

Uni-FACEF CENTRO UNIVERSITÁRIO MUNICIPAL DE FRANCA

**ÉRIKA CRISTINA DOMINGUES
LETÍCIA MORAES DA SILVA
LUCINÉIA LEAL DURÃES SOARES**

**COMPARAÇÃO DE FLECHAS ENTRE LAJES MACIÇAS E LAJES
TRELIÇADAS UNIDIRECIONAIS**

**FRANCA
2018**

**ÉRIKA CRISTINA DOMINGUES
LETÍCIA MORAES DA SILVA
LUCINÉIA LEAL DURÃES SOARES**

**COMPARAÇÃO DE FLECHAS ENTRE LAJES MACIÇAS E LAJES
TRELIÇADAS UNIDIRECIONAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao *Uni-FACEF Centro
Universitário Municipal de Franca*, para
obtenção do título de bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Ms. Anderson
Fabrício Mendes

**Franca
2018**

**ÉRIKA CRISTINA DOMINGUES
LETÍCIA MORAES DA SILVA
LUCINÉIA LEAL DURÃES SOARES**

**COMPARAÇÃO DE FLECHAS ENTRE LAJES MACIÇAS E LAJES
TRELIÇADAS UNIDIRECIONAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao *Uni-FACEF Centro
Universitário Municipal de Franca*, para
obtenção do título de bacharel em
Engenharia Civil.

Franca, 18 de setembro de 2018.

Orientador: _____
Nome: Prof. Ms. Anderson Fabrício Mendes
Instituição: Uni-FACEF (Centro Universitário Municipal de Franca)

Examinador (a): _____
Nome: Prof. Luís Fernando Facioli Rosa
Instituição: Uni-FACEF (Centro Universitário Municipal de Franca)

Examinador (a): _____
Nome: Dr. Thales Jati Gilberto
Instituição: Uni-FACEF (Centro Universitário Municipal de Franca)

Dedicamos aos nossos pais, irmãos e esposo por nos incentivarem e nos apoiarem intensamente no alcance de nossos objetivos, e a todos que nos ajudaram e contribuíram para a concretização desta pesquisa e formação acadêmica.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos:

- a Deus por ter nos dado saúde e força para superar as dificuldades, e capacidade para concluirmos mais uma etapa de nossas vidas;
- ao nosso orientador, Professor Ms. Anderson Fabricio Mendes, pelo suporte, pelas correções e incentivos, que nunca deixou de nos dar contribuição, sempre se disponibilizando com sua competência, sabedoria e dedicação;
- a todos os professores, que nos deram grandes contribuições dentro de cada disciplina em que ministraram, nos proporcionando conhecimento e aprendizagem;
- a todas as pessoas que colaboraram direta ou indiretamente e que fizeram parte de nossa formação para que essa pesquisa fosse realizada, o nosso muito obrigado.
- Agradeço imensamente aos meus pais, Silvia Helena do Nascimento e José Luís Domingues e ao meu padrasto Ronan Alves Garcia, pela educação, sabedoria, incentivo, amor, paciência e por estarem sempre presentes na minha vida, ajudando a tornar meus sonhos realidade, e assim encontrar o caminho do sucesso;
- Agradeço aos meus pais, Jairo e Alessandra pelo apoio e incentivo incondicional que tiveram comigo durante todo o tempo da faculdade, aos meus irmãos que entenderam a minha ausência e me deram total apoio para que eu concluísse mais uma etapa da minha vida;
- Agradeço aos meus pais Benedito da Silva Durães (*in memória*) e Maria das Dores Leal Durães por me darem a vida e pelo amor incondicional, ao meu esposo Dyone Henrique Soares por estar presente em minha vida e de forma carinhosa e especial me deu apoio, incentivo e força em todos os momentos da minha trajetória. As minhas irmãs, Lucília, Ilma e Dilma, ao meu sobrinho Matheus e aos meus cunhados Rogério, Carlos e Júlio por todas as frases de incentivo e amor que me deram nessa jornada. E por fim, a todos aqueles que de

alguma forma estiveram próximos, contribuindo e fazendo todo o esforço valer a pena.

A menos que modifiquemos a nossa maneira de pensar, não seremos capazes de resolver os problemas causados pela forma como nós acostumamos a ver o mundo.

Albert Einstein

RESUMO

No cenário atual da construção civil, onde o aumento da produtividade, a redução de custos e desperdícios é indispensável um estudo comparativo de diferentes concepções e sistemas estruturais, a fim de obter a melhor solução estrutural para diferentes casos, sempre com objetivo de conciliar segurança, desempenho e conforto aos usuários das edificações projetadas. Nesse sentido, as lajes de concreto armado mais utilizados no Brasil são as lajes maciças e as lajes treliçadas unidirecionais, com isso, a escolha do sistema estrutural mais adequado para um determinado tipo de edificação, deve ser pautada pela análise de vários parâmetros, dentre eles: finalidade da edificação, projeto arquitetônico, cargas de utilização, vãos a se vencer, disponibilidade de equipamentos, consumo de materiais, mão-de-obra, custo e desempenho estrutural. Nesta perspectiva, este trabalho tem como objetivo realizar um estudo técnico comparativo dos deslocamentos elásticos (flechas) e consumo de aço entre sistemas estruturais de lajes maciças e treliçadas unidirecionais. A pesquisa se classifica como um Estudo de Caso, pois, trata-se de uma abordagem metodológica de investigação especialmente adequada quando procuramos compreender, explorar ou descrever acontecimentos e contextos complexos, nos quais estão simultaneamente envolvidos diversos fatores. E, contudo, conclui-se que as lajes treliçadas vencem grandes vãos, mas apresentam maiores flechas e, as maciças apresentam flechas menores e com poucas alterações. Mas em relação ao consumo de aço as lajes treliçadas levam vantagem, pois as lajes maciças consomem mais aço.

Palavra-chave: Lajes maciças. Lajes treliçadas. Flechas em lajes.

ABSTRACT

In the current scenario of civil construction, where the increase in productivity, the reduction of costs and waste is indispensable a study of different conceptions and structural systems, in order to obtain the best structural solution for different cases, always aiming to reconcile security, performance and comfort to users of projected buildings. In this sense, the most widely used reinforced concrete slabs in Brazil are the massive slabs and the one-way lattice slabs, with this the choice of the structural system most suitable for a particular type of building, should be guided by the analysis of several Parameters, among them: purpose of building, architectural design, loads of use, gaps to be overcome, availability of equipment, consumption of materials, labor, cost and structural performance. In this perspective, this work aims to carry out a technical study of the elastic shifts (arrows) and steel consumption between structural systems of massive slabs and unidirectional lattices. The research is classified as a case study, because it is a methodological approach to research especially appropriate when we seek to understand, explore or describe complex events and contexts, in which they are simultaneously involved several factors. However, it can be concluded that the latticed slabs are large spans, but they have larger arrows, and the massive slabs have smaller arrows with few changes. But in relation to the consumption of steel the latticed slabs take advantage, because the massive slabs consume more steel.

Keyword: Massive slabs. Lattice slabs. Arrows on slabs.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1	Laje Maciça Moldada In Loco.....	24
Figura 2	Laje Trelaçada de Isopor.....	26
Figura 3	Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.....	36
Figura 4	Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas.....	37
Figura 5	Concreto de envolvimento da armadura.....	40
Figura 6	Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I).....	42
Figura 7	Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II).....	43
Figura 8	Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III).....	44
Figura 9	Diagrama Retangular.....	44
Figura 1	Domínio estado-limite último.....	45
Figura 11	Dimensões das lajes dos estudos de caso.....	64
Figura 12	Concepção estrutural adotada para as lajes em estudo.....	66
Figura 13	Vãos livres máximos (metros) para laje pré-moldada tipo trilho – apoio simples – intereixo de 33 cm.....	66
Figura 14	Configurações adotadas para lajes L1 e L2 trelaçadas com carga de 300 Kgf/m ²	67
Figura 15	Configurações adotadas para lajes L3 e L4 trelaçadas com carga de 300 Kgf/m ²	68
Figura 16	Configurações adotadas para lajes L5 trelaçadas com carga de 300 Kgf/m ²	69
Figura 17	Materiais e critérios de durabilidade adotados no projeto.....	70
Figura 18	Critérios adotados em relação à fluência do concreto.....	70
Figura 19	Propriedades do concreto adotado no projeto.....	71
Figura 20	Flechas nas lajes para carregamento de 300 Kgf/m ²	72
Figura 21	Flechas nas lajes para carregamento de 300 Kgf/m ²	73
Figura 22	Flechas nas lajes para carregamento de 400 Kgf/m ²	74
Figura 23	Flechas nas lajes para carregamento de 400 Kgf/m ²	75
Figura 24	Flechas nas lajes para carregamento de 500kgf/m ²	76
Figura 25	Flechas nas lajes para carregamento de 500kgf/m ²	77
Figura 26	Flechas nas lajes maciças para carregamento de 300 Kgf/m ²	78

Figura 27	Flechas nas lajes maciças para carregamento de 400 Kgf/m ²	79
Figura 28	Flechas nas lajes maciças para carregamento de 400 Kgf/m ²	80
Figura 29	Flechas nas lajes maciças para carregamento de 500 Kgf/m ²	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.....	23
Tabela 2	Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	31
Tabela 3	Combinação Última.....	53
Tabela 4	Continuação.....	54
Tabela 5	Expressões para cálculo de momentos e flechas atuantes em lajes maciças e treliçadas unidirecionais.....	55
Tabela 6	Relação flecha x Carga nas lajes treliçadas.....	82
Tabela 7	Relação flecha x Carga nas lajes Maciças.....	83

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1	Flechas nas Lajes Treliçadas.....	82
Gráfico 2	Gráfico de Flechas nas Lajes Maciças.....	84
Gráfico 3	Comparativo entre as Flechas, em cm, nas lajes treliçadas e lajes maciças para sobrecarga de 300 Kgf/m ²	85
Gráfico 4	Alturas adotadas para as lajes com sobrecarga de 300 kgf/m ²	86
Gráfico 5	Comparativo entre as Flechas, em cm, nas lajes treliçadas e lajes maciças para sobrecarga de 400 Kgf/m ²	86
Gráfico 6	Alturas adotadas para as lajes com sobrecarga de 400 kgf/m ²	87
Gráfico 7	Comparativo entre as Flechas, em cm, nas lajes treliçadas e lajes maciças para sobrecarga de 500 Kgf/m ²	88
Gráfico 8	Alturas adotadas para as lajes com sobrecarga de 500 kgf/m ²	88
Gráfico 9	Consumo de Aço: Lajes Maciças x Lajes Treliçadas.....	89

LISTA DE QUADROS

Quadro 1	Limites para Deslocamentos.....	58
Quadro 2	Continuação.....	59

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA	16
1.1	OBJETIVO PRINCIPAL.....	18
1.1.1	Objetivos Específicos.....	18
1.2	ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO.....	19
2	REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1	LAJES.....	19
2.1.1	Lajes Maciças.....	22
2.1.2	Lajes Pré-Moldadas (Trelaçadas).....	25
2.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	26
2.2.1	Dimensionamento e Hipóteses de Cálculo.....	26
2.2.2	Métodos Clássicos.....	28
2.2.3	Métodos de Cálculo na Ruptura.....	28
2.3	CONCRETO.....	32
2.3.1	Concreto Armado.....	33
2.3.1	Vantagens e Desvantagens.....	34
2.3.2	Aço.....	34
2.3.3	Estados Limites.....	37
2.3.3.1	Estado Limite Último (ELU).....	38
2.3.3.2	Estado Limite de Serviço (ELS).....	38
2.3.3.2.1	Estado limite de deformação excessiva (ELS-DEF).....	39
2.3.3.2.2	Estado limite de formação de fissuras (ELS-F).....	39
2.3.3.2.3	Estado limite de formação de fissuras (ELS-W).....	40
2.3.3.2.4	Estado limite de formação de fissuras (ELS-VE).....	40
2.3.4	Estádios de Deformação.....	41
2.3.4.1	Estádio I.....	41
2.3.4.2	Estádio II.....	42
2.3.4.3	Estádio III.....	43
2.3.5	Domínio de Deformação.....	44
2.3.6	Ações e Segurança.....	47
2.3.6.1	Cargas Permanentes, variáveis e excepcionais.	48

2.3.6.1.1	Ações Permanentes.....	48
2.3.6.1.2	Ações Permanentes Diretas.....	49
2.3.6.1.3	Ações Permanentes Indiretas.....	49
2.3.6.1.4	Ações Variáveis.....	50
2.3.6.1.5	Ações Variáveis Diretas.....	50
2.3.6.1.6	Ações Variáveis Indiretas.....	50
2.3.6.1.7	Ações excepcionais.....	51
2.3.6.2	Combinações de ações.....	52
2.4	FLECHAS.....	54
2.4.1	Flechas em lajes.....	55
2.5	MÉTODOS DE GRELHA.....	60
2.6	DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	60
2.7	O SOFTWARE EBERICK.....	61
3	METODOLOGIA.....	63
3.1	METODOLOGIA DE ESTUDO DE CASO.....	63
3.2	O ESTUDO DE CASO.....	64
3.2.1	Dimensões e cargas adotadas em cada estudo de caso.....	66
3.3	CONFIGURAÇÕES DO SOFTWARE.....	69
4	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	71
4.1	APRESENTAÇÕES DOS RESULTADOS DAS LAJES TRELIÇADAS....	71
4.1.1	Resultados para lajes com carga de 300 Kgf/m ²	72
4.1.2	Resultados para lajes com carga de 400 Kgf/m ²	73
4.1.3	Resultados para lajes com carga de 500 Kgf/m ²	75
4.2	APRESENTAÇÕES DOS RESULTADOS DAS LAJES MACIÇAS.....	77
4.2.1	Resultados para lajes com carga de 300 Kgf/m ²	77
4.2.2	Resultados para lajes com carga de 400 Kgf/m ²	78
4.2.3	Resultados para lajes com carga de 500 Kgf/m ²	80
4.3	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	81
4.3.1	Resultados das flechas nas lajes treliçadas.....	81
4.3.2	Resultados das flechas nas lajes maciças.....	83
4.3.3	Comparativo entre flechas nas lajes treliçadas e lajes maciças.....	85
4.4	COMPARAÇÃO ENTRE O CONSUMO DE AÇO DAS LAJES TRELIÇADAS E MACIÇAS.....	88

5	CONCLUSÃO	90
	REFERENCIAL	91
	APÊNDICES	98

1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

Levando em conta os dados obtidos pelo IBGE (2017) no decorrer dos anos, a construção civil no Brasil vivenciou vários momentos em sua história e atualmente encontramos um cenário de recuperação e grandes expectativas, após ter sua maior queda na economia em 2017.

Nesse sentido, ARAÚJO (2008) nos mostra o cenário das empresas atuais, as quais investem em novas técnicas, deixando claro uma preocupação com o aumento da produtividade da redução de gastos com a sustentabilidade e com os possíveis desperdícios na construção civil. Diante desta situação, se torna indispensável um estudo comparativo de diferentes concepções e sistemas estruturais, a fim de obter a melhor solução estrutural para diferentes casos, sempre com objetivo de conciliar segurança, desempenho e conforto aos usuários das edificações projetadas.

Nos edifícios, segundo LOPES e BONO (2013), as lajes são responsáveis por uma parcela considerável no consumo de concreto. Por esta razão, torna-se oportuno o estudo aprofundado dos critérios de escolha dos tipos de lajes a serem empregadas nos edifícios, tendo em vista a obtenção de soluções técnicas e economicamente otimizadas, onde essa compensação não é alcançada somente pelo lado da economia de materiais, mas também pela rapidez proporcionada pelo método construtivo e desempenho estrutural.

Atualmente, de acordo com LOPES e BONO (2013), os sistemas estruturais que empregam lajes de concreto armado mais utilizados no Brasil, são as lajes maciças e as lajes treliçadas unidirecionais. Cada sistema possui sua especificidade de aplicação, com vantagens e desvantagens, com isso, a escolha do sistema estrutural mais adequado para um determinado tipo de edificação deve ser pautada pela análise de vários parâmetros como: finalidade da edificação, projeto arquitetônico, cargas de utilização, vãos a se vencer, disponibilidade de equipamentos, consumo de materiais, mão-de-obra, custo e desempenho estrutural. Sendo assim, é fundamental à busca por soluções pautadas em conhecimentos teóricos e científicos, que possibilitem a otimização destes fatores nas obras de engenharia.

Segundo ALBUQUERQUE (1999), as lajes maciças de concreto armado são placas de espessura uniforme, composta por concreto, contendo armaduras longitudinais de flexão nas duas direções apoiadas em vigas. As lajes maciças são lajes feitas totalmente “in loco”, normalmente a partir de formas de madeira, onde é colocada a armadura e feito a concretagem. Esse sistema possui facilidade de lançamento e adensamento do concreto e, mão de obra treinada, pois é um dos sistemas mais utilizados nas construções de concreto, com possibilidade de descontinuidade em sua superfície e devido à existência de muitas vigas formando pórticos, as estruturas acabam sendo mais rígidas, contribuindo para o sistema de contraventamento. Em contra partida possui elevado peso próprio, grande consumo de fôrmas e escoramento, baixa produtividade e grande consumo de aço e concreto.

As lajes pré-fabricadas, segundo FLÓRIO (2004), teve seu uso intensificado nos últimos anos, e o que era uma solução adotada para edificações de pequeno e médio porte, se tornou viável, devido os avanços na tecnologia dos materiais aço e concreto, que ganharam maior resistência e eficiência.

Segundo CUNHA (2012), as lajes treliçadas são compostas por elementos de enchimento, elementos pré-fabricados (vigotas) e concreto moldado no local. Esse sistema acelera muito o processo construtivo em relação ao sistema de lajes maciças, além de diminuir o peso próprio da estrutura devido aos elementos de enchimento, mão de obra treinada e menor consumo de formas e escoramentos. Em contrapartida, possui maior consumo de aço, maior altura para vencer vãos maiores e alta deformabilidade vertical (flechas), quando utilizada para vencer grandes vãos ou quando possui alvenarias sobre elas.

Com isso, surge no mercado uma concorrência entre os sistemas estruturais de lajes maciças e pré-fabricadas, e com elas algumas questões inevitáveis como:

- Quais parâmetros ou critérios deveram utilizar para a escolha de um dos sistemas: lajes maciças ou treliçadas unidirecionais?
- Quais as vantagens e desvantagens entre os dois sistemas?
- Qual sistema tem melhor desempenho estrutural em relação às deformações verticais (flechas) e momentos fletores atuantes?
- Em relação ao consumo de materiais, aço e concreto, qual a relação entre os dois sistemas?

No que diz respeito à escolha entre um dos sistemas citados acima, concordamos com SOUZA e LOPES (2016), que faltam dados consistentes que forneçam parâmetros para os profissionais da construção civil, situação que dificulta a tomada de decisão pelo sistema estrutural a ser empregado numa determinada obra.

Diante deste panorama, o objetivo deste trabalho é desenvolver um estudo teórico-técnico comparativo entre os sistemas estruturais de lajes maciças e treliçadas unidirecionais, comparando o desempenho estrutural relativo às deformações elásticas (flechas) e o consumo de materiais, com a finalidade de fornecer subsídios aos profissionais da construção civil para a escolha entre um destes dois sistemas. Os cálculos das flechas elásticas, imediatas e diferidas, foram obtidos através do software Eberick, versão V9, o qual permite a obtenção dos quantitativos referentes a consumo de concreto e aço.

1.1 OBJETIVO PRINCIPAL

O objetivo principal deste trabalho será:

- Realizar um estudo técnico comparativo dos deslocamentos elásticos (flechas) e consumo de aço entre sistemas estruturais de lajes maciças e treliçadas unidirecionais.

1.1.1 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho serão:

- Apresentar um referencial teórico sobre os sistemas de lajes maciças e lajes treliçadas unidirecionais, apontando as vantagens e desvantagens de cada sistema;

- Apresentar o cálculo de flechas em lajes maciças e treliçadas unidirecionais e compará-lo ao método utilizado pelo software Eberick, versão V9, apontando suas características e peculiaridades.

1.2 Estruturação do trabalho

No capítulo 2, apresenta-se o referencial teórico que norteará a análise e discussão dos resultados obtidos neste trabalho.

No capítulo 3, dissertará sobre a metodologia de estudo de caso, método que referenciará este trabalho. Descreverá detalhadamente neste capítulo o processo de obtenção de dados.

No capítulo 4, apresentarão os dados obtidos e será feita uma discussão e análise aprofundada sobre os resultados obtidos.

No capítulo 5 apresentam-se as conclusões finais deste trabalho.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 LAJES

Lajes ou placas (nomeação usada em Portugal), segundo a ABNT 6118:2014, item 14.4.2.1, são “Elementos de superfície plana sujeitos principalmente a ações normais a seu plano. As placas de concreto são usualmente denominadas lajes”. BARROSO (2011) em sua definição estrutural diz que, a laje em projeto se caracteriza como “a concepção de espaço, este definido por um plano de apoio - a laje - sobre a qual iremos construir e elaborar este espaço”.

Segundo DORNELES (2014):

“Lajes são elementos construtivos planos, bidimensionais, constituídos de uma largura e comprimento, que muitas vezes funcionam como isolamento e separação de pavimentos, geralmente constituídos de esforços solicitantes verticais (perpendiculares ao seu plano) e que transmitem as cargas para vigas ou pilares que suportam seu peso próprio. Também denominado de placa, as lajes atuam como chapas, principalmente em edifícios altos, pois existe um considerável esforço tangencial que acaba por influenciar paralelamente ao plano da placa.” (DORNELES, 2014).

Para obtermos uma definição adequada sobre laje, é necessário um entendimento geral dos elementos que a constituem, tais como o concreto, as vigas, os pavimentos e pilares... Em uma visão geral, de acordo com CARVALHO (2014) o concreto é entendido como um material resistente, onde seus componentes são: água, cimento, areia e pedra britada. As proporções utilizadas para a obtenção do concreto são pré-definidas, e para obter o material final, ou seja, é necessário um tempo de espera para alcançar a liga de concreto. Existem quatro tipos de concretos, que serão apresentados no decorrer da pesquisa.

RODRIGUES (2011), diz que pavimento pode ser classificado como uma estrutura laminada e estratificada, que se apresenta apoiada sobre uma camada final de infraestrutura ou terraplenagem e destina-se, principalmente, a resistir ao tráfego calculado para determinado período, e a oferecer conforto, segurança e economia aos seus usuários. Essa estrutura é composta por diversas camadas e materiais, possui diferentes características de resistência e deformabilidade. A NBR ABNT 6118:2014, item 14.4.1.1 denomina vigas como “elementos lineares em que a flexão é preponderante”.

As lajes atuam perpendicularmente ao ponto médio, normalmente estão no plano horizontal, e, para economizar, as construções e edificações são preenchidas com concreto armado... As lajes, por serem elementos estruturais bidimensionais, são caracterizadas por terem sua espessura menor que as outras dimensões. O que a diferencia de outros tipos de elementos estruturais planos, são que, no seu carregamento, o que nela atua é perpendicular ao plano médio, como exemplo a citação de FRANCA & FUSCO:

“A existência deste comportamento de chapa é essencial para a garantia do contraventamento da estrutura, uma vez que as lajes são os principais responsáveis pela transmissão dos esforços horizontais que permitem aos pilares contraventados se apoiarem nos pilares de contraventamento, garantindo assim a estabilidade global da estrutura. Se por qualquer motivo

este comportamento de chapa tiver sua eficiência diminuída, ou mesmo anulada, a segurança da construção em relação a um possível colapso global ficará seriamente comprometida, pela impossibilidade de serem resistidos os esforços horizontais de contraventamento” (FRANCA & FUSCO apud LOPES, 1997).

De uma maneira geral, segundo PINHAL (2009) é possível entender que lajes são estruturas planas e horizontais, que estão sempre apoiadas em vigas e pilares, dividindo os pavimentos das construções e edificações. As lajes, por serem elementos estruturais de qualquer construção, quando em conjunto com as vigas, pilares e fundações respondem pela estabilidade, assim como a solidez de todas as edificações.

Diante de toda a tecnologia exposta para a construção civil, foram desenvolvidos alguns elementos específicos, a fim de destinar melhor a aplicação das lajes, que podem ser em escolas, residências, depósitos, estacionamentos... Contudo, deve-se levar em consideração que a sobrecarga adicional – que podem ser cargas de paredes - as condições de apoio, assim como todos os vãos disponíveis ou livres, fica claro que, as lajes não podem ser tratadas diretamente como uma tecnologia, nem como produtos de prateleira, as lajes devem atender a todas as especificações simultâneas e seguir a sua utilização para cada obra específica, que é resultante da análise dos projetos.

Desde o seu descobrimento, as lajes tem como objetivo identificar a realidade do setor da construção civil no Brasil, conseqüentemente, foi realizado um estudo denominado como Diagnóstico da Construção Civil, escrito pelo autor LAMONIER (1984), que classificou o processo produtivo em três categorias, sendo eles o processo tradicional, convencional e industrializado que será especificado logo abaixo nos tópicos:

- a) **Processo Tradicional:** é conhecido por sua caracterização de utilização de materiais naturais maciças, e utilização do uso intensivo de mão de obra;
- b) **Processo Convencional:** é aquele processo conhecido por utilizar os principais elementos da construção com diversos materiais e componentes fornecidos direto pela indústria, onde são utilizados poucos equipamentos mecânicos e a mão de obra é elevada.
- c) **Processo Industrializado:** é o processo onde os elementos fundamentais do edifício são produzidos fora do canteiro de obras, por

meio de procedimentos industriais, e, da mesma maneira propõe uma mecanização e racionalização da construção, resultando em uma redução na mão de obra em relação aos outros processos.

Portanto, as lajes são fundamentais para as construções. Todavia, devem-se obter os cálculos mediante conhecimento da utilização do pavimento e forro, ou seja, conhecendo toda a obra, para determinação dos valores das cargas, e conseqüentemente, o detalhamento das vigas e pilares.

2.1.1 Lajes Maciças

As lajes maciças, de acordo com SOUZA & CUNHA (1994), são elementos planos, horizontais, com duas grandes dimensões e uma terceira denominada espessura, possuem seção homogênea, e são constituídas por placas maciças de concreto, podendo ser de concreto armado ou protendido, tem sua execução feita sobre fôrmas e escoramentos, para alcançar resistência própria. Sua função predominante é obter os carregamentos atuantes derivados do uso da construção e transpassa-lo para os apoios.

Essas lajes são comuns em edifícios com diversos pavimentos, construções de escolas, indústrias, hospitais... Sua espessura econômica está associada ao tamanho dos vãos, onde, para lajes maciças de concreto armado ficam entre 4 m e 7 m, resultando em áreas de 15 a 20 m². A laje maciça é regulamentada pela NBR 6118/14:

[...] Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura: a) 7 cm para cobertura não em balanço; b) 8 cm para lajes de piso não em balanço; c) 10 cm para lajes em balanço; d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN; e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN; f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de l 42 para lajes de piso biapoiadas e l 50 para lajes de piso contínuas; g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel. (ABNT NBR 6118, 2014, p. 74).

Em relação ao cobrimento, a NBR 6118/14 demonstra os valores mínimos de cobrimento para armaduras das lajes segundo o grau de agressividade no qual estão localizadas, “a dimensão máxima característica do

agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja: $d_{m\acute{a}x} \leq 1,2 c_{nom}$ ” (ABNT NBR 6118, 2014, p. 19) como segue abaixo na Tabela 1 de Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal.

Tabela 1 Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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

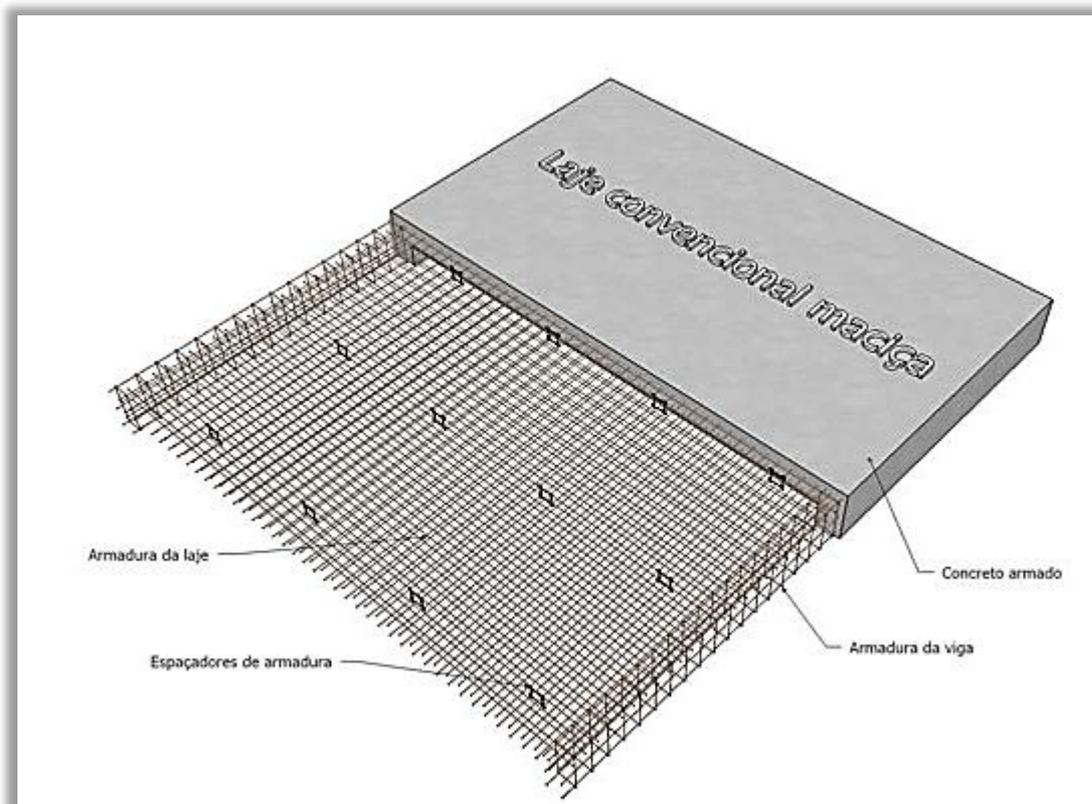
^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014, p.20.

A NBR 6118/14 em seus itens 8.2.1 (concreto) e 8.3.1 estabelece o concreto com resistência mínima de 20 Mpa, e os tipos de aço como CA25, CA50 ou CA60. Como exemplo de composição de uma laje maciça moldada *in loco* a Figura 1 retirada do Catálogo Digital da Construção.

Figura 1 - Laje Maciça Moldada In Loco

Fonte: Catálogo Digital da Construção

Segundo DORNELES (2017), no processo de execução, temos as fôrmas e escoramentos, colocação de ferragens e armaduras, lançamento do concreto, adensamento e nivelamento, a cura do concreto, a proteção até seu endurecimento e a desfôrma. No método de fôrma e escoramento, atingiremos o formato do concreto fresco na concretagem, o qual a fôrma e o escoramento serão sua base até a obtenção de sua resistência mecânica. Elas podem ser de madeiras, tábuas, chapa de aço ou compensadas, escoras metálicas ou de madeira, sendo possível, ou não, ser reutilizadas.

Ainda segundo DORNELES (2014), a colocação de ferragens e das armaduras principais, secundárias e espaçadores, também podem se conciliar a parte elétrica existente na laje. Já o lançamento do concreto, adensamento e nivelamento, é normatizado pela NBR 14931/04 - Execução de estruturas de concreto - e seu procedimento inicia-se na limpeza das fôrmas e estanques, a qual deve ser umedecida para evitar a perda de água durante o processo. A cura do concreto e a proteção até seu endurecimento, que também é normatizada pela NBR 14931/04, são uns dos procedimentos frequentemente esquecidos durante a

execução da obra, em pequenas obras onde o ganho financeiro é baixo, e não possui muitas fiscalizações, é comum esta etapa ser deixada para trás. Visto como último processo, a desfôrma deve ser realizada após o concreto atingir sua resistência mecânica, que em geral é no seu vigésimo oitavo dia, a norma NBR 14931/04 em suma caracteriza os cuidados para evitar choques repentinos na estrutura.

2.1.2 Lajes Pré-Moldadas (Trelaçadas)

A laje é um elemento primordial para a construção civil, tanto para o pavimento superior, quanto para a sustentação e cobertura do telhado. Por essa razão é importante o conhecimento de todos os tipos de lajes existentes, para assim, obter a melhor opção para o seu projeto. As lajes pré-moldadas ou pré-fabricadas são aquelas que chegam prontas ou quase prontas na obra. BAUD (1981) define e caracteriza dois tipos diferentes de lajes pré-moldadas, sendo elas:

- a) **Semi Pré Fabricada:** seus elementos apresentam-se resistentes a tração, frequentemente executados em fábricas, o concreto é resistente a compressão, sendo lançado no próprio local;
- b) **Completamente Pré Fabricada:** seus elementos estruturais são confeccionados na indústria, e posteriormente levados à obra.

Ainda segundo BAUD (1981) as duas lajes apresentadas, possuem características diferentes, resultando benefícios e malefícios, que devem ser analisados particularmente em cada caso de utilização.

Por serem estruturas importantes para a construção civil, as lajes pré-moldadas são divididas em cinco tipos diferentes, que são as lajes convencionais, as lajes protendidas, o painel treliçado, as lajes alveolares e as lajes treliçadas EPS. Dentre todas as cinco lajes, somente as lajes treliçadas EPS serão utilizadas no comparativo das reações entre as lajes maciças e treliçadas.

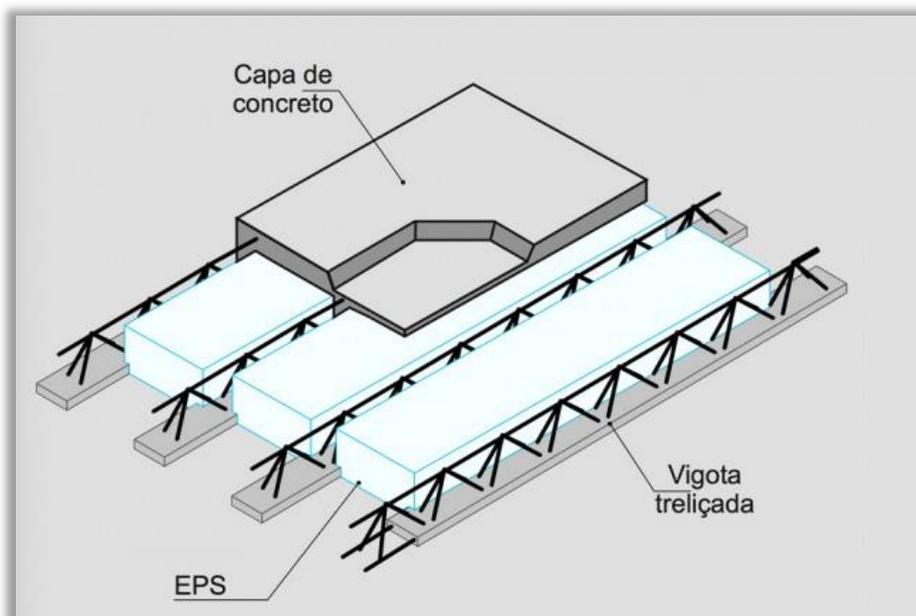
As lajes treliçadas EPS, segundo a ABNT NBR 14859:2002 item 3.1, laje treliçada unidirecional (EPS) é definida como uma laje nervurada constituída por nervuras principais longitudinais (NL) dispostas em uma única direção. Podendo ou

não ser empregadas algumas nervuras transversais (NT) perpendiculares às nervuras principais.

De acordo com SILVA (2005), o bloco de EPS tem sua utilização como enchimento de lajes nervuradas, são consideradas leves devido a seu peso variar entre $0,13 \text{ KN/m}^3$ a $0,25 \text{ KN/m}^3$ variando com base em sua composição, o que facilita o manuseio e reduz o peso próprio da estrutura, de baixa absorção de água, permitindo uma cura do concreto melhor e mais rápida, proporcionando isolamento térmico e acústico.

Nas lajes nervuradas com blocos de EPS, SILVA (2005), diz que o revestimento inferior da laje é feito do modo tradicional, ou seja, com uma camada de chapisco, e sobre esta, uma camada de reboco na argamassa de chapisco. Recomenda-se adicionar algum tipo de adesivo a base de resina acrílica a fim de proporcionar melhor aderência.

Figura 2 - Laje Treliçada de Isopor



Fonte: <http://www.lajesjundiai.com.br/produtos/laje-trelicada-isopor> - acesso em 16/04/2018 às 20h10min.

2.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

2.2.1 Dimensionamento e hipóteses de cálculo

Segundo CARVALHO (2016) de acordo com o item 14.2.1 da ABNT NBR 6118:2014, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limite último e de serviço. A análise estrutural possibilita estipular as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, na estrutura inteira ou em uma parte dela. Ao dimensionar uma estrutura é necessário assegurar que ela suporte todas as solicitações, com toda segurança, de forma estável e sem deformações excessivas, que for submetida ao longo da sua execução e também da sua utilização.

De acordo com CARVALHO (2016), o dimensionamento fundamenta-se em impedir que a estrutura ou parte dela chegue a ruína, não havendo somente o perigo de ruptura, mas onde a estrutura não se apresenta em perfeito estado para ser utilizada, em consequência de deformações excessivas ou de fissuras inaceitáveis. Entretanto, é difícil precisar que uma estrutura ofereça total segurança devido a fatores que ocorrem durante sua concepção, execução e utilização, pois isso vale tanto para ações quanto para a resistência de diferentes elementos da construção.

Referente ao que CARVALHO (2016) descreveu, deve-se levar em consideração algumas incertezas relacionadas à insegurança de um dimensionamento. Por exemplo:

- Resistência dos materiais utilizados, influenciada por alguns fatores (tempo de duração da aplicação das cargas, fadiga, fabricação, etc.), pelas condições de execução da obra e pelos ensaios, que não reproduzem fielmente as situações reais;
- Características geométricas da estrutura (falta de precisão na localização, na seção transversal dos elementos e na posição das armaduras);
- Ações permanentes e variáveis;
- Valores das solicitações calculados, que podem ser diferentes dos reais em virtude de todas as imprecisões inerentes ao processo de cálculo.

Segundo CARVALHO (2016) para dimensionar uma estrutura, é necessário confirmar que uma seção anteriormente conhecida, será capaz de resistir às solicitações mais prejudiciais que poderão atuar, ou então, dimensionar uma

seção não estabelecida totalmente, com o intuito de suportar as solicitações máximas que pode estar sujeita. São utilizados dois grupos de cálculo das estruturas de concreto armado: os Métodos clássicos e os Métodos de cálculo na ruptura.

2.2.2 Métodos Clássicos

CARVALHO (2016) diz que, no método clássico as cargas de projeto são decisivamente aderidas como os valores máximos projetados para atuarem ao longo da vida útil da estrutura. Determinam-se as solicitações como momento fletor (M), força normal (N) e a força cortante (V), que correspondem às cargas de utilização. Calculam-se as tensões máximas destas solicitações que correspondem ao comportamento elástico dos materiais e a tensão máxima se limita a uma tensão admissível, certificando a segurança da estrutura.

Ainda de acordo com CARVALHO (2016), este método é considerado determinístico, em que os valores numéricos são o início dos cálculos de resistência dos materiais, aos valores de cargas, entre outros. Mas esse método também apresenta restrições, pode ocorrer o superdimensionamento, pois os valores são fixos e esses valores dificilmente atingem a vida útil da estrutura. Ao se calcular uma estrutura usando o método clássico, o material pode ser mal aproveitado, pois pode não resistir a maiores solicitações. Fundamentado no valor das tensões provenientes das cargas de serviço, este método não oferece informações sobre a capacidade de a estrutura receber mais carga, tornando impossível averiguar sua verdadeira margem de segurança. Tem casos em que as solicitações não são correspondentes às ações, e caso aumente as ações, haverá um acréscimo das solicitações.

2.2.3 Métodos de Cálculo na Ruptura

No método de cálculo na ruptura, de acordo com CARVALHO (2016) a segurança é garantida, fazendo com que as solicitações de cálculo sejam menores

que as solicitações últimas (que levariam a estrutura à ruptura) se os materiais apresentassem suas resistências características atenuadas por coeficientes de ponderação das resistências de cálculo. Ao verificar a segurança das estruturas de concreto é necessário atender as condições analíticas de segurança e as condições construtivas.

Segundo a norma ABNT NBR 6118:2014, no item 12.5.1 as condições construtivas de segurança, devem ser atendidas as exigências estabelecidas:

- Nos critérios de detalhamento constantes nas Seções 18 e 20;
- Nas normas de controle dos materiais, especialmente a ABNT NBR 12655;
- No controle de execução da obra, conforme ABNT NBR 14931 e Normas Brasileiras específicas.

De acordo com o item 12.5.2 da norma ABNT NBR 6118:2014, as condições analíticas de segurança estabelecem que as resistências não possam ser menores que as solicitações, e devem ser verificadas em relação a todos os estados-limites e todos os carregamentos especificados para o tipo de construção considerado, ou seja, em qualquer caso deve ser respeitada a condição:

$R_d \geq S_d$, para a verificação do estado-limite último de perda de equilíbrio como corpo rígido, R_d e S_d devem assumir os valores de cálculo das ações estabilizantes e desestabilizantes respectivamente.

O método de cálculo na ruptura, segundo a norma ABNT NBR 6118:2014 (item 12.5.2), baseia-se em adotar valores inerentes para as resistências e ações, onde as resistências efetivas são inferiores aos seus valores inerentes, e as ações efetivas são superiores aos seus valores inerentes. Os outros elementos existentes são incertos no cálculo estrutural através da transformação dos valores característicos em valores de cálculo, reduzindo-se as resistências e aumentando as ações.

O item 12.2 da norma ABNT NBR 6118:2014, faz a descrição dos valores característicos:

Os valores característicos f_k das resistências são os que, em um lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança. Usualmente é de interesse a resistência característica inferior $f_{k,inf}$, cujo valor é menor que a resistência média f_m , embora por vezes haja interesse na resistência característica superior $f_{k,sup}$, cujo valor é

maior que f_m . Para os efeitos desta norma, a resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material.

No item 12.3.1 da norma ABNT NBR 6118:2014 apresenta-se a resistência do cálculo:

A resistência de cálculo f_d é dada pela equação:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

No item 12.3.2 da norma ABNT NBR 6118:2014 apresentam-se as tensões resistentes de cálculo:

As tensões resistentes de cálculo σ_{Rd} ou T_{Rd} são estabelecidas para a determinação das solicitações resistentes de cálculo que não dependam diretamente das resistências medidas convencionalmente em ensaios de corpos de prova padronizados dos materiais empregados. Os valores de σ_{Rd} e T_{Rd} são estabelecidos, em cada caso particular, a partir das teorias de resistência dos elementos estruturais considerados.

A resistência de cálculo do concreto é apresentada na norma ABNT NBR 6118:2014, no item 12.3.3:

No caso específico da resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), alguns detalhes adicionais são necessários, conforme descrito a seguir:

a) Quando a verificação se faz em data j igual ou superior a 28 dias, adota-se a equação:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Nesse caso, o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito aos 28 dias, de forma a confirmar o valor de f_{ck} adotado no projeto;

b) Quando a verificação se faz em data j inferior a 28 dias, adota-se a equação:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta^1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo β^1 a relação f_{ckj}/f_{ck} dada por:

$$\beta^1 = \exp \{s [1 - (28/t)^{1/2}]\}$$

Onde:

$s = 0,38$ para concreto de cimento CIII e IV;

$s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

t é a idade efetiva do concreto, expressa em dias.

Segundo a norma ABNT NBR 6118:2014, no item 12.3.3, essa verificação deve ser feita aos t dias, para as cargas aplicadas até essa data. Ainda deve ser feita a verificação para a totalidade das cargas aplicadas aos 28 dias. Nesse caso, o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito em duas datas: aos t dias e aos 28 dias, de forma a confirmar os valores de $fckj$ e fck adotados no projeto.

Para o coeficiente de ponderação das resistências a norma ABNT NBR 6118:2014, no item 12.4.1 diz:

As resistências devem ser minoradas pelo coeficiente:

$$\gamma_m = \gamma_m^1 \cdot \gamma_m^2 \cdot \gamma_m^3$$

Na Tabela 2 são apresentados os valores base para verificação do estado limite último:

Tabela 2 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: (Tabela 12.1 da ABNT NBR 6118:2014, p. 73).

De acordo com CARVALHO (2016), para a realização de elementos estruturais onde houver condições desfavoráveis, o coeficiente γ_c será multiplicado por 1,1. Faz-se necessário consultar a norma da ABNT NBR 9062 para os elementos estruturais pré-moldados e pré-fabricados. É admitido dividir o valor de γ_c por 1,1, quando extraído do testemunho. Em obras de pequena importância permite-se o uso do aço CA-25 sem a execução de controle de qualidade estabelecido na norma ABNT NBR 7480, quando o coeficiente de ponderação do aço seja multiplicado por 1,1.

2.3 CONCRETO

De acordo com PEDROSO (2009), o concreto é um dos materiais mais utilizados na construção civil, e estão presentes nas pontes, prédios de grande e médio porte, nas galerias pluviais em obras de saneamento, indústria, barragens, usinas hidrelétricas, casas de alvenaria, enfim, está presente no nosso dia a dia. Contudo, pode-se dizer que o concreto é um material que pode ser moldado conforme a criação e a invenção construtiva do homem.

Ainda segundo PEDROSO (2009) o homem por sua vez, teve a capacidade de criar um material que, depois de curado tem a resistência semelhante à de uma rocha, sendo em sua condição fresca, um composto plástico que proporciona sua moldagem em formas e tamanhos variados. O concreto tem duas propriedades que se destacam entre os materiais construtivos, como a sua resistência e a água. O concreto sofre menos deterioração em contato com a água se comparado ao aço, à madeira e a sua plasticidade, que proporciona atingir formas construtivas inusitadas.

De acordo com CARVALHO (2014), o concreto é um material composto de água, cimento e agregados, onde a associação desses materiais, o resultado obtido pode ser:

- a) **Pasta:** cimento + água;
- b) **Argamassa:** pasta + agregado miúdo;
- c) **Concreto:** argamassa + agregado graúdo.

Segundo CARVALHO (2014), o concreto em algumas circunstâncias acrescenta alguns tipos de produtos químicos, e/ou outros componentes já mencionados anteriormente na pesquisa, como a água, agregados e argamassas. Todas essas adições são para o melhoramento da sua trabalhabilidade, ou seja, uma benfeitoria em relação ao grau de facilidade de manuseio do concreto, que obtém o desenvolvimento de sua resistência, e retarda a velocidade das reações químicas existentes. Para obter um bom aspecto do concreto, é necessário realizar um planejamento, que constitui em determinar as propriedades esperadas do concreto, verificar e escolher os materiais presentes e disponíveis, determinar o traço, os equipamentos necessários para a mistura, o transporte, o adensamento, e a cura. Para conhecimento geral da resistência à compressão, é importante adquirir

os dados de resistência e de deformidade do concreto, para assim, conquistar uma melhor execução do concreto na obra. Os fundamentos básicos do concreto fresco é a sua consistência, sua trabalhabilidade e homogeneidade.

Ainda de acordo com CARVALHO (2014), o concreto já endurecido tem a característica de um material heterogêneo, um material que mesmo depois de endurecido é composto por elementos de todas as fases, como o estado gasoso, líquido, sólido, e aquoso. O objetivo do preparo do concreto estrutural é alcançar um material sólido, com ampla resistência e com limitado espaço vazio, onde é adquirido pela adequada hidratação do cimento. Um dos fatores que interferem na qualidade da durabilidade do concreto, e nas características finais é o adensamento, que, por sua vez, deve ocupar todo espaço da forma, para não apresentar vãos entre elas, e não ocorrer a segregação de materiais, dentre outros fatores de interferência, temos ainda o fator cura e o início de pega.

2.3.1 Concreto Armado

De acordo com BASTOS (2006), o concreto é um material que possui alta resistência à compressão, porém sua resistência em relação à tração é baixa, onde é primordial utilizar um material que seja resistente à tração, para então atingir o concreto armado, que nada mais é que o concreto com uma armadura no seu interior, transformando o material resistente tanto a tração quanto a compressão. Conforme regulamentado e definido pela ABNT NBR 6118:2014:

Elementos de concreto armado: Aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência. **Armadura passiva:** Qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada. (ABNT NBR 6118, 2014, p.3, 4)

Assim como todos os materiais que utilizamos, o concreto armado também possui seus benefícios e malefícios, que será apresentado no decorrer da pesquisa.

2.3.2 Vantagens e Desvantagens

Segundo CARVALHO (2014), os benefícios ou vantagens encontradas em relação ao concreto, estão relacionados à sua resistência, que proporciona a criação de estruturas de várias formas, dando praticidade, liberdade no seu desenvolvimento e a criação do projeto. Outro benefício encontrado está ligada a obtenção de estruturas rígidas, monopólicas, coisa que não acontece com as estruturas em aço, madeiras e pré-moldadas. Seus procedimentos são conhecidos em todo país, podendo competir economicamente em várias situações. O concreto armado, quando executado de acordo com as normas é um material resistente.

Ainda de acordo com CARVALHO (2014), considerando o cenário em que se encontra, a durabilidade e resistência ao fogo são melhores quando comparado ao aço e a madeira. Por utilizar o método de pré-moldagem, o concreto possui o benefício da trabalhabilidade na execução da obra. É um material resistente a desgastes mecânicos, aos efeitos atmosféricos e térmicos, e principalmente, resistentes a choques e vibrações.

Entretanto, de acordo com CARVALHO (2014) como os dois lados da moeda, existem os malefícios ou desvantagens ao utilizar o concreto armado. Seu uso é restrito e com um custo elevado em determinadas situações, quando resulta em elementos de maiores dimensões que o aço, com seu peso específico alto ($\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$), provocando um peso próprio excessivo. Por ser um material sólido, suas reformas e adaptações podem ser de difícil execução.

Ainda de acordo com CARVALHO (2014), o concreto é um bom condutor de calor e som, dessa forma, em alguns casos, há a necessidade da combinação de outros materiais para sanar esses problemas. Em ocasiões que não faz o uso de pré-moldado, é indispensável um conjunto de fôrmas e escoramentos, que precisam permanecer no local até que o concreto atinja sua resistência.

2.3.3 Aço

Segundo CHIAVERINI (2005), “aço é a liga ferro-carbono contendo geralmente 0,008% até aproximadamente 2,11% de carbono, além de certos elementos residuais, resultantes dos processos de fabricação”.

De acordo com CARVALHO (2016), as características mais importantes do aço, atingidas em um ensaio de tração, são: resistência característica de escoamento, limite de resistência e alongamento na ruptura. A resistência característica de escoamento do aço à tração (f_{yk}) é a máxima tensão que a barra ou fio vai suportar, pois assim o aço sofre deformações permanentes, sendo que, ao interromper o ensaio de uma amostra, o mesmo volta ao seu tamanho inicial, sem deformação permanente.

Ainda de acordo com CARVALHO (2016), o limite de resistência (f_{stk}), é uma força máxima que determinado material suporta e se rompe. O alongamento na ruptura é o aumento do comprimento do corpo de prova que corresponde à ruptura.

FERRAZ (2013) afirma que no teste de resistência, ao expor uma barra metálica em um esforço de tração crescente, a mesma apresentará deformação progressiva de extensão, aumentando seu comprimento.

De acordo com FERRAZ (2013), as propriedades do aço são:

- A elasticidade é a propriedade em que o metal retorna à sua forma original, sendo removida sua força externa atuante. Sendo assim a deformação segue a lei de Hooke, ou seja, é proporcional ao esforço aplicado: $P = \mu.E$.

Onde: P = tensão aplicada; μ = deformação; E = módulo de elasticidade.

- A plasticidade é a propriedade inversa à elasticidade, isto é, o material não volta a sua forma inicial após a carga externa ser removida, causando deformações permanentes. Este tipo de deformação altera a estrutura de um metal e aumenta sua dureza.

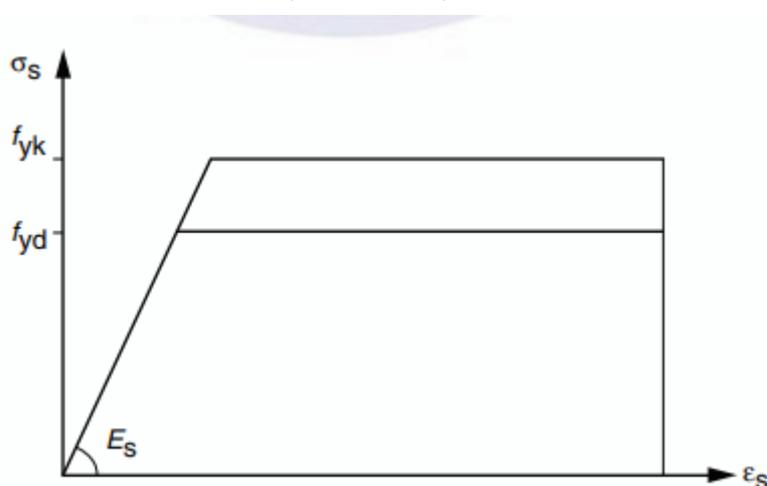
- A ductilidade, conforme descreve FERRAZ (2013) é a capacidade do material se deformar sob a ação de cargas antes de se romper, ou seja, é muito importante, pois estas deformações levam ao aviso da ruptura final do material, prevenindo acidentes.

- A fragilidade é a característica do material se romper bruscamente, sem aviso prévio.

- A resiliência tem como capacidade de absorver energia mecânica em regime elástico, restituindo a energia mecânica absorvida.
- A tenacidade é a energia total, plástica e elástica, que o material absorve até a ruptura.
- A fluência ocorre em função de ajustes plásticos que ocorrem nos pontos de tensão, ou seja, estes pontos aparecem após o metal ser solicitado por carga constante, sofrendo deformação elástica. Logo após esta fluência, a deformação é contínua, reduzindo a área do perfil transversal da peça.
- A fadiga é a ruptura de um material sob esforços repetidos ou cíclicos, sendo uma ruptura frágil, mesmo em materiais dúcteis.
- E finalmente, a dureza, que é a resistência ao risco ou abrasão. Oferece resistência à penetração de uma peça de maior dureza.

Segunda a norma ABNT NBR 6118:2014, no item 8.3.6, o diagrama tensão-deformação do aço para armaduras passivas, e seus valores característicos de resistência ao escoamento f_{yk} , da resistência à tração f_{stk} e da deformação na ruptura ϵ_{uk} devem ser obtidos de ensaios de tração realizados segundo a ABNT NBR ISSO 6892-1. O valor de f_{yk} para os aços sem patamar de escoamento é o valor da tensão correspondente à deformação permanente de 0,2%. Na Figura 3 é mostrado o diagrama simplificado para aços com ou sem patamar de escoamento:

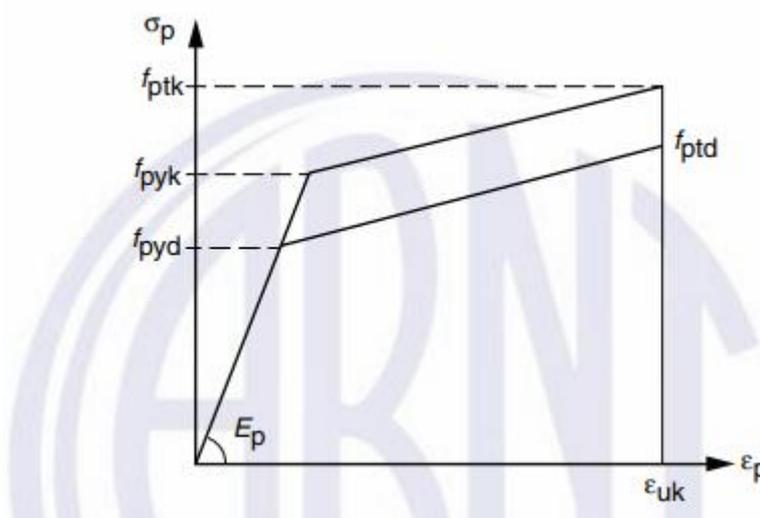
Figura 3 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas



Fonte: ABNT NBR 6118:2014, item 8.3.6, p.29.

De acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014, no item 8.4.5, o diagrama tensão-deformação da armadura ativa, deve ser fornecido pelo fabricante ou obtido através de ensaios realizados segundo a ABNT NBR 6349. Seus valores característicos de resistência ao escoamento convencional f_{pyk} , da resistência à tração f_{ptk} e o alongamento após a ruptura ϵ_{uk} das cordoalhas devem satisfazer os valores mínimos estabelecidos na ABNT NBR 7483. Já os valores de f_{pyk} , f_{ptk} e do alongamento após a ruptura ϵ_{uk} dos fios devem atender ao que é especificado na ABNT NBR 7482. O diagrama simplificado para o cálculo nos estados-limite de serviço e último é mostrados na Figura 4:

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas



Fonte: ABNT NBR 6118:2014, item 8.4.5, p.31.

2.3.4 Estados Limites

As estruturas de concreto armado segundo PINHEIRO (1997), são projetadas de maneira que sua segurança seja satisfatória, ou seja, onde os estados limites são a situação onde a estrutura não apresenta o desempenho a qual se destina, tornando-se imprópria para uso.

A ABNT NBR 6118:2014 (item 10.2) diz que para efeito da norma deve se considerar os estados-limites últimos (construção se torna insegura) e estados-limites de serviço (se torna imprópria para o uso).

2.3.4.1 Estados Limites últimos (ELU)

De acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014 (item 3.2.1), o estado limite último está associado à degradação de uma estrutura onde é necessária a paralisação dessa estrutura, pois oferece risco de ruir.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 no item 10.3, a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos estados-limites últimos relacionados abaixo:

- a) Perda do equilíbrio da estrutura, aceita como corpo rígido;
- b) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, respeitando a capacidade de adaptação plástica;
- c) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Quando provocado por solicitações dinâmicas;
- e) De um colapso progressivo;
- f) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo (NBR 15200-2012);
- g) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas (NBR 15421-2006);
- h) Outros que possam ocorrer em casos especiais.

O estado limite último sempre se caracteriza pelo esgotamento ou ruína da capacidade da resistência última, e para que isso não ocorra, são utilizados diversos coeficientes de segurança.

2.3.4.2 Estados-limites de serviço (ELS)

Como diz PINHEIRO (1997), os estados limites de serviço associam-se ao conforto do usuário, à aparência, à durabilidade das estruturas e a sua funcionalidade, que estão relacionadas a equipamentos utilizados, máquinas ou aos usuários.

Os estados limites de serviço mais usuais segundo a norma ABNT NBR 6118:2014 (relacionados a estruturas de concreto protendido e armado), entre eles estão os de deformação excessiva, deformação de fissuras, abertura de fissuras e vibrações excessivas.

2.3.4.2.1 Estado Limite de Deformação Excessiva (ELS-DEF)

De acordo com CARVALHO (2016), as deformações atingem os limites que foram estabelecidos para utilizar a estrutura normal. Para verificar este estado limite, além das combinações de ações, são analisados também os efeitos de fissuração e fluidez do concreto e flechas limites e, as propriedades geométricas das seções.

De acordo com a NBR 6118-2014 (item 13.3), não há altura útil a partir da qual é dispensado o cálculo dos deslocamentos, ou seja, sempre é necessário avaliar as flechas nos elementos estruturais. A norma determina critérios para verificar os valores limites para a deformação da estrutura, sendo eles as rotações e deslocamentos em peças lineares, por sua vez são analisadas separadamente e sujeitadas à mistura de serviço das ações. Estes valores devem ser considerados pela presença da armadura, presença de fissuras no concreto ao longo da armadura, e as deformações que ocorrem com o tempo.

2.3.4.2.2 Estado limite de formação de fissuras (ELS-F)

CARVALHO (2016) afirma que esse estado acontece onde a formação de fissuras é iniciada. A abertura máxima de fissuras tem que garantir que as aberturas de fissuras em uma estrutura, estejam dentro dos limites, não comprometendo sua durabilidade e condição de serviço. Se a abertura estiver dentro dos limites, possivelmente não causará perda de segurança no estado limite último.

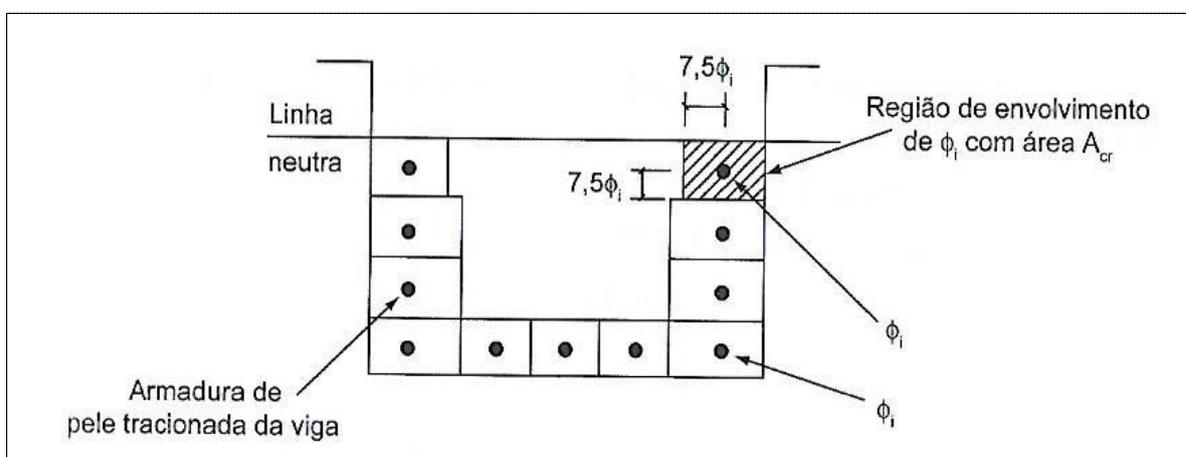
Para evitar fissuras, concordo com CARVALHO (2016) que é necessário cuidado na hora de definir o traço do concreto e também ter cuidado com

a cura do concreto. Não tem como evitar fissuras em estruturas de concreto onde exista tração, que resulte de carregamento direto ou que restrinja deformação imposta. Também ocorre por retração plástica ou térmica, e por expansão que ocorre por causa de reações químicas internas do concreto em seus primeiros anos. Se as fissuras respeitarem os limites impostos na norma, não há perdas de durabilidade e segurança conforme os estados limites últimos.

2.3.4.2.3 Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W)

Segundo CARVALHO (2016), refere-se a fissuras com aberturas iguais a valores máximos especificados em norma. Para avaliar os valores das aberturas de fissuras, tem que ser feita para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras ativa e passiva aderente, que limitam a fissuração da peça, levando em consideração a área A_{cr} do concreto de envolvimento composta por um retângulo, em que os lados não distanciem mais que $7,5\phi$ do eixo da barra da armadura, como mostrada na Figura 5 abaixo:

Figura 5 - Concreto de envolvimento da armadura.



Fonte: CARVALHO, 2016, P. 183.

2.3.4.2.4 Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE)

CARVALHO (2016) afirma que as vibrações atingem os limites impostos para utilizar a construção normalmente. Sua análise é feita em regime linear em estruturas usuais. O comportamento aceitável das estruturas entregues a vibrações, é necessário afastar ao máximo a frequência própria da estrutura da frequência crítica, que depende da respectiva edificação. Os estados limites de serviço são acompanhados no dia a dia da utilização da obra, onde são analisadas fissuras, vibrações e flechas.

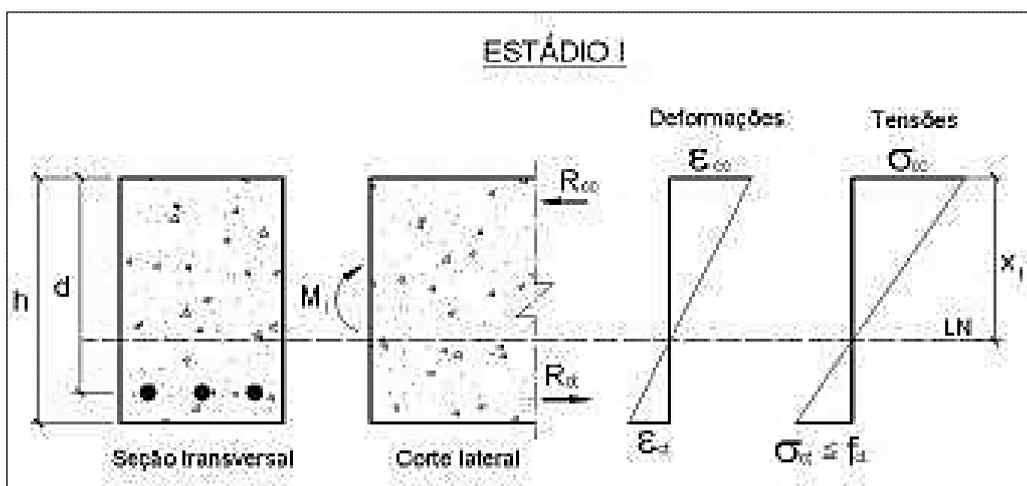
2.3.5 Estádios de Deformação

PINHEIRO (1997) define que se entende por Estádios, as fases em que passa à seção do concreto, aplicando-se um carregamento específico, que se inicia do zero até sua ruptura. São definidas em três fases: estágio I, estágio II e estágio III.

2.3.5.1 Estádio I

Concordo com PINHEIRO (1997) que o Estádio I refere-se ao início do carregamento. Onde as tensões normais que se apresentam são de baixa intensidade, assim o concreto resiste às tensões de tração. Dispõe-se de um diagrama linear de tensões, ao longo da seção transversal da peça, onde se valida à lei de Hooke.

Figura 6 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I)



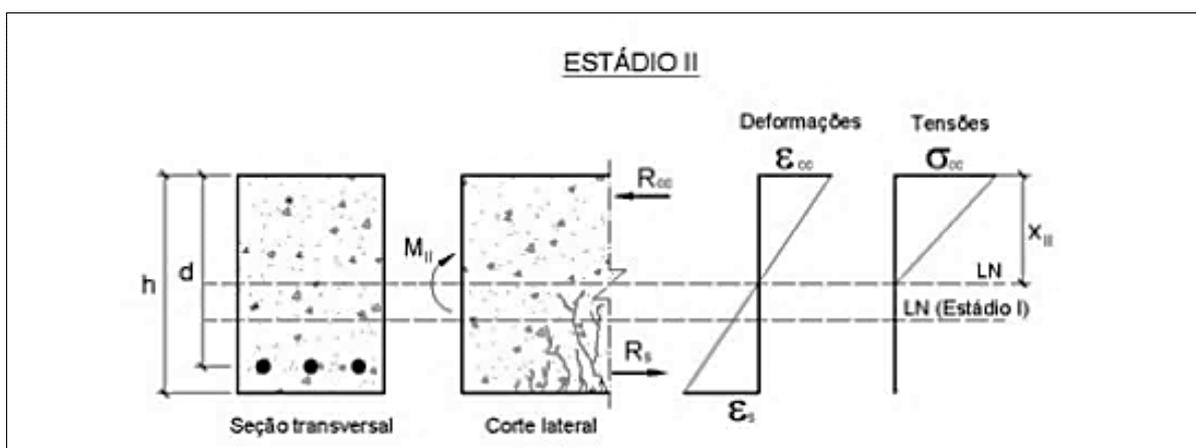
Fonte: Imagem ebah.com.br.

No estágio I, PINHEIRO (1997) afirma que é feito o cálculo do momento de fissuração, em que se diferencia o estágio I do II. Após saber o momento de fissuração, calcula-se a altura mínima, de forma que esta seja capaz de absorver, com apropriada segurança, as tensões que são causadas por um momento fletor de mesma magnitude. Assim o estágio I acaba quando a seção fissura.

2.3.5.2 Estádio II

No estágio II, PINHEIRO (1997) comenta que o concreto não resiste mais à tração e a seção encontra-se fissurada na região de tração. O auxílio do concreto tracionado tem que ser desprezado. Mesmo assim a parte que foi comprimida mantém um diagrama linear de tensões, que valida à lei de Hooke.

Figura 7: Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II)



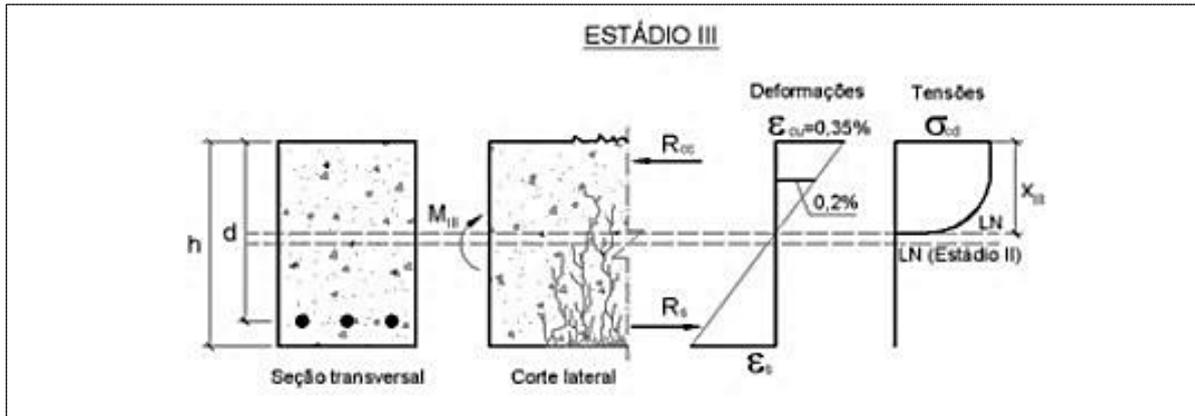
Fonte: Imagem ebah.com.br

Segundo PINHEIRO (1997), o estágio II verifica a peça em serviço, sendo exemplos o estado limite de abertura e o estado limite de deformações excessivas. Com o aumento do carregamento, as fissuras progridem no sentido da borda comprimida e da linha neutra, e a tensão na armadura expande atingindo o escoamento ou não. O estágio II tem fim quando se inicia a plastificação do concreto comprimido.

2.3.5.3 Estádio III

De acordo com PINHEIRO (1997), a zona comprimida no estágio III está plastificada e o concreto dessa região está na iminência da ruptura. Convém que o diagrama de tensões seja parabólico-retangular, ou mais conhecido como parábola-retângulo. O diagrama parábola-retângulo é constituído por um trecho retangular, para deformação de compressão que varia de 0,2% a 0,35%, com a tensão de compressão igual a 0,85 fcd, num trecho que a tensão varia de acordo com uma parábola de segundo grau.

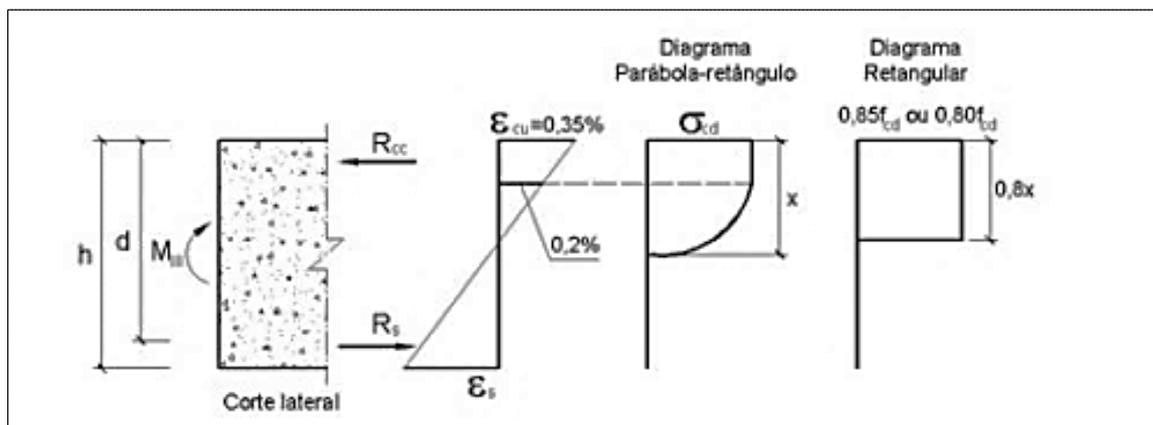
Figura 8: Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III)



Fonte: Imagem ebah.com.br

Para PINHEIRO (1997), ao efeito de cálculo a Norma Brasileira aceita que se trabalhe com um diagrama equivalente, onde a resultante de compressão e o braço relacionado à linha neutra são os mesmos para os dois diagramas.

Figura 9: Diagrama Retangular



Fonte: Imagem ebah.com.br¹²

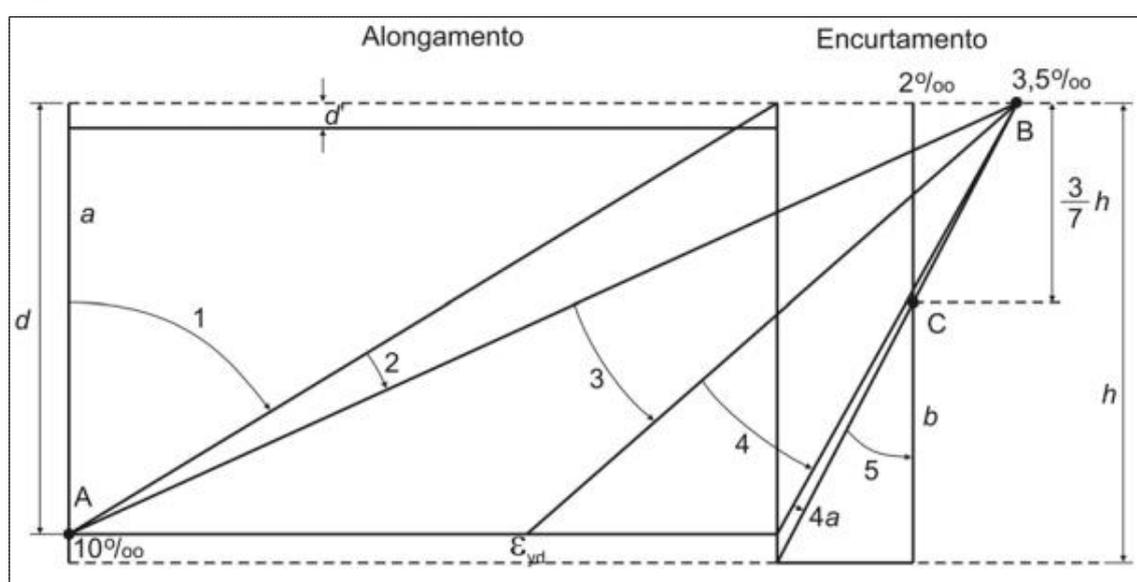
2.3.6 Domínio de Deformação

De acordo com BASTOS (2006), os domínios de deformação são delimitados por regiões que ocorrem através do diagrama de deformação. Suas deformações acontecem na seção transversal dos elementos estruturais, assim que

o estado limite último for atingido, essas deformações são de alongamento e encurtamento, originado através da tração e compressão da estrutura.

Conforme nos demonstra a ABNT NBR 6118:2014, item 17.2.2, o estado limite ultimo é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertence a um dos domínios definido conforme mostra a Figura 2 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal na ABNT NBR 6118:2014 item 17.2.2.

Figura 2: Domínio estado-limite último



Fonte: Imagem ABNT NBR 6118:2014, p. 122.

Segundo FERNANDES (2006), o estado limite de deformação nos domínios 1 e 2 representam a deformação plástica excessiva tendo na reta a uma tração uniforme, os domínios 3, 4, 4a, 5 e na reta b se obtém através do encurtamento limite do concreto.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, item 17.2.2 - reta a: tração uniforme. Segundo BASTOS (2006), conhecida também como tração axial ou simples, tem o esforço normal de tração sobreposta no centro de gravidade da seção transversal. A armadura encontra-se com 10 ‰ de deformação de alongamento, tendo a linha neutra no $-\infty$, assim logo temos que, todas armaduras apresentam com a mesma tensão no início de escoamento do aço e com a mesma tensão de tração.

Segunda a ABNT NBR 6118:2014, item 17.2.2 – Domínio 1: tração não uniforme, sem compressão. De acordo com BASTOS (2006), diferente da reta a o domínio 1, a sua força normal de tração não é sobreposta no centro da gravidade da seção transversal, existindo um afastamento em relação ao centro da gravidade com a força normal. Com a seção totalmente tracionada, obtém a tração não uniforme, apesar de que tenha diferentes deformações pode se dizer que a tração esta excêntrica ou com pequena excentricidade, tendo 10 ‰ no alongamento da armadura mais tracionada e sendo capaz de estar no espaço entre $-\infty$ e zero, sendo o valor de x negativo. Com o concreto absolutamente fissurado a resistência da seção correspondente pelas armaduras tracionadas.

Conforme na ABNT NBR 6118:2014, item 17.2.2, Domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < 3,50 / 100$ e com o máximo alongamento permitido). De acordo com BASTOS (2006), ocorrem fatos de solicitações de flexão simples, tração excêntricas com grande excentricidade e compressão excêntricas com grande excentricidade, tendo a seção transversal comprimida e tracionada, sendo assim, o domínio 2 é determinado pela deformação de alongamento definida em 10‰ na armadura tracionada, já na borda mais comprimida na deformação de encurtamento pode mudar de zero a 3,5 ‰.

Em conformidade com a ABNT NBR 6118:2014, item 17.2.2 - Domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta, com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$). De acordo com BASTOS (2006), no domínio 3 temos as solicitações iguais ao domínio 2 que são flexão simples, tração excêntricas com grande excentricidade e compressão excêntricas com grande excentricidade, assim como no domínio dois a seção transversal é comprimida e tracionada, temos assim esse domínio determinado pela deformação de encurtamento no concreto da borda comprimida de 3,5 ‰. A deformação de início de escoamento do aço no início ate os 10 ‰, mostra que a tensão da armadura é a máxima concedida.

Em conformidade na ABNT NBR 6118:2014, item 17.2.2 – Domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta, com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$). De acordo com BASTOS (2006), no domínio 4 temos a seção transversal comprimida e tracionada, assim como nos domínios 2 e 3. Seu encurtamento máximo é fixado em 3,5 ‰ na borda comprimida do concreto. O início de escoamento do aço esta ligada diretamente na

deformação de alongamento na armadura tracionada, assim podemos observar que a tensão na armadura é menor que a máxima permitida.

Conforme na ABNT NBR 6118:2014, item 17.2.2 – Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas. De acordo com BASTOS (2006), diferente do domínio 2, domínio 3 e domínio 4, a seção transversal tem a maior parte comprimida e a menor parte tracionada, sua deformação de encurtamento máxima no concreto da borda comprimida está fixada em 3,5 ‰. Toda a sua linha neutra dentro da seção transversal na região menos comprimida tem uma tensão muito pequena nessa região.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, item 17.2.2 - Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração. De acordo com BASTOS (2006), no domínio 5, mesmo com deformações diferentes a seção transversal ainda continua comprimida, e a linha neutra não interrompe a seção transversal, a posição da linha neutra pode variar de h até $+\infty$, a principal característica desse domínio é o ponto C a $3/7 h$. A deformação de encurtamento da borda menos comprimida varia de 0 a 2 ‰ e a mais comprimida de 2 ‰ a 3,5 ‰. Assim podemos obter o diagrama de deformação em formato de um trapézio.

Conforme na ABNT NBR 6118:2014, item 17.2.2 - Reta b: compressão uniforme. De acordo com BASTOS (2006), podemos chamar também de compressão axial e compressão simples. Se tiver no centro da gravidade, a força normal de compressão aplicada, temos a linha neutra no $+\infty$, com as armaduras sofrendo a mesma deformação e a mesma tensão. Isso significa que a seção transversal tem a deformação de encurtamento igual a 2 ‰.

2.3.7 Ações e Segurança

Conforme a ABNT NBR 8681:2003, item 3.4 - Ações: causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações, são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças por ações diretas.

De acordo com o CARVALHO (2014), temos que uma determinada influencia ou o conjunto da influencia é capaz de gerar o estado de deformação ou de tensão em uma estrutura, para a segurança da estrutura temos a importância de analisar a influência de cada uma das ações empregadas nas estruturas, trazendo as considerações, os serviços e estados limites últimos.

Cada tipo de construção precisa considerar as suas características e individualidades e a ABNT NBR 8681:2003 separou as ações que podem ser consideradas nas estruturas em ações permanentes, variáveis e excepcionais.

2.3.7.1 Cargas Permanentes, variáveis e excepcionais

2.3.7.1.1 Ações Permanentes

Conforme ABNT NBR 8681:2003, item 3.5 - Ações permanentes: ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. A variabilidade das ações permanentes é medida num conjunto de construções análogas.

Temos também na ABNT NBR 6118:2014, item 11.3.1 - Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor-limite constante. As ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

Segundo BASTOS (2006), nas ações permanentes é introduzido o peso de elementos construtivos, o peso próprio e as instalações permanentes, que são consideradas como parede, alvenaria, resumindo, tudo que seja fixo dentro de uma estrutura. Tem também aquelas ações permanentes que crescem com o tempo, tendo nelas a sua grandeza de limite de ações permanente, assim podemos dividir as ações permanentes em ações permanentes diretas e ações permanentes indiretas.

2.3.7.1.2 Ações permanentes diretas

Assim como na ABNT NBR 6118:2014, item 11.3.2 - As ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e dos empuxos permanentes.

De acordo com CARVALHO (2014), as ações permanentes diretas são formadas pelo peso próprio da estrutura, pelas instalações permanentes e pelo peso dos elementos construtivos fixos. Nas construções contemporâneas, o peso próprio da estrutura é considerado com a sua massa específica de 2400 kg/m³ para concreto simples e 2500 kg/m³ para concreto protendido ou armado, sendo indicado na ABNT NBR 6120:1980 e especificado a massa dos materiais de construções utilizadas na estrutura. Podemos classificar as instalações permanentes e fixas como equipamentos, elemento de grande e pequeno porte sendo o peso dos elementos considerados nominais e fornecidos diretamente pelo próprio fornecedor, quando necessário, é fundamental considerar materiais granulosos e o empuxo da terra quando forem admitidos não removíveis.

2.3.7.1.3 Ações permanentes indiretas

Conforme na ABNT NBR 6118:2014, item 11.3.3, as ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a retração e deformação lenta do concreto levaram em conta os trabalhos adicionais que a estrutura sofre. Os deslocamentos de apoio só são considerados quando tem uma estrutura hiperestática e muito rígida. O deslocamento é formado por uma única ação sendo seus coeficientes de ponderação considerados para a retração do concreto, fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas, imperfeições

globais, imperfeições locais, momento mínimo e protensão nos itens 11.3.3.1 a.11.3.3.5 da ABNT NBR 6118:2014.

2.3.7.1.4 Ações Variáveis

De acordo com BASTOS (2006), as ações variáveis são aquelas cargas que podem ser variadas conforme o tempo, por exemplo, pessoas, carros, mobiliários, sendo assim, têm as ações variáveis classificadas em ações variáveis diretas e indiretas.

2.3.7.1.5 Ações variáveis diretas

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 11.4.1 - As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água, devendo-se respeitar as prescrições feitas por Normas Brasileiras específicas.

De acordo com BASTOS (2006), as ações variáveis diretas são constituídas pelas ações variáveis durante a construção, ação do vento, cargas acidentais previstas para o uso da construção e a ação da água, ambas precisam ser feitas por Normas Brasileiras específicas.

2.3.7.1.6 Ações variáveis indiretas

De acordo com CARVALHO (2014), a variação indireta é determinada pelas variações dinâmicas, e por alteração uniforme e não uniforme de temperatura. A temperatura é algo que muda constantemente, tendo as temperaturas alteradas conforme cada estação do ano, além disso, temos a variação de temperatura de acordo com a atmosfera terrestre, que muitas vezes nos surpreende com as

mudanças de temperaturas repentinas, assim sendo, variando de acordo com as dimensões e as regiões das construções.

Portanto, segundo ABNT NBR 6118:2014, item 11.4.2.1 nos leva as seguintes considerações para variação uniforme da temperatura:

a) para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C;

b) para elementos estruturais maciços ou ocos, com os espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente para 5°C a 10°C;

c) para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm, admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima indicados.

A escolha de um valor entre esses dois limites pode ser feita considerando-se 50 % da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno, no local da obra.

Em edifícios de vários andares, devem ser respeitadas as exigências construtivas prescritas por esta Norma para que sejam minimizados os efeitos das variações de temperatura sobre a estrutura da construção. (ABNT NBR 6118, 2014, p.62)

Ainda de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, para as variações não uniformes de temperatura, sendo as temperaturas diferentes da uniforme, podendo ser considerado os valores de temperaturas adotados, desde que a temperatura entre uma face e a outra da estrutura não seja menor que 5 °C. Nas ações dinâmicas quando a estrutura submeta a vibrações ou choques, os efeitos causados na estrutura levam a probabilidade de fadiga, sendo considerado de acordo com a seção 23 da ABNT NBR 6118:2014, os dimensionamentos dos elementos estruturais.

2.3.7.1.7 Ações excepcionais

Para as ações excepcionais conforme a ABNT NBR 6118:2014, item 11.5- No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas.

Também definida na ABNR NBR 8681:2003, item 4.2.1.3 - Ações excepcionais, são ações decorrentes de causas, tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também pode ser levado em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.

De acordo com CARVALHO (2014), as ações podem ser consideradas, para construção usual como permanente e variável.

2.3.7.2 Combinações de Ações

De acordo com CARVALHO (2014), qualquer carregamento é estabelecido de acordo com as ações que tem a possibilidade não desprezível de operarem juntamente sobre a estrutura ao longo de um tempo determinado. Com a aplicação mais desfavorável da estrutura devem ser determinadas as combinações das ações para a estrutura, o comprimento da segurança correspondente ao estado limite último e para o estado limite de serviço, deve ser feito em função de combinações últimas e de serviço, nessa ordem. Para quaisquer combinações, as ações permanentes precisam ser ocupadas em sua totalidade, já para as ações variáveis devem ser ocupadas exclusivamente às parcelas que geram efeitos prejudiciais para a segurança.

Ainda de acordo com CARVALHO (2014), para cada combinação de ações, tem a necessidade de ter seus valores representativos considerados, sendo multiplicados pelos seus respectivos coeficientes de ponderação.

Pela ABNT NBR 6118:2014, item 11.8, estão as combinações das ações necessárias para as verificações do estado limite último e de serviço, e a ABNT NBR 8681:2003, item 4.3.3, para critérios gerais e diversas possibilidades.

Segundo CARVALHO (2014), as combinações últimas são consideradas como normais, especiais ou de construção, e excepcionais.

Para combinações normais, temos a definição conforme ABNT NBR 6118:2014 - Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações

variáveis, consideradas secundárias com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681:2003.

De acordo com CARVALHO (2014), a combinação última especial ou de construção, é considerado o mesmo valor das normais, porém, quando a atuação da ação principal F_{q1k} , com duração muito curta, podendo ser substituído o ψ_0 pelo ψ_2 . As ações permanentes e ações variáveis precisam estar sempre presentes com seus valores característicos, além disso, as ações variáveis com a hipótese mínima de ocorrência simultâneas e com seus valores mínimos de combinações. Para melhor entendimento, segue abaixo tabela extraída da NBR 6118:2014:

Tabela 3: Combinação Última

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\max}$ e $P_{k\min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,\min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
Excepcionais ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
<p>onde</p> <p>F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;</p> <p>F_{gk} representa as ações permanentes diretas;</p> <p>F_{ek} representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{egk} e variáveis como a temperatura F_{eqk};</p> <p>F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;</p>		

Fonte: Imagem ABNT NBR 6118:2014, p. 67.

Tabela 4: Continuação

$\gamma_g, \gamma_{ex}, \gamma_q, \gamma_{exq}$	ver Tabela 11.1;
ψ_{0j}, ψ_{0e}	ver Tabela 11.2;
F_{sd}	representa as ações estabilizantes;
F_{nd}	representa as ações não estabilizantes;
G_{sk}	é o valor característico da ação permanente estabilizante;
R_d	é o esforço resistente considerado estabilizante, quando houver;
G_{nk}	é o valor característico da ação permanente instabilizante;
$Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} Q_{jk}$;	
Q_{nk}	é o valor característico das ações variáveis instabilizantes;
Q_{1k}	é o valor característico da ação variável instabilizante considerada principal;
ψ_{0j} e Q_{jk}	são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;
$Q_{s,min}$	é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.
^a	No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.
^b	Quando F_{q1k} ou F_{q1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, ψ_{0j} pode ser substituído por ψ_{2j} . Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.

Fonte: Imagem ABNT NBR 6118:2014, p. 68.

2.4 FLECHAS

Nesse sentido, CARVALHO e FIGUEIREDO (2001) fazem uma comparação entre o comportamento estrutural, momentos fletores e flechas, de lajes maciças e lajes treliçadas unidirecionais, considerando lajes quadradas ou retangulares com as duas direções da mesma ordem de grandeza, e concluem que as lajes maciças tem melhor comportamento em relação à momentos fletores, 25% mais eficiente que as lajes pré-fabricadas e em relação às flechas o desempenho é ainda mais eficiente, cerca de 33% melhor. A tabela abaixo indica as expressões para o cálculo dos momentos fletores na direção principal das lajes e flechas:

Tabela 5 Expressões para cálculo de momentos e flechas atuantes em lajes maciças e treliçadas unidirecionais

	Lajes maciças	Lajes treliçadas
MOMENTO	$m_x = 0,10 pb^2$	$m_v = 0,125 pb^2$
FLECHA	$a = 0,1168 \frac{pb^4}{Eh^3}$	$a_v = 0,15625 \frac{pb^4}{Eh^3}$

Fonte: (FLORIO 2004, p.12)

2.4.1 Flechas em lajes

Flecha é o maior deslocamento vertical do plano da laje. Em geral aplica-se a contraflecha antes da concretagem, resultando em um melhor aspecto da peça estrutural em lajes e vigas.

Na verificação de uma flecha, sabe-se da existência de fissuras, do momento de inércia, e das flechas imediata, diferida e total. Através da tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2014, pode-se dizer que flechas acima da margem indicada, podem causar danos a elementos não estruturais e interferir no funcionamento direto da estrutura, gerar fissuração de alvenaria, descolamento de piso, compressão, dentre outras anomalias, apontar estados duvidosos dos componentes fletidos... A solução para isso está em diferentes escalas, podendo percorrer por alívios de cargas, reestruturação da construção, reorganização das cargas, entre outras. É possível por vezes recorrer ao aumento da seção e das armaduras, reforços com colagem de chapas metálicas, etc.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 19.3.1 e 19.3.3.1 dispõe de critérios pré-estabelecidos e de princípios básicos considerando a fissuração.

19.3.1 Estado-limite de deformação:

Devem ser usados os critérios dados em 17.3.2, considerando a possibilidade de fissuração (estádio II).

19.3.3.1 Princípios básicos:

Os princípios básicos para o estabelecimento de armaduras máximas e mínimas são os dados em 17.3.5.1. Como as lajes armadas nas duas

direções têm outros mecanismos resistentes possíveis, os valores mínimos das armaduras positivas são reduzidos em relação aos definidos para elementos estruturais lineares. (ABNT NBR 6118, 2014, p.157).

O item 17.3.2 que é mencionado na norma, prescreve os limites para flechas, considerando combinações de ações, como segue:

17.3.2 Estado-limite de deformação: A verificação dos valores-limites estabelecidos na Tabela 13.3 para a deformação da estrutura, mais propriamente rotações e deslocamentos em elementos estruturais lineares, analisados isoladamente e submetidos à combinação de ações conforme a Seção 11, deve ser realizada através de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do elemento estrutural, ou seja, que levem em consideração a presença da armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo dessa armadura e as deformações diferidas no tempo. A deformação real da estrutura depende também do processo construtivo, assim como das propriedades dos materiais (principalmente do módulo de elasticidade e da resistência à tração) no momento de sua efetiva solitação. Em face da grande variabilidade dos parâmetros citados, existe uma grande variabilidade das deformações reais. Não se pode esperar, portanto, grande precisão nas previsões de deslocamentos dadas pelos processos analíticos prescritos. (ABNT NBR 6118, 2014, p.125).

O valor referente ao maior deslocamento terá que obedecer às prescrições descritas no item 11.8.3.1 da norma ABNT NBR 6118:2014, conforme segue abaixo:

11.8.3.1 Classificação:

São classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir

- a) quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas;*
- b) frequentes: se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;*
- c) raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras. (ABNT NBR 6118, 2014, p.68).*

Após a alteração da norma ABNT NBR 6118 de 2014, o método de cálculo dos deslocamentos de vigas e lajes com armadura passiva é realizado tendo em vista a redução na rigidez da peça em função da fissuração e inserindo o efeito de longa duração em consequência da fluência do concreto.

17.3.2.1 Avaliação aproximada da flecha em vigas:

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

Deve ser utilizado no cálculo o valor do módulo de elasticidade secante E_{cs} definido na Seção 8, sendo obrigatória a consideração do efeito da fluência. (ABNT NBR 6118, 2014, p.125).

Seu cálculo é realizado através de processos analíticos definidos pela norma, no item 17.3.2 já citado, onde devemos acatar três tipos de flechas nos elementos, sendo eles, flechas imediatas, diferidas, elásticas e contra flechas.

Flechas Imediatas remete ao deslocamento imediatamente após a aplicação dos carregamentos, tal carregamento tem a possibilidade de ser calculado através de tabelas como, por exemplo, as mostradas em PINHEIRO (1993), em função da conexão das lajes.

Flechas Diferidas, originam-se das cargas de longa duração, em função da fluência. Seu cálculo, segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 17.3.2.1.2, é obtido através da multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f , ou seja, em função do tempo e da taxa de armadura a compressão.

Flechas Elásticas, são o perfil geométrico de mudanças verticais dos pontos situados nos eixos longitudinais, obtém-se o cálculo através da consideração de uma diminuição na rigidez dos elementos, tendo em vista os impactos da fluência e retração do concreto.

Contra Flechas, segundo a norma ABNT NBR 6118:2014, as flechas podem ser parcialmente compensadas pela especificação de contraflecha. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $l/350$. Podendo as flechas excessivas serem parcialmente compensadas por contraflechas. Estes valores e informações também são descritos na tabela 13.3 localizada na pagina 77 e 78 da norma citada.

Quadro 1: Limites para Deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350+$ contraflecha ^b
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H_f/850^g$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell/400^g$ e 15 mm

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014, p. 77.

Quadro 2: Continuação.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Efeitos em elementos não estruturais	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	$\ell/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$\ell/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		
<p>^a As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.</p> <p>^b Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $\ell/350$.</p> <p>^c O vão ℓ deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.</p> <p>^d Rotação nos elementos que suportam paredes.</p> <p>^e H é a altura total do edifício e H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.</p> <p>^f Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, devido à atuação de ações horizontais. Não podem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica ao deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando H_i representa o comprimento do lintel.</p> <p>^g O valor ℓ refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.</p> <p>NOTAS</p> <p>1 Todos os valores-limites de deslocamentos supõem elementos de vão ℓ suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.</p> <p>2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor ℓ é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.</p> <p>3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na Seção 11.</p> <p>4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.</p>				

Fonte ABNT NBR 6118, 2014, p. 78.

Nas flechas também é possível analisar os módulos de elasticidade, inicial, secante e a resistência média a tração.

Módulo de elasticidade inicial, segundo a norma ABNT NBR 6118:2014, item 8.2.8:

8.2.8 Módulo de elasticidade: O módulo de elasticidade (E_{ci}) deve ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, sendo considerado nesta Norma o módulo de deformação tangente inicial, obtido aos 28 dias de idade. Quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando as expressões [...]. (ABNT NBR 6118, 2014, p.24).

Módulo de elasticidade secante, temos descrito na norma ABNT NBR 6118:2014, que o módulo de elasticidade secante pode ser obtido através das especificações descritas na ABNT NBR 8522, ou pode ser obtida através da expressão: $E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci}$

Resistência média a tração é possível visualizar na norma ABNT NBR 6118:2014, item 17.3.5.2.2, que:

17.3.5.2.2 Valores mínimos para a armadura de tração sob deformações impostas [...] f_{ct} , e_f é a resistência média à tração efetiva do concreto no instante em que se formam as primeiras fissuras. Em muitos casos – como aqueles em que as deformações preponderantes impostas resultam de dissipação do calor de hidratação – isso pode ocorrer em idade entre 1 dia e 5 dias após a moldagem, a depender das condições ambientes, da forma do elemento estrutural, da natureza das formas e do tipo de cimento utilizado. Valores de f_{ct} , e_f podem ser obtidos com auxílio das equações de 8.2.5, adotando a resistência do concreto à compressão na idade em que se supõe a ocorrência da fissuração. Quando essa idade não puder ser definida com valor confiável, recomenda-se adotar valor mínimo de resistência à tração igual a 3 MPa. (ABNT NBR 6118, 2014, p.131).

2.5 MÉTODOS DE GRELHA

Considerando-se a rigidez à flexão dos pilares, é possível estudar-se as cargas verticais. Pavimentos de edifícios podem ser moldados como grelhas, fazendo com que, de maneira equivalente, nas grelhas e pórticos espaciais, possam reduzir à torção das vigas recorrendo-se a 15% da rigidez elástica, com exceção dos elementos estruturais que possuem protensão limitada ou completa.

Para a utilização de perfis é possível considerar as condições descritas no item 17.5 – Elementos Lineares sujeitos à torção - da norma ABNT NBR 6118:2014 p. 138.

2.6 DURABILIDADES DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014 item 6.1 - Exigências de durabilidade. As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

No item 6.2.1 da norma ABNT NBR 6118:2014, a vida útil do projeto é definida pelo período de tempo que a estrutura de concreto leva para manter as suas características, sem ações importantes, tendo os reparos necessários decorrentes de eventuais danificações imprevistas, atendendo os requisitos de uso e manutenção conforme prescrito pelo projetista ou construtor. Ainda sendo necessário o esforço disposto pelo proprietário e todos envolvidos com a construção para que se possa alcançar a durabilidade das estruturas.

O meio ambiente é uma das principais responsáveis pela perda de durabilidade e qualidade das estruturas conforme ABNT NBR 6118:2014, item 6.4 - A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

De acordo com a tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2014, é classificada as classes de agressividade ambiental para os projetos das estruturas contemporâneas, sendo capaz de ser avaliada exclusivamente de acordo com exposição da estrutura ou de suas partes.

2.7 O SOFTWARE EBERICK

A empresa AltoQi (2017), é a responsável pelo desenvolvimento do software Eberick. Sua história iniciou-se em 1989 com os Analistas de Sistemas (Rui Luiz Gonçalves, Ricardo Eberart e José Carlos Pereira) e o Engenheiro Civil (Jano d'Araújo Coelho). O software geriu nacionalmente sistemas de projeto de estruturas, sendo uma ferramenta eficiente e de fácil aprendizagem.

Segundo a AltoQi (2017), o Eberick foi melhorado em 1996, e passou a complementar todo o cálculo de um edifício de forma integrada. Tornou-se líder

nacional em software para projetos prediais, se tornando a única no Brasil a desenvolver, comercializar, oferecer treinamentos e prestar suporte para seu sistema de projetos para edificações. O Eberick é um software para projetos estruturais em concreto armado moldado in-loco, pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas mistas para projetos de pequeno, médio e grande porte. Disponibiliza diversos recursos para propiciar alta produtividade no desenvolvimento e solução para um projeto. Possui um excelente sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, com visualização tridimensional da estrutura modelada, de acordo com a NBR 6118:2014. O Eberick tem como principais recursos:

- a) A inclusão de vigas e pilares de outros materiais como aço e madeira no modelo estrutural;
- b) Algoritmo que encontra a seção transversal mais viável para cada viga ou pilar da estrutura;
- c) Obter os modos de vibração com suas referentes frequências, obtendo a frequência natural da laje e avaliando-a em relação aos limites da NBR 6118:2014;
- d) Inserção de contraflechas em vigas, onde o deslocamento não atende ao limite de aceitabilidade sensorial;
- e) Define cargas acidentais e de revestimento das lajes conforme NBR 6120;
- f) Gera um relatório de diagnóstico da estrutura, como carregamento aplicado, índices de consumo e custos, estabilidade global, erros de dimensionamento;
- g) Gera relatórios de custos de edificação com aferição de custo da solução estrutural, com índices de custos dos materiais e mão de obra de execução da estrutura, ocasionando na avaliação das diferentes soluções do projeto;
- h) Gera relatório de status de dimensionamento para saber quais elementos apresentam erro ou aviso para cada pavimento;
- i) Gera relatório das fundações que expõe os valores dos esforços atuantes na fundação e na planta de locação e cargas, facilitando a visualização dos resultados, dentre outros.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo, dissertará sobre a metodologia de estudo de caso, método que referenciará todo este trabalho. Descreverá detalhadamente o processo de obtenção de dados para no próximo tópico discutir e analisá-los.

3.1 METODOLOGIA DE ESTUDO DE CASO

A pesquisa se classifica como um Estudo de Caso, que segundo YIN (2001), trata-se de uma abordagem metodológica de investigação especialmente adequada quando procuramos compreender, explorar ou descrever acontecimentos e contextos complexos, nos quais estão simultaneamente envolvidos diversos fatores.

De acordo com YIN (2001), os estudos de casos são especialmente indicados como estratégia quando:

- Colocam-se questões do tipo “como” ou “por que” queremos fazer comparações entre certos assuntos;
- O pesquisador pode simular uma experiência real e prática;
- O foco se encontra em fenômenos contemporâneos inseridos em algum contexto da vida real.

Segundo Yin (2001), as características do Estudo de Caso são:

- O fenômeno é observado em seu contexto real;
- Os dados são coletados através de experiências que simulam a realidade ou por algum evento já realizado;
- Os dados são obtidos através da análise de diversas variáveis, onde o pesquisador deve especificá-las previamente e estudar a complexidade do caso intensamente;

- Requer um problema que convoca a compreensão holística de um evento ou de uma situação em questão usando a lógica indutiva, ou seja, do particular ou o específico para o geral.

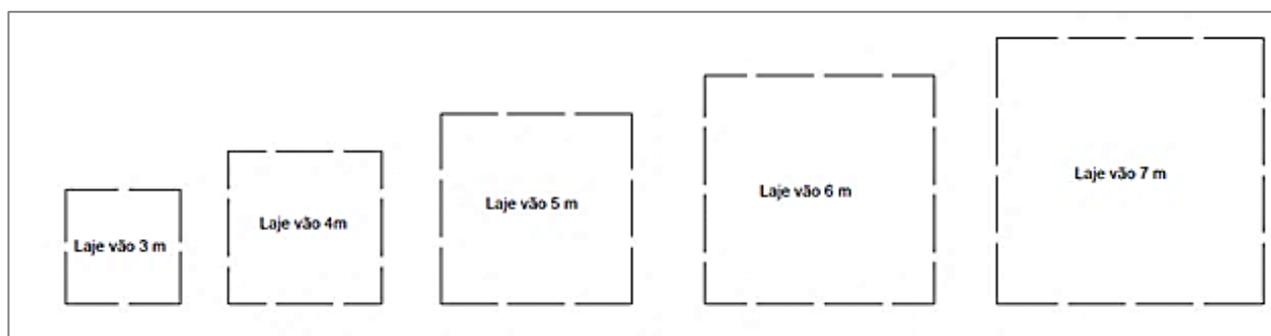
De acordo com YIN (2001), os objetivos do Estudo de Caso são:

- Visa compreender o evento em estudo e ao mesmo tempo desenvolver teorias mais genéricas a respeito do fenômeno observado.
- Vai além de descrever os fatos ou situações, busca proporcionar conhecimento acerca do fenômeno estudado e comprovar ou constatar relações entre as variáveis envolvidas no estudo de caso;
- O objetivo do estudo de caso é explorar, descrever, explicar, avaliar e/ou transformar a realidade ou contexto social onde está inserido o estudo de caso, sempre do particular para o geral.

3.2 O ESTUDO DE CASO

Neste trabalho serão estudadas cinco lajes quadradas com as seguintes dimensões indicadas na figura 11 abaixo:

Figura 11: Dimensões das lajes dos estudos de caso



Fonte: Próprio autor

Para melhor identificação das lajes, adotou-se a seguinte nomenclatura:

- **L1**, laje 3m x 3m;

- **L2**, laje 4m x 4m;
- **L3**, laje 5m x 5m;
- **L4**, laje 6m x 6m;
- **L5**, laje 7m x 7m;

Definidas as lajes, será calculado com auxílio do software Eberick, versão V9, as flechas em cada uma delas e o consumo de materiais, variando as sobrecargas de utilização de 300 Kgf/m² a 500 Kgf/m², com objetivo de comparar os resultados obtidos para os sistemas estruturais em lajes maciças e lajes treliçadas unidirecionais. Sendo assim, teremos 15 tipos de lajes de todos os sistemas, por exemplo:

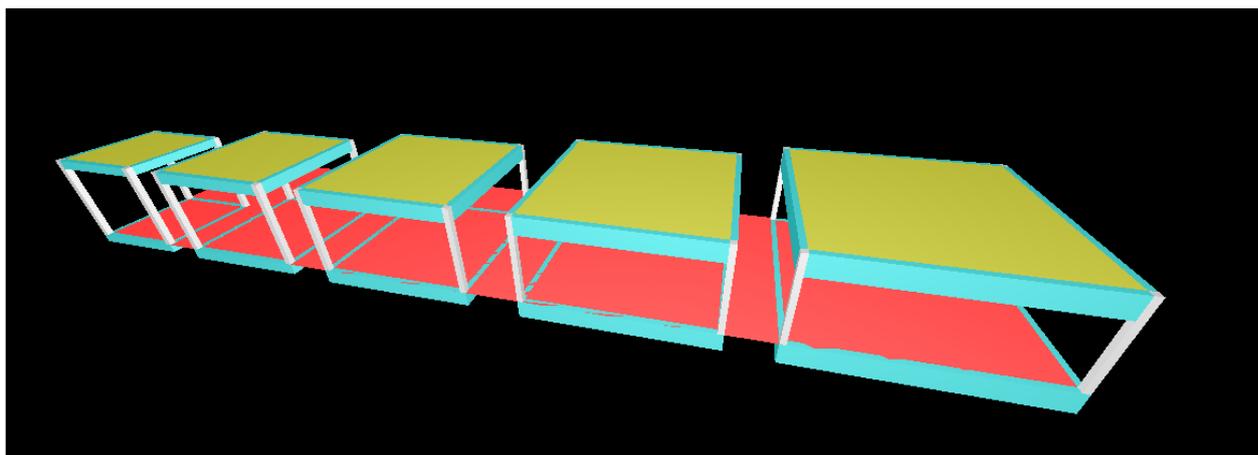
- Laje quadrada de 3 m de vão com sobrecarga de 300 Kgf/m²;
- Laje quadrada de 3 m de vão com sobrecarga de 400 Kgf/m²;
- Laje quadrada de 3 m de vão com sobrecarga de 500 Kgf/m²;
- Laje quadrada de 4 m de vão com sobrecarga de 300 Kgf/m², e assim por diante.

Para o lançamento da estrutura no software, foram considerados pilares de 19cmx19cm, e as seções das vigas foram determinadas de acordo com a relação $h = \frac{l}{10}$, onde h é a altura da viga e l o vão. Sendo assim, temos as seguintes seções:

- Vigas para vão de 3 m – 19x30 cm
- Vigas para vão de 4 m – 19x40 cm
- Vigas para vão de 5 m – 19x50 cm
- Vigas para vão de 6 m – 19x60 cm
- Vigas para vão de 7 m – 19x70 cm

A figura 12 abaixo é a representação em 3D das lajes em estudos, fornecidas pelo software Eberick.

Figura 12: Concepção estrutural adotada para as lajes em estudo



Fonte: Próprio autor.

Para o pré-dimensionamento da altura das lajes treliçadas unidirecionais, foi adotada a tabela proposta por Carvalho (2014), ver figura 13, onde se relaciona vão e sobrecarga.

Figura 13 Vãos livres máximos (metros) para laje pré-moldada tipo trilho – apoio simples – intereixo de 33 cm.

Tipo de laje	Altura (cm)	p (kN/m ²)							
		0,5	1,0	2,0	3,5	5,0	8,0	10,0	12,0
$\beta_{9,5}$	9,5	4,20	4,00	–	–	–	–	–	–
β_{11}	11	4,50	4,30	4,10	3,50	2,70	–	–	–
β_{15}	15	5,70	5,50	5,30	4,50	3,40	–	–	–
β_{20}	20	6,90	6,80	6,50	5,70	4,60	3,30	2,70	–
β_{25}	25	8,30	8,10	7,90	6,70	5,50	4,00	3,30	2,90
β_{30}	30	–	–	9,00	8,70	8,40	6,20	5,30	4,60
β_{35}	35	–	–	10,3	9,90	9,60	7,20	6,20	5,40

Fonte: Concreto Armado 4ª Ed. Roberto Chust Carvalho p 95.

3.2.1 Dimensões e cargas adotadas em cada estudo de caso.

Para a sobrecarga de 300 Kgf/m², sendo 200 Kgf/m² de carga acidental e 100 Kgf/m² de revestimento foram adotadas as seguintes alturas para as lajes treliçadas unidirecionais:

- Lajes L1 e L2, altura 12 cm (β_{12});
- L3 altura de 14 cm (β_{14}).
- L4 altura de 16 cm (β_{16}).
- L5 altura de 20 cm (β_{20}).

A figura 14 mostra as configurações citadas acima, na tela do software Eberick.

Figura 14: Configurações adotadas para lajes L1 e L2 treliçadas com carga de 300 Kgf/m².

The figure displays two side-by-side screenshots of the Eberick software interface, showing the configuration for two different slab types, L1 and L2.

Left Window (L1):

- Nome:** L1
- Tipo:** Pré-moldada
- Ambiente:** Externo
- Cargas:** Acidental: 200 kgf/m²; Revestimento: 100 kgf/m²; Extra: 0 kgf/m²
- Vigota protendida:** Grupo: Vigota protendida com bloco cerâmico; Arranjo: Simples; Altura: (dropdown)
- Enchimento:** Tipo: EPS Unidirecional; Dimensão: B8/30/125
- Seção:** Espessura: 12 cm; Elevação: 0 cm; ec: 4 cm; ee: 8 cm; enx: 8 cm; eny: 8 cm

Right Window (L2):

- Nome:** L2
- Tipo:** Pré-moldada
- Ambiente:** Externo
- Cargas:** Acidental: 200 kgf/m²; Revestimento: 100 kgf/m²; Extra: 0 kgf/m²
- Vigota protendida:** Grupo: Vigota protendida com bloco cerâmico; Arranjo: Simples; Altura: (dropdown)
- Enchimento:** Tipo: Lajota cerâmica; Dimensão: B8/25/20
- Seção:** Espessura: 12 cm; Elevação: 0 cm; ec: 4 cm; ee: 8 cm; enx: 8 cm; eny: 8 cm

Fonte: Próprio autor.

Figura 15: Configurações adotadas para lajes L3 e L4 treliçadas com carga de 300 Kgf/m²

Laje

Nome Tipo Grelha...

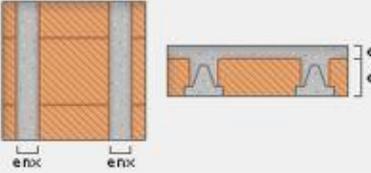
Ambiente

Cargas
Acidental kgf/m² Revestimento kgf/m²
Extra kgf/m²

Vigota protendida
Grupo ...
Arranjo Altura

Enchimento
Tipo
Dimensão ...

Seção
Espessura cm Elevação cm
ec cm
ee cm
enx cm
eny cm



Laje

Nome Tipo Grelha...

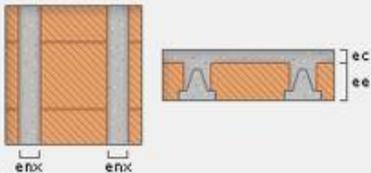
Ambiente

Cargas
Acidental kgf/m² Revestimento kgf/m²
Extra kgf/m²

Vigota protendida
Grupo ...
Arranjo Altura

Enchimento
Tipo
Dimensão ...

Seção
Espessura cm Elevação cm
ec cm
ee cm
enx cm
eny cm



Fonte: Próprio autor.

Figura 16: Configuração adotada para laje L5 treliçada com carga de 300 Kgf/m²

Fonte: Próprio autor

Para as cargas de 400 Kgf/m² e 500 Kgf/m², foram considerados as mesmas configurações acima, alterando-se apenas a carga acidental.

As alturas das lajes maciças adotadas inicialmente foram as seguintes:

- L1 e L2, altura de 10 cm;
- L3, L4 e L5 espessura de 12 cm.
- Para a laje L5, sobrecarga de 500 Kgf/m², foi adotado 15 cm;

3.3 CONFIGURAÇÕES DO SOFTWARE

Na figura 17 abaixo, está indicado à classe de concreto, os cobrimentos mínimos e a classe de agressividade adotada no projeto para a

realização do dimensionamento no software, segundo a norma ABNT NBR 6118:2014.

Figura 17: Materiais e critérios de durabilidade adotados no projeto

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento
 Tela
 Barra

Avisos
 Existe 1 problema nas propriedades definidas
 Detalhes...

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada) ...
 Dimensão do agregado: 19 mm
 Controle rigoroso nas dimensões dos elementos
 Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-25	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	3 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Blocos	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-25			4.5 cm	Bitolas...

OK Cancelar Ajuda Fluência... Barras... Classes...

Fonte: Próprio autor.

Para o cálculo das flechas foram adotados os seguintes valores para umidade relativa do ar, vida útil da estrutura e início do carregamento, mostrados na Figura 18:

Figura 18: Critérios adotados em relação à fluência do concreto

Fluência do concreto

Umidade relativa do ar: 70 %

Vida útil prevista: 50 anos

Início do carregamento: 28 dias

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Próprio autor.

Sobre a classe de concreto adotada no projeto, a Figura 19 abaixo, mostra a resistência do concreto, coeficiente de majoração, peso específico, abatimento, módulo de elasticidade e resistência à tração.

Figura 19: Propriedades do concreto adotado no projeto

The screenshot shows a dialog box titled "Classes de concreto". On the left, there is a list of concrete classes: C-20, C-25 (selected), C-30, C-35, C-40, C-45, and C-50. The main area contains several input fields and checkboxes:

- Identificação:** C-25
- Resistência à compressão:**
 - Resistência característica (fck): 250 kgf/cm²
 - Coeficiente de minoração (γ_c): 1.4
 - Resistência de cálculo (fcd): 178.57 kgf/cm²
- Peso específico:** 2500 kgf/m³
- Abatimento (slump):** 5 cm
- Tipo de agregado:** granito
- Módulo de elasticidade:**
 - Obter a partir do fck
 - Módulo secante (Ecs): 241500 kgf/cm²
 - Módulo inicial (Eci): 280000 kgf/cm²
- Resistência à tração:**
 - Obter a partir do fck
 - Resistência média (fctm): 25.65 kgf/cm²
 - Característica inferior (fctk,inf): 17.95 kgf/cm²
 - Característica superior (fctk,sup): 33.34 kgf/cm²
 - Resistência de cálculo (fctd): 12.82 kgf/cm²

At the bottom, there are three buttons: OK, Cancelar, and Ajuda.

Fonte: Próprio autor.

As cargas de ventos neste caso foram desconsideradas.

Após estas configurações efetuou-se o processamento da estrutura e iniciou-se a análise dos resultados.

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Neste capítulo apresentaremos os resultados obtidos pelo software Eberick, versão V9, para as combinações de vãos e cargas descritos no capítulo anterior.

4.1 APRESENTAÇÕES DOS RESULTADOS DAS LAJES TRELIÇADAS

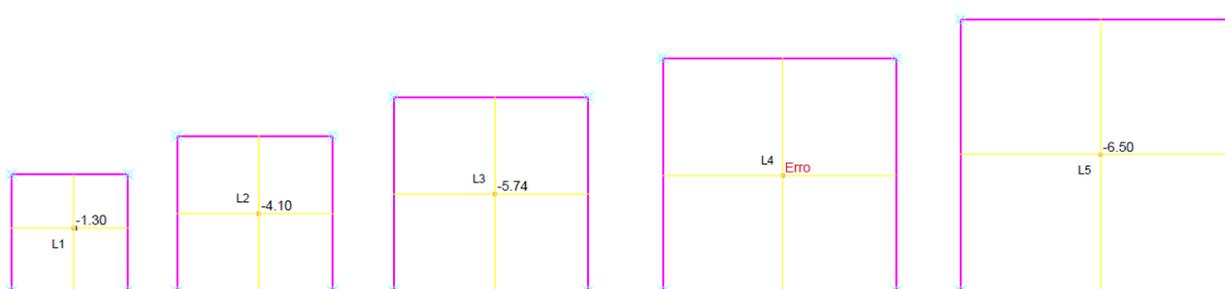
Seguem abaixo os resultados obtidos, no que diz respeito às flechas finais nas lajes treliçadas, para as cargas de 300 Kgf/m², 400 Kgf/m² e 500 Kgf/m² e os vãos de 3, 4, 5, 6 e 7 metros.

4.1.1 Resultados para lajes com carga de 300 Kgf/m²

Após o processamento da estrutura, o software calculou as flechas totais para as lajes treliçadas L1, L2, L3 e L5 e apontou o erro de dimensionamento para a laje L4. A Figura 20 abaixo mostra os resultados obtidos pelo programa.

Figura 20: Flechas nas lajes para carregamento de 300 Kgf/m²

Lajes	Deslocamentos (Envoltória)				Erro estimado (%)
	Elásticos	Imediatos	Diferidos	Total	
L1	0,56	0,76	0,54	1,30	+0,00
L2	1,62	2,39	1,71	4,10	0,00
L3	2,88	3,34	2,40	5,74	0,00
L4	4,19	Erro	-	-	-
L5	2,65	3,62	2,88	6,50	+0,00

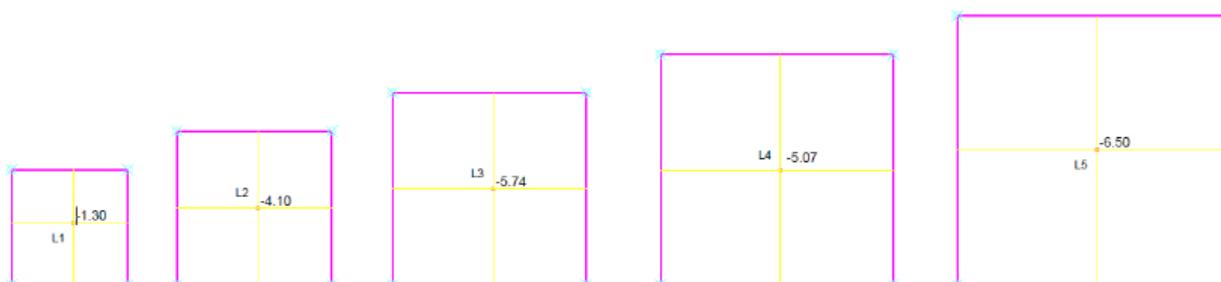


Fonte: Próprio autor.

Para solucionar o erro de dimensionamento da laje L4, optou-se pela alteração de sua altura de 16 cm para 20 cm, ou seja, de β_{16} para β_{20} . Após a mudança, sanou-se o problema anterior, como podemos ver na Figura 21 abaixo:

Figura 21: Flechas nas lajes para carregamento de 300 Kgf/m²

Lajes	Deslocamentos (Envoltória)				Erro estimado (%)
	Elásticos	Imediatos	Diferidos	Total	
L1	0,56	0,76	0,54	1,30	+0,00
L2	1,62	2,39	1,71	4,10	0,00
L3	2,88	3,34	2,40	5,74	0,00
L4	2,33	2,88	2,19	5,07	+0,00
L5	2,65	3,62	2,88	6,50	+0,00



Fonte: Próprio autor.

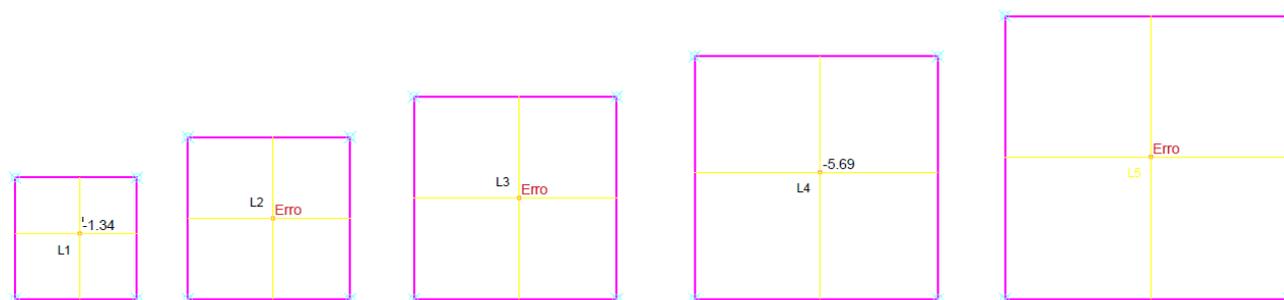
4.1.2 Resultados para lajes com carga de 400 Kgf/m²

Neste caso, é necessário somente a alteração da carga acidental no software de 200 Kgf/m² para 300 Kgf/m², e manteve o revestimento de 100 Kgf/m², totalizando uma carga de 400 Kgf/m². Mantendo-se o mesmo processo para cálculo realizado anteriormente.

Após o processamento das lajes treliçadas o software apontou erros de dimensionamento nas lajes L2, L3 e L5, conforme podemos ver na Figura 22 abaixo:

Figura 22: Flechas nas lajes para carregamento de 400 Kgf/m²

Lajes	Deslocamentos (Envoltória)				Erro estimado (%)
	Elásticos	Imediatos	Diferidos	Total	
L1	0,65	0,83	0,51	1,34	0,00
L2	1,88	Erro	-	-	-
L3	3,35	Erro	-	-	-
L4	2,67	3,41	2,27	5,69	0,00
L5	2,98	Erro	-	-	-

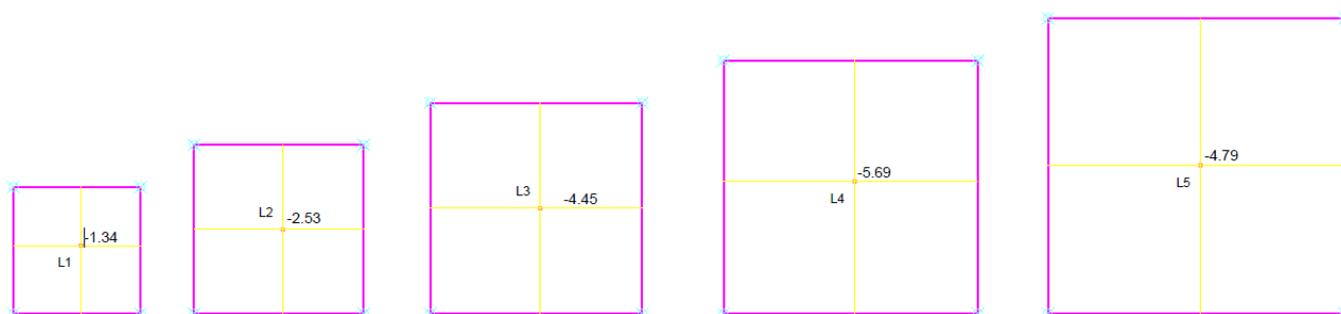


Fonte: Próprio autor.

Para solucionar os erros, optou-se pela alteração das alturas das lajes L2, L3 e L5 para β_{14} , β_{16} e β_{30} respectivamente. Após um novo processamento, podemos ver na figura 23 que o erro foi solucionado:

Figura 23: Flechas nas lajes para carregamento de 400 Kgf/m²

Lajes	Deslocamentos (Envoltória)				Erro estimado (%)
	Elásticos	Imediatos	Diferidos	Total	
L1	0,65	0,83	0,51	1,34	0,00
L2	1,40	1,56	0,97	2,53	0,00
L3	2,29	2,71	1,74	4,45	+0,00
L4	2,67	3,41	2,27	5,69	0,00
L5	2,19	2,78	2,02	4,79	0,00



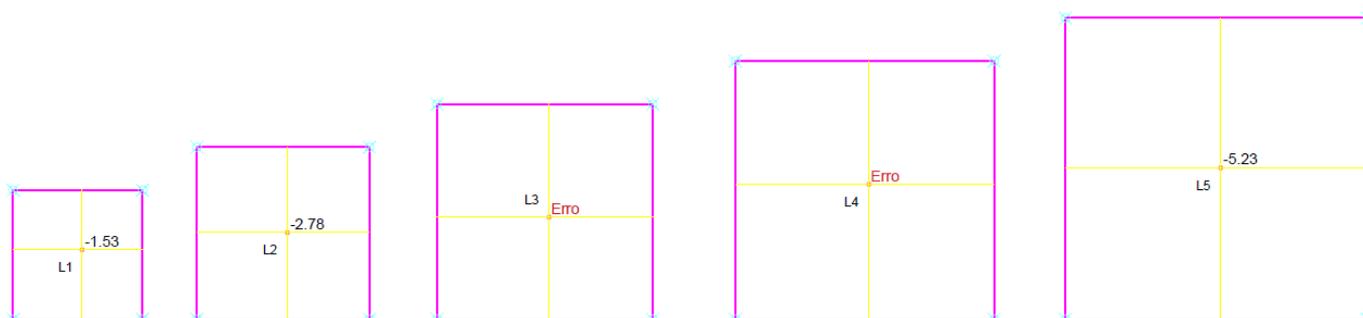
Fonte: Próprio autor.

4.1.3 Resultados para lajes com carga de 500 Kgf/m²

Para esta carga é necessário somente à alteração da carga acidental no software de 300 Kgf/m² para 400 Kgf/m², e mantendo o revestimento de 100 Kgf/m², totalizando uma carga de 500 Kgf/m². Mantendo-se o mesmo processo para cálculo realizado anteriormente.

Figura 24: Flechas nas lajes para carregamento de 500 Kgf/m²

Lajes	Deslocamentos (Envoltória)				Erro estimado (%)
	Elásticos	Imediatos	Diferidos	Total	
L1	0,74	0,99	0,54	1,53	+0,00
L2	1,59	1,80	0,98	2,78	0,00
L3	2,59	Erro	-	-	-
L4	3,00	Erro	-	-	-
L5	2,42	3,15	2,07	5,23	+0,00

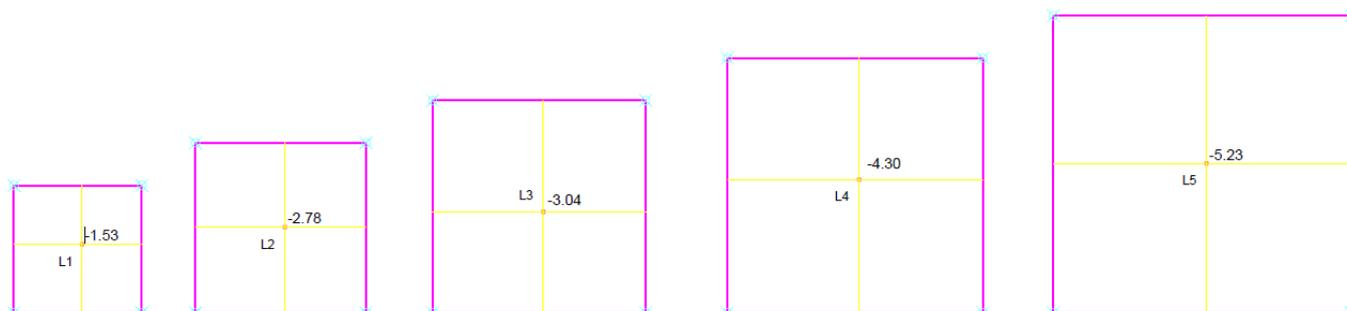


Fonte: Próprio autor.

Com a alteração da carga da laje, observa-se que a laje L3 e L4 apresentaram erro, com isso foi realizada a alteração das alturas destas lajes para 20 cm e 25 cm, ou seja, β_{20} e β_{25} respectivamente. Após o processamento da estrutura com as alturas alteradas percebemos que o erro foi solucionado, como mostra a figura 25:

Figura 25: Flechas nas lajes para carregamento de 500 Kgf/m²

Lajes	Deslocamentos (Envoltória)				Erro estimado (%)
	Elásticos	Imediatos	Diferidos	Total	
L1	0,74	0,99	0,54	1,53	+0,00
L2	1,59	1,80	0,98	2,78	0,00
L3	1,59	1,91	1,13	3,04	+0,00
L4	1,98	2,63	1,68	4,30	+0,00
L5	2,42	3,15	2,07	5,23	+0,00



Fonte: Próprio autor.

4.2 APRESENTAÇÕES DOS RESULTADOS DAS LAJES MACIÇAS

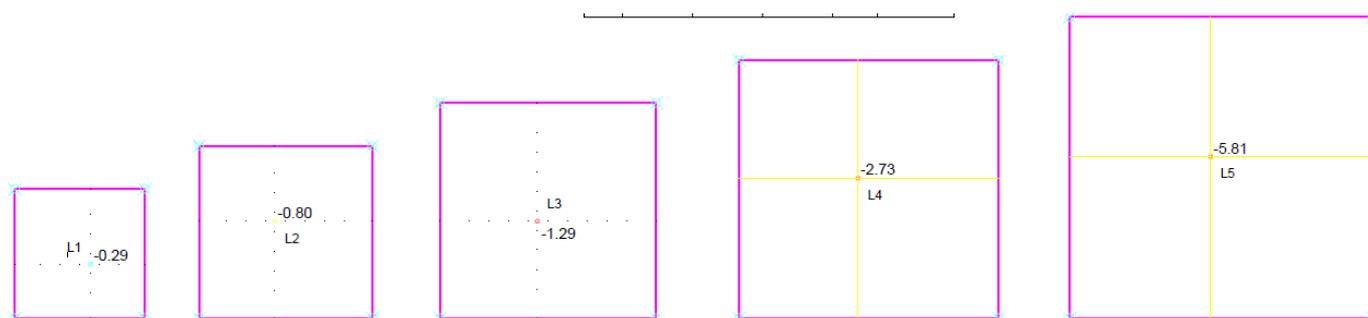
Segue abaixo os resultados obtidos, no que diz respeito às flechas finais nas lajes maciças, para as cargas de 300 Kgf/m², 400 Kgf/m² e 500 Kgf/m² e os vãos de 3, 4, 5, 6 e 7 metros.

4.2.1 Resultados para lajes com carga de 300 Kgf/m²

Adotou-se para as lajes L1 e L2 a espessura de 10 cm e para as lajes L3, L4 e L5 espessura de 12 cm. Após o processamento da estrutura, os resultados para as flechas nas lajes são apresentados pela Figura 26 abaixo:

Figura 26: Flechas nas lajes maciças para carregamento de 300 Kgf/m²

Lajes	Deslocamentos (Envoltória)				Erro estimado (%)
	Elásticos	Imediatos	Diferidos	Total	
L1	0,26	0,16	0,13	0,29	0,00
L2	0,75	0,44	0,36	0,80	0,00
L3	1,2	0,71	0,59	1,29	0,00
L4	2,31	1,49	1,24	2,73	-0,18
L5	4,04	3,17	2,64	5,81	-2,99



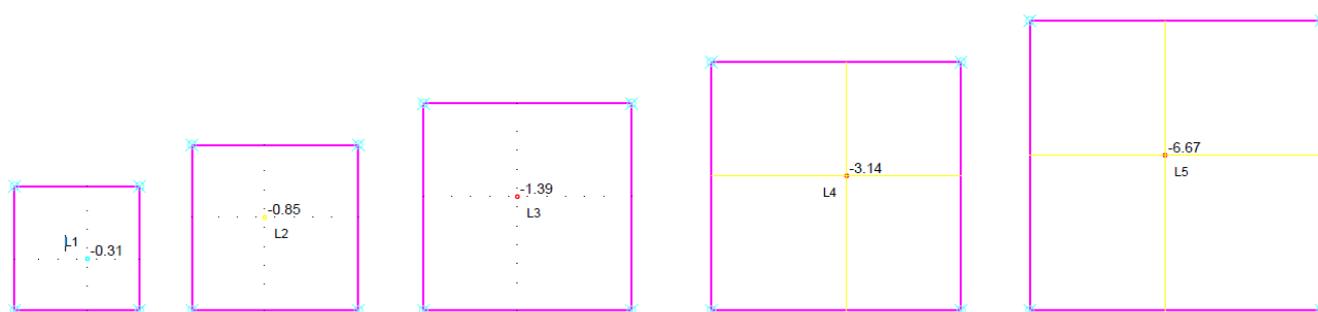
Fonte: Próprio autor.

4.2.2 Resultados para lajes com carga de 400 Kgf/m²

Alterada a carga acidental no software de 200 Kgf/m² para 300 Kgf/m², e mantendo o revestimento de 100 Kgf/m², totalizou-se uma carga de 400 Kgf/m². Mantendo-se a mesma espessura para todas as lajes e o mesmo processo para cálculo realizado anteriormente.

Figura 27: Flechas nas lajes maciças para carregamento de 400 Kg/m²

Lajes	Deslocamentos (Envoltória)				Erro estimado (%)
	Elásticos	Imediatos	Diferidos	Total	
L1	0,3	0,16	0,13	0,31	0,00
L2	0,64	0,49	0,36	0,85	+0,00
L3	1,33	0,79	0,60	1,39	+0,00
L4	2,56	1,79	1,35	3,14	-1,16
L5	4,48	3,81	2,86	6,67	-2,09

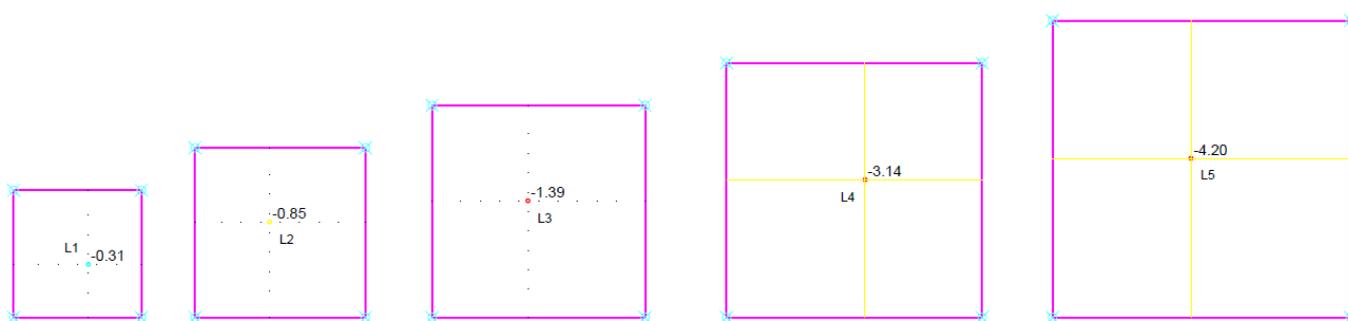


Fonte: Próprio autor.

Realizou-se uma alteração na espessura da laje L5 de 12 cm para 15 cm, para observar se a flecha sofre alguma variação, com objetivo de diminuir a flecha de 6.67 cm. Após a alteração e o novo processamento da estrutura observa-se que a flecha diminui para 4,20 cm, conforme podemos observar na Figura 28 abaixo:

Figura 28: Flechas nas lajes maciças para carregamento de 400 Kg/m²

Lajes	Deslocamentos (Envoltória)				Erro estimado (%)
	Elásticos	Imediatos	Diferidos	Total	
L1	0,30	0,18	0,13	0,31	0,00
L2	0,84	0,49	0,36	0,85	+0,00
L3	1,33	0,79	0,60	1,39	0,00
L4	2,56	1,79	1,35	3,14	-1,18
L5	2,97	2,35	1,86	4,20	+0,66



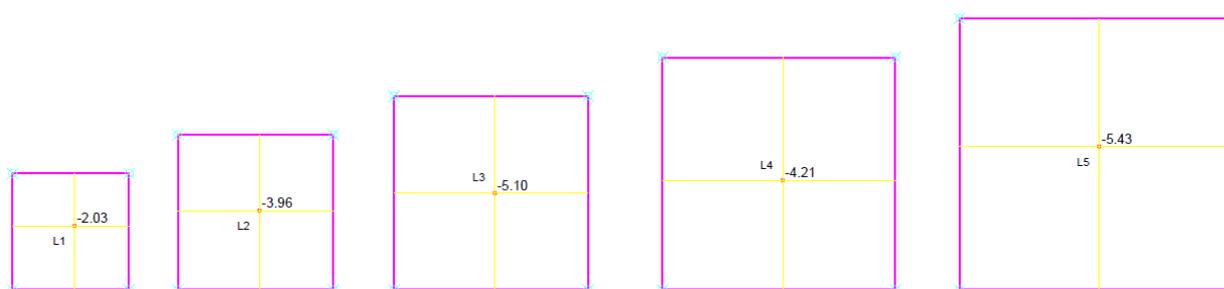
Fonte: Próprio autor.

4.2.3 Resultados para lajes com carga de 500 Kg/m²

Segue abaixo os resultados das flechas nas lajes maciças para o carregamento de 500 Kg/m².

Figura 29: Flechas nas lajes maciças para carregamento de 500 Kgf/m²

Lajes	Deslocamentos (Envoltória)				Erro estimado (%)
	Elásticos	Imediatos	Diferidos	Total	
L1	0,84	1,24	0,79	2,03	+0,00
L2	1,90	2,37	1,59	3,96	+0,00
L3	1,98	2,94	2,16	5,10	+0,00
L4	1,88	2,56	1,65	4,21	0,00
L5	2,35	3,25	2,18	5,43	0,00



Fonte: Próprio autor.

Após o processamento de todas as lajes o software Eberick fornece o relatório de consumo de materiais, que se encontram nos Apêndices deste trabalho.

4.3 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.3.1 Resultados das flechas nas lajes treliçadas

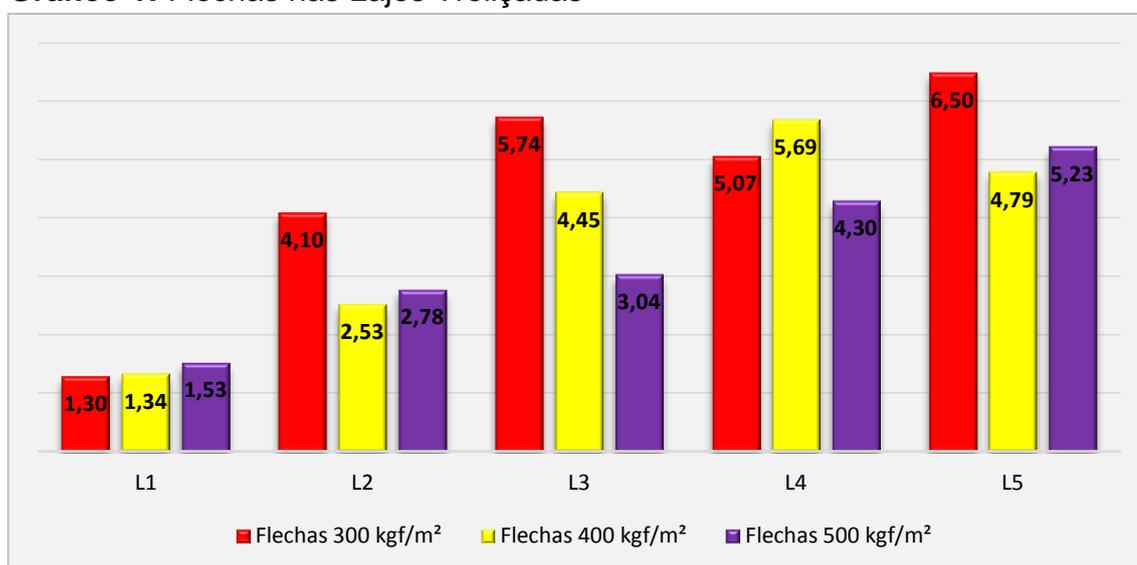
Para as lajes treliçadas obtivemos os seguintes valores para as flechas nas lajes consideradas com as sobrecargas de 300 Kgf/m², 400 Kgf/m² e 500 Kgf/m².

Tabela 6: Relação flecha x Carga nas lajes treliçadas

Lajes Treliçadas							
Lajes	Vãos (m)	Carga 300 kgf/m ²		Carga 400 kgf/m ²		Carga 500 kgf/m ²	
		Espessura (cm)	Flechas	Espessura (cm)	Flechas	Espessura (cm)	Flechas
L1	3	12	1,30	12	1,34	12	1,53
L2	4	12	4,10	14	2,53	14	2,78
L3	5	14	5,74	16	4,45	20	3,04
L4	6	20	5,07	20	5,69	25	4,30
L5	7	20	6,50	30	4,79	30	5,23

Fonte: Próprio autor

No gráfico abaixo temos os resultados obtidos na tabela anterior.

Gráfico 1: Flechas nas Lajes Treliçadas

Fonte: Próprio autor.

Observando os resultados obtidos percebemos que, para uma mesma sobrecarga, há uma relação direta entre flechas x vão da laje, ou seja, quanto maior o vão a ser vencido, maior a flecha. Por exemplo, para a sobrecarga de 500 Kgf/m², a flecha na L1 de 3m de vão foi de 1,53cm, e na laje L5 de 7m de vão foi de 5,23 cm, ou seja, variando o vão de 3m para 7m temos um aumento de 242% na flecha.

Observando os resultados notou-se que, para a sobrecarga de 400kgf/m² a flecha diminui de 5,74 cm para 5,07 cm, mesmo com o vão aumentando

de 5m para 6m. Esse decréscimo de 11,7% ocorreu após o aumento da espessura na laje L4, indicando que há uma relação inversa entre a altura da laje e a flecha, ou seja, quanto maior a altura da laje menor será a flecha.

Com isso podemos concluir que, para as lajes treliçadas as variáveis vão, carga, altura da laje e flecha, interferem no comportamento da laje. A relação entre as variáveis são: vão x carga x altura da laje, onde, vão x flecha e carga x flecha tem uma relação direta e altura da laje x flecha tem uma relação inversa.

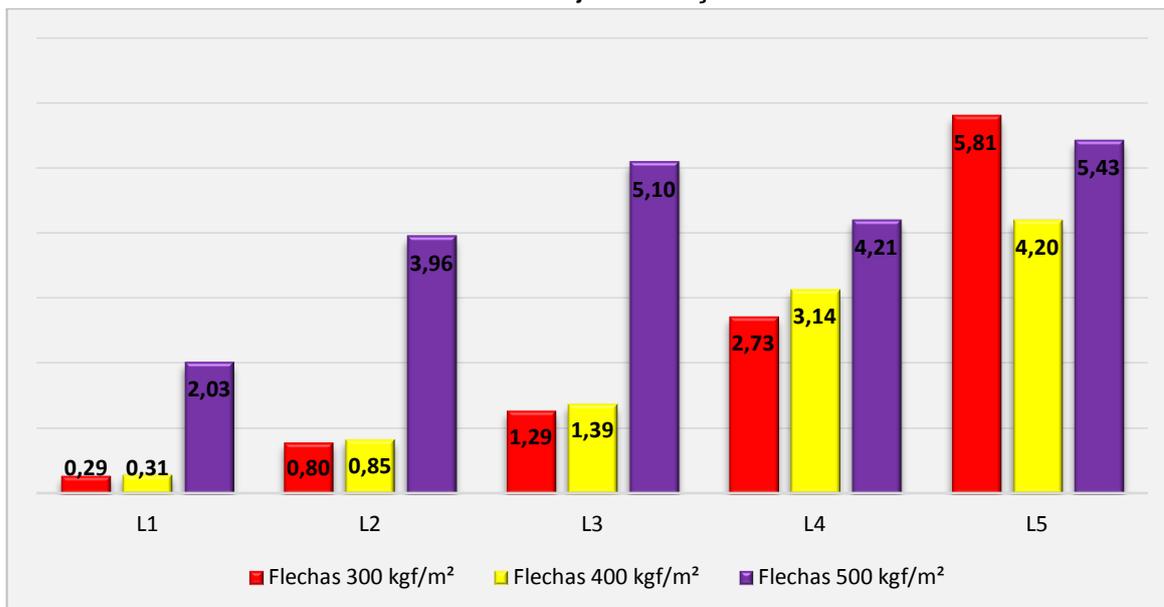
4.3.2 Resultados das flechas nas lajes maciças

Segue abaixo os resultados obtidos para as flechas finais nas lajes maciças, considerando os cinco tipos de lajes e as cargas de 300 a 500 Kg/m².

Tabela 7: Relação flecha x Carga nas lajes Maciças

Lajes Maciças							
Lajes	Vãos (m)	Carga 300 kgf/m ²		Carga 400 kgf/m ²		Carga 500 kgf/m ²	
		Espessura (cm)	Flechas	Espessura (cm)	Flechas	Espessura (cm)	Flechas
L1	3	10	0,29	10	0,31	10	2,03
L2	4	10	0,80	10	0,85	10	3,96
L3	5	12	1,29	12	1,39	12	5,10
L4	6	12	2,73	12	3,14	12	4,21
L5	7	12	5,81	15	4,20	15	5,43

Fonte: Próprio autor

Gráfico 2: Gráfico de Flechas nas Lajes Maciças

Fonte: Próprio autor.

Nas lajes maciças, conforme observado no gráfico acima, as flechas são bem inferiores comparando com as lajes treliçadas e constatou-se que as flechas nas lajes L1 e L2 são praticamente constante para as sobrecargas de 300 e 500 Kgf/m², na média 0,3 cm e 0,8 cm respectivamente, apontando que para as lajes de vãos 3m e 4m, as flechas são praticamente as mesmas para as sobrecargas de 300 Kgf/m² e 400 Kgf/m². Apenas as flechas nas cargas de 500 Kgf/m² sofrem maior variação.

Para as lajes maciças com vãos superiores a 5m é possível observar que a sobrecarga tem influência na laje, por exemplo, na laje 3 quando aumentou a sobrecarga de 300 Kgf/m² para 500 Kgf/m² a flecha teve um aumento de 295,35%, de 1,29 cm para 5,10 cm. Esse aumento foi mais preponderante para o vão de 3m, pois quando aumentamos a sobrecarga de 300 Kgf/m² para 500 Kgf/m² as flechas aumentaram 600,00%. Para a Laje 5, o aumento na altura da laje de 12 cm para 15 cm, fez com que a flecha para a sobrecarga de 500 Kgf/m² fosse de 5,43 cm, cerca de 6,54% menor que a flecha para a mesma laje, com altura de 12 cm e sobrecarga de 300 Kgf/m², indicando que assim como nas lajes treliçadas, há relação entre vão, altura, sobrecarga e flechas nas lajes.

Partimos agora para uma análise comparativa entre as lajes treliçadas e maciças quanto às flechas atuantes em cada laje.

4.3.3 Comparativo entre as flechas nas lajes treliçadas e lajes maciças

O gráfico abaixo indica que as lajes maciças têm comportamento muito superior às lajes treliçadas no que diz respeito às flechas finais atuantes em todas as lajes para a sobrecarga de 300 Kgf/m².

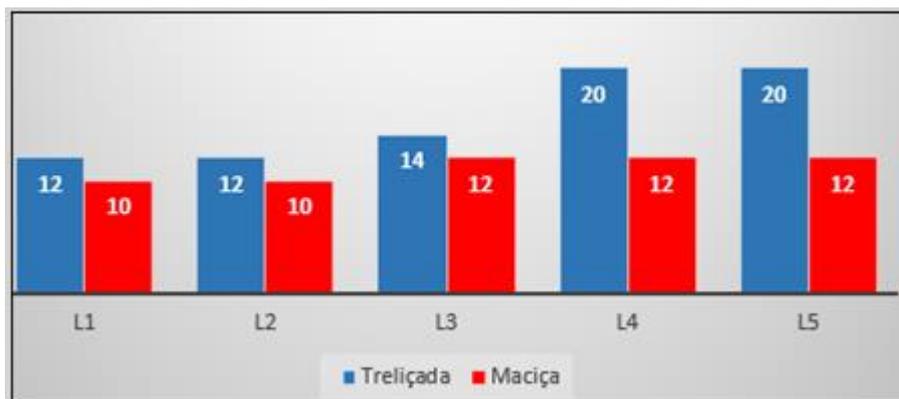
Gráfico 3: Comparativo entre as flechas, em cm, nas lajes treliçadas e lajes maciças para sobrecarga de 300 Kgf/m².



Fonte: Próprio autor.

Para um vão de 3 m, a flecha na laje maciça foi de 0,29 cm e na treliçada de 1,30 cm, o que representa um aumento de 348% na flecha final. Para as lajes de vãos 4 m, 5 m, 6 m e 7 m, o aumento nas flechas nas lajes, quando alteramos o sistema estrutural de lajes maciças para treliçadas, foi de 412%, 344%, 85% e 12%, respectivamente, apontando que o sistema de lajes maciças tem melhor desempenho no que diz respeito às flechas atuantes nas lajes.

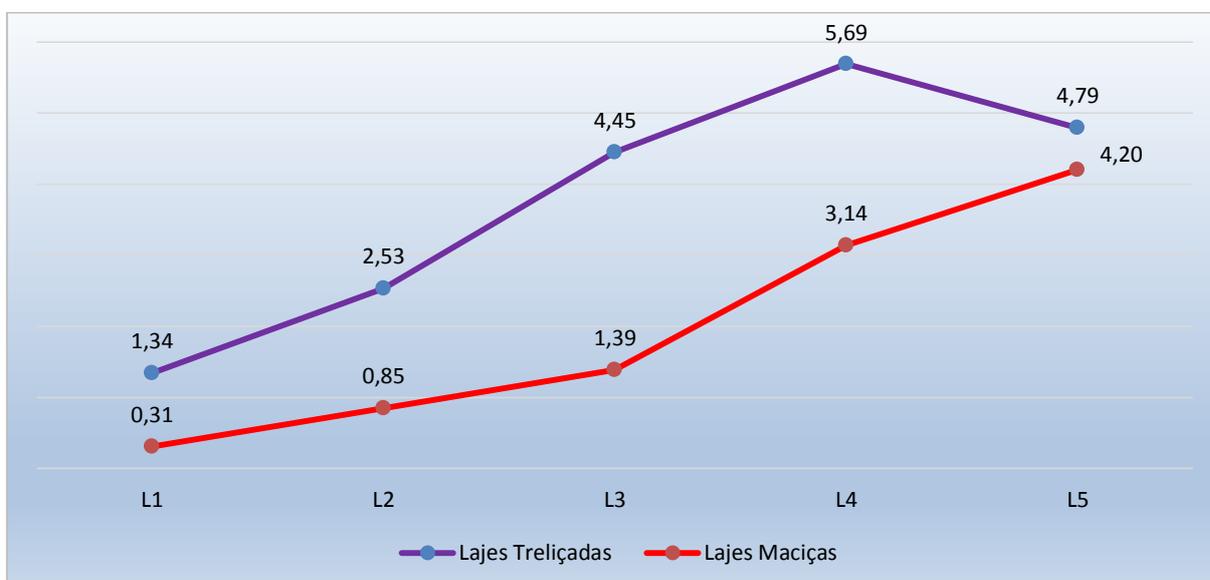
Quando observamos as alturas finais das lajes, para sobrecarga de 300 Kgf/m² percebemos que, apesar das lajes maciças terem menores flechas, sua altura em relação à altura das lajes treliçadas é, em média, 37,5% menor, como podemos observar no gráfico abaixo.

Gráfico 4: Alturas adotadas para as lajes com sobrecarga de 300 Kgf/m²

Fonte: Próprio autor

Com isso, percebemos que as lajes maciças possuem vantagem considerável em relação as lajes treliçadas no que diz respeito as flechas finais atuantes nas lajes, pois necessitam de alturas menores e flechas bem inferiores, na média 240%.

Este resultado se mantém quando aumentamos a sobrecarga para 400 Kgf/m², pois na média as flechas são 210% maiores, quando analisamos as lajes L1, L2, L3 e L4, como podemos perceber no gráfico abaixo.

Gráfico 5: Comparativo entre as flechas, em cm, nas lajes treliçadas e lajes maciças para sobrecarga de 400 Kgf/m²

Fonte: Próprio autor

Para a laje L5 temos que a flecha na laje treliçada foi 4,79 cm e na laje maciça 4,20 cm, ou seja, 12% maior, o que pode ser explicado pelas alturas adotadas para a laje, já que a laje maciça com altura de 12 cm possui flecha de 4,20 cm e a treliçada possui altura 30 cm e flecha de 4,79 cm. Com isso, observamos que a laje treliçada tem sua altura 150% maior em relação a altura da laje maciça.

Gráfico 6: Alturas adotadas para as lajes com sobrecarga de 400 Kgf/m²



Fonte: Próprio autor

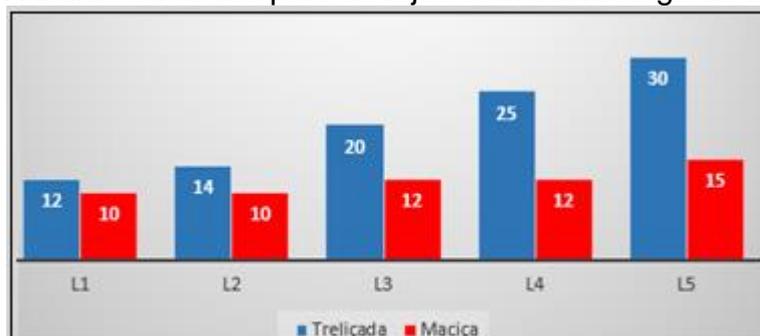
Finalmente para a sobrecarga de 500 Kgf/m² as flechas nas lajes maciças foram maiores, 29% maiores que as flechas nas lajes treliçadas, apesar das lajes maciças terem, em média, altura 66,8% menor, como podemos observar nos gráficos abaixo:

Gráfico 7: Comparativo entre as flechas, em cm, nas lajes treliçadas e lajes maciças para sobrecarga de 500 Kgf/m²



Fonte: Próprio autor

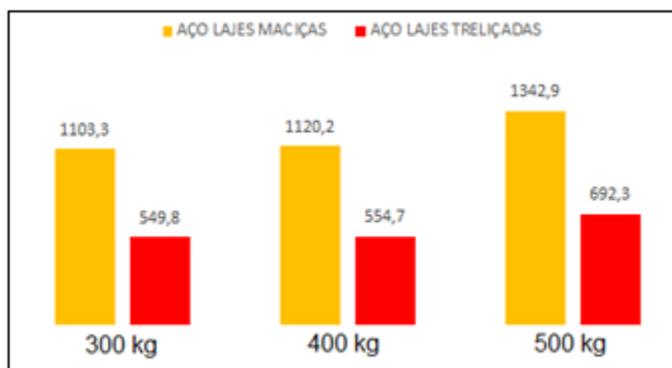
Gráfico 8: Alturas adotadas para as lajes com sobrecarga de 500 Kgf/m²



Fonte: Próprio autor

4.4 COMPARAÇÃO ENTRE O CONSUMO DE AÇO DAS LAJES TRELIÇADAS E MACIÇAS

Após o processamento da estrutura pelo software Eberick, versão V9, o relatório de consumo de aço apontou os seguintes resultados:

Gráfico 9: Consumo de Aço: Lajes Maciças x Lajes Trelaçadas

Fonte: Próprio autor

Com isso podemos observar que o consumo de aço nas lajes maciças é cerca de duas vezes maior em relação as lajes trelaçadas em todas as situações consideradas.

5 CONCLUSÃO

Tendo em vista o referencial teórico que norteou este trabalho e a apresentação, discussão e análise dos dados feita anteriormente, conclui-se que:

- Tanto para as lajes maciças quanto para as treliçadas, existe uma relação entre as variáveis, altura da laje, vão a ser vencido, sobrecargas e flechas. Esta relação é direta, ou seja, se uma aumentar a outra também aumenta quando se trata das variáveis vão x flecha e sobrecargas x flecha. E indireta quando se trata das variáveis altura x flecha, pois, se uma aumentar a outra diminui.
- A laje maciça se comparada as treliçadas tem melhor desempenho no que diz respeito às flechas finais, sendo que, as flechas nas lajes treliçadas são duas vezes maiores em relação às flechas nas lajes maciças, apesar das alturas das lajes maciças serem em média 55 % menores.
- As lajes treliçadas podem vencer grandes vãos, porém apresentam maiores flechas, mas, ao aumentar a espessura da laje, a flecha diminui. Já as lajes maciças tem um melhor desempenho quando se trata de flechas em suas lajes, pois mesmo com cargas atuantes maiores, as flechas sofrem poucas alterações.
- O consumo de aço das lajes maciças é cerca de duas vezes maior que o consumo de aço das lajes treliçadas.

Para continuidade deste trabalho, recomenda-se o estudo do consumo de concreto e formas entre as lajes maciças e treliçadas, comparando custos de materiais e tempo de execução, bem como a análise de outros sistemas estruturais de lajes, como nervuradas bidirecionais, alveolares e lajes com concreto protendido.

REFERENCIAL

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

ARAÚJO, A.R. **Estudo técnico comparativo entre pavimentos executados com lajes nervuradas lajes convencionais**. 2008. 113f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia e Tecnologia, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto e estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

BARROSO, M. C. **Notas de aula** – Curso técnico em Edificações. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia, Rio Grande do Norte, 2011.

BAUD. G. **Manual da Construção**. São Paulo, Hemus Livraria e Editora, 1981.

CARVALHO, R. C. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 4 ed. São Carlos. EdUFSCAR. 2016

CHIAVERINI, V. **Aços e Ferros Fundidos**. 7ª Edição, São Paulo. 2005.

CUNHA, M.O. **Recomendações para projeto de lajes formadas por vigotas com armação Treliçada**. 2012. 87f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)

– Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

DORNELES, D. M. Trabalho de conclusão de curso - **LAJES NA CONSTRUÇÃO CIVIL BRASILEIRA: ESTUDO DE CASO EM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM SANTA MARIA-RS**. Universidade Federal de Santa Maria Centro de Tecnologia, Engenharia Civil, Rio Grande do Sul, 2014.

FERRAZ, H. **O aço na construção civil**. 2003. Artigo (Estudante de Arquitetura e Urbanismo) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 2005.

FLÓRIO, Márcio C. **Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado**. Tese de Pós-Graduação. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2004.

FRANCA, A.B.M.; FUSCO, P.B. **As lajes nervuradas na moderna construção de edifícios**. AFALA & ABRAPEX, São Paulo, 1997.

LOPES, A. F. O. E BONO, G. F. F. **Análise numérica comparativa entre lajes maciças e nervuradas com diferentes tipos de materiais de enchimento**. Mecânica Computacional, Mendoza, Argentina, v. XXXII, p. 3483 – 3495, 2013.

ORDOÑEZ, José A. F. **Pré-fabricacion: Teoria y práctica**. Editores Técnicos Asociados. Barcelona: Multilivro, 1974.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Estruturas de Aço: Dimensionamento de Acordo com a NBR 8800:2008**. 8ª edição [Reimpr.]. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

PINHEIRO, L. M. **Estados limites de utilização**. São Carlos, EESC-USP. 1997.

RODRIGUES, J.L.A. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL - **CONCEÇÃO DE PAVIMENTOS**

RÍGIDOS. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto – Portugal, 2011.

SILVA, M.A.F. – **PROJETO E CONSTRUÇÃO DE LAJES NERVURADAS DE CONCRETO ARMADO**, Universidade Federal de São Carlos, Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, São Carlos, 2005.

SOUZA, C.G.S. E LOPES, R.C. **ESTUDO COMPARATIVO ENTRE LAJE MACIÇA CONVENCIONAL E LAJES NERVURADAS.** Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Goiás. 2016.

SOUZA, V.C.M.; CUNHA, A.J.P. **LAJES EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO.** Niterói, Ed. da Universidade Federal Fluminense, 1994.

ALTOQI. Tecnologia aplicada a engenharia. Eberick.

Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br/eberick/>>

Acesso em 16 ago. 2017.

ARAÚJO, J. M. Método simplificado para cálculo de lajes maciças apoiadas em vigas flexíveis: validação por meio de análise não linear. Teoria e prática na Engenharia Civil, n.14, p.71-81, outubro, 2009. Escola de Engenharia da FURG.

Disponível em: <http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art8_N14.pdf>

Acesso em 25 out 2017.

BASTOS, P. S. S. Lajes de concreto. Disciplina: 1288 – Estruturas de concreto I. Notas de Aula. Universidade Estadual Paulista. Unesp. Faculdade de Engenharia. 2005.

Disponível em:

<http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/3922/material/UNESP_Bauru_SP_Lajes%20de%20Concreto_Paulo%20Bastos_nov_2005.pdf>

Acesso em 14 out. 2017.

BASTOS, Paulo S.S. Estruturas de Concreto I – Fundamentos do Concreto Armado. Notas de aula da Universidade Estadual Paulista , Bauru SP, Agosto de 2006.

Disponível em:

<<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>

Acesso em 10 mar. 2018.

COLÉGIO DE ARQUITETOS. O que é laje?. Terminologias Arquitetônicas. Prof. PINHAL.

Disponível em: <<http://www.colegiodearquitetos.com.br/dicionario/2009/02/o-que-e-laje/>>

Acesso em 10 jul. 2018.

EBAH. Aula 05 estruturas de concreto armado i 2013 1.

Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAqD20AG/aula-05-estruturas-concreto-armado-i-2013-1/>>

Acesso em 10 abr. 2018.

ECIVIL. Flecha – Significado de flecha.

Disponível em: <<http://www.ecivilnet.com/dicionario/o-que-e-flecha.html> >

Acesso em: 24 ago. 2017.

FERNANDES, Gilson B. Concreto armado I - Solicitações normais cálculo no estado limite último. Universidade Estadual de Campinas , Campinas Sp, Fevereiro de 2006.

Disponível em:<<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec702/APOSTILA-EC702-v2006.pdf>>

Acesso em 04 abr. 2018.

FILHO, A. C. Projeto de lajes maciças de concreto armado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. 2014.

Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/lajes.pdf>>

Acesso em: 25 out. 2017.

GARCEZ, E. Dimensionamento de estruturas de concreto armado. Aula 3 – Hipóteses de cálculo. Universidade Federal de Pelotas. Centro de Engenharias. 2012.

Disponível em: <<https://wp.ufpel.edu.br/estelagarcez/files/2013/05/Aula-3-2013-01.pdf>>

Acesso em 02 jan. 2018.

GRUPO FRONTEIRA. Flecha, Contra-flecha escora.

Disponível em:

<<http://uug.com.br/TemplateUug008A/Interna.aspx?idSite=260&iId=1520&hom=true>>

Acesso em 24 ago. 2017.

LAJES PAULISTA. Lajes treliçadas com EPS.

Disponível em: <<http://www.lajespaulista.com.br/lajes-trelicadas-com-eps>>

Acesso em 14 mai. 2018.

MARÇAL, A. R. Estudo de lajes de concreto armado: comparativo de cálculo entre lajes treliçadas e maciças, utilizando método elástico. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Maria, 2014.

Disponível em:

<http://coral.ufsm.br/engcivil/images/PDF/2_2014/TCC_ANA%20RUSSOWSKY%20MARCAL.pdf>

Acesso em 24 out. 2017.

MULTIPLUS. Memória Cálculo Cypecad 3D.

Disponível em:

<http://www.multiplus.com/CYPECAD/Manual_cypecad/Memoria_04.pdf>

Acesso em 10 jul. 2018.

PEDROSO, Fábio L. Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem. Revista Concreto. Ano XXXVII/ N°53 JAN. FEV. MAR. /2009 ISSN 1809-7197, p.14 – 18.

Disponível em:

http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/pdf/revista_concreto_53.pdf

Acesso em 05 dez. 2017.

PINHEIRO, G. Análise comparativa de dois tipos de lajes com ênfase na influência do vão e do carregamento no estado limite de deformações excessivas.

Universidade Federal de Santa Catarina. Centro Tecnológico. 2016.

Disponível em:

<https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/171349/TCC%20-%20Guilherme%20Pinheiro%20-%20reposit%C3%B3rio.pdf?sequence=1>

Acesso em 15 mai. 2018.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. Lajes Maciças – Capítulo 11

Disponível em:

http://www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/Lajes/Lajes_Macicas_EESC.pdf

Acesso em 16 out. 2017.

PINHEIRO, L. M.; RAZENTE, J. A. Estruturas de Concreto – Capítulo 17.

Disponível em:

<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/17%20Lajes%20nervuradas.pdf>

Acesso em 03 out. 2017.

QUEIROZ, E. Tabela de Bares. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. Cap 7.

Disponível em: <http://www.emilioqueiroz.com.br/wp-content/uploads/2017/04/Tabela-de-Bares.pdf>

Acesso em 10 ago. 2018.

RICHARTZ, F. S. Projeto de painel de laje em concreto armado com procedimentos clássicos e computacionais. Universidade Federal de Santa Catarina. CTC – Centro Tecnológico. 2014.

Disponível em:

<<https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/127306/TCC%20II%20-%20Felipe%20Schmitt%20Richartz.pdf?sequence=1>>

Acesso em 02 jun. 2018.

SIENGE. Construção civil no brasil: situação atual e projeções para 2018.

Disponível em: <<https://www.sienge.com.br/blog/construcao-civil-no-brasil/>>

Acesso em 01 ago. 2018.

APÊNDICE 1

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Térreo	Lajes	0.0	5.5	0.0	0.0	
	Total	0.0	5.5	0.0	0.0	0.0
Badrame	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes	Total

		Lajes	Total
Volume concreto (m ³)	C-25	5.5	5.5
Área de forma (m ²)			
Consumo de aço (kgf/m ³)		0.0	0.0

Resumo de Materiais (Pré-Moldados)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Térreo	Lajes PM	522.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	522.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Badrame	Lajes PM	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes PM	Total
CA50	10.0	15.0	15.0
CA50	12.5	40.3	40.3
CA50	16.0	466.6	466.6

		Lajes PM	Total
Peso total	CA50	522.0	522.0

		Lajes PM	Total
+ 10% (kg)	Total	522.0	522.0
Volume concreto (m³)	C-25		0.0
Área de forma (m²)			
Consumo de aço (kgf/m³)			

*Os quantitativos dos materiais de capa e armaduras adicionais das lajes pré-moldadas estão considerados no Resumo de materiais - Moldado in loco

Blocos de enchimento						
Pavimento	Tipo	Nome	Dimensões(cm)			Quantidade
			hb	bx	by	
Térreo	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	51
	EPS Unidirecional	B10/40/40	10	40	40	120
	EPS Unidirecional	B16/30/125	16	30	125	75
	EPS Unidirecional	B20/30/125	20	30	125	108

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg) Trelaçada
Térreo	Lajes	549,8
	Total	549,8

APÊNDICE 2

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Térreo	Lajes	0.0	5.5	0.0	0.0	
	Total	0.0	5.5	0.0	0.0	0.0
Badrame	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes	Total

		Lajes	Total
Volume concreto (m ³)	C-25	5.5	5.5
Área de forma (m ²)			
Consumo de aço (kgf/m ³)		0.0	0.0

Resumo de Materiais (Pré-Moldados)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Térreo	Lajes PM	571.5	0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	571.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Badrame	Lajes PM	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes PM	Total
CA50	12.5	24.0	24.0
CA50	16.0	547.5	547.5

		Lajes PM	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	571.5	571.5
	Total	571.5	571.5
Volume concreto	C-25		0.0

		Lajes PM	Total
(m ³)			
Área de forma (m ²)			
Consumo de aço (kgf/m ³)			

*Os quantitativos dos materiais de capa e armaduras adicionais das lajes pré-moldadas estão considerados no Resumo de materiais - Moldado in loco

Blocos de enchimento						
Pavimento	Tipo	Nome	Dimensões(cm)			Quantidade
			hb	bx	by	
Térreo	EPS Unidirecional	B8/30/125	8	30	125	21
	EPS Unidirecional	B10/40/40	10	40	40	80
	EPS Unidirecional	B12/30/125	12	30	125	65
	EPS Unidirecional	B16/30/125	16	30	125	75
	EPS Unidirecional	B25/30/125	25	30	125	108

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg) treliçadas
Térreo	Lajes	554,7
	Total	554,7

APÊNDICE 3

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Térreo	Lajes	0.0	5.8	0.0	0.0	
	Total	0.0	5.8	0.0	0.0	0.0
Badrame	Lajes	0.0	0.0	0.0	0.0	
	Total	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes	Total

		Lajes	Total
Volume concreto (m ³)	C-25	5.8	5.8
Área de forma (m ²)			
Consumo de aço (kgf/m ³)		0.0	0.0

Resumo de Materiais (Pré-Moldados)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Térreo	Lajes PM	582.7	0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	582.7	0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes PM	Total
CA50	10.0	430.0	430.0
CA50	12.5	99.8	99.8
CA50	16.0	53.0	53.0

		Lajes PM	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	582.7	582.7
	Total	582.7	582.7
Volume concreto (m ³)	C-25		0.0

	Lajes PM	Total
Área de forma (m ²)		
Consumo de aço (kgf/m ³)		

*Os quantitativos dos materiais de capa e armaduras adicionais das lajes pré-moldadas estão considerados no Resumo de materiais - Moldado in loco

Blocos de enchimento						
Pavimento	Tipo	Nome	Dimensões(cm)			Quantidade
			hb	bx	by	
Térreo	EPS Unidirecional	B8/40/40	8	40	40	42
	EPS Unidirecional	B10/40/40	10	40	40	80
	EPS Unidirecional	B16/40/40	16	40	40	120
	EPS Unidirecional	B20/30/125	20	30	125	75
	EPS Unidirecional	B25/30/125	25	30	125	102

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg) Trelaçada
Térreo	Lajes	692,3
	Total	692,3

APÊNDICE 4

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 (kg)	% do concreto (m ³)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Térreo	Lajes	1103.3		14.6	125.7	75.4	
	Total	1103.3		14.6	125.7	75.4	0.0
Badrame	Lajes	0.0		0.0	0.0	0.0	
	Total	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes	Total
CA50	6.3	61.5	61.5
CA50	8.0	165.4	165.4
CA50	10.0	582.5	582.5
CA50	12.5	256.9	256.9
CA60	5.0	37.1	37.1

		Lajes	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	1066.3	1066.3
	CA60	37.1	37.1
	Total	1103.3	1103.3
Volume concreto (m ³)	C-25	14.6	14.6
Área de forma (m ²)		125.7	125.7
Consumo de aço (kgf/m ³)		75.4	75.4

Resumo de Materiais (Pré-Moldados)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 (kg)	% do concreto (m ³)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Térreo	Lajes PM	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
Badrame	Lajes PM	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes PM	Total

		Lajes PM	Total
Volume concreto (m ³)	C- 25		0.0
Área de forma (m ²)			
Consumo de aço (kgf/m ³)			

*Os quantitativos dos materiais de capa e armaduras adicionais das lajes pré-moldadas estão considerados no Resumo de materiais - Moldado in loco

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg) Maciça
Térreo	Lajes	1103.3
	Total	1103.3

APÊNDICE 5

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 (kg)	% do concreto (m ³)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Térreo	Lajes	1120.2		16.0	125.7	69.9	
	Total	1120.2		16.0	125.7	69.9	0.0
Badrame	Lajes	0.0		0.0	0.0	0.0	
	Total	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes	Total
CA50	6.3	24.4	24.4
CA50	8.0	321.3	321.3
CA50	10.0	474.3	474.3
CA50	12.5	272.0	272.0
CA60	5.0	28.2	28.2

		Lajes	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	1092.0	1092.0
	CA60	28.2	28.2
	Total	1120.2	1120.2
Volume concreto (m ³)	C-25	16.0	16.0
Área de forma (m ²)		125.7	125.7
Consumo de aço (kgf/m ³)		69.9	69.9

Resumo de Materiais (Pré-Moldados)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 (kg)	% do concreto (m ³)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Térreo	Lajes PM	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
Badrame	Lajes PM	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes PM	Total

		Lajes PM	Total
Volume concreto (m ³)	C- 25		0.0
Área de forma (m ²)			
Consumo de aço (kgf/m ³)			

*Os quantitativos dos materiais de capa e armaduras adicionais das lajes pré-moldadas estão considerados no Resumo de materiais - Moldado in loco

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg) Maciça
Térreo	Lajes	1120.2
	Total	1120.2

APÊNDICE 6

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 (kg)	% do concreto (m ³)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Térreo	Lajes	1342.9		16.0	125.7	83.8	
	Total	1342.9		16.0	125.7	83.8	0.0
Badrame	Lajes	0.0		0.0	0.0	0.0	
	Total	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes	Total
CA50	6.3	47.8	47.8
CA50	8.0	93.2	93.2
CA50	10.0	680.4	680.4
CA50	12.5	490.6	490.6
CA60	5.0	31.0	31.0

		Lajes	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	1312.0	1312.0
	CA60	31.0	31.0
	Total	1342.9	1342.9
Volume concreto (m ³)	C-25	16.0	16.0
Área de forma (m ²)		125.7	125.7
Consumo de aço (kgf/m ³)		83.8	83.8

Resumo de Materiais (Pré-Moldados)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 (kg)	% do concreto (m ³)	Volume de concreto (m ³)	Área de forma (m ²)	Consumo de aço (kg/m ³)	Peso treliças (kg)
Térreo	Lajes PM	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
Badrame	Lajes PM	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
	Total	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)	
		Lajes PM	Total

		Lajes PM	Total
Volume concreto (m ³)	C- 25		0.0
Área de forma (m ²)			
Consumo de aço (kgf/m ³)			

*Os quantitativos dos materiais de capa e armaduras adicionais das lajes pré-moldadas estão considerados no Resumo de materiais - Moldado in loco

Resumo de Materiais (Moldados in Loco)

Pavimento	Elemento	Peso do aço +10 % (kg) Maciça
Térreo	Lajes	1342.9
	Total	1342.9