

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**Contribuição ao estudo do sistema de pré-lajes tipo painel treliçado em
pavimentos de edificações**

Filipe de Lima Rocha

São Carlos

2015

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**Contribuição ao estudo do sistema de pré-lajes tipo painel treliçado em
pavimentos de edificações**

Filipe de Lima Rocha

**Dissertação apresentada ao
programa de Pós-graduação em
Estruturas e Construção Civil da
Universidade Federal de São
Carlos para a obtenção do título de
Mestre em Construção Civil.**

**Área de concentração: Sistemas
Construtivos de edificações**

**Orientador: Prof. Dr. Roberto
Chust Carvalho**

São Carlos

2015

Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da Biblioteca Comunitária UFSCar
Processamento Técnico
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

R672c Rocha, Filipe de Lima
Contribuição ao estudo do sistema de pré-lajes
tipo painel treliçado em pavimentos de edificações /
Filipe de Lima Rocha. -- São Carlos : UFSCar, 2015.
138 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de
São Carlos, 2015.

1. Pré-laje. 2. Autoportância. 3. Laje treliçada.
4. Concreto armado. I. Título.



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Filipe de Lima Rocha, realizada em 24/08/2015:

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho
UFSCar

Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho
UFSCar

Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera
UFG

*Dedico esse trabalho a minha família pelo incentivo e aos
meus amigos pelo apoio nos momentos de dúvida*

Agradecimentos

Agradeço antes de tudo a Deus, por poder fazer parte da sua criação e por me dar força nos momentos em que duvidei da minha capacidade.

Agradeço em especial ao professor Roberto Chust, exemplo de profissional da área de Engenharia Civil, pela infinita paciência e por me guiar durante esse aprendizado não só sobre lajes, mas também sobre meus próprios limites.

Aos meus pais Miguel e Silvana, por colaborarem e garantirem meu sustento durante a graduação, em especial a minha mãe pelo exemplo de vida batalhadora com o qual nos instigou desde pequenos.

As minhas irmãs Natália e Mariana, pela doçura, apoio e preocupação durante o desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus amigos queridos e em especial aos grandes colegas Alexandre Shinzato e Tiago Pomponet, pelos bons conselhos durante a execução deste trabalho e pelos momentos de diversão durante o período de seu desenvolvimento.

Ao meu grande amigo Antonio Fernando Stanziani, por saber me motivar nos momentos de crise, por estar presente e me cobrar o término deste trabalho, esse incentivo se tornou fundamental para a conclusão deste projeto de vida.

Um obrigado especial ao amigo Abram Fayvel Hochman, que se dispôs a fazer a revisão ortográfica deste trabalho e muito contribuiu para que ele obtivesse sucesso.

Agradeço aos colegas de profissão Alfonso Petrozziello e Alfonso Petrozziello Junior, proprietários da empresa Lajes Anhanguera, pela disponibilização de material que ilustra essa dissertação e pelo fomento dado aos ensaios realizados em 2011.

Agradeço aos colegas Luis Bacheга, Bruna Catoia e ao Prof. Dr. Fernando Almeida por conduzirem os experimentos que originaram alguns dos dados utilizados neste trabalho.

Resumo

A construção civil mais do que nunca se vê desafiada pelas circunstâncias enfrentadas pelo país, a crise econômica vivida nos últimos anos coloca a necessidade de escolhas mais racionais evitando gastos e desperdícios desnecessários. Em face deste cenário as peças pré-moldadas se tornaram vitais para garantir prazos menores e redução de gargalos construtivos. As lajes pré-moldadas do tipo painel treliçado são um dos muitos tipos de peças pré-fabricadas que podem ser utilizadas nos canteiros de obra, porém as normas vigentes são confusas e vagas em relação a alguns aspectos celebrados principalmente nas normas europeias. Mesmo a última revisão da NBR 6118 de 2014 acrescenta pouco sobre o assunto e a norma mais específica (NBR 14860) possui poucos detalhes construtivos relativos à ligação entre elementos e a procedimentos de cálculo, portanto este trabalho tenta abordar as principais questões relativas a esse tipo de pavimento, introduz conhecimento vindo de outras normas na tentativa de responder a algumas dúvidas menos usuais, porém extremamente pertinentes como, por exemplo, o conceito de autoportância, o uso desse material em pavimentos de pontes e também o tipo de ancoragem necessário para se atingir o monolitismo adequado da interface viga-estrutura. O trabalho ainda apresenta exemplos de cálculo de flecha limite pré e pós-construtiva, deformação fissurada e um dimensionamento completo de um pavimento. São apresentados também os dados coletados durante os ensaios realizados no NETPRE da Universidade Federal de São Carlos e sua aplicação prática para aqueles resultados.

Palavras-chave: Pré-laje, autoportância, laje treliçada, concreto armado.

Abstract

The civil construction more than ever is challenged by the circumstances faced by the country, the economic crisis experienced in these last few years puts into perspective the necessity of more rational choices avoiding unnecessary dispenses and wastes. In face of this scenario the pre-cast elements became vital to guarantee the conclusion in less time and trying to reduce constructive bottlenecks. The latticed pre-cast concrete slabs are one of the many types of pre-cast parts which can be used at the construction sites, however the national standards are confuse and vague about some aspects contained especially in the European standards. Even the last review of the NBR 6118 of 2014 adds little about the issue and the more specific standard (NBR 14680) has few constructive details regarding the connection between elements and the calculus procedures, therefore this work tries to discuss the main questions related to this kind of pavement, introduces knowledge coming from other standards trying to answer some less usual doubts, but extremely pertinent ones such as, for example, the concept of self-portance, the use of this material in bridge floors and also the type connective reinforcement needed to attain the effective monolithism at the interface between beam-structure. This dissertation also presents some examples of pre- and post-constructive deflection limits, fissured deformation and a full example of calculation for a common pavement. Some data from the experiments realized at the NEPRE in the University of São Carlos and their practical application are shown as well.

Keywords: Pre-slabs, self-portance, latticed slab, reinforced concrete.

Sumário

1	INTRODUÇÃO.....	14
1.1	Considerações Iniciais	14
1.2	JUSTIFICATIVA	16
1.3	OBJETIVOS	17
1.4	METODOLOGIA.....	17
2	DESENVOLVIMENTO	19
2.1	Definição de Pré-lajes segundo as normas.....	19
2.2	Concreto.....	21
2.2.1	Exemplo 1.....	29
2.3	Aço.....	32
2.4	Concreto Armado	35
2.5	Aderência Concreto-Aço	35
2.6	Estados-Limite	38
2.6.1	Estado-limite último (ELU).....	38
2.6.2	Estado-limite de serviço (ELS).....	38
2.7	Fissuração por retração.....	39
2.8	Tipos de ações.....	41
2.8.1	Ações Permanentes.....	41
2.8.2	Ações variáveis.....	41
2.8.3	Ações excepcionais.....	42
2.9	Carregamentos e Combinações	42
2.9.1	Tipos de Carregamento.....	42
2.9.1.1	Carregamento Normal.....	42
2.9.1.2	Carregamento Especial	42
2.9.1.3	Carregamentos Excepcionais	43
2.9.2	Combinações de ações.....	43
2.9.2.1	Combinações últimas normais, especiais e excepcionais.....	43
2.9.2.2	Combinações de serviço quase permanentes, frequentes e raras	44

2.9.3	Deslocamentos Limite	45
2.9.4	Determinação de Flecha e contraflecha	47
2.9.4.1	Linha Neutra e Momento de Inércia	49
2.9.5	Exemplo 2.....	51
2.9.5.1	Flecha imediata	54
2.9.5.2	Flecha diferida no tempo	55
2.9.5.3	Contraflecha.....	56
2.9.5.4	Máxima deflexão entre linhas de escoramento	57
2.9.6	Exemplo 3.....	59
2.9.6.1	Autoportância	76
2.9.6.2	Emprego de painéis autoportantes em pontes (segundo a prEN 13747)	77
2.9.6.3	Ensaios realizados.....	78
2.9.7	Exemplo 4.....	84
3	<i>PRÉ-LAJES</i>	86
3.1	Laje painel treliçada maciça	91
3.1.1	Exemplo 5.....	91
3.2	Aplicação da laje (montagem)	93
3.3	Características das lajes	96
3.3.1	Uni e bidirecionalidade.....	96
3.3.2	Alinhamento de painéis e verificações relativas a nervura	96
3.3.3	Faixa de concreto junto aos apoios e reforços de ancoragem	100
3.3.4	Engastamento e comprimento de ancoragem	107
3.3.5	Sobrecargas de projeto.....	112
3.3.6	Escolha da altura da laje	113
3.3.7	Exemplo 6.....	115
4	<i>CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO</i>	129
4.1	Propostas para trabalhos futuros.....	131
5	<i>ANEXO A</i>	132
6	<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	134

Lista de ilustrações

Figura 1 – Vista isométrica típica de uma laje treliçada.....	15
Figura 2a e 2b - Representação gráfica da uma laje treliçada, vista frontal e lateral respectivamente.	19
Figura 3 - Pré-laje maciça de concreto.	20
Figura 4 - Içamento de pré-laje após a fabricação.....	20
Figura 5- Preparação do painel treliçado (colocação de ferros complementares, embutimento de tubulações, etc) para concretagem definitiva.	21
Figura 6 - Diagrama tensão versus deformação do aço utilizado em armaduras passivas.....	33
Figura 7 - A esquerda o diagrama de Tensão/deformação para um aço laminado a quente e a direita um laminado a frio.	34
Figura 8 - Mecanismos de aderência entre concreto e aço segundo Rots (1989) citado por Almeida Filho (2006).	37
Figura 9 - Exemplo de estrutura fissurada por cura química deficiente.....	39
Figura 10 - Seção típica da laje maciça utilizada no exemplo 2.....	52
Figura 11 - Características geométricas de uma seção de laje maciça com um metro de largura, 0,14 m de espessura, considerando a existência de um chanfro nos cantos das peças.....	52
Figura 12 - Seção típica da laje nervurada utilizada no exemplo 2.....	53
Figura 13 - Características geométricas de uma seção de laje nervurada com um metro de largura, 0,14 m de espessura, com peças de EPS de largura igual a 25 cm e altura de 7 cm...	54
Figura 14 - Esquema de aplicação de contraflecha e consideração do vão L.	57
Figura 15- Combinação de carregamentos a ser usado para avaliação de momentos fletores e força cortante segundo a prEN 13747-1.	58
Figura 16 - Posição da linha neutra na alma da seção.	63

Figura 17 - Vista em planta e corte relativos a interrupção dos painéis e treliças nos apoios intermediários.	78
Figura 18 - Esquema de ensaio e parâmetros medidos para os 12 modelos.....	79
Figura 19 - Número de treliças e tipos de ensaios.....	81
Figura 20 – Exemplo dos ensaios realizados no NETPRE para as lajes L01, L02 e L03	81
Figura 21 - Exemplo de gráfico obtido durante os ensaios.	82
Figura 22 - Tipo de treliça utilizada nas pré-lajes.	86
Figura 23 - Detalhe em corte de painel treliçado sendo usado para a confecção de uma laje nervurada genérica.....	87
Figura 24 - Detalhe da posição de carregamento usando equipamento mecânico para içamento.	88
Figura 25 - Detalhe típico de beiral de canto, com reforços e tirantes.	90
Figura 26 - Corte típico referente à cinta de borda de lajes em balanço.	90
Figura 27 - Exemplo de especificação de armadura para projeto de concreto armado.	92
Figura 28 - Perda no braço de alavanca devido ao distanciamento das armaduras usadas na laje painel treliçada maciça.	93
Figura 29 - Painéis colocados aguardando as próximas etapas de execução	94
Figura 30 - Exemplo de diagrama de alinhamento de nervuras em planta de forma	98
Figura 31 - Exemplo de laje mais voltada para um dimensionamento bidirecional.....	100
Figura 32 - Distribuição do esforço cortante e respectivas parcelas de resistência.....	104
Figura 33 - Considerações sobre os ângulos das barras de reforço.	106
Figura 34 - Critérios de ancoragem que devem ser considerados	106
Figura 35 – Detalhe de uma barra de aço ϕ 25 mm e suas nervuras	107
Figura 36 - Apoio com espaço suficiente para o suporte da placa em situações de canto e intermediários.	109

Figura 37 - Placa com comprimento insuficiente para uma boa ancoragem para apoios de canto e intermediários.	110
Figura 38 - Adição de reforço por sobre a placa (superfície inferior) para obter o valor da ancoragem efetiva.....	111
Figura 39 - Utilização de sarrafo de madeira cimbrado para compensar o comprimento insuficiente da pré-laje.....	112
Figura 40 - Esquema de vinculação e coeficientes Ψ_2 a serem usados segundo a NBR 6118 (1980) para lajes armadas em duas direções.	114
Figura 41 - Exemplo de pavimento possuindo duas lajes unidirecionais e uma bidirecional	116
Figura 42a e 42b - Seção típica das lajes L1, L2 e L3.....	117
Figura 43 - Diagrama de momentos fletores para o pavimento estudado	118
Figura 44 - Diagrama de esforço cortante para o pavimento estudado	119
Figura 45 - Posicionamento dos painéis para concretagem do pavimento.....	125
Figura 46 - Posição das peças de eps nas lajes unidirecionais (L1 e L3) e bidirecional (L2)	126
Figura 47 - Detalhe da laje de espessura 20 cm com intereixo igual a 35 cm (L2).....	127
Figura 48 - Detalhe da laje de espessura 16 cm com intereixo igual a 35 cm (L1 e L3)	128

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Aditivos classificados segundo suas finalidades.....	23
Tabela 2 - Parâmetros da mistura do concreto em relação à classe de agressividade ambiental.	28
Tabela 3 - Cobrimento de concreto sobre a armadura da peça em mm segundo a agressividade.	29
Tabela 4 - Coeficiente de aderência (η_1) em relação ao tipo de superfície da barra em questão.	36
Tabela 5 - Máxima abertura característica (W_k) versus classe de agressividade ambiental.....	40
Tabela 6 - Valores de deslocamento-limite segundo a NBR 6118 (2014)	46
Tabela 7 - Tipos de seções para análise do Estádio 2.....	49
Tabela 8 - Posição da linha neutra e cálculo do momento de Inércia no segundo Estádio	50
Tabela 9 - Cálculo de posição de linha Neutra e Momento de Inércia para seção genérica	51
Tabela 10 - Características geométricas dos modelos ensaiados (em mm).....	80
Tabela 11 - Dados obtidos para cada uma das 12 lajes ensaiadas.	83
Tabela 12 - Resultados obtidos para os diferentes tipos de painéis ensaiados	85
Tabela 13 - Relação entre espaçamentos de nervuras e as verificações pertinentes a cada caso.	99
Tabela 14 - Valor de V_{Rdi} e de μ para as diferentes classes de concreto e condições de superfície	105
Tabela 15 - Sobrecargas usuais para diferentes ambientes.....	113
Tabela 16 - Valores de Ψ_3 para lajes nervuradas.....	115
Tabela 17 - Cálculo de KMD, KZ, KX, posição da linha neutra e área de aço para laje L2 .	123
Tabela 18 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	132
Tabela 19 - Valores do coeficiente γ_{f2}	133

1 INTRODUÇÃO

1.1 *Considerações Iniciais*

A Engenharia sempre esteve presente durante o desenvolvimento da humanidade, a cada passo dado pelo homem em direção ao seu aperfeiçoamento acaba necessariamente passando pelo processo de concepção de novas ideias, de criação de diferentes artifícios e, por conseguinte o desenvolvimento de seu estado da arte: a Engenharia. Dentre os diversos ramos existentes, a Engenharia Civil é aquela que lida com os problemas relacionados à infraestrutura necessária para o desenvolvimento das atividades humanas, da moradia ao escritório de trabalho, veem-se os diferentes tipos de construção que foram elaborados para garantir o conforto e a comodidade do homem moderno.

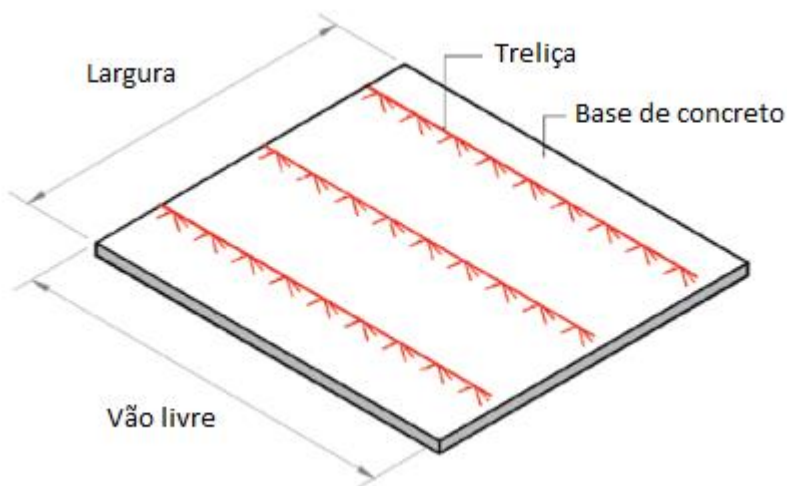
No âmbito das construções atuais nota-se uma intensa preocupação por construções que atinjam seus objetivos rapidamente, que sejam projetadas de maneira eficiente e que alcancem as expectativas dos usuários da edificação. No Brasil tem-se notado uma preocupação ainda maior devido aos eventos dos quais o país será sede nos próximos anos, Pita (2012) dá exemplos claros de como o uso de pré-moldados pode reduzir o prazo de execução de obras complexas. Graças a esses eventos e aos incentivos econômicos que o governo vem propondo as novas construções assumiram um papel central no âmbito de criação/ampliação de espaços destinados à moradia, lazer social e infraestrutura. Tais demandas acabaram fortalecendo a indústria da construção civil, especificamente os nichos capazes de fornecer material que diminuam os prazos finais de entrega de grandes obras, com isso a indústria do material pré-moldado cresceu e se fez cada vez mais presente neste cenário. Praticamente todo elemento utilizado em uma obra pode ser pré-moldado, dentro dessa vasta realidade este trabalho se propõe a analisar o funcionamento das lajes dentro da esfera construtiva.

As lajes têm um papel essencial dentro do conjunto de elementos que serão executados em uma construção justamente por ser a parte da estrutura que, em geral, consome um grande volume de recursos, as mesmas têm sido estudadas exaustivamente e seu projeto e construção melhorados continuamente. Os primeiros elementos a receber carga são as lajes e são também

responsáveis pela sua distribuição entre as vigas, pilares e finalmente a fundação. Seu dimensionamento incorreto pode ocasionar em diversos problemas como flechas excessivas, patologias indesejáveis e em último caso até ao colapso de uma parte da edificação.

Dentre os diversos tipos de lajes existentes este trabalho se propõe a estudar mais especificamente a pré-laje, que consiste em uma base de concreto (placa) de espessura variável envolvendo uma ou mais treliças metálicas eletrosoldadas (Figura 1). Tal elemento é dimensionado para que, após seu escoramento, possa suportar seu peso próprio e as eventuais cargas acidentais oriundas dos serviços de concretagem. Serão usados nesta pesquisa os dados obtidos durante alguns ensaios realizados no Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-moldados da Universidade Federal de São Carlos. Tais dados dizem respeito a estruturas com capacidade autoportante (termo que será discutido no desenvolvimento deste trabalho e que a partir deste momento será denominado como autoportância) desse tipo de laje e também os mecanismos de falha mais comuns observados durante as etapas de montagem.

Figura 1 – Vista isométrica típica de uma laje treliçada.



Fonte: Adaptado de Associated Concrete Products (2013)

1.2 JUSTIFICATIVA

Uma preocupação muito recorrente no cenário atual diz respeito à necessidade de se produzir mais diminuindo ao máximo o desperdício. É muito comum se deparar com a demanda de clientes que exigem pavimentos cada vez menos espessos em busca de maiores pés-direitos atrelados à redução do uso de formas e escoramento. Tais necessidades fazem com que os engenheiros de estruturas enfrentem situações complicadas que requerem a adoção de procedimentos sofisticados de cálculo, e que possivelmente não estejam ainda devidamente calibrados por resultados experimentais. Existem lacunas no conhecimento dessa área, por exemplo, em relação a comprimentos de ancoragem específicos para esse tipo de peça, consideração ou não da inércia fissurada durante o cálculo de flechas e outras questões que serão abordadas durante este trabalho e que podem ser preenchidas com resultados obtidos por ensaios mais específicos.

Grande parte das patologias encontradas em estruturas atuais está ligada à deformação excessiva. É muito comum mesmo em pequenas obras a ocorrência de fissuras devido à deformação excessiva da estrutura de suporte. Nas lajes pré-moldadas essas deformações podem ser ainda maiores caso não sejam levados em consideração os requisitos indicados pelos fabricantes ou caso a execução tenha sido deficiente.

Outros trabalhos da área como o desenvolvido por Santine (2006) sugeriram a criação de um novo tipo de laje pré-moldada, porém, apesar de certas semelhanças no funcionamento, as pré-lajes acabam incorporando algumas características distintas que aumentam a trabalhabilidade do sistema, uma vez que o tipo de laje proposto pelo autor supracitado era baseado em elementos neutros de alvenaria, o que na prática de obra ocasiona em quebras e muita sujeira se não houver um manejo coerente. Já Flório (2004) desenvolveu um trabalho voltado para as lajes treliçadas de vigotas e lajotas, tal sistema é muito utilizado para pequenas construções devido ao seu baixo custo e facilidade de manejo, contudo o autor abordou em seu trabalho apenas o dimensionamento de lajes em uma direção, situação que na prática ocorre em pequenas obras, porém no cenário atual da construção se observa um advento de vãos maiores e mais irregulares principalmente devido à construção de novos empreendimentos imobiliários.

Desta forma um estudo sobre o tema pode ajudar muito aos engenheiros e fomentar conhecimento na área uma vez que será necessário discorrer sobre a maioria das questões relacionadas a esforços, dimensionamento e correto detalhamento desse tipo de pavimento, portanto, os frutos que podem ser colhidos desse trabalho ajudariam a centralizar o conhecimento que se tem e apontariam o que precisa ser mais e melhor estudado.

1.3 OBJETIVOS

O principal objetivo desse trabalho é colaborar com o conhecimento técnico do comportamento do tipo de laje painel treliçado por meio da explanação dos procedimentos técnicos de projeto, cálculo e detalhamento em pavimentos de edificações. Como objetivo secundário espera-se:

- Fazer uma compilação dos dados obtidos durante os ensaios realizados no ano de 2011 relativos ao uso de cimbramento e extrair resultados pertinentes relativos ao uso destes elementos com ausência de escoramento;
- Desenvolver exemplos de cálculo para situações padrão e algumas menos usuais para esse tipo de laje;
- Colaborar com o conhecimento existente e fazer uma compilação das técnicas usadas para o dimensionamento/detalhamento de lajes pré-moldadas;
- Identificar quais são os pontos que ainda necessitam de estudos experimentais para confirmação e validação das teorias usadas.

1.4 METODOLOGIA

Serão analisados os principais tópicos relativos a esse tipo de laje com base na bibliografia existente sobre o tema, os procedimentos técnicos serão realizados por meio de simulações e modelagens em programas que são usuais na área do cálculo estrutural, procurando-se, sempre que possível, buscar resultados experimentais que possam calibrar ou mesmo validar os modelos estudados.

Inicialmente, faz-se uma análise a respeito da teoria que, atualmente, é empregada na consideração do cálculo e detalhamento de pavimentos pré-moldados. Para isso, é feita uma pesquisa bibliográfica de modo a avaliar as características dos diversos processos levando em consideração os preceitos normativos.

Em seguida serão estudadas as teorias disponíveis para a avaliação das deformações. Por fim, exemplos numéricos de pavimentos usuais serão desenvolvidos de forma a demonstrar o processo de cálculo e dimensionamento. Os exemplos utilizados têm diferentes níveis de dificuldade justamente para demonstrar uma variedade de aplicações possíveis do sistema descrito.

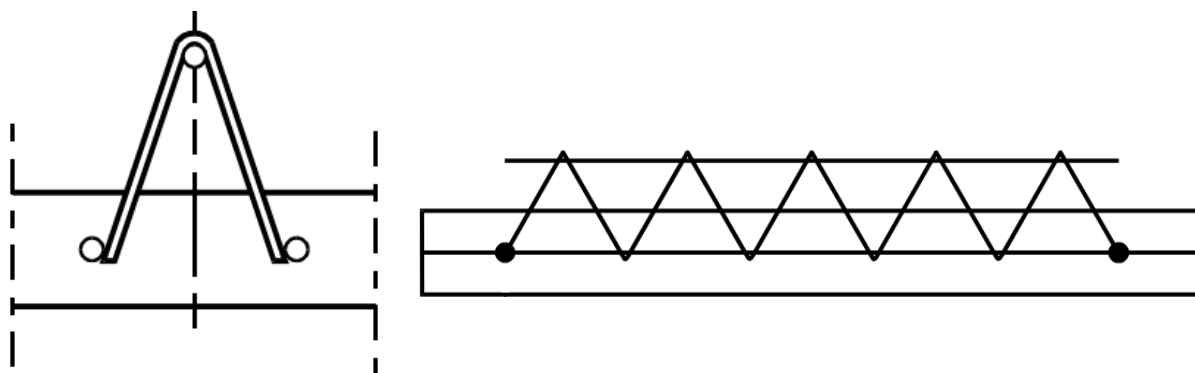
Esse estudo fica limitado à abordagem apenas de lajes painéis treliçadas, não sendo previsto outros tipos de lajes bem como tópicos relativos à protensão.

2 DESENVOLVIMENTO

2.1 Definição de Pré-lajes segundo as normas

Sobre o tipo de laje descrita neste trabalho o European Committee for Standardization através de sua prEN 13747-1 (2003) o chama de "placas de piso treliçadas" e sua definição decorre de ser uma placa de piso com força e rigidez advinda da utilização de treliças contínuas paralelas ao sentido de maior esforço, tal componente é suficientemente capaz de suportar as situações transitórias da etapa de montagem até a concretagem da capa final de concreto (Figura 2a e 2b).

Figura 2a e 2b - Representação gráfica da uma laje treliçada, vista frontal e lateral respectivamente.



Fonte: Adaptado de prEN 13747 - 2.

Já a NBR 14860-1 (2002) explica que a pré-laje vem a ser uma placa de espessura variável, porém com larguras padronizadas (Figura 3), tal peça pode ou não ser executada dentro do local de aplicação possuindo diferentes graus de qualidade segundo o grau de industrialização da produção.

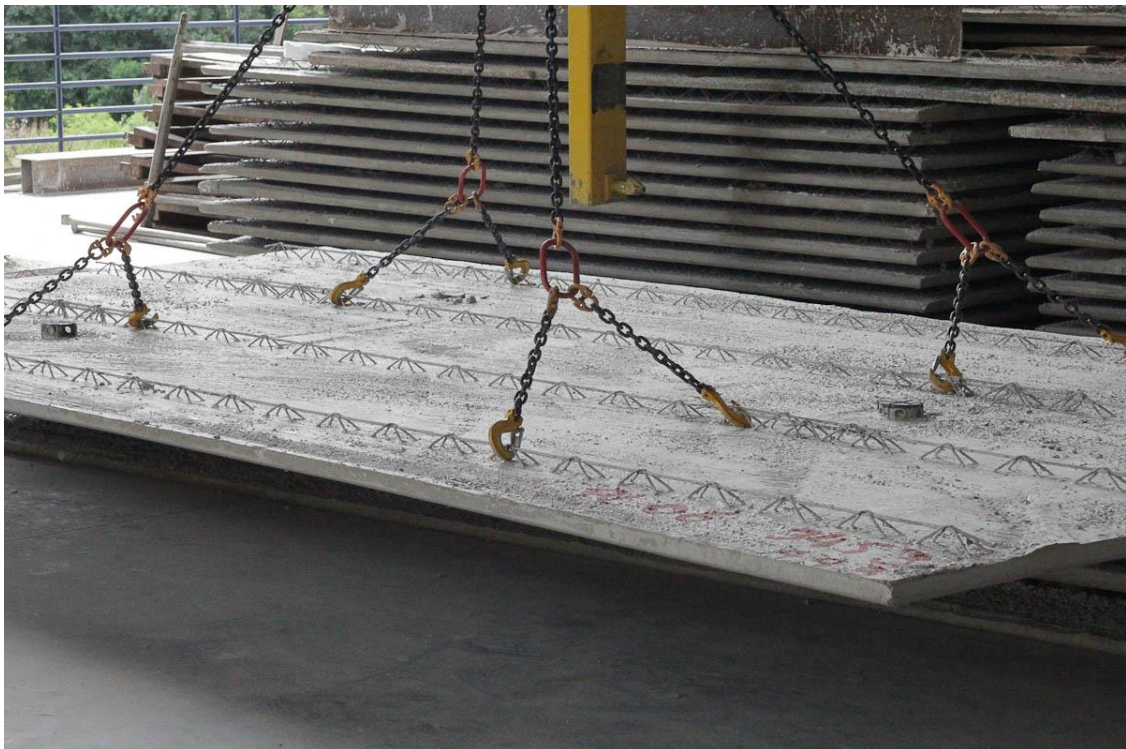
Figura 3 - Pré-laje maciça de concreto.



Fonte: NBR 14860-1 (2002)

Para este trabalho as pré-lajes serão consideradas como placas de concreto associadas a um elemento metálico treliçado, tal elemento possui três barras longitudinais soldadas a banzos em formato senoidal. A associação concreto/treliça ocorre em dois momentos distintos, inicialmente durante o processo de fabricação com a concretagem da base (Figura 4) e em seguida durante a concretagem da cobertura superior que finaliza a laje (Figura 5).

Figura 4 - Içamento de pré-laje após a fabricação.



Fonte: Acervo do autor.

Figura 5- Preparação do painel treliçado (colocação de ferros complementares, embutimento de tubulações, etc) para concretagem definitiva.



Fonte: Acervo do autor.

2.2 Concreto

O concreto é um material heterogêneo formado pela mistura de cimento, agregado graúdo (brita), agregado miúdo (areia) e água. As diferentes proporções destes materiais podem ser chamadas de traço e estão diretamente interligados com as características finais da mistura. O American Concrete Institute (1996) cita em sua norma 302.1R-96 que as seguintes características devem ser levadas em conta ao se fazer uma mistura de concreto e sua correta especificação devem ser indicadas por um engenheiro ou arquiteto:

- *Resistência à compressão*: É um parâmetro ligado às cargas que serão impostas ao material e se a resistência inicial for um fator importante deve-se aumentar a quantidade de material cimentício;
- *Ensaio de abatimento (Slump)*: Tal característica diz respeito à trabalhabilidade da mistura, em termos simples, quanto maior for a densidade de armadura no elemento a

ser concretado maior deverá ser o valor do slump. Ao especificar tal parâmetro deve-se levar em conta a possibilidade de segregação do material e evita-la;

- *Qualidade de acabamento:* Além de resistência é importante que a quantidade e a qualidade do material sejam suficientes para que se atinjam as dimensões sem infringir as tolerâncias definidas em projeto;
- *Durabilidade:* A norma americana nesse ponto se preocupa principalmente com a ação do congelamento/descongelamento da mistura e estabelece proporções de água/elemento cimentício. No Brasil tal condição é praticamente inexistente, com exceção de alguns municípios no sul do país. A durabilidade é levada em conta na medida em que é necessário especificar uma relação água/cimento para um determinado traço e caso tal parâmetro não seja seguido decorre-se na diminuição de resistência por aumento de vazios. A mesma norma ainda prescreve que o aumento de 1% no número de vazios gera uma redução na resistência final entre 3% a 5%;
- *Mistura do concreto ou traço:* A preocupação em relação à mistura é óbvia do ponto de vista de que é através desta mistura que o concreto irá atingir as características desejadas de trabalhabilidade, resistência à compressão e durabilidade. Ao decorrer da obra devem ser ensaiados corpos de prova para julgar se a mistura praticada atinge a suposição inicial;
- *Consistência:* A consistência é diretamente relacionada à trabalhabilidade do sistema e é importante que seja possível, após realizar a mistura e aplicá-la, que ela não perca em demasia matéria cimentícia por exsudação, tal situação pode ocorrer quando se especifica um slump e ao ser entregue seu valor ser superior ao estabelecido em projeto (a mistura fica mais líquida e menos viscosa);
- *Máximo tamanho do agregado graúdo:* Quando se prescreve um traço de concreto utiliza-se como material graúdo um determinado tipo de brita e está precisa ser condizente com o elemento a ser concretado, por exemplo, em peças de dimensões maiores e em que é possível que a mistura seja vibrada o uso de brita economiza cimento e agrega resistência. Essa característica é importante para as pré-lajes uma vez que o elemento passa por dois momentos de concretagem como será discutida mais adiante;
- *Índice de vazios:* A existência de vazios em excesso acarreta na diminuição da resistência final do concreto, porém a existência de ar na mistura acaba melhorando a

trabalhabilidade da massa, é importante dosar e uma vez aplicado à massa com uma determinada quantidade de ar, através da vibração, é possível diminuir o seu excesso amortecendo o impacto negativo sobre a resistência.

Para elementos de concreto pré-moldado é importante desenvolver um traço que seja respectivo ao tipo de elemento que se pretende obter, por exemplo, em peças densamente armadas é importante manter um concreto mais fluído, já em placas de concreto de pouca espessura (no caso a base da pré-laje) é importante que o concreto não tenha agregados com dimensões demasiadamente elevadas, a utilização de pedrisco garante que não sejam criadas zonas de fratura na peça uma vez que a mesma possui espessura de poucos centímetros. Um concreto com abatimento mediano é adequado para a fabricação de peças que utilizem como meio de adensamento mesas vibratórias.

Existem também certos elementos que possuem influência direta sobre determinadas características do concreto, estes são os aditivos. A NBR 11768 (2011) classifica os aditivos nas seguintes classes (Tabela 1):

Tabela 1 - Aditivos classificados segundo suas finalidades.

Tipo	Intuito
P	Plastificante
A	Acelerador de pega
R	Retardador de pega
PR	Plastificante retardador de pega
PA	Plastificante acelerador de pega
IAR	Incorporador de ar
SP	Superplastificante
SPR	Superplastificante retardador de pega
SPA	Superplastificante acelerador de pega

Fonte: Adaptado de NBR 11768:1992

Durante o desenvolvimento de um projeto, na prática, é indispensável especificar quais serão os valores necessários de resistência característica à compressão (f_{ck}), fator água/cimento (relação a/c) e o módulo de elasticidade (E_c). Em sua dissertação Flório (2004) cita que a importância da escolha destes parâmetros em detrimento há tempos passados (onde só era especificado o f_{ck}) se deve principalmente pela mudança de mentalidade em relação à durabilidade ao qual a estrutura deve resistir. A resistência à compressão é referente ao rompimento de um corpo de prova segundo as especificações da NBR 12655 (2006) e quando não é indicada a idade do concreto deve-se pressupor que o valor é referente aos 28 dias após a concretagem.

A NBR 6118 (2014) veta a utilização de classes de concreto inferiores a C20 ($f_{ck} = 20$ MPa) para elementos estruturais e que classes inferiores a esta só podem ser usadas em obras provisórias ou sem função estrutural. Um bom exemplo da utilização de classes inferiores a C20 é para a confecção de bases de concreto magro responsáveis por suportar armações de blocos de fundação.

Para concretos com resistência entre 20 MPa até 50 MPa tem-se a seguinte expressão para o cálculo do módulo de elasticidade:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Eq. (2.1)}$$

Onde:

E_{ci} - Módulo de Elasticidade (MPa);

F_{ck} - Resistência característica à compressão (MPa).

Na equação 2.1 o valor de α_E é adimensional e diz respeito ao material utilizado como agregado, os valores que podem ser usados são de 1,2 para agregados oriundos de basalto e diabásio, 1,0 para granito e gnaiss, 0,9 para calcário e 0,7 para arenito. Uma das inovações da revisão da NBR em relação a sua versão de 2003 é uma nova expressão (Equação 2.2) usada para o cálculo do módulo de elasticidade em concretos de classe C55 a C90:

$$E_{ci} = 21500 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad \text{Eq. (2.2)}$$

O módulo de elasticidades secante é um parâmetro do concreto relativo ao coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação (NBR 8522:2008). Para calcular seu valor utiliza-se a equação 2.3:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad \text{Eq. (2.3)}$$

Onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

A durabilidade de uma estrutura é um fator crucial no desenvolvimento de um empreendimento, espera-se que com o mínimo de manutenções seja possível estender ao máximo a vida útil. Na obra Corrosão em estruturas de concreto Armado, Ribeiro (2014) pontua que, em um projeto adequadamente elaborado, além de conferir segurança à estrutura deve garantir desempenho adequado em serviço e ser esteticamente aceitável, o autor ainda conclui que os requisitos de segurança têm sido observados, porém o desempenho da estrutura em serviço e a durabilidade são por vezes deixados em segundo plano. Portanto a NBR 6118 (2014) propõe que as estruturas sejam classificadas segundo uma classe de agressividade que está ligada ao ambiente ao qual a estrutura está inserida. Com base nisso pode-se pressupor que a estrutura será mais ou menos degradada com o passar do tempo, além de que em certos ambientes ocorre uma reação química que acelera e muito a degradação da estrutura:

- a) Classe I - Agressividade fraca: Pode ocorrer em ambiente rural ou submerso e o risco de deterioração da estrutura é considerado insignificante;

- b) Classe II - Agressividade moderada: Pode ocorrer em ambiente urbano, onde o risco de deterioração da estrutura é pequeno, porém a norma possibilita que a estrutura seja encaixada em uma classe de agressividade mais branda desde que a estrutura ocorra dentro de ambientes internos secos (Casas, apartamentos, conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido em argamassa e pintura) ou ainda em regiões onde a umidade relativa do ar seja igual ou inferior a 65% em média, onde parte da estrutura esteja protegida da chuva em ambiente seco, ou onde raramente chove;

- c) Classe III - Agressividade forte: Pode ocorrer em ambiente industrial ou cidade litorânea, o risco de deterioração da estrutura é grande, porém a norma possibilita que a estrutura seja encaixada em uma classe de agressividade mais branda desde que a estrutura ocorra dentro de ambientes internos secos (Casas, apartamentos, conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido em argamassa e pintura) e para o ambiente industrial (vetado para regiões litorâneas) pode-se ainda abrandar a agressividade em regiões onde a umidade relativa do ar seja igual ou inferior a 65% em média, onde parte da estrutura esteja protegida da chuva em ambiente seco, ou onde raramente chove;

- d) Classe IV - Agressividade muito forte: Pode ocorrer em ambientes industriais quimicamente agressivos e também em locais em que a estrutura recebe respingos de maré. Para os ambientes industriais citados é possível que a estrutura seja encaixada em uma classe de agressividade mais branda desde que a estrutura ocorra dentro de ambientes internos secos (Casas, apartamentos, conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido em argamassa e pintura).

No Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2004) a agressividade do meio é classificada de maneira semelhante, as divisões ocorrem por classe e de acordo com certas características do ambiente:

1. Sem risco de corrosão:

- a. Concreto sem reforço ou metal incorporado, locais onde não existem congelamento/degelo, abrasão e ataque químico ou para o caso de estruturas com armadura desde que em ambientes muito secos;

2. Corrosão induzida por carbonatação:

- a. Ambiente seco ou permanentemente molhado;
- b. Ambiente molhado ou raramente seco;
- c. Ambiente moderadamente úmido;
- d. Ciclo seco/molhado;

3. Corrosão induzida por cloridratos:

- a. Ambiente moderadamente úmido;
- b. Ambiente molhado ou raramente seco;
- c. Ciclo seco/molhado;

4. Corrosão induzida por cloridratos provenientes da água do mar:

- a. Exposto ao respingo do sal, mas não em contato direto com a água do mar;
- b. Permanentemente submerso;
- c. Exposto a ondas, respingo e borrfio da água do mar;

5. Ataque por congelamento/descongelamento:

- a. Saturação de água moderada sem agente atuando no descongelamento;
- b. Saturação de água moderada com agente atuando no descongelamento;
- c. Saturação de água elevada sem agentes atuando no descongelamento;
- d. Saturação de água elevada com agentes atuando no descongelamento;

6. Ataque químico;

- a. Pouca agressividade química do ambiente de acordo com a EN 206-1, tabela 2;
- b. Moderada agressividade química do ambiente de acordo com a EN 206-1, tabela 2;

c. Alta agressividade química do ambiente de acordo com a EN 206-1, tabela 2;

Em relação ao tipo de ambiente encontrado em nosso país existem diferenças em relação ao clima europeu, por exemplo, nossa norma não cita em suas classes de agressividade a possibilidade de congelamento/descongelamento e tal situação de fato ocorre em certos municípios brasileiros. A deterioração da estrutura ocorre uma vez que o meio passa a afetar suas características, enfraquecendo o concreto através de reações químicas ou promovendo a corrosão das armaduras, se considerarmos além dessa degradação que a peça sobre os efeitos de um esforço contínuo pode-se chegar ao colapso da mesma. Para Almeida *et al* (2014) a durabilidade das estruturas é dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do cobrimento da armadura. Na NBR 6118 (2014) a relação água/cimento e a classe de concreto que deve ser respeitada para cada classe de agressividade é a seguinte (Tabela 2):

Tabela 2 - Parâmetros da mistura do concreto em relação à classe de agressividade ambiental.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	Concreto Armado	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
Classes de concreto (NBR 8953)		$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (2014)

Além da utilização dos fatores de água/cimento e classe de concreto, é necessário respeitar o cobrimento mínimo sobre a armadura. Ao cobrimento mínimo é necessário acrescentar um valor de tolerância de execução (Δc) referente ao controle de qualidade imposto a obra, normalmente esse valor em casos em que o controle da obra não é rigoroso fica fixado em 10 mm. Em casos em que a obra possui um rígido controle de qualidade ou em peças pré-moldadas com alto índice de industrialização a tolerância adotada pode ser de 5 mm. Com a soma destas parcelas obtêm-se o valor de cobrimento nominal (c_{nom}). Para lajes considerando

$\Delta c = 10$ mm e a classe de agressividade ambiental é possível trabalhar com os seguintes valores de c_{nom} (Tabela 3):

Tabela 3 - Cobrimento de concreto sobre a armadura da peça em mm segundo a agressividade.

Tipo de concreto	Tipo de elemento	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (c_{nom}) em mm			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (2014)

Ainda segundo a NBR 6118 (2014) onde se planeja executar contrapisos, revestimentos diversos, regularização do piso, pisos asfálticos, etc, a tolerância de execução pode ser reduzida para 5 mm desde que o valor nominal nunca seja inferior a 15 mm. Outra prescrição é que em ambientes quimicamente agressivos sob nenhuma hipótese o cobrimento da armadura deve ser inferior a 45 mm.

Os elementos pré-moldados devem seguir os cobrimentos segundo especificado, porém podem ser reduzidos em 5 mm se forem considerados como pré-fabricados caso o controle de qualidade atinja os níveis estabelecidos no item 12 da NBR 9062 (2006). Caso esses critérios não sejam atingidos, mas o f_{ck} utilizado seja maior ou igual a 40 MPa e a relação água/cimento menor ou igual a 0,45 pode-se adotar essa mesma redução de 5 mm. O exemplo a seguir busca analisar quais características são interessantes para a confecção de placas de concreto pré-moldadas:

2.2.1 Exemplo 1

Para um fabricante de lajes pré-moldadas, quais os parâmetros (relativos ao concreto) mais adequados para que se possa construir em diferentes ambientes?

- *Resistência à compressão:* O critério para a definição da resistência à compressão de uma peça de concreto diz respeito basicamente aos esforços ao qual será solicitada, ao

nível de durabilidade e as possíveis deformações que irá sofrer. Para as pré-lajes não é diferente, o esforço inicial que deverá ser resistido consiste em uma carga pontual de aproximadamente 100 kgf (trabalhador mais vibrador) se movendo sobre a peça, com base nesse critério e a máxima flecha admissível (antes da camada de concreto aplicada *in situ*, ver item 2.9.5.4) para um determinado vão é possível determinar a resistência à compressão necessária para a placa de concreto. A resistência mínima também deve ser determinada pela classe de agressividade no qual o empreendimento está contido (Tabela 3);

- *Ensaio de abatimento (Slump)*: Devido à espessura ser da ordem de centímetros e a necessidade de se atingir maior produtividade, muitas fabricas adotam sistemas de mesas vibratórias, em peças maiores ou projetos especiais pode ser necessário o emprego de vibração manual com mangote, em todo caso, um slump baixo não auxilia no espalhamento do concreto, portanto a fluidez é essencial para o enchimento da forma. Em experiências anteriores do autor foi possível observar que, valores de abatimento do tronco de cone de ao menos 20 cm são ideais para a concretagem das placas;
- *Qualidade de acabamento*: A utilização de concretos de alto desempenho se justifica em casos da necessidade de manter a peça aparente, para uma laje essa situação se daria na cobertura de garagens de prédios aonde não se pretende aplicar outro acabamento. Em situações mais convencionais aonde será feito algum tipo de acabamento é até interessante que a peça seja mais rústica o que garantiria maior aderência para a aplicação de um revestimento. As formas utilizadas têm grande impacto nessa característica, formas metálicas garantem maior qualidade no acabamento, são ainda mais duráveis e precisas;
- *Durabilidade*: Esse fator diz respeito ao quão e ao que a laje ficará exposta, normalmente as placas ficam sujeitadas a situações transitórias, antes da concretagem final, porém como já foi dito anteriormente pode haver o desejo de manter a peça visível, caso não seja previsto nenhuma camada de acabamento o fabricante deve providenciar

e garantir o recobrimento mínimo de 20 mm para a face que ficará mais exposta caso esteja sendo construído em ambiente rural, 25 mm considerando o ambiente urbano, 35 mm para ambiente industrial e, finalmente, 45 mm para ambientes expostos a respingos da maré (litoral) ou quimicamente agressivos (estações de tratamentos de efluentes). Lembrando que salvo ambientes quimicamente agressivos sempre é possível reduzir o nível de agressividade para um nível mais brando quando a peça se encontra em ambiente interno, protegido de intempéries com umidade relativa do ar nunca superior a 65%;

- *Mistura do concreto ou traço*: O traço de concreto precisa ser ensaiado para que a peça possa atingir a resistência desejada para determinado projeto. O traço também diz respeito a características como fluidez e tempo de pega, estando intimamente ligado a classe de agressividade do meio (o que acaba direcionando qual será o fator água/cimento que deverá ser adotado);
- *Consistência*: Faz referência ao valor do abatimento do tronco de cone a ser usado e deve ser dimensionado para evitar exsudação e desagregação durante a aplicação;
- *Máximo tamanho do agregado graúdo*: A pré-laje possui pequenos valores de espessura inicial da camada de concreto, logo é importante adotar o uso de agregados graúdos de pequena granulometria como é o caso do pedrisco. Em projetos especiais onde se planeja fazer placas mais espessas essa condição poderia ser alterada. A NBR 6118 (2014) cita que é necessário que os espaços projetados para a armação sejam suficientes para a introdução do vibrador combatendo assim a segregação e a ocorrência de vazios prejudiciais à resistência da estrutura;
- *Índice de vazios*: A existência de vazios nesse primeiro momento não é recomendável, assim deve-se prever uma boa vibração da peça a fim de evitar o excesso.

2.3 Aço

O aço é o material responsável por absorver as tensões de tração geradas no interior da estrutura devido aos diferentes carregamentos, o concreto é conhecido por ter uma baixa resistência a esse tipo de esforço e o aço acaba tendo que arcar com essa parcela. Portanto, ao especificar uma determinada armação é importante saber qual é a resistência característica ao escoamento (f_{yk}) do mesmo. Essa resistência tem ligação direta com a máxima deformação que o material pode sofrer, uma vez que, atingido aquele valor a deformação se torna "plástica", ou seja, o material perde a capacidade de assumir a dimensão anterior a aplicação da carga que gerou tal deformação. O valor da resistência de escoamento de um determinado aço costuma ser minorado para que seja possível trabalhar com mais segurança durante o desenvolvimento dos cálculos.

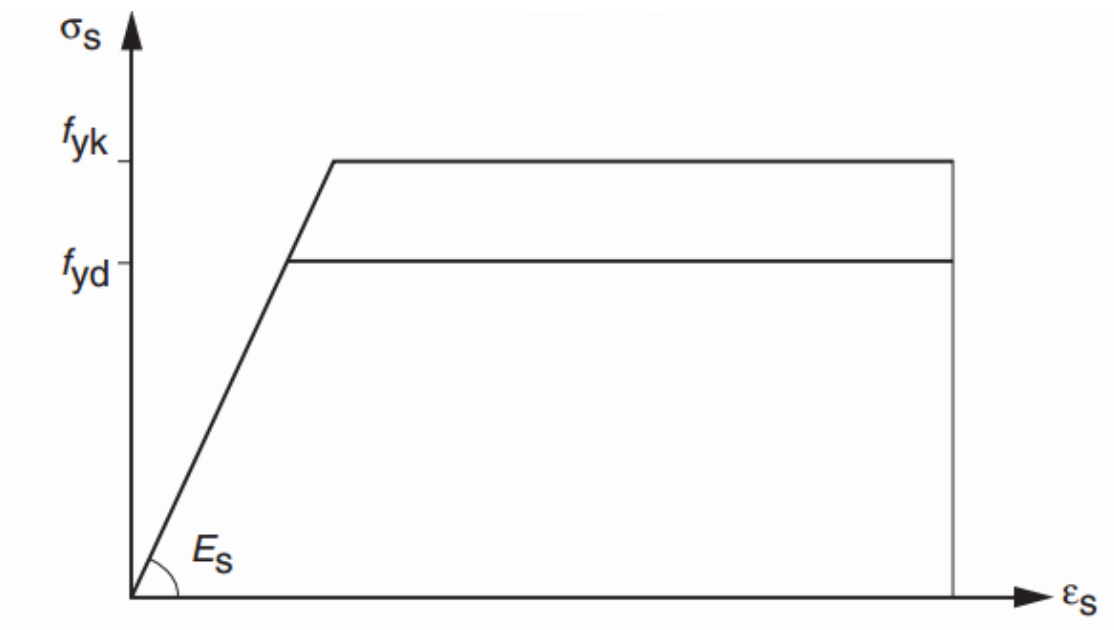
Tradicionalmente as categorias de aço CA50 e CA60 são as mais utilizadas na construção civil sendo que o aço CA50 é laminado a quente enquanto que o aço CA60 pode ser laminado a frio, trefilado ou estirado. A NBR 7480 (2007) determina que as barras de aço CA50 sempre tenham nervuras transversais e que essas devam formar ângulos entre 45° a 70° com o sentido longitudinal da peça. As barras de aço CA60 podem ter nervuras, serem lisas ou entalhadas sendo que é necessário respeitar o coeficiente de conformidade superficial mínima.

As características do aço que precisam ser levadas em conta durante sua escolha são, segundo a NBR 6118 (2014), portanto:

- *Classe:* CA25, CA50 ou CA60;
- *Tipo de superfície aderente:* essa característica é muito importante especialmente durante a verificação da interface aço/concreto, O valor do coeficiente de aderência (η_1) varia segundo a superfície da barra (Tabela 4);
- *Massa específica:* adota-se o valor de 7850 kg/m³;
- *Coefficiente de dilatação térmica:* Entre temperaturas de -20°C e 150°C deve-se adotar 10⁻⁵/°C;

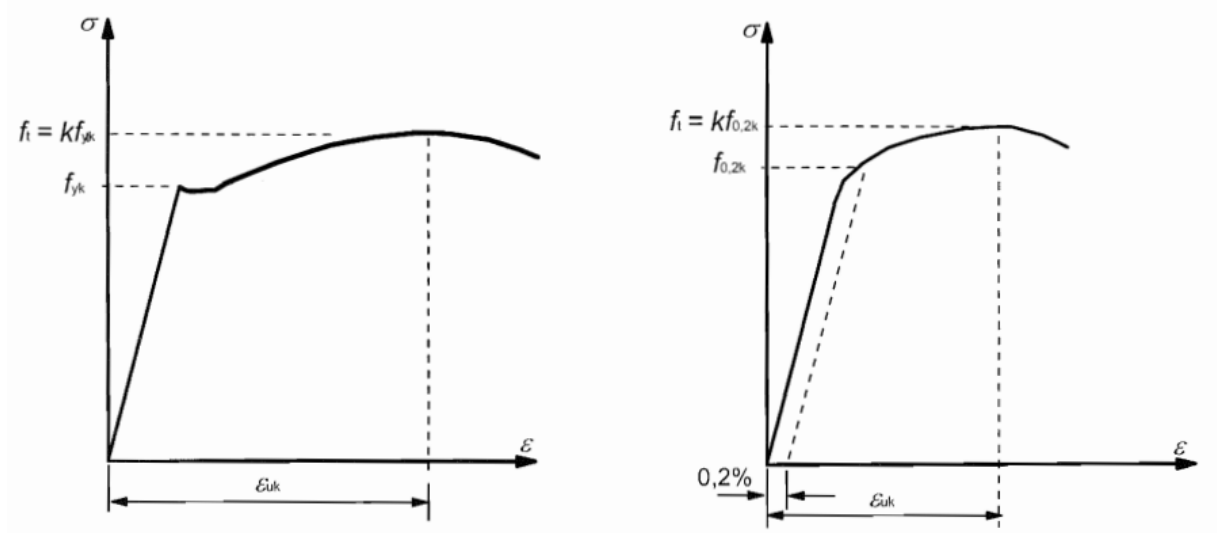
- *Módulo de elasticidade*: Adotar 210 GPa;
- *Diagrama Tensão/Deformação*: o diagrama de tensão/deformação do aço utilizado nas armaduras passivas é o ilustrado na Figura 6. A Figura 7, contida no Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2004), demonstra a diferença no diagrama entre aços laminados a quente e a frio:

Figura 6 - Diagrama tensão versus deformação do aço utilizado em armaduras passivas.



Fonte: NBR 6118 (2014).

Figura 7 - A esquerda o diagrama de Tensão/deformação para um aço laminado a quente e a direita um laminado a frio.



Fonte: EN 1992-1-1 (2004)

- *Ductilidade*: Os aços CA50 e CA25 são considerados de alta ductilidade, já os aços CA60 tem ductilidade normal desde que sigam as especificações da norma NBR 6118 (2014);
- *Resistência à fadiga*: Essa característica do aço diz respeito à capacidade de resistência a repetitivos ciclos de carga e descarga ao longo de sua vida útil, é uma verificação importante em estruturas que lidam com cargas dinâmicas como pontes, viadutos, estruturas portuárias, etc;
- *Soldabilidade*: Em casos de emendas por solda o material deve ser ensaiado a força de ruptura e para que seja checado se a sua deformação não compromete a ductilidade da armadura.

2.4 Concreto Armado

A associação entre aço e concreto trabalhando juntos dá-se o nome de concreto armado e o comportamento esperado de uma estrutura com materiais trabalhando em conjunto é de que seja possível extrair o melhor de cada componente. O aço tem uma resistência alta à tração e o concreto uma boa resistência à compressão, portanto a solidarização do conjunto é essencial. O American Concrete Institute (1996) em sua norma 302.1R-96 aponta que estruturas e membros estruturais devem ter suas resistências dimensionadas para que nenhuma parte tenha esforço superior ao calculado, posto isso é necessária especial atenção, principalmente, nos pontos críticos de uma estrutura sem deixar de levar em conta a resistência como um todo. O dimensionamento de uma estrutura, portanto deve evitar a todo custo atingir o colapso progressivo ou ruína total/parcial que inviabilize a ocupação ou coloque em risco a vida de pessoas que habitam determinada construção.

Uma peça de concreto armado deve então possuir monolitismo, aço e concreto devem trabalhar de maneira solidária, a aderência entre concreto e armadura deve ser a máxima possível. Em estruturas convencionais a armadura só irá de fato trabalhar quando as solicitações de fato ocorrerem, pode parecer obvio, mas é justamente nesta peculiaridade que reside a diferença entre o concreto pré-moldado e o concreto protendido. No primeiro as armaduras assumem um caráter passivo, ou seja, existe grande reserva de capacidade e normalmente não se espera que a estrutura vá trabalhar no limite de sua resistência. Segundo a NBR 6118 (2014) a armadura é considerada passiva quando ela não é utilizada para produzir nenhum tipo de força de protensão. No concreto protendido a armadura assume um caráter ativo e trabalha com uma carga elevada de tensão desde o começo da sua vida útil.

2.5 Aderência Concreto-Aço

O funcionamento do conjunto concreto-aço é fundamental para o funcionamento de uma peça de concreto pré-moldado, portanto, sua junção como material misto é algo que deve ser considerado com extrema cautela e respeitando-se as dimensões de limites de transpasse de armadura e emendas. O modo como à tensão se espalha pelos materiais diz respeito à aderência da armadura com a peça de concreto, os fabricantes de aço preparam suas barras pensando

nessas situações, para os tipos de aço CA50 e CA60 podem-se encontrar barras lisas, nervuradas ou entalhadas. A NBR 6118 (2014) sugere que sejam utilizados os seguintes coeficientes (η_1) para a verificação de aderência (Tabela 4):

Tabela 4 - Coeficiente de aderência (η_1) em relação ao tipo de superfície da barra em questão.

Tipo de superfície	Coeficiente de aderência (η_1)
Lisa	1
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

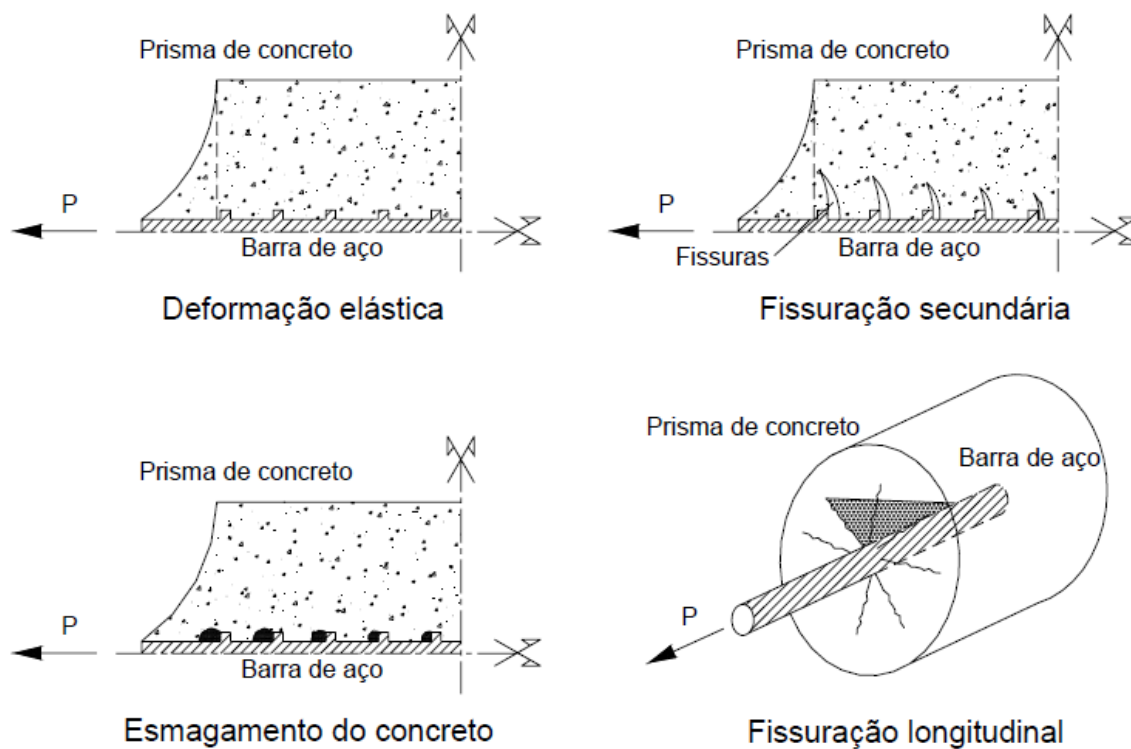
Fonte: NBR 6118 (2014)

Almeida Filho (2006) em seu trabalho sobre aderência entre armadura e concreto auto-adensável cita o trabalho de Bangash (1989) que infere que as três parcelas que são mais importantes a serem consideradas na aderência são:

- *Adesão*: resistência ao esforço cisalhante entre as partículas de concreto e aço;
- *Atrito*: fator essencial na análise de peças no ELU;
- *Interação do contato entre os materiais (bearing action)*: deformação da armadura que está diretamente em contato com o concreto.

Ainda sobre o tema Almeida Filho (2006) cita o trabalho de Rots (1989) que expõe os 4 diferentes tipos de mecanismo de aderência que armadura e concreto podem sofrer (Figura 8):

Figura 8 - Mecanismos de aderência entre concreto e aço segundo Rots (1989) citado por Almeida Filho (2006).



Fonte: Almeida Filho (2006)

O estudo de Buchaim (2001) sugere que antes da ocorrência da fissuração, concreto e aço se deformam igualmente, porém após o início do processo de fissuração essa deformação passa a ser maior para o aço e menor no concreto originando uma ruptura com alongamento inferior na seção de concreto do que em relação à seção do aço.

Buchaim (2001) cita ainda as duas fases no processo de fissuração que são a etapa de formação e estabilização de fissuras. A primeira diz respeito à formação de novas, já a segunda fase diz respeito à estabilização onde as fissuras já estão formadas e o aumento de tensão só gera maior abertura de fissuras.

2.6 Estados-Limite

Os estados-limites são um conjunto de situações adversas típicas ou não às quais são aplicadas como base de cálculo para os esforços que ocorrem durante uma construção e são os alicerces para um dimensionamento probabilístico do que ocorre em termos de ações em uma estrutura. Existem basicamente dois tipos de estados-limites:

2.6.1 Estado-limite último (ELU)

O estado-limite último (ELU) é o mais drástico e ocorre quando a estrutura atinge uma condição inviável de estabilidade, o que acarreta em sua ruína total ou parcial devido ao esgotamento de sua capacidade resistente, perda de equilíbrio ou qualquer outra situação que demonstre que não existe mais possibilidade de utilização da mesma.

2.6.2 Estado-limite de serviço (ELS)

O outro tipo de estado-limite são os chamados estados-limites de serviço, ou situações, que ultrapassadas, podem gerar desconforto aos usuários, mas que não necessariamente causam a destruição da estrutura (algumas dessas situações podem facilitar a ocorrência de patologias que causariam uma aceleração na degradação da estrutura). A norma NBR 6118 (2014) cita os seguintes estados-limites como sendo de serviço:

- Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F);
- Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W);
- Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF);
- Estado-limite de descompressão (ELS-D);
- Estado-limite de descompressão-parcial (ELS-DP);
- Estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE);
- Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE).

Para elementos que trabalhem a protensão, os limites ELS-D, ELS-DP e ELS-CE não precisam ser verificados, porém, é importante que os demais sejam considerados e avaliados.

2.7 Fissuração por retração

A fissuração do concreto é provavelmente um dos fenômenos mais comuns observados em obras de todos os portes, sua ocorrência está ligada a diversos fatores como, por exemplo, carregamentos ao longo da vida útil da estrutura maiores que os determinados inicialmente, fissuras por retração térmica devido cura deficiente ou até mesmo por especificação incorreta do traço do concreto, gerando um slump não condizente com a densidade de armadura da estrutura deixando vazios e zonas de fragilidade nas peças (Figura 9).

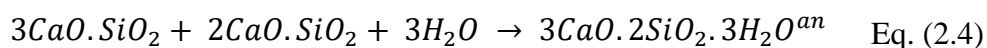
Figura 9 - Exemplo de estrutura fissurada por cura química deficiente.



Fonte: Acervo do autor

Evitar o problema da fissuração de maneira total é um desafio que economicamente nem sempre é justificável. Uma cura adequada do concreto garante que, na ocorrência do problema, ele seja sempre minimizado, porém a reação do cimento com a água é uma reação de hidratação quimicamente exotérmica, ou seja, libera calor e gera perda de água o que acarreta em uma chance maior de ocorrerem fissuras. Em lajes de concreto armado o problema é crítico, já que as mesmas exigem grandes volumes de concreto e por ficarem expostas às intempéries sofrem

ciclos de aquecimento/resfriamento muito dinâmicos. O fenômeno da retração química devido à perda de volume da água na evaporação também colabora para o aparecimento de aberturas no concreto. A reação química de endurecimento do concreto segundo Giongo (2007) é representada pela equação 2.4:



Onde:

- $3CaO.SiO_2$ - Silicato tricálcico;
- $2CaO.SiO_2$ - Silicato dicálcico;
- $3H_2O$ - Água;
- $3CaO.2SiO_2.3H_2O^{an}$ - Micro cristais de dissilicato tricálcico hidratado onde a parcela “an” corresponde ao volume de água não evaporável e que gera o fenômeno da retração química.

A norma brasileira admite a abertura de fissuras até um determinado limite baseado na classe de agressividade ambiental da estrutura e é considerado um estado-limite a ser observado no dimensionamento da estrutura (Tabela 5):

Tabela 5 - Máxima abertura característica (W_k) versus classe de agressividade ambiental.

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração	Combinações de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a IV	Não há	-
Concreto armado	CAA I	ELS-W $W_k \leq 0,4$ mm	Combinação Frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $W_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $W_k \leq 0,2$ mm	

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (2014).

2.8 Tipos de ações

Durante a composição de carregamentos de uma estrutura é normal se pensar em quais serão as cargas e com que frequência elas ocorrem. Durante o desenvolvimento das teorias de cálculo das estruturas era comum utilizar todos os carregamentos como ocorrendo igualmente e em todo o tempo de vida da estrutura, além disso considerava-se o material trabalhando em comportamento elástico-linear; tal condição ficou conhecida como sendo a teoria clássica do cálculo estrutural (Carvalho e Figueiredo Filho:2014). O avanço da capacidade tecnológica e as demandas econômicas acabaram gerando uma mudança nessa linha de pensamento. As estruturas que antes eram superdimensionadas para carregamentos que muitas vezes sequer eram atingidos geravam desperdício de recursos, tempo e energia. Atualmente, o método dos estados-limite utiliza a frequência com que ocorrem determinadas ações para combiná-las e obter envoltórias de carregamento mais ou menos favoráveis, através de tal previsão pode-se obter um dimensionamento mais realista e menos penoso.

2.8.1 Ações Permanentes

As ações permanentes ocorrem em toda a vida útil da construção, por estarem sempre presentes não podem e nunca devem ser descartadas dos processos de cálculo. A NBR 8681 (2003) classifica ainda as ações entre diretas e indiretas, sendo que um exemplo de ação direta seria o peso próprio da estrutura e uma ação indireta seria, por exemplo, as cargas oriundas de recalques, protensão, retração, etc.

2.8.2 Ações variáveis

As ações variáveis ocorrem com frequências inconstantes e nem sempre previsíveis, mas que geram um impacto em momentos específicos da etapa construtiva (sobrecargas geradas por trabalhadores e equipamentos) ou durante longos períodos de tempo (cargas de ocupação). O vento é possivelmente uma das ações variáveis mais importantes a serem consideradas já que ocorrem em todas as direções da estrutura e tem um acréscimo de carga considerável na medida em que a estrutura cresce verticalmente. A NBR 8681 (2003) divide as ações variáveis entre normais e especiais. As normais devem ser consideradas sempre no cálculo, como por exemplo,

cargas de ocupação (a existência ou não de acesso ao público em uma laje, cargas de escritório, revestimentos, etc). As cargas especiais decorrem de situações mais ou menos previsíveis como sismos ou cargas de natureza e intensidades especiais.

2.8.3 Ações excepcionais

São ações que podem ocorrer durante a vida de uma estrutura com duração muito pequena em relação à vida útil de uma edificação, pode-se exemplificar como sendo causados por movimentos de terra não convencionais, choque de veículos, explosões ou até mesmo incêndios.

2.9 Carregamentos e Combinações

A combinação de diferentes ações acarreta na criação dos diversos casos de carregamento, a fim de se criar envoltórias com os valores mais extremos para que seja feito um dimensionamento realista voltado para a segurança e efetividade econômica da estrutura.

2.9.1 Tipos de Carregamento

A NBR 8681 (2003) considera os carregamentos como sendo dos tipos normal, especial e excepcional.

2.9.1.1 Carregamento Normal

Trata-se de um carregamento que ocorre durante todo o tempo de vida da estrutura e que nunca pode ser desprezado durante as verificações rotineiras da estrutura.

2.9.1.2 Carregamento Especial

Os carregamentos especiais são considerados quando sua intensidade é superior aos esforços gerados no carregamento normal, portanto deve haver uma verificação detalhada de

cada caso. Esse tipo de carregamento é verificado para os ELUs e são considerados como transitórios, de curta duração, porém de intensidade não desprezível.

2.9.1.3 Carregamentos Excepcionais

Os carregamentos excepcionais ocorrem em situações extremas e têm natureza catastrófica, e só são avaliados em estruturas em que essas ações não podem ser desprezadas devido à sua importância. Assim como o carregamento especial sua duração é curta e seus efeitos transitórios, deve-se avaliar apenas uma combinação última de ações para esse tipo de carga.

2.9.2 Combinações de ações

As combinações de ações são pensadas para que seja possível prever os diversos casos de carregamento, onde uma determinada carga pode atuar de maneira favorável a segurança da estrutura ou de maneira desfavorável. Para cada combinação majoram-se as cargas que atuam negativamente e minoram-se as cargas que favorecem a estrutura.

2.9.2.1 Combinações últimas normais, especiais e excepcionais

- Normais (Equação 2.5):

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad \text{Eq. (2.5)}$$

- Especiais (Equação 2.6):

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right] \quad \text{Eq. (2.6)}$$

- Excepcionais (Equação 2.7):

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q1,exc} + \gamma_q \sum_{j=2}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad \text{Eq. (2.7)}$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável que está sendo verificada;

$\Psi_{0j} F_{Qj,k}$ é o fator redutor para cada uma das demais ações que atuam simultaneamente com a ação variável avaliada;

$\Psi_{0j,ef}$ é o fator de combinação efetivo para as outras ações que possam agir em conjunto com a ação avaliada;

$F_{Q1,exc}$ é o valor da ação excepcional ao qual se pretende avaliar.

2.9.2.2 Combinações de serviço quase permanentes, frequentes e raras

- Quase permanentes (Equação 2.8):

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{Eq. (2.8)}$$

- Frequentes (Equação 2.9):

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{Eq. (2.9)}$$

- Raras (Equação 2.10):

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} F_{Qj,k} \quad \text{Eq. (2.10)}$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável que está sendo verificada;

$\Psi_{0j} F_{Qj,k}$ é o fator redutor para cada uma das demais ações que atuam simultaneamente com a ação variável avaliada;

$\Psi_{0j,ef}$ é o fator de combinação efetivo para as outras ações que por ventura possam agir em conjunto com a ação avaliada;

$F_{Q1,exc}$ é o valor da ação excepcional ao qual se pretende avaliar.

Os valores dos coeficientes serão utilizados durante o desenvolvimento de exemplos deste trabalho e podem ser encontrados no Anexo A.

2.9.3 Deslocamentos Limite

Os deslocamentos limites são considerados durante as verificações em serviço do estado limite de deformações excessivas e seus valores não podem ser superiores aos descritos na norma, por causarem impacto nos demais elementos estruturais ou sensação de insegurança ao usuário (Tabela 6). O trabalho de Santine (2006), citando a NBR 6118 (2003), elenca os tipos de efeitos que devemos considerar durante o estudo das deformações como sendo:

- Aceitabilidade Sensorial;
- Efeitos em elementos estruturais em serviço;
- Efeitos em elementos não estruturais;
- Efeitos em elementos estruturais.

Tabela 6 - Valores de deslocamento-limite segundo a NBR 6118 (2014)

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade Sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\frac{l}{250}$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\frac{l}{350}$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\frac{l}{250}^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\frac{l}{350} + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$\frac{l}{600}$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após o nivelamento do equipamento	De acordo com a recomendação do fabricante do equipamento	

^a As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água;

^b Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio plano maior que $1/350$;

NOTAS

1 Todos os valores-limites de deslocamentos supõem elementos de vão l suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movam. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.

2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor l é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.

3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na seção 11.

4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (2014)

2.9.4 Determinação de Flecha e contraflecha

A determinação da flecha máxima ao qual a estrutura pode suportar define se a espessura do pavimento determinada é de fato coerente com os carregamentos que serão impostos.

À medida que se eleva o carregamento da estrutura, especialmente nas verificações relativas ao ELU, nota-se que o concreto começa a sofrer fissuração, isso acaba reduzindo a capacidade resistiva da seção (e conseqüentemente o momento de inércia) já que ela não é mais completamente eficaz isso acarreta em maiores deflexões que precisam ser verificadas.

A NBR 6118 (2014) estabelece que a estrutura durante as verificações do estado-limite de serviços trabalha na fronteira do estágio 1 e o estágio 2, ou seja, já existe uma consideração em relação à fissuração que a estrutura irá sofrer. O momento de fissuração pode ser calculado através da seguinte expressão (Equação 2.11):

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} \quad \text{Eq. (2.11)}$$

Onde:

- α – é um fator adimensional relacionado a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta (1,2 para seções “T” ou duplo “T”; 1,3 para sessões “I” ou “T” invertido e 1,5 para sessões retangulares);
- y_t – Distância entre o Centro de gravidade e a fibra mais tracionada;

- f_{ct} – Resistência a tração do concreto (usar o valor de $f_{ctk,inf}$ para o estado-limite de formação de fissuras e $f_{ct,m}$ para o estado-limite de deformação excessiva);
- I_c – Inércia bruta da seção de concreto.

Quando o momento de atuação é maior que o momento de fissuração (M_r) a estrutura passa a trabalhar no estágio 2. A tese de Carvalho (1994) enumera quais são os efeitos desse aumento no momento sobre uma estrutura de concreto:

1. Distribuição de tensão de compressão no concreto triangular;
2. Esforço à tração resistido apenas pela armadura abaixo da linha neutra não se considerando, portanto, o concreto trabalhando a tração;
3. Aço e concreto sem escoar.

Segundo a NBR 6118 (2014) quando o momento de fissuração é superado deve-se considerar a rigidez fissurada da estrutura (Equação 2.12):

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad \text{Eq. (2.12)}$$

Onde:

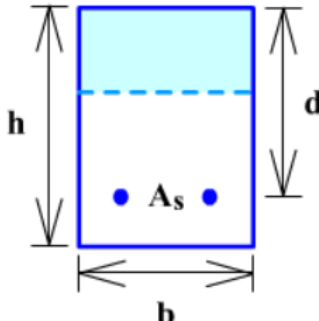
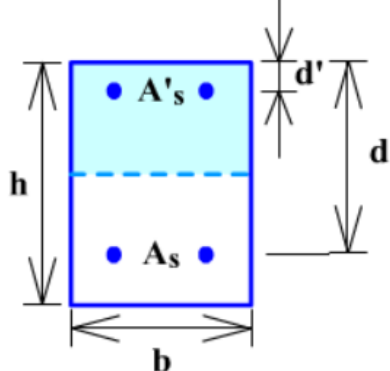
- I_c é o momento de inércia bruto da seção;
- I_{II} é o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio 2. Para calcular esse valor é necessário descobrir em que posição a linha neutra se encontra e isso depende do tipo de seção que se está avaliando (ver 2.9.4.1);
- M_a é o máximo valor de momento obtido através da combinação de ações considerada;
- M_r é o momento de fissuração do elemento (deve ser considerado apenas 50% deste valor caso sejam usadas barras lisas na peça);
- E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto;
- Considerando $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$.

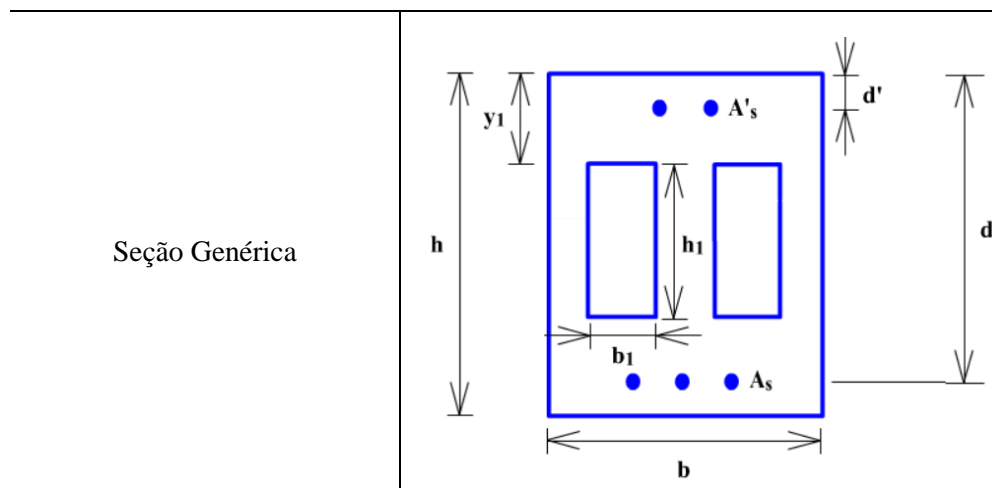
A estimativa da flecha é considerada como sendo a soma de duas parcelas, uma relativa à flecha imediata da estrutura e outra relativa à fluência com o passar do tempo.

2.9.4.1 Linha Neutra e Momento de Inércia

A posição da linha neutra e o momento de Inércia são dois valores necessários de se obter quando a seção trabalha fissurada, normalmente as lajes podem assumir três configurações distintas (Tabela 7, 8 e 9), ser retangular com armadura simples inferior, retangular com armadura dupla (laje maciça) ou ser uma seção genérica (com vazios como a laje nervurada).

Tabela 7 - Tipos de seções para análise do Estádio 2

Tipo de seção	Parâmetros
Retangular Armadura Simples	
Retangular Armadura Dupla	



Fonte: Adaptado de INVESTIGAÇÃO... (2015)

Tabela 8 - Posição da linha neutra e cálculo do momento de Inércia no segundo Estádio

Tipo de seção	Posição da Linha Neutra	Momento de Inércia X_{II}
Retangular Armadura Simples	$X_{II}^2 - \frac{2A_s\alpha_e(d - X_{II})}{b} = 0$	$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} + A_s\alpha_e(d - X_{II})^2$
Retangular Armadura Dupla	$X_{II}^2 + \frac{2\alpha_e}{b} [A_s(X_{II} - d) + A'_s(X_{II} - d')] = 0$	$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} + A_s\alpha_e(d - X_{II})^2 + A'_s\alpha_e(X_{II} - d')^2$

Fonte: Adaptado de INVESTIGAÇÃO... (2015)

O cálculo do Momento de Inércia no estágio 2 quando se tem uma seção não usual varia em relação a posição da linha neutra, para uma laje nervurada, três são as possibilidades, portanto (Tabela 9):

Tabela 9 - Cálculo de posição de linha Neutra e Momento de Inércia para seção genérica

Tipo de seção genérica	Posição da Linha Neutra	Momento de Inércia X_{II}
Linha Neutra passando capa de concreto (mesa superior)	$\frac{bX_{II}^2}{2} + A'_s\alpha_e(X_{II} - d') = A_s\alpha_e(d - X_{II})$	$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} + A_s\alpha_e(d - X_{II})^2 + A'_s\alpha_e(X_{II} - d')^2$
Linha Neutra passando na altura do elemento Neutro (alma)	$\frac{bX_{II}^2}{2} - 2b_1(X_{II} - Y_1)\frac{(X_{II} - Y_1)}{2} + A'_s\alpha_e(X_{II} - d') = A_s\alpha_e(d - X_{II})$	$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} - 2b_1\frac{(X_{II} - Y_1)^3}{3} + A_s\alpha_e(d - X_{II})^2 + A'_s\alpha_e(X_{II} - d')^2$
Linha Neutra na pré-laje (mesa inferior)	$\frac{bX_{II}^2}{2} - 2b_1h_1\left(X_{II} - \left[Y_1 + \frac{h_1}{2}\right]\right) + A'_s\alpha_e(X_{II} - d') = A_s\alpha_e(d - X_{II})$	$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} - \frac{2b_1h_1^3}{12} - 2b_1h_1\left(X_{II} - \left[Y_1 + \frac{h_1}{2}\right]\right)^2 + A_s\alpha_e(d - X_{II})^2 + A'_s\alpha_e(X_{II} - d')^2$

Fonte: Adaptado de INVESTIGAÇÃO... (2015)

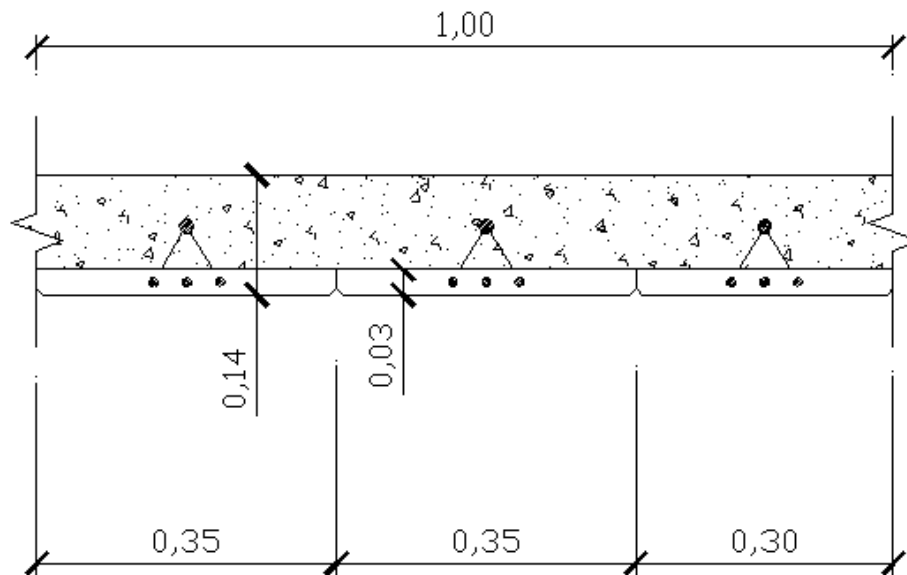
2.9.5 Exemplo 2

Considerando uma laje maciça e outra nervurada de $h = 14$ cm de espessura, qual seria a capacidade de absorção de momento antes da abertura de fissuras para cada um dos sistemas?

Para fins de cálculo será considerada uma faixa de um metro de laje, composta por três painéis, dois com 35 cm de largura e um com 30 cm de largura, a espessura destas peças é de 3 cm, o concreto a ser usado possui f_{ck} de 25 Mpa e o valor de y_t será considerado como sendo 90% da espessura final do pavimento, ou seja, 0,9h (0,126 m para uma laje de espessura igual a 0,14 m). As peças não possuem nenhuma armadura adicional fora a armadura construtiva das peças. O valor de f_{ct} é considerado como sendo o de abertura de fissuras, portanto $f_{ct,inf} = 0,7f_{ct,m}$. A NBR 6118 (2014) estabelece o valor de $f_{ct,m}$ é igual $0,3 f_{ck}^{2/3}$, portanto, $f_{ct,inf} = 1,795$ MPa (ou 1795 KN/m²).

A laje maciça é composta por esses três painéis e recebe uma camada de 11 cm de concreto como finalização de pavimento (Figura 10):

Figura 10 - Seção típica da laje maciça utilizada no exemplo 2



Fonte: Acervo do autor.

A partir desta seção para definir a Inércia é utilizado o comando 'MASSPROP' do software Autocad 2007, e obtêm-se os seguintes dados (Figura 11):

Figura 11 - Características geométricas de uma seção de laje maciça com um metro de largura, 0,14 m de espessura, considerando a existência de um chanfro nos cantos das peças.

```

----- REGIONS -----
Area:                1398.2877
Perimeter:           228.3448
Bounding box:        X: -49.9980 -- 50.0020
                    Y: -7.0083 -- 6.9917
Centroid:            X: 0.0000
                    Y: 0.0000
Moments of inertia:  X: 22788.5005
                    Y: 1164897.3193
Product of inertia:  XY: 19.2871
Radii of gyration:   X: 4.0370
                    Y: 28.8633
Principal moments and X-Y directions about centroid:
                    I: 22788.5002 along [1.0000 0.0000]
                    J: 1164897.3196 along [0.0000 1.0000]
    
```

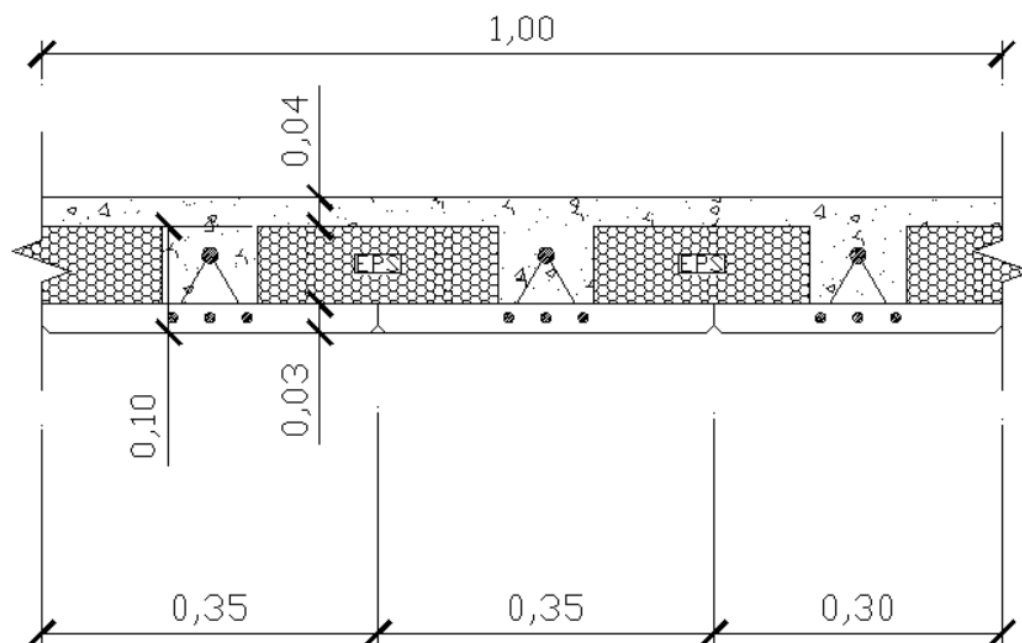
Fonte: Acervo do autor.

A Inércia, considerando a origem dos eixos no CG da seção, é de aproximadamente 22788,5 cm⁴. O valor de α é de 1,5 para seção retangular conforme a seção 2.9.4. Portanto, utilizando a expressão 2.11:

$$M_{r,maciça} = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} = \frac{1,5 \times 1795 \times 2,28 \times 10^{-4}}{0,126} = 4,872 \text{ KN.m}$$

A seção nervurada é mostrada na Figura 12 e representa a laje confeccionada com peças de EPS nas áreas em que o concreto contribui pouco para a resistência do sistema.

Figura 12 - Seção típica da laje nervurada utilizada no exemplo 2



Fonte: Acervo do autor.

Baseado nessa geometria e através do comando 'MASSPROP' do software Autocad 2007 tem-se os seguintes dados (Figura 13):

Figura 13 - Características geométricas de uma seção de laje nervurada com um metro de largura, 0,14 m de espessura, com peças de EPS de largura igual a 25 cm e altura de 7 cm.

```

Area: 910.0000
Perimeter: 396.0000
Bounding box: X: 1.5012 -- 101.5012
               Y: -7.0083 -- 6.9917
Centroid: X: 51.8858
           Y: 0.2609
Moments of inertia: X: 20739.3290
                   Y: 3194918.8444
Product of inertia: XY: 12050.8997
Radii of gyration: X: 4.7739
                  Y: 59.2528
Principal moments and X-Y directions about centroid:
I: 20677.2717 along [1.0000 -0.0004]
J: 745073.8180 along [0.0004 1.0000]
    
```

Fonte: Acervo do autor.

A Inércia, considerando a origem dos eixos no CG da seção, é de aproximadamente 20677,27 cm⁴. O valor de α é de 1,3 para seções do tipo "I" ou "T" invertido, conforme a seção 2.9.4. Novamente, utilizando a expressão 2.11 tem-se que:

$$M_{r,nervurada} = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} = \frac{1,3 \times 1795 \times 2,07 \times 10^{-4}}{0,126} \approx 3,834 \text{ KN.m}$$

A partir dos valores obtidos e, fazendo a relação entre eles, é possível concluir que a laje nervurada, neste caso, possui menor capacidade de absorção de momento antes da abertura da primeira fissura.

2.9.5.1 Flecha imediata

A equação da flecha imediata diz respeito ao tipo de carregamento ao qual a estrutura está exposta, o vão efetivo, momento de inércia da seção e módulo de elasticidade. Por exemplo, para um carregamento distribuído linearmente onde a estrutura se encontra simplesmente apoiada (situação muito frequente durante a concretagem das placas de concreto) a flecha (para uma carga distribuída linearmente sobre a estrutura) é calculada com a equação 2.13 e seu valor máximo ocorre no meio do vão:

$$w_{max} = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} \quad \text{Eq. (2.13)}$$

Onde:

- w_{max} é o máximo valor da flecha e sua unidade depende das unidades inseridas na fórmula.

Para as pré-lajes é necessário verificar a flecha em dois momentos, inicialmente é importante verificar antes do lançamento do concreto e uma segunda verificação deve ocorrer com a laje concretada e consolidada. A verificação inicial é utilizada para definir o espaçamento entre o escoramento que será usado durante a fase de montagem da laje (ferragem, trabalhador portando agulha de vibração e capa de concreto).

2.9.5.2 Flecha diferida no tempo

A fluência do concreto é o principal fenômeno causador do aumento da flecha da estrutura, no decorrer do tempo, sob a ação de um carregamento constante. Essa deformação depende de vários fatores como a umidade do ambiente, a geometria da peça, a relação água cimento, tipo de cimento, tipo e teor de agregado na mistura. Seu valor não pode ser desprezado uma vez que seu valor final pode ser considerável especialmente em lajes de concreto armado e também por ser um fator multiplicador da flecha imediata. A expressão usada para calcular seu valor segundo a NBR 6118 (2014) é a seguinte (Equação 2.14):

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad \text{Eq. (2.14)}$$

Onde:

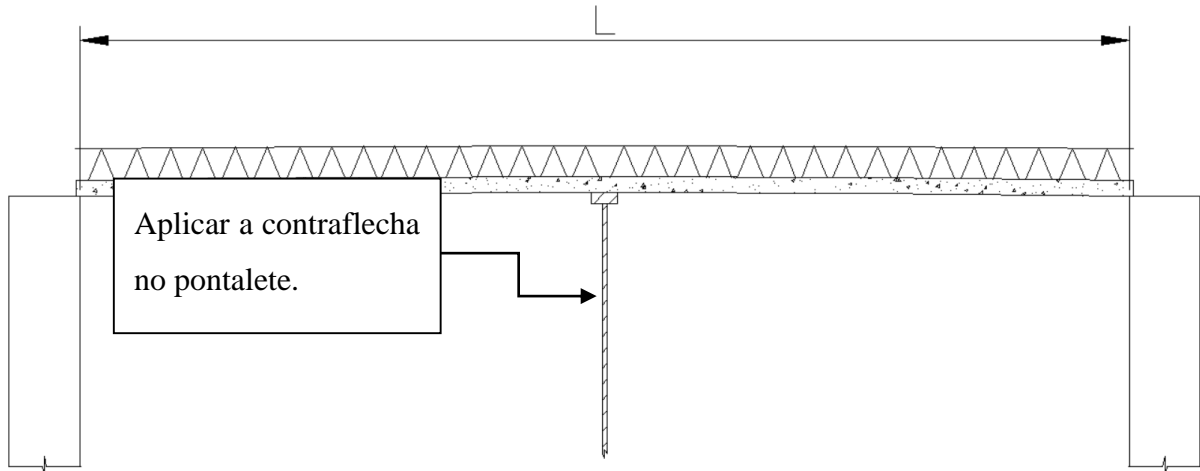
- $\rho' = \frac{A_s'}{bd}$ é a taxa geométrica de armadura longitudinal de compressão;

- $\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$ é um fator adimensional que diz respeito ao tempo no qual se pretende verificar a fluência, para $t > 70$ meses considerar o valor como sendo igual 2, para $t \leq 70$ meses deve-se calcular através da equação $\xi(t) = 0,68(0,996^t)t^{0,32}$ com t sendo o valor da idade relativa a data de aplicação da carga de longa duração;
- Quando existem diferentes cargas de longa duração aplicadas em diferentes tempos deve-se considerar $t_0 = \frac{\sum P_i t_{0i}}{\sum P_i}$ com "P_i" representando as parcelas de ação e t_0 a idade em meses em que se aplicou a parcela "P_i".

2.9.5.3 *Contraflecha*

Existem diversas maneiras de diminuir a deformação que ocorre em uma estrutura de concreto com o passar do tempo, Flório (2004) cita as providências indicadas por Brandão e Pinheiro (1999) para reduzir esses deslocamentos, providências essas tais como aumentar a área da seção da armadura, proporcionar engastamentos que impeçam a rotação dos elementos (continuidade de elementos), correta dosagem e manuseio da estrutura antes, durante e após a concretagem, etc. Inicialmente um bom modo de diminuir os valores de flecha imediata da estrutura decorre da aplicação de contraflechas no escoramento da estrutura até o limite determinado pelo fabricante. A contraflecha (Figura 14) não pode ser superior ao valor especificado na NBR 6118 (2014) como sendo de $\frac{l}{350}$ e seu alívio ocorre em relação a flecha total (imediate mais diferida no tempo).

Figura 14 - Esquema de aplicação de contraflecha e consideração do vão L.



Fonte: Acervo do autor.

2.9.5.4 Máxima deflexão entre linhas de escoramento

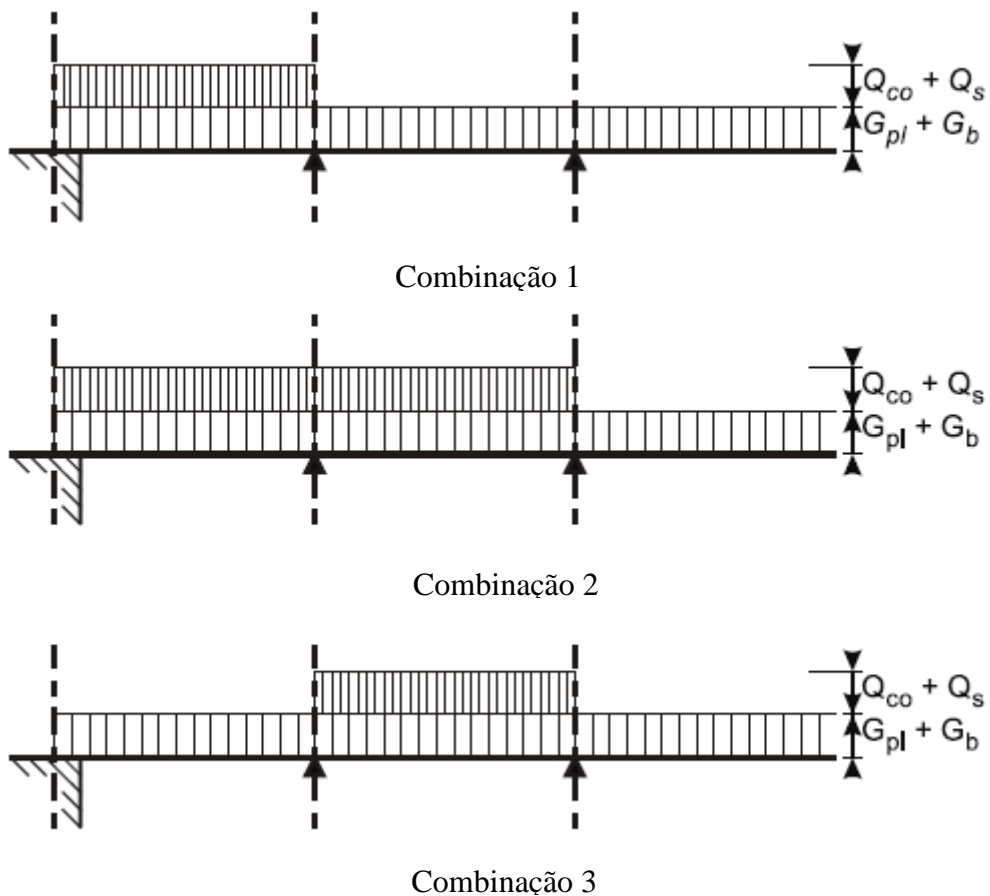
Antes do posicionamento das pré-lajes nos vãos em que se pretende concretar, é necessária à disposição de linhas de escoramento, tal informação normalmente deve vir do próprio fabricante da placa uma vez que é uma particularidade que varia de peça a peça. A NBR 15696 (2009) sugere que a máxima deformação que a peça de concreto possa sofrer durante uma fase transitória seja de no máximo (Equação 2.15):

$$a_{lim} = 1 + \frac{l}{500} \text{ em mm} \quad \text{Eq. (2.15)}$$

A norma Europeia nesse ponto é mais exigente, o European Committee for Standardization (2003) estabelece na prEN 13747 - 1 que para uma combinação de ações da soma do peso próprio da placa de concreto, da soma do peso dos elementos neutros (EPS ou lajota cerâmica) e peso da capa de concreto a deformação não deve exceder 1 cm para vãos menores ou iguais a 4 metros ou $\frac{l}{400}$ para vãos maiores do que 4 metros. A norma europeia ainda sugere que sejam considerados como carregamentos combinações desfavoráveis, que

gerem uma envoltória de valores para a avaliação dos estados-limites últimos de momentos fletores e força cortante segundo o seguinte esquema (Figura 15):

Figura 15- Combinação de carregamentos a ser usado para avaliação de momentos fletores e força cortante segundo a prEN 13747-1.



Fonte: Adaptado de prEN 13747-1 (2003)

Os valores de Q_{co} e Q_s são respectivamente os valores do peso do concreto lançado no local e as cargas temporárias que ocorrem durante a montagem do pavimento. O valor de G_{pl} é

relativo ao peso próprio das placas de concreto e G_b é o peso dos elementos neutros utilizados para a confecção da laje nervurada (EPS ou elementos cerâmicos).

2.9.6 Exemplo 3

Usando os dados calculados anteriormente no exemplo, estime a flecha durante a fase de montagem de uma laje nervurada e outra maciça, a flecha total após a concretagem para ambas estruturas e avalie a necessidade de utilização de contraflecha. Considere um vão de 4,50 m, uso de concreto $f_{ck} = 25$ MPa, aço CA-50. A placa possui intereixo de 35 cm e 3 cm de espessura. O produto do módulo de elasticidade e da inércia é igual $0,054 \times 10^3$ kPa.m² (apenas para a placa sem a camada final de concreto). Para uma faixa de 1 metro de laje considerar uma armadura superior e inferior formada de ferros $\phi 8,0$ a cada 10 cm (para $b = 1,00$ m considerar três treliças com duas barras inferiores no interior da pré-laje de $\phi 6,3$ cada). A carga permanente é de $0,2$ tf/m² e a carga acidental é de $0,15$ tf/m² de laje. Cobrimento igual a 1,5 cm (superior e inferior).

a) Pré-cálculo

Os dados calculados anteriormente são de grande valia para uma análise do pavimento pronto, porém é necessário recalcular alguns valores para avaliar a deformação durante a etapa de montagem e concretagem da fôrma. Este seria o procedimento para avaliar a quantidade de escoramentos que precisam ser colocados para dar segurança aos trabalhadores que transitam sobre a laje. A espessura da laje avaliada anteriormente é de 14 cm.

É natural que por se tratar de uma situação transitória será considerado apenas a flecha imediata, uma vez que não faria sentido considerar uma flecha diferida no tempo. Independentemente de a laje ser maciça ou nervurada o processo de montagem é o mesmo, neste exemplo é considerado o uso de EPS que tem um peso praticamente desprezível, mas no caso de serem utilizados, como enchimento, elementos cerâmicos a carga dos mesmos precisaria ser considerada no cálculo.

O peso de um trabalhador andando sobre a laje é considerado como sendo de 1 kN de carga concentrada e o peso próprio também será levado em consideração. Por se tratar de uma

composição de carregamentos considera-se a flecha imediata como sendo uma soma advinda da deformação causada pela carga concentrada e outra pela carga distribuída (Eq 2.13).

- Carga

Carga permanente (distribuída para um 1 m de largura de laje):

$$g = 1,00 \times 0,03 \times 25 = 0,75 \frac{kN}{m} / elemento;$$

Carga acidental (concentrada relativa ao peso do trabalhador):

$$P = 1 \text{ kN}$$

$$w_{max} = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} + \frac{pl^3}{48EI} = \frac{5}{384} \times \frac{0,75(4,50)^4}{0,054 \times 10^3} + \frac{1,00(4,50)^3}{48 \times (0,054 \times 10^3)} = 0,074 + 0,035$$

$$= 0,109 \text{ m}$$

O valor obtido é de 10,9 cm, essa deformação certamente seria responsável por uma quebra na peça, seguindo a norma NBR 15696 (2009) e utilizando a equação 2.15 a flecha limite seria:

$$a_{lim} = 1 + \frac{l}{500} = 1 + \frac{4500}{500} = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$$

Ou seja, não só não seria possível atender a norma como a situação se tornaria impraticável, o elemento certamente atingiria sua ruína se houvesse uma tentativa de se colocar em prática a situação descrita acima. A primeira solução seria incluir uma linha de escoramento e recalculer os valores de flecha obtidos, o processo se repete até que a flecha não atinja o valor estabelecido por norma (e pelo fabricante do material).

Agora pensando nas lajes acabadas, além da parcela de flecha imediata tem-se a parcela relativa à fluência do concreto. A flecha diferida no tempo é balizada pela quantidade de armadura de compressão no trecho analisado, a altura útil (d) e ao tempo em que se vai avaliar a estrutura (desprezam-se os ferros relativos ao banzo superior da treliça uma vez que eles atuam em níveis diferentes do da armadura de compressão). A análise da deformação deve respeitar os critérios de vibração e de aceitação visual, apresentados na Tabela 6. Em relação ao tempo

o ideal é considerar a estrutura num tempo infinito após seu acabamento, portanto utilizando a equação 2.14:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\frac{A_s'}{bd}} = \frac{2}{1 + 50\frac{5,03}{100 \times 12,5}} = 1,665$$

b) Laje Nervurada

A Laje nervurada possui um painel de 3 cm de espessura, uma peça de isopor com espessura igual a 7 cm e uma capa de concreto de 4 cm finalizando o pavimento. A inércia é a mesma utilizada no exemplo anterior ($2,06 \times 10^{-4} \text{ m}^4$). Portanto:

- Carga

Carga permanente (distribuída para um 1 m de largura de laje):

$$g1 = 1,00 \times 0,07 \times 25 + 3 \times 0,10 \times 0,07 \times 25 = 2,275 \frac{kN}{m};$$

$$g2 = 2,00 \frac{kN}{m}$$

Carga acidental (distribuída para um 1 m de largura de laje):

$$q = 1,5 \frac{kN}{m}$$

- Combinações

O próximo passo é checar se os momentos atuantes superam o momento de fissuração da estrutura, nesse caso é necessário corrigir a inércia como se a estrutura estivesse trabalhando no estágio 2. As combinações são:

$$\text{Permanente} - M_g = \frac{pl^2}{8} = \frac{(g1+g2)l^2}{8} = 10,82 \text{ kN.m}$$

$$\text{Quase permanente} - M_{g+0,3q} = \frac{pl^2}{8} = \frac{(g1+g2+0,3q)l^2}{8} = 11,96 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rara} - M_{g+q} = \frac{pl^2}{8} = \frac{(g1+g2+q)l^2}{8} = 14,62 \text{ kN.m}$$

- Momento de Inércia

O valor do Momento de fissuração obtido anteriormente no exemplo 2 para a laje nervurada em questão foi o de:

$$M_{r,nervurada} = 3,834 \text{ KN.m}$$

Todos os casos acabam superando o momento de fissuração, logo é necessário corrigir a inércia da seção através da formula 2.12:

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{E_s}{\alpha_i \cdot E_{ci}} = \frac{210000}{0,8625 \times 5600 \sqrt{f_{ck}}} = 8,7$$

Onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \rightarrow 0,8 + 0,2 \cdot \frac{25}{80} = 0,8625$$

Por se tratar de uma seção genérica é necessário verificar qual a posição da linha neutra agora que a sessão está trabalhando no estágio 2, primeiramente faz-se uma tentativa de que a linha neutra esteja confinada na capa de concreto (as equações para esse trecho estão referidas no item 5.9.4.1):

$$\frac{bX_{II}^2}{2} + A'_s \alpha_e (X_{II} - d') = A_s \alpha_e (d - X_{II})$$

Substituindo as informações na equação tem-se:

$$\frac{100xX_{II}^2}{2} + 5,03x8,7(X_{II} - 1,5) - 6,9x8,7(12,5 - X_{II}) = 0$$

$$50X_{II}^2 + 43,761X_{II} - 65,6415 - 750,375 + 60,03X_{II} = 0$$

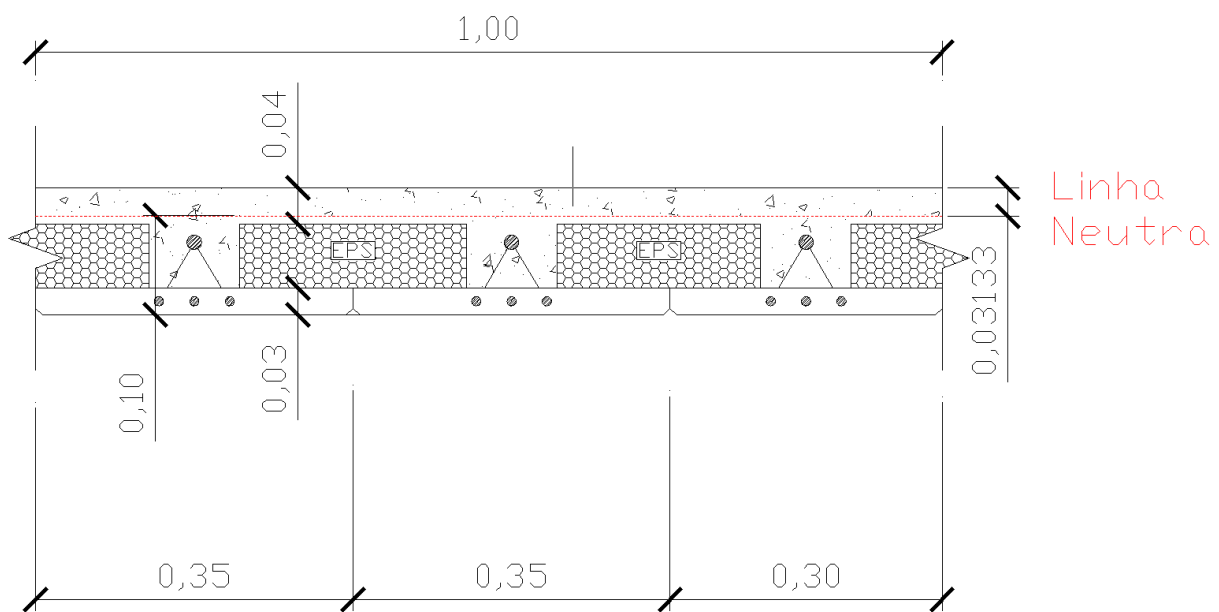
$$50X_{II}^2 + 103,791X_{II} - 816,0165 = 0$$

Resolvendo a equação de segundo grau e desprezando a raiz negativa chega-se ao seguinte valor para X_{II} :

$$X_{II} = 3,1325 \text{ cm}$$

Com esse resultado conclui-se que a linha neutra se encontra no interior da capa de concreto de 4 cm (Figura 16).

Figura 16 - Posição da linha neutra na alma da seção.



Fonte: Acervo do Autor.

O cálculo do momento de inércia sabendo que a linha neutra se encontra na primeira seção é o seguinte:

$$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} + A_s\alpha_e(d - X_{II})^2 + A'_s\alpha_e(X_{II} - d')^2$$

$$I_{II} = \frac{100 \times 3,1325^3}{3} + 60,03(12,5 - 3,1325)^2 + 43,761(3,1325 - 1,5)^2$$

$$I_{II} = 6406,165 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 20677,27 \text{ cm}^4$$

- Momento de Inércia fissurada para cada caso:

Permanente:

$$I_{eq,t0} = \left\{ \left(\frac{3,834}{10,82} \right)^3 20677,27 + \left[1 - \left(\frac{3,834}{10,82} \right)^3 \right] 6406,165 \right\} \leq 20677,27 \text{ m}^4$$

$$I_{eq,t0} = 7022,59 \leq 20677,27 \therefore OK!$$

Quase permanente:

$$I_{eq,t0} = \left\{ \left(\frac{3,834}{11,96} \right)^3 20677,27 + \left[1 - \left(\frac{3,834}{11,96} \right)^3 \right] 6406,165 \right\} \leq 20677,27 \text{ m}^4$$

$$I_{eq,t0} = 6862,71 \leq 20677,27 \therefore OK!$$

Rara:

$$I_{eq,t0} = \left\{ \left(\frac{3,834}{14,62} \right)^3 20677,27 + \left[1 - \left(\frac{3,834}{14,62} \right)^3 \right] 6406,165 \right\} \leq 20677,27 \text{ m}^4$$

$$I_{eq,t0} = 6656,22 \leq 20677,27 \therefore OK!$$

- Cálculo de Flecha imediata caso a caso:

Permanente:

$$w_{max,g} = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(g_1 + g_2)l^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,04275)450^4}{2415 \times 7022,59} = 1,346 \text{ cm}$$

Quase permanente:

$$w_{max,g+0,3q} = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(g_1 + g_2 + 0,3q)l^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,04725)450^4}{2415 \times 6862,71} \\ = 1,522 \text{ cm}$$

Rara:

$$w_{max,g+q} = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(g_1 + g_2 + q)l^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,05775)450^4}{2415 \times 6656,22} = 1,918 \text{ cm}$$

- Cálculo de Flecha diferida caso a caso:

Permanente:

$$w_{dif,g} = \alpha_f \times w_{max,g} = 1,665 \times 1,346 = 2,241 \text{ cm}$$

Quase permanente:

$$w_{dif,g+0,3q} = \alpha_f \times w_{max,g+0,3q} = 1,665 \times 1,522 = 2,535 \text{ cm}$$

Rara:

$$w_{dif,g+q} = \alpha_f \times w_{max,g+q} = 1,665 \times 1,918 = 3,194 \text{ cm}$$

- Cálculo de Flecha total caso a caso:

Permanente:

$$w_{tot,g} = w_{max,g} + w_{dif,g} = 1,346 + 2,241 = 3,587 \text{ cm}$$

Quase permanente:

$$w_{tot,g+0,3q} = w_{max,g+0,3q} + w_{dif,g+0,3q} = 1,522 + 2,535 = 4,057 \text{ cm}$$

Rara:

$$w_{tot,g+q} = w_{max,g+q} + w_{dif,g+q} = 1,918 + 3,194 = 5,112 \text{ cm}$$

- Flecha limite e a aplicação da contraflecha

Segundo a NBR 6118 (2014) a contraflecha limite é de $l/350$, logo para esse vão que possui 450 cm o máximo que se pode considerar é aproximadamente 1,29 cm. Utilizando as expressões da Tabela 6 é necessário atender dois critérios para a estrutura em questão, aceitabilidade visual e ausência de vibrações:

$$w_{tot,g+0,3q} < \frac{l}{250} (\text{aceitabilidade visual}) \rightarrow 4,057 \text{ cm} < 1,8 \text{ cm} \therefore \text{Não OK}$$

$$w_{max,g+q} - w_{max,g} < \frac{l}{350} (\text{vibração}) \rightarrow 1,525 \text{ cm} < 1,29 \text{ cm} \therefore \text{Não OK}$$

Ambos os casos não estão verificados, havendo necessidade de adoção de contraflecha.

- Contraflecha

Dado os resultados obtidos, aplica-se a contraflecha recomendada por norma como sendo de $l/350$:

$$\begin{aligned} w_{tot,g+0,3q} - w_{contraflecha} &< \frac{l}{250} (\text{aceitabilidade visual}) \rightarrow 4,057 \text{ cm} - 1,29 \\ &< 1,8 \text{ cm} \rightarrow 2,767 \text{ cm} < 1,8 \text{ cm} \therefore \text{Não OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (w_{max,g+q} - w_{contraflecha}) - (w_{max,g} - w_{contraflecha}) &< \frac{l}{350} (\text{vibração}) \\ \rightarrow 1,525 \text{ cm} &< 1,29 \text{ cm} \therefore \text{Não OK} \end{aligned}$$

Mesmo utilizando a contraflecha não foi possível chegar aos valores recomendados pela NBR 6118 (2014), a solução seria um aumento na espessura no pavimento e um recálculo passo a passo para verificar novamente os deslocamentos.

- Recálculo

Para que a laje nervurada do exemplo estivesse dentro dos limites estabelecidos por norma de deformação, bastaria que a altura da nervura de concreto passasse de 7 cm para 9 cm:

$$g1 = 2,43 \frac{kN}{m};$$

$$g2 = 2,00 \frac{kN}{m}$$

$$q = 1,5 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Permanente} - M_g = \frac{pl^2}{8} = \frac{(g1+g2)l^2}{8} = 11,20 \text{ kN.m}$$

$$\text{Quase permanente} - M_{g+0,3q} = \frac{pl^2}{8} = \frac{(g1+g2+0,3q)l^2}{8} = 12,34 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rara} - M_{g+q} = \frac{pl^2}{8} = \frac{(g1+g2+q)l^2}{8} = 15,00 \text{ kN.m}$$

$$M_{r,nervurada} = 4,772 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\frac{A_s'}{bd}} = \frac{2}{1 + 50\frac{5,03}{100 \times 14,5}} = 1,704$$

$$\frac{bX_{II}^2}{2} + A_s'\alpha_e(X_{II} - d') = A_s'\alpha_e(d - X_{II}) \therefore X_{II} = 3,41 \text{ cm}$$

$$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} + A_s'\alpha_e(d - X_{II})^2 + A_s'\alpha_e(X_{II} - d')^2 = 8860,578 \text{ cm}^4$$

Logo, as inércias e as flechas ficam da seguinte forma:

Permanente:

$$I_{eq,t0} = 10451,87 \leq 29437,39 \text{ m}^4 \therefore \text{OK!}$$

$$w_{max,g} = 0,936 \text{ cm}$$

$$w_{dif,g} = \alpha_f \times w_{max,g} = 1,704 \times 0,936 = 1,595 \text{ cm}$$

$$w_{tot,g} = w_{max,g} + w_{dif,g} = 0,936 + 1,595 = 2,531 \text{ cm}$$

Quase permanente:

$$I_{eq,t0} = 10050,63 \leq 29437,39 \text{ m}^4 \therefore OK!$$

$$w_{max,g+0,3q} = 1,072 \text{ cm}$$

$$w_{dif,g+0,3q} = \alpha_f \times w_{max,g+0,3q} = 1,704 \times 1,072 = 1,828 \text{ cm}$$

$$w_{tot,g+0,3q} = w_{max,g+0,3q} + w_{dif,g+0,3q} = 1,072 + 1,828 = 2,9 \text{ cm}$$

Rara:

$$I_{eq,t0} = 9523,44 \leq 29437,39 \text{ m}^4 \therefore OK!$$

$$w_{max,g+q} = 1,376 \text{ cm}$$

$$w_{dif,g+q} = \alpha_f \times w_{max,g+q} = 1,704 \times 1,376 = 2,344 \text{ cm}$$

$$w_{tot,g+q} = w_{max,g+q} + w_{dif,g+q} = 1,376 + 2,344 = 3,72 \text{ cm}$$

A verificação do pavimento fica da seguinte forma:

$$w_{tot,g+0,3q} < \frac{l}{250} (\text{aceitabilidade visual}) \rightarrow 1,828 \text{ cm} < 1,8 \text{ cm} \therefore \text{N\~{a}o OK}$$

$$w_{max,g+q} - w_{max,g} < \frac{l}{350} (\text{vibração}) \rightarrow 1,189 \text{ cm} < 1,29 \text{ cm} \therefore OK$$

Aplicando contraflecha para atingir o valor necessário:

$$w_{tot,g+0,3q} - w_{contraflecha} < \frac{l}{250} (\text{aceitabilidade visual}) \rightarrow 1,828 \text{ cm} - 1,29 < 1,8 \text{ cm} \rightarrow 0,538 \text{ cm} < 1,8 \text{ cm} \therefore OK$$

c) Laje Maciça

A laje maciça segue o exemplo anterior, placas com 3 cm de espessura com uma capa superior de 11 cm. A inércia da seção sem fissuras é de 22788,5 cm⁴.

- Carga

Carga permanente (distribuída para um 1 m de largura maciça de laje):

$$g1 = 1,00 \times 0,14 \times 25 = 3,5 \frac{kN}{m};$$

$$g2 = 2,00 \frac{kN}{m}$$

Carga acidental (distribuída para um 1 m de largura de laje):

$$q = 1,5 \frac{kN}{m}$$

- Combinações

O próximo passo é checar se os momentos atuantes superam o momento de fissuração da estrutura, nesse caso é necessário corrigir a inércia como se a estrutura estivesse trabalhando no estágio 2. As combinações são:

$$\text{Permanente} - M_g = \frac{pl^2}{8} = \frac{(g1+g2)l^2}{8} = 13,92 \text{ kN.m}$$

$$\text{Quase permanente} - M_{g+0,3q} = \frac{pl^2}{8} = \frac{(g1+g2+0,3q)l^2}{8} = 15,06 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rara} - M_{g+q} = \frac{pl^2}{8} = \frac{(g1+g2+q)l^2}{8} = 17,72 \text{ kN.m}$$

- Momento de Inércia

O valor do Momento de fissuração obtido anteriormente no exemplo 2 para a laje maciça em questão foi o de:

$$M_{r,nervurada} = 4,872 \text{ KN.m}$$

Todos os casos acabam superando o momento de fissuração, logo é necessário corrigir a inércia da seção através da formula 2.12:

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{24150} = 8,7$$

Para uma seção maciça com armadura positiva e negativa devemos considerar a Inércia fissurada como sendo igual ao de uma que possui armadura dupla:

$$X_{II}^2 + \frac{2\alpha_e}{b} [A_s(X_{II} - d) + A'_s(X_{II} - d')] = 0$$

Substituindo as informações na equação tem-se:

$$X_{II}^2 + \frac{2(8,7)}{100} [6,9(X_{II} - 12,5) + 5,03(X_{II} - 1,5)] = 0$$

$$X_{II}^2 + [1,201(X_{II} - 12,5) + 0,8752(X_{II} - 1,5)] = 0$$

$$X_{II}^2 + [1,201X_{II} - 15,0125 + 0,8752X_{II} - 1,3128] = 0$$

$$X_{II}^2 + 2,0762X_{II} - 16,3253 = 0$$

Resolvendo a equação de segundo grau e desprezando a raiz negativa chega-se ao seguinte valor para X_{II} :

$$X_{II} = 3,13 \text{ cm}$$

Não é uma grande surpresa o resultado obtido ser igual ao da laje nervurada, afinal a Linha Neutra passa exatamente na capa superior de concreto, porém devido ao aumento de peso próprio é necessário seguir com o cálculo para entender qual será o efeito sobre a flecha esperada:

$$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} + A_s\alpha_e(d - X_{II})^2 + A'_s\alpha_e(X_{II} - d')^2$$

$$I_{II} = \frac{100 \times 3,13}{3} + 51,75(12,5 - 3,13)^2 + 37,725(3,13 - 1,5)^2$$

$$I_{II} = 6406,165 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 22788,5 \text{ cm}^4$$

- Momento de Inércia fissurada para cada caso:

Permanente:

$$I_{eq,t0} = \left\{ \left(\frac{4,872}{13,92} \right)^3 22788,5 + \left[1 - \left(\frac{4,872}{13,92} \right)^3 \right] 6406,165 \right\} \leq 22788,5 \text{ m}^4$$

$$I_{eq,t0} = 7118,69 \leq 22788,5 \therefore OK!$$

Quase permanente:

$$I_{eq,t0} = \left\{ \left(\frac{4,872}{15,06} \right)^3 22788,5 + \left[1 - \left(\frac{4,872}{15,06} \right)^3 \right] 6406,165 \right\} \leq 22788,5 \text{ m}^4$$

$$I_{eq,t0} = 6968,94 \leq 22788,5 \therefore OK!$$

Rara:

$$I_{eq,t0} = \left\{ \left(\frac{4,872}{17,72} \right)^3 22788,5 + \left[1 - \left(\frac{4,872}{17,72} \right)^3 \right] 6406,165 \right\} \leq 22788,5 \text{ m}^4$$

$$I_{eq,t0} = 6751,80 \leq 22788,5 \therefore OK!$$

- Cálculo de Flecha imediata caso a caso:

Permanente:

$$w_{max,g} = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(g_1 + g_2)l^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,055)450^4}{2415 \times 7118,69} = 1,708 \text{ cm}$$

Quase permanente:

$$w_{max,g+0,3q} = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(g_1 + g_2 + 0,3q)l^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,0595)450^4}{2415 \times 6968,94} \\ = 1,888 \text{ cm}$$

Rara:

$$w_{max,g+q} = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(g_1 + g_2 + q)l^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{(0,07)450^4}{2415 \times 6751,80} = 2,292 \text{ cm}$$

- Cálculo de Flecha diferida caso a caso:

Permanente:

$$w_{dif,g} = \alpha_f \times w_{max,g} = 1,665 \times 1,708 = 2,844 \text{ cm}$$

Quase permanente:

$$w_{dif,g+0,3q} = \alpha_f \times w_{max,g+0,3q} = 1,665 \times 1,888 = 3,143 \text{ cm}$$

Rara:

$$w_{dif,g+q} = \alpha_f \times w_{max,g+q} = 1,665 \times 2,292 = 3,817 \text{ cm}$$

- Cálculo de Flecha total caso a caso:

Permanente:

$$w_{tot,g} = w_{max,g} + w_{dif,g} = 1,708 + 2,844 = 4,552 \text{ cm}$$

Quase permanente:

$$w_{tot,g+0,3q} = w_{max,g+0,3q} + w_{dif,g+0,3q} = 1,888 + 3,143 = 5,031 \text{ cm}$$

Rara:

$$w_{tot,g+q} = w_{max,g+q} + w_{dif,g+q} = 2,292 + 3,817 = 6,109 \text{ cm}$$

- Flecha limite e a aplicação da contraflecha

Segundo a NBR 6118 (2014) a contraflecha limite é de $l/350$, logo para esse vão que possui 450 cm o máximo que se pode considerar é aproximadamente 1,29 cm. Utilizando as expressões da Tabela 6 são necessários atender dois critérios para essa estrutura em questão, aceitabilidade visual e ausência de vibrações:

$$w_{tot,g+0,3q} < \frac{l}{250} (\text{aceitabilidade visual}) \rightarrow 5,031 \text{ cm} < 1,8 \text{ cm} \therefore \text{Não OK}$$

$$w_{max,g+q} - w_{max,g} < \frac{l}{350} (\text{vibração}) \rightarrow 1,557 \text{ cm} < 1,29 \text{ cm} \therefore \text{Não OK}$$

Ambos os casos não estão verificados, havendo necessidade de adoção de contraflecha.

- Contraflecha

Dado os resultados obtidos, aplica-se a contraflecha recomendada por norma como sendo de $l/350$:

$$\begin{aligned} w_{tot,g+0,3q} - w_{contraflecha} &< \frac{l}{250} (\text{aceitabilidade visual}) \rightarrow 5,031 \text{ cm} - 1,29 \\ &< 1,8 \text{ cm} \rightarrow 3,741 < 1,8 \text{ cm} \therefore \text{Não OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (w_{max,g+q} - w_{contraflecha}) - (w_{max,g} - w_{contraflecha}) &< \frac{l}{350} (\text{vibração}) \\ \rightarrow 1,557 \text{ cm} &< 1,29 \text{ cm} \therefore \text{Não OK} \end{aligned}$$

Mesmo utilizando a contraflecha não foi possível chegar aos valores recomendados pela NBR 6118 (2014), a solução seria um aumento na espessura no pavimento e um recálculo passo a passo para verificar novamente os deslocamentos.

- Recálculo

Para que a laje maciça do exemplo estivesse dentro dos limites estabelecidos por norma de deformação, seria necessário que a capa de concreto superior passasse de 11 cm para 15 cm:

$$g1 = 4,50 \frac{kN}{m};$$

$$g2 = 2,00 \frac{kN}{m}$$

$$q = 1,5 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Permanente} - M_g = \frac{pl^2}{8} = \frac{(g1+g2)l^2}{8} = 16,45 \text{ kN.m}$$

$$\text{Quase permanente} - M_{g+0,3q} = \frac{pl^2}{8} = \frac{(g1+g2+0,3q)l^2}{8} = 17,59 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rara} - M_{g+q} = \frac{pl^2}{8} = \frac{(g1+g2+q)l^2}{8} = 20,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{r,nerurada} = 8,081 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\frac{A_s'}{bd}} = \frac{2}{1 + 50\frac{5,03}{100 \times 16,5}} = 1,735$$

$$X_{II}^2 + \frac{2\alpha_e}{b} [A_s(X_{II} - d) + A'_s(X_{II} - d')] \therefore X_{II} = 3,673 \text{ cm}$$

$$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} + A_s\alpha_e(d - X_{II})^2 + A'_s\alpha_e(X_{II} - d')^2 = 11730,19 \text{ cm}^4$$

Logo, as inércias e as flechas ficam da seguinte forma:

Permanente:

$$I_{eq,t0} = 16097,77 \leq 48600 \text{ m}^4 \therefore OK!$$

$$w_{max,g} = 0,893 \text{ cm}$$

$$w_{dif,g} = \alpha_f \times w_{max,g} = 1,735 \times 0,893 = 1,549 \text{ cm}$$

$$w_{tot,g} = w_{max,g} + w_{dif,g} = 0,893 + 1,549 = 2,442 \text{ cm}$$

Quase permanente:

$$I_{eq,t0} = 15303,14 \leq 48600 \text{ m}^4 \therefore \text{OK!}$$

$$w_{max,g+0,3q} = 1,004 \text{ cm}$$

$$w_{dif,g+0,3q} = \alpha_f \times w_{max,g+0,3q} = 1,735 \times 1,004 = 1,743 \text{ cm}$$

$$w_{tot,g+0,3q} = w_{max,g+0,3q} + w_{dif,g+0,3q} = 1,004 + 1,743 = 2,747 \text{ cm}$$

Rara:

$$I_{eq,t0} = 14072,86 \leq 48600 \text{ m}^4 \therefore \text{OK!}$$

$$w_{max,g+q} = 1,257 \text{ cm}$$

$$w_{dif,g+q} = \alpha_f \times w_{max,g+q} = 1,735 \times 1,257 = 2,181 \text{ cm}$$

$$w_{tot,g+q} = w_{max,g+q} + w_{dif,g+q} = 1,257 + 2,181 = 3,438 \text{ cm}$$

A verificação do pavimento fica da seguinte forma:

$$w_{tot,g+0,3q} < \frac{l}{250} (\text{aceitabilidade visual}) \rightarrow 2,181 \text{ cm} < 1,8 \text{ cm} \therefore \text{Não OK}$$

$$w_{max,g+q} - w_{max,g} < \frac{l}{350} (\text{vibração}) \rightarrow 0,996 \text{ cm} < 1,29 \text{ cm} \therefore \text{OK}$$

Aplicando contraflecha para atingir o valor necessário:

$$w_{tot,g+0,3q} - w_{contraflecha} < \frac{l}{250} (\text{aceitabilidade visual}) \rightarrow 2,747 \text{ cm} - 1,29 < 1,8 \text{ cm} \rightarrow 1,457 \text{ cm} < 1,8 \text{ cm} \therefore \text{OK}$$

• Observações:

- 1) Em ambos os casos, numa abordagem inicial não foi possível atingir o valor considerado como seguro de deformação da estrutura, isso demonstra que é vital a verificação desses valores tanto em relação à montagem do pavimento quanto a situação final do mesmo;

- 2) Nos exemplos 2 e 3 foi comprovado que, uma laje de mesma espessura portando elementos neutros e outra maciça, possuem momentos de fissuração diferentes, e que, apesar da maciça ter maior capacidade de absorção destes valores, a carga do concreto acaba gerando um aumento na flecha considerável, portanto a utilização da opção nervurada agrega menor consumo dos insumos e também melhorias relativas a deformação.

2.9.6.1 Autoportância

A autoportância é basicamente uma condição onde se elimina todo escoramento necessário para a montagem da laje, a peça por si só deve possuir resistência suficiente para arcar com as cargas acidentais da concretagem bem como a capa de concreto aplicada. Normalmente não é possível atingir a autoportância para vãos muito grandes; em ensaios realizados na cidade de São Carlos em 2011 em painéis com 6 treliças e 1,20 m de largura o vão máximo suportado sem escoramento foi da ordem de 3,20 m. A melhoria desses vãos depende da adoção de treliças mais resistentes e robustas assim como a utilização de soldas especiais e maior resistência/espessura do concreto utilizado na base, pelo fato do mercado de fornecimento de treliças ser regido por grandes empresas, nem sempre é possível encontrar facilmente essas peças, além do que, o campo de estudo nessa área é limitado, alguns experimentos foram testados na Universidade Federal de São Carlos, sendo que o mais recente, ocorrido em 2011 será explanado neste trabalho.

Os painéis autoportantes podem ser usados na construção de pontes, onde os vãos entre as vigas costumam ser pequenos e onde devido à altura se torna inviável a execução de um cimbramento adequado. A versatilidade desse material em trabalhar com vigas metálicas, de concreto protendido ou simplesmente concreto armado garante que desde que o vão seja da ordem de 2 ou 3 metros, o painel se torna uma opção interessante. A norma europeia prEN 13747-1 trata especificamente desse assunto, com uma série de recomendações não encontradas na norma brasileira.

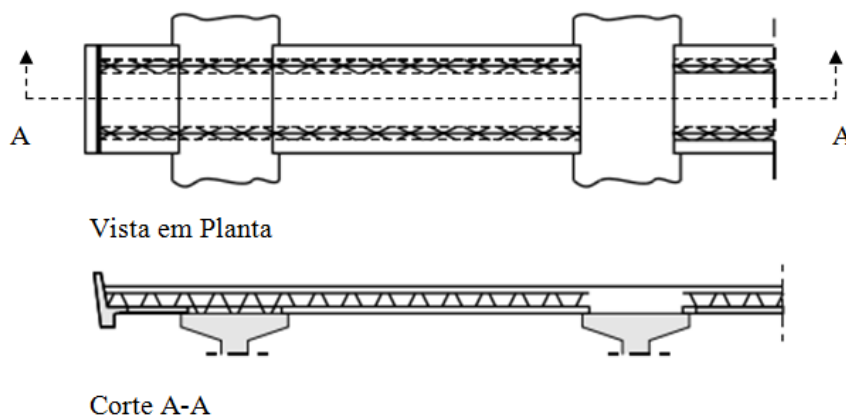
2.9.6.2 Emprego de painéis autoportantes em pontes (segundo a prEN 13747)

A primeira recomendação que a norma europeia faz é a de que não sejam utilizadas lajes nervuradas (com elemento neutro) de qualquer espécie de material, as lajes precisam ser maciças em toda a extensão da ponte. Esses painéis podem ser armados em uma ou duas direções com ou sem auxílio de suportes (escoramento). Os mesmos devem ainda receber um reforço transversal para gerar continuidade entre as peças, sendo que este acréscimo na armação deve ser de pelo menos $3 \text{ cm}^2/\text{m}^2$.

Para se obter maior produtividade é importante utilizar painéis de larguras superiores, que devem ser posicionados com guindastes ou muncks evitando quebras por movimentações incorretas e desnecessárias. A distância entre as treliças deve ser menor ou igual a três vezes a espessura do painel utilizado ou 60 cm (adotar o menor valor obtido). A especificação do número mínimo de treliças garante que não haja pontos frágeis durante a etapa de montagem o que poderia ocasionar acidentes durante os serviços de concretagem da estrutura, ou mesmo após o lançamento do concreto da capa superior a mesma viesse a quebrar devido ao peso lançado.

Se por um lado a continuidade entre painéis transversais é recomendada a continuidade longitudinal é contraindicada, de forma que ao menos haja ferros da treliça chegando aos apoios conforme a Figura 17. A dimensão mínima necessária para o apoio da placa na estrutura de suporte (viga ou pilar) deve ser de pelo menos 4 cm. Quando o comprimento da placa não permitir esse tipo de apoio deve-se utilizar o auxílio de escoramento temporários nas pontas. A armadura na direção secundária não pode ser inferior a 25% da área da armadura na direção principal e a deformação total da estrutura não deve permitir nenhum contato não projetado entre as placas com qualquer outro elemento estrutural da ponte.

Figura 17 - Vista em planta e corte relativos a interrupção dos painéis e treliças nos apoios intermediários.



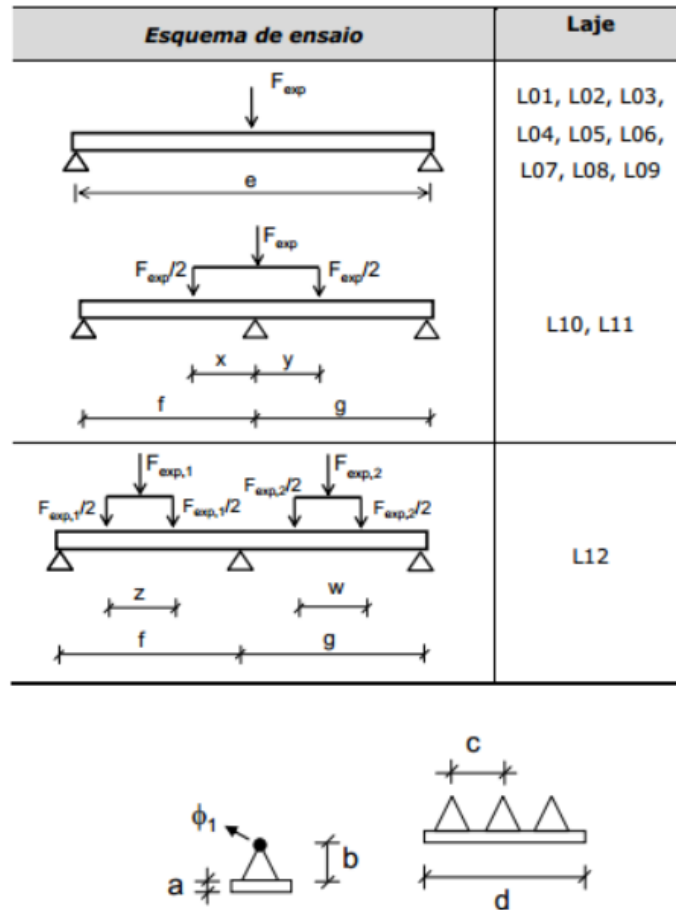
Fonte: Adaptado de prEN 13747-1 (2003).

2.9.6.3 Ensaios realizados

Os ensaios ocorreram em 2011 no laboratório de pré-moldados NETPRE da Universidade Federal de São Carlos onde se tentou investigar qual a relação entre o número de treliças, as cargas máximas suportadas, modos de ruptura e a determinação do máximo vão possível sem a utilização de escoramentos.

Foram ensaiados 12 modelos de painel treliçado com número variável de treliças em 3 tipos de ensaios (Figura 18 e Figura 19).

Figura 18 - Esquema de ensaio e parâmetros medidos para os 12 modelos.



Fonte: Rocha et al (2013).

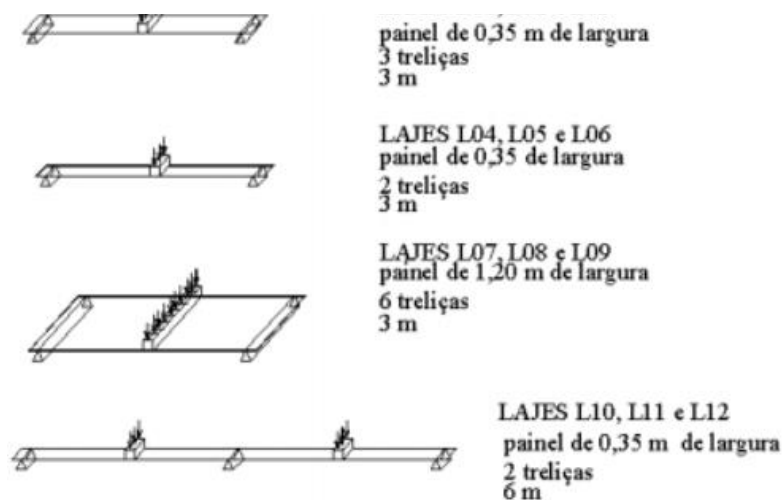
As características geométricas das peças ensaiadas dizem respeito à espessura da peça, diâmetro do banzo superior, largura da peça, espaçamento entre treliças e distância da barra do banzo superior até a base de concreto (Tabela 10):

Tabela 10 - Características geométricas dos modelos ensaiados (em mm).

Laje	Φ_1	a	b	c	d	e	f	g	x	y	z	w
L1	8,0	25	50	200	350	2935	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-
L2	8,0	25	52	200	345	2930	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-
L3	8,0	25	52,5	200	350	2928	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-
L4	8,0	25	60	200	350	2510	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-
L5	8,0	20	60	200	350	2508	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-
L6	8,0	25	55	200	350	2495	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-
L7	8,0	40	45	200	1196	2520	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-
L8	8,0	40	42,5	200	1195	2555	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-
L9	8,0	40	45	200	1195	2565	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-	-/-
L10	8,0	27	55	200	350	-/-	2970	2980	700	720	-/-	-/-
L11	8,0	27	58	200	350	-/-	2975	2960	710	680	-/-	-/-
L12	8,0	25	55	200	350	-/-	2965	2960	-/-	-/-	602	590

Fonte: Adaptado de Rocha et al (2013).

Figura 19 - Número de treliças e tipos de ensaios.



Fonte: Rocha et al (2013).

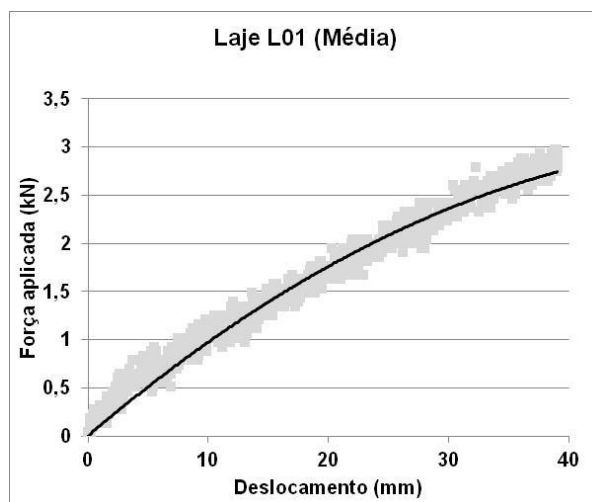
Na medida em que se aplicavam cargas (Figura 20) às deformações eram mensuradas por dois medidores de deslocamento, devido a uma atuação em curto espaço de tempo são gerados diversos pontos na nuvem de dados obtida pelo equipamento, logo se optou por utilizar a curva de tendência gerada por estes pontos (Figura 21).

Figura 20 – Exemplo dos ensaios realizados no NETPRE para as lajes L01, L02 e L03



Fonte: Rocha et al (2013).

Figura 21 - Exemplo de gráfico obtido durante os ensaios.



Fonte: Rocha et al (2013).

A deformação dos apoios não foi considerada nos ensaios. O valor da carga máxima é obtido quando não ocorre um aumento significativo na força aplicada, mas a deformação da peça continua ocorrendo, bem como outros sinais de que a ruptura foi atingida (treliças flambando, fissuras nas peças, etc). Os cálculos não levam em consideração o peso próprio dos equipamentos utilizados durante a execução dos ensaios, e sobre os valores não existe a aplicação de nenhum coeficiente de segurança.

Para calcular o momento resistente (Equação 2.16) na seção foi preciso conhecer os valores das ações dos elementos de transmissão da carga concentrada indicados a seguir:

- Cargas concentradas

Peças de aço (P) $3 \times 3,2 = 9,6$ daN;

Rótula = 4 daN;

Peso da célula (P_a) $13,6$ daN = $0,136$ kN;

Ação distribuída de peso próprio $g = 0,025 \times 0,35 \times 25 = 0,2 \text{ kN/m}$.

- Momento resistido M_R (ensaio da laje L1)

$L_{efetivo} = 2,935 \text{ m}$ (distância entre os apoios)

$$M_R = (P + P_a) \times \left(\frac{L_{efetivo}}{4}\right) + g \times \left(\frac{L_{efetivo}^2}{8}\right) \quad \text{Eq. (2.16)}$$

Onde P é o último valor lido na célula de carga:

$$M_R = (3,1 + 0,136) \times \left(\frac{2,935}{4}\right) + 0,2 \times \left(\frac{2,935^2}{8}\right) \cong 2,6 \text{ kN.m}$$

Portanto tabulando-se os valores encontrados durante o experimento é possível obter os seguintes valores de máximos momentos resistidos (Tabela 11):

Tabela 11 - Dados obtidos para cada uma das 12 lajes ensaiadas.

Laje	Vão Efetivo (m)	Largura da Peça (m)	Carga Concentrada (kN)	Ação Distribuída de peso próprio (kN/m)	Força Máxima Resistente (kN)	Momento Resistido (kN.m) (equação 2.16)
L1	2,935	0,35	0,1	0,2	3,1	2,56
L2	2,93	0,345	0,1	0,2	3,3	2,71
L3	2,928	0,35	0,1	0,2	3,4	2,78
L4	2,51	0,35	0,1	0,2	1,9	1,41
L5	2,508	0,345	0,1	0,2	2,7	1,91
L6	2,495	0,35	0,1	0,2	3,1	2,15
L07	2,52	1,196	0,6	1,2	8,8	6,87
L08	2,555	1,195	0,6	1,2	8,4	6,73
L09	2,565	1,195	0,6	1,2	8,8	7,01

Fonte: Adaptado de Rocha et al (2013).

Os ensaios das lajes L10, L11 e L12 foram usados para se avaliar o sistema trabalhando com três apoios, tais dados serão omitidos por não serem interessantes ao estudo da

autoportância a que este trabalho se propõe explicar. A média dos valores de momentos resistidos para os elementos ensaiados é a seguinte:

- Elemento com 2 treliças (L4 a L6) - $M_R = 1,83 \text{ kN.m}$;
- Elemento com 3 treliças (L1 a L3) - $M_R = 2,68 \text{ kN.m}$;
- Elemento com 6 treliças (L7 a L9) - $M_R = 6,87 \text{ kN.m}$.

Com os valores obtidos é possível calcular qual é o máximo vão sem escoramento que se pode aceitar para uma determinada carga comparando o valor médio do momento observado. É possível também avaliar o número de escoramentos que serão necessários, uma vez que, se durante o cálculo, o valor do momento seja superior ao encontrado experimentalmente, procede-se com a inclusão de uma linha de escoramento, o que diminui o vão e conseqüentemente exige uma nova iteração no cálculo.

2.9.7 Exemplo 4

A partir dos resultados obtidos nos ensaios e considerando uma laje de espessura igual a 12 cm, qual é o maior vão possível de ser suportado sem o auxílio de escoramento? Considere a carga de um trabalhador sobre o sistema de peso igual 1 kN concentrada, além da carga relativa ao peso próprio da laje. Adote também coeficientes de majoração de carga iguais a 1,3 e a 1,2 para cargas permanente e acidental respectivamente (valor referente a $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$; ver anexo A). Para o momento usar coeficiente redutor de 1,15 para efeito de segurança.

- Carga (considerando duas treliças)

Carga permanente (distribuída) $g = 0,35 \times 0,12 \times 25 = 1,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ /elemento;

Carga acidental (concentrada) $P = 1 \text{ kN}$.

Usando a equação 2.16 (suprimindo a parcela de carga vinda do atuador) para o momento resistido e substituindo-se os dados é possível chegar a seguinte expressão:

$$\frac{1,83}{1,15} = 1,2 \times 1,0 \times \left(\frac{L_{efetivo}}{4} \right) + 1,3 \times 1,05 \times \left(\frac{L_{efetivo}^2}{8} \right)$$

$$1,59 = 0,3 \times L_{efetivo} + 0,171 \times L_{efetivo}^2$$

$$\frac{-0,3 \pm \sqrt{0,3^2 + 4 \times 0,171 \times 1,59}}{2 \times 0,171} = 2,296 \text{ m}$$

Tabela 12 - Resultados obtidos para os diferentes tipos de painéis ensaiados

Tipo	Carga Permanente (kN/m)	Carga Acidental (kN)	Momento de cálculo (kN.m)	Máximo vão sem o uso de escoramentos intermediários (m)
Duas Treliças	1,05	1,00	1,83	2,296
Três Treliças	1,05	1,00	2,68	2,917
Seis Treliças	3,6	1,00	6,87	2,95

Fonte: Acervo do autor

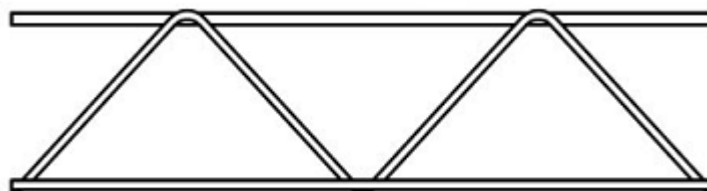
Com os resultados da Tabela 12 pode-se concluir que o aumento do número de treliças se torna menos eficiente na medida em que ocorre um aumento da carga gerado pelo elevado peso próprio. Os valores usados no cálculo valem apenas para as peças ensaiadas de um determinado fabricante com aquelas características em particular, é impreterível que qualquer empresa que deseje utilizar tais critérios ensaie suas próprias lajes.

É muito comum que determinados materiais da construção civil sejam utilizados sem ensaios adequados e apontados por norma, a NBR 14860 (2002) cita que para vãos maiores do 6,0 m, lotes maiores do que 200 m² ou carga acidental superior a 5kN/m² todos os materiais utilizados devem ser certificados (concreto e aço), seria mais adequado que a cada “x” números de lotes fornecidos pela empresa fabricante ou alguma alteração significativa no método produtivo, que ela deva realizar ensaios em um instituto qualificado para obter uma certificação que a habilite a comercialização de seu produto. O tipo de ensaio também precisa ser especificado por norma para que houvesse padronização de resultados entre os diversos fornecedores.

3 PRÉ-LAJES

A pré-laje como sistema estrutural é composta de uma base de concreto com espessura que varia normalmente entre 3 a 5 cm e larguras usualmente superiores a 25 cm, as dimensões podem ser variáveis, porém normalmente os produtos nacionais não costumam fugir muito dessas medidas. O comprimento dessa base varia segundo o vão que se pretende vencer, as limitações relativas ao dimensionamento dessas peças variam especialmente em relação ao seu peso próprio e ao meio de transporte. Sobre as pré-lajes a NBR 14860-1 (2002) define que tais painéis “Englobam total ou parcialmente a armadura inferior de tração, integrando a seção da nervura de concreto”. Além da base de concreto a pré-laje conta também com uma treliça com duas barras paralelas inferiores ligadas a uma barra superior através de sinusóides (Figura 22).

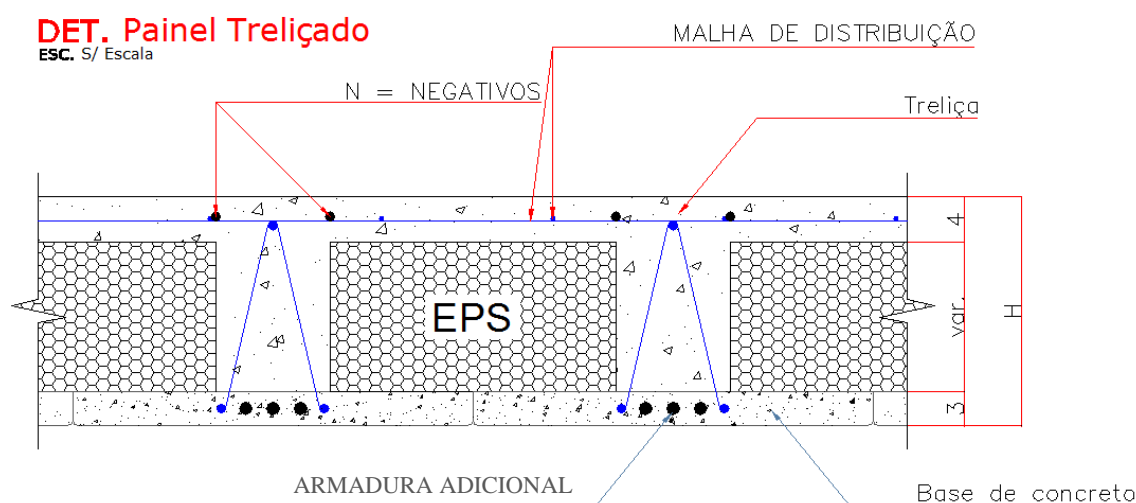
Figura 22 - Tipo de treliça utilizada nas pré-lajes.



Fonte: Adaptado de Bertram (2011).

Ao conjunto base de concreto e treliça dá-se o nome de laje painel treliçado ou pré-laje, o nome diz respeito justamente por não se tratar da laje final, já que sua montagem é uma etapa intermediária que ocorre antes da finalização do pavimento quando é aplicada uma capa de concreto que recobre a peça. A utilização desse tipo de laje pode ser associada a uma diminuição do peso próprio utilizando-se elementos de isopor como enchimento das zonas em que o concreto não é realmente necessário como elemento resistente, esse arranjo é classificado como sendo um tipo nervurado de laje. A laje é considerada maciça quando não há utilização de elementos neutros como forma de preenchimento, sendo que para o tipo nervurado (Figura 23) a associação com elementos de isopor acaba aumentando a altura final do pavimento. Para o tipo maciço aplica-se uma capa de concreto maior, porém, que acaba resultando em lajes menos espessas.

Figura 23 - Detalhe em corte de painel treliçado sendo usado para a confecção de uma laje nervurada genérica.



Fonte: Acervo do autor

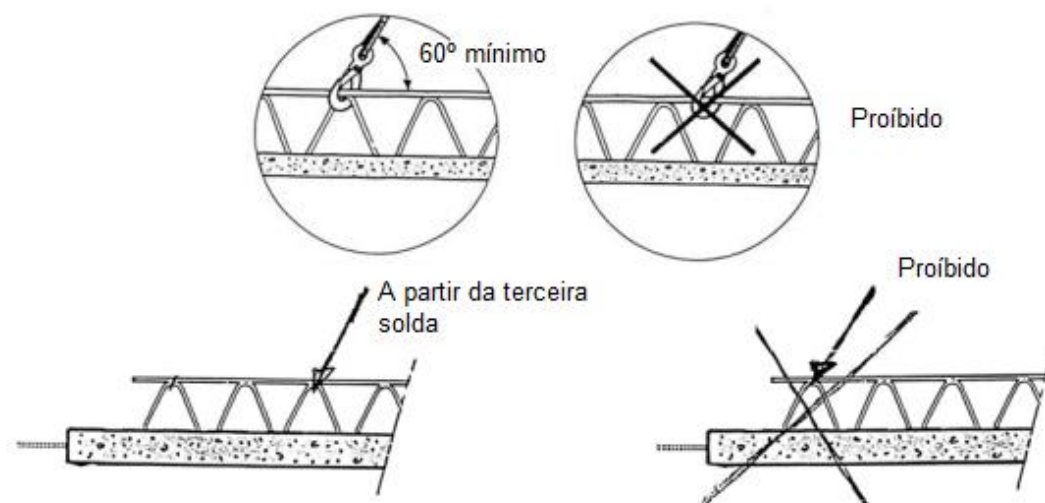
A superfície de concreto lisa no forro garante que seja dado um acabamento final de maneira mais ágil, com o sistema de lajotas a situação é um pouco mais morosa e a aplicação de massa mais demorada. Uma das vantagens da utilização da pré-laje consiste no aumento de produtividade, a colocação de peças justapostas ocorre mais rapidamente do que o sistema tradicional aonde após uma peça deve-se preencher com uma fiada de peças de alvenaria, fora o tempo gasto nos ajustes finais ou então para o caso da laje moldada in loco maciça a montagem de fundo de forma.

Outro fator relevante consiste no fato de que com o advento da utilização de munks e guindastes de pequeno porte o fluxo do material na obra praticamente elimina a necessidade de estocagem, por exemplo, dado que se fosse fazer uma determinada área de laje utilizando o sistema de lajotas, além da chegada das peças em campo, seria preciso estocar o elemento neutro de alvenaria, essa etapa não pode ser eliminada e muitas vezes o transporte dessas peças ocasionava em quebra. As pré-lajes do tipo nervurada possuem também este elemento neutro (EPS) que mesmo estocados geram pouca quebra e são facilmente transportáveis devido à sua leveza. Se o tipo a ser executado for de laje maciça as peças podem ser lançadas diretamente em suas posições finais, isso gera ganho de tempo e racionaliza o canteiro podendo até mesmo eliminar completamente o estoque de peças. Em caso de compararmos uma laje maciça

convencional com a pré-laje, é notável a diminuição no escoramento utilizado, já que o fundo de forma deixa de existir para uma, enquanto que o sistema de lajes convencionais moldadas in loco é completamente dependente desse cimbramento.

O potencial do sistema pode também não ser atingido completamente caso determinadas condições não sejam levadas em consideração. O transporte manual das peças não é especialmente recomendado uma vez que as mesmas são pesadas e dependendo do tamanho seu transporte pode ser desajeitado, gerando um número maior de peças quebradas/perdidas. O fabricante precisa indicar quais são os pontos em que a peça resiste à carga de transporte, a prEN 13747-1 (2003) situa graficamente os pontos como sendo pelo menos o terceiro ponto de solda do sinusóide com a barra superior sendo que o gancho de transporte deve formar um ângulo de 60° em relação ao horizonte (Figura 24), a mesma não veta o transporte manual, porém não faz recomendações, possivelmente isso indica de que outras formas de içamento que não o mecânico sequer são considerados.

Figura 24 - Detalhe da posição de carregamento usando equipamento mecânico para içamento.



Fonte: Adaptado de prEN 13747-1 (2003).

Outra situação ruim advém do fato de que os panos de laje são feitos por encomenda, com armaduras embutidos segundo carga e vão, logo uma quebra exige que seja repostada exatamente uma peça específica, dificilmente podendo ser substituída por outra, proveniente de

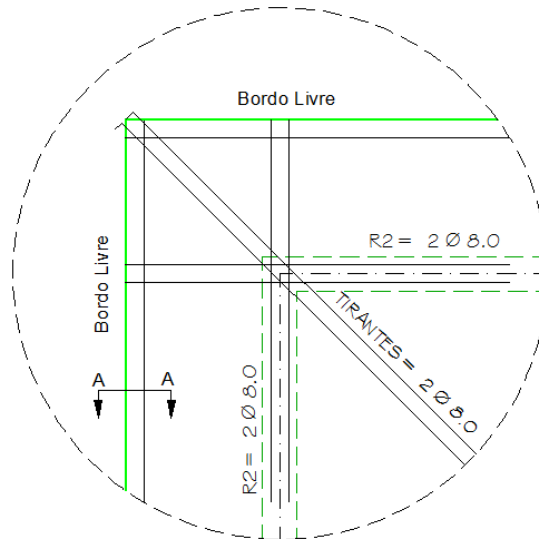
outro vão. Os fornecedores costumam ter problemas com a logística do transporte uma vez que não se mobiliza um caminhão para levar apenas uma peça, ainda mais dependendo da distância no qual a obra se encontra do centro de fabricação. Essa talvez seja uma das principais desvantagens do sistema, por possuir um processo racionalizado de fabricação ele exige que seja usado um processo racionalizado de montagem ponto-a-ponto, tal condição em muitos estados do Sudeste e Sul brasileiro é uma realidade nas obras maiores, em obras residenciais ou em outras regiões do país nem sempre essa é uma verdade.

Deve-se levar em consideração também que a conferência topográfica da obra se torna crítica para a fabricação da pré-laje. Os vãos precisam estar de acordo com o projeto fornecido ao fabricante, ou o mesmo deve possuir uma equipe que colete as dimensões em campo, porém, dependendo do tamanho da obra e do número de panos de laje a serem fornecidas podem ocorrer erros fazendo com que as peças não tenham dimensão suficiente para cobrir os vãos. A situação ideal seria que a obra fosse executada com rigor dimensional alto, isso agilizaria o processo de produção uma vez que eliminaria a etapa de checagem dos vãos.

A utilização deste material em aplicações menos usuais (lajes sem vigas, bordos livres, beirais) também é possível, porém exigem mais cuidados e reforços adicionais. Cada fabricante acaba especificando o reforço adequado e a norma NBR 6118 (2014) acaba não abordando essa questão. Uma sugestão do autor deste trabalho é a utilização de uma cinta de borda, e em cantos, em livres ferros negativos trabalhando como tirantes (Figura 25 e Figura 26).

Figura 25 - Detalhe típico de beiral de canto, com reforços e tirantes.

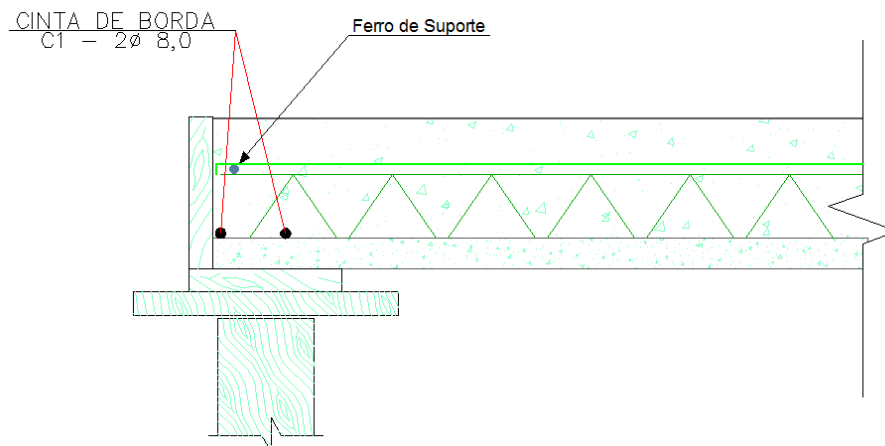
DET. CANTO DE BEIRAL
ESC. S/ ESC.



Fonte: Acervo do autor

Figura 26 - Corte típico referente à cinta de borda de lajes em balanço.

DET. Corte A-A
ESC. S/ Esc.



Fonte: Acervo do autor

3.1 Laje painel treliçada maciça

A utilização da laje painel treliçada maciça combina as características positivas de uma laje maciça com a diminuição do emprego de fôrmas, isso acarreta em uma economia de recursos e garante que boa parte dos projetos possam ser adaptados sem grandes problemas.

Existem certas particularidades que precisam ser levadas em conta: a armadura principal vai embutida no painel, enquanto que a armadura secundária acaba sendo apoiada sobre a superfície de concreto de peça, logo existe uma perda no valor de braço de alavanca da armadura principal em relação à secundária (Figura 28). Na prática isso significa que a direção principal possui maior capacidade resistente que a direção da armação secundária, em situações em que a bidirecionalidade está muito bem caracterizada (relação entre vãos próximos a um) deve-se verificar qual será o impacto sobre a estrutura acabada. Tal fato acaba não sendo muito relevante em vãos em que a unidirecionalidade é dominante já que nestes casos a armação na direção perpendicular tem caráter meramente construtivo sem grandes acréscimos à resistência final da laje (ver NBR 6118:2014 – tabela 19.1 – “Armadura positiva secundária de lajes armadas em uma direção”).

Normalmente em projetos de concreto armado a armadura positiva da laje vem especificada em número de barras de aço de um determinado diâmetro para um determinado espaçamento. Para transformar essa área de aço em barras por painel é apenas necessário que seja feito uma conversão de valor por espaçamento para valor por painel.

3.1.1 Exemplo 5

Na Figura 27 tem-se a especificação de utilização de barras de diâmetro de 6,3 mm a cada 17,5 cm, utilizando-se a equação 2.17 é possível obter a seguinte área de aço:

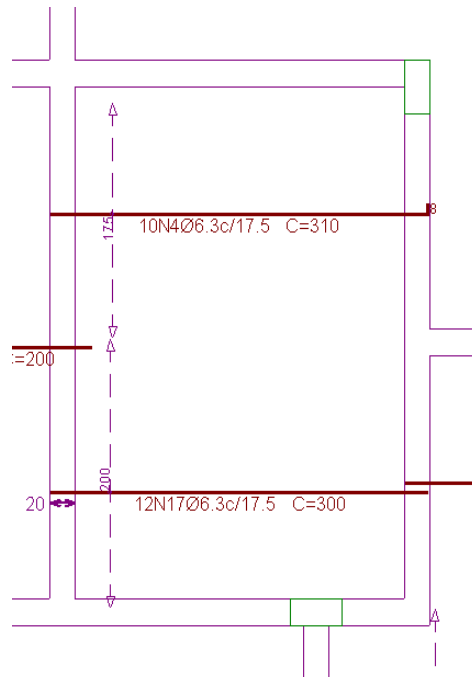
$$A_s = \frac{A_b}{s} = \frac{0,63^2 \times \pi}{4 \times 0,175} \cong 1,78 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Eq. (2.17)}$$

Onde:

- A_s é a área de aço por metro de laje (em cm^2/m);

- A_b é a área da barra em questão (em cm^2);
- s é o espaçamento das barras (em m).

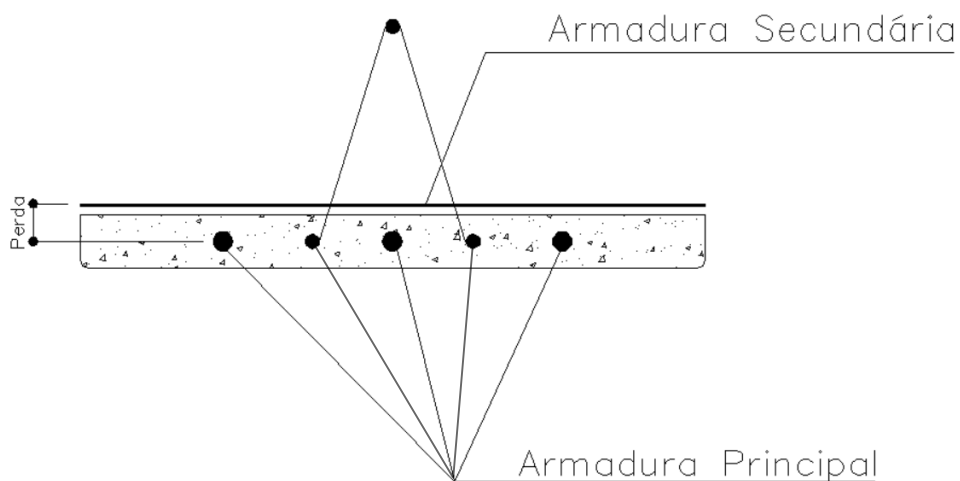
Figura 27 - Exemplo de especificação de armadura para projeto de concreto armado.



Fonte: Acervo do autor

Para transformar o valor de área de aço por metro para área de aço por painel é necessário apenas se multiplicar pelo valor da largura da peça usada, por exemplo, considerando o uso de peças que tenham 30 cm de largura a área de aço seria de aproximadamente $0,53 \text{ cm}^2/\text{painel}$. A conversão vale para ambas as direções, portanto é bastante conveniente a mudança do sistema convencional para o sistema de painéis sem acarretar grandes alterações de projeto, deve-se, no entanto, levar em consideração que o braço de alavanca na direção secundária é reduzido, tal fator precisa ser levado em conta no cálculo dos esforços conforme citado anteriormente.

Figura 28 - Perda no braço de alavanca devido ao distanciamento das armaduras usadas na laje painel treliçada maciça.



Fonte: Acervo do autor

3.2 Aplicação da laje (montagem)

Uma das grandes vantagens desse sistema é que o painel acaba funcionando como fundo de formas, com isso diminuem-se os gastos decorrentes do uso peças de madeira e a geração de entulhos no canteiro de obras. Segundo Faria (2006) a montagem de escoramentos pode consumir, em média, 30% do prazo total de implantação de um empreendimento.

A montagem da pré-laje ocorre na seguinte ordem executiva:

1. Montagem das formas de vigas e preparação do escoramento necessário para laje, nesse ponto além do correto posicionamento das escoras são dadas as contraflechas segundo as especificações do fabricante;

2. Colocação do painel treliçado em posição usando guindastes ou carregamento manual (alguns fabricantes sugerem a colocação manual em painéis com largura inferior a 35 cm de largura e em comprimentos não maiores que 5 metros) sendo que as peças ficam apoiadas na fôrma das vigas ou em paredes de alvenaria estrutural e possuem como apoios intermediários o uso de escoramentos (Figura 29);

Figura 29 - Painéis colocados aguardando as próximas etapas de execução



Fonte: Lajes Anhanguera (2012)

3. Caso a laje seja do tipo nervurada são colocadas às peças de isopor ou outro tipo de elemento neutro (sem função estrutural) determinando a localização das nervuras de concreto, caso a laje seja maciça essa etapa é suprimida;
4. Colocam-se as armaduras transversais e os eventuais reforços designados, caso a laje seja nervurada, ainda se utiliza uma malha que em suma fica apoiada sobre as treliças do painel, essa tela tem entre suas funções a de diminuir a fissuração do concreto superficial;

5. Por fim colocam-se as posições da armadura designadas a resistir ao momento negativo, essa ferragem é de grande importância, pois trabalha no sentido de diminuir as fissuras do pavimento em regiões onde a tensão é elevada devido à reação causada por eventuais apoios;
6. Na etapa seguinte é feita uma limpeza e umedecimento da laje para que durante o lançamento do concreto não haja partículas que possam atrapalhar a aderência entre o concreto das peças e o novo concreto que será lançado;
7. O concreto é lançado e adensado conforme as prescrições da norma, durante essa etapa é importante evitar acúmulo de material em um único ponto, uma vez que isso poderia acarretar num aumento da sobrecarga gerando quebra da peça e a queda do funcionário responsável pelo adensamento. É importante evitar também que o trabalhador responsável pelo adensamento durante sua movimentação altere o local definido em projeto da armação negativa;
8. A cura da laje deve ocorrer segundo as especificações do fabricante do concreto/projetista sendo que a maneira mais comum é o umedecimento regular ou a utilização da cura química (aplicação de produtos que tornam o pavimento impermeável à perda de água por evaporação). O escoramento inferior não deve ser retirado antes que o pavimento superior esteja escorado, concretado e curado corretamente.

3.3 Características das lajes

3.3.1 Uni e bidirecionalidade

Os vãos efetivos no qual se pretende utilizar as pré-lajes ditam a necessidade de se considerar a laje como uni ou bidirecional. As lajes unidirecionais trabalham em uma única direção, normalmente o menor vão é considerado, tal situação acaba sendo sempre a mais econômica quando a razão entre os vãos for da ordem de 2 ou superior (por exemplo uma laje de dimensão 7 m por 3 m). Na medida em que essa relação diminui tem-se uma redistribuição de esforços que obriga a criação de artifícios para que as cargas sejam solidarizadas de maneira igual entre as vigas da estrutura, portanto a bidirecionalidade acarreta na melhor distribuição dos esforços e, conseqüentemente, menos deformações das lajes e das vigas.

Em seu livro *Calculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado* Carvalho e Figueiredo Filho (2014) estudam pavimentos de edificações com lajes nervuradas unidirecionais do tipo vigota. Durante as simulações os autores chegaram a resultados em que nas estruturas aonde a relação entre vãos era aproximadamente igual a um, havia um encaminhamento de mais de 20% da carga para as vigas secundárias, enquanto que nos casos em que essa relação era próxima a 2, as vigas secundárias arcavam com até 10% da carga advinda da laje. É natural então que sejam levadas em consideração esses valores durante um dimensionamento de pavimentos e quando necessário adotar a bidirecionalidade.

3.3.2 Alinhamento de painéis e verificações relativas a nervura

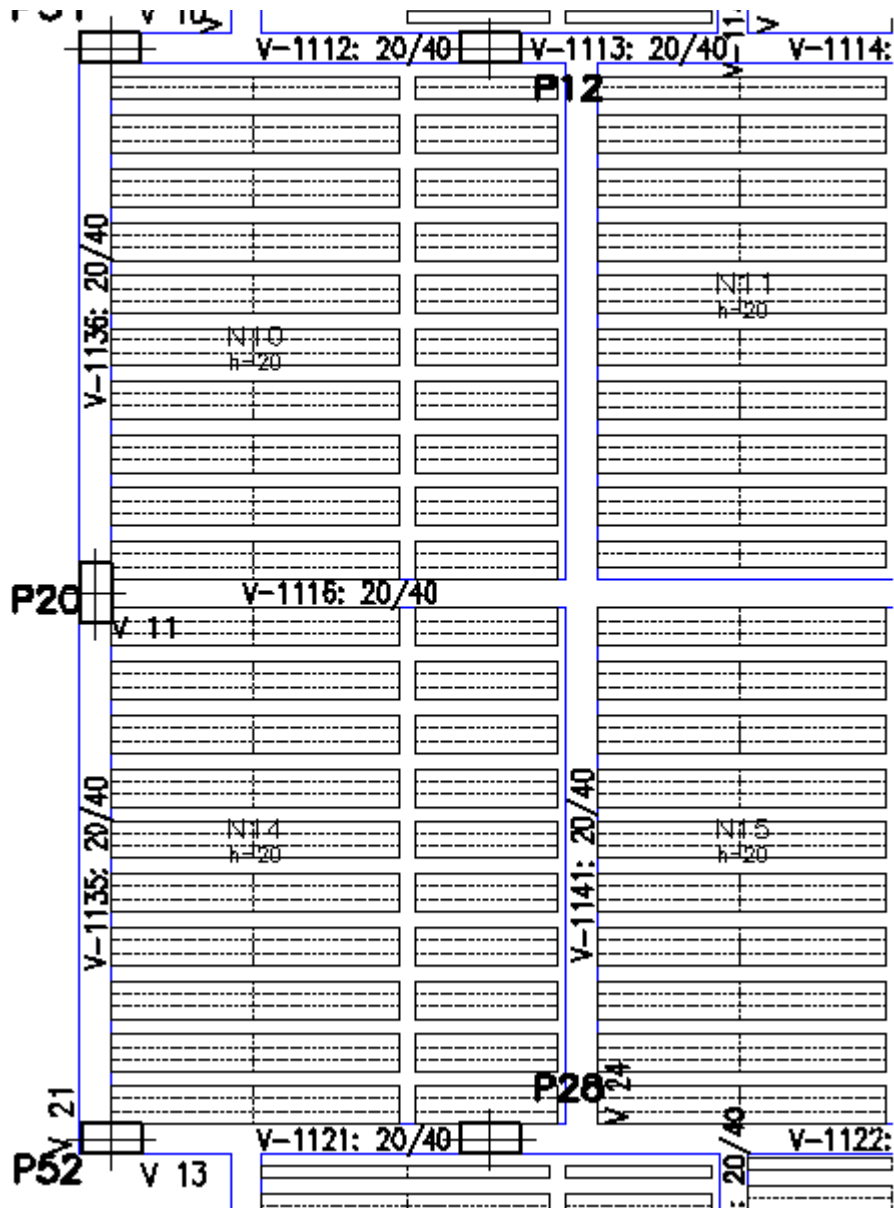
Em casos em que se pretende utilizar a pré-laje com auxílio de elementos neutros (EPS), uma questão que surge e não possui uma resposta fácil de ser encontrada é relativa à necessidade de alinhamento dos painéis. As normas brasileiras não comentam nada a respeito de tal assunto (NBR 6118:2014 e NBR 14860:2002). Existem pavimentos que sendo bem regulares são fáceis de terem suas nervuras alinhadas, outros nem tanto sendo que existe ainda a possibilidade de que o sentido do carregamento entre vãos diversos seja invertido. Parece não haver na literatura uma preocupação formal sobre a necessidade deste alinhamento, apesar de que, a NBR 14860:2002 dispõe que uma das exigências para o projetista deste tipo de estrutura é a de que no projeto haja a especificação e o posicionamento dos elementos de enchimento, entende-se

então que fica a cargo do responsável pelo projeto estrutural verificar o impacto que o alinhamento pode gerar na estrutura (impacto executivo e de cálculo).

É fato que, ao se alinhar os painéis da pré-laje é possível obter melhor ancoragem da armadura negativa especialmente quando a capa superior possui pouca espessura, isso no caso da utilização de ganchos nas pontas dos ferros negativos. Uma alternativa a prática citada seria concentrar os ferros negativos apenas nas nervuras de concreto, isso em tese garantiria a continuidade da estrutura.

O alinhamento possibilita uma maior racionalidade da obra (Figura 30), facilitando a montagem e disposição dos painéis, pode-se até dizer que a continuidade dos pavimentos é definida dessa maneira uma vez que programas de cálculo costumam dimensionar lajes como grelhas, é natural que o programa acabe gerando uma barra da grelha justamente na nervura de concreto, portanto, criando uma barra contínua o que causa na estrutura menores momentos positivos. As normas internacionais prEN 13747-1 (2003), ACI 318 (2011) e o próprio EN 1992-1-1 (2004) não comentam sobre essa necessidade do alinhamento das mesmas junto aos apoios.

Figura 30 - Exemplo de diagrama de alinhamento de nervuras em planta de forma



Fonte: Acervo do autor

Sobre as nervuras a NBR 6118 (2014) infere que o espaçamento determina quais são as verificações que necessitam ser realizadas em relação à laje (Tabela 13):

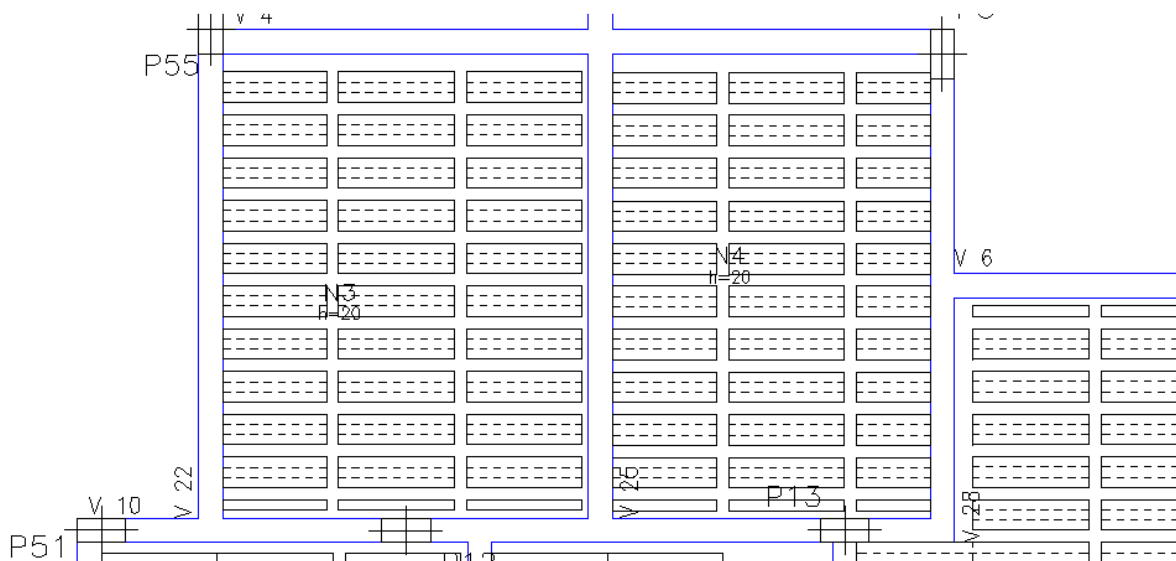
Tabela 13 - Relação entre espaçamentos de nervuras e as verificações pertinentes a cada caso.

Espaçamento entre eixos das nervuras	Verificação
Espaçamento ≤ 65 cm	Fica dispensada a verificação à flexão da mesa, para o cisalhamento considerar critérios de laje (ou seja, a seção da laje)
$65 \text{ cm} < \text{Espaçamento} \leq 110$ cm	Verifica-se a mesa a flexão e as verificações de cisalhamento devem ocorrer com critérios de viga (caso o espaçamento entre as nervuras seja de até 90 cm e a largura média das nervuras for maior do que 12 cm é possível verifica-las com critérios de laje)
Espaçamento > 110 cm	A mesa deve ser verificada como sendo apoiada sobre uma grelha de vigas inclusive no quesito de respeito aos limites mínimos de espessura

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (2014)

Na prática o que a norma brasileira está dizendo é que, é necessário que se leve em conta esse espaçamento quando da verificação uni e bidirecional, quando se arma uma laje em duas direções o espaçamento entre os eixos x e y tende a ser menor do que se a laje estiver armada em uma direção para um grande vão, já que no último caso as nervuras de travamento costumam ter grandes espaçamentos. A figura 31 demonstra que em panos de laje onde é necessário adotar armação e nervuras nos dois sentidos a distância entre eixos diminui facilitando algumas verificações.

Figura 31 - Exemplo de laje mais voltada para um dimensionamento bidirecional



Fonte: Acervo do autor

3.3.3 Faixa de concreto junto aos apoios e reforços de ancoragem

Em lajes nervuradas existem situações aonde é necessária à utilização de uma faixa maciça de concreto junto aos apoios, normalmente quando os momentos desenvolvidos por uma laje são elevados os esforços cortantes também se tornam significativos a ponto de ser necessário lançar mão desta solução, porém o seu uso deve ser limitado, faixas muito extensas de concreto aumentam muito o peso próprio da laje e com isso acabam piorando a situação que deveriam combater. Para o estado limite último, segundo a NBR 6118 (2014), o cálculo dos esforços cortantes deve verificar simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad \text{Eq. (3.1)}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad \text{Eq. (3.2)}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad \text{Eq. (3.3)}$$

Onde:

V_{sd} - É a força cortante de cálculo;

V_{Rd1} - É a força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante;

V_{Rd2} - É a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

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

A norma brasileira cita a existência de dois métodos de cálculo para a resistência à força cortante, a norma europeia utiliza uma expressão muito semelhante à usada no modelo I de nossa norma, portanto será usado apenas este modelo a favor de um alinhamento teórico:

a) Elementos sem armadura para força cortante:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad \text{Eq. (3.4)}$$

Onde:

$\tau_{Rd} = 0,25f_{ctd}$ - É a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento;

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} < 0,02;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c};$$

$k = |1,6 - d|$, não menor do que 1 com d em metros;

A_{s1} - É a armadura de tração que se estende até não menos do que $d + l_{b,nec}$ além da seção considerada;

N_{sd} - É a força longitudinal da seção devida à protensão ou carregamento.

b) Compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27\alpha_{v2}f_{cd}b_wd \quad \text{Eq. (3.5)}$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ expresso em megapascal (MPa);}$$

c) Cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad \text{Eq. (3.6)}$$

Onde:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)0,9df_{ywd}(\sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{Eq. (3.7)}$$

$V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados para linha neutra fora da seção;

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

$V_c = V_{c0} \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,max}}\right) \leq 2V_{c0}$ na flexo-compressão (utilizado na protensão);

$$V_{c0} = 0,6f_{ctd}b_wd \text{ com } f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}; \quad \text{Eq. (3.8)}$$

b_w é a menor largura da seção ao longo da altura útil “ d ”;

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

s é o espaçamento entre os elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

f_{ywd} é a tensão na armadura passiva, devendo ser considerado como $0,7xf_{yd}$ para barras dobradas ou f_{yd} para estribos convencionais;

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

A norma europeia prEN 13747-1 (2003) utiliza expressões semelhantes às encontradas na norma brasileira, porém diferencia em casos:

a) As placas não possuem reforços conectivos:

Quando as cargas são majoritariamente estáticas não existe necessidade de reforço de conexão, ou seja, não há necessidade de utilização de ferros “chumbados” na placa de concreto que ficariam embutidos na capa superior de concreto, para este caso a verificação a ser feita é a seguinte:

$$V_{Ed} \leq V_{Rdi} b_j z \quad \text{Eq. (3.9)}$$

Onde:

V_{Rdi} é a tensão cortante em MPa limitada a $V_{Rdi} \leq 0,3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} b_j z$ (Tabela 14);

V_{Ed} é máxima força cortante atuando no estado-limite último da estrutura dada em Newtons;

b_j é relacionada à largura útil da seção e é equivalente ao b_w usado na NBR;

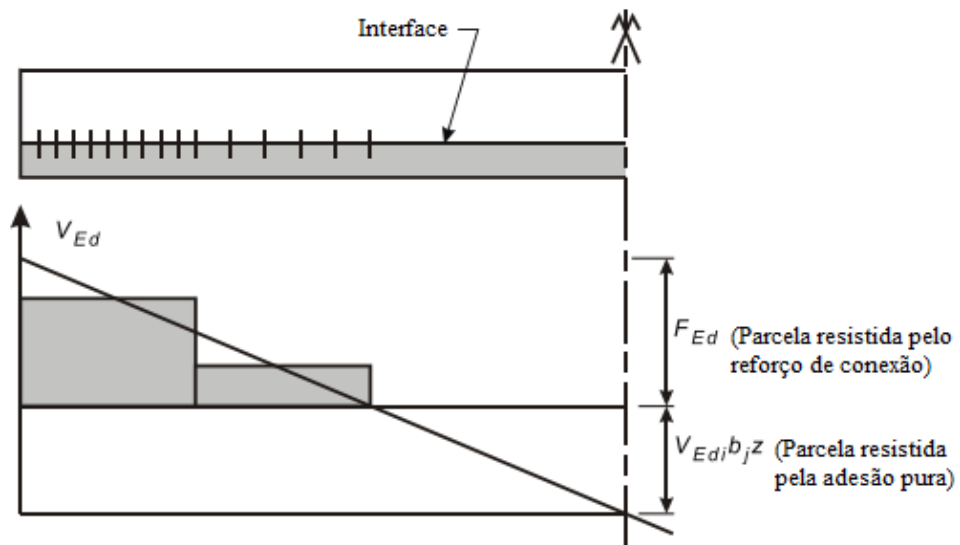
z é o braço de alavanca resistente da seção e se não especificado pode ser considerado como sendo $0,9d$.

O valor de b_w a ser usado diz respeito à largura da nervura, portanto, quando existe um elevado valor de força cortante atuando na seção pode-se utilizar a faixa maciça garantindo assim um aumento no valor da resistência à força cortante.

b) As placas possuem reforços conectivos:

Em casos em que a carga principal é dinâmica ou então que a condição $V_{Ed} > V_{Rdi}b_jz$ seja atingida, devem-se utilizar reforços de conexão nas placas, garantindo assim que a aderência entre a capa de concreto e a placa seja mais eficiente (Figura 32):

Figura 32 - Distribuição do esforço cortante e respectivas parcelas de resistência.



Fonte: Adaptado de prEN 13747 (2003).

Portanto o reforço de conexão a ser colocado para resistir aos valores excessivos de esforço cortante é igual à força total menos a parcela resistida pela aderência entre o concreto da capa superior e o concreto da sapata de concreto:

$$F_{Ed} = V_{Ed} - V_{Rdi}b_jz \quad \text{Eq. (3.10)}$$

Para cargas dinâmicas o valor de V_{Rdi} deve ser considerado como 0. A força permitida para duas barras de reforço conectivo é a menor entre dois casos:

a) A força de ligação de duas barras diagonais na interface entre a base de concreto e a capa:

$$F_{Rwd} = A_{sw} f_{ywd} (\mu \sin \alpha + \mu \sin \alpha' \cos \alpha) \quad \text{Eq. (3.11)}$$

Onde:

A_{sw} - É a área de aço considerada para a avaliação do esforço de determinada barra;

f_{ywd} - É a força teórica do aço usado para a confecção da barra que se está avaliando;

μ - Coeficiente de fricção entre a base de concreto e a capa superior (Tabela 14);

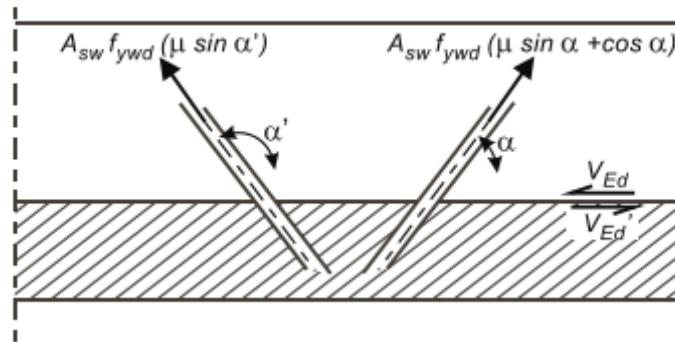
α e α' - É o ângulo formado pelas barras que se está avaliando considerado em radianos com $\frac{\pi}{4} \leq \alpha \leq \frac{\pi}{2}$ e $\cos \alpha \geq 0$ e $\frac{\pi}{2} \leq \alpha \leq \frac{3\pi}{4}$ (ver Figura 33).

Tabela 14 - Valor de V_{Rdi} e de μ para as diferentes classes de concreto e condições de superfície

Condições da superfície	V_{Rdi}			μ
	Classes de concreto (a de menor resistência entre a capa de a base)			
	$\geq C20/25$	$\geq C25/30$	$\geq C30/37$	
Lisa	0,36	0,42	0,47	0,6
Irregular	0,46	0,54	0,61	0,7

Fonte: Adaptado de prEN 13747 (2003).

Figura 33 - Considerações sobre os ângulos das barras de reforço.

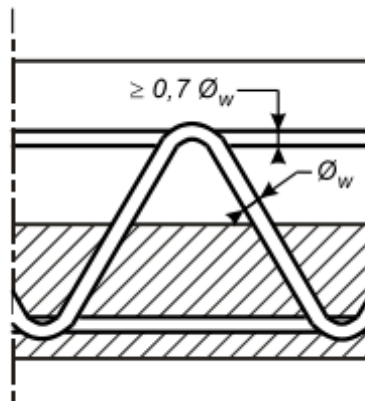


Fonte: prEN 13747 (2003).

b) Ancoragem do reforço de ligação

A ancoragem do reforço de ligação das barras com as sinusóides deve ser considerada especialmente para o uso de treliças eletrosoldadas, é necessário que os critérios da Figura 34 sejam cumpridos bem como que a força da solda seja no mínimo igual a $0,25x A_{sw} f_{ywd}$.

Figura 34 - Critérios de ancoragem que devem ser considerados



Fonte: prEN 13747 (2003).

Onde:

ϕ_w - é o diâmetro nominal da sinusóide da treliça.

3.3.4 Engastamento e comprimento de ancoragem

As lajes tradicionais moldadas *in loco* têm mecanismos de engastamento nas vigas e monolitismo estrutural conforme apresentado na seção 2.5 deste trabalho. De maneira simplificada existe uma interação baseada no atrito causado pelo esforço de arrancamento da barra de aço da zona concretada. Contribuem para essa resistência a existência de estruturas na barra de aço que aumentam a superfície de contato com o concreto, a esmagadora maioria dos aços usados na construção civil que servem o intuito de serem armaduras passivas possuem mossas, porções protuberantes que formam nervuras nas barras garantindo maior aderência (Figura 35).

Figura 35 – Detalhe de uma barra de aço ϕ 25 mm e suas nervuras



Fonte: Acervo do autor

A norma brasileira NBR (seja a NBR 14860:2002 ou a NBR 6118:2014) não faz recomendações específicas para as pré-moldadas sobre a necessidade de detalhes especiais de ancoragem, logo fica implícito que as peças devem ser consideradas conforme os critérios usados para lajes comuns de concreto moldado *in loco*, ou seja, é necessário seguir os comprimentos de ancoragem. A prEN 13747-1 (2003) faz uma série de recomendações que variam caso a caso sobre os apoios da estrutura bem como também reforça a necessidade da

utilização do comprimento de ancoragem (a fórmula utilizada nesta norma é idêntica a encontrada na NBR). É preciso avaliar inicialmente os parâmetros de resistência à aderência (Equação 3.12):

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \quad \text{Eq. (3.12)}$$

Onde:

- η_1 - Faz referência ao tipo de barra utilizada na armação (ver Tabela 4);
- η_2 - Refere-se à situação de boa ou má aderência (pode valer 1,0 ou 0,7 respectivamente);
- η_3 - Esse parâmetro vale 1,0 para barras de diâmetro inferior a 32 mm ou $\frac{(132 - \varphi)}{100}$ para barras com diâmetro maior ou igual a 32 mm;
- $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c}$ - Resistência à tração direta do concreto (em MPa).

Em seguida é necessário calcular o comprimento de ancoragem básico, este valor é a base para calcular o comprimento de ancoragem necessário (Equação 3.13):

$$l_b = \frac{\varphi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \leq 25\varphi \quad \text{Eq. (3.13)}$$

Onde:

- f_{yd} - Resistência ao escoamento da armadura passiva;
- φ - Diâmetro da barra avaliada.

Por fim é possível calcular o comprimento efetivo de ancoragem das barras (Equação 3.14):

$$l_{b,nec} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \times l_b \\ 10\varphi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Eq. (3.14)}$$

Onde:

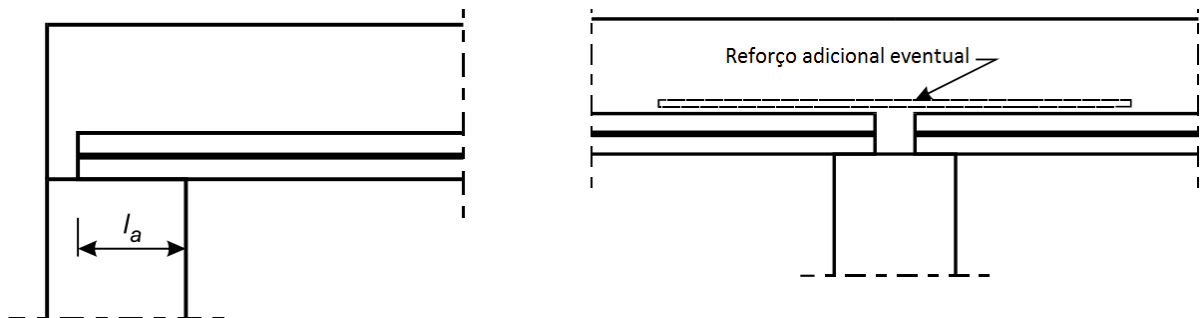
- $\alpha = 1,0$ para barras sem gancho, $\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho com cobrimento normal ao plano do gancho $\geq 3\phi$ ou quando houver barras transversais soldadas e $\alpha = 0,5$ se além de ganchos com cobrimento superior a 3Φ , houverem barras transversais soldadas;
- $A_{s, calc}$ é área de aço tracionada calculada;
- $A_{s, ef}$ é área de aço tracionada efetivamente utilizada.

A norma prEN 13747-1 (2003) chama $l_{b,nec}$ de l_0 e estabelece algumas situações de ancoragem que são mais usuais nas obras, essas situações não são explicadas nas normas brasileiras, de forma que o estudo das mesmas é adequado:

a) A placa possui superfície de concreto suficiente para ser apoiada e possuir uma ancoragem efetiva:

Nesse caso o apoio tem espaço suficiente para suportar a pré-laje e para que ela possua ancoragem efetiva do seu reforço (Figura 36):

Figura 36 - Apoio com espaço suficiente para o suporte da placa em situações de canto e intermediários.



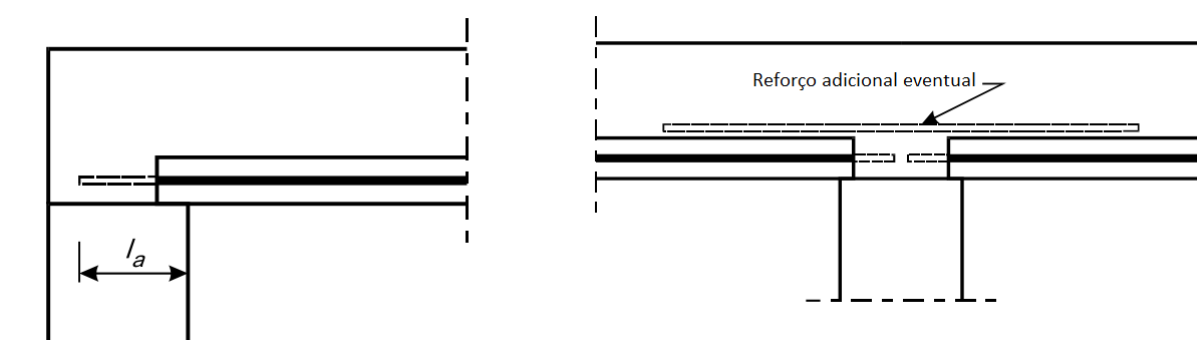
Fonte: Adaptado de prEN 13747-1 (2003)

O comprimento l_a (que diz respeito ao comprimento nominal de ancoragem do reforço principal) deve ser suficiente para garantir o engastamento da peça na estrutura de suporte, para este caso $l_a \geq 60 \text{ mm}$.

b) A placa não possui superfície de concreto suficiente para ser apoiada e ter uma ancoragem efetiva na estrutura de suporte:

Nessa situação a placa tem dimensão inferior à necessária para que a ancoragem seja suficiente, opta-se então por deixar parte do reforço para fora da placa (pontas de aço):

Figura 37 - Placa com comprimento insuficiente para uma boa ancoragem para apoios de canto e intermediários.



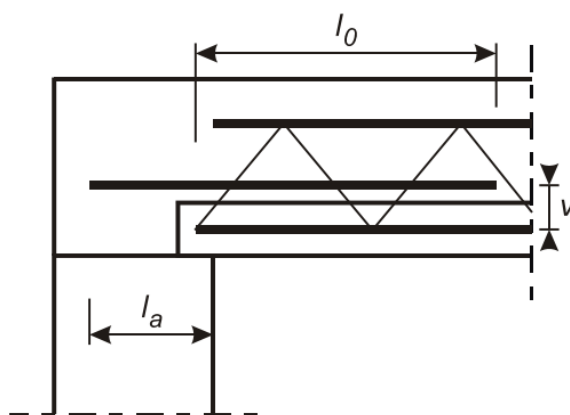
Fonte: Adaptado de prEN 13747-1 (2003)

A peça não possui os 60 mm de concreto sobre o reforço principal para o apoio, neste caso é possível utilizar uma ancoragem baseada em parte na ponta de ferro externa, em parte na parte de concreto que se apoia sobre a viga, essa condição é atingida desde que $l_a > 100 \text{ mm}$, l_a neste caso começa a ser contado da face interna do apoio até o fim da ponta externa de ferro (Figura 37).

c) A placa não possui superfície de concreto suficiente para ser apoiada e nem possui comprimento de armadura suficiente para uma ancoragem efetiva:

Neste caso, não só não há superfície de concreto suficiente para realizar a ancoragem como também não existem ponta de ferros externas que poderiam ser usadas para obter o comprimento suficiente de l_a (Figura 38):

Figura 38 - Adição de reforço por sobre a placa (superfície inferior) para obter o valor da ancoragem efetiva

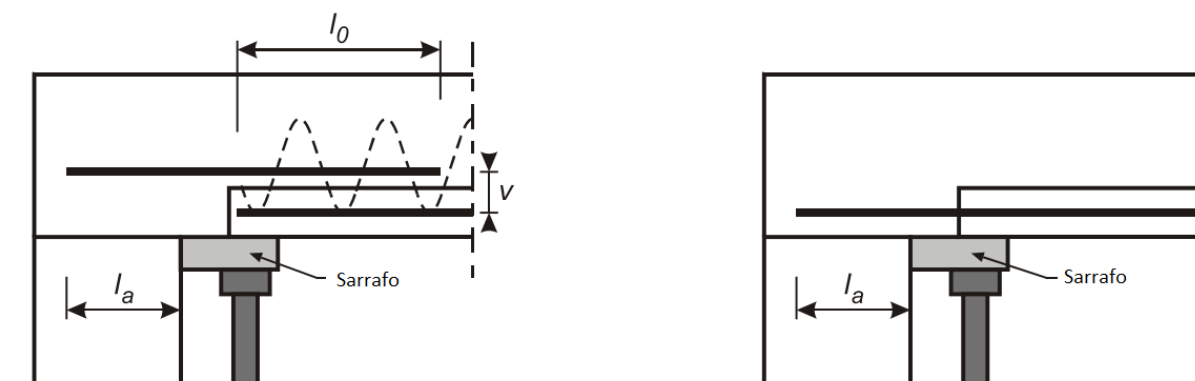


Fonte: prEN 13747-1 (2003)

Não existe sobra de aço e a placa não possui comprimento efetivo necessário, deve-se optar então pela colocação de uma barra com diâmetro igual a qual se está tentando ancorar no apoio. O comprimento $l_a > 100 \text{ mm}$ e l_0 na norma europeia prEN 13747 (2003) se refere ao $l_{b,nec}$, ou seja, o comprimento básico de ancoragem multiplicado por um fator para obter o comprimento de fixação necessário. Tanto l_0 quanto $l_{b,nec}$ são calculados de maneira parecida, podendo ser adotado tanto um quanto outro.

Uma outra situação que pode ocorrer diz respeito a possibilidade de que por algum problema nas medidas de projeto ou de fabricação das peças, as mesmas não tenham comprimento suficiente para chegar ao apoio de concreto, para este caso deve-se utilizar um sarrafo de madeira devidamente cimbrado para que a placa alcance a estrutura de suporte e cubra o vão restante (Figura 39):

Figura 39 - Utilização de sarrafo de madeira cimbrado para compensar o comprimento insuficiente da pré-laje.



Fonte: Adaptado de prEN 13747-1 (2003)

O reforço ou deve ser feito de modo que possua um comprimento total de $l_a + l_0 + l_{v\tilde{a}o} = l_{total}$. O valor de $l_{v\tilde{a}o}$ é obtido a partir da medição do fim da ponta de ferro no interior da placa de concreto até a face interna do apoio. Caso a peça possua um grande comprimento de reforço externo pode-se apenas utilizar o valor de $l_a > 100 \text{ mm}$.

Estes detalhes são utilizados para situações aonde o apoio será concretado junto com a laje, em situações aonde ambos são feitos em tempos distintos deve-se utilizar outros reforços (ver prEN 13747:2003 anexo C).

3.3.5 Sobrecargas de projeto

O primeiro passo antes de começar a escolher o tipo de laje é considerar qual será o uso daquele pavimento. Diferentes usos sugerem diferentes sobrecargas e quando não há dados precisos ou os usos serão mistos deve-se sempre se partir de uma hipótese inicial. A NBR 6118 (2014) não dispõe de valores mínimos de sobrecarga a serem adotados, porém a norma NBR 6120 (1980) sugere que para determinados usos devem-se adotar as seguintes sobrecargas (Tabela 15):

Tabela 15 - Sobrecargas usuais para diferentes ambientes

Ambiente	Sobrecarga (kN/m²)
Escritórios	2
Ginásios de Esportes	5
Lojas	4
Restaurantes	3
Garagens e Estacionamento	3

Fonte: Adaptado de NBR 6120:1980

3.3.6 Escolha da altura da laje

A respeito da estimativa inicial da altura da laje a NBR 6118 (2014) não apresenta parâmetros para que seja possível obter essa informação. A norma prescreve valores limite de espessura para lajes maciças e nervuradas em determinadas situações em seu item 13.2.4.1 e 13.2.4.2, porém os mesmos só são interessantes para uma estimativa mínima inicial.

Fica subentendido que a escolha da altura deve ocorrer por iterações em relação aos máximos deslocamentos possíveis da laje, ou seja, escolhe-se um valor e se checa para as sobrecargas de projeto se a deformação não é excessiva e se os diversos critérios de norma são atendidos. Tal procedimento para um projetista inexperiente pode gerar desconforto, uma vez que partir de uma estimativa inicial de alguém com maior experiência ajuda a diminuir o número de iterações necessárias até que se consiga obter o valor ideal para determinado pavimento.

A NBR 6118:1980 citada por Carvalho e Figueiredo Filho (2014) descreve um modo de obter essa altura inicial através de coeficientes relacionados à dimensão, tipo de vinculação e o tipo de aço empregado. A equação 3.15 é usada para se obter essa espessura inicial:

$$d \geq \frac{l}{\Psi_2 \times \Psi_3} \quad \text{Eq. (3.15)}$$

Onde:

- l - Vão efetivo (para lajes armadas em duas direções adotar o menor vão);
- Ψ_2 - Coeficiente ligado às dimensões da laje e à sua vinculação (ver Figura 40 para lajes bidirecionais);
- Ψ_3 - Coeficiente relativo ao tipo de aço empregado (Tabela 16);

Figura 40 - Esquema de vinculação e coeficientes Ψ_2 a serem usados segundo a NBR 6118 (1980) para lajes armadas em duas direções.

$l_y \backslash l_x$					
	 2,2 1,7	 2,0 1,7	 1,9 1,7	 1,7 1,7	 1,7 1,7
	 2,0 1,4	 1,8 1,4	 1,7 1,4	 1,4 1,3	 1,3 1,3
	 1,9 1,2	 1,7 1,1	 1,5 1,1	 1,1 1,0	 1,0 1,0
	 1,7 0,5	 1,4 0,5	 1,1 0,5	 0,7 0,5	 0,6 0,5
	 1,7 0,5 ^x	 1,3 0,5 ^x	 1,0 0,5 ^x	 0,6 0,5 ^x	 0,5 0,3 ^x

Fonte: NBR 6118 (1980).

O valor de l_x é referente ao vão maior. O número superior indica razão entre vãos igual a 1, o número inferior indica a razão entre vãos igual a 2. Para valores de relação entre vãos maiores do que 2 adota-se o valor de Ψ_2 igual ao usado para relação igual a 2 exceto para os

casos em que existem bordas em balanço (última linha). Quando a relação entre os vãos ficar entre 1 e 2 deve-se interpolar para obter o valor adequado.

Tabela 16 - Valores de Ψ_3 para lajes nervuradas

Aço	Ψ_3
CA-25	25
CA-32	22
CA-40	20
CA-50	17
CA-60	15

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo Filho (2014)

Para lajes armadas em uma única direção os valores de Ψ_2 devem ser os seguintes:

- Simplesmente apoiadas = 1,0;
- Contínuas = 1,2;
- Duplamente engastadas = 1,7;
- Em balanço = 0,5.

3.3.7 Exemplo 6

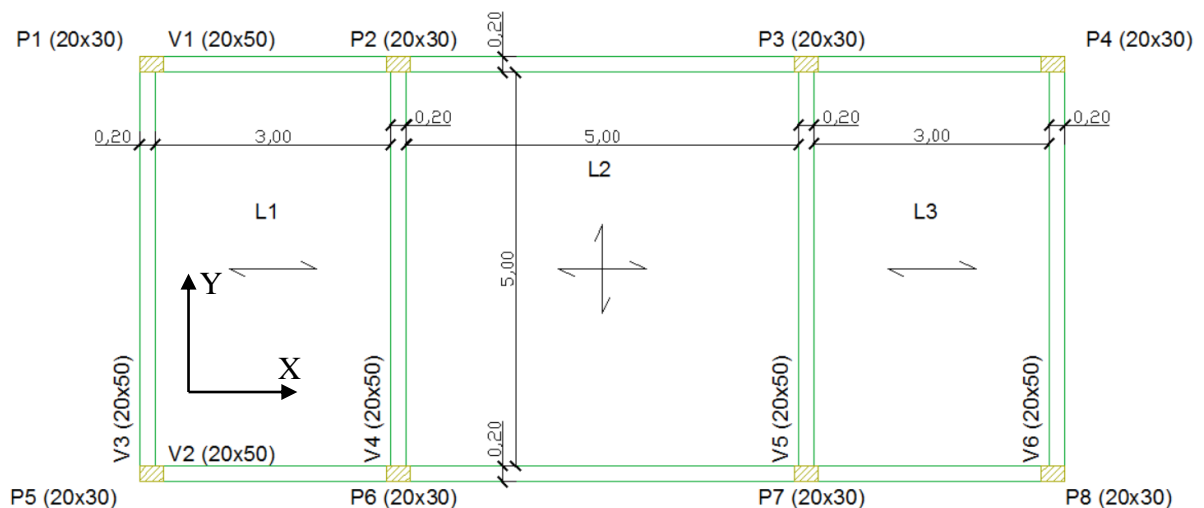
Para o pavimento seguinte, faça o dimensionamento e os detalhamentos pertinentes considerando as lajes como sendo nervuradas (Figura 41). Desprezar as verificações de estado limite.

Dados:

- *Concreto C25 ($f_{ck} = 25$ MPa);*

- Aço CA50 ($E_s = 210 \text{ GPa}$);
- Classe de agressividade II, com possibilidade comprovada de redução de classe devido à execução de regularização inferior e superior da laje (1,5 cm de espessura para ambos os casos e $c_{nom} = 20 \text{ mm}$);
- Carga acidental $q = 2 \text{ kN/m}^2$;
- Carga permanente igual ao peso próprio da laje e revestimento, desprezar peso do elemento neutro (EPS) $\rightarrow g = g_{pp} + g_{revestimento}$;
- $b_w = 10 \text{ cm}$, $h_f = 4 \text{ cm}$;
- Utilização de placas de 35 cm de largura;
- Considerar intereixo de 35 cm para as lajes bidirecionais;
- A altura útil (d) será considerada a altura da laje subtraindo-se 2,0 cm;
- Taxa de armadura mínima para $f_{ck} 25 \text{ MPa}$ igual a 0,15%;
- Para $\lambda = 1$ ($\lambda = \frac{l_y}{l_x}$) em lajes bidirecionais, para o cálculo de momentos fletores, assumir $\mu_x = 3,09$; $\mu'_x = 6,99$; $\mu_y = 2,01$ (Caso 4B, apostila de notas de aula Pinheiro:2007).

Figura 41 - Exemplo de pavimento possuindo duas lajes unidirecionais e uma bidirecional



Fonte: Acervo do autor

- Pré-dimensionamento:

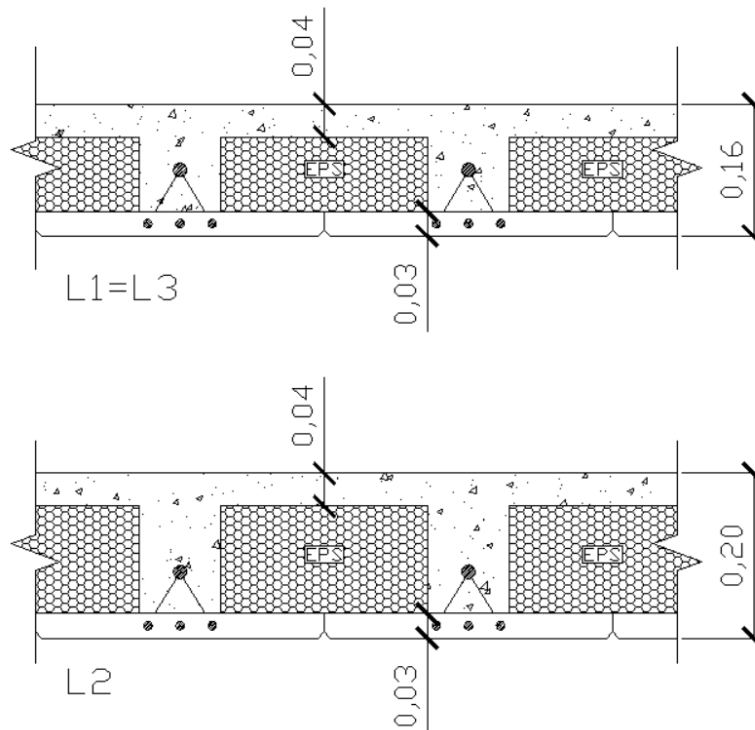
As lajes L1 e L3 possuem dimensões, engastamentos e conformações semelhantes, logo os parâmetros calculados para uma valem para a outra. A laje L2 é bi-engastada pela interface com as lajes L1 e L3. Utilizando a equação 3.13 obtêm-se:

$$d_{L1,L3} \geq \frac{l}{\Psi_2 \times \Psi_3} \geq \frac{300}{1,2 \times 17} \geq 14,71$$

$$d_{L2} \geq \frac{l}{\Psi_2 \times \Psi_3} \geq \frac{500}{1,9 \times 17} \geq 15,48$$

O valor de Ψ_2 é retirado da seção 3.3.6, sendo que, para lajes armadas em duas direções deve-se usar o diagrama apresentado na figura 40. O valor de Ψ_3 é fixado pela utilização de armação com aço tipo CA50. Adota-se para L1 e L3 laje de espessura final igual a 16 cm e para L2 espessura de 20 cm.

Figura 42a e 42b - Seção típica das lajes L1, L2 e L3



Fonte: Acervo do autor

- Cargas

Carga permanente (L1 e L3):

$$g_{pp} = \frac{(0,04 + \frac{[0,10 \times 0,09]}{0,35} + 0,03) \times 25 \text{ kN}}{m^3} = 2,39 \frac{\text{kN}}{m^2} \times 0,35 \text{ m} = 0,8365 \text{ kN/nervura};$$

$$g_{revestimento} = \frac{(0,015 + 0,015) \times 25 \text{ kN}}{m^3} = 0,75 \frac{\text{kN}}{m^2} \times 0,35 \text{ m} = 0,2625 \text{ kN/nervura};$$

Carga permanente (L2):

$$g_{pp} = \frac{((0,04 \times 0,35^2 + 0,1 \times 0,13 \times 0,35 + 0,1 \times 0,13 \times 0,25 + 0,03 \times 0,35^2)) \times 25 \text{ kN}}{0,35^2} = 3,34 \frac{\text{kN}}{m^2} \times 0,35 \text{ m} =$$

1,169 kN/nervura

$$g_{revestimento} = \frac{(0,015 + 0,015) \times 25 \text{ kN}}{m^3} = 0,75 \frac{\text{kN}}{m^2} \times 0,35 \text{ m} = 0,2625 \text{ kN/nervura}$$

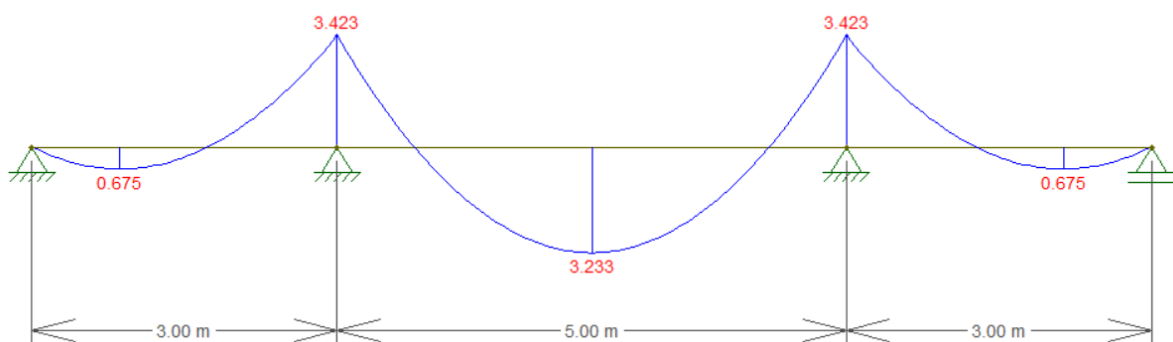
Carga acidental

$$q = 2,0 \frac{\text{kN}}{m^2} \times 0,35 \text{ m} = 0,7 \text{ kN/nervura}$$

- Esforços solicitantes

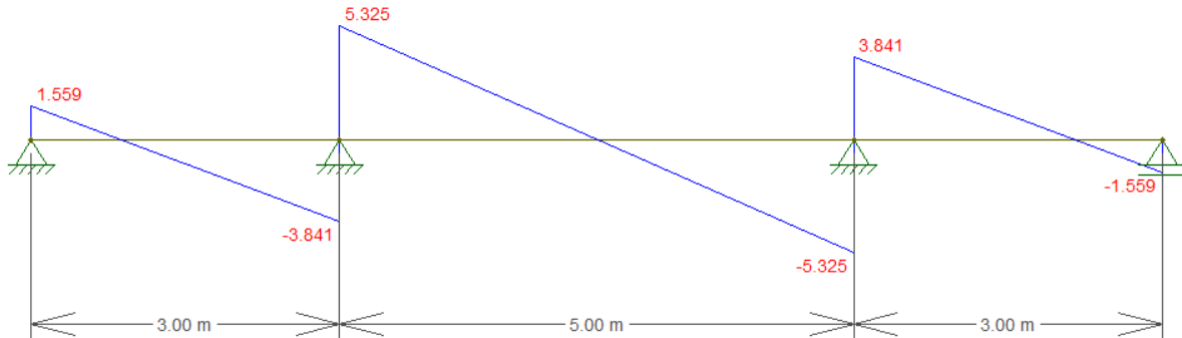
Os esforços são obtidos por nervura utilizando o software FTOOL para obter os diagramas de momento fletor e força cortante (Figura 43 e Figura 44).

Figura 43 - Diagrama de momentos fletores para o pavimento estudado



Fonte: FTOOL (2015)

Figura 44 - Diagrama de esforço cortante para o pavimento estudado



Fonte: FTOOL (2015)

- Armadura de flexão:

I) Lajes L1 e L3 (Positivos)

A seção é do tipo "I", possuindo uma capa superior de concreto com espessura de 4 cm e uma capa inferior com espessura de 3 cm. A primeira hipótese é a de que a linha neutra passa na capa superior de concreto:

$$KMD = \frac{M_d}{b_f x d^2 x f_{cd}} = \frac{1,4 x 0,675}{0,35 x 0,14^2 x \frac{25000}{1,4}} = 0,008$$

Dado o baixo valor de KMD adota-se $KMD = 0,01$; a estrutura trabalha no domínio 2, os esforços requerem pouco da estrutura, porém, já existe formação de fissuras. Para esse valor KX vale 0,0148 e o valor de KZ é 0,9941:

$$x = KX \cdot d = 0,0148 \cdot 14 = 0,2072 \text{ cm} \therefore \text{A linha neutra está na capa superior}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZxdxf_{yd}} = \frac{1,4 \times 0,675}{0,9941 \times 0,14 \times \frac{50}{1,15}} = 0,156 \text{ cm}^2/\text{placa}$$

É importante checar se a área de aço encontrada atende os requisitos de armadura mínima:

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} A_{concreto} = \frac{0,15}{100} ([4 + 3] \times 35 + 10 \times 9) = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s,min} > A_s$ deve-se adotar o maior valor encontrado. Para uma laje com espessura final igual a 16 cm deve-se usar uma treliça do tipo TB 12R (TR12646). Essa escolha é balizada pelo tipo de treliça que possua altura entre os banzos inferiores e superiores com valor menor do que a espessura final da laje. Por exemplo, a treliça TB 12R ou TR12646 possui altura entre banzos igual a 12 cm, o banzo superior é composto de uma barra de $\phi 6,3$ mm, as diagonais possuem $\phi 4,2$ mm e banzo inferior de $\phi 6,3$ mm. A área de aço para ferros de $\phi 6,3$ mm é igual a $0,311 \text{ cm}^2$, utilizando apenas os banzos inferiores já se possui área de aço superior a mínima. Para evitar que o reforço fique mal distribuído devido a concentração da armadura da treliça opta-se por colocar mais duas barras de $\phi 6,3$ mm (uma em cada extremidade da placa, distância de 10 cm a contar da face da nervura de concreto).

- Armadura de distribuição (L1, L2 e L3):

A armadura de distribuição segundo a NBR 6118 (2014), possui três critérios para sua definição:

$$A_s/s \geq \begin{cases} \frac{1}{5} A_{s,principal} \\ 0,9 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$\rho_s \geq 0,5 \rho_{min}$$

Onde:

$$\rho_s = \frac{A_s}{b_w \cdot h}, \text{ é taxa geométrica de armadura.}$$

Logo:

$$A_s/s \geq \begin{cases} 0,1005 \text{ cm}^2 \\ 0,9 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$\rho_s \geq 0,5 \times \rho_{min} \rightarrow \frac{A_s}{S} \geq 0,5 \times A_{s,min} \rightarrow \frac{A_s}{S} \geq 0,25 \text{ cm}^2$$

A armadura a ser adotada deve ser superior a 0,9 cm²/m, utilizando uma tela Q92 (CA60, espaçamento entre fios de 15 cm, uso de barras de $\phi 4,2$ mm).

II) Lajes L1/L2 e L2/L3 (Negativos)

A hipótese é a de que a linha neutra esteja contida na capa inferior. Retirando os valores encontrados no diagrama de momento fletor e fazendo o cálculo para a laje com menor espessura (a favor da segurança) chegam-se aos seguintes valores:

$$KMD = \frac{M_d}{b_f \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{1,4 \times 3,423}{0,35 \times 0,14^2 \times \frac{25000}{1,4}} = 0,039$$

O valor de KMD que será usado é KMD = 0,039, a estrutura trabalha no domínio 2, há formação de fissuras e os esforços são resistidos pelo aço. Para esse valor KX vale 0,059 e o valor de KZ é 0,976:

$$x = KX \cdot d = 0,059 \cdot 14 = 0,826 \text{ cm} \therefore \text{A linha neutra está na capa inferior}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \times d \times f_{yd}} = \frac{1,4 \times 3,423}{0,976 \times 0,14 \times \frac{50}{1,15}} = 0,807 \text{ cm}^2/\text{placa}$$

Portanto para cada placa de 35 cm deve-se ter uma área de aço superior a 0,807 cm², adotando-se então três barras de $\phi 6,3$ mm por inteiros é possível alcançar $A_s = 0,935 \text{ cm}^2$. A verificação de armadura mínima será descartada uma vez que a área de aço encontrada é superior ao valor de $A_{s,min}$ encontrado anteriormente.

III) Laje L3 (Positivos)

A seção é do tipo "I", possuindo uma capa superior de concreto com espessura de 4 cm e uma capa inferior com espessura de 3 cm. O entreixo em x e y tem 35 cm de largura. A NBR 14860-2 (2002) cita que as lajes podem ser calculadas como armadas em cruz desde que o espaçamento entre as nervuras seja inferior 105 cm em ambas as direções. Os momentos atuantes são:

$$m = \mu \cdot \frac{(p + q) \cdot l_x^2}{100}$$

$$m_{x,pos} = 3,09 \cdot \frac{(1,169 + 0,2625 + 0,7) \cdot 5^2}{100} = 1,647 \text{ kN.m/painel}$$

$$m_{y,pos} = 2,01 \cdot \frac{(1,169 + 0,2625 + 0,7) \cdot 5^2}{100} = 1,071 \text{ kN.m/nervura}$$

$$m_{x,neg} = 6,99 \cdot \frac{(3,34 + 0,75 + 2) \cdot 5^2}{100} = 10,642 \text{ kN.m}$$

Para calcular as armaduras em y, deve-se mudar o valor da altura útil uma vez que as barras transversais estão apoiadas sobre o painel de concreto, portanto, $d' = h - 0,03 - 0,005$. São descontados 3 cm referentes a espessura da placa e mais 0,5 cm na tentativa de se aproximar do CG da armadura a ser usada.

$$KMD_{x,pos} = \frac{M_d}{b_f x d^2 x f_{cd}} = \frac{1,4 x 1,647}{0,35 x 0,18^2 x \frac{25000}{1,4}} = 0,011$$

$$KMD_{y,pos} = \frac{M_d}{b_f x d'^2 x f_{cd}} = \frac{1,4 x 1,071}{0,35 x 0,165^2 x \frac{25000}{1,4}} = 0,009$$

$$KMD_{x,neg} = \frac{M_d}{b_f x d'^2 x f_{cd}} = \frac{1,4 x 10,642}{1,00 x 0,18^2 x \frac{25000}{1,4}} = 0,026$$

Tabela 17 - Cálculo de KMD, KZ, KX, posição da linha neutra e área de aço para laje L2

Parâmetro	KMD	KX	KZ	L.N.	A _s
Armadura Positiva (X)	0,011	0,017	0,993	0,3 cm	0,297 cm ² /placa
Armadura Positiva (Y)	0,009	0,015	0,994	0,2 cm	0,330 cm ² /nervura
Armadura Negativa (X)	0,026	0,038	0,985	0,7 cm	3,56 cm ² /m

Fonte: Acervo do autor

A armadura positiva em X e Y é inferior ao valor da armadura mínima requerida, portanto devem-se adotar para ambas as direções 0,5625 cm² por placa/nervura (a área de aço mínimo muda para a seção de 20 cm). A armação paralela às placas será igual à laje unidirecional (2φ 6,3 mm corridos mais a área de aço fornecida pelos banzos inferiores da treliça). A perpendicular será também 2φ 6,3 mm corridos pela nervura. A armação negativa para este cálculo teve área de aço maior do que a que foi calculada considerando o diagrama, portanto, para efeito de segurança e reserva de capacidade adota-se 3,56 cm²/m o que na prática equivale à colocação de ferros φ8 a cada 10 cm (Tabela 17).

- Verificação a força cortante

A NBR 6118 (2014) recomenda que, para lajes com distância entre eixos inferior a 65 cm pode-se dispensar a verificação de flexão da mesa e o cisalhamento pode ser calculado utilizando-se critérios de laje. Devem ser realizadas duas verificações (equações 3.1 e 3.2):

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

O valor de cortante é obtido no diagrama presente na Figura 44 e ele ocorre no encontro das L1/L2 e L2/L3 (sobre as vigas V4 e V5):

$$V_{Sd} = 1,4xV_{max} = 1,4x5,325 = 7,455kN$$

O valor da força cortante resistente de cálculo é obtido através da equação 3.5 e substituindo-se os parâmetros da equação:

$$V_{Rd2} = 0,27\alpha_{v2}f_{cd}b_wd$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,9;$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25000}{1,4} = 17857,14 \frac{kN}{m^2};$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 17857,14 \cdot 0,1 \cdot 0,18 = 78,11kN \rightarrow V_{Sd} \leq V_{Rd2} \therefore OK!$$

A verificação seguinte diz respeito à necessidade de adoção de uma armadura transversal, caso seja comprovado tal condição é necessário calcular o valor de V_{sw} para atender a condição abaixo:

$$V_{Sd} \leq V_c + V_{sw}$$

A verificação referente a dispensa da armadura é a seguinte:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

$$V_{Sd} \leq [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0,25 \frac{0,21 f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 0,321 \text{ MPa} = 321 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} < 0,02 \rightarrow \frac{1,244}{10 \cdot 18} = 0,007 < 0,02 \therefore OK!;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = 0;$$

$$k = |1,6 - d| = 1,6 - 0,18 = 1,42 > 1 \therefore OK!$$

$$V_{sd} \leq [321 \cdot 1,42 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,007) + 0,15 \cdot 0] \cdot 0,1 \cdot 0,18$$

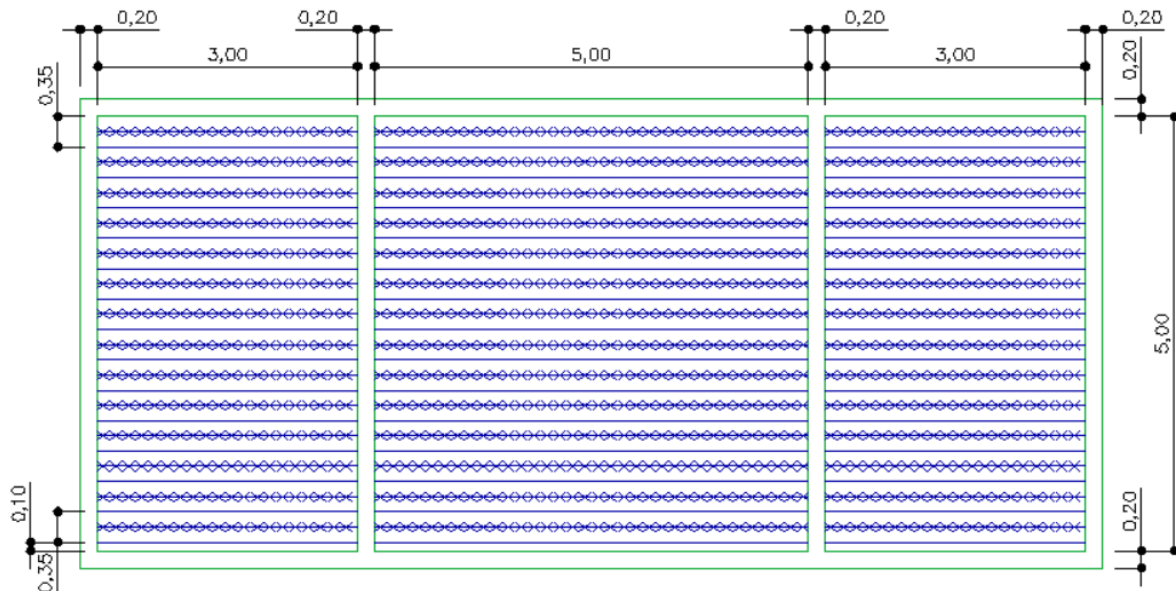
$$V_{sd} \leq 12,14 \therefore OK!$$

O pavimento está, portanto, verificado ao esforço cortante.

- Detalhamento

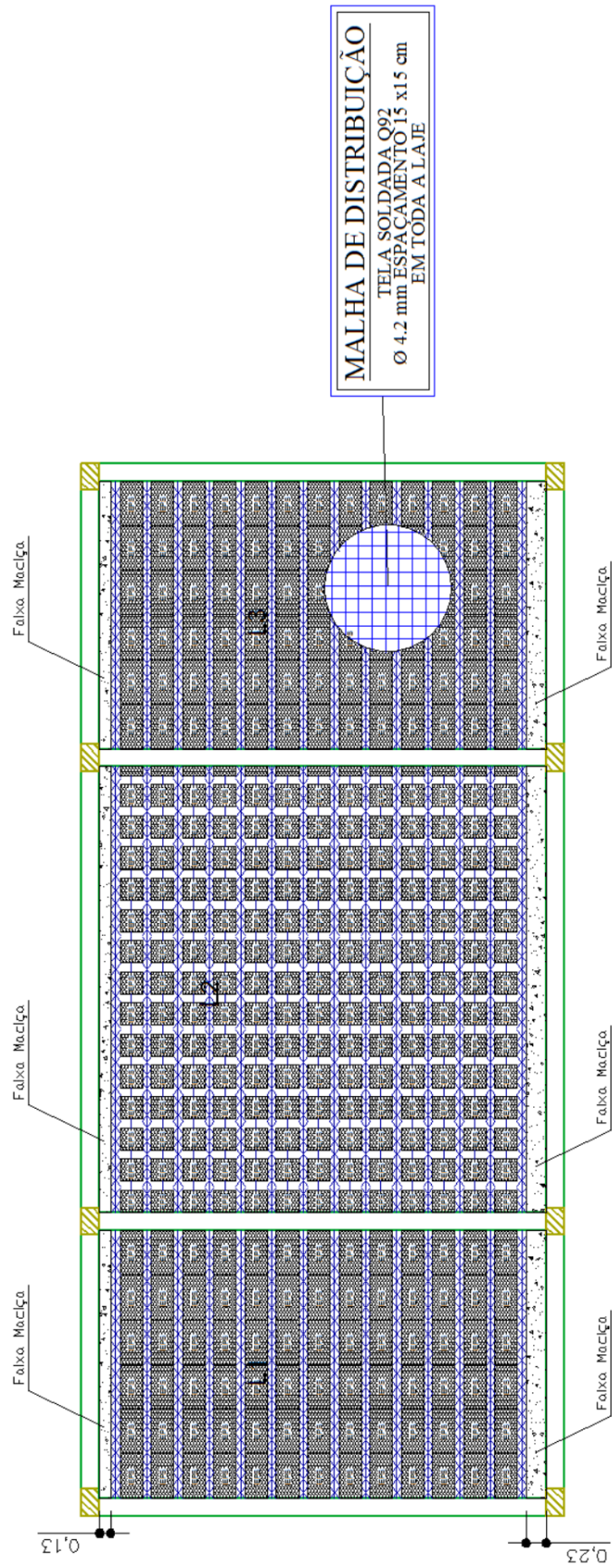
O posicionamento dos painéis para a execução do pavimento deve ser conforme o especificado na Figura 45:

Figura 45 - Posicionamento dos painéis para concretagem do pavimento



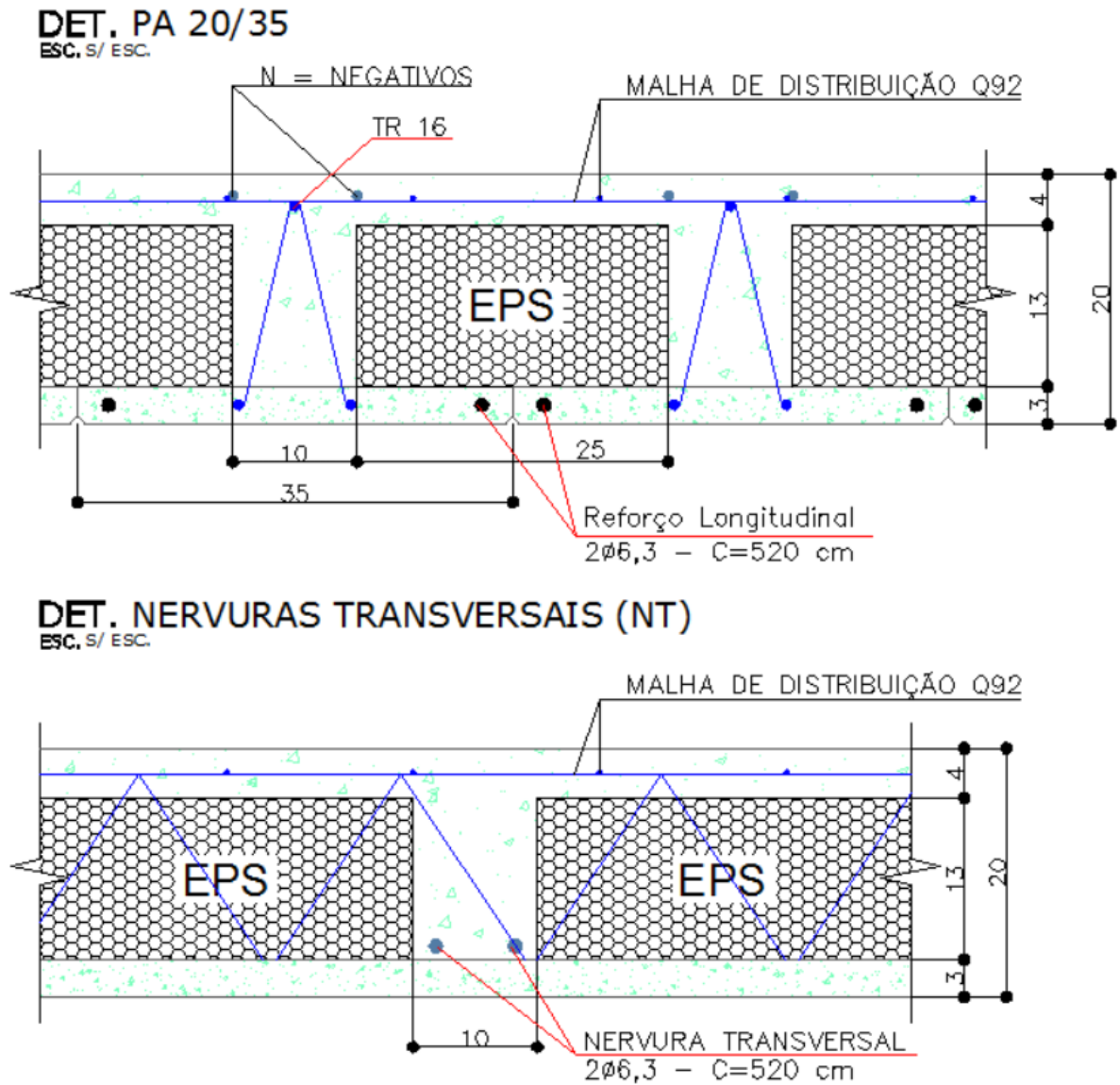
Fonte: Acervo do autor

Figura 46 - Posição das peças de eps nas lajes unidirecionais (L1 e L3) e bidirecional (L2)



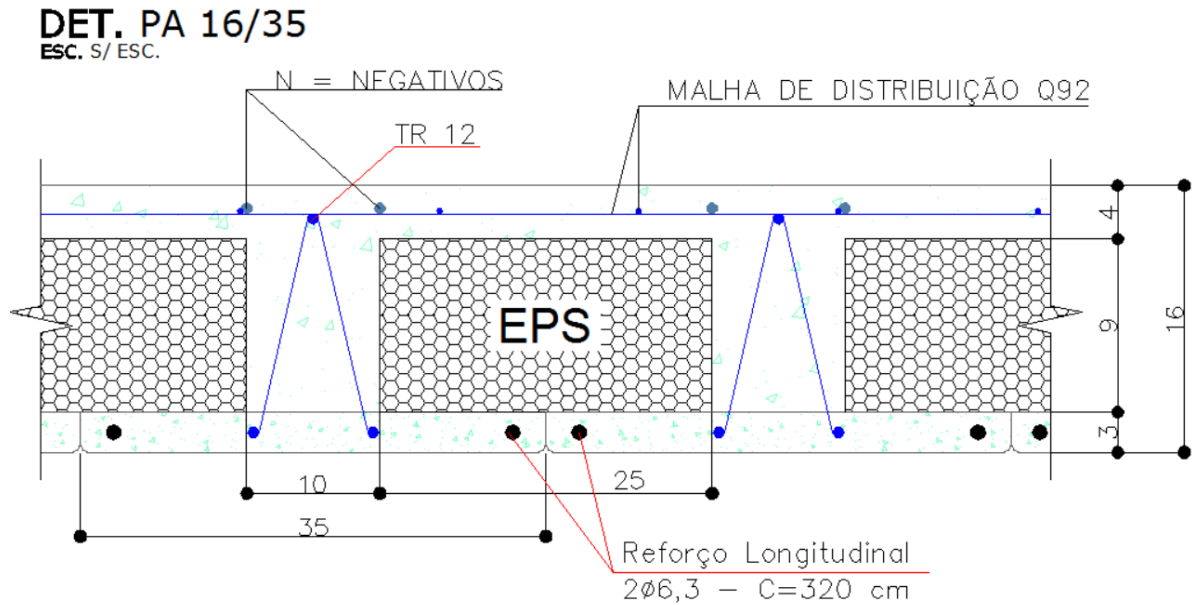
Fonte: Acervo do autor

Figura 47 - Detalhe da laje de espessura 20 cm com intereixo igual a 35 cm (L2)



Fonte: Acervo do autor

Figura 48 - Detalhe da laje de espessura 16 cm com intereixo igual a 35 cm (L1 e L3)



Fonte: Acervo do autor

A NBR 6118 (2014) define que é necessário que em bordas sem continuidade haja pelo menos 67% da armadura mínima, com os dados calculados anteriormente para a laje L2 as bordas livres devem possuir ao menos 0,377 cm²/painel de armadura negativa, já para as lajes L1 e L3 esse valor é da ordem de 0,337 cm²/painel. Todas as bordas livres deverão possuir ferros negativos de comprimento igual 25% do vão paralelo a armação de diâmetro $\phi 6,3$ c/17,5 e nas bordas engastadas $\phi 8,0$ c/10 de comprimento baseado no diagrama de momentos fletores acrescido do valor de $l_{b,nec}$.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO

As lajes painel treliçada ou pré-lajes são objetos de estudo muito interessantes e, que mesmo hoje, ainda não foram completamente desvendadas. Mecanismos de cálculo, detalhamentos e critérios de projetos tem grande variação, especialmente, pela norma brasileira ser confusa e vaga sobre muitos pontos relativos a estes assuntos. A norma brasileira específica para lajes pré-moldadas (NBR 14860) não aborda de maneira contundente o assunto da maneira como a norma europeia faz. Ela se preocupa em apresentar rapidamente alguns conceitos e quando se refere ao cálculo chama a NBR 6118 para dúvidas que poderiam ser apontadas na própria norma específica. Com isso tem-se uma situação em que o projetista arca com uma grande responsabilidade de adaptar o conhecimento que não possui a produtos que possuem variações dimensionais ou de projeto, a inexistência da padronização reflete num mercado permeado pelas dúvidas.

Este trabalho tentou se aproximar desses pontos, identifica-los e acrescentar conteúdo e comparar com as exigências normativas de demais países. O fato do sistema apresentado não ser tão difundido, tornou difícil a aquisição de material para o desenvolvimento da dissertação, de forma que por mais vezes do que se gostaria de admitir, ele acaba se referindo as mesmas escassas fontes, essa dependência reflete a falta de informação observada para o entendimento das pré-lajes. A situação ideal daqui para frente seria criar de fato uma padronização para este sistema, isso só poderia ser adquirido caso houvesse um bom senso e vontade dos fabricantes de discutirem junto com estudiosos da área de concreto armado qual conhecimento precisa ser melhorado e qual precisa ser aprofundado.

Os ensaios de 2011 realizados no NETPRE da Universidade Federal de São Carlos foram escassos, mas geraram dados muito valiosos que puderam responder a questionamentos relativos a autoportância deste sistema e ajudaram a entender melhor o funcionamento desse tipo de lajes. Para outros trabalhos nesta linha de pesquisa seria interessante comparar lajes de diferentes fabricantes, ensaiar pavimentos inteiros e buscar respostas para questionamentos antigos como, por exemplo, o quanto e como as treliças podem de fato contribuir para resistir a força cortante.

Um objetivo ao qual este trabalho se propôs foi o de reunir o máximo possível de informações para que um engenheiro pudesse entender melhor sobre esse tipo de laje e quais são suas vantagens e desvantagens, para isso foram feitos exemplos que abrangeram da produção dos painéis até o seu dimensionamento, etapas repetitivas de cálculo foram suprimidas, uma vez que a meta estabelecida não era o cálculo aprofundado, mas sim um embasamento para que um engenheiro que se deparasse com o sistema de pré-lajes viesse a ter ferramentas para enfrentar situações mais complexas. Os métodos de cálculo utilizados foram simplificados e é cabível deixar claro que, para obras que de fato serão executadas, análises mais refinadas, com softwares que simulam grelhas, precisam ser utilizados e cabe ao engenheiro responsável fazer a análise das continuidades e qual a melhor forma de adotá-las.

As etapas de montagem do pavimento são críticas devido a movimentação dos trabalhadores, o escoramento deve ser capaz de suportar tais esforços e possuir uma reserva de capacidade para situações inusitadas (tais situações devem ser contraindicadas no projeto, como por exemplo, o acúmulo excessivo de concreto em determinado ponto da laje). A autoportância é uma característica benéfica do sistema, porém, a viabilidade dela realmente só ocorre em pequenos vãos, contramão das construções atuais onde se requer poucos apoios para grandes ambientes. A real utilidade dessa característica estaria na utilização em vãos de pontes, ao se adotar tal solução existem várias questões que precisam ser resolvidas, as respostas são encontradas facilmente na norma europeia (prEN 13747-1), porém, não existe sequer menção na NBR.

O alinhamento dos painéis é uma dúvida que certamente não foi possível de ser resolvida, é fato que programas mais sofisticados como o TQS utilizam esse alinhamento para criarem barras contínuas entre os pavimentos, porém mesmo nas normas mais completas o tópico não é abordado, ou essa questão não é facilmente respondida sem ensaios ou então já está resolvida e é irrelevante, de qualquer forma não é um ponto que este trabalho pôde responder com precisão.

Uma grande adição que este trabalho trouxe foram os tópicos relativos a força cortante como ela é considerada para cálculo nas normas europeias em relação as normas brasileiras e também os detalhes de engastamento da laje na estrutura de vigas/paredes, não existe nenhum

detalhe sobre essas ligações e elas são de suma importância no dia-a-dia de uma obra que utilize esse material.

Por fim este trabalho não esgotou as diversas questões, muitas delas persistem e só poderão ser respondidas na medida em que houver um interesse maior pelas pré-lajes e conseqüentemente um aumento no número de ensaios que gerem artigos e conhecimento específico para este nicho da construção civil.

4.1 Propostas para trabalhos futuros

Alguns pontos que poderiam ser estudados em trabalhos futuros:

- Comparação entre os deslocamentos apresentados entre diversos fabricantes desse tipo de material;
- Comparação entre modelos computacionais com os deslocamentos reais obtidos em laboratório;
- Variação de características dos painéis versus máximos vãos possíveis sem a utilização de escoramento;
- A influência no cálculo e detalhamento de lajes bidirecionais maciças, ocasionado pela perda do braço de alavanca das armaduras secundárias.

5 ANEXO A

As tabelas relativas aos coeficientes a serem usados na majoração das ações para efeito de verificação de estados-limites são os seguintes:

Tabela 18 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{fl} \cdot \gamma_B$

Combinações de ações	Ações					
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	0	0

Onde:

D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (2014).

Tabela 19 - Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver seção 23.5.2 da NBR 6118 (2014).

^b Para edifícios residenciais.

^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118 (2014).

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA FILHO, Fernando Menezes de. **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos auto-adensáveis**. 2006. Dissertação (Doutorado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-28112006-171927/>>. Acesso em: 2014-07-21.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1996). **302.1R-96**: Guide for Concrete Floor and Slab Construction. 67 p. Michigan/EUA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2011). **318-11**: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. 505 p. Michigan/EUA.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1992). **NBR 11768**: Aditivos para concreto de cimento Portland. 4p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2009). **NBR 15696**: Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto - Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. 27p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). **NBR 14860-1**: Laje pré-fabricada – Pré-Laje – Requisitos – Parte 1: Lajes Unidirecionais. 8p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 53p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** 170p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** 238p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.** 5p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007). **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação.** 13p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1992). **NBR 11768: Aditivos para concreto de cimento Portland - Especificação.** 4p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2006). **NBR 12655: Concreto: Preparo, Controle e Recebimento.** 18p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.** 18p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). **NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.** 16p. Rio de Janeiro.

ASSOCIATED CONCRETE PRODUCTS. **Catálogo de lajes**. Malásia. Disponível em <www.mtdgrp.com>. Acesso em 25/10/2013.

BERTRAM, Guido et al. Permissible Span of Semi-precast Slabs in Case of Erection. **Beton-Und Stahlbetonbau**, v. 106, n. 8, p. 540-550. Alemanha, ago. 2011.

BUCHAIM, Roberto. **A influência da não-linearidade física do concreto armado na rigidez à flexão e na capacidade de rotação plástica**. 2001. Dissertação (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-02102001-155513/>>. Acesso em: 2014-07-21.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2014**. São Carlos: Edufscar, 2014. 416 p.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Volume 2**. São Paulo: Pini, 2009. 589 p.

CARVALHO, Roberto Chust. **Análise não-linear de pavimentos de edifícios de concretos através da analogia de grelha**. 1994. 208 f. Tese (Doutorado) – USP, São Carlos, 1994.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2003). **prEN 13747-1: Precast concrete products - floor plates for floor systems - Part 1: Common requirements**. 82 p. Bruxelas. Draft de Norma.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2003). **prEN 13747-2: Precast concrete products - floor plates for floor systems - Part 2: Specific requirements for reinforced floor plates**. 9 p. Bruxelas. Draft de Norma.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2004). **EN 1992-1-1: Design of concrete structures - Part 1 -1: General rules and rules for buildings**. 225 p. Bruxelas.

FARIA, Renato. Garantia de boa estrutura: Cuidados com o planejamento e execução do cimbramento evitam que lajes e vigas trabalhem precocemente e tenham sua resistência prejudicada. **Téchné**, São Paulo, nov. 2006. Disponível em: <<http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/115/artigo32969-1.asp>>. Acesso em: 06 ago. 2012.

FLÓRIO, M. C.. **Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas de concreto armado**. 2004. 213 f. Dissertação (Mestrado) - UFSCar, São Carlos, 2004.

GIONGO, José Samuel. **Concreto armado: introdução e propriedades dos materiais**, mar. de 2007, 65p, Notas de Aula. Disponível em < http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Introd_Prop_Materiais.pdf>. Acesso em: 13 jul. 2014.

INVESTIGAÇÃO de novas metodologias para o ensino de engenharia de estruturas utilizando recursos de multimídia interativa. Disponível em <www.lmc.ep.usp.br/pesquisas/tecedu/>, acessado em 02/07/2015.

LAJES ANHANGUERA. Disponível em <www.anhanguera.com.br>, acessado em 24/02/2011.

MARTHA, Luiz Fernando. **FTOOL** um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas, versão educacional 3.01, Rio de Janeiro. Disponível em <<http://webserver2.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>>. Acesso 26/10/2015.

PINHEIRO, Libânio Miranda. **Tabelas de Lajes**, ago. de 2007, 24p, Notas de Aula.

PITA, Marina. **Ponte na BR-381 é construída em quatro meses**. Disponível em: <<http://www.piniweb.com.br/construcao/infra-estrutura/ponte-na-br-381-e-construida-em-quatro-meses-240388-1.asp>>. Acesso em: 04 ago. 2012.

RIBEIRO, Daniel Vêras (Org.). **Corrosão em estruturas de concreto Armado: teoria, controle e métodos de análise**. 1. Ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. 272p.

ROCHA, Filipe de Lima; CATOIA, Bruna; BACHEGA, Luis Augusto; ALMEIDA FILHO, Fernando Menezes. **Estudo experimental e analítico de painéis de pré-laje submetidos a flexão**. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 3., 2013, São Carlos. **Resumos...** São Carlos: EESC/USP, 2013. p43.

SANTINE, C. R.. **Projeto de Construção de lajes Pré-fabricadas de Concreto Armado**. 2006. 146 f. Dissertação (Mestrado) - UFSCar, São Carlos, 2006.

SILVA, Marcos Alberto Ferreira. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado**. 2005. 239 f. Dissertação (Mestrado) - UFSCar, São Carlos, 2005.

TEATINI CLÍMACO, J. C. **Estruturas de concreto armado: Fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. Brasília: Editora Universidade de Brasília, 2008. 410 p.