



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

ÍTALO LUCAS GONZAGA E SILVA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE LAJES NERVURADAS TRELIÇADAS:
Comparação de Resultados Entre o Cálculo Analítico Segundo a NBR
6118:2014 e o Software Computacional AltoQi Eberick.**

CARUARU

2018

ÍTALO LUCAS GONZAGA E SILVA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE LAJES NERVURADAS TRELIÇADAS:
Comparação de Resultados Entre o Cálculo Analítico Segundo a NBR
6118:2014 e o Software Computacional AltoQi Eberick.**

Trabalho submetido a cadeira de
conclusão de curso com o objetivo de
concluir o curso de Engenharia Civil na
Universidade Federal de Pernambuco.

Área de Concentração: Estruturas

Orientador: Prof. MSc. Roberto Evaristo de
Oliveira Neto

CARUARU

2018

Catálogo na fonte:

Bibliotecária – Simone Xavier - CRB/4 - 1242

S586a

Silva, Ítalo Lucas Gonzaga e.

Ánalise estrutural de lajes nervuradas treliçadas: comparação de resultados entre o cálculo analítico segundo a NBR 6118:2014 e o software computacional AltoQi Eberick. / Ítalo Lucas Gonzaga e Silva. - 2018.

65f.; il. : 30 cm.

Orientador: Roberto Evaristo de Oliveira Neto.

Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2018.

Inclui Referências.

1. Cálculo analítico. 2. Lajes. 3. Armaduras. 4. Estruturas. 5. Software – Engenharia.
I. Oliveira Neto, Roberto Evaristo de (Orientador). II. Título.

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2018-127)

ITALO LUCAS GONZAGA E SILVA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE LAJES NERVURADAS TRELIÇADAS:
Comparação de Resultados Entre o Cálculo Analítico Segundo a NBR
6118:2014 e o Software Computacional AltoQi Eberick.**

Trabalho Submetido à cadeira de
conclusão de curso com o objetivo de
concluir o curso de Engenharia Civil na
Universidade Federal de Pernambuco

Área de concentração: Estruturas

A banca composta pelos professores abaixo, considera O ALUNO ITALO LUCAS
GONZAGA E SILVA APROVADO COM NOTA _____.

Caruaru, 25 de Julho de 2018.

Banca examinadora:

Prof. MSc. Roberto Evaristo de Oliveira Neto _____
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof^a. Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello _____
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliadora)

Prof^a. Dr. José Moura Soares _____
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Dr. Elder Alpes de Vasconcelos _____
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina)

DEDICATÓRIA

Dedico esse trabalho a minha família por todo amparo, carinho e amor a mim dedicados em todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus por me guiar neste trabalho e em toda a minha vida, me proporcionar força e dedicação para cumprir tarefas como essa.

Agradeço, por conseguinte, aos meus pais, Gonzaga e Iraneide, por todo respaldo sem o qual não seria possível a realização deste sonho.

Agradeço, ao meu irmão, Igor, que compartilha de todas as minhas conquistas, e nesta não seria diferente.

Agradeço a minha namorada, Emanuelle Silvestre, pela paciência, apoio e incentivo durante a produção do presente trabalho.

Agradeço a todos os meus amigos, por me acompanharem nesta longa jornada.

Agradeço a meu orientador, Roberto Evaristo, por suas claras e precisas instruções.

Agradeço a todo o Corpo Docente da Universidade Federal de Pernambuco por, todos esses anos, ter me transmitido conhecimentos.

RESUMO

Com o avanço da construção civil, a cada dia surgem novos softwares capazes de facilitar a vida do engenheiro. Esses softwares são desenvolvidos para calcular vários tipos de estruturas com diferentes cargas e obter as análises desejadas. É importante estudar o comportamento e o desenvolvimento desses softwares para ter estruturas mais eficientes e esbeltas, com a segurança necessária para o projeto e reduzido possíveis custos desnecessários. Para a verificação do software, é necessário também analisar a estrutura analiticamente, utilizando todas as exigências das normas vigentes. Nesse trabalho foi feita a análise de duas estruturas de pequeno porte, são duas lajes nervuradas treliçadas uma bi apoiada e outra contínua. Foi analisado o comportamento das armaduras de flexão e das flechas nas estruturas analisadas, no programa Altoqi Eberick e com os cálculos analíticos segundo a ABNT NBR 6118:2014.

PALAVRAS-CHAVE: Flecha. Eberick. Cálculo analítico. Lajes nervuradas. Armaduras de flexão.

ABSTRACT

With the advance of construction, every day new software will appear capable of making the engineer's life easier. These software are designed to calculate various types of structures with different loads and obtain the desired analyzes. It is important to study the behavior and development of these software to have more efficient and lean structures, with the necessary security for the project and reduced possible unnecessary costs. In order to verify the software, it is also necessary to analyze the structure analytically, using all the requirements of the current regulations. In this work was made the analysis of two small structures, two latticed ribbed slabs one bi supported and one continuous. The behavior of the flexural reinforcement and the deflection in the analyzed structures in the Altoqi Eberick program and the analytical calculations according to ABNT NBR 6118: 2014 were analyzed.

KEY WORDS: Deflection. Eberick. Analytical calculation. Ribbed slabs. Bending armatures.

SUMÁRIO

| | | |
|------------|---|-----------|
| 1. | INTRODUÇÃO | 10 |
| 1.1 | Justificativa | 11 |
| 1.2 | Motivação | 11 |
| 1.3 | Objetivos | 11 |
| 1.3.1 | Objetivo geral | 11 |
| 1.3.2 | Objetivos específicos..... | 11 |
| 2 | INTRODUÇÃO AO ESTUDO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO | 12 |
| 2.1 | Conceitos fundamentais | 12 |
| 2.2 | Vantagens e desvantagens..... | 13 |
| 3 | LAJES NERVURADAS COM VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS | 14 |
| 3.1 | Introdução | 14 |
| 3.2 | Descrição das lajes nervuradas com vigotas pré-moldadas | 15 |
| 3.3 | Ação da laje nas vigas do pavimento | 18 |
| 4 | DIMENSIONAMENTO DAS LAJES NERVURADAS TRELIÇADAS EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO | 20 |
| 4.1 | Introdução | 20 |
| 4.2 | Procedimento de cálculo considerando a verificação dos estados limites | 20 |
| 4.3 | Dimensionamento no estado limite último de flexão simples | 21 |
| 4.4 | Cálculo do valor da armadura | 23 |
| 4.5 | Momentos resistentes pela seção da nervura | 25 |
| 4.5.1 | Momento Resistente positivo pela seção da nervura | 25 |
| 4.5.2 | Momento fletor resistente negativo na seção nervurada | 26 |
| 4.6 | Dimensionamento da laje contínua..... | 27 |
| 4.6.1 | Emprego do trecho maciço de concreto junto ao apoio..... | 28 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| 4.6.2 | Adotar um trecho com armadura dupla | 29 |
| 4.6.3 | Efetuar a redistribuição de momentos | 30 |
| 5 | DIMENSIONAMENTO EM RELAÇÃO AO CISALHAMENTO..... | 30 |
| 5.1 | Lajes sem armadura para força cortante..... | 31 |
| 5.2 | Lajes com armaduras para força cortante | 32 |
| 5.2.1 | Cálculo da resistência..... | 32 |
| 5.2.2 | Modelo de cálculo I..... | 33 |
| 5.2.3 | Modelo de cálculo II..... | 35 |
| 6 | VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA.... | 36 |
| 6.1 | Introdução | 36 |
| 6.2 | Cálculo das características geométricas (Estádios I e II) | 38 |
| 6.3 | Efeito Teórico da fissuração na rigidez | 43 |
| 6.4 | Efeito da fluência do concreto – avaliação da flecha diferida no tempo | 46 |
| 7 | O EBERICK..... | 47 |
| 7.1 | Conceitos básicos do software | 48 |
| 7.2 | Critérios de cálculos do Eberick | 52 |
| 7.2.1 | Quanto aos pilares..... | 52 |
| 7.2.2 | Quanto as vigas..... | 53 |
| 7.2.3 | Quanto as lajes..... | 53 |
| 8 | LANÇAMENTO DA ESTRUTURA NO SOFTWARE EBERICK | 53 |
| 9 | COMPARAÇÃO DO CÁLCULO ESTRUTURAL ATRAVÉS DO MÉTODO ANALÍTICO SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014 E ATRAVÉS DO SISTEMA COMPUTACIONAL – DADOS OBTIDOS..... | 57 |
| 9.1 | Quanto a Laje L1..... | 58 |
| 9.2 | Quanto as Lajes L2 e L3..... | 61 |
| 10 | CONCLUSÃO..... | 62 |
| | REFERÊNCIAS | 64 |

1. INTRODUÇÃO

Nos dias de hoje, sabemos que a atualização e modernização da informática cresce de maneira muito rápida, criando programas cada vez mais avançados e modernizados, problemas antes impossíveis de se resolver, hoje podem ser tratados com uma simples programação em questão de horas ou até minutos.

Com toda essa modernização, facilitou as verificações feitas nas estruturas, que estão cada vez mais detalhadas, podendo assim tomar o assunto chamado análise estrutural. A análise estrutural é de imensa importância em um projeto, é nessa etapa que é feito uma análise do problema junto com a solução, verificar se a solução proposta é realmente a melhor para o problema.

A análise foi feita em uma estrutura considerada simples, disposta em dois tipos de lajes nervuradas treliçadas. Uma é a laje bi apoiada e a outra é uma laje contínua. As lajes nervuradas são compostas por vigotas treliçadas, e pode ser chamada de laje pré-moldada. As normas brasileiras que adotam esse tipo de laje são:

- NBR 14859 – Laje pré-fabricadas – Requisitos;
- NBR 14860 – Laje pré-fabricadas - Pré-laje – Requisitos;
- NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos.

Essas lajes são formadas por vigotas, lajotas e uma camada de concreto que é moldada no local. As lajotas podem ser de material cerâmico ou de polietileno, o segundo está sendo muito usado nos dias de hoje por diminuir o peso próprio da estrutura. Temos algumas vantagens no uso desse tipo de laje, vantagens essas econômicas, podemos reduzir os custos de escoramentos, já que as vigotas suportam boa parte do seu peso próprio, podemos também reduzir o custo nas formas, já que esse tipo de laje não precisa, pois, os seus elementos já desempenham esse papel.

De início, foi lançado no software uma laje treliçada bi apoiada. Em seguida, foi lançada uma laje contínua, tornando a análise um pouco mais complexa. Foi dimensionada a armadura longitudinal e foi feita a verificação do estado limite de deformação excessiva para cada laje, de acordo com as normas citadas.

Por último, foi utilizado todos as lajes empregadas no software para ser calculadas analiticamente, foi calculado os valores das flechas e as armaduras longitudinais, podendo assim, relacionar e comparar os resultados obtidos, chegando a uma

conclusão de quão próximos ou não foram os resultados obtidos pelo o software e o cálculo analítico de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

1.1 Justificativa

Na prática, as lajes nervuradas treliçadas estão sendo bastante utilizadas na construção civil. Os Softwares de análises estruturais também são bastantes utilizados atualmente. Portanto, esse trabalho é justificado pela necessidade da compreensão desse tipo de estrutura como um todo, pois nos cursos de Engenharia Civil atuais, ofertados pelas Universidades, os alunos não contam com esse tipo de estrutura nas grades de ensino.

Outro aspecto importante é que o aluno sai da Universidade sem nenhuma experiência nos softwares utilizados pelo o mercado, sendo aqui exposto a análise feita por um software profissional.

1.2 Motivação

Como esse tipo de estrutura vem sendo bastante utilizada na construção civil, é necessário um maior entendimento desse tipo de estruturas, um estudo mais aplicado e uma comparação com um software profissional que pode ser utilizado.

Portanto, o estudo das lajes nervuradas treliçadas através do cálculo manual segundo a ABNT NBR 6118:2014 e o cálculo do software AltoQi Eberick permitirá uma análise completa do comportamento da estrutura e da correta utilização da mesma.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Apresentar o dimensionamento analítico de uma laje nervurada treliçada e compará-lo com o resultado do software computacional AltoQi Eberick.

1.3.2 Objetivos específicos

- Apresentar o dimensionamento de uma laje nervurada treliçada.
- Avaliar os resultados do software com relação ao cálculo manual para a armadura longitudinal e o valor da flecha nas lajes nervuradas treliçadas.
- Apresentar soluções para as lajes nervuradas treliçadas contínuas.

2 INTRODUÇÃO AO ESTUDO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

2.1 Conceitos fundamentais

O concreto é um dos materiais que vem sendo utilizado cada vez mais na construção civil. Sua composição é formada por água, cimento e agregados. Na associação desses materiais, obtemos:

- Pasta: A pasta é o resultado da mistura entre o cimento e a água;
- Argamassa: A argamassa é a mistura da pasta com o agregado miúdo;
- Concreto: O concreto é a mistura da argamassa com o agregado graúdo;
- Micro concreto: O micro concreto é formado por o agregado graúdo com dimensões reduzidas;
- Concreto de alto desempenho: São os concretos que a resistência a compressão supera os 40Mpa. Existem melhorias nas outras propriedades que elevam a durabilidade das estruturas;

O principal objetivo da utilização dos agregados de maiores dimensões na composição do concreto é que o cimento tem um custo elevado, e com a adição desses materiais, esse custo diminuirá sem que altere de forma significativa a qualidade do material.

O concreto é um material que tem boa resistência a compressão, mas sua resistência a tração é bem limitada e além disso, é um material com pouca deformabilidade, por esses motivos, utiliza-se a adição de um outro material que substitua essa deficiência, o material mais utilizado é o aço, ele é colocado na região tracionada da peça, pois ele tem boa resistência a tração e é um material mais deformável que o concreto, formando assim o concreto armado. Segundo Bastos (2014, p. 7): “pode-se definir o concreto armado como ‘a união do concreto simples e de um material resistente à tração (envolvido pelo o concreto) de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes’”.

Para utilização estrutural o concreto sozinho não é adequado como elemento resistente, pois, enquanto apresenta boa resistência à compressão, pouco resiste à tração (cerca de 1/10 da resistência à compressão), embora esse tipo de solicitação quase sempre esteja presente nas estruturas de construções usuais. (CARVALHO, 2014, p. 17).

A partir dessa junção, os dois materiais irão trabalhar juntos, isso só é possível devido as forças de aderências que surgem entre eles. As barras de aço só irão funcionar

efetivamente, quando a superfície de concreto que as envolvem deformarem e com isso, alongar as barras de aço. Carvalho (2014, p. 18) diz: “É a aderência que faz com que o concreto armado se comporte como material estrutural”.

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. (NBR 6118, 2014, p. 3).

Essa armadura utilizada é chamada de armadura passiva. Como dito na ABNT NBR 6118 (2014), não são aplicados alongamentos iniciais nas armaduras antes de efetivamente ocorrer a aderência, além disso, não são solicitadas diretamente, todas as tensões e deformações aplicas são geradas através do carregamento na peça onde está inserida.

2.2 Vantagens e desvantagens

O concreto armado é um material que vem sendo bastante utilizado nas construções em todo o país, devido ao fato que praticamente todas as regiões dominam a sua técnica, que é de forma geral simples, comparada a outras técnicas e materiais utilizados na construção civil.

As vantagens da utilização do concreto armado são várias, pode ser considerado um material com baixo custo, econômico, pois todos os materiais necessários para sua fabricação são fáceis de encontrar no Brasil, podemos citar também a boa conservação da construção e a impermeabilidade, pois o concreto é um material que apresente boa durabilidade quando se é executado da forma correta. A segurança contra incêndio é um diferencial relacionado a outras estruturas, desde que aplicado os cobrimentos exigidos por norma. É um material que favorece a arquitetura, pois tem fácil modelagem. Apresenta boa resistência a choques, vibrações e desgastes mecânicos, diminuindo os problemas de fadiga. Por último, é um material de que favorece a agilidade nas construções devido a sua capacidade de permitir a utilização de pré-moldados, proporcionando maior rapidez e facilidade de execução.

São várias as desvantagens do concreto armado, mas existem algumas que podem ser consideradas como principais, são consideradas assim devido ao fato de interferirem diretamente na durabilidade, na segurança e aspecto visual da estrutura. Uma desvantagem do concreto armado é com relação ao peso próprio das estruturas de maiores dimensões, diferentemente do aço, que podem ser construídas estruturas

similares com o peso menor. Segundo Bastos (2014) o peso específico do concreto armado é de 25 kN/m^3 , limitando seu uso em algumas situações e aumentando de forma significativa o seu custo.

Outra desvantagem é com relação as possíveis reformas e adaptações, como o concreto armado é um material resistente, dificulta bastante possíveis alterações em estruturas já executadas.

O concreto, devido a sua estrutura, é considerado um bom condutor de calor e som, exigindo em alguns casos a utilização de outros materiais para melhorar o seu desempenho relacionado a esse fator, considerando assim uma desvantagem importante, já que é de grande importância nos edifícios residências a privacidade e o conforto do usuário.

É importante citar a necessidade de formas e escoramentos que são utilizadas para as estruturas de concreto armado, quando não se faz o uso de pré-moldado. Essas formas e escoras permanecem no local até que o concreto alcance a resistência necessária, tornando a movimentação restrita no local da intervenção.

Outra desvantagem nas peças de concreto armado é a abertura de fissuras. O concreto armado tem pouca resistência a tração, e na maioria das vezes, os elementos estruturais são solicitados a esse esforço, tornando assim inevitável esse tipo de problema. Segundo BASTOS (2014) o surgimento de fissuras no concreto armado também pode ser atribuído a retração do concreto, que podem ser evitadas com uma cura cuidadosa nos primeiros dez dias de idade do concreto. As fissuras devem ser tratadas e controladas de acordo com o prescrito em norma, evitando a corrosão das armaduras e aumentando o desempenho da estrutura com relação a durabilidade, impermeabilização, estética, etc.

A fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto a tração; [...]. Visando obter bom desempenho relacionado à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, busca-se controlar a abertura dessas fissuras. (NBR 6118, 2014, p. 79).

3 LAJES NERVURADAS COM VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS

3.1 Introdução

A ABNT NBR 6118 (2014, item 14.4.2.1, p.84) define as lajes como “elementos de superfícies planas, sujeitos principalmente a ações normais a seu plano”. Esses elementos são destinados a receber a maioria das ações aplicadas na construção,

como a de móveis, pessoas, paredes, pisos e os mais diversos tipos de cargas que podem existir dependendo da sua finalidade.

As principais funções das lajes é servir como piso ou coberturas nas construções civis e suportar as cargas que são aplicadas, distribuindo essas para as vigas que estão localizadas nas bordas ou diretamente nos pilares, no caso das lajes lisas. De acordo com Bastos (2014) as ações atuantes nas lajes são comumente perpendiculares ao seu plano, podendo ser distribuídas na sua área, com o peso próprio, revestimento de piso, etc., distribuída linearmente com as paredes ou simplesmente forças concentradas com a atuação dos pilares.

Para dimensionar uma estrutura de concreto armado, deve-se, de início, conhecer qual a finalidade da sua laje de acordo com o pavimento ou forro que será utilizado. Dessa forma, será possível determinar todas as cargas atuantes, podendo assim, posteriormente, detalhar os pilares e as vigas. Dependendo da sua finalidade, existem algumas exigências que devem ser consideradas, assim, não se pode considerar que todas as lajes são iguais, como exemplo, uma laje de uma residência não pode ser comparada a uma laje de uma biblioteca.

Existem diversos tipos de lajes, os mais comuns são as lajes maciças, as nervuradas, as lisas e as cogumelos. Em estruturas de grandes portes, geralmente são utilizadas lajes maciças de concreto, como nas escolas, hospitais, indústrias, pontes, etc., mas nas estruturas de pequeno porte e em construções residenciais, o uso de lajes nervuradas vem ganhando espaço, pois comparadas as lajes maciças, apresentam um custo menor e maior facilidade de construção.

3.2 Descrição das lajes nervuradas com vigotas pré-moldadas

As lajes pré-moldadas unidirecionais, são formadas por elementos pré-moldados de concreto, que são chamadas de vigotas (trilhos ou treliça), com secção transversal em “T” invertido ou I. Lajotas, que são utilizadas para o enchimento, geralmente são blocos vazados com material cerâmico, concreto celular ou blocos de poliestireno expandido (bloco de EPS). E uma simples capa de concreto moldada no local. A diferença entre o elemento trilha e treliça, está na disposição das armaduras, na primeira, as armaduras são colocadas de formas retas na parte inferior, já na segunda, sua armadura forma uma treliça espacial de aço, que é composta por três banzos paralelos e diagonais, soldadas entre si. O uso do material cerâmico serve para economizar material e diminuir o peso próprio da estrutura, já que as armaduras

dispostas nos trilhos ou treliças são as responsáveis para suportar o esforço a qual a laje está solicitada. Caso a laje fosse maciça, todo esse material seria substituído por concreto, elevando o peso próprio da estrutura e o seu custo de execução.

Na fase de montagem e desmontagem, os elementos pré-moldados são responsáveis por suportar o seu peso próprio, o peso das vigotas, o peso da capa de concreto e até uma pequena carga accidental, que simula um homem de tamanho normal andando sobre a sua estrutura. Dessa maneira, na fase de construção, é necessário pouco cimbramento para a sustentação da estrutura, já que boa parte das solicitações iniciais são suportadas por seus elementos pré-moldados. O custo é considerado menor com relação a utilização das outras lajes, como se trabalha com vários materiais industrializados (vigotas pré-fabricadas e os elementos para o enchimento e etc.), esse tipo de laje proporciona uma pequena perda de materiais durante a sua execução, além disso, é necessária pouca mão de obra para a execução do serviço. Outra característica importante, é o fato que na etapa da construção da capa de concreto, não é necessário a utilização de fôrmas, pois os elementos pré-moldados e as lajetas fazem esse papel. “Esta é a principal vantagem desse tipo de laje: não se gasta fôrma, e é necessário pouco escoramento” (CARVALHO, 2014, p.64).

As lajes nervuradas com vigotas pré-fabricadas também apresentam algumas desvantagens com relação aos outros tipos de lajes, essas desvantagens devem ser analisadas e levadas em consideração na escolha do tipo de laje. Carvalho (2014) diz que as lajes nervuradas pré-moldadas têm, como principais desvantagens, a difícil execução dos elementos das instalações prediais e os valores dos deslocamentos transversais, que são maiores quando comparados as lajes maciças. De acordo com Silva (2005), esse tipo de laje se mostra menos vantajoso para vencer grandes vãos ou para suportar ações de valores elevados, pois a taxa de armadura e a altura final da laje irão aumentar. Outra desvantagem que pode ser considerada é a distribuição em apenas uma única direção das ações que atuam na laje, sendo apenas consideradas as vigas ou paredes que as vigotas pré-fabricadas se apoiam, não considerando qualquer ação da laje nas vigas ou paredes que são paralelas as vigotas pré-fabricadas, que poderemos ver na próxima seção que essa consideração contribui negativamente para a segurança do dimensionamento.

É interessante salientar que, as lajes aqui conhecidas como lajes pré-moldadas são, na verdade, lajes parcialmente pré-moldadas, devido ao fato que apenas as vigotas são construídas fora das suas posições finais. Isso explica a limitação do transporte,

já que será necessária uma mobilização para efetivar esse transporte dessas vigotas até a posição que será utilizada, podendo assim tornar-se um fator que impossibilite a utilização desse tipo de laje.

Caso fossem utilizadas apenas elementos pré-moldados para a execução das lajes nervuradas, seria necessário a utilização de aparelhos mecânicos para a execução do transporte das peças até a posição final. É por esse motivo que são utilizadas as peças de outros materiais já citados para preencher os espaços entre as vigotas, apesar de serem um material com baixa resistência mecânica, mas suficiente para suportar as solicitações impostas.

Os componentes pré-fabricados que são compostos por materiais inertes, sendo eles maciços ou vazados, que são dispostos entre as vigotas, que tem a principal função de reduzir o volume de concreto, o peso próprio da laje e servir como forma para a capa de concreto, são desconsiderados nos cálculos de rigidez e resistência da laje. Na ABNT NBR 14859-1 (2002), item 3.1.3, é dito que é permitido uma armadura complementar em alguns casos das lajes nervuradas com vigotas pré-fabricadas. Pode ser utilizada, apenas nas lajes treliçadas, uma armadura longitudinal complementar, quando há a impossibilidade de integrar toda a armadura passiva inferior de tração que realmente é necessária.

No mesmo item, é dito que é permitido a disposição de uma armadura de distribuição, posicionada na capa nas direções transversal e longitudinal, com a finalidade de controlar a fissuração e distribuir as tensões devido as cargas concentradas.

No item 5.6, da ABNT NBR 14859-1 (2002), limita a seção dessa armadura de distribuição, com valores de, no mínimo, $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ para aços CA 25 e de $0,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ para os aços CA 50 e CA 60, devendo conter pelo menos três barras por metro.

Carvalho (2014) faz um roteiro com todas as etapas da execução de um pavimento de laje nervuradas com vigotas pré-moldadas. Ele descreve a etapa 1 como sendo a etapa de nivelamento e acerto do piso e a execução do escoramento.

A etapa 2 é descrita como a etapa da colocação das vigotas e das lajotas. Ele explica duas situações possíveis para essa etapa, onde as vigotas podem ser apoiadas em uma estrutura de concreto armado ou diretamente sobre a alvenaria. Quando apoiadas na estrutura de concreto armado, deve-se penetrar nos apoios pelo menos 5 cm e no máximo igual a metade da largura da viga. Já quando apoiadas diretamente na alvenaria, deve-se distribuir uma ferragem que sirva com cinta de solidarização e devem penetrar no apoio de forma semelhante a anterior.

A etapa 3, ele descreve como sendo a etapa da colocação dos elementos de enchimentos, tubulações elétricas, etc. Os blocos que estão localizados na primeira carreira, são admitidos que tenham um lado diretamente apoiado na parede.

A etapa 4 é a colocação das armaduras de distribuição e se necessário, as negativas. A armadura negativa deve ser colocada sobre a armadura de distribuição.

A etapa 5 é a de limpeza da interface entre a nervura e o concreto, evitando qualquer sujeira que possa prejudicar a transferência de esforços entre as superfícies de contato.

A etapa de número 6 descreve a concretagem da capa de concreto, que deve ser acompanhada de alguns cuidados para não danificar a estrutura inicialmente montada.

Por fim, a etapa 7 descreve a retirada do escoramento, que segundo Carvalho (2014), deve ocorrer aproximadamente após 15 dias do lançamento do concreto.

3.3 Ação da laje nas vigas do pavimento

Da forma que é construída, a laje pré-moldada unidirecional tem uma característica particular, que é a disposição das vigotas em uma só direção, geralmente, as vigotas são posicionadas na direção do menor vão da laje, e são simplesmente apoiadas nos apoios.

Com essa estrutura, as vigas do pavimento em que as vigotas são apoiadas são as responsáveis por suportar a maioria das cargas. Isso pode ser considerado uma desvantagem, pois pode ser considerado uma laje armada em uma direção, e por isso, terão esforços maiores de flexão quando comparadas às placas maciças e concentram quase toda a carga em uma só direção, segundo Carvalho (2014).

Duas questões podem ser levantadas com relação as afirmações supracitadas, será que é correto afirmar que apenas as vigas que estão na posição perpendicular as vigotas recebem toda a carga? A outra é com relação a capa de concreto, será que esse elemento não oferece rigidez para a laje na outra direção?

Foi feito um estudo considerado simples, mas que conseguiu responder essas questões, não foram respondidas com enorme precisão, mas pode ser levado em consideração na hora do dimensionamento. O estudo feito compara o comportamento estrutural de um pavimento composto por laje com vigotas pré-moldadas com relação a outros dois tipos de pavimentos, um com os mesmos elementos só que dispostos totalmente independentes e a uma laje maciça. Serão comparados o comportamento

estrutural para os três tipos de pavimento com relação aos esforços internos e o estado de deslocamento obtido. Para todos os casos, foi considerado que as vigas do pavimento são indeslocáveis na vertical, podendo comparar quando se têm paredes estruturais no lugar das vigas.

De acordo com o estudo, foi possível verificar que as vigas paralelas as vigotas também recebem uma porcentagem de carga, onde essa tem que estar prevista em projeto. “Em função dos valores obtidos, recomenda-se que aproximadamente 25% da carga total seja transmitida as vigas paralelas” (CARVALHO, 2014, p. 77)

É importante salientar que, quando é considerado uma fração da ação para as vigas em uma direção, a outra está totalmente fixada a isso, podendo assim ocorrer o fato de obter uma segurança maior que a necessária para um lado, e no outro, uma segurança menor que a real.

Para isso, Carvalho (2014) proporciona duas maneiras de resolver esse problema, o processo simplificado e o processo racional.

No processo simplificado, Carvalho (2014) considera que atue toda a carga proveniente da laje nas vigas perpendiculares, e nas vigas paralelas, atue o valor de 25% dessa carga, sendo assim, considerado um valor total de 125% da carga, que segundo ele, é bastante a favor da segurança.

No processo racional, admite-se que as ações nas vigas dependem diretamente das dimensões da laje. De acordo com os resultados obtidos no estudo, foi desenvolvido relações que comparam a distribuição dessas ações nas vigas. Carvalho (2014) relaciona as cargas nas vigas da seguinte forma, quando a relação entre os vãos for 1, as vigas em que as nervuras são diretamente apoiadas recebem o valor de 75% da carga da laje, e as vigas paralelas, recebem os 25% restantes. Quando a relação entre os vãos for 2, os valores utilizados serão de 92% para as vigas perpendiculares as nervuras e 8% para as vigas paralelas a elas.

Apesar de todo esse estudo e estimativa, não será possível prever esses valores corretos, o indicado é que se faça um estudo para cada caso. “O que é possível afirmar com certeza é admitir que as vigas paralelas às nervuras não recebam qualquer parcela de carregamento sobre o pavimento pode levar o resultado contra a segurança” (CARVALHO, 2014, p. 79).

4 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES NERVURADAS TRELIÇADAS EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO

4.1 Introdução

De acordo com ABNT NBR 6118:2014, todos os elementos estruturais devem atender os requisitos mínimos de dimensionamento impostos pela norma. Para as lajes nervuradas, em geral, são importantes os dimensionamentos com relação ao Limite Último de Capacidade Resistente das seções sob a flexão e o cisalhamento e o Estado Limite de Utilização para Deformação Excessiva. Nesse tópico, será tratado o dimensionamento com relação ao Estado Limite Último de Flexão.

4.2 Procedimento de cálculo considerando a verificação dos estados limites

O Estado Limite Último (ELU) é o estado relacionado a ruína estrutural, ao colapso da estrutura, que determina a paralisação no uso da estrutura. Já o Limite de Deformação Excessiva (ELS-DEF), é o estado que relacionam as deformações com os limites estabelecidos para a utilização normal.

Para o dimensionamento a flexão de uma laje nervurada treliçada, são levados em consideração as hipóteses básicas da flexão contida na ABNT NBR 6118:2014. É considerado que a seção transversal tenha forma de uma viga “T”. Com isso, de acordo com a norma citada, é necessário calcular a contribuição que a capa de concreto irá influenciar na seção “T” para resistir aos esforços aplicados (Figura 1). Este valor pode ser obtido a partir da equação 3.1

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0,10 \cdot a \\ b_w + 2 \cdot b_1 \end{cases} \quad \text{Eq.3.1}$$

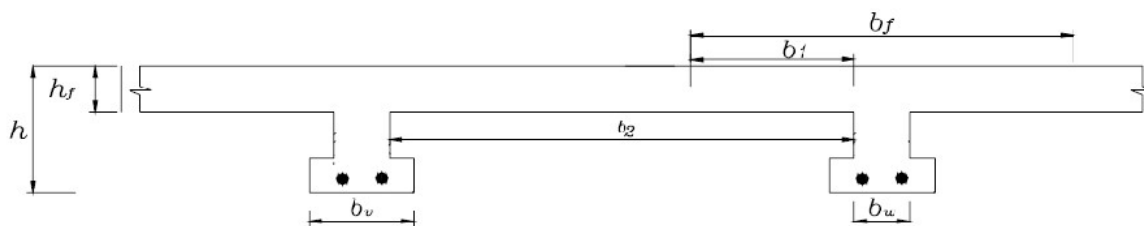
onde

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5 \cdot b_2 \\ 0,10 \cdot a \end{cases}$$

A distância a pode ser estimada, em função do comprimento l do tramo considerado, como apresenta a seguir:

- viga simplesmente apoiada: $a = 1,00.l$
- tramo com momento em uma só extremidade: $a = 0,75.l$
- tramo com momento nas duas extremidades: $a = 0,60.l$
- tramo em balanço: $a = 2,00.l$.

FIGURA 1 – Esquema para o cálculo da largura colaborante.

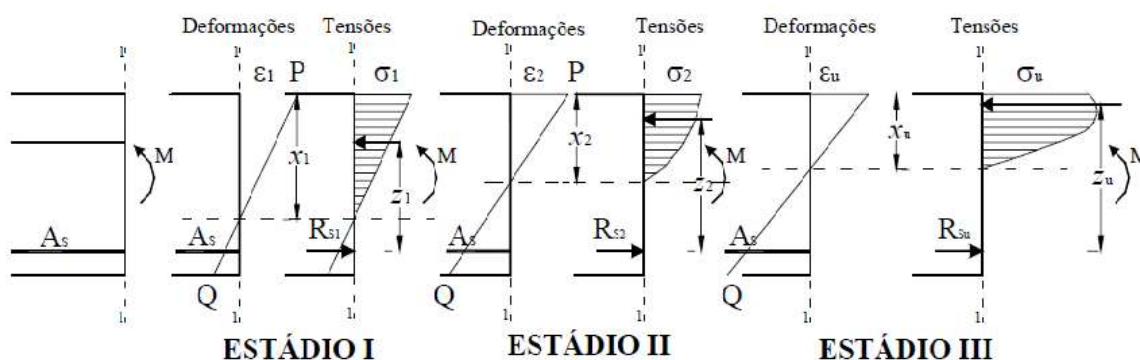


Fonte: (FLÓRIO, 2004)

4.3 Dimensionamento no estado limite último de flexão simples

Considerando um momento fletor (M), crescente de zero até a um determinado valor que leve a peça a ruína, sendo aplicado na seção transversal, nota-se diferentes níveis de deformação, esses níveis são chamados de Estádios (Figura 2), que determinam o comportamento da seção até a ruína.

FIGURA 2 – Comportamento da seção transversal nos três Estádios de uma viga de concreto armado na flexão normal simples



Fonte: (FLÓRIO, 2004)

Cada um destes estádios pode ser conceituado como sendo:

Estádio I – o Estádio I é considerado o Estádio elástico, sob a ação de um momento fletor M_I de pequena intensidade, a tensão de tração no concreto não ultrapassa sua resistência característica à tração (f_{tk}), nesse Estádio temos:

- Ao longo da seção, o diagrama de tensão normal é linear;
- Nas fibras mais comprimidas, as tensões são proporcionais às deformações, correspondendo ao trecho linear do diagrama tensão-deformação do concreto;
- Não aparecem fissuras que possam ser detectadas a olho nú;

Estádio II – com o aumento do momento fletor, superando o momento de fissuração da peça, $M_{II} > M_r$, os pontos abaixo da linha neutra (LN) terão tensões de tração maiores que a da resistência característica do concreto à tração (f_{tk}):

- M_r é o momento de fissuração da seção transversal, valores de momentos acima desse valor, farão surgir fissuras de tração à flexão;
- Nesse Estádio, considera que apenas o aço resiste aos esforços de tração;
- Admite-se que a tensão de compressão no concreto continue linear;
- As fissuras no elemento estrutural passam a ser visíveis;

Estádio III – aumenta-se o momento fletor até um valor próximo ao de ruína (M_u), ocorrendo assim:

- A plastificação da fibra mais comprimida do concreto a partir da deformação específica de $\varepsilon_{c2} = 0,2\%$ (2,0‰), chegando a atingir a deformação específica de $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$ (3,5‰);
- O diagrama de tensões tende a ficar vertical, se comportando de maneira uniforme, com quase todas as fibras trabalhando com sua tensão máxima, superando os 2‰;
- A peça encontra-se bastante fissurada, com essas fissuras chegando próximo a linha neutra, fazendo com que a região de concreto diminua;
- A parti desse estádio, supõe-se que a distribuição de tensões no concreto ocorra segundo um diagrama parábola-retângulo.

O dimensionamento das peças de concreto armado será feito no estádio III, pois dessa forma, são projetadas estruturas que resistem aos esforços de forma econômica e sem chegar ao colapso. As situações de serviço também são importantes, mas muitas vezes o cálculo no estádio limite último e o bom detalhamento da armadura na peça conduzem às verificações destas, que deverão ser feitas quando necessário. Sabe-

se que os limites de deformação excessiva em lajes nervuradas com vigotas pré-moldadas passam a ser determinantes no cálculo em várias situações.

4.4 Cálculo do valor da armadura

Para as peças de concreto, a quantidade de armadura longitudinal pode ser determinada conhecendo algumas características da peça, como a resistência do concreto (f_{ck}), largura da seção (b_w), altura útil (d) e tipo de aço (f_{yd} e ε_{yd}). Para seções transversais retangulares, essa armadura longitudinal é conhecida a partir do equilíbrio das forças atuantes na seção de acordo com os domínios (Figura 3) estabelecidos pela NBR6118:2014, que resulta em fórmulas como as encontradas em CARVALHO, que são apresentadas a seguir (Equações 3.2 e 3.3):

$$A_s = \frac{M_d}{KZ.d.f_{yd}} \quad \text{Eq. 3.2}$$

Onde:

M_d - momento fletor solicitante de cálculo na seção, no dimensionamento é obtido, em geral, multiplicando-se o momento em serviço pelo o coeficiente de ponderação γ_f .

d - altura útil: distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida de concreto.

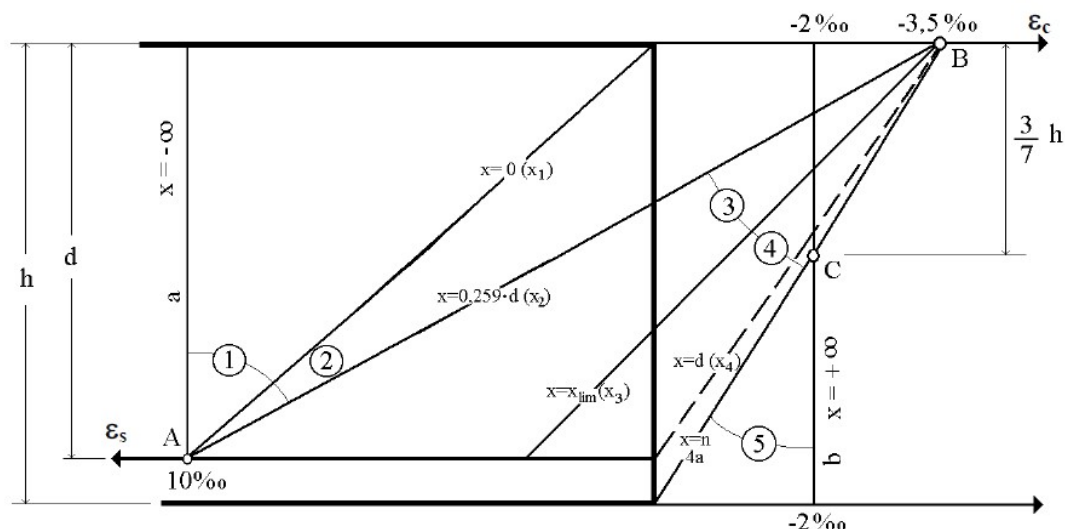
Com o valor de KZ (coeficiente adimensional) em função do coeficiente KMD Eq. 3.3:

$$KMD = \frac{M_d}{b.d^2.f_{cd}} \quad \text{Eq. 3.3}$$

Onde:

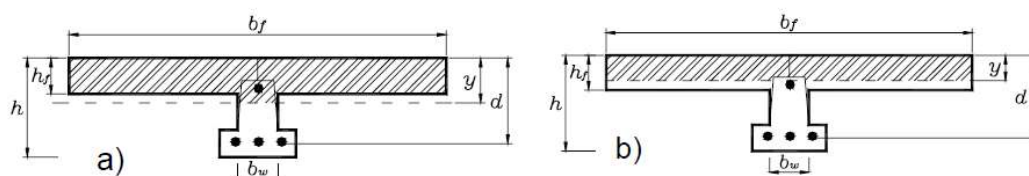
b - largura da seção transversal de vigas de seção retangular ou da nervura (parte mais estreita da seção transversal), também chamada de alma, nas vigas da seção T.

FIGURA 3 – Domínios de deformação no estado limite último em uma seção transversal segundo a NBR:2014



Fonte: (FLÓRIO, 2004)

FIGURA 4 – Seção transversal para cálculo do momento fletor positivo resistente
a) LN na mesa b) LN na alma



Fonte: (FLÓRIO, 2004)

Quando atua um momento fletor positivo (tracionando a borda inferior) em seções transversais da laje nervurada há duas possibilidades com relação a linha neutra. Em uma primeira situação, se a distância da linha neutra x for menor que a espessura da mesa h_f (ver Figura 4 b. a região comprimida de concreto será um retângulo de lado b_f e altura x , podendo ser utilizado as equações anteriores, substituindo no lugar de b na Eq. 3.3 o valor de b_f . Quando ao contrário, ver Figura 4 a., a linha neutra x é maior que a espessura da mesa h_f , usar-se-á o cálculo da viga Te como mostrado em CARVALHO, onde determina-se a parcela do momento resistido pelas abas (M_1) e pela alma da seção ($M_d - M_1$) ficando o valor da armadura total necessária dado pela

Eq. 3.4. Encontra-se o valor de KZ a partir do valor de KMD dado pela a Eq. 3.3 substituindo-se b por b_w e no lugar do momento insere o valor de $M_d - M_1$.

$$A_s = \frac{M_1}{\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \cdot f_{yd}} + \frac{M_d - M_1}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} \quad \text{Eq. 3.4}$$

Com

$$M_1 = (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad \text{Eq. 3.5}$$

4.5 Momentos resistentes pela seção da nervura

Pela geometria da seção de uma laje nervurada, é possível afirmar que essa é mais eficiente para resistir os momentos fletores positivos do que os negativos, devido a área de concreto na região comprimida.

4.5.1 Momento Resistente positivo pela seção da nervura

Para a determinação do momento resistente da seção, é necessário conhecer a largura b_f da capa de concreto, essa largura b_f é a largura colaborante da capa de concreto, conforme é definida de acordo com o item 14.6.2.2 da ABNT NBR6118:2014. É necessário conhecer também a distância da posição da linha neutra x . Assim, temos:

para $x \leq h_f$ (seção como retangular Eq. 3.6)

$$M_d = (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot 0,8 \cdot x) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad \text{Eq.3.6}$$

para $x \geq h_f$ (seção em Te Eq. 3.7)

$$M_d = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) + 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (b_w \cdot 0,8 \cdot x) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad \text{Eq.3.7}$$

O momento máximo resistido pela seção se dá entre os domínios 3 e 4. É entre esses domínios que ocorre o máximo aproveitamento do material que compõe o concreto armado, o aço e o concreto. Nessa situação descrita, a ruptura do concreto ocorre simultaneamente com o escoamento do aço, que é o melhor caso, pois os dois materiais irão trabalhar nas suas máximas capacidades e com grande deformação na

armadura. Dessa forma, combinando os valores das deformações dos materiais e a distância que está posicionada a armadura, o valor da distância da linha neutra à borda mais comprimida fica dada pela Eq. 3.8:

$$x = x_{34} = \left(\frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{yd}} \right) \cdot d \quad \text{Eq. 3.8}$$

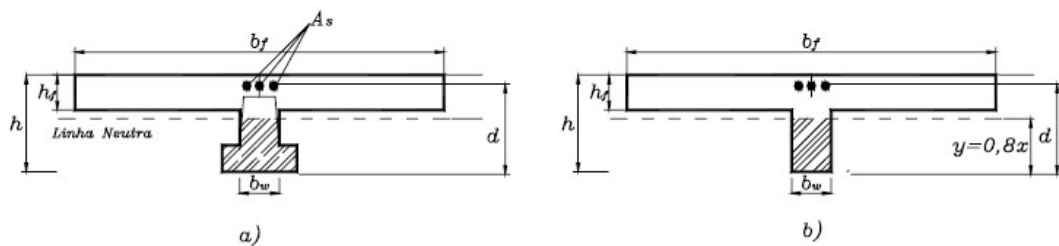
Com ε_{yd} – deformação específica de escoamento do aço

Dessa forma, para calcular o momento máximo resistente da seção, determina-se o valor da distância da linha neutra para o limite dos domínios 3 e 4 com a equação 3.8 e conforme situação ($x \leq h_f$ ou $x \geq h_f$) emprega-se a Eq.3.6 ou a Eq. 3.7.

4.5.2 Momento fletor resistente negativo na seção nervurada

Para o cálculo do máximo momento fletor negativo resistente pela seção é considerada a área da seção abaixo da linha neutra, como indicado na Figura 5.

FIGURA 5 – Seção transversal para cálculo do momento fletor negativo resistente
a) seção real b) seção de cálculo.



Fonte: (FLÓRIO, 2004)

A equação para o momento fletor será a mesma utilizada para o momento fletor máximo positivo resistido pela seção, substituindo apenas o valor de b_f por o b_w de acordo com a Figura 5 a. e 5 b. Ficando da seguinte forma:

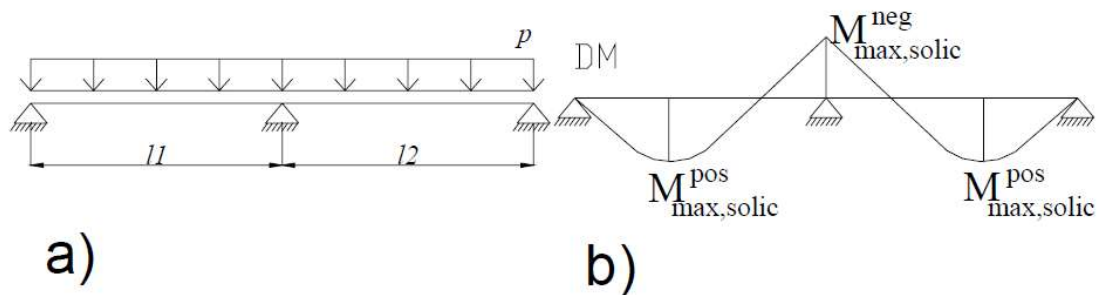
$$M_d = (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x) \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad \text{Eq.3.9}$$

O máximo valor será obtido utilizando o valor de x encontrado na equação 3.8, considerando-se que a distância da armadura subtraindo o valor de x tem que ser maior que a altura da mesa $d - x > h_f$.

4.6 Dimensionamento da laje contínua

Para as lajes treliçadas contínuas, quando submetidas a carregamento distribuído como mostrado na Figura 6 a, acarreta, por exemplo, no diagrama de momento indicado na Figura 6 b, dessa forma, é necessário que a região junto ao apoio resista ao momento negativo.

Figura 6 a) Esquema estrutural de laje contínua e b) Diagrama de momento fletor



Fonte : (FLÓRIO, 2004)

Nesse caso, o cálculo deve ser feito de acordo com os processos clássicos, supondo que o apoio seja indeslocáveis na vertical. O momento fletor negativo máximo para a Figura 6 é dado por:

$$M_{\max solic}^{neg} = -pl/8 \quad \text{Eq. 3.10}$$

Já que temos $l_1 = l_2$, vãos iguais.

A partir dos esforços na treliça, é calculado o momento fletor positivo máximo na nervura, conforme equação 3.11

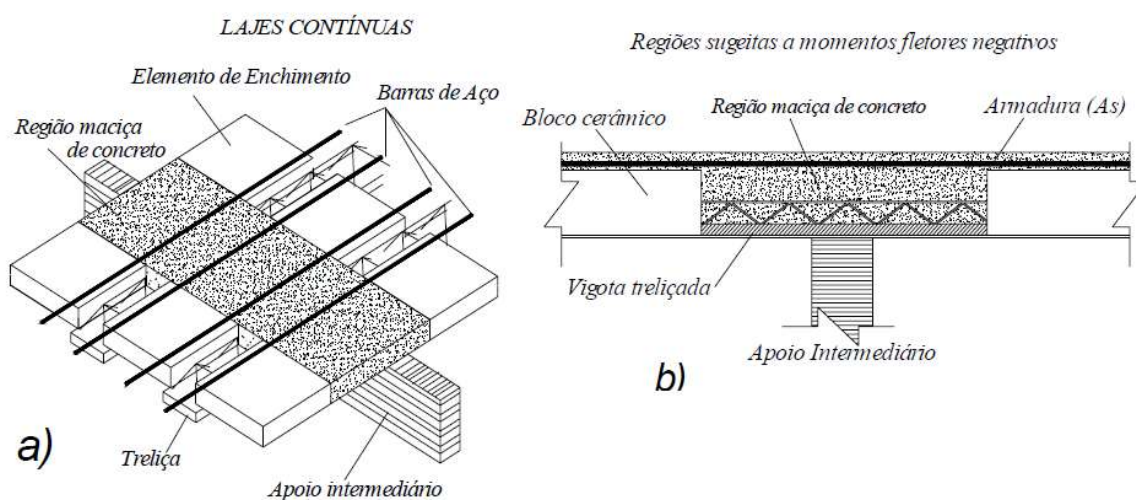
$$M_{\max solic}^{pos} = \frac{9}{128} \cdot p \cdot l^2 \quad \text{Eq. 3.11}$$

Essa situação pode ser resolvida utilizando os métodos descritos abaixo, onde serão apresentadas soluções para que a região do apoio das nervuras treliçadas suportem o momento fletor negativo que está sendo aplicado na região do apoio.

4.6.1 Emprego do trecho maciço de concreto junto ao apoio

Consiste na utilização de um trecho maciço de concreto na região do apoio (Figura 7), lugar onde o momento negativo é alto e a seção nervurada não resiste. Esse trecho de concreto é obtido através da substituição do material de enchimento por concreto moldado no local. Esse concreto só será lançado na região determinada no cálculo.

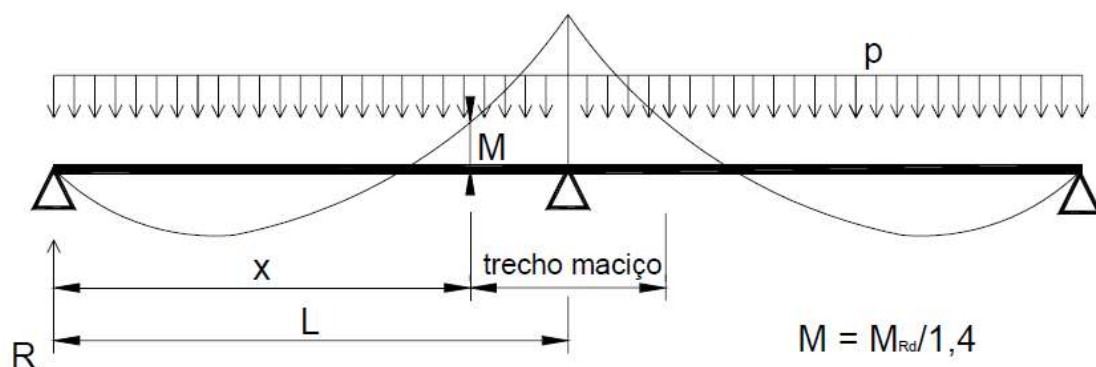
Figura 7 – a) Perspectiva da região maciça de concreto. b) Seção Transversal maciça de concreto.



Fonte: (FLÓRIO, 2004)

Deve-se utilizar essa solução em trechos de lajes onde o momento fletor negativo resultou maior que o momento resistente da nervura. Calcula-se a dimensão do trecho necessário para a execução da laje maciça, ou seja, calcula a distância x (Figura 8) a partir do valor em que o momento fletor solicitante é maior que o momento fletor resistente na seção.

Figura 8 – Determinação do trecho maciço.



Fonte: (FLÓRIO, 2004)

Para a determinação da largura do trecho maciço após ser calculado o momento máximo resistido pela seção da nervura, basta encontrar no diagrama de momento fletor da laje a seção em que o momento fletor é numericamente igual a este valor. (FLÓRIO, 2004, p. 69.)

O valor do momento fletor máximo resistido pela seção em serviço é dado pela Eq. 3.12, substituindo esse valor na Eq. 3.13, tem-se o valor de x , assim, a região maciça de cada lado é dada por $l - x$.

$$M_R = \frac{M_{Rd}}{1,4} \quad \text{Eq. 3.12}$$

$$M = R \cdot x - \frac{p \cdot x^2}{2} \quad \text{Eq. 3.13}$$

4.6.2 Adotar um trecho com armadura dupla

Quando for necessário utilizar uma altura útil menor que a mínima na região do apoio, é interessante utilizar um trecho com armadura dupla para garantir a ductilidade da seção de acordo com a norma. Com o surgimento das tensões de compressões provocadas pelo o momento negativo, a armadura comprimida auxilia o concreto resistir essas tensões, sendo assim, não é necessário aumentar a sua seção. Conforme dito por Bastos, impõe-se que no ELU a seção irá trabalhar no limite de $x/d = 0,45$ e a partir daí, calcula-se a armadura dupla conforme indicado anteriormente.

4.6.3 Efetuar a redistribuição de momentos

Para solucionar o mesmo problema, pode-se utilizar a solução da redistribuição de momentos, essa redistribuição é feita diminuindo o valor do momento fletor negativo e aumentando o valor do momento fletor positivo. Neste caso, reduz o valor do momento fletor negativo na seção do apoio, multiplicando-o por um coeficiente δ , e a profundidade da linha neutra nessa seção deve ser limitada pelas seguintes expressões, conforme o item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2014:

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

O coeficiente de redistribuição deve ainda obedecer aos seguintes limites:

- $\delta \geq 0,90$ para estruturas de nós móveis;
- $\delta \geq 0,75$ em qualquer outro caso.

Depois dos momentos serem redistribuídos, calcula-se a armadura dupla conforme indicado anteriormente.

5 DIMENSIONAMENTO EM RELAÇÃO AO CISALHAMENTO

Nas lajes com vigotas pré-moldadas, a verificação ao cisalhamento e o cálculo da armadura transversal pode ser feito como o de vigas, pois elas são, no fim, vigas simplesmente apoiadas ou contínuas. Entretanto, como as nervuras são elementos de pequena altura, dificulta colocar essa armadura, tornando assim não muito comum o seu emprego.

No caso de lajes que são feitas com nervuras que tem a armadura treliçada, as armaduras laterais podem ajudar de certa forma na resistência ao cisalhamento, mas não é usual contar com essa colaboração. Nas lajes nervuradas, é possível abrir mão da armadura transversal, verificando-se apenas dois parâmetros, a tração diagonal sobre a flexão e cisalhamento e o esmagamento da biela comprimida.

No item 13.2.4.2 da ABNT NBR 6118:2014, a norma permite que para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm,

considerar os critérios de laje para verificar o cisalhamento da região das nervuras, caso isso não ocorra, elas devem ser verificadas como vigas. Ainda de acordo com o item citado, é permitida a verificação ao cisalhamento como lajes para nervuras com espaçamento entre 65 cm e 90 cm se a largura média das nervuras for maior que 12 cm.

A ABNT NBR 6118:2014 no item 19.4 fornece a verificação da força cortante em lajes para as situações de lajes com e sem armadura transversal.

5.1 Lajes sem armadura para força cortante

As lajes nervuradas podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer a expressão:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad \text{Eq.4.1}$$

Sendo possível obter o valor da resistência de cálculo por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] \cdot b_w d \quad \text{Eq.4.2}$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \quad \text{com } \gamma_c = 1,4 \text{ tem-se } f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{S1}}{b_w \cdot d}, \text{ não maior que } |0,02|$$

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c \text{ (tensão de compressão devida, em geral, à protensão).}$$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

- para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;
- para os demais casos: $k = |1,6 - d|$, não menor que $|1|$, com d em metros;

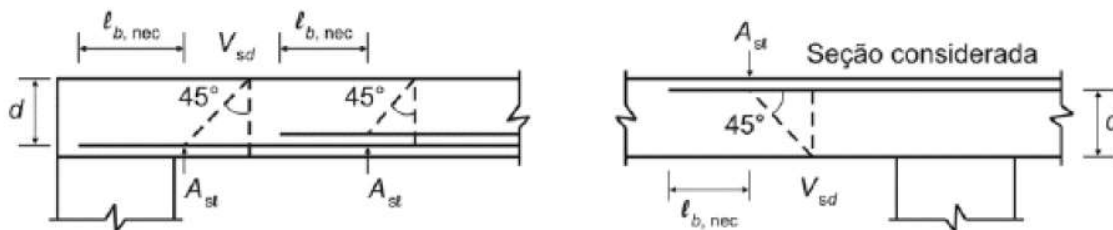
onde:

f_{ctd} é a resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento;

A_{S1} é a área da armadura de tração que se estende até não menos que $d + l_{b,nec}$ além da seção considerada;

Com $l_{b,nec}$ sendo mostrada na Figura 9

FIGURA 9 – Comprimento de ancoragem necessário (NBR 6118:2014).



Fonte: (FLÓRIO, 2004)

b_w é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d ;

N_{sd} é a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento (compressão positiva).

5.2 Lajes com armaduras para força cortante

Aplica-se os critérios estabelecidos no item 17.4.2 da ABNT NBR 6118:2014.

Podem ser considerados os seguintes valores máximos para a resistência dos estribos, sendo permitida a interpolação linear:

- 250 Mpa, para lajes com espessura até 15 cm;
- 435 Mpa (f_{ywd}), para lajes com espessura maior que 35 cm.

5.2.1 Cálculo da resistência

Para ser considerada satisfatória a resistência do elemento estrutural em uma determinada seção transversal, deve ser verificada simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \text{ e}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Eq. 4.3

onde:

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, de acordo como indicado nos modelos I e II;

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$, é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde V_c é a parcela de força cortante absorvida pelo os mecanismos complementares ao de treliça e V_{sw} é a parcela resistida pela a armadura transversal.

5.2.2 Modelo de cálculo I

O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, admite também que a parcela absorvida pelo o mecanismo complementar ao de treliça, V_c , tenha valor constante, independente de V_{sd} .

a) Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

onde:

$$\alpha_{V2} = (1 - f_{ck}/250)$$

b) Cálculo da armadura transversal

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

com

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{Eq. 4.4}$$

onde:

$V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_o}{M_{sd,m\acute{a}x}}\right) \leq 2V_{c0} \text{ na flexo-compressão}$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c$$

onde:

b_w é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d ;

d é a altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

s é o espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo

longitudinal do elemento estrutural;

f_{ywd} é a tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos

e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos,

valores superiores a 435 MPa; entretanto, no caso de armaduras transversais ativas, o

acréscimo de tensão devida à força cortante não pode ultrapassar a diferença entre f_{pwd} e

a tensão de protensão, nem ser superior a 435 MPa;

α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

M_0 é o valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da

seção (tracionada por $M_{d,máx}$), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com V_{sd} , sendo essa tensão calculada com valores de γ_f e γ_p iguais a 1,0 e

0,9 respectivamente; os momentos correspondentes a essas forças normais não devem

ser considerados no cálculo dessa tensão pois são considerados em M_{sd} ; devem ser considerados apenas os momentos isostáticos de protensão;

$M_{sd,máx}$ é o momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise, que pode ser tomado como o de maior valor no semitramo considerado (para esse cálculo não se consideram os momentos isostáticos de protensão, apenas os hiperestáticos);

c) Decalagem do diagrama de força no banzo tracionado:

Os efeitos provocados pela fissuração oblíqua podem ser substituídos no cálculo pela decalagem do diagrama de força no banzo tracionado, toda vez que a armadura

longitudinal de tração for determinada através do equilíbrio de esforços na seção normal ao eixo do elemento estrutural. Essa substituição é dada pela expressão:

$$a_l = d \left[\frac{V_{Sd,m\acute{a}x}}{2 \cdot (V_{Sd,m\acute{a}x} - V_c)} \cdot (1 + \cotg \alpha) - \cotg \alpha \right] \leq d \quad \text{Eq. 4.5}$$

onde

$$a_l = d, \text{ para } |V_{Sd,m\acute{a}x}| \leq |V_c|$$

$$a_l \geq 0,5d, \text{ no caso geral;}$$

$$a_l \geq 0,2d, \text{ para estribos inclinados a } 45^\circ.$$

A decalagem pode ser substituída, aproximadamente, pela correspondente decalagem do diagrama de momentos fletores.

Em cada seção, pode ser obtida a decalagem do diagrama de força no banzo tracionado simplesmente empregando a força de tração, dada pela expressão:

$$F_{Sd,cor} = \left[\frac{M_{Sd}}{z} + |V_{Sd}| \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \frac{1}{2} \right] \leq \frac{M_{Sd,m\acute{a}x}}{z} \quad \text{Eq. 4.6}$$

onde:

$M_{Sd,m\acute{a}x}$ é o momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise.

5.2.3 Modelo de cálculo II

O modelo II admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com θ podendo variar livremente entre 30° e 45° . Admite também, que de acordo com o aumento da parcela V_{Sd} a parcela complementar V_c sofra redução.

a) Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \quad \text{Eq. 4.7}$$

com: $\alpha_{V2} = (1 - f_{ck}/250)$ e f_{ck} , em MPa.

b) Cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0,9df_{ywd}(\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha \quad \text{Eq. 4.8}$$

$V_c = 0$, em elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c1}$, na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c1}(1 + M_0/M_{Sd,máx}) < 2V_{c1}$ na flexo-compressão, com:

$V_{c1} = V_{c0}$ quando $V_{Sd} \leq V_{c0}$

$V_{c1} = 0$ quando $V_{Sd} = V_{Rd}$, interpolando-se linearmente para valores intermediários.

c) Deslocamento do diagrama de momentos fletores:

São mantidas as condições estabelecidas no modelo de Cálculo I no item c).

6 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

6.1 Introdução

Para a verificação do estado limite de deformação excessiva pode-se seguir o modelo que é dado por Carvalho (2014), não será preciso nenhuma alteração, pois é baseado na ABNT NBR 6118:2014.

De acordo com o estudo citado no capítulo 2, no tópico 2.3, o cálculo da flecha é sugerido, a favor da segurança, que seja feito considerando os elementos isolados, pois, para as três situações do estudo, a sua flecha foi a de maior valor.

Segundo o roteiro dado por Carvalho (2014), é preciso considerar que uma seção solicitada por um momento fletor pode estar atuando em situações limites, que podem ser descritas como Estádios I, II e III. Considera-se que as seções estão trabalhando no Estádio I e II quando estas estão sendo solicitadas pelas ações de serviços, e

pode-se dizer que o Estádio III corresponde ao estado limite último, onde as ações estão sendo majoradas e as resistências minoradas.

Considera que uma seção esteja trabalhando no Estádio I se o momento atuante for menor que o momento de fissuração. O momento de fissuração é dado pela equação 5.1:

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad \text{Eq. 5.1}$$

Onde:

$\alpha=1,2$ para seções T ou duplo T;

$\alpha=1,5$ para seções retangulares;

e onde:

α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto. Para a determinação do momento de fissuração, deve ser usado o $f_{ctk,inf}$ no estado limite de formação de fissuras e o $f_{ct,m}$ no estado-limite de deformação excessiva, ou seja $f_{ct} = 0,21 f_{ck}^{2/3}$.

“No estágio I, o concreto resiste às tensões de tração juntamente com a armadura, e o diagrama de tensões no concreto é linear” (CARVALHO, 2014, p189).

Para momentos maiores que o momento de fissuração, situação que pode aparecer fissuras de flexão na seção, o concreto que está tracionado não tem mais capacidade de resistir às tensões, admitindo-se assim que toda a tração que está sendo aplicada seja resistida pela armadura. Esta situação pode ser chamada de Estádio II puro. A inércia nessa situação é menor que as no Estádio I.

O concreto armado sobre a flexão, quando esse é fissurado, apresenta um comportamento em que não há linearidade entre ações e deslocamentos. Além dessa não linearidade devida a fissuração, há também uma não linearidade causada pelo carregamento mantido ao longo do tempo na viga, que pode ser chamado de fluência. Dessa forma, percebe-se pelo fato de não existir linearidade entre os esforços e os deslocamentos, que para as verificações dos estados limites de serviço, deverão ser consideradas diversas combinações de ações que serão definidas conforme a

verificação a ser empregada, de acordo com os limites dados na ABNT NBR 6118:2014.

Foi verificado que as seções das vigas trabalham no Estádio I e II quando são solicitadas pelas ações de serviço, e como existem seções que estão trabalhando nas duas situações, a rigidez é diretamente afetada pelo grau de fissuração, sendo assim, para o cálculo da flecha é necessário obter uma inércia (média) que reflita essas condições. Para o cálculo da inércia média, são necessárias as características geométricas da seção no Estádio I e no Estádio II.

6.2 Cálculo das características geométricas (Estádios I e II)

É necessário determinar as características geométricas da seção no estágio I, considerando-se que nas peças de concreto armado, toda a disposição das armaduras é feita no sentido de garantir a máxima aderências das barras de aço com o concreto. Dessa forma, a rigidez e o centro de rotação da seção são diretamente afetados pela a quantidade de armadura disponível na seção e sua disposição. Para os cálculos, é necessário que seja feita uma homogeneização da seção, toda a área de aço na seção A_s será transformada em uma área de concreto equivalente. Para esta situação, supõe-se que há linearidade tensão deformação, sendo assim possível a utilização da Lei de Hooke pois as deformações são pequenas. Como é considerado uma máxima aderência entre os materiais, pode-se considerar que as deformações específicas do aço e do concreto são iguais ($\varepsilon_c = \varepsilon_s$), obtendo assim a equação 5.2

$$R_s = A_s \cdot \sigma_s = A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s \quad \text{ou}$$

$$R_s = A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \quad \text{Eq. 5.2}$$

Sendo R_s , A_s e E_s a força, a área da armadura e o módulo de deformação longitudinal do aço respectivamente.

Para homogeneização da seção, é necessário encontrar uma área de concreto que seja capaz de suportar uma força igual à da armadura, dada pela equação 5.3:

$$R_s = A_{c,eq} \cdot \varepsilon_c \cdot E_c \quad \text{Eq. 5.3}$$

Onde E_c é o módulo de deformação longitudinal do concreto, igualando as duas expressões de R_s é possível encontrar a relação entre a área de concreto e a armadura, Equação 5.4.

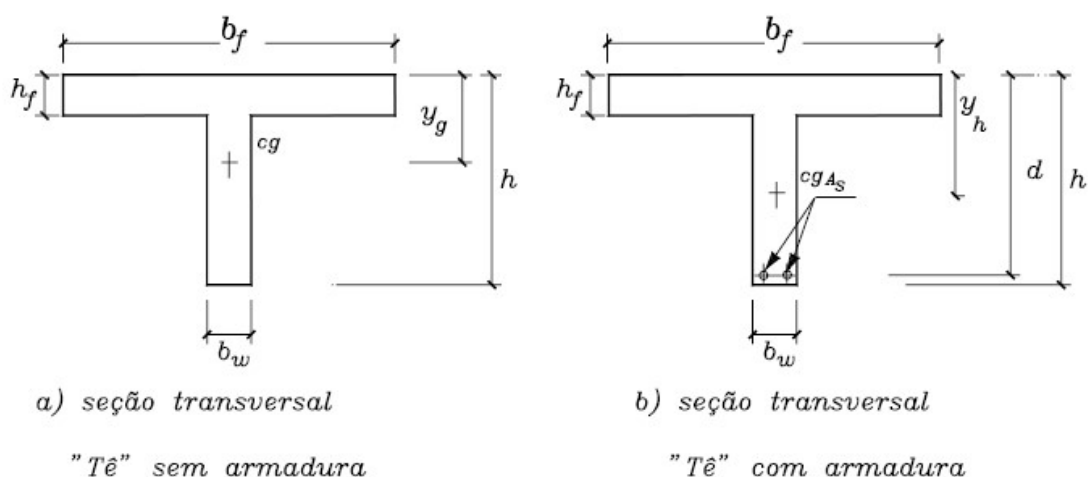
$$A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s = A_{c,eq} \cdot \varepsilon_c \cdot E_c \Rightarrow A_{c,eq} = \frac{A_s \cdot E_s}{E_c} = A_s \cdot \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Eq. 5.4}$$

e chamando de α_e a relação entre os módulos de deformação longitudinal do aço e do concreto ($\alpha_e = E_s/E_c$), a área equivalente de concreto é dada por:

$$A_{c,eq} = A_s \cdot \alpha_e \quad \text{Eq.5.5}$$

No ato de dimensionar uma estrutura de concreto armado, não é conhecido suas dimensões e nem suas armaduras, assim, são consideradas dimensões aleatórias a fim de determinar as ações e, em seguida, proceder ao cálculo dos esforços solicitantes. Geralmente, convém escolher inicialmente as características das seções desconsiderando a presença da armadura, já que são conhecidas apenas as dimensões da peça, considerando assim somente a presença do concreto. Para este caso, as expressões para uma seção em forma de “T” (Figura 10) estão no Quadro 5.1.

FIGURA 10 – Seção transversal em forma de “T” a) bruta ou geométrica sem armadura, b) com armadura.



Fonte: (FLÓRIO, 2004)

A partir da determinação das armaduras, pode-se trabalhar com a seção composta por aço e concreto usando o procedimento da homogeneização. Para uma seção “T” composta por aço e concreto, para o estágio I, as expressões são as do Quadro 5.2.

QUADRO 5.1 – Características geométricas de seções transversais em “T”, no estágio I, sem considerar a presença de armadura.

| | Expressão |
|-----------------------------|---|
| Área (seção geométrica) | $A_g = (b_f - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot h$ |
| Centro de gravidade | $y_g = \frac{(b_f - b_w) \cdot \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w \cdot \frac{h^2}{2}}{A_g}$ |
| Momento de inércia à flexão | $I_g = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(y_g - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(y_g - \frac{h}{2}\right)^2$ |

Fonte: (FLÓRIO, 2004)

QUADRO 5.2 – Características geométricas de seções transversais em “T”, no estágio I, com armadura longitudinal A_s

| | Expressão |
|-----------------------------|--|
| Área (seção homogeneizada) | $A_h = (b_f - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot h + A_s \cdot (\alpha_e - 1)$ |
| Centro de gravidade | $y_h = \frac{(b_f - b_w) \cdot \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w \cdot \frac{h^2}{2} + A_s (\alpha_e - 1) \cdot d}{A_h}$ |
| Momento de inércia à flexão | $I_h = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(y_h - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(y_h - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s \cdot (\alpha_e - 1) \cdot (y_h - d)^2$ |

Fonte: (FLÓRIO, 2004)

As equações relacionadas nos QUADROS 5.1 e 5.2 aplicam-se também para a seções retangulares, bastando apenas igualar os valores de b_f e h_f a zero.

Agora, será necessário calcular as características geométricas para o Estádio II, pois a partir que o momento fletor atuante na seção é aumentado, as tensões de tração na maioria dos pontos abaixo da linha neutra terão valores superiores ao da resistência característica do concreto à tração (f_{tk}) conduzindo ao Estádio II (estado de fissuração) onde ainda podemos considerar as seguintes características:

- Os esforços de tração são resistidos apenas pela armadura localizada abaixo da linha neutra;
- Há uma relação linear entre tensão e deformação específica no concreto para todos os pontos da seção transversal.

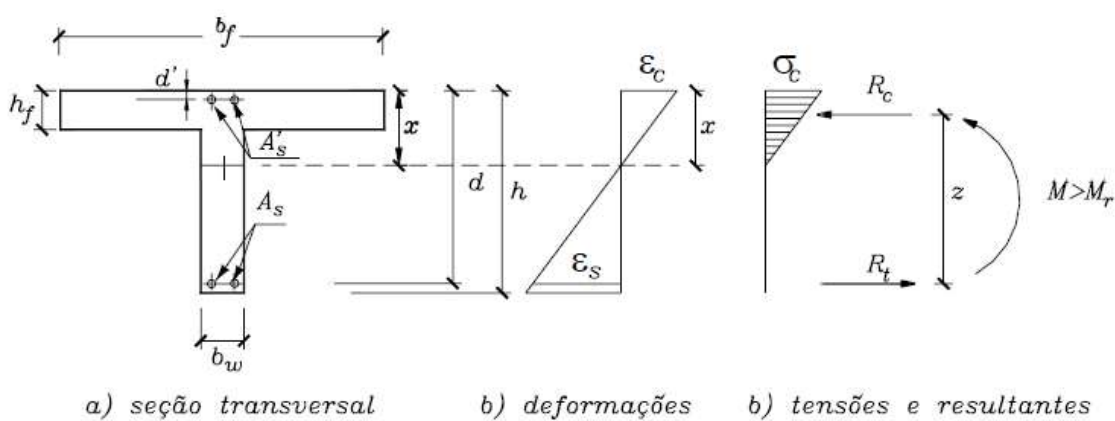
Pode destacar que essas observações são utilizadas apenas no Estádio II, onde toda a área de concreto abaixo da linha neutra está sendo desconsiderado, podendo assim nomeá-la como estágio II puro.

O Estádio II puro é a situação em que está sendo aplicado um momento maior que o de fissuração até o momento em que começa a ocorrer o escoamento da armadura e/ou a plastificação do concreto comprimido, e apresenta as seguintes características:

- A distribuição das tensões de compressão no concreto é triangular;
- O concreto não trabalha à tração, sendo este esforço resistido apenas pela armadura abaixo da linha neutra;
- Não ocorre escoamento do aço nem plastificação do concreto.

Na Figura 11 indica-se o que ocorre em uma seção do tipo “T” quando atua um momento maior que o de fissuração.

FIGURA 11 – Seção Transversal em forma de “T” no estágio II puro.



Fonte: (FLÓRIO, 2004)

Para o cálculo do momento de inércia da seção no estágio II puro, é necessário conhecer a posição x da linha neutra na seção transversal. Para isso, deve-se igualar o momento estático de área da seção homogeneizada a zero. Cujas soluções podem ser dadas pela equação 5.6.

$$b_f \cdot x \cdot \frac{x}{2} + \alpha_e \cdot A'_s \cdot (x - d') - \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x) = 0 \quad \text{Eq. 5.6}$$

Sendo d' a distância do centro de gravidade de A'_s (armadura comprimida) até à borda comprimida de concreto.

A equação 5.6 também é válida para vigas sem armadura comprimida, basta apenas colocar o $d' = 0$ e o $A'_s = 0$.

Agora, com a equação 5.7, é possível calcular o momento de inércia da seção no estágio II puro (I_{x,II_0}), em relação a linha neutra, cuja posição x é determinada em 5.6:

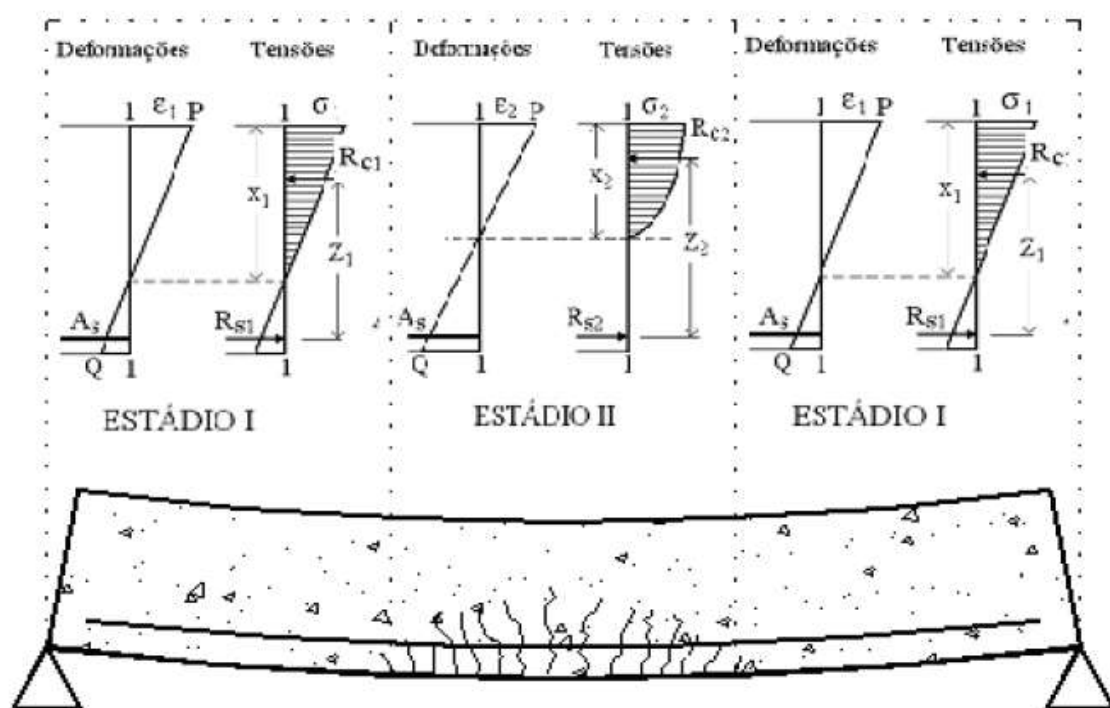
$$I_{x,II_0} = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x - d)^2 \quad \text{Eq. 5.7}$$

6.3 Efeito Teórico da fissuração na rigidez

As expressões obtidas nas seções anteriores são relativas aos limites dos estádios I e II. Mas na prática, uma viga solicitada por uma flexão simples, tem sua seção transversal sendo trabalhada nos dois casos, dessa forma, para calcular a flecha nessa situação, deve-se encontrar uma inércia média.

Para o cálculo dessa inércia média, BRANSON (1968) propôs um modelo que admite uma única inércia para o elemento de concreto, que representa os trechos fissurados e não fissurados (Figura 12). O modelo é baseado em um método semiprobabilístico, no qual é tomada a variação de tensão ao longo da seção transversal e ao longo do comprimento de uma forma simplificada, utilizando expressões empíricas que fornecem valores médios da inércia.

FIGURA 12 – Esquema de uma viga submetida à flexão com trechos funcionando em vários Estádios



Fonte: (FLÓRIO, 2004)

Ou seja, BRANSON (1968) procura traduzir o efeito da fissuração do concreto submetido a fissuração no cálculo das flechas imediatas. A partir dos valores conhecidos para o momento de fissuração, momento atuante na peça, inércia no Estádio I (seção bruta de concreto, sem fissuração) e no Estádio II (seção totalmente fissurada), pode-se calcular a Inércia Média de Branson. Dada pela equação 5.8.

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n\right] \cdot I_{II} \quad \text{Eq. 5.8}$$

Na qual:

I_m - Momento de inércia efetivo para uma seção ou para toda a peça, no caso de vigas simplesmente apoiadas; momento de inércia médio entre a seção do apoio e a seção do meio do vão, para o caso de vigas contínuas;

I_I - Momento de inércia da peça no Estádio I;

I_{II} - Momento de inércia da peça no Estádio II;

M_r - Momento de fissuração do concreto;

M_{at} - Momento atuante na seção mais solicitada;

n - Índice de valor igual a 4, para situações em que a análise é feita em apenas uma seção da peça, ou igual a 3, quando se faz a análise da peça ao longo de todo o seu comprimento, que é a situação em questão;

Dessa forma, as flechas podem ser calculadas a partir das expressões da resistência dos materiais substituindo o valor da inércia antes dada, pela a inércia média de Branson;

Na ABNT NBR 6118:2014, item 17.3.2.1, na avaliação aproximada da flecha imediata (tempo zero) em vigas foi feita uma adaptação na expressão 5.8 para o cálculo da rigidez equivalente de uma viga de concreto, dada pela equação 5.9:

$$(E \cdot I)_{eq,t0} = E_{cs} \cdot \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad \text{Eq. 5.9}$$

Em que:

I_c - momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} - momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II, calculado

com o coeficiente $\alpha_c = \frac{E_c}{E_{cs}}$;

M_a - momento fletor na seção crítica do vão considerado; momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços;

M_r - momento de fissuração do elemento estrutural, dado pela equação 5.10, e que deve ser reduzida à metade para barras lisas;

E_{cs} - módulo de elasticidade secante do concreto.

O momento de fissuração M_r , para verificação do estado limite de deformação excessiva, de acordo com o item 17.3.1 da ABNT NBR 6118:2014, pode ser calculado por:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_c}{y_t} \quad \text{Eq. 5.10}$$

Sendo:

$\alpha = 1,2$ para seções em forma de “T” ou duplo “T”;

$\alpha = 1,3$ para seções I ou T invertido;

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

I_c - momento de inércia da seção bruta de concreto;

$f_{ct,m}$ - resistência média à tração do concreto;

y_t - distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

Para o cálculo da flecha imediata ou instantânea, é considerada e recomendada a utilização da inércia média da seção homogeneizada, ainda que na norma ABNT NBR 6118:2014, item 17.3.2.1.1, considere a rigidez da seção bruta como a representativa do Estádio I. Dessa forma, o valor da flecha imediata ou instantânea (sem efeito da fluência), para vigas, pode ser feita a partir da equação 5.11:

$$a = \frac{\alpha_c \cdot p \cdot l^4}{(E \cdot I)_{eq}} \quad \text{Eq. 5.11}$$

Em que:

p - carga definida por certa combinação;

l - vão da viga;

$(E \cdot I)_{eq}$ - rigidez equivalente dada pela expressão 5.9;

α_c - coeficiente que depende da combinação estática do sistema considerado e do tipo de ações atuante;

6.4 Efeito da fluência do concreto – avaliação da flecha diferida no tempo

“Fluência é o fenômeno em que surgem deformações ao longo do tempo em um corpo solicitado por tensão constante” (CARVALHO, 2014, p. 200). Esse fenômeno é considerado parcialmente reversível, retirando o carregamento original, aquele que causou a deformação, uma parte dessa deformação causada é imediatamente restituída, outra parte é restituída com o tempo e o restante se torna permanente.

Um outro motivo para a causa da fluência é a retração, a retração é a variação volumétrica que uma peça sofre com a perda de água para o ambiente, principalmente nos seus poros. Mas a perda é tão pequena, que não é considerada nos cálculos.

Existem duas parcelas que podem ser consideradas no cálculo da fluência, a deformação rápida, que ocorre nas primeiras 24h do carregamento e é irreversível, e a deformação lenta, que é composta por uma parte irreversível e outra reversível.

Para o cálculo da fluência, é utilizada a combinação quase permanente, apesar que a fluência é oriunda de carregamentos permanentes. Isso se dá devido ao fato que, em edificações, parte da carga acidental atua em um longo período da vida da mesma.

Existem diversos métodos para calcular a fluência em uma peça de concreto, porém, segundo Carvalho (2014), o método prescrito na ABNT NBR 6118:2014 é o mais indicado. No item, diz que a flecha adicional diferida de vigas, decorrentes do longo tempo de carregamento, pode ser calculada pela multiplicação da flecha imediata por um fator α_f dado por:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50.\rho'} \quad \text{Eq. 5.12}$$

Em que:

$$\rho' = \frac{A_s'}{b.d}$$

A_s' - área da armadura de compressão no trecho considerado;

ξ - coeficiente de função do tempo, sendo $\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$;

$$\xi(t) = \begin{cases} 0,68. 0,996^t. t^{0,32} & \text{para } t \leq 70 \text{ meses} \\ 2 & \text{para } t \geq 70 \text{ meses} \end{cases}$$

t – tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 - idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração;

O valor da flecha total no tempo infinito ($a_{t,\infty}$) será $(1 + \alpha_f)$ vezes a flecha imediata:

$$a_{t,\infty} = a_{t,0} \cdot (1 + \alpha_f) \quad \text{Eq. 5.13}$$

Em que $a_{t,0}$ é a flecha imediata para a combinações de ações considerada e de caráter permanente.

7 O EBERICK

“O AltoQi Eberick é destinado ao projeto de edificações em concreto armado.” (ALTOQI, 2018). De acordo com a AltoQi (2018), a empresa foi fundada em 1989, e iniciou suas atividades com alguns profissionais em informática que acompanharam o trabalho de cálculo e detalhamento de engenheiros no projeto de um edifício de concreto armado. Esses profissionais de informática criaram uma linha de software que foi destaque no ramo de estruturas na época, a linha PRO, que contava com os produtos POVIGA, PROLAJE, PROPILAR e PROINFRA, todos desenvolvidos para ambiente MS-DOS. Com todos esses softwares, a engenharia ganhou uma ferramenta de rápido e fácil aprendizado, com alto grau de confiabilidade, o que é de extrema importância em uma análise estrutural.

O software Eberick só foi desenvolvido no ano de 1996, ele é composto por todos os outros softwares lançados antigamente, diferentemente dos outros, foi lançado para o sistema operacional Microsoft Windows, que foi considerado um grande avanço tecnológico.

O lançamento dos elementos pode ser feito diretamente sobre a planta arquitetônica, podendo assim definir diversas configurações para o modelo, além disso, o software disponibiliza a visualização da estrutura em 3D. Os resultados obtidos são fornecidos através de janelas de dimensionamento e organizadas em planilhas. Todas as peças gráficas geradas são de acordo com as utilizadas no mercado brasileiro que podem ser organizadas posteriormente em pranchas e serem plotadas.

“O AltoQi Eberick [...] possui um poderoso 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” (ALTOQI, 2018).

Atualmente, o software está disponível na versão Eberick 2018, que foi dividida em outras quatro versões, a Plena, Lite, Basic e Pro. Todas essas versões foram desenvolvidas para atender o interesse de cada profissional, e o que as diferenciam, basicamente, é o número de pavimentos, o número de elementos e a área total do projeto. A versão plena é sem limitação alguma, sendo assim a versão completa do software, já a versão Lite, pode ser considerada a mais simples, com limitação de até 3 níveis de pavimento, 60 elementos e uma área total de projeto com 1500m².

Além dessas versões, o software conta com vários módulos que podem ser adicionados ao programa, dependendo do interesse do profissional. Esses módulos adicionam recursos específicos ao programa, eles estão organizados em grupos, que representam os elementos mais diretamente associados ao módulo.

7.1 Conceitos básicos do software

Antes de iniciar o lançamento dos elementos estruturais no programa, deve-se configurar as propriedades dos materiais de cada elemento que será utilizado e de cada pavimento. Essas configurações são precisas para que o programa tenha todas as informações iniciais necessárias para o dimensionamento da estrutura.

Na Figura 13, pode-se observar a configuração de dimensionamento e detalhamento dos elementos e na Figura 14, pode-se observar a configuração do sistema de unidades de medidas.

Figura 13 – Configuração das características dos materiais para cada elemento.

Material e durabilidade

Aplicação
☒ Projeto inteiro
☐ Por pavimento

Pavimento
 Cobertura
 Têreo
 Balizante

Avisos
 Todas as informações estão definidas corretamente
 Detalhes...

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada)
 Dimensão do agregado: 19
☐ Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Elementos

| | Concreto | Cobrimento (peças externas) |
|---------------|----------|-----------------------------|
| Vigas | C-25 | 3 cm |
| Pilares | C-25 | 3 cm |
| Lajes | C-25 | 2.5 cm |
| Reservatórios | C-25 | 3 cm |
| Blocos | C-25 | 3 cm |
| Sapatas | C-25 | 3 cm |
| Tubulões | C-20 | 3 cm |
| Muros | C-25 | 3 cm |
| Radier | C-25 | 3 cm |

Bitolas das Vigas

| Longitudinais | | Transversais |
|--|-------------------------------|---|
| <input type="checkbox"/> 6.3 | <input type="checkbox"/> 32.0 | <input type="checkbox"/> 3.2 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 8.0 | <input type="checkbox"/> 40.0 | <input type="checkbox"/> 3.4 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 10.0 | | <input type="checkbox"/> 4.0 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 12.5 | | <input type="checkbox"/> 4.2 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 16.0 | | <input type="checkbox"/> 4.6 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 20.0 | | <input checked="" type="checkbox"/> 5.0 |
| <input type="checkbox"/> 22.2 | | <input type="checkbox"/> 6.0 |
| <input type="checkbox"/> 25.0 | | <input checked="" type="checkbox"/> 6.3 |

OK Cancelar

Bitolas... Bitolas... Bitolas... Bitolas... Bitolas... Bitolas...

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

Fonte: (ALTOQI EBERICK).

Figura 14 – Configuração do sistema de unidade de medidas.

Sistema

Unidades de medida

Cargas

| | |
|----------------------|-------|
| Concentrada | kN |
| Distribuída linear | kN/m |
| Distribuída por área | kN/m² |

Reações

| | |
|--------------------|-------|
| Concentrada | kN |
| Distribuída linear | kN/m |
| Distribuída por | kN/m² |

Pressão e tensão (uE)

| |
|-----|
| MPa |
|-----|

Pressão admissível e coesão

| |
|-------|
| kN/m² |
|-------|

Coeficiente de recalque

| |
|-------|
| kN/m² |
|-------|

Peso específico

| |
|-------|
| kN/m³ |
|-------|

Momento

| |
|------|
| kN.m |
|------|

Comprimento

| |
|---|
| m |
|---|

Seção

| |
|----|
| cm |
|----|

Armadura

| |
|----|
| mm |
|----|

SI MKS Sist. Europeu Sist. Inglês

Fonte: (ALTOQI EBERICK)

O lançamento da estrutura pode ser feito diretamente no programa, lançando as fundações, os pilares, as vigas e as lajes. Esse lançamento pode ser feito por pavimento, podendo importar os pilares e as vigas para outros pavimentos, evitando problemas de prumada na construção do pórtico. O programa também permite a importação de um arquivo criado no programa AutoCad, no formato DWG/DXF.

De acordo com a AltoQi (2018), o Eberick utiliza o modelo de pórtico espacial e grelha 3D para análise dos esforços e deslocamentos utilizados no dimensionamento.

Os pilares e as vigas são representados por barras, nas suas extremidades, são inseridos nós, tornando assim as barras rígidas nas ligações dos elementos. Depois da estrutura ser processada, o Eberick disponibiliza uma página ilustrando o pórtico montado por barras e com os valores das reações nas barras. A Figura 15 ilustra a estrutura no formato de pórtico e uma legenda indicativa com os valores dos momentos fletores, sendo possível obter cada valor clicando na barra desejada.

Figura – 15 Pórtico no formato de barras e legenda indicativa dos valores de momentos fletores

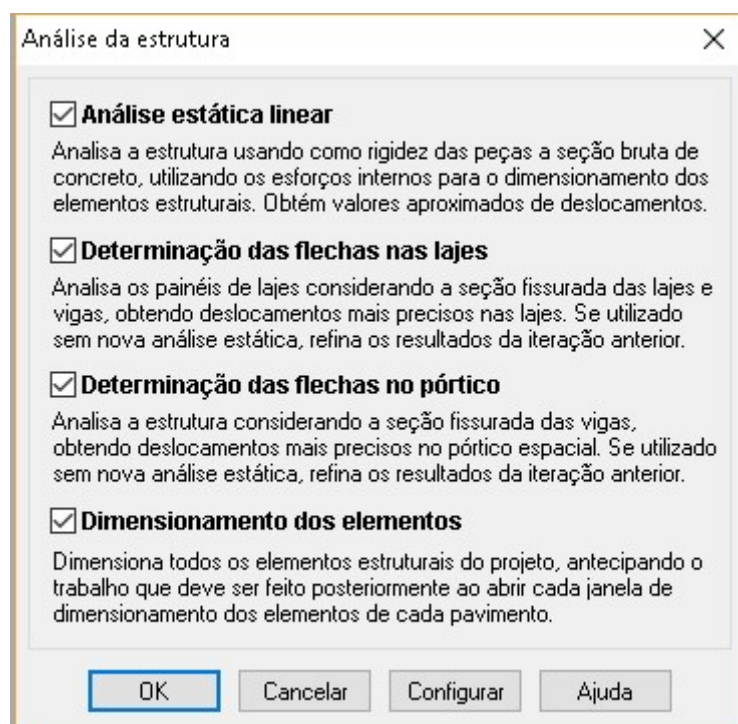


Fonte: (ALTOQI EBERICK).

As lajes são analisadas através de grelhas, essas grelhas são formadas pelo os limites das lajes e das vigas. Os esforços e deslocamentos são distribuídos nas vigas, através das deformações das lajes.

O Eberick possui um solver Figura 16, que é um algoritmo usado para a análise da estrutura, a sua função é dar maior velocidade ao processamento, tornando rápido e automatizado o processo dos cálculos dos esforços.

Figura 16 – Solver para maior velocidade de processamento



Fonte: (ALTOQI EBERICK).

No momento em que todas as condições de equilíbrio são satisfeitas e que não exista nenhum elemento desconectado na estrutura, inicia-se a sua análise. Segundo a AltoQi (2018) a análise é feita pelo o método matricial da rigidez direta, objetivando determinar os efeitos das ações nas estruturas, podendo assim ser feitas as verificações dos estados limites últimos e de utilização.

Todos os resultados devem ser analisados ao fim do processamento da estrutura, caso haja necessidade, esses resultados devem ser alterados, exigindo assim conhecimento e experiência do profissional para explorar todos os recursos e ferramentas que o software proporciona, para que o projeto tenha a solução mais adequada.

7.2 Critérios de cálculos do Eberick

Segundo o manual técnico do software Eberick, os processos de cálculo que são levados em consideração são os de montar a estrutura através de um pórtico espacial compostos pelos os elementos da edificação, onde esses elementos são ligados por nós. As lajes são calculadas de forma independente dos pilares e das vigas.

As etapas de cálculo da estrutura são feitas seguindo uma determinada ordem, primeiramente, os painéis de lajes são montados e calculados, suas reações são transmitidas para as vigas onde estão apoiadas. O pórtico que foi montado com os pilares e as vigas recebe o carregamento calculado pelas lajes. Ele é processado e os esforços solicitantes são utilizados para o detalhamento dos elementos estruturais. Um outro modelo de cálculo está disponível no software, que é o modelo de pavimentos isolados, onde cada pavimento pode ser calculado de forma independente. Alguns efeitos são mantidos, como os efeitos de grelha e as vinculações entre as vigas e pilares. A grande vantagem desse modelo é a redução no tempo de processamento. Porém, existe uma observação a ser feita sobre esse modelo. Sua formulação é simplificada em relação ao do pórtico espacial, podendo apresentar erros relevantes nos resultados finais. Mas de acordo com a documentação técnica, ele pode ser utilizado pelos os usuários antes de se adaptar ao modelo de pórtico espacial, por se tratar de um modelo de cálculo mais simples. O dimensionamento é feito de acordo com os critérios da ABNT NBR 6118:2014, pelo o método dos estados limites últimos (ELU), e conforme a AltoQi, as hipóteses básicas são: as seções permanecem planas após a deformação, os elementos são representados por seus eixos na posição longitudinal, e o comprimento é calculado pelo o centro dos apoios.

7.2.1 Quanto aos pilares

Os pilares são dimensionados seguindo todos as exigências das normas vigentes. Não são considerados forças aplicadas ao longo da barra, assim, são levados em consideração apenas os esforços de flexo-compressão reta ou oblíqua.

Garantindo mais segurança ao pilar, ele também é dimensionado pelo o processo da linha neutra. Esse processo se baseia em calcular os momentos resistentes e solicitantes de cálculo de uma determinada seção com base na armadura que foi previamente dimensionada.

7.2.2 Quanto as vigas

O dimensionamento das vigas é feito pelas combinações últimas e de utilização, dos quais são obtidos o dimensionamento da armadura de flexão simples, torção e cisalhamento. Com as combinações últimas, é dimensionado e verificado as tensões atuantes no estado limite último, podendo ser verificado o colapso do elemento estrutural. Com as combinações de utilização, determina-se as flechas e é feita a verificação com relação a abertura de fissuras.

De acordo com a documentação técnica, de uma maneira simplificada, o dimensionamento da viga é baseado entre os vãos e sobre os apoios, regiões da viga que são obtidos os momentos fletores máximos. Com isso, é dimensionada a armadura necessária para a peça resistir aos esforços atuantes.

7.2.3 Quanto as lajes

Para o dimensionamento das lajes, é levado em consideração as combinações últimas, a partir disso, é possível determinar os momentos fletores mais críticos na laje e os esforços cortantes máximos. As armaduras são calculadas através desses esforços, tomando o momento positivo máximo na laje para o cálculo das armaduras positivas e os momentos negativos máximo para o cálculo das armaduras negativas. O cálculo das lajes é feito pelo o processo de analogia de grelha, onde todo o conjunto é discretizado em um modelo de grelha plana, utilizando a rigidez das vigas de apoio. As lajes também podem ser dimensionadas através dos processos de grelhas isoladas, onde serão calculadas isoladamente e o seus apoios, que são as vigas, são tidos como indeformáveis. Esse modelo pode ser considerado simplificado em relação ao processo por analogia de grelha.

8 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA NO SOFTWARE EBERICK

A estrutura estudada foram duas lajes, uma contínua e outra bi apoiada. São lajes de um prédio residencial com apenas um pavimento. Para o lançamento da estrutura no software, foi definido o número de pisos que seriam utilizados, suas alturas, níveis e nomenclaturas, conforme Figura 17

Figura 17 – Criação dos pavimentos.

Pavimentos

| | Pavimento | Altura (m) | Nível (m) | Lance |
|---|-----------|------------|-----------|-------|
| 1 | Cobertura | 2.95 | 5.88 | 3 |
| 2 | Térreo | 2.93 | 2.93 | 2 |
| 3 | Baldrame | 1.50 | 0.00 | 1 |
| 4 | | | | |
| 5 | | | | |
| 6 | | | | |
| 7 | | | | |

Inserir acima
 Inserir abaixo
 Excluir
 Para cima
 Para baixo
 Fechar
 Ajuda

Título: Projeto para o TCC
 Nível inferior: 0 m
 Lance inicial: 1

Fonte: Do próprio autor.

Importou-se a arquitetura no formato DWG, logo após, lançou-se as fundações e os pilares no nível Baldrame. Foram utilizadas dimensões aleatórias, pois esses elementos não influenciaram no cálculo que será observado nesse trabalho. No nível Térreo, foram lançados os mesmos pilares do nível baldrame, esses foram lançados com dimensões de 20x20 cm. Ainda no mesmo nível, foram lançadas as vigas, com dimensões de 20x40 cm. Por fim, foram lançadas as lajes, sendo seus limites definidos pelas as posições das vigas e pilares. Para as lajes foram utilizadas as cargas conforme a Figura 18. No cálculo analítico foram utilizadas as cargas: 1,41kN/m² para o peso próprio, 1,50kN/m² para a carga acidental e 0,63kN/m² para o revestimento.

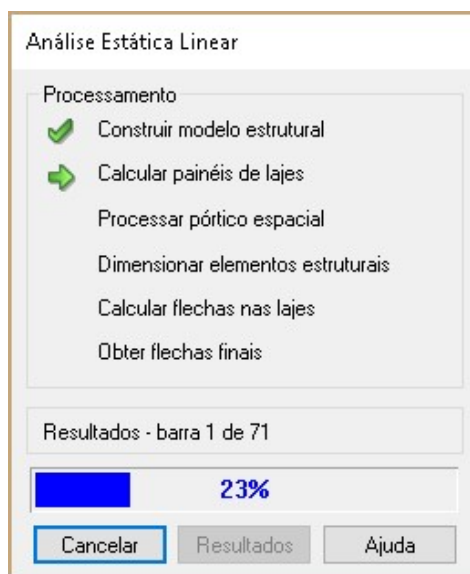
Figura 18 – Cargas nas lajes do pavimento térreo

| Lajes do Pavimento térreo | | | | |
|---------------------------|------|-----------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| | Nome | Peso Próprio (kN/m ²) | Acidental (kN/m ²) | Revestim. (kN/m ²) |
| 1 | L1 | 1.51 | 1.50 | 0.63 |
| 2 | L2 | 1.51 | 1.50 | 0.63 |
| 3 | L3 | 1.48 | 1.50 | 0.63 |
| 4 | | | | |

Fonte: (ALTOQI EBERICK).

Configurou-se as propriedades dos materiais, conforme definido analiticamente, selecionou-se a opção de pórtico espacial e foi dado início ao processamento da estrutura Figura 19.

Figura 19 – Janelas do processamento da estrutura.



Fonte: (ALTOQI EBERICK).

A treliça utilizada foi a do modelo TR 12645 Figura 20, que já está disponível para utilização no software. O software conta com a opção de inserir e modificar algumas características das treliças de acordo com a necessidade do projetista. Esse modelo de treliça é disponibilizado por alguns comerciantes da cidade de Caruaru, mas de acordo com pesquisa, todos obtêm o perfil da Gerdau. Segundo o catálogo de vendas da Gerdau, esse modelo é conhecido como a TG 12 M.

Figura 20 – Modelos de treliças cadastradas no software.

Cadastro de armações treliçadas

| | Modelo | B (m) | H (m) | Ø sup (mm) | Ø diag (mm) | Ø inf (mm) | S (m) | Peso (kgf/m) |
|----|----------|-------|-------|------------|-------------|------------|-------|--------------|
| 6 | TR 10644 | 8 | 10 | 6.0 | 4.2 | 4.2 | 20 | 0.762 |
| 7 | TR 10646 | 8 | 10 | 6.0 | 4.2 | 6.0 | 20 | 0.989 |
| 8 | TR 12645 | 8 | 12 | 6.0 | 4.2 | 5.0 | 20 | 0.890 |
| 9 | TR 12646 | 8 | 12 | 6.0 | 4.2 | 6.0 | 20 | 1.017 |
| 10 | TR 16745 | 8 | 16 | 7.0 | 4.2 | 5.0 | 20 | 1.032 |
| 11 | TR 16747 | 8 | 16 | 7.0 | 4.2 | 7.0 | 20 | 1.328 |
| 12 | TR 16856 | 8 | 16 | 8.0 | 5.0 | 6.0 | 20 | 1.436 |
| 13 | TR 20745 | 8 | 20 | 7.0 | 4.2 | 5.0 | 20 | 1.106 |

Diagramas de treliças:

Fonte: (ALTOQI EBERICK).

Os blocos de enchimento utilizados foram de EPS unidirecional, também disponibilizadas no software com várias dimensões e modelos. Para esse trabalho, foi utilizado o bloco B7/50/40 Figura 21.

Figura 21 – Blocos de enchimento cadastrados no software.

Tipos de blocos

- Treliçada 1D
 - EPS Unidirecional
 - Lajota cerâmica
- Treliçada 2D
- Nervurada
- Pré-moldada
- Painel com enchimento 1D
- Painel com enchimento 2D

Lista de blocos

| | Bloco | hb | be | ce | cc | ah | av |
|---|-----------|----|----|----|-----|-----|-----|
| 1 | B7/50/40 | 7 | 50 | 40 | 4.5 | 1.5 | 3.0 |
| 2 | B8/25/20 | 8 | 25 | 20 | 4.5 | 1.5 | 3.0 |
| 3 | B8/30/20 | 8 | 30 | 20 | 4.5 | 1.5 | 3.0 |
| 4 | B10/30/20 | 10 | 30 | 20 | 4.5 | 1.5 | 3.0 |
| 5 | B12/30/20 | 12 | 30 | 20 | 4.5 | 1.5 | 3.0 |
| 6 | B16/30/20 | 16 | 30 | 20 | 4.5 | 1.5 | 3.0 |
| 7 | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | |

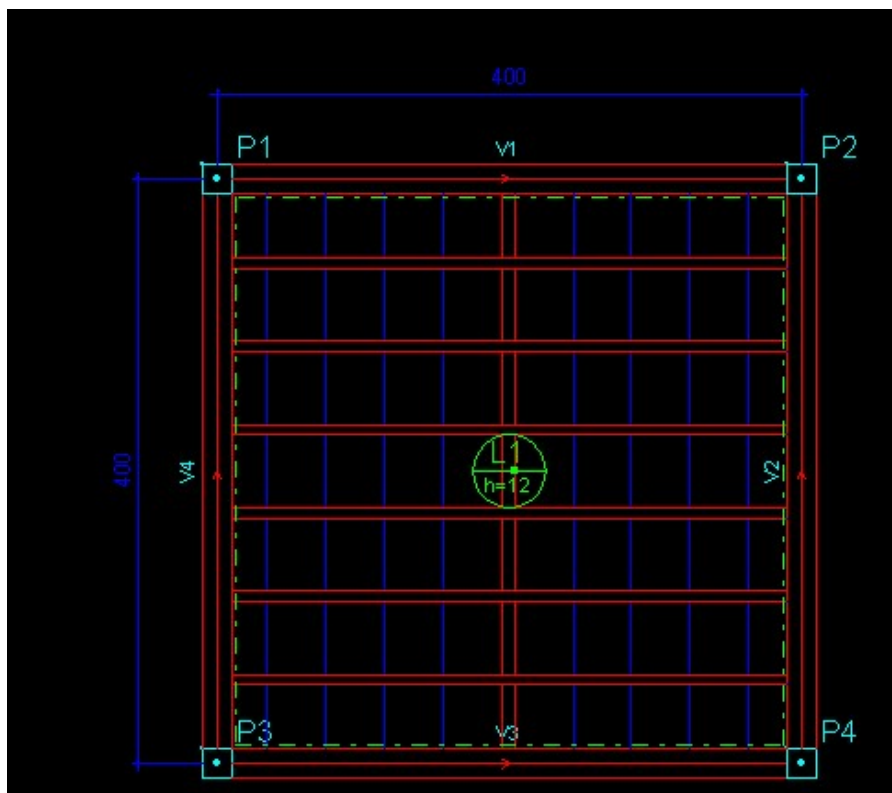
Diagrama de bloco de enchimento:

Fonte: (ALTOQI EBERICK).

9 COMPARAÇÃO DO CÁLCULO ESTRUTURAL ATRAVÉS DO MÉTODO ANALÍTICO SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014 E ATRAVÉS DO SISTEMA COMPUTACIONAL – DADOS OBTIDOS

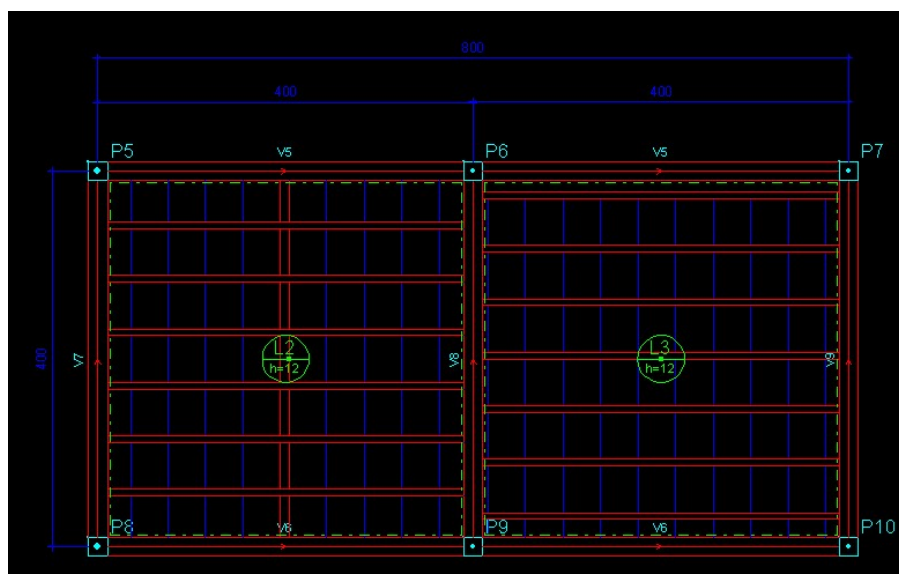
Foram apresentados dois métodos de cálculo estrutural nesse trabalho, um método é o da utilização do sistema computacional Eberick e o outro é o método analítico segundo a ABNT NBR 6118:2014. Foram utilizadas duas estruturas de lajes treliçadas, uma bi apoiada e outra contínua. Ao todo, tem-se o total de três lajes, a laje L1 que é a laje bi apoiada, conforme Figura 22 e as lajes L2 e L3 que são as lajes contínuas, Figura 23.

Figura 22 – Laje L1.



Fonte: Do próprio Autor.

Figura 23 – Lajes L2 e L3



Fonte: Do próprio autor.

A verificação da laje L1 foi feita por comparação do modelo reproduzido no software e o cálculo analítico. Foi comparado os valores obtidos para a armadura de cada treliça e a flecha no meio do vão.

Já para as lajes L2 e L3, o programa apresenta uma certa dificuldade para o lançamento da laje tipo contínua, entendendo apenas a estrutura como duas lajes isoladas e bi apoiadas, o que é permitido por norma e muito utilizado na prática. Diante dessa certa dificuldade, não foi possível a reprodução do sistema da laje contínua no programa, sendo analisado apenas as três situações descritas no cálculo analítico. Foi feita a comparação dos valores obtidos das armaduras para cada treliça, além disso, foi feita uma analogia com relação ao modelo mais utilizado na prática.

9.1 Quanto a Laje L1

Para a laje L1, onde não foi necessária nenhuma adaptação no programa, os resultados podem ser acompanhados a seguir:

Quadro 1: Comparação dos resultados da Laje L1.

| L1 | EBERICK | ANALÍTICO |
|---------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|
| Mdpos (kN.m) | 9,26 | 4,96 |
| Armadura positiva (cm ²) | 1,19 | 1,34 |
| Flecha (cm) | -1,87 | -1,60 |
| Barras (und) | 2 N1 Φ 5mm 1 N2 Φ 10mm | 2 N1 Φ 5mm 2 N2 Φ 8mm |
| Armadura Corrigida (cm ²) | 1,19 | 1,39 |

Fonte: Do próprio Autor.

Analisando o Quadro 1, pode-se observar que o momento positivo obtido no software Eberick é quase que o dobro do obtido analiticamente, isso pode se dar ao fato de que quando é calculado analiticamente, é feita a divisão da carga por uma área de influência de cada treliça, situação que só possa ser considerada posteriormente pelo o software. A divisão foi feita pela metade no cálculo analítico, já que o intereixo utilizado é de 0,50cm.

Observa-se ainda que a armadura obtida tem uma pequena diferença no seu valor, mas não é nada que possa prejudicar a análise, pois se for levada em consideração as armaduras na treliça, pode ser considerada a armadura fixa, que são as duas barras de 5mm, e uma armadura adicional de duas barras de 8mm, totalizando uma área total de 1,40cm² de aço por treliça, situação que atenderia os dois resultados.

Com relação a flecha, podemos observar que os valores obtidos foram bem próximos, pois a diferença foi questões de milímetros. Dessa forma, essa diferença não é suficiente para prejudicar a análise.

Pode-se observar na Figura 24 o resultado obtido no software. Os valores obtidos foram utilizados no Quadro 1. O usuário pode solicitar qualquer informação que desejar para que seja dada no relatório de resultados, dando assim uma praticidade para possíveis verificações nas considerações feitas no cálculo.

Figura 24 – Modelo do resultado gerado pelo o Software AltoQi Eberick.



Fonte: AltoQi Eberick.

Foi feita uma pesquisa com relação a utilização e fornecimento desse tipo de laje no mercado da região. Notou-se que esses perfis são fornecidos pela Gerdau. Existem vários modelos disponíveis e de tamanhos de acordo com a necessidade do cliente. No software, o modelo da treliça utilizada é a chamada de TR12645 e comercialmente, esse modelo é chamado de TG 12 M, como mostra a Figura 25.

Figura 25 – Treliças Comerciais de acordo com o catálogo da Gerdau.

| Desig. Gerdau | Desig. NBR 14862 | Peso | Altura | Diâmetros | | | Compr. | Subamarradas | | |
|------------------|------------------------|-------|--------|-------------------|----------|-------------------|--------|-------------------|------------------------|----------------------|
| | | | | mm | | | | Número Trelças | Peso por peça kg | Peso aprox. kg |
| | | | | Banzo superior | Diagonal | Banzo inferior | | | | |
| | | kg/m | cm | | | | m | | | |
| TG 8 L | TR 08644 | 0,735 | 8 | 6,0 | 4,2 | 4,2 | 8 | 10 | 5,88 | 58,80 |
| | | | | | | | 10 | | 7,35 | 73,50 |
| | | | | | | | 12 | | 8,82 | 88,20 |
| TG 8 M | TR 08645 | 0,821 | 8 | 6,0 | 4,2 | 5,0 | 8 | 10 | 6,57 | 65,68 |
| | | | | | | | 10 | | 8,21 | 82,10 |
| | | | | | | | 12 | | 9,85 | 98,52 |
| TG 12 M | TR 12645 | 0,886 | 12 | 6,0 | 4,2 | 5,0 | 8 | 8 | 7,04 | 56,70 |
| | | | | | | | 10 | | 8,86 | 70,88 |
| | | | | | | | 12 | | 10,63 | 85,06 |
| TG 12 R | TR 12646 | 1,016 | 12 | 6,0 | 4,2 | 6,0 | 8 | 8 | 8,12 | 65,02 |
| | | | | | | | 10 | | 10,15 | 81,28 |
| | | | | | | | 12 | | 12,19 | 97,54 |
| TG 16 L | TR 16745 | 1,032 | 16 | 7,0 | 4,2 | 5,0 | 8 | 6 | 8,26 | 49,54 |
| | | | | | | | 10 | | 10,32 | 61,92 |
| | | | | | | | 12 | | 12,38 | 74,30 |

Fonte: Gerdau.

9.2 Quanto as Lajes L2 e L3

Para as Lajes L2 e L3, serão comparados apenas os dados obtidos no cálculo analítico, conforme dificuldade apresentada pelo o programa estrutural. Como trata-se de uma laje contínua, os valores obtidos são para toda a sua extensão.

Todos os resultados obtidos podem ser verificados no Quadro 2.

Quadro 2: Comparação dos resultados das Lajes L2 e L3.

| SITUAÇÃO | MOMENTO | ARMADURA | Barras |
|--|---------------------|-----------------------------|--------------------------------|
| LAJE CONTÍNUA COM REGIÃO MACIÇA DE CONCRETO | Mdpos = 2,79kN.m | 0,74 cm ² | 2 N1 φ5mm 1 N2 φ8mm |
| | Mdneg = 4,95kN.m | 1,37 cm ² | 2 N1 φ5mm 2 N2 φ8mm |
| LAJE CONTÍNUA COM ARMADURA DUPLA | Mdpos = 2,78kN.m | 0,74 cm ² | 2 N1 φ5mm 1 N2 φ8mm |
| | Mdneg = 4,95kN.m | (1,69/1,80) cm ² | (4 N1 φ8mm) (6 N2 φ6,3mm) |
| LAJE CONTÍNUA COM MOMENTO REDISTRIBUÍDO | Mdpos = 3,26kN.m | 0,87 cm ² | 2 N1 φ5mm 1 N2 φ8mm |
| | Mneg = 3,71kN.m | (1,25/1,71) cm ² | (4 N1 φ6,3mm) (6 N2 φ6,3mm) |

Fonte: Do próprio autor.

Quando trata dos métodos das lajes com armadura dupla e com o momento redistribuído, temos dois valores para a armadura negativa, essa armadura é

posicionada em cima do apoio, isso se dá ao fato que as armaduras negativas são consideradas trabalhando uma a tração e a outra a compressão. O primeiro valor entre os parênteses, refere-se a armadura que está trabalhando tracionada, ou seja, no lado de cima da laje, já que o momento é negativo, por analogia, o segundo valor refere-se a armadura que está comprimida, localizada na parte de baixo da laje no apoio.

Observando a tabela, percebemos que os valores obtidos para os momentos fletores de cálculos são bem próximos, com exceção do método da laje contínua com momento redistribuídos, pois esse método diminui o valor do momento negativo aumentando o valor do momento positivo.

Com relação as armaduras, podemos observar que os valores para as três situações são condizentes com a realidade. Comparando a laje com trecho maciço de concreto e a laje com armadura dupla, verificamos que as armaduras positivas são iguais, e que a única diferença na armadura negativa se dá ao fato que primeira laje conta com uma região maciça de concreto maior, contribuindo no suporte do momento negativo, por isso o fato da armadura negativa ser menor. Com relação ao último método, podemos ver que a redistribuição do momento funcionou, pois aumentou o valor da armadura positiva com relação aos outros métodos e diminuiu a armadura negativa com relação ao segundo método.

10 CONCLUSÃO

O software mostrou-se prático para a sua utilização no cálculo estrutural, podendo importar uma planta arquitetônica de um formato DWG/DXF, facilitando e muito o lançamento das estruturas e ganhando tempo no processo. Além disso, o programa disponibiliza várias plantas para o projeto, facilitando a vida do profissional, evitando ter que passar horas desenhando pranchas. Uma outra vantagem é a listagem de materiais, o software disponibiliza uma lista com o resumo do material que será utilizado, como a quantidade de formas, resumo do peso do aço e até mesmo o volume de concreto, evitando que seja feito o levantamento das quantidades, ajudando assim em um possível orçamento.

Como já era esperado, o cálculo no software foi muito mais rápido que o cálculo analítico, mesmo sendo uma estrutura bem simples. Portanto, com o conhecimento do software, é viável sua utilização mesmo que seja em estruturas pequenas, pois além do cálculo ser mais rápido, tem todas as outras vantagens já comentadas.

Com relação as lajes que foram dimensionadas, podemos observar que para a laje bi apoiada, o programa se comportou de forma bem semelhante ao cálculo analítico, passando confiança nos seus resultados.

De uma forma geral, a análise aqui feita muitas vezes não é o que acontece na prática, muitas obras com esse tipo de laje são feitas apenas com a treliça que é disponibilizada no mercado. Mas foi visto que para uma laje simples como essa, a armadura disponibilizada nas treliças atualmente comercializadas, não são suficientes, necessitando assim de uma armadura adicional, que de acordo com o resultado, serão necessárias duas barras de $\Phi 8\text{mm}$ além das duas barras já existentes na treliça. Essa é a importância dessa análise, para que novos projetos de estruturas como essa sejam executados de acordo com os padrões mínimos estabelecidos por norma.

Já para a laje contínua, na maioria dos casos, nenhuma das soluções apresentadas são utilizadas na prática, geralmente se utiliza a solução das lajes bi apoiadas, alternando as posições das treliças nas diversas lajes do pavimento.

Essa prática não está incorreta, mas de acordo com os resultados apresentados, a utilização das vigotas contínuas é mais viável devido ao fato de diminuir um grande problema nesse tipo de laje, que é a flecha. A flecha na laje contínua para as duas situações apresentadas será menor, devido ao momento positivo máximo no meio do vão ser menor quando comparado ao da laje bi apoiada.

Das soluções apresentadas para as lajes contínuas, verifica-se que a laje com uma região maciça de concreto é a mais fácil de executar, já que as outras seriam necessárias uma armadura dupla na região do apoio, dificultando a sua execução. Portanto, para uma laje com disponibilidade de utilização de treliças contínuas, a solução com uma pequena região de concreto sairia melhor, pois iria reduzir os valores das flechas no vão a um custo bem pequeno de concreto e utilizando apenas uma barra adicional de $\Phi 8\text{mm}$ para as treliças e 2 barras de $\Phi 5\text{mm}$ junto com 2 barras de $\Phi 8\text{mm}$ na região do apoio.

Mediante esse trabalho, pode-se avaliar a importância com relação ao aprendizado do dimensionamento de uma nova estrutura, como também a utilização de um software voltado à análise estrutural, já que não é dada a oportunidade de conhecimento desses tipos de artifícios em diversos cursos de engenharia. Por fim, esse tipo de laje vem sendo bastante utilizado em diversas construções, dando assim mais importância a essa pesquisa.

REFERÊNCIAS

ALTOQI. Sobre o AltoQi Eberick V8. **AltoQi: Tecnologia aplicada a à engenharia**. Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br/software/projeto-estrutural/eberick-v8>>. Acesso em: jun. 2018.

ARAGÃO, H. G. **Análise estrutural de lajes pré-moldadas produzidas com concreto reciclado de construção e demolição**. Maceió, AL, 2007.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-1: Laje pré-fabricada – Requisitos. Parte 1: Lajes Unidirecionais**. Rio de Janeiro, 2002.

BASTOS, P. S. S. Notas de aula: Fundamentos do concreto armado. **Universidade Estadual Paulista: Faculdade de Engenharia de Bauru – Departamento de Engenharia Civil**. Bauru, SP, 2014.

BASTOS, P. S. S. Notas de aula: Vigas e lajes de concreto armado. **Universidade Estadual Paulista: Faculdade de Engenharia de Bauru – Departamento de Engenharia Civil**. Bauru, SP, 2014.

BERNARDI, D. F. **Estudo Comparativo Entre o Modelo de Viga Contínua e o Modelo de Pórtico Espacial para uma estrutura em Concreto Armado de Pequeno Porte**. Porto Alegre, RS, 2007.

CARVALHO, R. C. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo a NBR 6118:2003**. 4ª Edição, São Carlos: EdUFSCar, 2014.

FLÓRIO, M. C. **Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado**. São Carlos, SP, 2004.

FREITAS, A. H. C. **Cálculos Estruturais em Concreto Armado: comparativo entre o cálculo manual e com auxílio de software.** Revista Pensar Engenharia, 2014.

GERDAU. Catálogos. 2018. www.comercialgerdau.com.br

KIMURA, A. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais.** 1ª Edição. Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil. Editora Pini Ltda, 2007.

MARIANO, MAYARA A. C. **Aplicação e análise da Utilização do Software Eberick em um Projeto Residencial Popular.** Guaratinguetá, SP, 2014.

SILVA, M. A. F. **Projeto e Construção de Lajes Nervuradas de Concreto Armado.** São Carlos, SP, 2005.