;

u = Perímetro do contorno crítico C' ;

$u d$ = Área da superfície crítica;

F_{sd} = Força concentrada de cálculo.

- Pilares internos, com efeito de momento (NBR 6118,2014 item 19.5.2.2), pela Equação 6:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u d} + \frac{K M_{sd}}{W_p d} \quad (6)$$

No qual,

K = coeficiente que fornece a parcela do M_{sd} transmitida ao pilar por cisalhamento, que depende da relação C_1/C_2 , dado pela Tabela 1.

Tabela 1 - Valores de K

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
K	0,45	0,60	0,70	0,80
onde C_1 é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força; C_2 é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força.				

Para pilares circulares internos, deve ser adotado o valor $K = 0,6$.

Fonte: NBR 6118 (2014).

Os valores de W_p podem ser calculados pelas expressões a seguir:

- Para pilar retangular (Equação 7):

$$W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4 C_2 d^2 + 16 d^2 + 2 \pi d C_1 \quad (7)$$

- Para pilar circular (Equação 8):

$$W_p = (D + 4d)^2 \quad (8)$$

No qual,

D = diâmetro do pilar.

- Pilares de borda, quando não agir momento no plano paralelo à borda livre (NBR 6118,2014 item 19.5.2.3), dada pela Equação 9:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u^* d} + \frac{K_1 M_{sd1}}{W_{p1} d} \quad (9)$$

No qual,

$$M_{sd1} = (M_{sd} - M_{sd}^*) \geq 0$$

F_{sd} = Carga da reação de apoio;

u^* = Perímetro crítico reduzido;

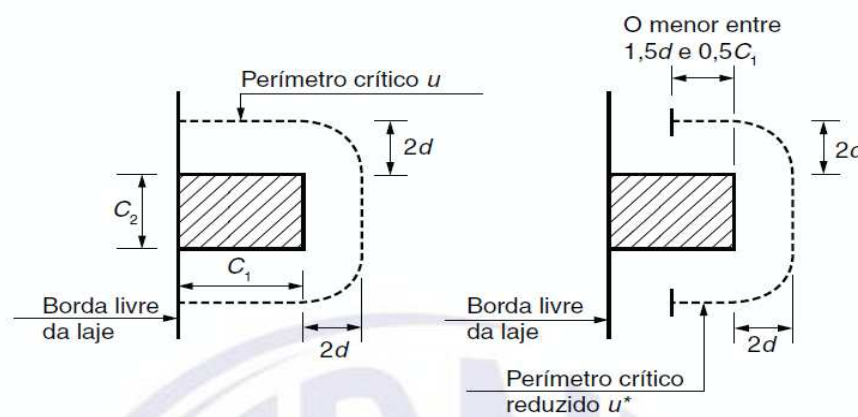
M_{sd} = Momento de cálculo no plano perpendicular à borda livre;

M_{sd}^* = Momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* , em relação ao centro do pilar;

W_{p1} = Módulo de resistência plástica perpendicular à borda livre, calculado para o perímetro u (cálculo através de uma integral, NBR 6118,2014 item 19.5.2.2);

K_1 = Assume os valores estabelecidos para K (tabela 19.2 da NBR 6118,2014 item 19.5.2.2), substituindo os valores de C_1 e C_2 , conforme Figura 7:

Figura 7 - Perímetros críticos para pilares de borda.



Fonte: ABNT, NBR 6118 (2014).

- Pilares de borda, quando agir momento no plano paralelo à borda livre (NBR 6118,2014 item 19.5.2.3), dada pela Equação 10:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u * d} + \frac{K_1 M_{sd1}}{W_{p1} d} + \frac{K_2 M_{sd2}}{W_{p2} d} \quad (10)$$

No qual,

M_{sd2} = Momento de cálculo no plano paralelo à borda livre;

W_{p2} = Módulo de resistência plástica na direção paralela à borda livre, calculado pelo perímetro u ;

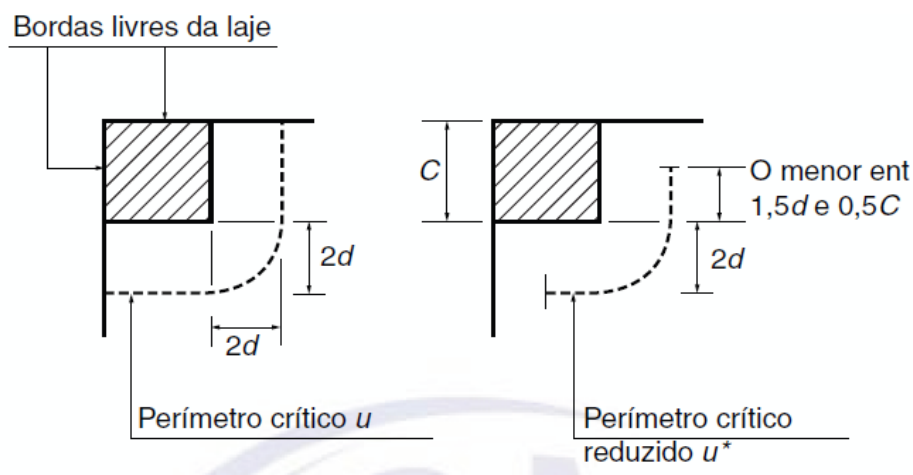
K_2 = assume os valores estabelecidos para K , conforme Tabela 1, substituindo C_1/C_2 por $C_2/2C_1$ (sendo C_1 e C_2 estabelecidos pela figura acima).

- Pilares de canto, quando não agir momento no plano paralelo à borda (NBR 6118,2014 item 19.5.2.4):

- Como o pilar de canto apresenta duas bordas livres, deve ser feita a verificação separadamente para cada uma delas, considerando o momento fletor, cujo plano é perpendicular à borda livre adotada

- O valor de K deve ser calculado em função da proporção C_1/C_2 , sendo C_1 e C_2 , os lados do pilar perpendicular e paralelo à borda livre adotada, conforme Tabela 1 e Figura 8:

Figura 8 - Perímetros críticos para pilares de borda.



Fonte: ABNT, NBR 6118 (2014).

iii) Cálculo das tensões resistentes:

- τ_{wrd1} - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo limite, para que uma laje possa prescindir armadura transversal para resistir a força cortante (Equação 11):

$$\tau_{wrd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} + 0,10 \sigma_{cp} \quad (11)$$

Sendo (Equação 12),(Equação 13),(Equação 14):

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \quad (12)$$

$$d = (d_x + d_y) / 2 \quad (13)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \quad (14)$$

No qual,

N_{sd} = Força normal de cálculo;

A_c = Área crítica;

d = Altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força;

ρ = Taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

ρ_x e ρ_y = Taxas de armadura nas duas direções ortogonais assim calculadas:

- na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar, acrescida de $3d$, para cada um dos lados;

- no caso de proximidade de borda, prevalece a distância até a borda quando menor que $3d$.

- τ_{wrd2} - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo limite para verificação da compressão diagonal do concreto pela Equação 15:

$$\tau_{\text{wrd2}} = 0,24 \alpha_v f_{cd} \quad (15)$$

No qual,

$$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$$

- τ_{wrd3} - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo (Equação 16):

$$\tau_{\text{wrd3}} = 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \sigma_{cp} + 1,5 \frac{d}{S_r} \frac{A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha}{u d} \quad (16)$$

No qual,

S_r = espaçamento radial entre linhas da armadura de punção, não maior que 0,75d;

A_{sw} = Área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C';

α = Ângulo de abertura entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;

u = perímetro crítico ou perímetro crítico reduzido no caso de pilares de borda ou de canto;

f_{ywd} = Resistência de cálculo da armadura de punção, não maior que 300 MPa (megapascal) ou 250MPa (megapascal) para estribos (aço CA50 ou CA60).

iv) Verificação para quando não for prevista armadura de punção:

- Tensão resistente de compressão diagonal do concreto no contorno C, limitado pela expressão (Equação 17):

$$\tau_{sd} \leq \tau_{\text{wrd2}} \quad (17)$$

- Tensão resistente à punção no contorno C, limitado pela expressão (Equação 18):

$$\tau_{sd} \leq \tau_{\text{wrd1}} \quad (18)$$

v) Verificação para quando for prevista armadura de punção:

- Tensão resistente de compressão no concreto no contorno C, limitado pela Equação 19:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{wrd2} \quad (19)$$

- Tensão resistente à punção no contorno C', limitado pela Equação 20:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{wrd3} \quad (20)$$

- Tensão resistente à punção no contorno C'', limitado pela Equação 21:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{wrd1} \quad (21)$$

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa

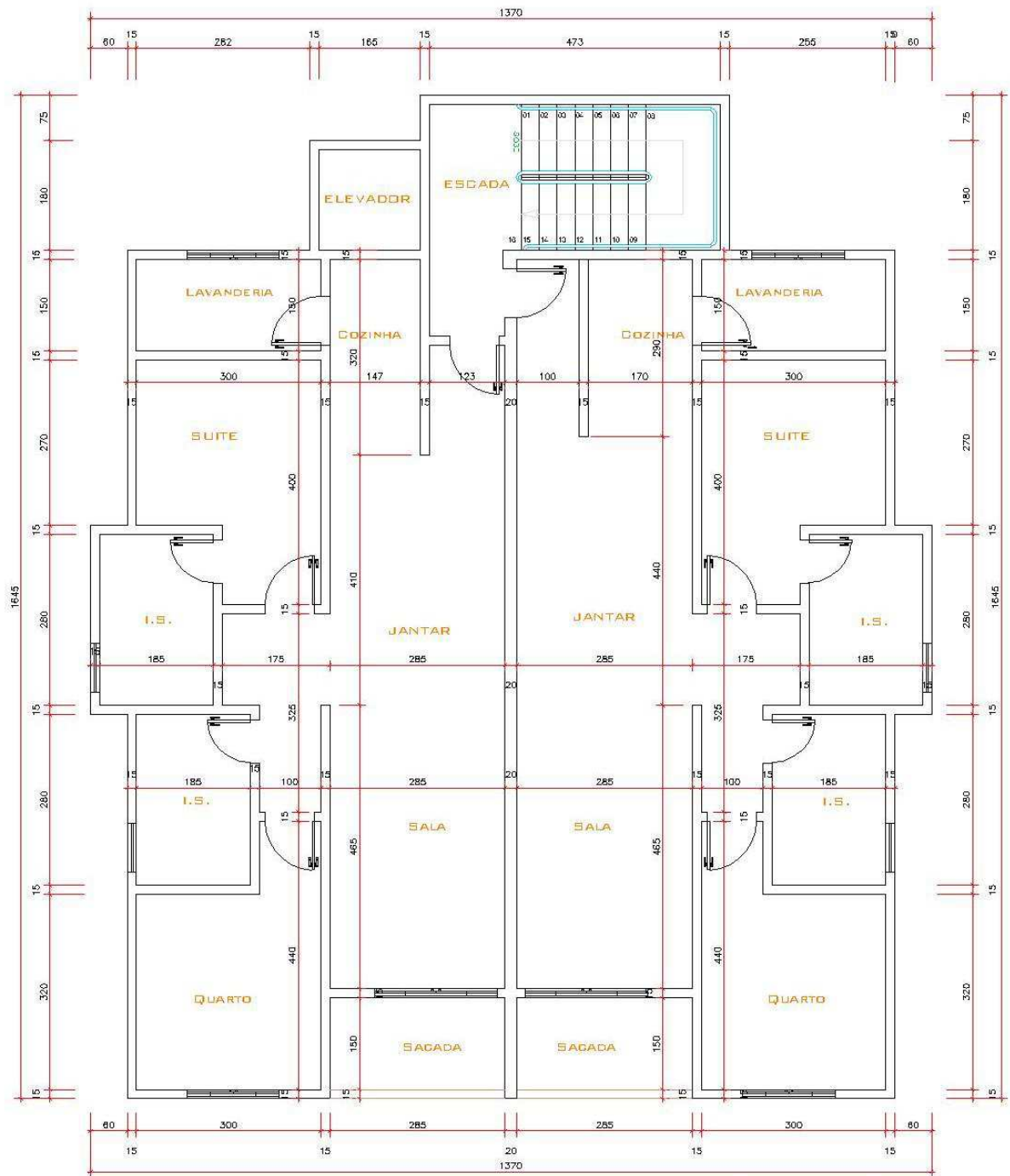
Trata-se de uma análise comparativa de projeto estrutural de um edifício de cinco pavimentos, realizado na cidade de Cascavel-Pr, adotando duas soluções estruturais para essa mesma edificação. Foi criada uma planta baixa arquitetônica usada nas duas soluções, o lançamento da estrutura, tanto a convencional, como a com lajes planas, que foi realizado logo em seguida. Para o desenho gráfico dos itens citados acima, utilizou-se o programa AutoCAD.

Trata-se de uma pesquisa do tipo comparativa, pois serão analisados os resultados obtidos nos cálculos das duas estruturas, averiguando qual estrutura teria o menor consumo de material, dentro dos padrões da NBR 6118(2014).

3.1.2 Caracterização da amostra

O estudo de caso desta pesquisa será o projeto de um edifício residencial de cinco pavimentos que será realizado na cidade de Cascavel-Pr, onde a planta do pavimento foi desenvolvida especificamente para esse estudo, dotada de dois apartamentos com área total de 193,53 m² por pavimento totalizando 967,65 m² de área total da edificação. Conforme a planta utilizada para esse estudo, que consta na Figura 9.

Figura 9 - Planta baixa arquitetônico.



PLANTA BAIXA TIPO (5x)

ESCALA 1:50

Fonte: Autor (2016).

3.1.3 Coleta dos dados

Os dados serão obtidos através do dimensionamento das estruturas com auxílio do *software* para cálculo Eberick V8, conforme NBR 6118(2014), lançando no programa a estrutura já concebida anteriormente e, analisando os resultados gerados pelo programa, como: quantitativo de materiais, deformações, e análise de estabilidade global de cada estrutura concebida.

Também será utilizado como auxílio nesse trabalho: livros, apostilas acadêmicas, teses e artigos publicados na área.

3.1.4 Análise dos dados

Após obter os resultados gerados pelo *software*, será realizada uma análise comparativa entre os dois modelos estruturais calculados, averiguando qual solução estrutural atende melhor os requisitos do projeto arquitetônico com o menor consumo de material, e também atendendo às análises de deformações e análise de estabilidade global prescritas pelo item 15.5.3 da NBR 6118(2014), o qual estabelece a fórmula para cálculo do coeficiente de estabilidade global denominado γz , onde para cada combinação de ações do ELU, temos a Equação 22:

$$\gamma z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M1_{tot,d}}} \quad (22)$$

no qual,

$\Delta M_{tot,d}$ = Produto da carga vertical e o deslocamento horizontal, somatório de todos os pavimentos;

$M1_{tot,d}$ = Produto da força horizontal e a altura em relação à base, somatório de todos os pavimentos.

No item 15.5.3 da NBR 6118/2014, limita o valor do coeficiente γz para estruturas de nós fixos em 1,10. Conforme o mesmo item da norma diferencia estrutura de nós fixos a estrutura a qual os efeitos globais de segunda ordem podem ser desprezados por não representarem 10% de acréscimo nas ações de primeira ordem da estrutura. Já a estrutura de

nós móveis, limitando γz em 1,30, leva-se em consideração pois os efeitos globais de segunda ordem superam 10% de acréscimo nas ações de 1º ordem da estrutura.

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1.1 Dados adotados para projeto

Os dados gerais adotados conforme NBR 6118(2014), para o cálculo das estruturas foram:

- Classe de Agressividade II (urbana);
- Cobrimento Nominal de 2,5cm;
- Classe do concreto C25;
- Aço CA50 e CA60.

4.1.2 Cargas adotadas para as lajes

Os dados adotados para o cálculo das lajes de ambas as estruturas, conforme NBR 6120/80 foram:

- Revestimento cerâmico nas lajes de piso com espessura total acabado adotado de 5 cm, e peso específico $\gamma_r=21 \text{ KN/m}^3$, portanto $g=1,05 \text{ KN/m}^2$;
- Sobrecarga acidental para piso de residências de $q=2 \text{ KN/m}^2$;
- Sobrecarga acidental para cobertura sem acesso às pessoas $q=0,5 \text{ KN/m}^2$;
- Sobrecarga permanente para estrutura do telhado de $g=1,5 \text{ KN/m}^2$;
- Alvenarias com 15 cm de espessura, executadas com tijolos cerâmicos com furos, e peso específico da alvenaria acabada com chapisco, emboço e reboco de $\gamma_{alv}=13 \text{ KN/m}^3$;
- Altura das alvenarias apoiadas nas lajes convencionais de 2,70m (pé direito de 2,80m, menos a espessura da laje de 10cm);
- Altura das alvenarias apoiadas nas lajes planas de 2,60m (pé direito de 2,80m, menos a espessura da laje plana de 20cm);

4.1.3 Cargas de alvenaria adotadas para as vigas

As cargas de alvenaria executada com tijolos cerâmicos furados, chapisco, emboço e reboco com espessura final de 15 cm, adotadas nas vigas:

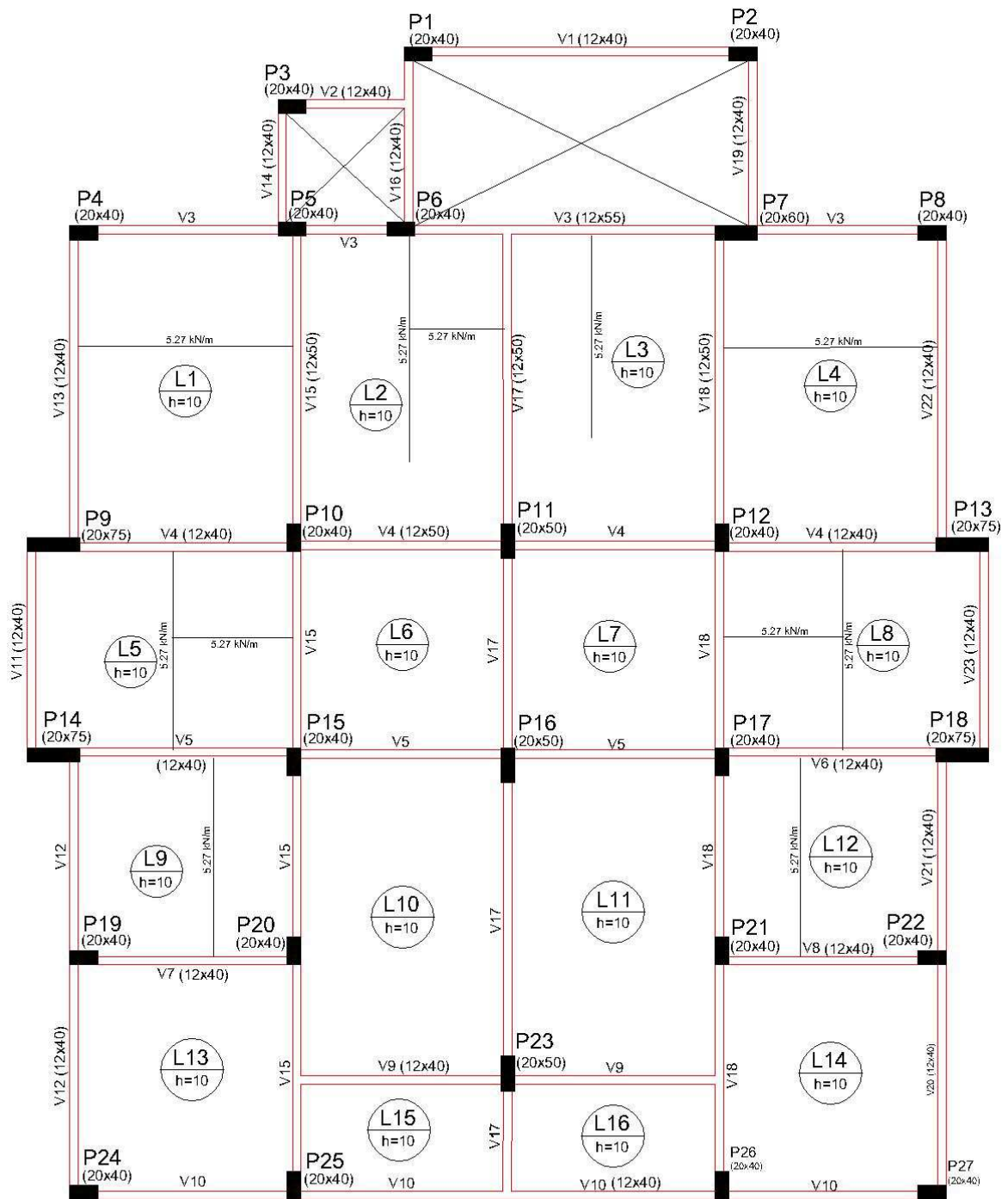
- Nas vigas de piso da estrutura convencional foram consideradas alvenarias com altura de 2,40m (pé direito de 2,80m menos 0,40m da viga);
- Nas vigas de piso de bordo da laje plana foram consideradas alvenarias com altura de 2,50m (pé direito de 2,80m menos 0,30m da viga).
- Em ambas das vigas de cobertura foram consideradas alvenaria com altura de 1,0m (platibanda).

4.1.4 Concepção das estruturas

Para a concepção da estrutura com lajes convencionais foi adotado uma seção inicial de pilares com 20x40cm e 20x50cm para dois pilares centrais, quatro pilares laterais com 20x75cm e vigas de 12x40cm, 12x50cm, 12x55cm. Lajes maciças com espessura de 10cm, e conforme o cálculo foi ajustado as seções das peças, de acordo com Figura 10.

Já a concepção da estrutura com lajes planas e vigas de bordo, devido à falta de elementos rígidos que compõe o pórtico, os pilares laterais e de fachada tem seção 20x40xm, 20x75cm, 25x50cm, 25x60cm, 20x85cm, e dois pilares centrais de seção 20x120cm, ao longo da distribuição da estrutura. Outro motivo para o aumento da seção dos pilares nesse modelo é para que sua área de contato com a laje seja suficiente a ponto de evitar armadura de punção ou capitel, que poderia onerar mais custos à obra. As vigas foram limitadas a uma altura de 30 cm para piso e 35 cm para cobertura, para que pudesse existir uma liberdade quanto à execução do projeto arquitetônico. As vigas da cobertura tem 5 cm a mais de altura em relação às vigas do piso, para que fosse agregado rigidez ao pórtico, e os maiores deslocamentos da estrutura se encontravam no ultimo pavimento. As seções das vigas de piso são: 15x40cm, 15x50cm, 25x60cm, 20x40cm, e 25x30cm. Já nas vigas de cobertura as seções que foram adotadas são de: 15x40cm, 15x50cm e 25x35cm. O lançamento da estrutura com lajes planas se dá pela Figura 11.

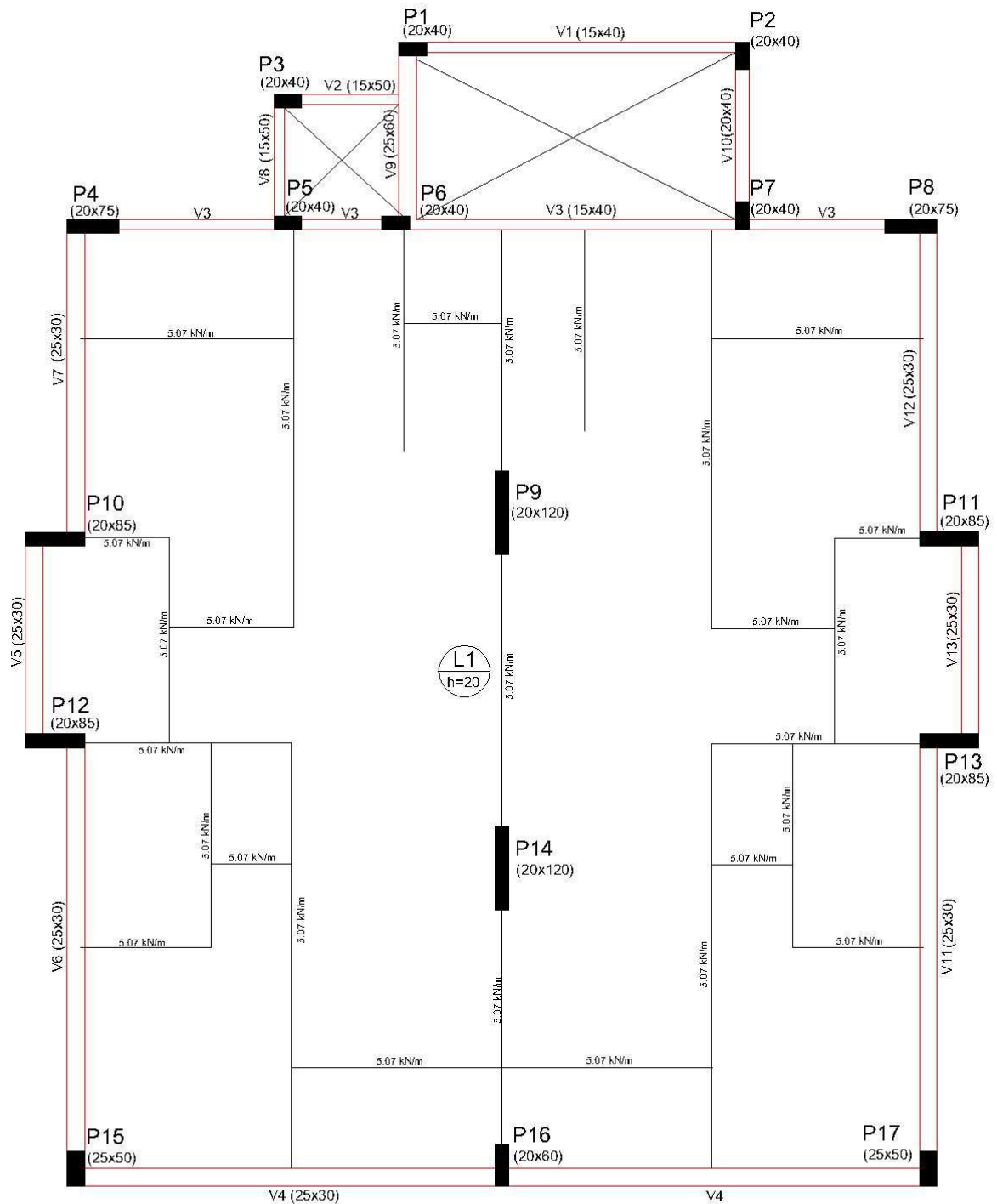
Figura 10– Planta de formas pavimento tipo convencional.



Forma do pavimento TIPO (4x)
escala 1:50

Fonte: Autor (2016).

Figura 11– Planta de formas pavimento tipo laje plana.



Forma do pavimento TIPO (4x)
escala 1:50

Fonte: Autor (2016).

4.1.5 Estabilidade global das estruturas γ_z

Após o lançamento das estruturas foi calculado no *software* Eberick o coeficiente de estabilidade de cada modelo, com a limitação de 1,10 para estruturas de nós fixos. Os resultados da estrutura convencional e estrutura com laje plana estão apresentados na Tabela 2 e Tabela 3, respectivamente.

O *software* calcula a combinação mais desfavorável e aplica o processo de iteração para cálculo da estabilidade, o qual leva em consideração a altura do pavimento, as cargas verticais e horizontais e os deslocamentos em cada ponto do pavimento. Por fim, apresenta o valor do coeficiente γ_z da estrutura para cada eixo calculado.

Tabela 2 - Resultados γ_z estrutura convencional.

Cálculo Gama z estrutura com lajes convencionais						
Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1) (combinação do ELU mais desfavorável)						
Pavimento	Altura	Carga	Carga Horizontal (Desloc. Horizontal (cm)			
	Relativa (cm)	Vertical (tf)	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
COBERTURA	1440	158.51	2.79	2.33	0.86	0.11
TIPO 4	1160	291.12	5.37	4.48	0.76	0.09
TIPO 3	880	291.12	5.04	4.20	0.62	0.07
TIPO 2	600	291.12	4.58	3.81	0.41	0.04
TIPO 1	320	291.12	3.65	3.04	0.17	0.01
BALDRAME	40	119.54	0.16	0.14	0.00	0.00
Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V3) (combinação do ELU mais desfavorável)						
Pavimento	Altura	Carga	Carga Horizontal (Desloc. Horizontal (cm)			
	Relativa (cm)	Vertical (tf)	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
COBERTURA	1440	158.51	2.79	2.33	0.02	0.76
TIPO 4	1160	291.12	5.37	4.48	0.02	0.70
TIPO 3	880	291.12	5.04	4.20	0.01	0.57
TIPO 2	600	291.12	4.58	3.81	0.01	0.40
TIPO 1	320	291.12	3.65	3.04	0.00	0.18
BALDRAME	40	119.54	0.16	0.14	0.00	0.00
Coeficiente Gama-Z						
	Eixo X	Eixo Y				
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	186.10	154.99				
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	7.07	6.60				
Gama-Z	1.04	1.04				
Valor limite: 1.10						

Fonte: Autor (2016).

Tabela 3– Resultados γz estrutura com laje plana.

Cálculo Gama z estrutura com lajes planas						
Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V1) (combinação do ELU mais desfavorável						
Pavimento	Altura	Carga	Carga Horizontal (t Desloc. Horizontal (cm))			
	Relativa (cm)	Vertical (tf)	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
COBERTURA	1440	214.40	2.79	2.33	1.98	0.55
TIPO 4	1160	323.90	5.37	4.48	1.59	0.41
TIPO 3	880	323.90	5.04	4.20	1.16	0.26
TIPO 2	600	323.90	4.58	3.81	0.69	0.13
TIPO 1	320	323.90	3.65	3.04	0.25	0.04
BALDRAME	40	34.42	0.16	0.14	0.00	0.00
Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.3S+1.4Q+1.1A+0.84V3) (combinação do ELU mais desfavorável						
Pavimento	Altura	Carga	Carga Horizontal (t Desloc. Horizontal (cm))			
	Relativa (cm)	Vertical (tf)	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
COBERTURA	1440	214.40	2.79	2.33	0.28	1.73
TIPO 4	1160	323.90	5.37	4.48	0.20	1.38
TIPO 3	880	323.90	5.04	4.20	0.13	0.98
TIPO 2	600	323.90	4.58	3.81	0.07	0.57
TIPO 1	320	323.90	3.65	3.04	0.02	0.20
BALDRAME	40	34.42	0.16	0.14	0.00	0.00
Coeficiente Gama-Z						
	Eixo X	Eixo Y				
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	186.10	154.99				
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	16.19	13.82				
Gama-Z	1.10	1.10				
Valor limite: 1.10						

Fonte: Autor (2016).

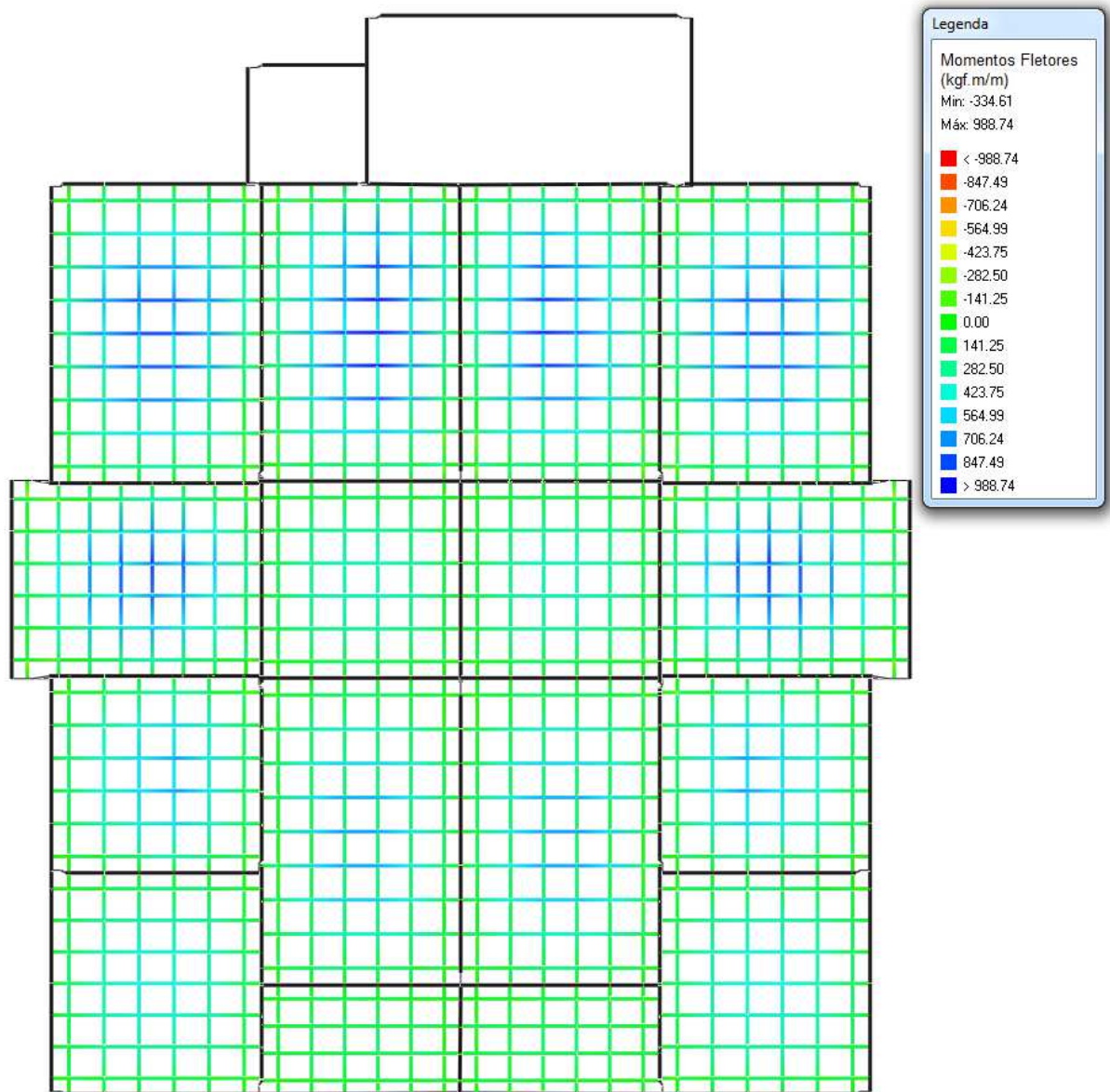
Conforme os relatórios de cálculo, ambas as estruturas ficaram dentro do padrão recomendado pela NBR 6118(2014) para estruturas de nós fixos .

4.1.6 Análise da grelha do pavimento

Foi realizada uma análise da grelha do pavimento tipo de cada modelo, com os esforços atuantes no ELU.

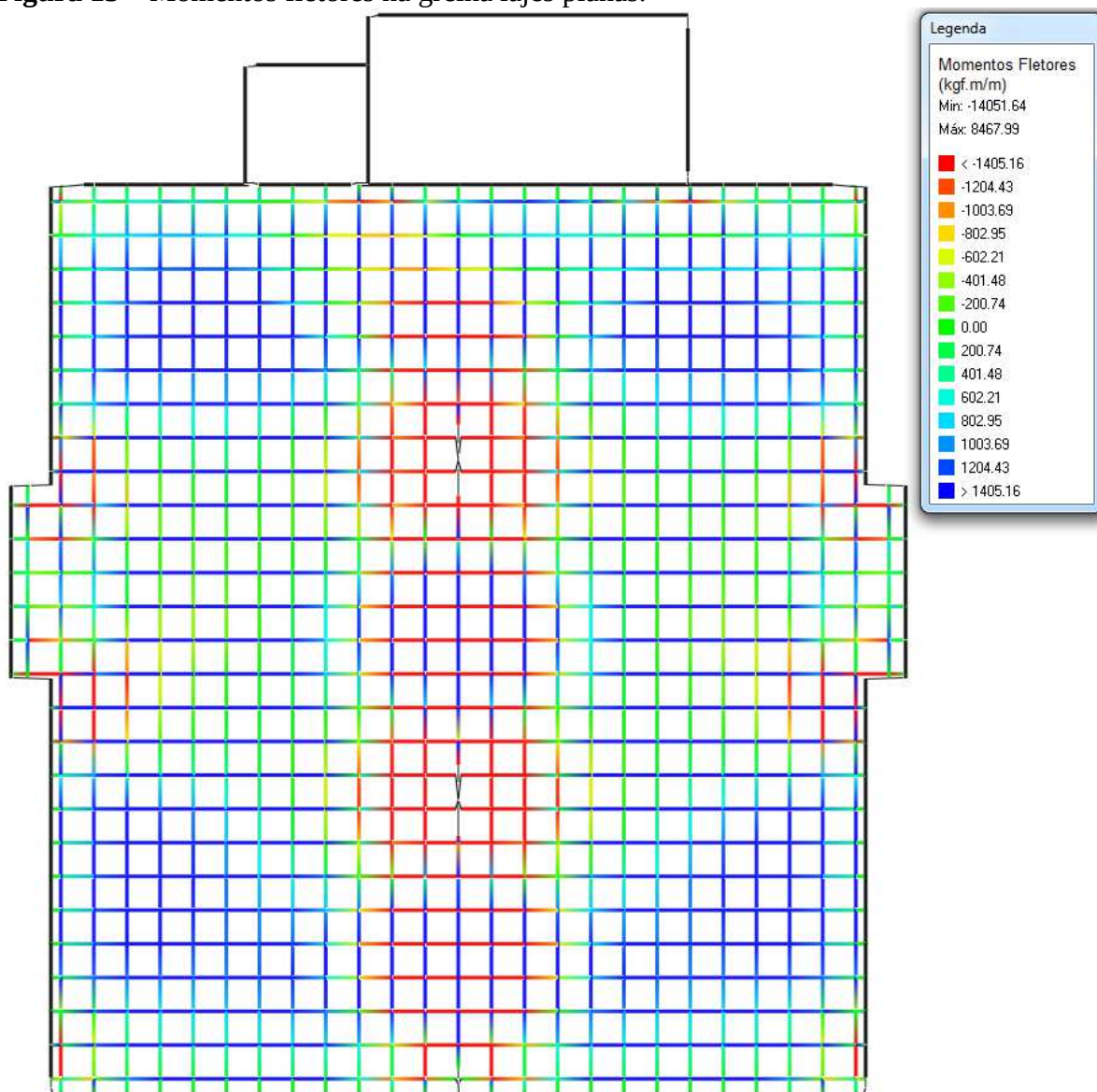
A primeira análise comparativa será dos momentos fletores no ELU com a combinação mais desfavorável de cada modelo, conforme a Figura 12 que representa as solicitações dos momentos no modelo de lajes convencionais e a Figura 13 no modelo de lajes planas.

Figura 12 – Momentos fletores na grelha lajes convencionais.



(Fonte: Autor, 2016).

Figura 13 – Momentos fletores na grelha lajes planas.



Fonte: Autor (2016).

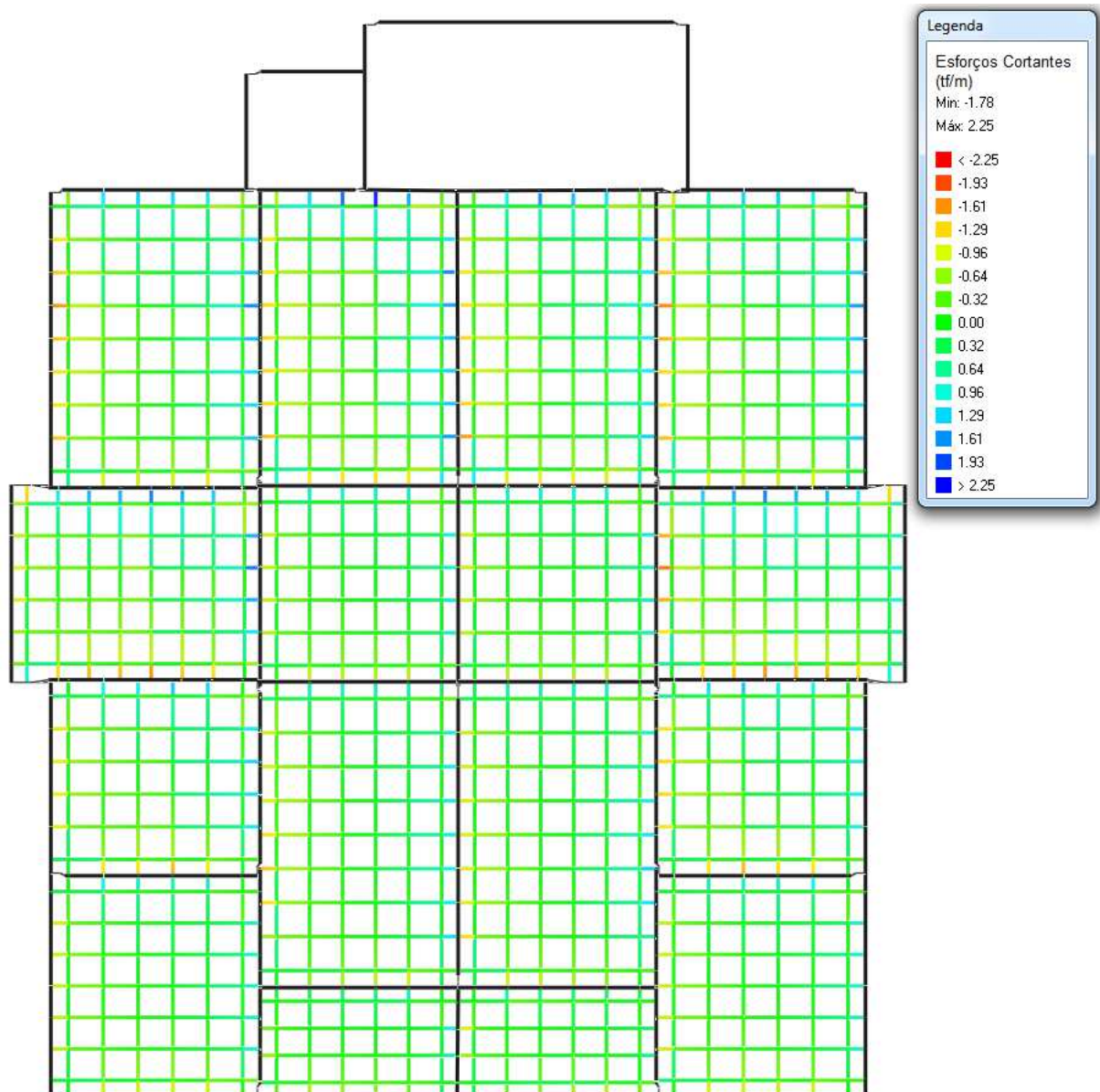
Conforme apresentado nas Figuras 12 e 13, no qual as cores em vermelho representam os momentos negativos e a cor azul os momentos positivos. O pavimento com lajes planas, apesar de ter as mesmas cargas de alvenaria, revestimento, sobrecargas acidentais, tem o ponto desfavorável do peso próprio, no qual a laje para resistir a esses esforços de flexão tende a ter uma altura maior, portanto, um peso próprio maior que a laje convencional, acarretando um carregamento maior na estrutura. Outro ponto desfavorável em relação aos esforços é o vão considerado nas lajes, onde na laje convencional têm-se vãos médios de 3m, na laje plana têm-se vãos de 6m.

Nota-se ao comparar um resultado com outro, que a laje plana tem uma concentração de momentos em torno dos pilares centrais, que pelo fato de ser o único apoio da laje, acaba

descarregando os momentos em duas peças, diferente da laje convencional no qual as vigas são o apoio da laje, gerando um carregamento mais uniforme e equilibrado.

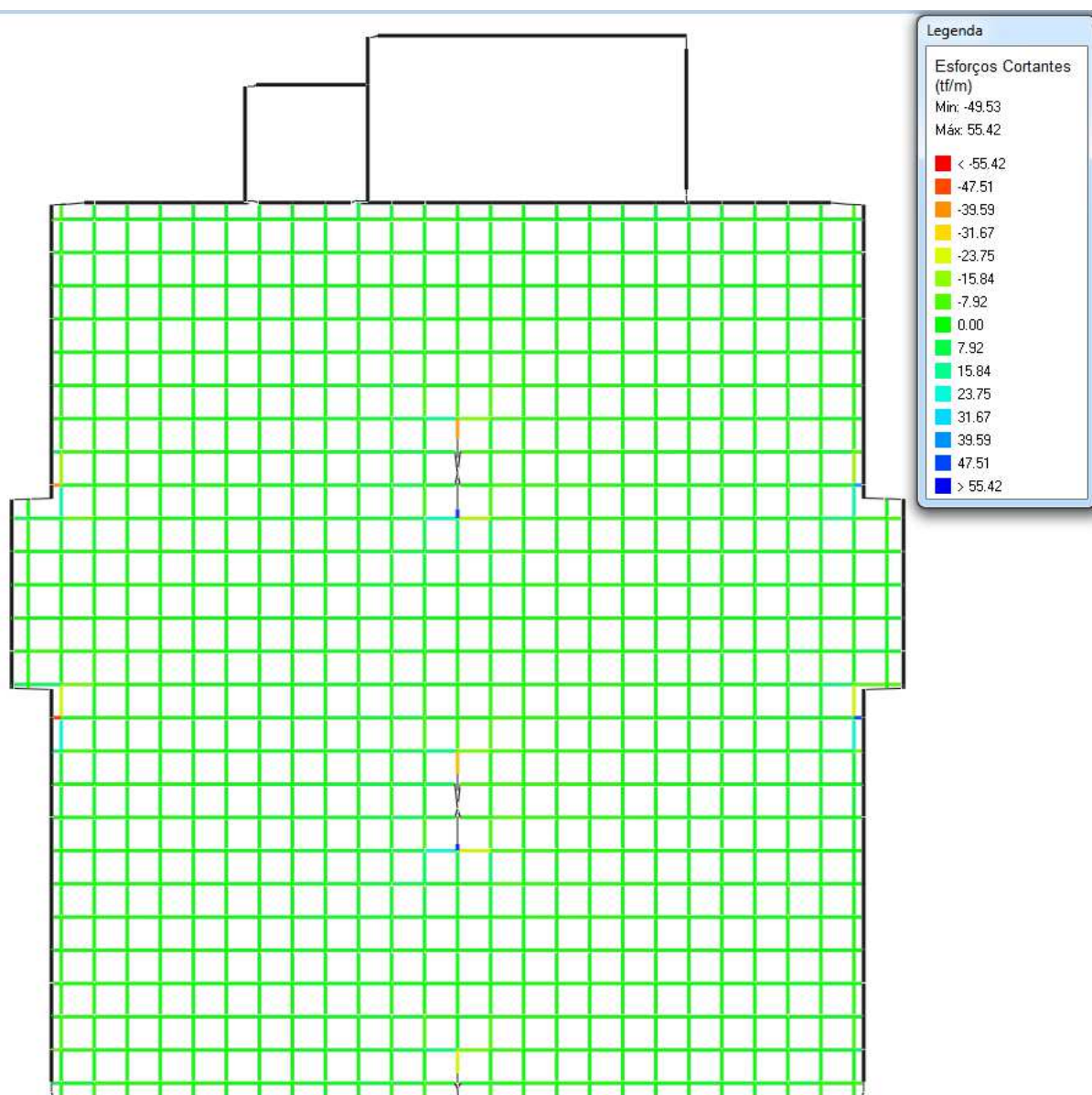
Foram analisados os esforços cortantes de cada estrutura, conforme a Figura 14, para lajes convencionais e a Figura 15 para laje plana.

Figura 14 – Esforço cortante na grelha laje convencional.



Fonte: Autor (2016).

Figura 15 – Esforço cortante na grelha laje plana.



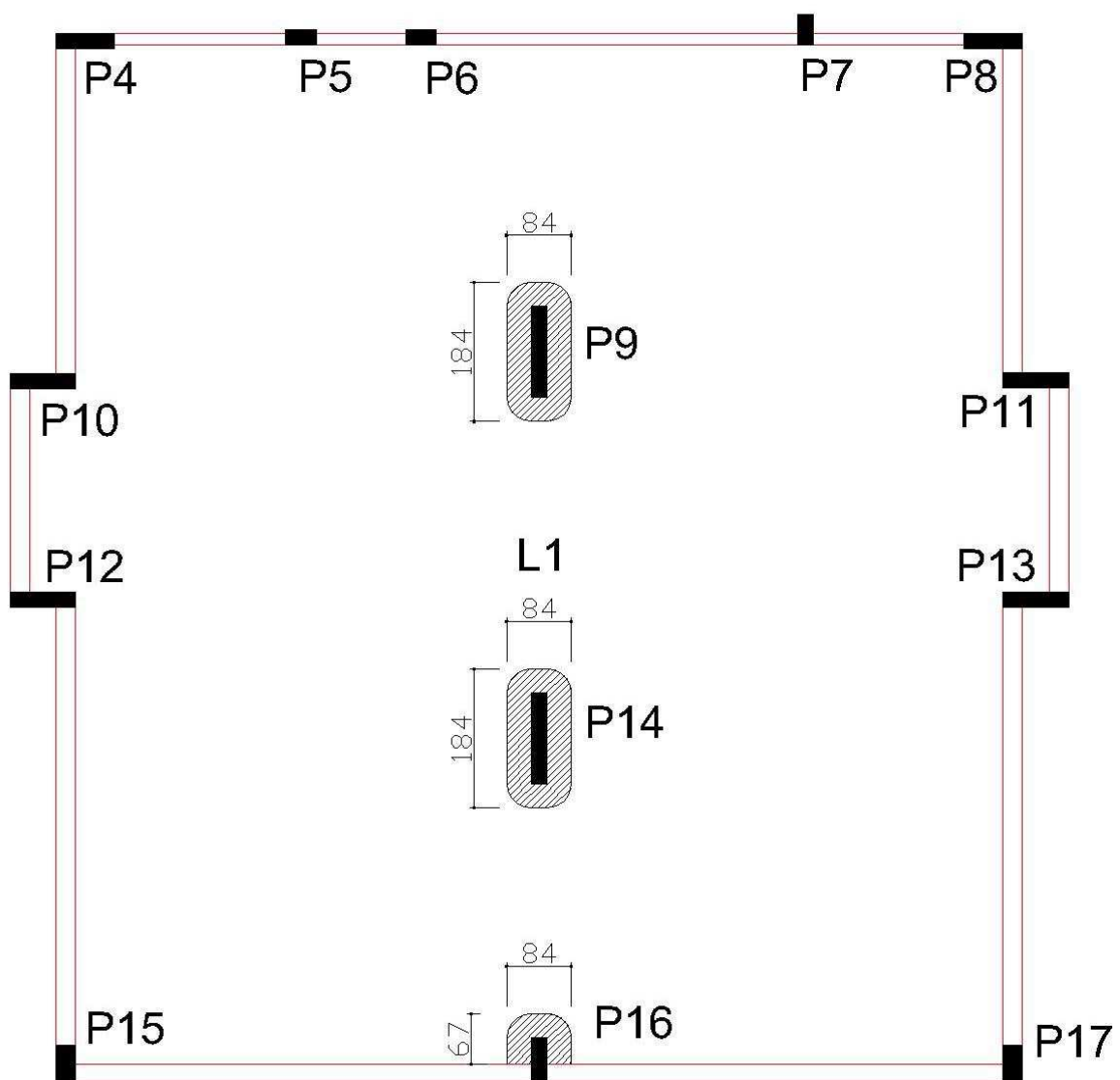
Fonte: Autor (2016).

De forma análoga ao que foi comparado nos momentos fletores, as cores em vermelho são esforços cortantes negativos, e as cores em azul esforços cortantes positivos. Ao comparar os esforços cortantes da laje plana, percebe-se novamente a concentração dos esforços na região dos apoios, e também a força resultante, que nesse caso é mais de 20 vezes o valor do esforço obtido nas lajes convencionais, sendo de obrigatória verificação do esforço de punção para esse tipo de modelo estrutural. A não verificação pode resultar em ruína da estrutura, pois esse tipo de esforço não dá sinal de ruptura, necessitando uma verificação mais cautelosa do pavimento.

4.1.7 Análise dos esforços de punção na laje plana

Conforme visto nos esforços cortantes, a laje apoiada diretamente sobre os pilares gera um esforço cortante elevado, pelo fato de ter sua altura reduzida comparada com uma viga, fazendo com que a tensão atuante no concreto daquela região, seja superior as demais regiões, também chamada de perímetro crítico, representado pela letra C, conforme Figura 16, esquematizando com hachura os perímetros críticos da laje plana.

Figura 16– Perímetro crítico na laje plana.



Verificação de punção das lajes do pavimento TIPO
escala 1:50

Fonte: Autor (2016).

A NBR 6118(2014) recomenda a verificação da tensão nessa região, para que seja menor que a tensão resistente do concreto, caso a região cisalhada exceda a tensão resistente do concreto, deverá ser complementada com armadura de punção, e caso a tensão na região comprimida seja maior que a do concreto, deverá ser redimensionada a altura da laje ou alterado a classe de resistência do concreto. A Tabela 4 representa as verificações das tensões obtidas no cálculo do pavimento.

Tabela 4- Resultado das tensões na região do apoio.

Pilar	Fsd (kN)	Msdb Msdh (kN.m)	Esforços de Punção			Asw punção (cm²)	Situação do pilar
			Taxa As_x Taxa As_y Taxa As (%)	Tsd C Tsd C' Tsd C" (MPa)	Trd2 C Trd1 C' Trd3 C" (MPa)		
P9	522.6	0.1 20.9	1.033	1.6	4.3	0.0	Ok
			1.056	0.7	0.8		
			1.045	---	---		
P14	543.7	0.2 31.4	1.033	1.8	4.3	0.0	Ok
			1.510	0.8	0.9		
			1.249	---	---		
P16	99.0	0.0 27.5	0.491	1.8	4.3	0.0	Ok
			0.675	0.3	0.7		
			0.576	---	---		

Fonte: Autor (2016).

Conforme observado na tabela, calculou apenas os 3 pilares onde estariam em contato direto com a laje.

Na Tabela 4, as tensões denominadas Tsd C, Tsd C' e Tsd C'', são os esforços solicitantes da estrutura, e na coluna ao lado direito da mesma os esforços resistentes do concreto adotado na estrutura. É importante que as tensões solicitantes sejam menores que as resistentes, caso contrário, a peça deverá ter armaduras de punção ou capitéis para diminuir a tensão no concreto.

A verificação da armadura de cisalhamento na laje também foi feita, conforme Tabela 5, que apresenta o resultado do cálculo efetuado para a laje plana.

Tabela 5– Cálculo armaduras laje plana.

Cálculo armaduras laje plana								
Laje	Direção	Momento positivo		Momento negativo		Armadura		Cisalhamento
		Seção	Flexão	Seção	Flexão	inferior	superior	
L1	X	bw = 100.0 cm h = 20.0 cm	Md = 52.41 kN.m/m As = 7.39 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 20.0 cm	Md = 140.06 kN.m/m As = 23.67 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	As = 7.39 cm²/m ø12.5 c/16 (7.67 cm²/m) fiss = 0.23 mm	A's = 22.84 cm²/m ø20.0 c/13 (24.17 cm²/m)	vsd = 495.31 kN/m vrđ1 = 109.37 kN/m vrđ2 = 732.25 kN/m vsw = 365.46 kN/m asw = 81.23 cm²/m
	Y	bw = 100.0 cm h = 20.0 cm	Md = 65.28 kN.m/m As = 10.24 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	bw = 100.0 cm h = 20.0 cm	Md = 105.59 kN.m/m As = 18.55 cm²/m A's = 0.00 cm²/m	As = 10.24 cm²/m ø12.5 c/11 (11.16 cm²/m) fiss = 0.20 mm	A's = 17.91 cm²/m ø20.0 c/17 (18.48 cm²/m)	vsd = 554.23 kN/m vrđ1 = 109.85 kN/m vrđ2 = 678.01 kN/m vsw = 434.00 kN/m asw = 104.18 cm²/m

Fonte: Autor (2016).

Da mesma forma onde foi feita a verificação de punção nos apoios da laje, não pode excluir a verificação da biela comprimida após o perímetro crítico, conforme apresentado na Figura 20, onde a força resistente do concreto vsd é menor que o esforço solicitante vrđ1, necessitando armadura para cisalhamento.

4.1.8 Análise de flecha nas lajes e vigas

De acordo com a NBR 6118(2014), as flechas totais em elementos onde existe alvenaria são limitadas em 15 mm. O cálculo da flecha imediata e diferida é dado pela Equação 23 e Equação 24, respectivamente.

$$(EI)_{eq} = Ecs \left\{ \left(\frac{Mr}{Ma} \right)^3 Ic + \left[1 - \left(\frac{Mr}{Ma} \right)^3 \right] Ilt \right\} \leq Ecs Ic \quad (23)$$

$$\propto f = \frac{\Delta_{\bar{x}}}{1 + 50\rho'} \quad (24)$$

No qual,

Ecs = módulo de elasticidade secante do concreto;

Mr = momento de fissuração do elemento estrutural;

Ma = momento fletor na seção crítica do vão considerado;

I_c = momento de inércia da seção bruta;

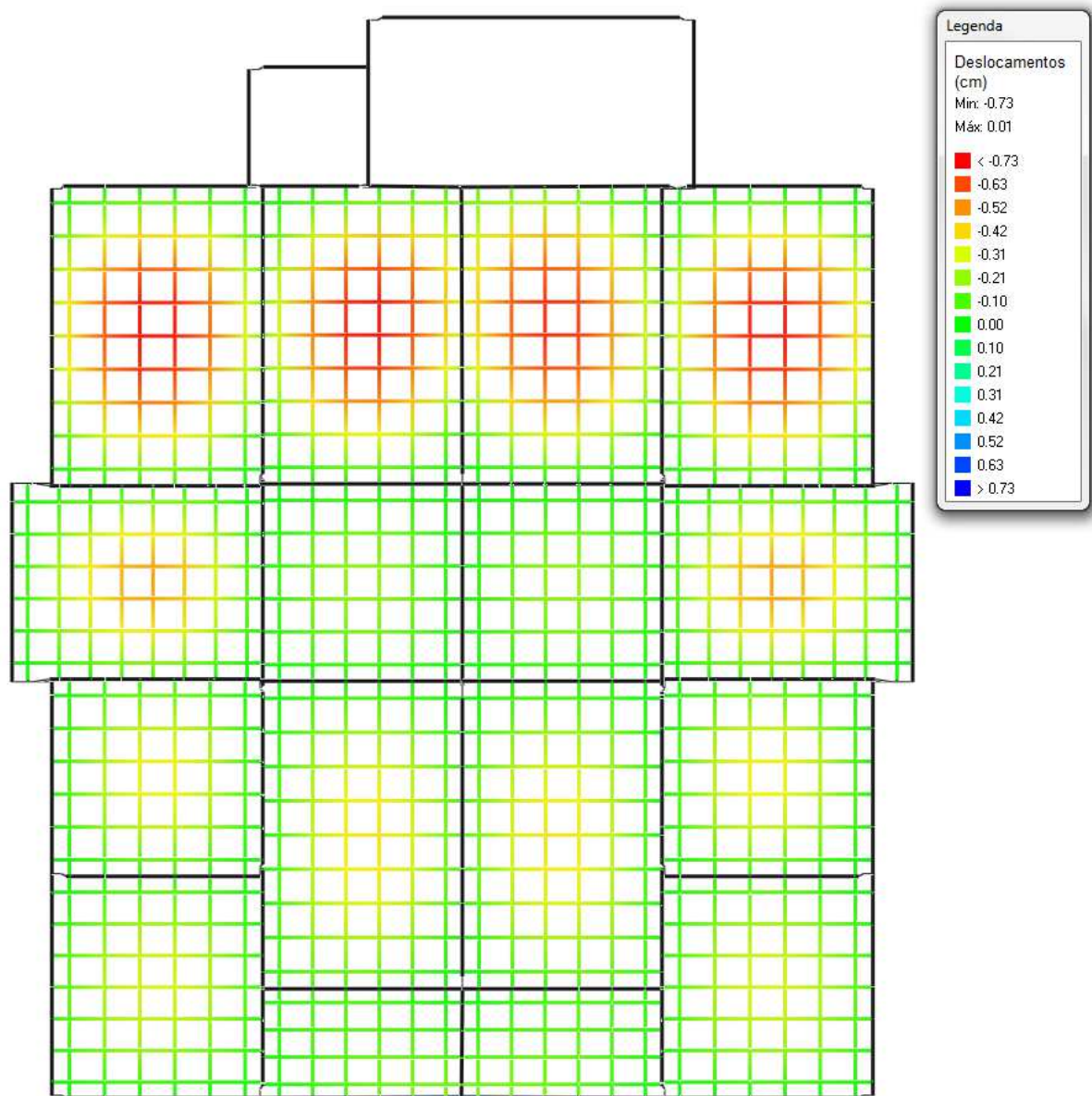
I_{ii} = momento de inércia da seção fissurada, no estágio II;

$\Delta \xi$ = coeficiente em função do tempo;

ρ' = taxa de armadura comprimida.

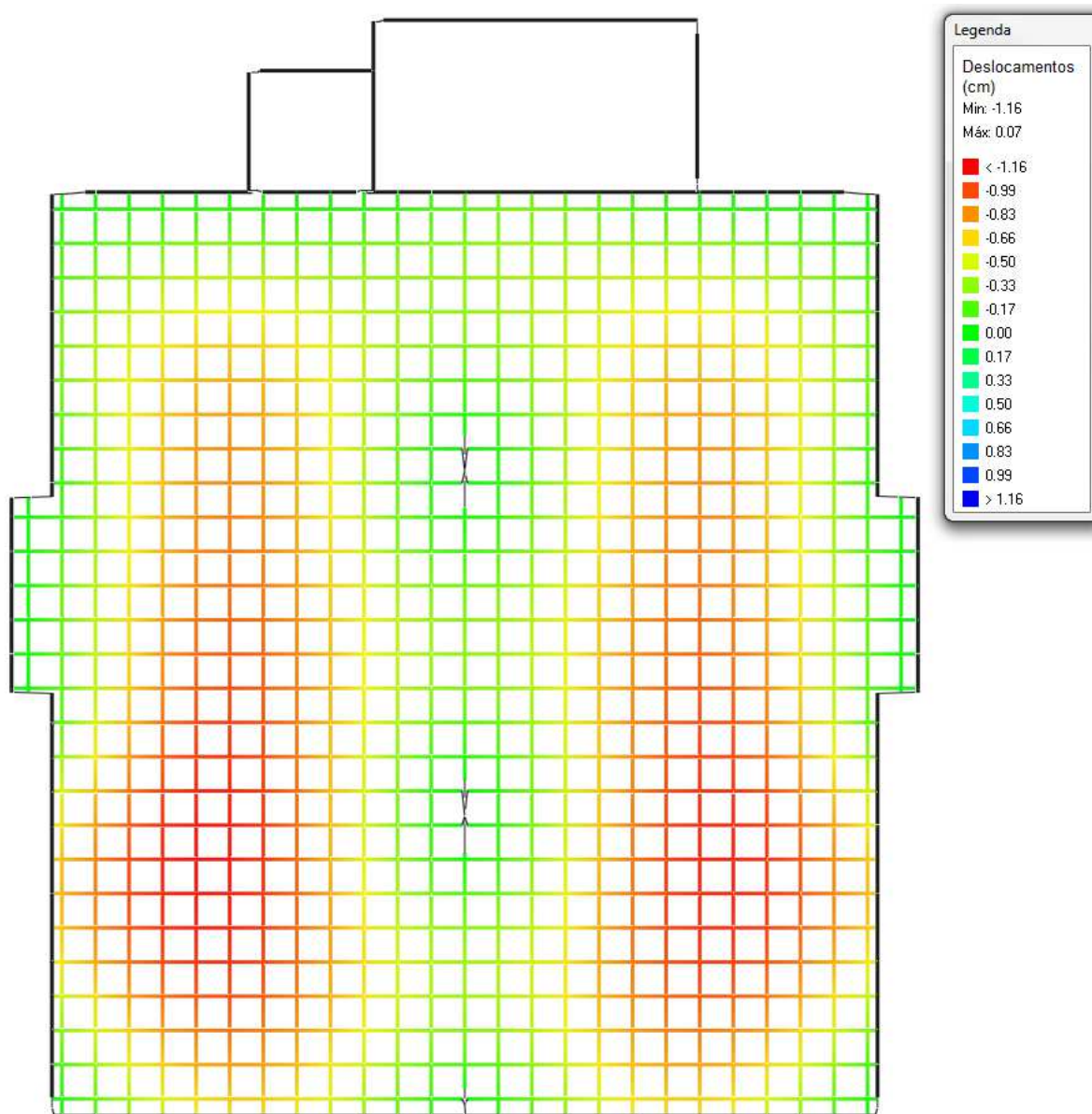
Após o processamento da estrutura, são verificadas as flechas de cada modelo, sempre observando o valor limite de 15 mm para essas peças, conforme Figura 17 apresenta às flechas nas lajes convencionais e Figura 18 a flecha calculada para laje plana.

Figura 17– flechas totais nas lajes convencionais.



Fonte: Autor (2016).

Figura 18– flechas totais nas lajes planas.

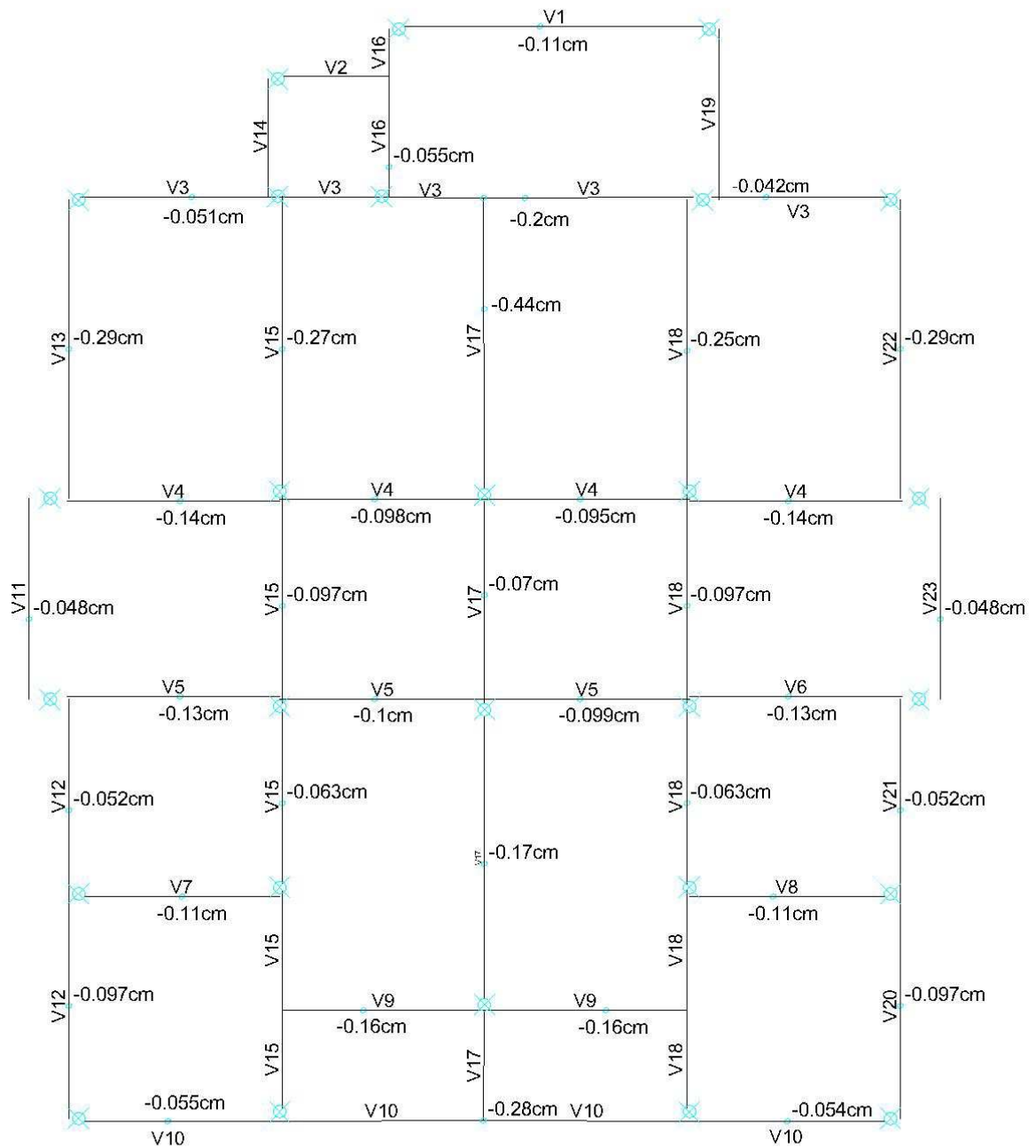


Fonte: Autor (2016).

Conforme analisado nas Figuras 17 e 18, ambas as estruturas apresentaram flechas admissíveis nas lajes conformes com a NBR 6118(2014), de acordo com as cores em vermelho, que representam os maiores deslocamentos.

Da mesma forma, foram calculadas as flechas nas vigas de cada estrutura, respeitando o limite imposto pela NBR 6118/2014, as flechas nas vigas da estrutura convencional representada pela Figura 19, e das vigas da estrutura com laje plana representada pela Figura 20.

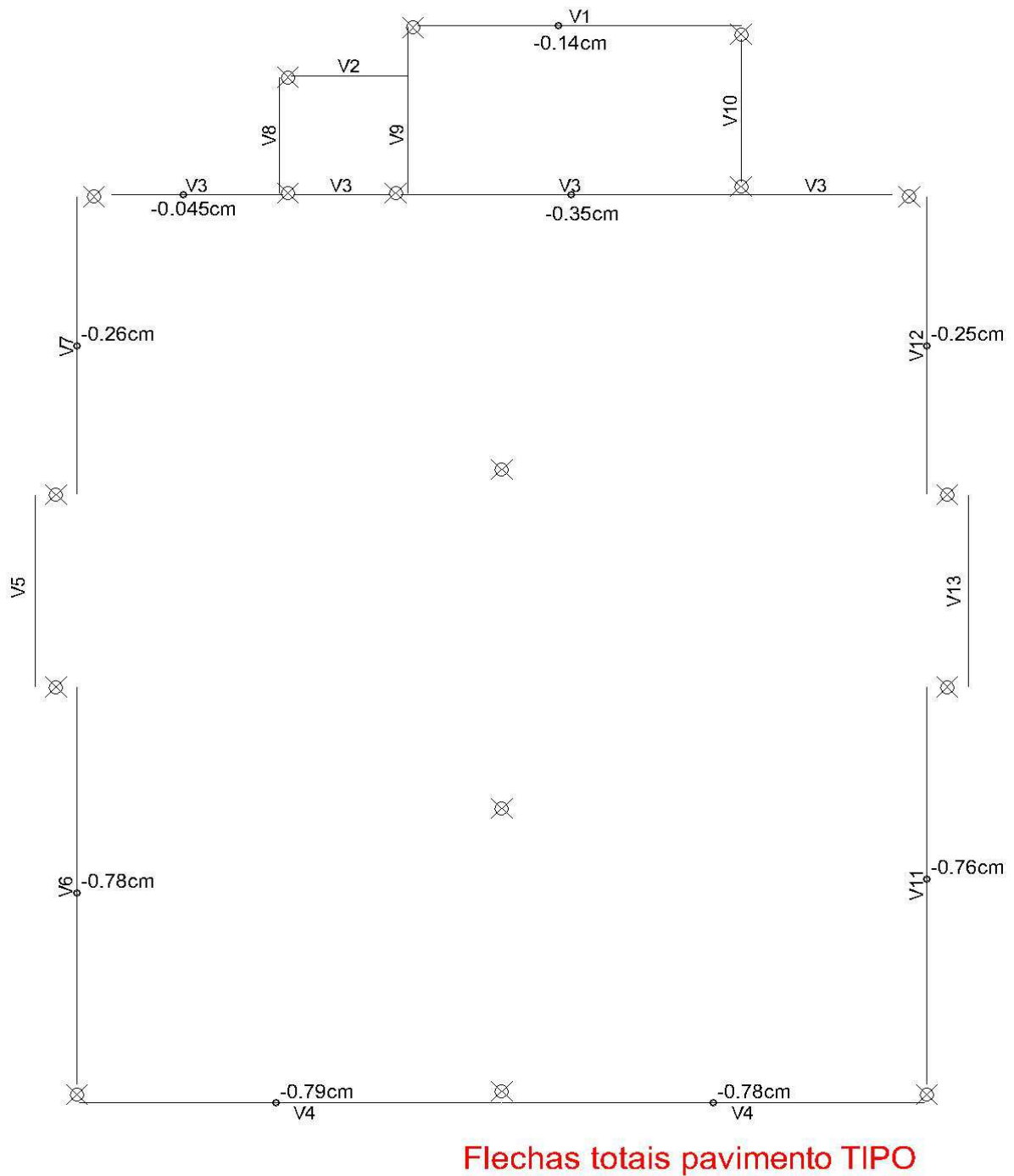
Figura 19– flechas totais nas vigas da estrutura convencional.



Flechas totais pavimento TIPO

Fonte: Autor (2016).

Figura 20– flechas totais nas vigas da estrutura com laje plana.



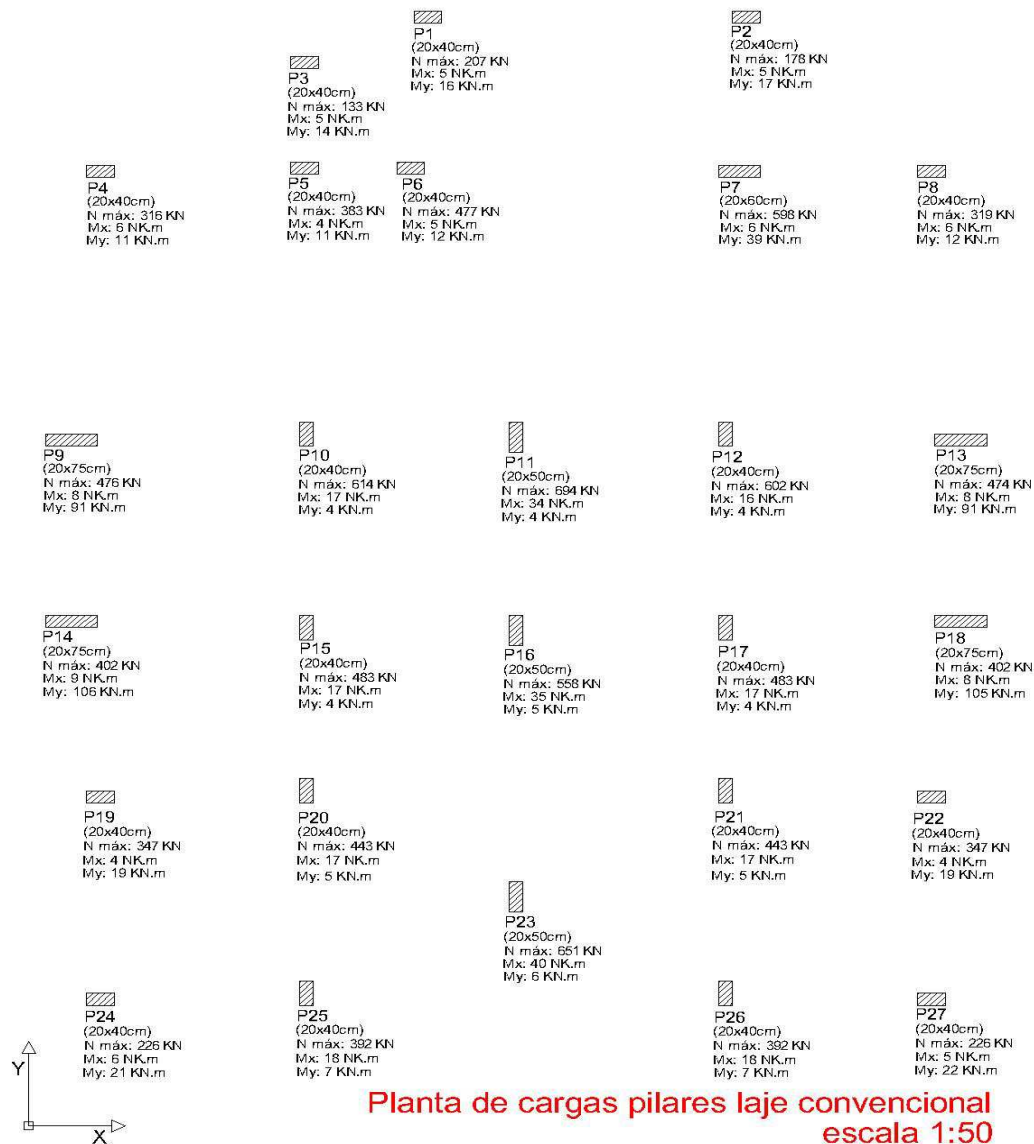
Fonte: Autor (2016).

Nota-se conforme exposto na Figura 19 e 20, que todas as flechas calculadas respeitaram o limite imposto pela NBR 6118(2014) de 15 mm.

4.1.9 Cargas na planta de locação

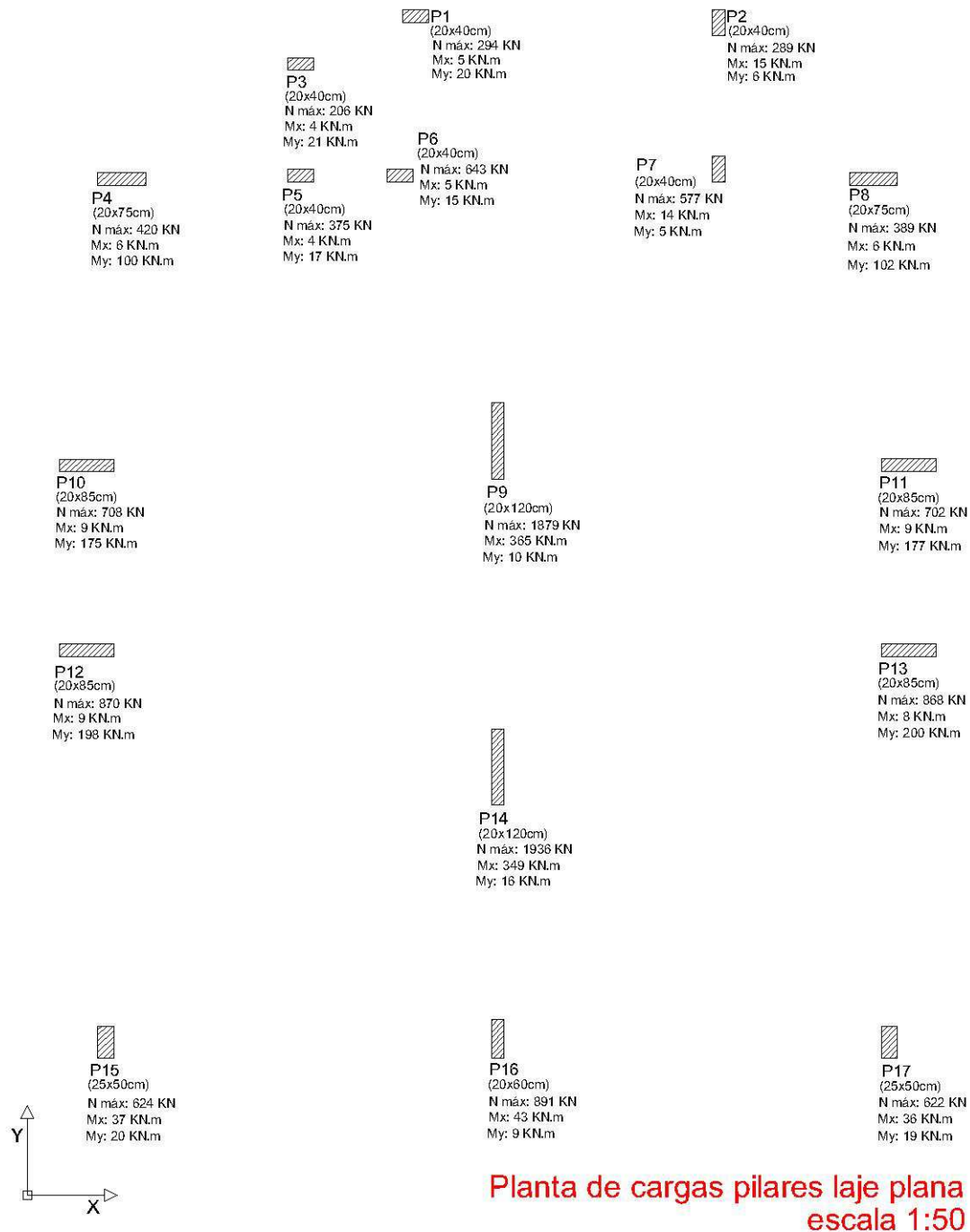
Conforme a execução do projeto foram geradas as plantas de locação para cada modelo com as cargas verticais e momentos atuantes na base dos pilares, conforme Figura 21 e Figura 22.

Figura 21– Planta de cargas dos pilares com lajes convencionais.



Fonte: Autor (2016).

Figura 22– Planta de cargas dos pilares com lajes planas.



Fonte: Autor (2016).

Nota-se um acréscimo de momentos atuantes no modelo com lajes planas, devido ao fato de existir menos elementos de contraventamento e travamento da estrutura, e as cargas verticais proporcionais ao número de pilares.

4.1.10 Resultado do consumo de materiais

Após o dimensionamento dos elementos das estruturas, foi gerado o resumo de materiais (aço, concreto e formas) de cada estrutura, ressaltando que neste trabalho não será dimensionado nem quantificado as vigas baldrame, fundações, escadas, e reservatórios. Abaixo verifica-se na Tabela 6, o resumo de materiais da estrutura com lajes convencionais, a Tabela 7, o resumo de materiais da estrutura com laje plana, e a Tabela 8 representa o comparativo de materiais entre as duas estruturas.

Tabela 6– Resumo de materiais estrutura com lajes convencionais.

RESUMO DE MATERIAIS ESTRUTURA LAJES CONVENCIONAIS					
Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)
COBERTURA	Vigas	382.9	8.0	150.6	48.1
	Pilares	526.9	7.1	101.4	74.1
	Lajes	541.0	14.4	176.6	37.5
	Total	1450.9	29.5	428.5	49.2
TIPO 4	Vigas	519.5	8.0	150.6	65.3
	Pilares	580.6	7.1	101.4	81.6
	Lajes	801.2	16.2	162.0	49.4
	Total	1901.3	31.3	414.0	60.8
TIPO 3	Vigas	563.2	8.0	150.6	70.7
	Pilares	576.8	7.1	101.4	81.1
	Lajes	801.2	16.2	162.0	49.4
	Total	1941.2	31.3	414.0	62.1
TIPO 2	Vigas	603.7	8.0	150.6	75.8
	Pilares	576.8	7.1	101.4	81.1
	Lajes	801.2	16.2	162.0	49.4
	Total	1981.7	31.3	414.0	63.4
TIPO 1	Vigas	617.9	8.0	150.6	77.6
	Pilares	576.8	7.1	101.4	81.1
	Lajes	801.2	16.2	162.0	49.4
	Total	1996.0	31.3	414.0	63.8
BALDRAME	Pilares	141.4	1.0	14.5	139.2
	Total	141.4	1.0	14.5	139.2
Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)			
		Vigas	Pilares	Lajes	Total
CA50	6.3	16.2		380.3	396.5
CA50	8.0	1255.0		1189.6	2444.6
CA50	10.0	922.9	1901.6	1249.7	4074.3
CA50	12.5		23.6		23.6
CA60	5.0	493.1	1054.2	926.2	2473.6
		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Peso total	CA50	2194.1	1925.2	2819.6	6938.9
+ 10% (kg)	CA60	493.1	1054.2	926.2	2473.6
	Total	2687.2	2979.4	3745.9	9412.5
concreto (m³)	C-25	39.8	36.6	79.2	155.6
Área de forma (m²)		753.0	521.3	824.7	2098.9
Consumo de aço (kgf/m³)		67.5	81.5	47.3	60.5

Fonte: Autor (2016).

Tabela 7– Resumo de materiais estrutura com laje plana.

RESUMO DE MATERIAIS LAJES PLANAS					
Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m³)	Área de forma (m²)	Consumo de aço (kg/m³)
COBERTURA	Vigas	399.2	5.3	65.4	75.7
	Pilares	598.9	6.5	82.9	92.6
	Lajes	3749.5	31.3	179.9	120.0
	Total	4747.6	43.0	328.2	110.4
TIPO 4	Vigas	656.6	5.0	62.3	130.7
	Pilares	866.9	6.5	82.9	134.0
	Lajes	5469.7	33.2	165.8	165.0
	Total	6993.2	44.6	311.0	156.6
TIPO 3	Vigas	667.5	5.0	62.3	132.8
	Pilares	859.8	6.5	82.9	132.9
	Lajes	5469.6	33.2	165.8	165.0
	Total	6996.8	44.6	311.0	156.7
TIPO 2	Vigas	683.6	5.0	62.3	136.0
	Pilares	859.8	6.5	82.9	132.9
	Lajes	5469.5	33.2	165.8	165.0
	Total	7012.8	44.6	311.0	157.1
TIPO 1	Vigas	649.4	5.0	62.3	129.2
	Pilares	638.3	6.5	82.9	98.7
	Lajes	5469.4	33.2	165.8	165.0
	Total	6757.2	44.6	311.0	151.3
BALDRAME	Pilares	209.2	0.9	11.8	226.4
	Total	209.2	0.9	11.8	226.4
Aço	Diâmetro	Peso + 10 % (kg)			
		Vigas	Pilares	Lajes	Total
CA50	6.3	102.5	137.9		240.4
CA50	8.0	343.0		7450.4	7793.4
CA50	10.0	512.3	1578.2		2090.5
CA50	12.5	597.3	311.0	456.8	1365.1
CA50	16.0	912.0	1127.8	1683.9	3723.7
CA50	20.0			12403.8	12403.8
CA60	5.0	589.1	877.9	3632.8	5099.8
		Vigas	Pilares	Lajes	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	2467.2	3154.9	21994.8	27617.0
	CA60	589.1	877.9	3632.8	5099.8
	Total	3056.3	4032.9	25627.6	32716.8
Concreto (m³)	C-25	25.4	33.3	163.9	222.5
Área de forma (m²)		314.7	426.2	843.1	1584.0
Consumo de aço (kgf/m³)		120.4	121.2	156.4	147.0

Fonte: Autor (2016).

Tabela 8– Comparativo de consumo de cada estrutura.

COMPARATIVO DE CONSUMO DE MATERIAIS ENTRE OS DOIS MODELOS				
	LAJES CONVENCIONAIS		LAJES PLANAS	
	Total	Relativo (%)	Total	Relativo (%)
Consumo de Aço (Kg/m ³)	60,5	41,16	147	242,98
Formas	2098,9	132,51	1584	75,47
Concreto	155,6	69,93	222,5	142,99

Fonte: Autor (2016).

Conforme a Tabela 8, percebeu-se que a estrutura executada com lajes planas, teve um consumo de aço de 2,42 maior em relação à estrutura convencional, e um acréscimo de 42% no concreto, e uma redução de 24,5% nas formas comparado com a estrutura executada com lajes convencionais. Vale ressaltar que este trabalho não levou em consideração a viabilidade de custos da obra, no que tange à consumo, pois teria que levar em conta o tempo de execução da estrutura, que a vantagem seria da laje plana, pois não teria o tempo despendido para à execução das vigas internas.

CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conclui-se que ao final deste trabalho, qual das duas estruturas é a mais vantajosa, levando em consideração os termos descritos no Capítulo 3 deste mesmo trabalho. Vale ressaltar que, o mesmo não tem o objetivo de buscar a solução de projeto ideal.

O primeiro ponto a ser observado, e de maior relevância, é o consumo de materiais de cada modelo. A estrutura com lajes planas apresentou um consumo de concreto de 42% superior à laje convencional, da mesma forma que o consumo de aço da laje plana apresentou um consumo 2,42 vezes maior que o aço consumido na estrutura convencional. Por sua vez, a estrutura convencional teve um acréscimo de 32% no consumo de fôrmas, comparado com o modelo de lajes planas.

No que se refere à estabilidade global da estrutura, os dois modelos de estrutura ficaram caracterizados como estrutura de nós fixos e com os coeficientes γ_z dentro do limite estipulado pela NBR 6118(2014). Os deslocamentos da estrutura com lajes planas foram superiores em relação ao modelo com lajes convencionais, onde o maior deslocamento foi de 1,98cm no pavimento superior, já o maior deslocamento da estrutura com lajes convencionais foi de 0,86cm, devido à quantidade de elementos rígidos que travam a estrutura.

Com relação à análise das flechas nas vigas e lajes de cada modelo, ambas ficaram dentro do estipulado pela NBR 6118(2014), pois se considera que todo elemento apoiado em alvenaria deve ter uma flecha máxima de 15 mm.

As cargas verticais do modelo executado com lajes planas ficou superior em 11% comparado com o modelo de lajes convencionais, isso se dá pelo aumento de concreto e aço na estrutura. Nota-se também que, os momentos transferidos pela estrutura com laje plana, são superiores aos da laje convencional, também pelo fato de existir menos pilares no modelo, aumentando os esforços nos pilares.

Entende-se que, pelo fato da estrutura convencional consumir menos materiais (aço, concreto), e também transferir menos cargas à fundação, seria mais vantajoso para a execução dessa edificação, adotar o sistema de lajes convencionais. Porém vale ressaltar que, o modelo de lajes planas, pelo fato de ter um consumo menor de formas, teria uma execução mais rápida e mais fácil, por não existir muitos recortes na caixaria do pavimento, portanto se para

a construtora for mais viável a execução em função do tempo, o modelo de lajes planas seria mais vantajoso.

Outro ponto que deve ser levantado é que a estrutura com lajes planas teria uma liberdade maior quanto a possíveis alterações no projeto arquitetônico, uma vez que, considerado as cargas de alvenaria, poderia ser alterado a posição das mesmas no pavimento. Da mesma forma, como as vigas do pavimento executado com lajes planas tem altura limitada de 30 cm (vigas do piso), poderia alterar a fachada do projeto ou dar mais liberdade quanto ao projetista de criar elementos arquitetônicos, que ao passo do outro modelo, seriam limitados pelas vigas de 40cm nas laterais.

Por fim, vale ressaltar que esse trabalho não tem o objetivo de quantificar custos e analisar a viabilidade econômica de cada modelo, limitando-se apenas ao consumo de materiais e análises estruturais.

CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base no trabalho exposto acima, seria de relevância sua continuidade abordando outros temas como:

- Análise econômica dos modelos apresentados, com base nos quantitativos expostos, calculando o custo de mão de obra e materiais;
- Análise de viabilidade de projeto das fundações, qual modelo teria um projeto mais econômico com um determinado sistema de fundações;
- Proposta de melhoramento dos sistemas estruturais apresentados, mesclando os dois sistemas para obtenção de um modelo mais econômico;
- Comparativo de projeto com outros sistemas estruturais como pré-fabricados, alvenaria estrutural entre outros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6118:2014, **Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. ABNT, Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6120:1980, **Cargas para o cálculo de estrutura de edificações - procedimento**. ABNT, Rio de Janeiro, 1980.

ALBUQUERQUE, A.T. **Análise de alternativas para edifícios em concreto armado**. 1998. 100f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1999.

ARAÚJO J.M. **Curso de concreto armado**, Volume 2, 4º Ed Cidade Nova- RS : Dunas, 2014.

BAZZO, W.A & PEREIRA, L.T. **Introdução à Engenharia** – Conceitos, Ferramentas e Comportamentos, Editora da UFSC Florianópolis, 2006.

CARDOSO, F.H. **Incentivo do estado e desenvolvimento: uma análise sobre o crescimento da área da construção civil**. 2013. Artigo - Universidade Estadual de Londrina, Londrina - Pr. 2013.

CARVALHO R.C. & FIGUEREDO FILHO J.R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**, Volume 1, 4º Ed. São Paulo : EduFSCar, 2014.

CARVALHO R.C. & PINHEIRO L.M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**, Volume 2, 2º Ed. São Paulo : PINI, 2013.

CICOLIN, L.A.B. **Estabilidade em edifícios de concreto armado com pavimentos em lajes planas**. 2007. 142f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos - SP. 2007.

GIONGO J.S. **Projeto estrutural de edifícios**, 2007. Artigo - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2007.

SILVA, M.A. FERREIRA. **Projeto e Construção de lajes nervuradas de concreto armado**. São Carlos. 2005.

SPOHR, V.H. **Análise comparativa:** sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas. 2008. 107 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

APÊNDICES