

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS MG

ENGENHARIA CIVIL

LUCAS MARTINTA DALCIN

**COMPARATIVO DA VIABILIDADE TÉCNICA ENTRE LAJES MISTAS “STEEL
DECK” E DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO ALVEOLAR PROTENDIDO**

VARGINHA – MINAS GERAIS

2018

LUCAS MARTINTA DALCIN

**COMPARATIVO DA VIABILIDADE TÉCNICA ENTRE LAJES MISTAS “STEEL
DECK” E DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO ALVEOLAR PROTENDIDO**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS como pré-
requisito para obtenção do grau de bacharel, sob
orientação do Prof. Ms. Antônio de Faria.

VARGINHA – MINAS GERAIS

2018

LUCAS MARTINTA DALCIN

**COMPARATIVO DA VIABILIDADE TÉCNICA ENTRE LAJES MISTAS “STEEL
DECK” E DE CONCRETO PRÉ-FABRICADO ALVEOLAR PROTENDIDO**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em: / /

Prof. Ms. Antônio de Faria
(Orientador)

Prof. Convidado (a)

Prof. Convidado (a)

OBS.:

Dedico este trabalho a minha família, amigos e professores, que me apoiaram, incentivaram e me deram sempre o suporte necessário para que eu conseguisse ir adiante.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha família, aos professores e aos amigos, por terem ajudado na construção deste trabalho.

“Se não puder se destacar pelo talento, vença pelo esforço.”

Dave Weinbaum

RESUMO

O presente trabalho foi desenvolvido devido as possibilidades, nas construções civis, em relação as áreas que envolvem estruturas, de se utilizar algumas variedades de materiais, como o aço e o concreto, e também há a disponibilidade de se trabalhar com diversos sistemas estruturais, cada um com suas características, que são analisadas pelo Engenheiro Civil para determinar qual sistema estrutural melhor atenderá a utilização e necessidades de um projeto. O amplo conhecimento dos fatores à que um projeto estará submetido, e também das diferentes soluções que podem ser utilizadas para projetá-lo, podem fazer com que o projetista justifique a escolha da estrutura, do método construtivo, do material, dos sistemas estruturais, visando atender as necessidades do projeto de maneira segura, econômica e funcional. Este trabalho aborda as características dos pisos de lajes mistas “steel deck” e com lajes de concreto pré-fabricado alveolar protendido, visando, ter como referência e comparativo, através de um dimensionamento, qual o tipo de sistema estrutural será o melhor na utilização dos pisos de uma edificação para uso de uma loja de materiais de construção, como características a serem avaliadas, disposições construtivas, o peso dos pisos e o consumo de material.

Palavras-chave: Laje mista “Steel Deck”. Laje alveolar protendida.

ABSTRACT

The present work was developed due to the possibilities, in the civil constructions, in relation to the areas that involve structures, to use some varieties of materials, such as steel and concrete, and also the availability of working with several structural systems, each one with its characteristics, which are analyzed by the Civil Engineer to determine which structural system will best meet the use and needs of a project. The wide knowledge of the factors to which a project will be submitted, and also of the different solutions that can be used to design it, can make the designer justify the choice of the structure, the constructive method, the material, the structural systems, aiming at meet the needs of the project in a safe, economical and functional way. This work deals with the characteristics of the steel slab mixed floor slabs and prefabricated prefabricated alveolar concrete slabs, aiming to have as reference and comparative, through a sizing, which type of structural system will be the best in the use of floors of a building for use in a building materials store, such as features to be evaluated, constructive arrangements, floor weight and material consumption..

Keywords: *Steel Deck. Alveolar slab.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipologias de formas de aço trapezoidal e reentrante	17
Figura 2 – Sistema de piso misto.....	18
Figura 3 – Denominações das partes da laje alveolar.....	22
Figura 4 – Espessuras médias mínimas de capeamento das lajes.....	23
Figura 5 – Região comprimida na seção transversal para verificação do (ELS-DP)	27
Figura 6 – Planta de forma adotada para a edificação utilizando lajes mistas “Steel Deck” ...	45
Figura 7 – Seção das lajes mista pré-adotadas	46
Figura 8 – Detalhamento das armaduras negativas das lajes.....	55
Figura 9 – Área resistente do concreto (A_v)	57
Figura 10 – Detalhamento das telas soldadas para as lajes mistas “Steel Deck”	61
Figura 11 – Planta de forma adotada para a edificação com lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido	63
Figura 12 – Seção transversal simples da laje alveolar pré-adotada	64
Figura 13 – Seção transversal composta da laje alveolar pré-adotada	64
Figura 14 – Detalhamento das telas soldadas da laje alveolar	87
Figure 15 – Posicionamento e quantidades de painéis alveolares	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	24
Tabela 2 - exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função das classes de agressividade ambiental.....	26
Tabela 03 – Valores dos coeficientes de ponderação das resistências (γ_m)	31
Tabela 04 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações.....	32
Tabela 05 – Peso específico de materiais de construção	34
Tabela 06 – Porcentagens redutoras das sobrecargas.....	35
Tabela 07 – Características da edificação.....	39
Tabela 08 – Características do concreto a ser utilizado.....	41
Tabela 09 – Propriedades mecânicas do aço adotado para armadura da estrutura da laje Steel Deck.....	41
Tabela 10 – Pesos específicos dos materiais de construção	42
Tabela 11 – Valores das sobrecargas.....	42
Tabela 12 – Características adotadas para o concreto das lajes alveolares	43
Tabela 13 – Características do aço da cordoalha e fio adotadas para a armadura de protensão das lajes alveolares	43
Tabela 14 – Cronograma de desenvolvimento dos projetos da edificação.....	44
Tabela 15 – Verificação da necessidade de escoramento.....	46
Tabela 16 – Verificação do carregamento atuante e do carregamento máximo suportado pelas lajes.....	46
Tabela 17 – Valores das constantes m e k.....	48
Tabela 18 – Verificação quanto ao cisalhamento longitudinal das lajes	49
Tabela 19 – Verificação quanto ao momento fletor positivo das lajes.....	51
Tabela 20 – Cálculo e adoção das armaduras das lajes para o momento negativo solicitante.....	52
Tabela 21 – Verificação do momento fletor negativo resistente de cálculo das lajes	54
Tabela 22 – Verificação da força cortante vertical resistente de cálculo das lajes do pavimento tipo.....	58
Tabela 23 – Verificação do deslocamento vertical das lajes	59
Tabela 24 – Propriedades geométricas da laje alveolar com seção simples.....	64
Tabela 25 – Propriedades geométricas da laje alveolar com seção composta.....	65
Tabela 26 – Ações atuantes por peça de laje	65

Tabela 27 – Momento fletor máximo devido aos carregamentos isolados por peça de laje alveolar	65
Tabela 28 – Momento fletor máximo por peça de laje alveolar	65
Tabela 29 – Verificação da posição da linha neutra das lajes	66
Tabela 30 – Valores obtidos com os cálculos do pré-dimensionamento da armadura de protensão das lajes	67
Tabela 31 – Verificação das lajes alveolares no tempo zero $t=0$ (meio do vão)	73
Tabela 32 – Verificação das lajes alveolares no tempo zero $t=0$ (a distancia l_p)	73
Tabela 33 – Sequência considerada para determinação das perdas de protensão	73
Tabela 34 -Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem	75
Tabela 35 – Perda de tensão por deformação imediata da concreto ($\Delta\sigma_{pi}$) das lajes	76
Tabela 36 – Perdas iniciais totais de protensão ($\Delta\sigma_p$) para as lajes	77
Tabela 37 – Características das lajes alveolares para cálculo das perdas diferidas em função do tempo	77
Tabela 38 – Valores de $\varphi_{\infty, t}$	78
Tabela 39 – Cálculo das perdas por fluência do concreto ($\Delta\sigma_p, c$) das lajes	78
Tabela 40 – Cálculo das perdas por retração do concreto	79
Tabela 41 – Perdas por relaxação da armadura ($\Delta\sigma_p, r$) das lajes	79
Tabela 42 – Perdas totais considerando cada uma delas isolada das lajes do pavimento tipo .	80
Tabela 43 – Perdas progressivas e tensões finais nas armaduras de protensão das lajes	80
Tabela 44 – Perdas totais das lajes	81
Tabela 45 – Valores obtidos com os cálculos do dimensionamento da armadura de protensão das lajes	81
Tabela 46 – Verificação do Estado limite de descompressão (ELS-D) das lajes	82
Tabela 47 – Verificação do Estado limite de formação de fissuras (ELS-F) das lajes	82
Tabela 48- Verificação das flechas das lajes	84
Tabela 49 – Verificação das tensões de cisalhamento para seções simples das lajes	85
Tabela 50 – Verificação das tensões de cisalhamento para seções composta das lajes	85
Tabela 51 – Verificação da resistência ao fendilhamento longitudinal das lajes	86
Tabela 52 – Materiais e quantidades utilizados com os pisos em laje mista “Steel Deck”	88
Tabela 53 – Peso total da laje mista “Steel Deck”	88
Tabela 54 – Indicadores de consumo da laje mista “Steel Deck”	89
Tabela 55 – Materiais e quantidades utilizados	91
Tabela 56 – Peso total das lajes alveolares	91

Tabela 57 – Indicadores de consumo da laje alveolar	91
---	----

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Objetivos.....	16
1.1.1 Objetivo geral	16
1.1.2 Objetivo específico	16
1.2 Justificativa	16
2 REVISAO BIBLIOGRAFICA	16
2.1 Laje mista “Steel Deck”	17
2.1.1 Generalidades	17
2.1.2 Vantagens da utilização da laje mista “Steel deck”	18
2.1.2.1 Menor tempo de execução	18
2.1.2.2 Evita o desperdício de materiais “sustentabilidade”	19
2.1.2.3 Praticidade	19
2.1.3 Materiais utilizados	19
2.1.3.1 Forma de aço	19
2.1.3.2 Concreto	19
2.1.3.3 Armaduras complementares	20
2.1.4 Diretrizes e conceitos para dimensionamento das lajes mistas “Steel deck”	20
2.1.4.1 Fase inicial.....	20
2.1.4.2 Fase final	21
2.2 Lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido	21
2.2.1 Generalidades	21
2.2.1.1 Capeamento	22
2.2.1.2 Juntas longitudinais	23
2.2.2 Vantagens da utilização das lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido.....	23
2.2.3 Materiais utilizados	24
2.2.3.1 Concreto	24
2.2.3.2 Armaduras	24
2.2.4 Diretrizes e conceitos para dimensionamento da laje pré-fabricada alveolar	25
2.2.4.1 Protensão com aderência inicial	25
2.2.4.2 Níveis de protensão	25
2.2.4.3 Força de protensão.....	27
2.2.4.3.1 Valores-limites da força na armadura de protensão	27
2.2.4.3.2 Valores de cálculo da força de protensão	28
2.2.4.4 Perdas de protensão em elementos pré-tracionados	29
2.2.4.4.1 Perdas iniciais	29
2.2.4.4.2 Perdas imediatas	29
2.2.4.4.3 Perdas progressivas.....	29
2.3 Critérios para segurança nas estruturas	30
2.3.1 Condições para o (ELU)	30
2.3.1.1 Resistências	30
2.3.1.1.1 Coeficientes de ponderação das resistências (γ_m).....	31
2.3.1.1.2 Esforços	31
2.3.1.1.2.1 Coeficientes de ponderação dos esforços ou ações (γ_{fi}).....	31
2.3.1.1.3 Condição usual relativa ao (ELU)	32
2.3.2 Condições para o (ELS).....	32
2.4 Ações	33

2.4.1 Ações permanentes	33
2.4.1.1 Ações permanentes diretas	34
2.4.1.2 Ações permanentes indiretas	34
2.4.2 Ações variáveis.....	34
2.4.2.1 Critérios para redução das cargas acidentais no cálculo de pilares e fundações	34
2.4.3 Ações excepcionais.....	35
2.5 Combinações de ações	35
2.5.1 Combinações últimas.....	35
2.5.1.1 Combinações últimas normais.....	35
2.5.1.2 Combinações últimas especiais	36
2.5.1.3 Combinações últimas de construção	37
2.5.1.4 Combinações últimas excepcionais	37
2.5.2 Combinações de utilização ou serviço.....	37
2.5.2.1 Combinações quase permanentes de serviço.....	38
2.5.2.2 Combinações frequentes de serviço	38
2.5.2.3 Combinações raras de serviço	39
3 MATERIAIS E MÉTODOS	39
3.1 Características do projeto e do estudo comparativo	39
3.1.1 Indicadores de consumo de material	40
3.1.1.1 Consumo de concreto (m^3/m^2)	40
3.1.1.2 Consumo de aço (kg/m^2)	40
3.1.1.3 Taxa de armadura (kg/m^2).....	40
3.1.2 Indicadores do peso das estruturas dos pisos	40
3.2 Desenvolvimento das lajes mistas “Steel Deck”	41
3.2.1 Materiais	41
3.2.2 Normas necessárias para o projeto das lajes mista “Steel Deck”	41
3.2.3 Ações	41
3.2.4 Combinação de ações	42
3.3 Desenvolvimento das lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido	42
3.3.1 Materiais	42
3.3.2 Normas necessárias para o projeto das lajes pré-fabricadas de concreto protendido	43
3.3.3 Ações	43
3.3.4 Combinação de ações	43
3.4 Cronograma para desenvolvimento dos projetos	44
4 ESTUDO DE CASO	44
4.1 Dimensionamento dos pisos da edificação com laje mista “Steel Deck”	44
4.1.1 Pré-dimensionamento das lajes mistas	44
4.1.2 Verificação quanto ao cisalhamento longitudinal	47
4.1.3 Verificação quanto ao momento fletor positivo	49
4.1.4 Verificação quanto ao momento fletor negativo	51
4.1.5 Verificação quanto ao cisalhamento vertical.....	55
4.1.6 Verificação quanto ao deslocamento vertical.....	58
4.1.7 Verificação quanto a fissuração do concreto.....	60
4.2 Dimensionamento dos pisos da edificação com laje alveolar protendida.....	62
4.2.1 Pré-dimensionamento das lajes alveolares	63
4.2.1.1 Pré-dimensionamento no estado-limite último no tempo infinito ($t = \infty$).....	65
4.2.1.2 Verificação da laje alveolar no tempo zero $t=0$ (estado em vazio).....	67
4.2.2 Cálculo das perdas de protensão.....	73

4.2.2.1 Cálculo das perdas iniciais.....	74
4.2.2.1.1 Cálculo das perdas devido a deformação por ancoragem da armadura ($\Delta\sigma_{anc}$).....	74
4.2.2.1.2 Cálculo da relaxação inicial da armadura ($\Delta\sigma_{pr}(t-t_0)$)	74
4.2.2.1.3 Cálculo da deformação imediata do concreto ($\Delta\sigma_{pi}$).....	76
4.2.2.1.4 Perdas iniciais totais de protensão ($\Delta\sigma_p$)	76
4.2.2.2 Cálculo das perdas diferidas	77
4.2.2.2.1 Cálculo da perda por fluência do concreto ($\Delta\sigma_{p,c}$)	77
4.2.2.2.2 Cálculo da perda por retração do concreto ($\Delta\sigma_{p,c,s}$)	78
4.2.2.2.3 Cálculo da perda por relaxação da armadura ($\Delta\sigma_{p,r}$)	79
4.2.2.2.4 Perdas diferidas totais ($\Delta\sigma_{p,c+s+r}$).....	79
4.2.2.2.5 Cálculo das perdas progressivas ($\Delta\sigma_p(t,t_0)$).....	80
4.2.3 Dimensionamento no estado-limite último ($t=\infty$)	81
4.2.4 Verificação da fissuração ($t=\infty$)	81
4.2.4.1 Estado limite de descompressão (ELS-D)	81
4.2.4.2 Estado limite de formação de fissuras (ELS-F).....	82
4.2.5 Verificação dos deslocamentos limites	83
4.2.6 Verificação do cisalhamento	84
4.2.6.1 Cálculo para seções simples – estocagem	84
4.2.6.2 Cálculo para seções compostas – utilização	85
4.2.7 Verificação da resistência das nervuras ao fendilhamento longitudinal.....	85
4.2.8 Armadura para combater efeitos de retração da capa de concreto	86
4.3 Indicadores de consumo de material	88
4.3.1 Resumo do consumo de aço, concreto e peso total da laje mista “Steel Deck”	88
4.3.2 Resumo do consumo de aço, concreto e peso total das lajes alveolares	89
4.4 Comparação dos resultados.....	91
4.4.1 Consumo de concreto	92
4.4.2 Consumo de aço	93
4.4.3 Espessura das lajes	93
4.4.4 Taxa de armadura	94
4.4.5 Peso das estruturas dos pisos	95
5 CONCLUSÃO.....	96
REFERÊNCIAS	98
APÊNDICE A – Planta baixa da edificação a ser utilizada para um “showroom” de uma loja de materiais de construção	101
APÊNDICE B – Diagrama de momento fletor e esforço cortante das lajes mistas “steel deck”	102
ANEXO A – Características da laje mista (Steel Deck) – MF-75	15
ANEXO B – Tabela com valores de (KX) e (KZ) em função do valor de (KMD) para concretos de $f_{ck} \leq 50$ MPa.....	15
ANEXO C – Categorias dos aços para estruturas em concreto protendido	17

ANEXO D – Planilha para cálculo do coeficiente de fluência do concreto determinados de acordo com o período estabelecido desenvolvida por Ms. Antônio de Faria 15

ANEXO E – Planilha para cálculo do coeficiente de retração do concreto determinados de acordo com o período estabelecido desenvolvida por Ms. Antônio de Faria 16

ANEXO F – Classes de agressividade ambiental (CAA) e cobertura nominal (cnom) 15

1 INTRODUÇÃO

Ao se desenvolver projetos estruturais na área das construções civis, os objetivos a serem buscados são uma boa funcionalidade estrutural, atendimento aos métodos construtivos disponíveis, economia do custo final da obra e também um rápido período de execução da obra. Para isso deve-se atentar a uma escolha adequada do sistema estrutural e a um correto dimensionamento da estrutura.

Atualmente no Brasil, o método construtivo tradicional, sendo ele ainda o mais utilizado em concreto armado moldado no local, faz com que a etapa construtiva seja lenta, por fatores como espera da cura do concreto fresco moldado no local, mão-de-obra com fabricação e montagem de formas e escoramentos, maior consumo de materiais devido a desperdícios, etc. ocasionando o atraso para o termino da obra e conseqüentemente o atraso para a utilização da edificação.

Soluções para pisos de edificações como as lajes mistas “Steel Deck” e as lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendida, podem ser vantajosas em projetos em relação a serem uma forma eficiente de se garantir prazos mais curtos na execução das obras e também a melhoria da qualidade das estruturas em relação ao método tradicional, devido a alguns aspectos como a não necessidade em muitos casos de escoramento, não necessidade de formas, ao rigoroso controle de produção das fabricas e também devido a boa qualidade da mão-de-obra oferecida pelas montadoras.

“Todo sistema construtivo tem suas próprias características, as quais para uma maior ou menor influência no layout da estrutura, largura do vão, sistemas de estabilidade, etc.” (ACKER, 2002, p.2).

Serão abordados nas próximas sessões, a revisão bibliográfica que buscou apresentar as características das lajes mista “Steel Deck” e lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido e seus critérios normativos para projetos, no intuito de se obter diretrizes para a concepção e dimensionamento de um projeto dos pisos de uma edificação destinada a utilização para uma loja de materiais de construção, sendo um com pisos em laje mista “Steel Deck” e outro com lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido.

A revisão bibliográfica baseou-se em literaturas e em Normas Técnicas (ABNT), usadas para a descrição dos sistemas estruturais e também para o dimensionamento dos pisos, que serão citadas ao longo do trabalho.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Discutir os resultados obtidos através dos dimensionamentos dos pisos de uma edificação destinada a utilização de um “show room” de uma loja de materiais de construção com laje mista “Steel deck” e laje pré-fabricada de concreto alveolar protendido.

1.1.2 Objetivo específico

Apresentar, em relação as lajes mistas “Steel Deck” e pré-fabricada de concreto alveolar protendido, as suas características, sendo elas, construtivas, normativas e de dimensionamento.

Expandir o conhecimento sobre os projetos realizados com esses tipos de estruturas.

Obter diretrizes para se adotar no projeto dos pisos de uma edificação para utilização de um “show room” de uma loja de materiais de construção e dimensiona-la.

Gerar resultados como o de consumo de materiais, características construtivas e comparativo de peso.

Discutir os resultados obtidos sobre a solução mais viável a ser aplicada às lajes do projeto da edificação especificada.

1.2 Justificativa

Com a pesquisa e o dimensionamento das lajes mistas “Steel Deck” e das lajes de concreto pré-fabricado alveolar protendido, é possível discutir qual sistema de piso possui a melhor viabilidade técnica para atender a uma edificação destinada a utilização de um “showroom” de uma loja de materiais de construção, como critérios a serem observados a influência do peso total dos pisos sobre as estruturas, o consumo de material e as características construtivas entre uma e outra.

2 REVISAO BIBLIOGRAFICA

Nas próximas sessões serão abordados uma revisão quanto as características dos sistemas de pisos referentes a laje mista “Steel Deck” e laje pré-fabricada de concreto alveolar protendido, os critérios para dimensionamento e determinação das ações.

2.1 Laje mista “Steel Deck”

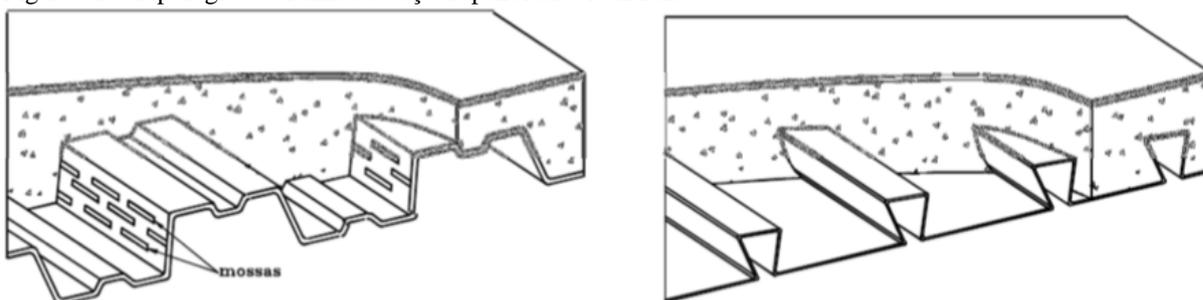
2.1.1 Generalidades

Segundo Queiroz, Pimenta e Martins (2012, p.50), “lajes mistas de aço e concreto, são aquelas em que a forma de aço incorporada ao sistema de sustentação das cargas, funcionando, antes da cura do concreto, como suporte das ações permanentes e sobrecargas de construção e, depois da cura, como parte ou toda a armadura de tração da laje. ”

De acordo com a ABNT NBR 8800 (2008, p. 211) a laje mista de aço e concreto, também chamada de laje com fôrma de aço incorporada, é aquela em que, na fase final, o concreto atua estruturalmente em conjunto com a fôrma de aço, funcionando como parte ou como toda a armadura de tração da laje. Na fase inicial, ou seja, antes de o concreto atingir 75% da resistência à compressão especificada, a fôrma de aço suporta isoladamente as ações permanentes e a sobrecarga de construção.

Para que o concreto moldado no local e a forma metálica da laje trabalhem em conjunto, é necessário que seja transmitido os esforços de cisalhamento atuantes entre suas interfaces. De acordo com a ABNT NBR 8800 (2008, p. 211) a aderência deve ser garantida através de ligação mecânica por meio de mossas nas fôrmas de aço trapezoidais ou então através de ligação por meio do atrito devido ao confinamento do concreto nas fôrmas de aço reentrantes. A figura 01 demonstra tipologias de formas de aço capazes de transmitir os esforços de cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto.

Figura 01 – Tipologias de formas de aço trapezoidal e reentrante

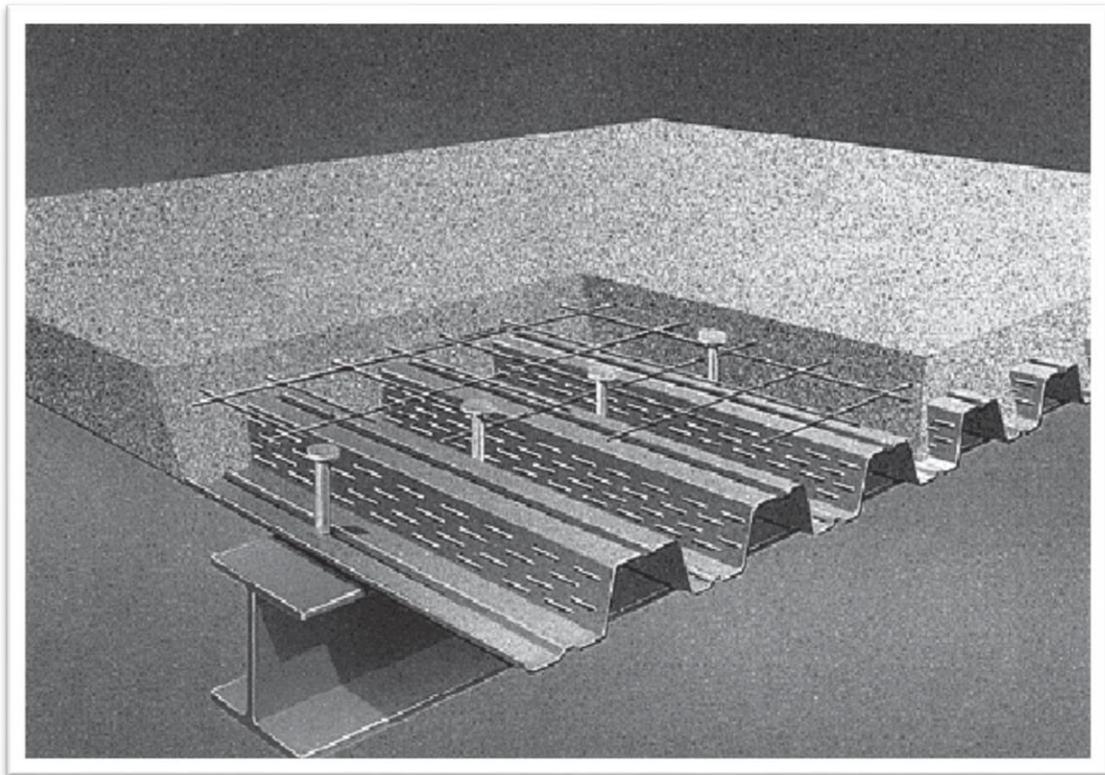


Fonte: ABNT NBR 8800:2008, p.211

Com a utilização das lajes mistas “Steel Deck” é possível a utilização de um sistema de vigas mistas e, para isso, são soldados os conectores de cisalhamento, chamados também de “Stud Bolt”, na mesa superior de vigas metálicas que servem de apoio, na direção perpendicular, para as nervuras da laje.

A figura 02 demonstra um exemplo de piso com a utilização de laje mista “Steel Deck” onde a viga metálica em perfil I que está servindo de apoio para a laje, apresenta conectores de cisalhamento em sua mesa superior, e a forma de aço contém moças em sua superfície de contato com o concreto. No concreto situado sobre a forma esta introduzido a armadura para combater os efeitos de temperatura e retração ou, também, momentos negativos. Devido a tais características obtém-se o funcionamento de um sistema misto de lajes e vigas.

Figura 02 – Sistema de piso misto



Fonte: BELLEI, I. H. e BELLEI, H. N. 2011, p.46.

2.1.2 Vantagens da utilização da laje mista “Steel deck”

São ressaltados os seguintes aspectos positivos com a utilização da laje mista.

2.1.2.1 Menor tempo de execução

Considerando a resistência da forma de aço quando o concreto ainda não atingiu sua resistência final, pode ser dispensado em muitos casos o escoramento das lajes, podendo ser dado a continuação da execução das lajes de outros pavimentos no caso de edifícios.

A relação do vão suportado pela forma de aço varia de acordo com a espessura da forma e com a espessura do concreto acima da forma, e geralmente é fornecida pelos fabricantes.

2.1.2.2 Evita o desperdício de materiais “sustentabilidade”

O desperdício de materiais é minimizado devido as formas de aço serem comercializadas, em muitas vezes, de acordo com as dimensões adotadas em projeto, evitando sobras com recortes, e também não há a utilização e descarte de formas de madeira, usadas em estruturas de concreto armado, sendo a forma metálica fixa a estrutura e agindo como componente resistente do sistema.

2.1.2.3 Praticidade

Com a utilização das lajes mistas “Steel Deck”, segundo a empresa Galvaminas, é mais simples fazer a passagem dos dutos das instalações, favorece a instalação de forros e também, durante a montagem não depende das condições atmosféricas.

2.1.3 Materiais utilizados

2.1.3.1 Forma de aço

As formas de aço são fabricadas com espessuras entre 0,80 mm, 0,95mm e 1,25mm, com chapas de aço galvanizado (ZAR-280) e tensão de escoamento $f_y = 280$ MPa. De acordo com a ABNT NBR 8800:2008 as chapas devem atender aos requisitos da ABNT NBR 14762.

Segundo a ABNT NBR 8800:2008 “ uma galvanização, com massa total de 275 g/m² de zinco, considerando-se ambas as faces, normalmente é suficiente em ambientes não agressivos. ”

2.1.3.2 Concreto

A ABNT NBR 8800:2008 é omissa quanto a resistência mínima do concreto a ser utilizada nas lajes mistas. Os fabricantes indicam em seus catálogos técnicos a resistência mínima permitida a ser utilizada. Geralmente o valor mínimo indicado para a resistência a compressão característica do concreto f_{ck} é de 20 MPa.

2.1.3.3 Armaduras complementares

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008 item Q.3.2.1, devido aos efeitos de retração e temperatura, deve-se colocar armadura com área não menor que 0,1% da área de concreto acima da face superior da fôrma. A armadura geralmente utilizada é em tela soldada com aço CA-60.

Em casos especiais onde a solicitação de tração excede a resistência da forma, é necessário adicionar armadura para resistir ao momento positivo e onde há continuidade da laje é necessário adicionar armadura para resistir aos momentos negativos.

Quando ocorrer cargas concentradas ou lineares em cima das lajes a ABNT NBR 8800:2008 indica que deve ser colocado armadura de distribuição, conforme prescrições da ABNT NBR 6118:2014.

2.1.4 Diretrizes e conceitos para dimensionamento das lajes mistas “Steel deck”

As verificações dos estados-limites últimos e de serviço dos pisos feitos com laje mista se dão em duas situações:

- a) Verificação da fôrma de aço na fase inicial;
- b) Verificação da laje na fase final.

2.1.4.1 Fase inicial

Durante a fase inicial, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, a forma de aço suporta os carregamentos atuantes durante essa etapa de construção. A verificação da forma de aço durante a fase inicial é feita de acordo com a ABNT NBR 14762.

Os carregamentos considerados são provenientes de:

- a) Peso próprio da forma de aço, concreto fresco e armadura;
- b) Sobrecarga de construção;
- c) Efeito de empocamento.

A sobrecarga característica de construção deve ser tomada como o mais nocivo dos seguintes valores:

- a) Carga uniformemente distribuída de 1 kN/m²;
- b) Carga linear de 2,2 kN/m perpendicular à direção das nervuras da fôrma, na posição mais desfavorável, somente para verificação do momento fletor.

O efeito de empoçamento deve ser considerado caso o deslocamento causado devido ao peso próprio da forma de aço somado ao do concreto fresco, no centro do vão ultrapassar o seguinte valor:

- a) $L_F/250$;
- b) L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras.

Caso seja ultrapassado, o efeito de empoçamento deve ser levado em conta, considerando-se um acréscimo na espessura nominal do concreto de 70% do valor do deslocamento.

2.1.4.2 Fase final

É considerado todo o carregamento à que a laje estará submetida como por exemplo:

- a) Peso próprio (forma de aço, concreto, armaduras, revestimentos, alvenarias, etc.);
- b) Sobrecarga de utilização.

2.2 Lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido

2.2.1 Generalidades

Conforme definição da ABNT NBR 14861:2011, laje alveolar é uma peça de concreto produzida industrialmente, fora do local de utilização definitiva, sob rigorosas condições de controle de qualidade. É caracterizada por armadura longitudinal ativa que compõe totalmente a armadura inferior de tração. A seção transversal é alveolar, com a presença de almas de concreto e alvéolos.

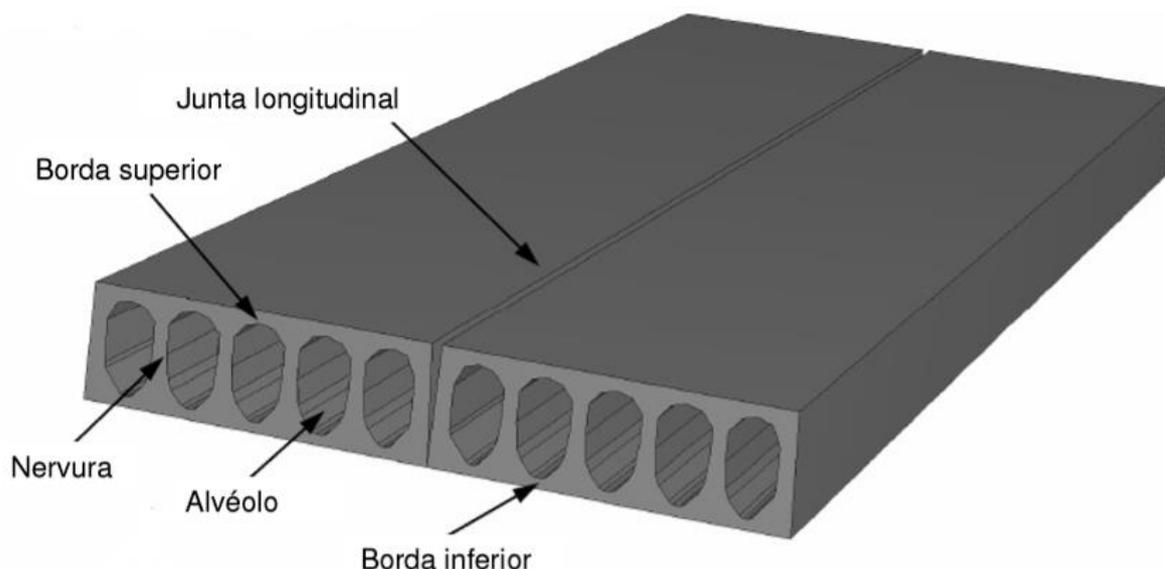
De acordo com Faria (2018), como não há armadura transversal, para resistir à força cortante, conta-se com a resistência a tração do concreto.

As dimensões dos painéis alveolares segundo Faria (2018), estão compreendidas entre:

- a) Vãos: entre 5,0 m a 15,0 m;
- b) Largura: normalmente de 1,0 m, 1,2 m, 2,0 m, chegando até 2,5m;
- c) Altura (espessura): normalmente entre 0,15m a 0,30m, chegando até 0,50m.

A figura 03 demonstra um exemplo das partes que são compostas as lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido.

Figura 3 – Denominações das partes da laje alveolar



Fonte: Faria (2018).

Os alvéolos podem possuir formatos ovais, circulares, retangulares e “pseudo” elíptico e são vazios longitudinais que reduzem o peso próprio dos painéis.

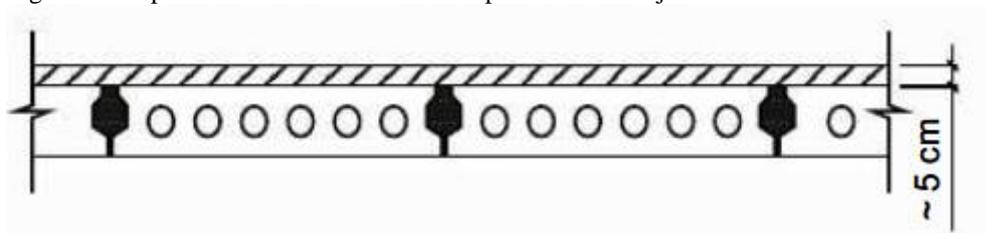
2.2.1.1 Capeamento

De acordo com Faria (2018), “Os painéis podem ser sem ou com previsão de capa de concreto moldado no local, formando seção composta. Além de aumentar a resistência da laje ao cisalhamento, a capa garante o nivelamento da superfície da laje e a correção da contra flecha causada pela protensão do painel alveolar.”

Segundo a ABNT NBR 9062:2017 em seu item 7.2.4.1.4.1, quando for empregado a solução de capeamento de concreto, a espessura mínima da capa em pontos isolados não deve

ser inferior a 3 cm, adotando-se como espessura média de projeto acima de 5 cm, conforme representado na figura 4.

Figura 4 – Espessuras médias mínimas de capeamento das lajes



Fonte: ABNT NBR 9062:2017 (Adpatado).

2.2.1.2 Juntas longitudinais

As juntas longitudinais entre os painéis alveolares, são preenchidas com concreto, argamassa ou graute, processo este chamado de chaveteamento, conforme ABNT NBR 14861:2011.

As chaves ou chavetas de cisalhamento, é o elemento estrutural feito através do processo de chaveteamento, em que o concreto, argamassa ou graute situado nas juntas longitudinais entre os painéis das lajes, promovem a solidarização e a transmissão dos esforços entre os painéis adjacentes.

2.2.2 Vantagens da utilização das lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido

São ressaltados os seguintes aspectos positivos, dentre outros, quanto a utilização das lajes alveolares:

- a) Alta capacidade de carga, devido a protensão e a alta qualidade do concreto e do aço empregados;
- b) Utilização em grandes vãos, que de acordo com Faria (2018) os vãos empregados estão normalmente entre os 5 metros aos 15 metros.
- c) Baixa deformação e fissuração, devido ao pré-alongamento das armaduras, que de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, tem a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura;
- d) Praticidade, pois nos alvéolos presentes na seção transversal, possibilitam a passagem de, como por exemplo, instalações elétricas;
- e) Não necessita de escoramento, o que pode trazer economia com materiais de escoramento, e maior velocidade na execução da estrutura.

2.2.3 Materiais utilizados

2.2.3.1 Concreto

A ABNT NBR 6118:2014, especifica a qualidade mínima do concreto a ser utilizado em estrutura de concreto protendido (CP), como é o caso das lajes alveolares, de acordo com a classe de agressividade ambiental (CAA) à que a estrutura estará submetida.

A tabela 01 expressa os requisitos mínimos para a correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Tabela 1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado

CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

O agregado graúdo utilizado no concreto deve ter sua dimensão máxima, não podendo ser 20% maior que a espessura do cobrimento nominal (C_{nom}).

A tabela 01 presente no anexo F, indica como é feita a classificação da classe da agressividade ambiental, segundo a exposição da estrutura ou de suas partes.

A tabela 02 presente no anexo F, indica os cobrimentos nominais que devem ser respeitados nos elementos das estruturas de concreto armado e protendido.

A capa de concreto estrutural realizada em loco, segue as recomendações normativas referente ao concreto armado (CA).

2.2.3.2 Armaduras

As armaduras ativas utilizadas na protensão das lajes alveolares, são aços de alta resistência, denominados fios ou cordoalhas, podendo serem classificados, os fios como de relaxação baixa (RB) e relaxação normal (RN) e as cordoalhas apenas de relaxação baixa. A relaxação se trata da perda de protensão que a armadura irá sofrer ao longo do tempo.

As telas soldadas utilizadas no capeamento (armadura de distribuição) devem obedecer à ABNT NBR 7181:1990, sendo estas CA-50 ou CA-60.

2.2.4 Diretrizes e conceitos para dimensionamento da laje pré-fabricada alveolar

2.2.4.1 Protensão com aderência inicial

A laje pré-fabricada de concreto alveolar protendido utiliza a situação de proteção com aderência inicial. Segundo definição da ABNT NBR 6118:2014, o concreto com armadura ativa pré-tracionada (protensão com aderência inicial), é o concreto protendido (CP) em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto, estando a armadura transferindo esforços ao concreto por aderência.

2.2.4.2 Níveis de protensão

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, há três tipos de níveis de protensão, e sua classificação se dá através do tipo de protensão utilizada e a classe da agressividade ambiental. A determinação do nível de protensão indicara quais são as exigências relativas à fissuração e qual a combinação das ações a serem utilizadas para o dimensionamento quanto as fissurações.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, nas estruturas com armaduras ativas (CP), existe também, com menor probabilidade, a possibilidade de aparecimento de fissuras. Nesse caso as fissuras podem ser mais nocivas, pois existe a possibilidade de corrosão sob tensão das armaduras.

Os limites para aberturas de fissuras em elementos de concreto protendido são inferiores aos dos elementos com armadura passiva (CA), e são impostos de acordo com a classe de agressividade ambiental.

A tabela 02 indica as exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função das classes de agressividade ambiental.

Tabela 2 - exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D (a)	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D (a)	Combinação frequente

(a) A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm;

NOTAS

1 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

2 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Adaptado).

Conforme observado na tabela 2, é imposto a necessidade, de acordo com o nível de proteção, de a estrutura atender aos estados-limites de serviço de aberturas das fissuras (ELS-W), formação de fissuras (ELS-F), de descompressão (ELS-D) ou de descompressão parcial (ELS-DP).

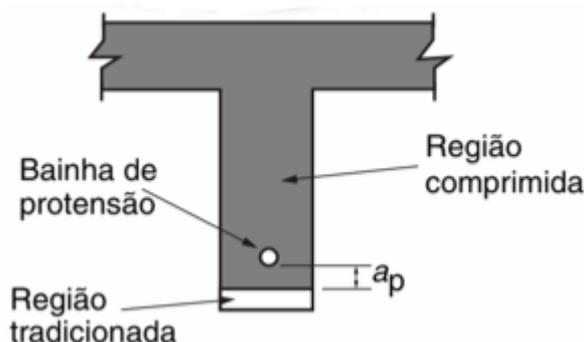
O estado-limite de serviço de aberturas das fissuras (ELS-W) é o estado em que as fissuras apresentam aberturas iguais aos máximos especificados na tabela 02.

O estado-limite de serviço de formação de fissuras (ELS-F) é admitido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual ($f_{ct,f}$). De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 essa verificação pode ser feita calculando-se a máxima tensão de tração do concreto no estágio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais).

O estado-limite de serviço de descompressão (ELS-D) é admitido quando em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 essa verificação pode ser feita calculando-se a máxima tensão de tração do concreto no estágio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais).

O estado-limite de serviço de descompressão parcial (ELS-DP) é admitido quando se garante a compressão na seção transversal, na região que se estende a distância (a_p) da face mais próxima das armaduras ativas, conforme demonstrado na figura 5.

Figura 5 – Região comprimida na seção transversal para verificação do (ELS-DP)



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Outro estado-limite de serviço deve ser verificado quanto ao limite de compressão excessiva (ELS-CE) que é admitido quando as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso de concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão.

2.2.4.3 Força de protensão

A força média na armadura de protensão na abscissa x e no tempo t é calculada de acordo com a expressão 01.

$$P_t(x) = P_0(x) - \Delta P_t(x) \quad (01)$$

Onde:

- $P_0(x) = P_i - \Delta P_0(x)$;
- $P_0(x)$ é a força na armadura de protensão no tempo $t = 0$ na seção da abscissa x ;
- P_i é a força aplicada à armadura de protensão, pelo equipamento de tração;
- $\Delta P_0(x)$ é a perda imediata de protensão, medida a partir de (P_i) no tempo $t = 0$, na seção da abscissa x ;
- $\Delta P_t(x)$ é a perda de protensão na seção da abscissa x , no tempo t , calculada após o tempo $t = 0$.

2.2.4.3.1 Valores-limites da força na armadura de protensão

A força de tração aplicada à armadura ativa, durante as operações de protensão é limitada e deve respeitar, para o caso de armadura pré-tracionada, os seguintes limites de

tensões (σ_{pi}) acordo com as expressões 02 e 03 para os aços da classe de relaxação normal e de relaxação baixa respectivamente.

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 * f_{ptk} \\ 0,90 * f_{pyk} \end{cases} \quad (\text{AÇOS} - \text{RN}) \quad (02)$$

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 * f_{ptk} \\ 0,85 * f_{pyk} \end{cases} \quad (\text{AÇOS} - \text{RB}) \quad (03)$$

Onde:

- σ_{pi} é a tensão na armadura ativa imediatamente após a aplicação da protensão;
- f_{ptk} é a resistência característica à tração do aço na armadura ativa;
- f_{pyk} é a resistência característica ao escoamento do aço de armadura ativa, sendo igual a $0,85 f_{ptk}$ para aços de relaxação normal e $0,90 f_{ptk}$ para aços de relaxação baixa.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, após o termino da operação de protensão a tensão da armadura pré-tracionada não pode superar seguintes limites de acordo com as expressões 04 e 05 para os aços da classe de relaxação normal e de relaxação baixa respectivamente.

$$\sigma_{p0}(x) \leq \begin{cases} 0,74 * f_{ptk} \\ 0,87 * f_{pyk} \end{cases} \quad (\text{AÇOS} - \text{RN}) \quad (04)$$

$$\sigma_{p0}(x) \leq \begin{cases} 0,74 * f_{ptk} \\ 0,82 * f_{pyk} \end{cases} \quad (\text{AÇOS} - \text{RB}) \quad (05)$$

Onde:

- $\sigma_{p0}(x)$ é a tensão na armadura ativa correspondente a $P_0(x)$.

2.2.4.3.2 Valores de cálculo da força de protensão

Os valores de cálculo da força de protensão no tempo t , é obtido de acordo com a expressão 6.

$$P_{d,t}(x) = \gamma_p * P_t(x) \quad (06)$$

Onde:

- a) γ_p é o coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão.

2.2.4.4 Perdas de protensão em elementos pré-tracionados

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, deve ser previsto as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial aplicado pelo equipamento de tração, sendo as perdas as ocorridas antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais), durante a transferência (perdas imediatas) e ao longo do tempo (perdas progressivas).

2.2.4.4.1 Perdas iniciais

As perdas iniciais ocorrerem em elementos de concreto protendido pré-tracionados, antes da liberação do dispositivo de tração. No caso da laje pré-fabricada de concreto alveolar, as armaduras não possuem desvios (cabos retos) e as perdas iniciais são decorrentes de:

- a) Escorregamento dos fios ou cordoalhas na ancoragem;
- b) Relaxação inicial da armadura, que para esta etapa é considerado o tempo decorrido entre a concretagem do elemento estrutural e a liberação do dispositivo de tração;
- c) Retração inicial do concreto, que para esta etapa é considerado o tempo decorrido entre a concretagem do elemento estrutural e a liberação do dispositivo de tração.

2.2.4.4.2 Perdas imediatas

Devido a aplicação da força de proteção ao concreto, ocorre o seu encurtamento, que para as perdas imediatas deve ser calculado em regime elástico, considerando a deformação da seção homogeneizada. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 o módulo de elasticidade do concreto a considerar é o correspondente à data de protensão, corrigido, se houver cura térmica.

2.2.4.4.3 Perdas progressivas

São perdas progressivas decorrentes da retração e fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão.

O método geral de cálculo, segundo a ABNT NBR 6118:2014, quando as ações permanentes (carga permanente ou protensão) são aplicadas parceladamente em idades

diferentes, deve ser considerada a fluência de cada uma das camadas de concreto e a relaxação de cada cabo, separadamente. Pode ser considerada a relaxação isolada de cada cabo, independentemente da aplicação posterior de outros esforços permanentes.

2.3 Critérios para segurança nas estruturas

O método utilizado atualmente no Brasil para os critérios de segurança das estruturas é o dos estados limites. Existe dois estados limites, um chamado de estado limite último (ELU) e o outro de estado limite de serviço (ELS).

As verificações se dão pelo motivo de dimensionar a estrutura de modo a oferecer segurança e que mantenha seu desempenho normal ao ser utilizada. Para isso é necessário conhecer a resistência dos elementos estruturais empregados, o comportamento das estruturas e também as ações atuantes, para combina-las de forma a se obter as solicitações, efeitos, necessários nas verificações dos estados limites.

2.3.1 Condições para o (ELU)

O estado limite último está relacionado a capacidade da estrutura em manter as condições de segurança. “Estados Limites Últimos (ELU) são fenômenos comportamentais como, resistência dúctil, máxima flambagem, fadiga, fratura, torção e deslizamento. ” (BELLEI, I. e BELLEI, H., 2011, p.12).

2.3.1.1 Resistências

Para as resistências dos elementos estruturais admite-se um coeficiente de ponderação (γ_m) que leva em conta incertezas da resistência do material, diminuindo, em relação com o tipo de material empregado para a estrutura, uma quantidade da sua resistência característica (f_k), garantindo assim uma maior probabilidade de a resistência de cálculo (f_d) ocorrer na prática. A expressão 07 representa a resistência de cálculo para os tipos de solicitações (tração, compressão, flexão, etc.)

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (07)$$

2.3.1.1.1 Coeficientes de ponderação das resistências (γ_m)

A tabela 03 indica os valores dos coeficientes de ponderação das resistências dos materiais estruturais em aço, concreto e aço das armaduras de estruturas de concreto armado.

Tabela 03 – Valores dos coeficientes de ponderação das resistências (γ_m)

Combinações	Aço estrutural (γ_a)		Concreto (γ_c)	Aço das armaduras (γ_s)
	Escoamento, flambagem e instabilidade (γ_{a1})	Ruptura (γ_{a2})		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

2.3.1.2 Esforços

Para os esforços (S) é feito uma ponderação utilizando os coeficientes (γ_{fi}) que levam em consideração as incertezas dos valores de cada tipo de esforços atuantes nas estruturas, sejam eles os esforços oriundos de ações permanentes, variáveis e excepcionais. No método dos estados limites, o cálculo em regime elástico linear, para se obter o esforço mais crítico atuante na estrutura, é obtido com a combinação de todos os esforços que, com certa probabilidade, podem ocorrer simultaneamente. A expressão 08 representa a maneira de como se obter o esforço de cálculo (S_d) usado para o estado limite.

$$S_d = \sum(S * \gamma_{fi}) \quad (08)$$

2.3.1.2.1 Coeficientes de ponderação dos esforços ou ações (γ_{fi})

A tabela 04 indica os valores dos coeficientes a serem utilizados para o (ELU), aplicados em relação aos esforços característicos ou as ações características atuantes nas estruturas.

Os valores entre parênteses, contidos na tabela 04, são utilizados quando algum tipo de ação ou esforço apresenta um sentido favorável à estrutura, se comparado com os efeitos das outras ações ou esforços.

Tabela 04 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações

Combinações	Ações permanentes (γ_g)			
	Diretas			Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q)			
	Efeito da temperatura	Ação do vento	Ações truncadas	Demais ações variáveis incluindo as decorrentes do uso e ocupação
	Normais	1,20	1,40	1,20
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00

Fonte: ABNT NBR 8800:2008 (adaptado pelo autor).

2.3.1.3 Condição usual relativa ao (ELU)

Segundo Pfeil e Pfeil (2009, p. 37) “A garantia de segurança no método dos estados limites é traduzida pela equação de conformidade, para cada seção da estrutura: ”. A expressão 09 representa a condição que garante a segurança estrutural para o estado limite último.

$$R_d \geq S_d \quad (09)$$

Onde:

- R_d : representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes;
- S_d : representa os valores de cálculo dos esforços atuantes.

2.3.2 Condições para o (ELS)

“Estados Limites de Serviço (ELS) são aqueles ligados com a ocupação de um edifício, tais como: deformações, vibrações e trincas. ” (BELLEI, I. e BELLEI, H., 2011, p.12). O estado limite de serviço considera que para uma estrutura, deve ser atendido as condições de conforto dos usuários, mantendo as condições normais de uso, como a aparência contra deformações e vibrações excessivas, trincas em alvenarias, azulejos e estruturas ou danos a outros elementos que compõem a edificação.

Para ser verificado a condição da estrutura em atender aos efeitos das solicitações de serviço (S_{serv}), deve ser atendido a expressão 10. Os métodos para os cálculos das possíveis combinações de (S_{serv}) são demonstrados na seção 2.5.2.

$$S_{serv} \leq S_{lim} \quad (10)$$

Onde:

- a) S_{serv} : representa os valores dos efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas combinações de serviço das ações;
- b) S_{lim} : representa os valores-limites adotados para esses efeitos.

Os efeitos limites para estados limites de serviço em estruturas metálicas, são determinados no anexo C da ABNT NBR 8800:2008, e estão relacionados aos deslocamentos máximos verticais em vigas e lajes, e também os deslocamentos máximos horizontais.

Os efeitos limites para estados limites de serviço em estruturas pré-moldadas de concreto, são determinados no item 5.4.3 da ABNT NBR 9062:2017, que está relacionado aos deslocamentos horizontais globais, deslocamentos verticais de elementos de cobertura e deslocamentos verticais de elementos de piso ou elementos lineares.

2.4 Ações

De acordo com a ABNT NBR 8681:2003, as ações que atuam nas estruturas são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais. No dimensionamento de uma estrutura, deve ser levado em conta a atuação de todas as ações que podem vir a gerar solicitação sobre ela. Para isso deve-se fazer as combinações para os estados limites últimos e de serviço, considerando a probabilidade de ocorrência simultânea sobre a estrutura das ações permanentes, variáveis e se for o caso excepcionais com seus respectivos coeficientes de ponderação.

2.4.1 Ações permanentes

Ações permanentes são subdivididas em ações permanentes diretas e indiretas. Os pesos específicos dos materiais empregados comumente nas construções, utilizados para o cálculo das ações permanentes atuantes nas estruturas, são obtidos na ABNT NBR 6120:1980

ou por dados fornecidos pelos fabricantes dos produtos. A tabela 05 indicam os pesos específicos de alguns materiais mais empregados nos projetos de edifícios.

Tabela 05 – Peso específico de materiais de construção

Materiais		Peso específico aparente (kN/m ³)
Blocos artificiais	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
Metals	Concreto armado	25
	Aço	78,5

Fonte: ABNT NBR 6120:1980 (adaptado pelo autor).

2.4.1.1 Ações permanentes diretas

As ações permanentes diretas referem-se aos pesos próprios dos elementos estruturais, elementos construtivos e equipamentos fixos a estrutura, empuxos de água ou terra e outras pressões ou ações que podem vir a ocorrerem permanentemente na estrutura.

2.4.1.2 Ações permanentes indiretas

As ações permanentes indiretas nas estruturas metálicas, referem-se aos recalques das fundações (apoios) e imperfeições geométricas.

2.4.2 Ações variáveis

As ações variáveis são aplicadas como, sobrecargas atuantes nos pisos e coberturas, ações do vento, ações decorrentes da variação de temperatura, objetos moveis e pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

Sobrecargas variam de acordo com a destinação de uso da edificação.

Ações do vento tem intensidades diferentes de acordo com a localização da edificação e devem ser calculadas segundo a ABNT NBR 6123:1988.

Os valores das ações de sobrecargas em pisos e coberturas, são obtidos consultando-se a ABNT NBR 6120:1980

2.4.2.1 Critérios para redução das cargas acidentais no cálculo de pilares e fundações

A ABNT NBR 6120:1980 permite a redução das cargas acidentais aplicadas no cálculo de pilares e fundações de edificações, com relação ao número de pisos da edificação, sendo considerado o forro também como um piso, acima do elemento considerado para o cálculo. A tabela 06 indica as porcentagens redutoras das cargas acidentais.

Tabela 06 – Porcentagens redutoras das sobrecargas

Número de pisos que atuam sobre o elemento	Redução percentual das cargas acidentais (%)
1,2 e 3	0
4	20
5	40
6 ou mais	60

Fonte: ABNT NBR 6120:1980.

2.4.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais devem ser levadas em conta nos cálculos das edificações, de acordo com o item 4.2.1.3 da ABNT NBR 8681:2003, quando estiverem sujeitas a explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos.

2.5 Combinações de ações

No dimensionamento de uma estrutura, deve ser levado em conta o carregamento atuante mais desfavorável. Entende-se por carregamento, a combinação das ações que podem ocorrer com certa probabilidade simultaneamente sobre uma estrutura.

Para a determinação dos efeitos (esforços) mais desfavoráveis na estrutura com o objetivo de verificar os estados-limites últimos e estados-limites de serviços, devem ser feitas as combinações últimas e as combinações de serviço.

2.5.1 Combinações últimas

As combinações últimas devem ter em todos os seus cálculos, as ações permanentes incluídas. São divididas em três combinações, sendo elas as combinações últimas normais, especiais e excepcionais.

2.5.1.1 Combinações últimas normais

A combinação última normal considera as ações que decorrem do uso previsto para a edificação. Deve ser combinado as ações permanentes e variáveis de forma a se obter o maior carregamento na estrutura.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} * F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} * F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} * \psi_{0j} * F_{Qj,k}) \quad (11)$$

Onde:

- a) $F_{Gi,k}$, expressa os valores característicos das ações permanentes;
- b) $F_{Q1,k}$, expressa o valor característico da ação variável considerada como principal;
- c) $F_{Qj,k}$, expressa os valores característicos das demais ações variáveis que podem atuar simultaneamente com a ação variável principal;
- d) γ_{gi} , é o coeficiente de ponderação das ações permanentes;
- e) γ_{q} , é o coeficiente de ponderação das ações variáveis;
- f) ψ_{0j} , é o fator de redução das ações variáveis que podem ocorrer simultaneamente com a principal.

2.5.1.2 Combinações últimas especiais

Para o caso de atuar em uma edificação, ações que tenham intensidade especiais, com tempo de ocorrência pequeno em relação a vida útil da estrutura, que causam um carregamento maior que o calculado para as combinações últimas normais, é feito o cálculo das combinações últimas especiais. A expressão 12 demonstra o método para se obter o valor da combinação.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} * F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} * F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} * \psi_{0j,ef} * F_{Qj,k}) \quad (12)$$

Onde:

- a) $F_{Q1,k}$, expressa o valor característico da ação variável especial;
- b) $\psi_{0j,ef}$, é o fator de redução das demais ações variáveis que podem ocorrer simultaneamente com a ação variável especial.

2.5.1.3 Combinações últimas de construção

Se avaliado o risco de ocorrer um estado limite durante a fase construtiva da edificação, deve ser considerado a combinação última de construção. O critério para cálculo segue a mesma sequência dado em 2.5.1.1 para os estados limites últimos normais, onde a diferença está na ação variável principal, que para as combinações últimas de construção deve ser levado em conta as ações variáveis atuantes na fase construtiva, que podem ocasionar o colapso da estrutura.

2.5.1.4 Combinações últimas excepcionais

No caso de edificações sujeitas a ações excepcionais, deve ser considerado nas verificações dos estados limites últimos as combinações últimas excepcionais. A avaliação se dá em considerar no cálculo do carregamento a atuação de uma ação excepcional de cada vez, e assim obter o carregamento mais desfavorável. A expressão 13 é utilizada para a determinação das combinações últimas excepcionais.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} * F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} * \psi_{0j,ef} * F_{Qj,k}) \quad (13)$$

Onde:

- a) $F_{Q,exc}$, representa o valor da ação excepcional.

2.5.2 Combinações de utilização ou serviço

As combinações de serviço determinam os carregamentos que serão relacionados a capacidade da estrutura em manter as condições de conforto dos usuários contra deformações e vibrações excessivas e também a integridade de equipamentos e componentes da construção.

A ABNT NBR 8681:2003 classifica as combinações de serviço em combinações quase permanentes de serviço, combinações frequentes de serviço e as combinações raras de serviço.

2.5.2.1 Combinações quase permanentes de serviço

‘São aquelas que podem atuar durante grande parte da vida da estrutura, aproximadamente a metade e são utilizadas para a aparência da construção e efeitos de longa duração; ’ (BELLEI, I. e BELLEI, H., 2011, p.14).

Utilizadas em relação aos efeitos de deslocamentos excessivos que também podem vir a provocar danos a outros elementos e componentes da construção, assim como a estética e aparência, e também aos efeitos de longa duração. A expressão 14 demonstra o procedimento de cálculo para a combinação quase permanente de serviço.

$$F_{serv} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} * F_{Qj,k}) \quad (14)$$

2.5.2.2 Combinações frequentes de serviço

São aquelas que se repetem muitas vezes durante a vida da estrutura, aproximadamente 5% e são utilizadas para os estados limites reversíveis ou que não causam danos permanentes à estrutura ou outros componentes da construção, como conforto dos usuários, tais como vibrações excessivas e aberturas de fissuras. (BELLEI, I. e BELLEI, H., 2011, p.14).

As combinações frequentes de serviço, estão relacionadas também ao carregamento que será avaliado no atendimento da estrutura quanto aos empoçamentos em coberturas e movimentos laterais excessivos que podem comprometer as vedações.

A expressão 15 demonstra o procedimento de cálculo para a combinação frequente de serviço.

$$F_{serv} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + \psi_1 * F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} * F_{Qj,k}) \quad (15)$$

2.5.2.3 Combinações raras de serviço

São aquelas que podem atuar no máximo em algumas horas durante a vida da estrutura e são utilizadas para os estados limites irreversíveis ou que causam danos permanentes à estrutura ou outros componentes da construção, como o funcionamento adequado da estrutura, formação de fissuras e danos aos fechamentos. (BELLEI, I. e BELLEI, H., 2011, p.14).

A expressão 16 demonstra o método de cálculo para as combinações raras de serviço.

$$F_{serv} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} * F_{Qj,k}) \quad (16)$$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A pesquisa feita e demonstrada na revisão bibliográfica, é uma base para adotar as características a serem utilizadas nas lajes de uma edificação que será utilizada para um “show room” de uma loja de materiais de construção, conforme planta baixa demonstrada no apêndice A. Os pisos serão dimensionados como lajes mistas “Steel Deck” e como lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido.

Com os dimensionamentos será possível comparar os dois tipos de soluções para as lajes, como o consumo de materiais, o peso de suas estruturas, taxa de armadura e altura total dos pisos.

3.1 Características do projeto e do estudo comparativo

O projeto a ser desenvolvido, trata-se de uma edificação com 1 pavimento mais o térreo. As lajes a serem desenvolvidas situam-se no pavimento 1.

A tabela 07 demonstra as dimensões referentes ao projeto da edificação.

Tabela 07 – Características da edificação

Características gerais da edificação		Unidades
Número de pavimentos	1	-
Comprimento da edificação	18,00	m
Largura da edificação	15,60	m
Altura total da edificação	7,30	m
Área total estruturada	457	m ²
Pé-direito	3,0	m

Fonte: O autor (2018).

3.1.1 Indicadores de consumo de material

Serão avaliados os consumos referentes ao concreto e aço.

3.1.1.1 Consumo de concreto (m^3/m^2)

A expressão 17 será utilizada para a determinação do consumo de concreto em relação a área total das lajes.

$$C_{\text{conc.}} = \frac{\text{Volume de concreto (m}^3\text{)}}{\text{Área total das lajes (m}^2\text{)}} \quad (17)$$

3.1.1.2 Consumo de aço (kg/m^2)

A expressão 18 será utilizada para a determinação do consumo de aço em relação a área total das lajes.

$$C_{\text{aço}} = \frac{\text{Peso total das armaduras (kg)}}{\text{Área total das lajes (m}^2\text{)}} \quad (18)$$

3.1.1.3 Taxa de armadura (kg/m^2)

A expressão 19 será utilizada para a determinação da taxa de armadura.

$$TA = \frac{\text{Consumo de aço (kg)}}{\text{Consumo de concreto (m}^3\text{)}} \quad (19)$$

3.1.2 Indicadores do peso das estruturas dos pisos

A expressão 20 será utilizada para a determinação do peso das estruturas dos pisos em (kN/m^2).

$$P = \frac{\text{Volume de concreto (m}^3\text{)} \times \text{Peso específico (kN/m}^3\text{)}}{\text{Área total das lajes (m}^2\text{)}} \quad (20)$$

3.2 Desenvolvimento das lajes mistas “Steel Deck”

3.2.1 Materiais

A tabela 08 indica as características do concreto adotado para a utilização nas lajes mistas “Steel Deck”.

Tabela 08 – Características do concreto a ser utilizado.

Classe de resistência	C25
E_{ci} (GPa)	28
E_{cs} (GPa)	24
f_{ck} (MPa)	25

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (adaptado pelo autor).

A tabela 09 indica as características do aço adotado para as armaduras da laje.

Tabela 09 – Propriedades mecânicas do aço adotado para armadura da estrutura da laje Steel Deck.

Aço	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)
CA50	500	435

Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (adaptado pelo autor).

3.2.2 Normas necessárias para o projeto das lajes mista “Steel Deck”

Serão seguidos os procedimentos mencionados nas seguintes Normas Brasileiras:

- ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas e edificações;
- ABNT NBR 8691:2003 – Ações e segurança nas estruturas.
- ABNT NBR 14762:2010 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

3.2.3 Ações

Serão calculadas de acordo com a observação de todas as ações atuantes nos pisos da estrutura como as provenientes de:

- a) Ações permanentes diretas, como as oriundas do peso próprio das lajes, revestimos inferior e superior, paredes e elementos fixos a estrutura, com valores indicados na ABNT NBR 6120:1980;
- b) Ações permanentes indiretas, onde puderem ocorrer retração e fluência do concreto, conforme ABNT NBR 6118:2014 e das imperfeições geométricas;
- c) Ações variáveis, causadas pelo uso da edificação como de um “showroom” de uma loja de materiais de construção, conforme indicado no anexo B da ABNT NBR 6120:1980.

Os pesos específicos dos materiais de construção que serão utilizados nas lajes mistas “Steel Deck”, para cálculo das ações permanentes, estão apresentados na tabela 10.

Tabela 10 – Pesos específicos dos materiais de construção

Material	Peso específico aparente (kN/m ³)
Concreto armado	25,0
Argamassa de cimento e areia (regularização)	21,0
Argamassa de cal, cimento e areia (cola revestimento)	19,0
Revestimento em porcelanato	28,0

Fonte: ABNT NBR 6120:1980 (adaptado pelo autor).

Os valores das sobrecargas (ações variáveis) que estão previstas em função da utilização da edificação são apresentados na tabela 11.

Tabela 11 – Valores das sobrecargas

Tipo	Local	Carga (kN/m ²)
Lojas, centros comerciais, shopping centers	Depósitos	5,0

Fonte: ABNT NBR 6120:1980 (adaptado pelo autor).

3.2.4 Combinação de ações

As ações serão combinadas de acordo com os critérios estabelecidos pela ABNT 8681:2003 e ABNT NBR 8800:2008, para a verificação dos estados-limites últimos e estados-limites de serviço.

3.3 Desenvolvimento das lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido

3.3.1 Materiais

Os materiais adotados para os pisos com lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido estão apresentados nas tabelas 12 e 13.

Tabela 12 – Características adotadas para o concreto das lajes alveolares

	f_{cj} (MPa) j = 20 horas	f_{ck} (MPa)	Cimento	α
Concreto dos painéis de laje alveolar	30	50	ARI	3
Concreto da capa da laje alveolar	x	30	ARI	3

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 13 – Características do aço da cordoalha e fio adotadas para a armadura de protensão das lajes alveolares

Aço	Diametro nominal (mm)	Área aproximada (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aproximada (kg/1m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Alongamento após ruptura (%)	E_p (MPa)
CP 190 RB	8,8	38	38	304	71	64	3,5	$2,05 \cdot 10^5$

Fonte: O Autor (2018).

3.3.2 Normas necessárias para o projeto das lajes pré-fabricadas de concreto protendido

Serão seguidos os procedimentos mencionados nas seguintes Normas Brasileiras:

- ABNT NBR 9062:2017 – Projeto e execução de estruturas em concreto pré-moldado;
- ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento;
- ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas e edificações;
- ABNT NBR 8691:2003 – Ações e segurança nas estruturas.

3.3.3 Ações

Serão seguidos os mesmos critérios do item 3.2.3.

3.3.4 Combinação de ações

As ações serão combinadas de acordo com os critérios estabelecidos pela ABNT 8681:2003, ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 14861:2011, para a verificação dos estados-limites últimos e estados-limites de serviço

3.4 Cronograma para desenvolvimento dos projetos

O desenvolvimento dos projetos para análise da viabilidade técnica, serão feitos no décimo período do curso de graduação de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG, para realização do Trabalho de Conclusão de Curso II.

Tabela 14 – Cronograma de desenvolvimento dos projetos da edificação

Ordem de desenvolvimento dos projetos	Objetivo	Início (estimado)	Fim (estimado)
1º	Determinação do projeto arquitetônico final	06/2018	06/2018
2º	Desenvolvimento dos pisos com lajes mistas “Steel Deck”	07/2018	08/2018
3º	Desenvolvimento dos pisos com lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido	08/2018	09/2018
4º	Análise dos projetos desenvolvidos	10/2018	11/2018

Fonte: O autor (2018).

4 ESTUDO DE CASO

4.1 Dimensionamento dos pisos da edificação com laje mista “Steel Deck”

Para ser dado o início ao dimensionamento dos pisos da edificação com lajes mistas, foi definido a planta de forma, procurando padronizar o tamanho dos vãos, sendo estes estabelecidos para todas as lajes com 3 m. A planta de forma está demonstrada na figura 6.

Foi observado para a determinação da planta de forma, os vãos máximos sem escoramento durante a fase construtiva das lajes mistas, onde o concreto ainda não atingiu 70% de sua resistência final, estando atuando sobre a laje o peso próprio da forma metálica somado ao peso do concreto fresco e sobrecarga de construção. Para isso foi consultado o catálogo do fabricante demonstrado no anexo A.

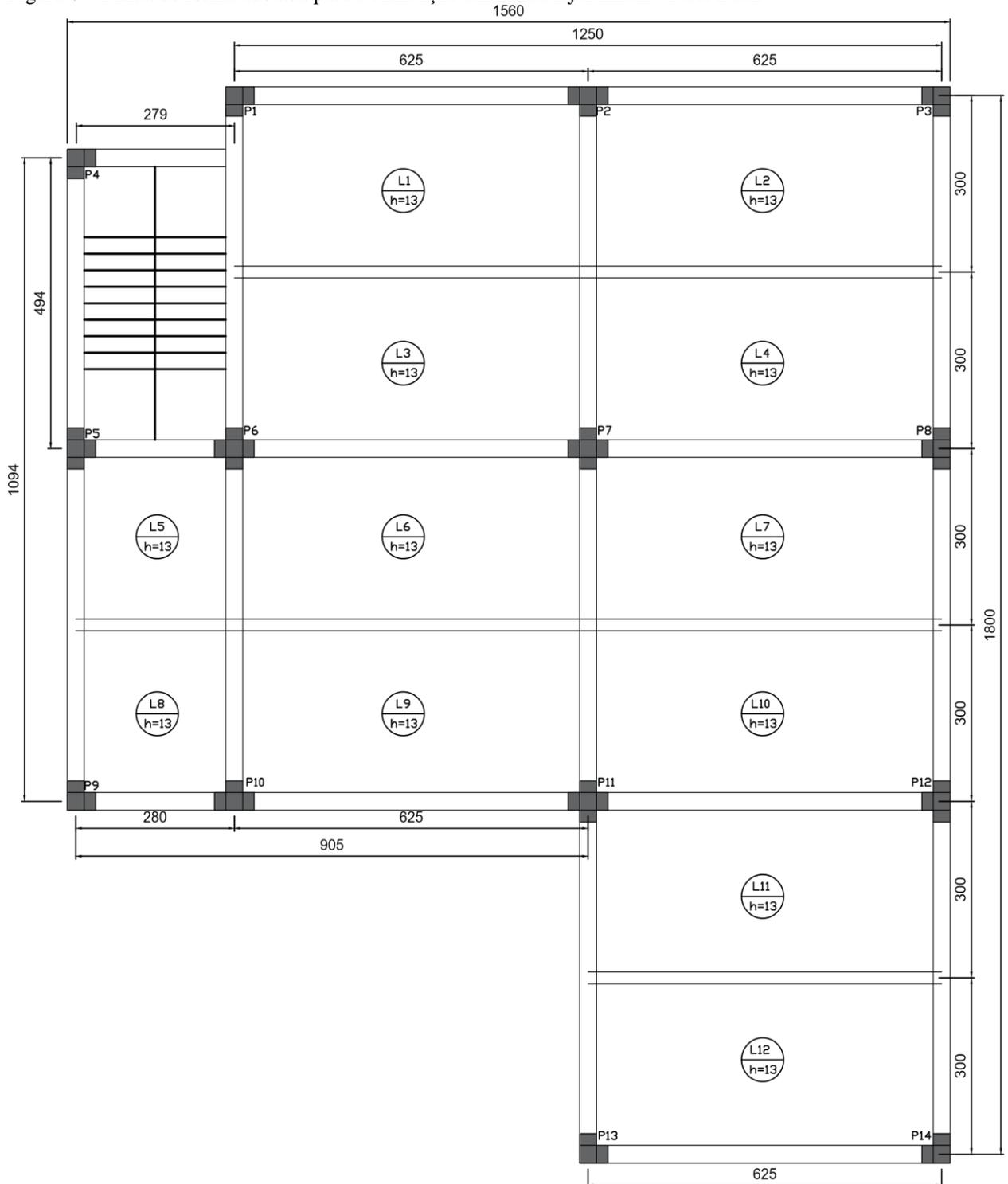
4.1.1 Pré-dimensionamento das lajes mistas

Utilizou-se para o pré-dimensionamento das lajes a espessura da forma sendo de 1,25 mm e altura total das lajes de 13 cm (7,5 cm das formas + 5,5 cm do concreto), estando

respeitado a disposição construtiva de no mínimo 50 mm de concreto sobre a forma, conforme prescrição da ABNT NBR 8800:2008.

Para a forma de aço MF – 75 com espessura de 1,25 mm com altura total da laje de 13 cm, o vão livre máximo sem escoramento durante a etapa construtiva é de 3,65 metros.

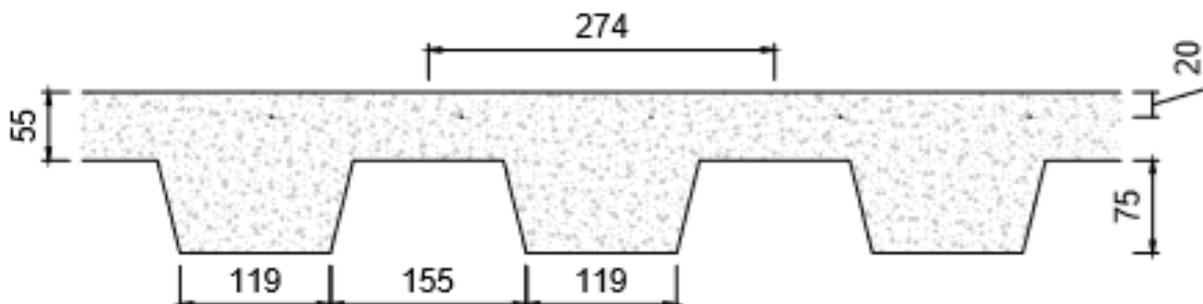
Figura 6 – Planta de forma adotada para a edificação utilizando lajes mistas “Steel Deck”



Fonte: O Autor (2018).

A figura 7 demonstra a seção pré-adotada para as lajes mistas.

Figura 7 – Seção das lajes mista pré-adotadas



Fonte: O Autor (2018).

A tabela 15 resume as características adotadas para as lajes e a verificação quanto a necessidade ou não de escoramento durante a etapa construtiva.

Tabela 15 – Verificação da necessidade de escoramento

Laje	Espessura da forma (mm)	Altura da laje (cm)	Vão máximo s/ escoramento (m)	Vão na direção da nervura (m)	Verificação
PADRÃO	1,25	13,0	3,65	3,0	OK

Fonte: O autor (2018).

A partir da espessura da forma, altura total da laje e vãos adotados, foram feitas as verificações do carregamento máximo suportado em relação ao peso próprio da laje, considerando revestimentos, paredes e sobrecarga de utilização. Os valores máximos admissíveis utilizados na verificação foram extraídos de informações dadas pelo fabricante da forma de aço, demonstrada na tabela 01 do anexo A.

A tabela 16 demonstra se estão satisfeitas essas verificações

Tabela 16 – Verificação do carregamento atuante e do carregamento máximo suportado pelas lajes

Laje	Peso Próprio (kN/m ²)	Revestimento/Regularização (kN/m ²)	Peso paredes (kN/m ²)	Sobrecarga de utilização (kN/m ²)	Carga sobreposta atuante (kN/m ²)	Carga sobreposta admissível (kN/m ²)	Verificação
PADRÃO	2,32	0,795	0	5,00	5,795	7,48	OK

Fonte: O Autor (2018).

A partir da pré-adoção das características iniciais das lajes mista (Steel Deck), iniciou-se as verificações das lajes na fase final. Para os estados-limites últimos, verificou-se a resistência quanto ao momento fletor positivo e negativo, cisalhamento longitudinal e

cisalhamento vertical. Para o estado-limite de serviço, foi verificado quanto ao deslocamento excessivo.

Os esforços máximos de momento fletor e esforço cortante, atuantes nas lajes mistas, estão demonstrados no apêndice B, e foram obtidos com o auxílio do software FTOOL.

As lajes L1, L2,L5,L8,L9 e L12, foram consideradas como estando apoiadas nas vigas externas e engastadas na região onde há continuidade com outras lajes.

As lajes L3, L4,L6,L7,L10 e L11 foram consideradas apenas engastadas, devido a sua continuidade com as demais lajes do piso.

4.1.2 Verificação quanto ao cisalhamento longitudinal

Para a verificação do estado-limite último referente ao cisalhamento longitudinal, foi utilizado, para se obter a força cortante longitudinal resistente de cálculo ($V_{l,Rd}$), as constantes empíricas m e k , conforme recomendação da ABNT NBR 8800:2008.

A expressão 21 foi utilizada na determinação da força cortante longitudinal resistente de cálculo das lajes mistas (Steel Deck).

$$V_{l,Rd} = \frac{b * d_F * \left[\left(\frac{m * A_{F,ef}}{b * L_s} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}} \quad (21)$$

Onde:

- d_F , é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma, expressa em milímetros (mm);
- b , é a largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm;
- L_s , é o vão de cisalhamento, expresso em milímetros (mm);
- m e k , são constantes empíricas, em newton por milímetro quadrado (N/mm²), Obtidas por meio de ensaios realizados conforme o Eurocode 4 Part 1-1 ou o CSSBI S2 ou o ANSI/ASCE 3;
- γ_{sl} , é o coeficiente de ponderação da resistência, tomado igual a 1,25;
- $A_{F,ef}$, é área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1000 mm).

Os valores das constantes empíricas m e k , foram obtidos de acordo com o ensaio das lajes mistas realizado por Sieg (2015, p.87,88) e dados fornecidos pelo Eurocode 4. A tabela

17 indica os valores utilizados para as constantes empíricas m e k de acordo com a espessura da forma de aço.

Tabela 17 – Valores das constantes m e k

Espessura da forma (mm)	m (N/mm ²)	k (N/mm ²)
1,25	161	-0,066

Fonte: SIEG. 2015, p.87,88. (Adaptado pelo autor).

O vão de cisalhamento (L_s) foi obtido de acordo com o item Q.3.1.2.2 da ABNT NBR 8800, sendo utilizado a expressão 22 para o cálculo.

$$L_s = \frac{L_F}{4} \quad (22)$$

Onde:

- a) L_F , é o vão teórico da laje na direção das nervuras.

O cálculo das lajes está demonstrado a seguir e resumidos na tabela 18.

$$L_s = \frac{300}{4}$$

$$L_s = 75 \text{ (cm)}$$

$$V_{l,Rd} = \frac{100 * (13 - 3,749) * \left[\left(\frac{16100 * 17,71}{100 * 75} \right) - 6,6 \right]}{1,25}$$

$$V_{l,Rd} = 23.251,43 \text{ (N)}$$

$$V_{l,Rd} = 23,251 \text{ (kN)} - \text{Relativo a 1 m de largura}$$

$$V_{sd} = 1,4 * 15,2$$

$$V_{l,sd} = 21,28 \text{ (kN)} - \text{Relativo a 1 metro de largura}$$

Como $V_{l,sd} < V_{l,Rd}$ a verificação quanto ao cisalhamento longitudinal esta atendida.

Tabela 18 – Verificação quanto ao cisalhamento longitudinal das lajes

Laje	V (kN)	V_{lsd} (kN)	m	k	L_s	$V_{l,Rd}$ (kN)	Verificação
L1, L2,L5,L8,L9 e L12	-15,2	-21,28	16100	-6,6	75	23,251	OK
L3, L4,L6,L7,L10 e L11	-12,2	-17,08	16100	-6,6	75	23,251	OK

Fonte: O Autor (2018)

4.1.3 Verificação quanto ao momento fletor positivo

Foi definido primeiramente para se obter o momento fletor positivo resistente de cálculo (M_{Rd}), a posição da linha neutra, que, segundo Queiroz et al (2012, p.52) é considerada localizada acima da fôrma de aço se estiver de acordo com a expressão 23.

$$N_{pa} \leq N_{cf} \quad (23)$$

Onde:

- $N_{pa} = A_{F,ef} * f_{y,Fd}$
- $N_{cf} = 0,85 * b * t_c * f_{cd}$
- $A_{F,ef}$ é a área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1000 mm), determinada desprezando-se a largura das mossas na seção transversal, a menos que se demonstre por meio de ensaios que uma área maior possa ser utilizada;
- b é a largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm;
- t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço;
- f_{cd} é o valor da resistência de cálculo à compressão do concreto;
- $f_{y,Fd}$ é o valor da resistência de cálculo ao escoamento do aço da forma.

O fabricante da forma de aço utilizada, fornece os dados referente ao material utilizado, que segundo a Metform ([20--]), o aço é galvanizado, ASTM A 653 grau 40 (ZAR-280) com tensão de escoamento $f_y = 280$ MPa.

Os cálculos da posição da linha neutra das lajes estão demonstrados a seguir.

$$N_{pa} = 17,71 * (28/1,15)$$

$$N_{pa} = 431,2 \text{ kN}$$

$$N_{cf} = 0,85 * 100 * (13 - 7,5) * (2,5/1,4)$$

$$N_{cf} = 834,82 \text{ kN}$$

$$N_{pa} \leq N_{cf} \text{ Linha neutra acima da forma}$$

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, o momento fletor positivo resistente de cálculo (M_{Rd}), quando a linha neutra está localizada acima da face superior da fôrma de aço, é definido de acordo com a expressão 24.

$$M_{Rd} = N_{pa} * (d_F - 0,5 * a) \quad (24)$$

Onde:

- a) d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma;
- b) a é a altura do bloco de compressão do concreto.

O cálculo de a é obtido de acordo com a expressão 25.

$$a = \frac{N_{pa}}{(0,85 * f_{cd} * b)} \quad (25)$$

O cálculo da altura do bloco de compressão do concreto (a) para as lajes com formas de 0,80 mm está demonstrado a seguir.

$$a = \frac{431,2}{(0,85 * \frac{2,5}{1,4} * 100)}$$

$$a = 2,84 \text{ cm}$$

O momento fletor positivo resistente de cálculo está demonstrado abaixo, e as demais lajes estão resumidas nas tabelas 19.

$$M_{Rd} = 431,2 * (9,251 - 0,5 * 2,84)$$

$$M_{Rd} = 3.376,72 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 33,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} = 1,4 * 5,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} = 7,14 \text{ kN.m}$$

$M_{Sd} \leq M_{Rd}$ – VERIFICAÇÃO QUANTO AO MOMENTO POSITIVO OK

Tabela 19 – Verificação quanto ao momento fletor positivo das lajes

Laje	M (kN.m)	M_{Sd} (Kn.m)	a	N_{pa}	C. G	M_{Rd} (kN.m)	Verificação
L1, L2, L5, L8, L9 e L12	5,1	7,14	2,84	431,2	3,749	33,77	OK
L3, L4, L6, L7, L10 e L11	3,0	4,2	2,84	431,2	3,749	33,77	OK

Fonte: O Autor (2018)

4.1.4 Verificação quanto ao momento fletor negativo

Devido a continuidade das lajes sobre apoios intermediários, ocorreram a presença de momentos fletores negativos. O dimensionamento dessas regiões onde atuam os momentos fletores negativos devem ser dimensionadas, segundo Fabrizio (2007, p.1947), como uma laje de concreto armado.

O dimensionamento foi feito considerando como se fosse uma laje maciça. As expressões 26 e 27 foram utilizadas para o cálculo das armaduras necessárias para resistir aos momentos negativos solicitantes.

$$KMD = \frac{M_d}{(b_w * d^2 * f_{cd})} \quad (26)$$

$$A_s = \frac{M_d}{((KZ) * d * f_{sd})} \quad (27)$$

Onde:

- KMD é a equação adimensional do momento fletor;
- M_d é o momento fletor solicitante de cálculo;
- b_w é a largura unitária da laje tomada igual a 1 metro;
- d é altura útil;
- f_{cd} é a força resistente de cálculo de compressão do concreto;
- f_{sd} é a força resistente de cálculo a tração do aço da armadura tracionada;

g) **KZ** é a equação adimensional do braço de alavanca.

Foi utilizado a tabela que se encontra no anexo B, para se obter o valor de (**KZ**), em função do valor obtido com o resultado da aplicação da expressão 26 do (**KMD**).

O cálculo da armadura para resistir ao momento fletor negativo solicitante está representado a seguir, e as demais lajes estão resumidas na tabela 20.

$$\mathbf{KMD} = \mathbf{1,4 * 910} / \left(\mathbf{100 * (15 - (1,5 + 0,4))^2 * \frac{2,5}{1,4}} \right)$$

$$\mathbf{KMD} = \mathbf{0,04157 / KX = 0,0627 / KZ = 0,974}$$

$$\mathbf{A_s} = \mathbf{1,4 * 910} / \left(\mathbf{0,974 * (15 - (1,5 + 0,4)) * \frac{50}{1,15}} \right)$$

$$\mathbf{A_{s,calc.} = 2,3 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\mathbf{A_{s,min} = 0,0015 * 100 * 13}$$

$$\mathbf{A_{s,min} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\mathbf{S_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 * h = 2 * 13 = 26 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right.}$$

Diâmetro máximo das barras $\varnothing_{max} = h/8$

$$\mathbf{\varnothing_{max} = 13/8 = 1,625 \text{ cm} = 16,25 \text{ mm}}$$

Armadura/espacamento adotado

$$\mathbf{S_{\varnothing 8\text{mm}} = 0,50265/2,3 = 0,22 \text{ m}}$$

$$\mathbf{S_{adotado} = 20 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{\varnothing 8 \text{ mm}}$$

Tabela 20 – Cálculo e adoção das armaduras das lajes para o momento negativo solicitante

Laje	<i>M</i> kN.m/m	<i>M_{sd}</i> kN.m/m	KMD	KZ	<i>A_{s,calc.}</i> cm ² /m	<i>A_{s,min}</i> cm ² /m	<i>ϕ_{adot.}</i> (mm)	<i>S_{adot.}</i> (cm)	<i>A_{s,ef}</i> cm ² /m
L1, L2, L5, L8, L9 e L12	9,1	12,74	0,0416	0,974	2,3	1,95	8	20	2,51
L3, L4, L6, L7, L10 e L11	6,1	8,54	0,0278	0,983	1,52	1,95	8	20	2,51

Fonte: O Autor (2018)

O momento fletor negativo resistente de cálculo ($M_{Rd,pl}$) é obtido com base no Eurocode 4 (2004 apud FABRIZZI, 2007, p.197), e está representado na expressão 28.

$$M_{Rd,pl} = A_{S,efetivo} * f_{sd} * z \quad (28)$$

Onde:

- a) z é o braço de alavanca, definido como $(d_s - \frac{x}{2})$;
- b) d_s é a distância entre a face inferior da fôrma de aço ao centro da armadura negativa.
- c) x é a altura da linha neutra, definida como $A_s * f_{sd} / (0,85 * f_{cd} * b_c)$;
- d) b_c é a largura de concreto comprimido no interior das nervuras.

O cálculo do momento fletor negativo resistente de cálculo ($M_{Rd,pl}$) e verificação de seu valor em relação ao momento fletor negativo solicitante de cálculo (M_{sd}) está demonstrado a seguir.

$$x = 2,51 * 43,47 / (0,85 * 1,7857 * 11,9)$$

$$x = 6,04 \text{ cm}$$

$$z = ((13 - 1,5) - \frac{6,04}{2})$$

$$z = 8,48 \text{ cm}$$

$$M_{Rd,pl} = 2,51 * 43,47 * 8,48$$

$$M_{Rd,pl} = 925,25 \text{ kN*cm/m}$$

$$M_{sd} = 1.274,00 \text{ kN*cm/m}$$

COMO $M_{sd} \geq M_{Rd,pl}$ NÃO ESTÁ VERIFICADO.

Foi verificado que as lajes L1, L2, L5,L8,L9 e L12, não atenderam a verificação, no que implicou em um aumento da armadura para resistir aos esforços de momentos negativos nas regiões onde há continuidades dessas lajes.

Para a determinação da nova armadura foram feitos os cálculos demonstrados a seguir.

$$A_{S,efetivoNOVO} = \emptyset 8 \text{ mm} / S_{adotado} = 10\text{cm}$$

$$A_{S,efetivoNOVO} = 5,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{Rd,pl} = 5,0 * 43,47 * 5,8$$

$$M_{Rd,pl} = 1261 \text{ kN*cm/m}$$

$$M_{sd} = 1.274,00 \text{ kN*cm/m}$$

COMO $M_{sd} \cong M_{Rd,pl}$ ESTÁ VERIFICADO.

A tabela 21 indica um resumo da verificação e das armaduras adotadas para o momento fletor negativo.

Tabela 21 – Verificação do momento fletor negativo resistente de cálculo das lajes

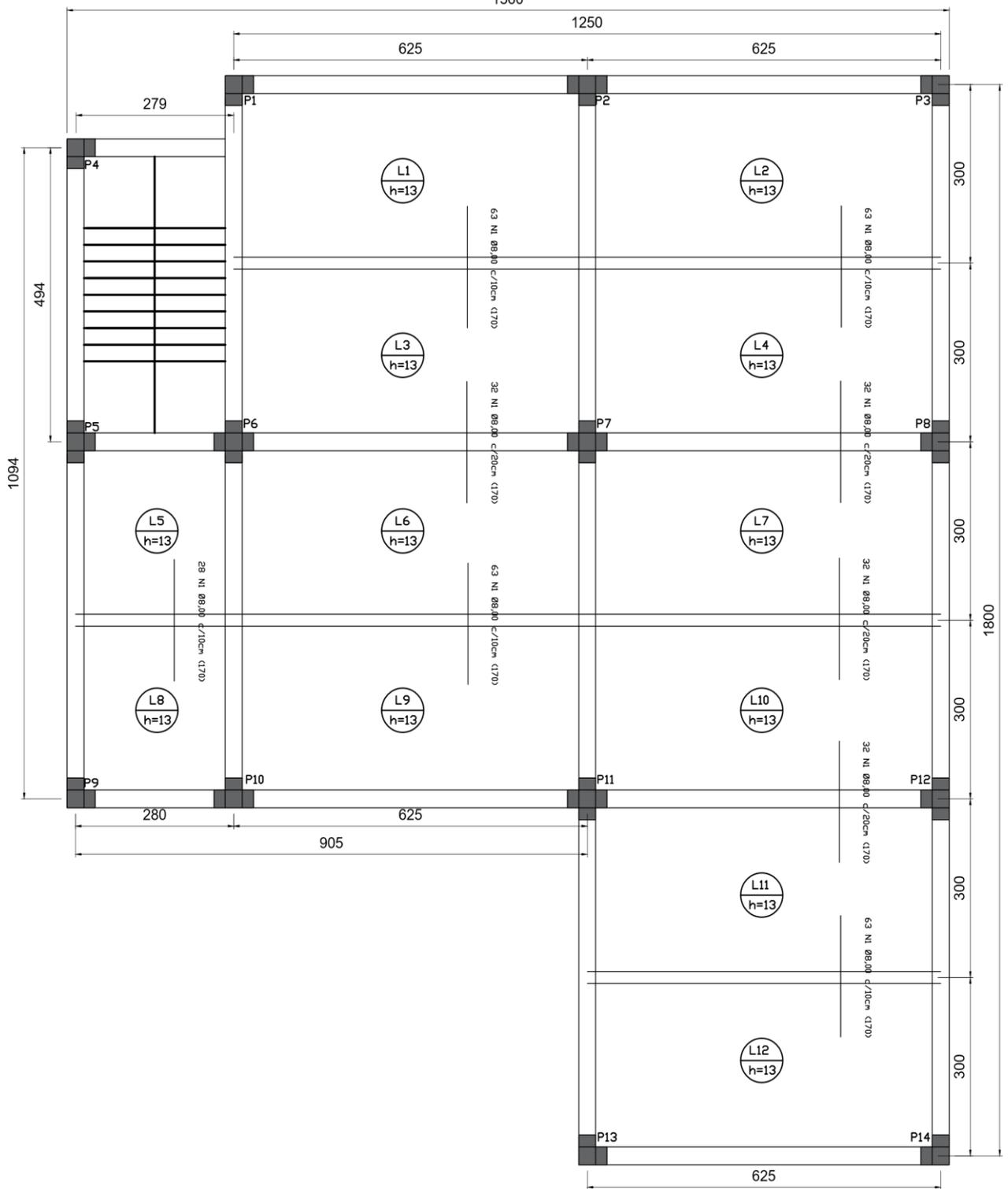
Laje	M_{sd} (kN.m/m)	$A_{S,efetivo}$ (cm ² /m)	$M_{Rd,pl}$ (kN.m/m)	$\emptyset_{adot.}$ (mm)	$S_{adot.}$ (cm)	VERIFICAÇÃO
L1, L2,L5,L8,L9 e L12	12,74	5,0	12,61	8	10	OK
L3, L4,L6,L7,L10 e L11	8,54	2,51	9,252	8	20	OK

Fonte: O Autor (2018)

Para o comprimento e quantidade de barras de armaduras negativas das lajes mistas, foram considerados que nas situações de vinculação onde há momentos negativos, as armaduras negativas serão estendidas até no interior das lajes a distância de $(0,25 * l_x)$ e a quantidade de barras foi calculada de acordo com a distância entre eixo a eixo das lajes dividida pelo espaçamento das armaduras.

Os detalhamentos das armaduras negativas estão demonstrados na figura 8.

Figura 8 – Detalhamento das armaduras negativas das lajes



Fonte: O Autor (2018).

4.1.5 Verificação quanto ao cisalhamento vertical

Foi verificado a necessidade de se adotar armadura transversal. As expressões 29, 30 e 31 foram usadas para se obter a força cortante vertical resistente de cálculo das lajes mistas ($v_{v,Rd}$).

$$v_{v,Rd} = v_{v,F,Rd} + v_{v,c,Rd} \leq v_{\max} \quad (29)$$

$$v_{v,c,Rd} = 1000 * \tau_{Rd} * k_v * (1,2 + 40 * \rho) A_v / b_n \quad (30)$$

$$v_{\max} = 1000 * 0,285 * f_{ck}^{0,5} * A_v / b_n \quad (31)$$

Onde:

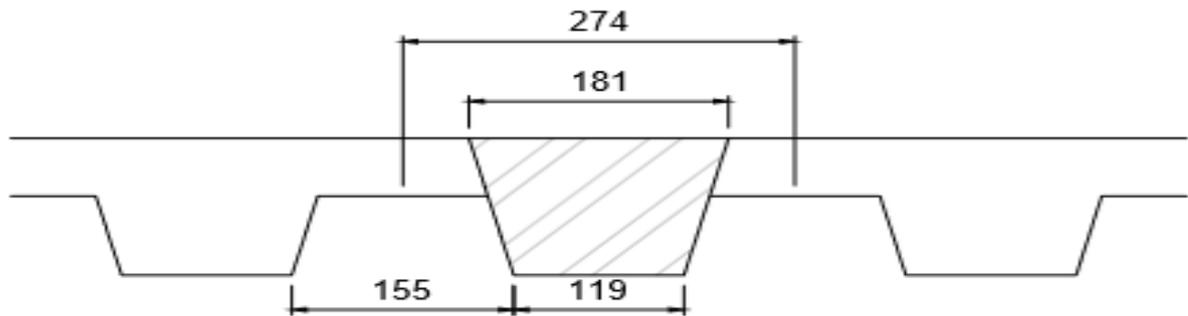
- a) $v_{v,F,Rd}$ é a força cortante vertical resistente de cálculo da fôrma de aço incorporada, expressa em newton (N), relativa a 1000 mm de largura, determinada conforme a ABNT NBR 14762;
- b) $v_{v,c,Rd}$ é a força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, expressa em newton (N), relativa a 1000 mm de largura;
- c) v_{\max} é um limite da força cortante, expresso em newton (N), relativo a 1000 mm de largura;
- d) $\rho = A_s / A_v \leq 0,02$;
- e) $k_v = \begin{cases} (1,6 - d/1000) \geq 1,0 \\ 1,0 \end{cases}$, conforme item Q.3.1.3.2 ABNT NBR 8800:2008;
- f) $\tau_{Rd} = 0,25 * f_{ctd}$;
- g) $f_{ctd} = \eta * f_{ctk,inf} / \gamma_c$;
- h) A_v é a área resistente do concreto;
- i) A_s é a área da armadura longitudinal de tração;
- j) d é a distância da face superior da laje de concreto ao centro da armadura longitudinal de tração;
- k) b_n é a largura entre duas nervuras consecutivas;
- l) η é dado no item O.1.3.4 da ABNT NBR 8800:2008;

m) $f_{ctk,inf}$ é a resistência à tração direta característica inferior do concreto, segundo a ABNT NBR 6118:2014, igual a $(0,21 * f_{ck}^{\frac{2}{3}})$.

O cálculo da força cortante vertical resistente de cálculo ($v_{v,Rd}$) e a verificação de seu valor em relação a força cortante vertical solicitante de cálculo (v_{sd}) e também em relação ao limite da força cortante vertical (v_{max}) está demonstrado a seguir, e as demais lajes estão apresentadas na tabela 22.

A figura 9 demonstra qual área resistente do concreto (A_v), foi utilizada para os cálculos.

Figura 9 – Área resistente do concreto (A_v)



Fonte: O Autor (2018).

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21 * 25^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctk,inf} = 1,795 \text{ MPa}$$

$$\eta = 0,3 + 0,7 * \left(\frac{2400}{2400}\right)$$

$$\eta = 1,0$$

$$f_{ctd} = \frac{1 * 1,795}{1,4}$$

$$f_{ctd} = 1,282 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 * 1,282$$

$$\tau_{Rd} = 0,32 \text{ MPa}$$

$k_v = 1,0$ (não há armadura de tração no interior da nervura)

$\rho = 0$ (como não há A_s $\rho = 0$)

$$v_{v,c,Rd} = \frac{1000 * 0,32 * 1,0 * (1,2 + 40 * 0) * 19500}{274}$$

$$v_{v,c,Rd} = 27.381,45 \text{ (N/m)}$$

$$v_{v,c,Rd} = 27,38 \text{ (kN/m)}$$

$v_{v,F,Rd} = 40,2 \text{ kN/m}$ (Dado fornecido pelo fabricante)

$$v_{\max} = \frac{1000 * 0,285 * 25^{0,5} * 19500}{274}$$

$$v_{\max} = 101.414,23 \text{ (N/m)}$$

$$v_{\max} = 101,41423 \text{ (kN/m)}$$

$$27,38145 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 40,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 101,41423 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$67,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 101,41423 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{OK})$$

$$v_{sd} = 1,4 * 15,2$$

$$v_{sd} = 21,28 \text{ (kN/m)}$$

$$21,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 67,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{OK})$$

Tabela 22 – Verificação da força cortante vertical resistente de cálculo das lajes do pavimento tipo

Laje	$v_{v,c,Rd}$ (kN/m)	$v_{v,F,Rd}$ (kN/m)	v_{\max} (kN/m)	$v_{v,Rd}$ (kN/m)	v_{sd} (kN/m)	VERIFICAÇÃO
L1, L2,L5,L8,L9 e L12	27,32	40,2	101,41	67,52	21,28	OK
L3, L4,L6,L7,L10 e L11	27,32	40,2	101,41	67,52	17,08	OK

Fonte: O Autor (2018)

4.1.6 Verificação quanto ao deslocamento vertical

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, o limite do deslocamento vertical de lajes mistas (Steel Deck) é determinado de acordo com a expressão 32.

$$\delta_{\max} \leq \delta_{\text{limite}} = L_F / 350 \quad (32)$$

Onde:

- a) L_F , é o vão teórico da laje na direção das nervuras.

A expressão 33 representa o método de cálculo para (δ_{\max}).

$$\delta_{\max} = 5 * P * L^4 / 384 * E_a * I_{ef} \quad (33)$$

Onde:

- b) P , é considerado apenas as ações variáveis uniformemente distribuídas;
 c) L , é vão entre apoios;
 d) E_a , é o modulo de elasticidade longitudinal do aço;
 e) I_{ef} , é o momento de inercia efetivo da forma de aço.

O cálculo do deslocamento vertical está representado a seguir, e as demais lajes estão representadas na tabela 23.

$$\delta_{\max} \leq 300 / 350$$

$$\delta_{\max} \leq 0,857 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = 5 * (5 * 10^{-4}) * 300^4 / 384 * 2816,1 * 101,71 \leq 0,857 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = 0,184 \leq 0,6628 \text{ cm (OK)}$$

Tabela 23 – Verificação do deslocamento vertical das lajes

Laje	δ_{limite} (cm)	δ_{\max} (cm)	VERIFICAÇÃO
L1, L2,L5,L8,L9 e L12	0,857	0,184	OK
L3, L4,L6,L7,L10 e L11	0,857	0,184	OK

Fonte: O Autor (2018)

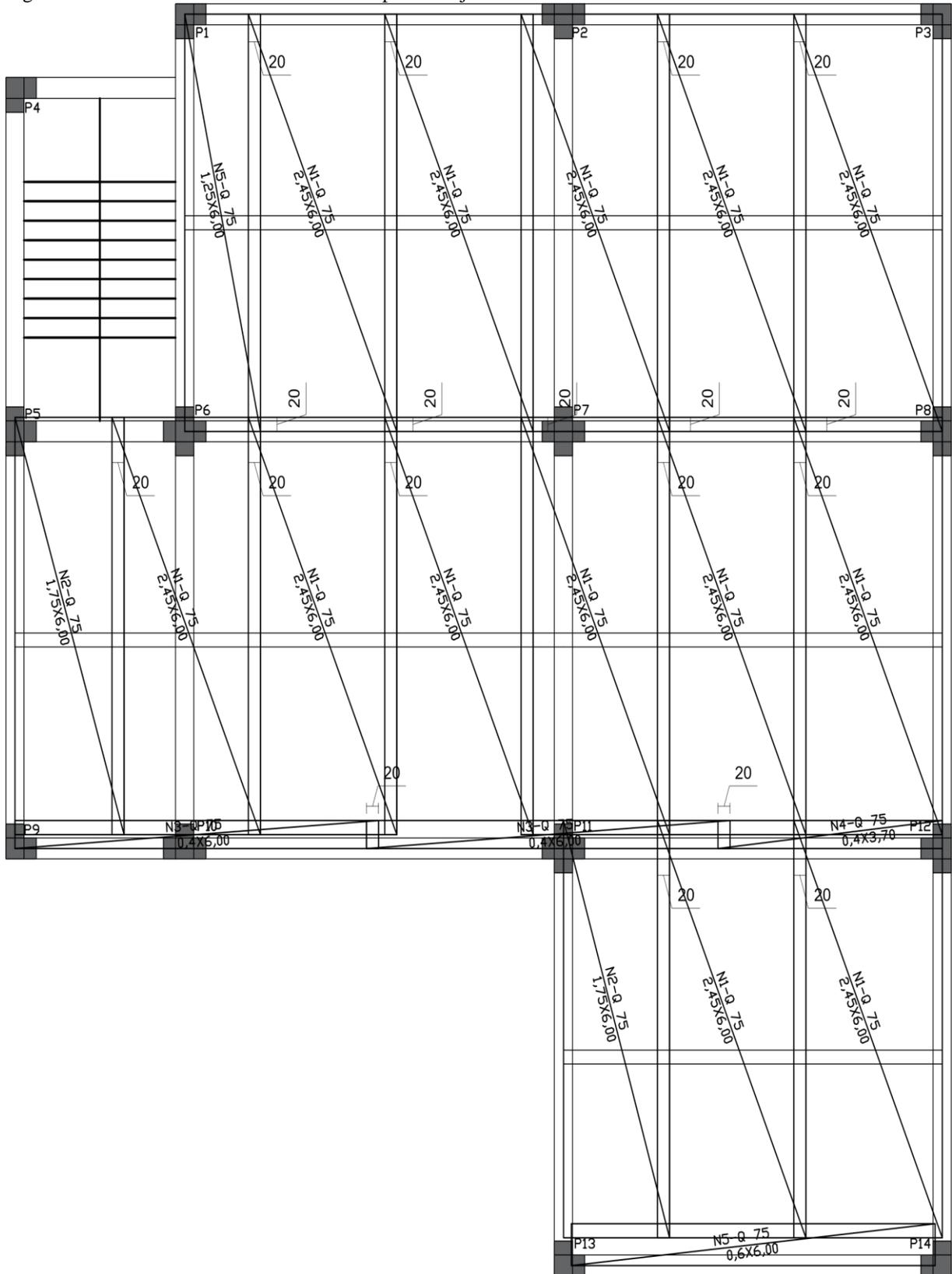
4.1.7 Verificação quanto a fissuração do concreto

A ABNT NBR 8800:2008, indica que deve ser colocado armadura para combater os efeitos de retração e temperatura com área não menor que 0,1% da área de concreto acima da face superior da fôrma.

O fabricante da fôrma de aço utilizada para o dimensionamento, indica a utilização de tela soldada Q-75 para lajes MF-75 com altura total de 13 cm.

A figura 10 demonstra o detalhamento das telas soldadas para combater os efeitos da fissuração do concreto, dispostas a 2,0 cm abaixo da face superior da camada de concreto.

Figura 10 – Detalhamento das telas soldadas para as lajes mistas “Steel Deck”



Fonte: O Autor (2018).

4.2 Dimensionamento dos pisos da edificação com laje alveolar protendida

Para ser dado o início ao dimensionamento das lajes pré-fabricadas de concreto alveolar protendido, foi definido a planta de forma, que diferentemente da planta de forma adotada com as lajes mistas da edificação, adotou-se uma quantidade menor de vigas que conseqüentemente levaram a vãos livres maiores para as lajes. Isso se justifica devido as lajes alveolares protendidas suportarem um vão maior sem escoramento do que as lajes mistas “Steel Deck”.

Para o dimensionamento das lajes alveolares, foi considerado para a edificação a sua localização em região urbana, onde a classificação da agressividade ambiental é moderada sendo classe II, conforme a ABNT NBR 6118:2014. Em relação a umidade relativa do ar (**U**) foi considerado sendo de 70%, e a temperatura média (**T**) de 20° C.

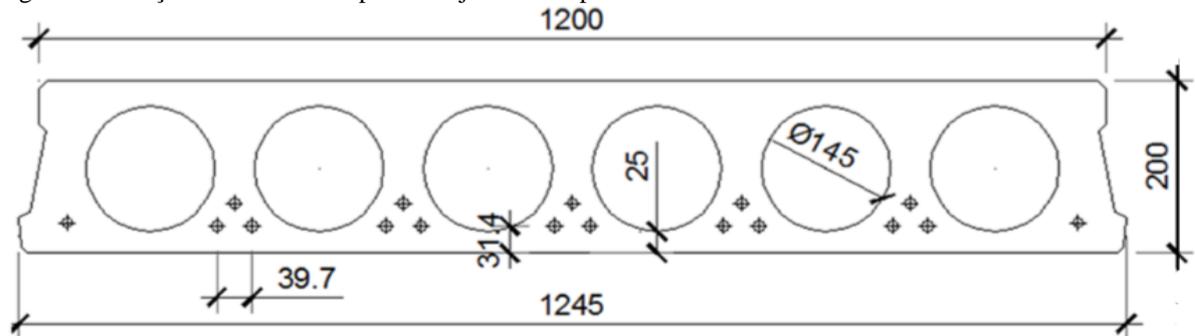
A figura 11 demonstra a planta de forma adotada.

espessura de 5 cm, totalizando uma altura total da seção composta (laje + capa) de 25cm. As características dos concretos utilizados no painel da laje alveolar e na capa, estão demonstradas na tabela 12.

A característica do aço utilizado nas cordoalhas de protensão estão demonstradas na tabela 13 e na tabela 01 do anexo C.

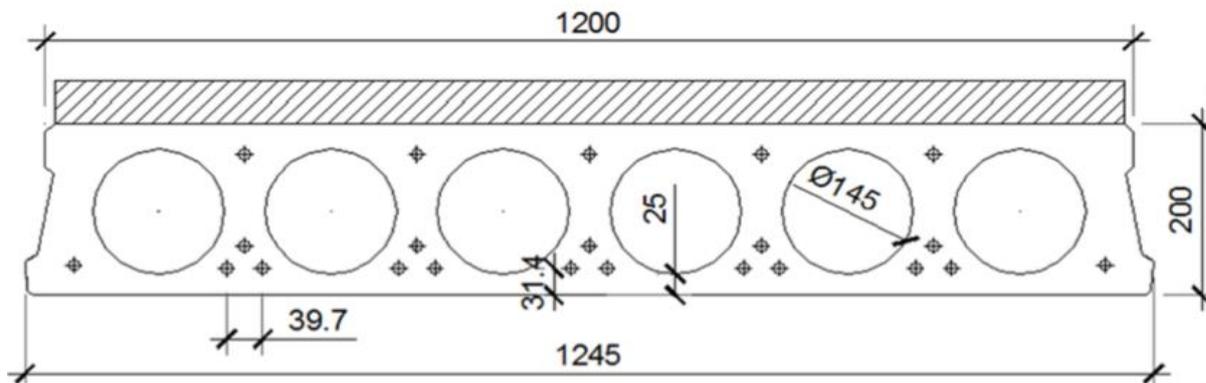
As figuras 12 e 13 demonstram as seções transversais pré-adotadas simples e composta respectivamente.

Figura 12 – Seção transversal simples da laje alveolar pré-adotada



Fonte: FARIA (2018).

Figura 13 – Seção transversal composta da laje alveolar pré-adotada



Fonte: FARIA (2018).

As tabelas 24 e 25, demonstram as propriedades geométricas referente as seções simples e composta respectivamente.

Tabela 24 – Propriedades geométricas da laje alveolar com seção simples

Área (m ²)	Perímetro (m)	I (m ⁴)	y _s (m)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	e _s (m)
0,1427	5,87	0,0007	0,0995	0,00704	0,00697	0,071

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 25 – Propriedades geométricas da laje alveolar com seção composta

Área (m ²)	Perímetro (m)	I (m ⁴)	y _s (m)	W _s (m ³)	W _i (m ³)	e _s (m)
0,2017	5,97	0,0013	0,1131	0,011494	0,009496	0,10715

Fonte: O Autor (2018).

A tabela 26 demonstram as ações atuantes por peça pré-fabricada de laje, decorrentes do peso próprio, capa, paredes, revestimento e carga acidental.

Tabela 26 – Ações atuantes por peça de laje

Laje	Peso próprio-g1 (kN/m)	Capa-g2 (kN/m)	Paredes-g3 (kN/m)	Revestimento/Regularização-g4 (kN/m)	Sobrecarga-q1 (kN/m)
PADRÃO	3,56	1,556	0	0,990	6,23

Fonte: O Autor (2018).

A tabela 27 demonstra as solicitações de momento fletor máximo por peça pré-fabricada de laje alveolar, decorrentes de cada ação atuante nas lajes.

Tabela 27 – Momento fletor máximo devido aos carregamentos isolados por peça de laje alveolar

Laje	Comprimento (m)	M _{g1} (kN*m)	M _{g2} (kN*m)	M _{g3} (kN*m)	M _{g4} (kN*m)	M _{q1} (kN*m)
PADRÃO	6,0	16,02	7,00	0	4,45	28,03

Fonte: O Autor (2018).

4.2.1.1 Pré-dimensionamento no estado-limite último no tempo infinito ($t = \infty$)

Para ser feito o pré-dimensionamento da armadura de protensão (A_p) no estado-limite último no tempo “infinito”, considerou-se que tenha ocorrido todas as perdas de protensão, e para isso foi estipulado um valor de 25%.

A tabela 28 demonstra o cálculo do máximo momento fletor atuante nas lajes, considerando todas as ações previstas na utilização da estrutura.

Tabela 28 – Momento fletor máximo por peça de laje alveolar

Laje	Comprimento (m)	γ_g (painel alveolar)	γ_g (ações permanentes in loco)	γ_q	Md _{máx} (kN*m)
PADRÃO	6,0	1,3	1,4	1,4	76,09

Fonte: O Autor (2018).

Verificou-se a localização da linha neutra, e para isso admitiu-se primeiramente para os cálculos como se ela estivesse passando na capa de concreto. A tabela 29 demonstra a verificação da posição da linha neutra.

Tabela 29 – Verificação da posição da linha neutra das lajes

Laje	$Md_{m\acute{a}x}$ (kN*m)	Cobrimento c (m)	Altura útil d (m)	f_{ck} (MPa) capa	b_w (m)	kmd	kx	kz	X (cm)	L.N NA CAPA
Padrão	76,09	0,025	0,2202	30	1,245	0,058	0,089	0,964	1,97	OK

Fonte: O Autor (2018).

A ABNT NBR 6118:2014, indica que para o caso de armadura pré-tracionada, como é o caso da armadura de protensão das lajes alveolares, o valor da tensão de tração inicial (σ_{pi}), causada pela força de protensão (P_i), deve respeitar, para o caso de aços de relaxação baixa, a seguinte restrição indicada na expressão 03.

Os cálculos das tensões nos aços de protensão iniciais máximas (σ_{pi}) estão demonstrados a seguir.

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 * 1900 = 1463,00 \text{ MPa} \\ 0,85 * 1710 = 1453,50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{pi} = 1453,50 \text{ MPa (CORDOALHA)}$$

Adotando-se as perdas totais de protensão de 25%, tem-se para a tensão na armadura de protensão:

$$\sigma_p = 1453,50 \text{ MPa} - 25\%$$

$$\sigma_p = 1090,12 \text{ MPa (CORDOALHA)}$$

Com o valor de (σ_{pd}), de acordo com a lei de Hooke obteve-se a deformação da armadura de protensão (ϵ_p).

$$\sigma_p = \epsilon_p * E_p$$

$$\epsilon_p = \frac{1090,12}{205}$$

$$\epsilon_p = 5,317\%_0 \text{ (CORDOALHA)}$$

Com o valor de (ϵ_p) foi possível calcular a deformação total (ϵ_t).

$$\epsilon_t = \epsilon_p + \epsilon_s$$

$$\epsilon_t = 5,317 + 10$$

$$\varepsilon_t = 15,317 \text{ (CORDOALHA)}$$

Com o valor da deformação total (ε_t), foi verificado para o aço CP 190- RB, a tensão da armadura de protensão (σ_{pd}), dada pela expressão e 34.

$$\sigma_{pd} = 1486 + 5,0967 * (\varepsilon_t - 7,43) \text{ (CORDOALHA)} \quad (34)$$

$$\sigma_{pd} = 1486 + 5,0967 * (15,317 - 7,43)$$

$$\sigma_{pd} = 1526,2 \text{ MPa (CORDOALHA)}$$

Com o valor da tensão da armadura de protensão de cálculo (σ_{pd}) foi possível determinar a quantidade de armadura necessária para atender ao estado-limite último no tempo infinito, conforme a expressão 35.

$$A_p = \frac{Md_{m\acute{a}x}}{kz * d * \sigma_{pd}} \quad (35)$$

O número de cordoalhas e fios foi obtido de acordo com a expressão 36.

$$n = \frac{A_p}{A_{p1}} \quad (36)$$

A tabela 30 demonstra o cálculo do pré-dimensionamento da armadura de protensão (A_p).

Tabela 30 – Valores obtidos com os cálculos do pré-dimensionamento da armadura de protensão das lajes

Laje	$Md_{m\acute{a}x}$ (kN*m)	kz	Altura útil d (m)	Aço utilizado na fabric.	σ_{pd} (MPa)	$A_{p,calc.}$ (cm ²)	Nº de cordoalhas ou fios	$A_{p,efet.}$ (cm ²)
PADRÃO	76,09	0,964	0,22025	CORD.	1526,2	2,30	5 cord. Ø 9,5 mm	2,75

Fonte: O Autor (2018).

Com o pré-dimensionamento da armadura de protensão, foi calculado as perdas de protensão.

4.2.1.2 Verificação da laje alveolar no tempo zero $t=0$ (estado em vazio)

A verificação no tempo zero, chamada de estado em vazio, considera a situação quando o painel de laje alveolar sofre apenas efeitos de seu peso próprio e da força de protensão.

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 17.2.4.3.2, indica que a condição de segurança em relação ao estado-limite último no ato de protensão seja verificada no estágio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais), desde que sejam atendidas condições descritas a seguir.

A tensão máxima de compressão na seção do concreto, obtida através das solicitações ponderadas, não pode ultrapassar 70% da resistência característica (f_{ckj}) prevista para a idade de aplicação da protensão.

A tensão máxima de tração do concreto não pode ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração (f_{ctm}) correspondente ao valor de (f_{ckj}) especificado.

No caso de ocorrer tração nas fibras superiores das lajes, deverá ser adotado armadura de tração calculada no estágio II, considerando a força nessa armadura igual a resultante das tensões de tração no concreto no estágio I.

Os valores das tensões nas fibras inferiores e superiores foram limitados de acordo com a expressão 37.

$$-1,2 * f_{ctm} \leq \sigma \leq 0,7 * f_{ck} \quad (37)$$

Sendo assim a tensão nas fibras dos painéis das lajes foram limitadas entre os seguintes valores.

$$-1,2 * 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} \leq \sigma \leq 0,7 * 30$$

$$-3,47 \text{ MPa} \leq \sigma \leq 21 \text{ MPa}$$

A seguir estão demonstrados os cálculos para a obtenção da tensão atuante devido a força de protensão, que foi obtida considerando-se um valor estimado para as perdas iniciais de protensão, sendo este valor igual a 4%. Também está demonstrado os cálculos da força normal de protensão e o momento causado pela força normal de protensão devido a sua excentricidade em relação ao eixo da peça.

$$\sigma_{pi} \leq 1453,50 \text{ MPa (CORDOALHA)}$$

$$\sigma_{pi \text{ com perdas iniciais}} = 1453,50 \text{ MPa} - 4\%$$

$$\sigma_{pi \text{ com perdas iniciais}} = 1395,36 \text{ (MPa)}$$

$$N_p = \sigma_{pi \text{ com perdas iniciais}} * A_p$$

$$N_p = (1395,36 \text{ MPa}) * (5 * 0,55 \text{ cm}^2)$$

$$N_p = 383,72 \text{ (kN)}$$

$$M_p = 383,72 \text{ (kN)} * e_s$$

$$M_p = 383,72 \text{ (kN)} * 0,071 \text{ (m)}$$

$$M_p = 27,24 \text{ (kN * m)}$$

Os cálculos dos efeitos da protensão nas fibras inferiores e estão demonstrados a seguir.

$$\begin{aligned} \sigma_{ip} &= \left(\frac{N_p}{A} \right) + \left(\frac{M_p}{W_i} \right) \\ \sigma_{ip} &= \left(\frac{383,72}{0,1427} \right) + \left(\frac{27,24}{0,00697} \right) \\ \sigma_{ip} &= 6.597,80 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &= \left(\frac{N_p}{A} \right) - \left(\frac{M_p}{W_s} \right) \\ \sigma_{sp} &= \left(\frac{383,72}{0,1427} \right) - \left(\frac{27,24}{0,00704} \right) \\ \sigma_{sp} &= -1.180,32 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Os cálculos dos efeitos do peso próprio no meio do vão nas fibras inferiores e superiores estão demonstrados a seguir.

$$\begin{aligned} \sigma_{ipp} &= - \left(\frac{M_{g1}}{W_i} \right) \\ \sigma_{ipp} &= - \left(\frac{16,02}{0,00697} \right) \\ \sigma_{ipp} &= -2.298,42 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{spp} &= (M_{g1}/W_s) \\ \sigma_{spp} &= (16,02/0,00704) \\ \sigma_{spp} &= 2.275,56 \text{ (kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

Com os efeitos devido a força de protensão aplicada e peso próprio, foi feito a soma dos resultados para verificar ao meio do vão se a condição da limitação das tensões nas fibras inferiores e superiores foram atendidas.

$$\begin{aligned}\sigma_i &= \sigma_{ip} + \sigma_{ipp} \\ \sigma_i &= 6.597,80 - 2.298,42 \\ \sigma_i &= 4.299,38 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ que é menor que } 21.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \sigma_{sp} + \sigma_{spp} \\ \sigma_s &= -1180,32 + 2.275,56 \\ \sigma_s &= 1.095,24 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ que é maior que } -3.475,76 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Após feita a verificação para o meio do vão, foi verificado também os limites de tensão nas fibras superiores e inferiores próximo aos apoios. Para essa verificação foi calculado o comprimento de transferência (l_{bpt}) de acordo com as expressão 38.

$$l_{bpt} = \frac{0,5 * 7 * \emptyset * \sigma_{pi \text{ com perdas iniciais}}}{36 * f_{bpd}} \quad (38)$$

Onde:

- a) l_{bpt} é o comprimento de transferência;
- b) \emptyset é o diâmetro de uma cordoalha ou fio de protensão;
- c) f_{bpd} é a resistência de aderência de cálculo da armadura ativa, neste caso considera a idade do concreto na data de proteção para o comprimento de transferência.

Considerando que no ato da protensão a liberação não é gradual, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 o valor calculado na expressão 38 pode ser multiplicados por 1,25.

Os cálculos a seguir demonstram o cálculo para obtenção do valor de (l_{bpt}).

$$f_{bpt} = \eta_{p1} * \eta_{p2} * f_{ctd}$$

$$\eta_{p1} = 1,2 \text{ para cordoalhas de 3 a 7 fios}$$

$$\eta_{p2} = 1,0 \text{ para situação de boa aderencia}$$

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

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 * 30^{2/3}$$

$$f_{ct,m} = 2,896 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * 2,896$$

$$f_{ctk,inf} = 2,027 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 2,027 / 1,4$$

$$f_{ctd} = 1,447 \text{ MPa}$$

$$f_{bpt} = 1,2 * 1,0 * 1,447$$

$$f_{bpt} = 1,737 \text{ MPa}$$

$$l_{bpt} = 0,5 * 1,25 * 7 * 0,0095 * 1395,36 / 36 * 1,737$$

$$l_{bpt} = 0,927 \text{ (m)}$$

A distância de regulação (l_p) é dada de acordo com a expressão 39.

$$l_p = \sqrt{h^2 + (0,6 * l_{bpt})^2} \geq l_{bpt} \quad (39)$$

$$l_p = \sqrt{0,2^2 + (0,6 * 0,927)^2} \geq 0,927$$

$$l_p = 0,591 \leq 0,927$$

$$l_p = 0,927 \text{ (m)}$$

Os cálculos dos efeitos do peso próprio na distancia $l_p = 0,927$ (m) nas fibras inferiores e superiores estão demonstrados a seguir.

$$M_{g1 \text{ a } 0,927} = \left[\left(3,56 * 6/2 \right) * 0,927 \right] - \left(3,56 * 0,927^2 / 2 \right)$$

$$M_{g1 \text{ a } 0,927} = 8,37 \text{ (kN * m)}$$

$$\sigma_{ipplp} = - \left(M_{g1 \text{ a } 0,927} / W_i \right)$$

$$\sigma_{ipplp} = - \left(8,37 / 0,00697 \right)$$

$$\sigma_{ipplp} = -1.200,96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{spplp} = \left(M_{g1 \text{ a } 0,927} / W_s \right)$$

$$\sigma_{spplp} = \left(8,37 / 0,00704 \right)$$

$$\sigma_{spplp} = 1.189,02 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Com os efeitos devido a força de protensão aplicada e peso próprio, foi feito a soma dos resultados para verificar na distancia $l_p = 0,927$ (m) se a condição das limitações de tensões nas fibras inferiores e superiores foram atendidas.

$$\sigma_i = \sigma_{ip} + \sigma_{ipplp}$$

$$\sigma_i = 6.597,80 - 1.200,96$$

$$\sigma_i = 5.396,84 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ que é menor que } 21000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ (OK)}$$

$$\sigma_s = \sigma_{sp} + \sigma_{spplp}$$

$$\sigma_s = -1180,32 + 1.189,02$$

$$\sigma_s = 8,7 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ que é maior que } -3.475,76 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ (OK)}$$

Foi então atendido as condições de limitação das tensões nas fibras inferiores e superiores da seção transversal dos painéis das lajes para o meio do vão e para a distância

(l_p), não sendo necessário adotar cordoalhas nas fibras superiores devido não haver esforços de tração e sim apenas de compressão.

Os cálculos estão resumidos na tabela 31, para a verificação em relação ao meio do vão.

Tabela 31 – Verificação das lajes alveolares no tempo zero $t=0$ (meio do vão)

Laje	A_p (cm ²)	N_p (kN)	M_p Kn*m	σ_{ip} kN/m ²	σ_{sp} kN/m ²	σ_{ipp} kN/m ²	σ_{spp} kN/m ²	σ_i -meio do vão kN/m ²	σ_s - meio do vão kN/m ²	Verif. (meio)
PADRÃO	2,75	383,72	27,24	6597,80	-1180,32	-2298,42	2275,56	4299,38	1095,24	OK

Fonte: O Autor (2018).

Os cálculos estão resumidos na tabela 32, para a verificação em relação à distância (l_p).

Tabela 32 – Verificação das lajes alveolares no tempo zero $t=0$ (a distancia l_p)

Laje	A_p (cm ²)	N_p (kN)	M_p Kn*m	σ_{ip} kN/m ²	σ_{sp} kN/m ²	σ_{ipplp} kN/m ²	σ_{spplp} kN/m ²	σ_i - l_p kN/m ²	σ_s - l_p kN/m ²	Verif. (l_p)
PADRÃO	2,75	383,72	27,24	6597,80	-1180,32	-1200,96	1189,02	4396,84	8,7	OK

Fonte: O Autor (2018).

Foi então verificado para todas as lajes da edificação que estão atendidas as condições das limitações de tensões nas fibras superiores e inferiores, não sendo necessário armadura superior ou outra seção transversal.

4.2.2 Cálculo das perdas de protensão

Segundo Faria (2018) a sequência considerada para determinação das perdas de protensão em etapas de acordo com a introdução de um novo tipo de carregamento é apresentada na tabela 33.

Tabela 33 – Sequência considerada para determinação das perdas de protensão

Etapa	Tempo decorrido da concretagem	Ação	Seção	Perdas
1	$t= 20$ horas (aplicação da protensão)	p+g1	Simplex	Deformação imediata; Deformação por ancoragem e relaxação da armadura
2	$t= 15$ dias	p+g1+g2	Simplex	Retração e fluência do concreto e Relaxação da armadura
3	$t= 45$ dias	p+g1+g2+g3	Composta	Retração e fluência do concreto e Relaxação da armadura
4	$t= 60$ dias	p+g1+g2+g3+ Ψ_{2q}	Composta	Retração e fluência do concreto e Relaxação da armadura

				Continuação...
5	t= ∞ dias	p+g1+g2+g3+ Ψ_{2q}	Composta	Retração e fluência do concreto e Relaxação da armadura

Fonte: FARIA. (2018).

4.2.2.1 Cálculo das perdas iniciais

Para o cálculo das perdas iniciais foram consideradas as perdas decorridas da deformação por ancoragem da armadura, relaxação inicial durante a cura e deformação imediata do concreto.

4.2.2.1.1 Cálculo das perdas devido a deformação por ancoragem da armadura ($\Delta\sigma_{anc}$)

A expressão 40 demonstra como é feito o cálculo das perdas devido ao escorregamento e acomodação da armadura.

$$\Delta\sigma_{anc} = E_p * \epsilon l \quad (40)$$

Onde:

- E_p é o modulo de elasticidade da armadura ativa;
- $\epsilon l = \Delta l / l$;
- Δl em média utiliza-se o valor de 6 mm para a acomodação do cone após ancoragem somado ao escorregamento das cordoalhas;
- l é o comprimento da pista de protensão.

Foi estipulado um valor para o comprimento da pista de protensão de 150 metros.

$$\Delta\sigma_{anc} = 2,05 * 10^5 * 0,006 / 150$$

$$\Delta\sigma_{anc} = 8,2 \text{ Mpa (CORDOALHA)}$$

4.2.2.1.2 Cálculo da relaxação inicial da armadura ($\Delta\sigma_{pr(t-t_0)}$)

A ABNT NBR 6118:2014, indica os valores médios da relaxação, medidos após 1.000 h, à temperatura constante de 20 °C, para as perdas de tensão referidas a valores básicos da

tensão inicial de 50 % a 80 % da resistência característica f_{ptk} (Ψ_{1000}), definidos conforme a tabela 34.

Tabela 34 -Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem

σ_{p0}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
$0,5 * f_{ptk}$	0	0	0	0	0
$0,6 * f_{ptk}$	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
$0,7 * f_{ptk}$	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
$0,8 * f_{ptk}$	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Onde

RN é a relaxação normal;

RB é a relaxação baixa.

Fonte: Tabela 8.4, ABNT NBR 6118:2014

De acordo também com a ABNT NBR 6118:20145, os valores correspondentes a tempos diferentes de 1 000 h, sempre a 20 °C, podem ser determinados conforme a expressão 41, devendo o tempo ser expresso em dias.

$$\Psi_{(t-t_0)} = \Psi_{1000} * \left(\frac{(t - t_0)}{41,67} \right)^{0,15} \quad (41)$$

O valor básico da tensão inicial foi obtido considerando as perdas decorridas da deformação da ancoragem da armadura.

$$\sigma_{pi} = 1453,50 \text{ MPa} - 8,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} = 1445,30 \text{ MPa (CORDOALHA)}$$

$$\frac{\sigma_{pi}}{f_{ptk}} = \frac{1445,30}{1900} = 0,76 \text{ (CORDOALHA)}$$

Foi realizado a interpolação dos valores da tabela 36, devido à perda de 24% em relação a resistência característica da cordoalhas, para encontrar o valor de Ψ_{1000} .

$$\Psi_{1000} = 3,11\% \text{ (CORDOALHA)}$$

Então foi realizado o cálculo do coeficiente $\Psi_{(t-t_0)}$ para tempo diferente de 1.000 h.

$$\Psi_{(t-t_0)} = 3,11 * \left(\frac{(0,8333 - 0)}{41,67} \right)^{0,15}$$

$$\Psi_{(t-t_0)} = 1,73 \% \text{ (CORDOALHA)}$$

Com o valor da porcentagem da perda por relaxação inicial da armadura foi obtido o valor da perda ($\Delta\sigma_{pr(t-t_0)}$).

$$\Delta\sigma_{pr(t-t_0)} = 1,73 \% * 1445,30 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr(t-t_0)} = 25 \text{ MPa (CORDOALHA)}$$

4.2.2.1.3 Cálculo da deformação imediata do concreto ($\Delta\sigma_{pi}$)

Primeiramente para o cálculo de ($\Delta\sigma_{pi}$) foi obtido o valor da tensão no centro de gravidade das cordoalhas ($\sigma_{cg,cabo}$), e para isso foi considerado as perdas calculadas anteriormente nos itens 4.2.2.1.1 e 4.2.2.1.2 e também a seção no meio do vão.

A expressão 42 demonstra como é realizado o cálculo para as perdas iniciais por deformação imediata do concreto ($\Delta\sigma_{pi}$).

$$\Delta\sigma_{pi} = \alpha * \sigma_{cg,cabo} \quad (42)$$

Onde:

$$a) \alpha = \frac{E_p}{E_{ci}};$$

$$b) \sigma_{cg,cabo} = \left(\frac{N_p}{A} \right) + \left(\frac{M_p * e}{I} \right) - \left(\frac{M_{g1} * e}{I} \right).$$

A tabela 35 demonstra os valores obtidos para a perda de tensão por deformação imediata do concreto.

Tabela 35 – Perda de tensão por deformação imediata da concreto ($\Delta\sigma_{pi}$) das lajes

Laje	σ_i (MPa)	N_p (kN)	$M_p * e$ (kN*m ²)	$M_{g1} * e$ (kN*m ²)	$\sigma_{cg,cabo}$ (kN/m ²)	E_{ci} (MPa)	α	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)
L1	1420,3	390,58	1,9689	1,1374	3924,95	30672,46	6,684	26,233

Fonte: O Autor (2018).

4.2.2.1.4 Perdas iniciais totais de protensão ($\Delta\sigma_p$)

Foi somado para as perdas obtidas nos itens 4.2.2.1.1 a 4.2.2.1.3 as perdas iniciais totais de protensão. Na tabela 36 está demonstrado os valores de ($\Delta\sigma_p$) e a tensão (σ_{pt}) após as perdas iniciais.

Tabela 36 – Perdas iniciais totais de protensão ($\Delta\sigma_p$) para as lajes

Laje	$\Delta\sigma_{anc}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{pr(t-t_0)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	σ_{pt} (MPa)	% das perdas iniciais
PADRÃO	8,2	25	26,233	59,43	1394,06	4,08

Fonte: O Autor (2018).

4.2.2.2 Cálculo das perdas diferidas

Para o cálculo das perdas diferidas foram consideradas as perdas decorridas da fluência do concreto, retração do concreto e relaxação da armadura. As etapas consideradas nesta seção são referentes à 2,3,4 e 5 da tabela 35.

A tabela 37, demonstra quais foram as áreas das seções transversais consideradas para a verificação de cada etapa, e também o perímetro utilizado.

Tabela 37 – Características das lajes alveolares para cálculo das perdas diferidas em função do tempo

Etapa	Período (dias)	Área (cm ²)	Perímetro μ (cm)	Seção transversal	e_p (m)	e_{comp} (m)	I (m ⁴)	I_{comp} (m ⁴)
2	1	1722	563	Simples	0,071	-	0,0007	-
3	15	2017	387	Simples	0,071	-	0,0007	-
4	45	2017	262	Composta	-	0,10715	-	0,0013
5	60	2017	125	Composta	-	0,10715	-	0,0013

Fonte: O Autor (2018).

4.2.2.2.1 Cálculo da perda por fluência do concreto ($\Delta\sigma_{p,c}$)

A expressão 43 demonstra como é realizado o cálculo para as perdas por fluência do concreto ($\Delta\sigma_{p,c}$).

$$\Delta\sigma_{p,c} = \alpha_p * \sigma_{cg,cabo} \quad (43)$$

Onde:

$$a) \alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci}};$$

$$b) \sigma_{cg,cabo} = \left(\frac{N_p}{A} + \frac{[(M_p - M_{g1}) * e_p]}{I} \right) * \varphi(\infty, 1) - \frac{(M_{g2} * e_p)}{I} * \varphi(\infty, 15) - \frac{(M_{g3} * e_{comp})}{I_{comp}} * \varphi(\infty, 45) - \frac{(M_{0,4q} * e_{comp})}{I_{comp}} * \varphi(\infty, 60);$$

c) $\varphi(\infty, t)$ é o coeficiente de fluência determinado de acordo com o período estabelecido.

Os valores dos coeficientes de fluência $\varphi(\infty, t)$ para as etapas de 2 a 5, foram obtidos com auxílio de uma tabela desenvolvida por Faria (2014) e está demonstrada no anexo D.

A tabela 38 demonstra os valores calculados através da tabela 01 do anexo D para $\varphi(\infty, t)$.

Tabela 38 – Valores de $\varphi(\infty, t)$.

$\varphi(\infty, 1)$	$\varphi(\infty, 15)$	$\varphi(\infty, 45)$	$\varphi(\infty, 60)$
2,739	1,501	1,138	1,084

Fonte: O Autor (2018).

A tabela 39 demonstra os valores obtidos para as perdas por fluência do concreto ($\Delta\sigma_{p,c}$).

Tabela 39 – Cálculo das perdas por fluência do concreto ($\Delta\sigma_{p,c}$) das lajes

Laje	σ_{pt} MPa	A_p cm ²	N_p kN	M_p kN*m	M_{g1} kN*m	M_{g2} kN*m	$M_{g3,4}$ kN*m	$M_{0,4q}$ kN*m	$\sigma_{cg,cabo}$ kN/m ²	$\Delta\sigma_{p,c}$ (MPa)
PADRÃO	1394,06	2,75	383,37	27,219	16,02	7	4,45	11,21	7984,9	53,3

Fonte: O Autor (2018).

4.2.2.2.2 Cálculo da perda por retração do concreto ($\Delta\sigma_{cq,s}$)

A expressão 44 demonstra como é realizado o cálculo para as perdas por retração do concreto ($\Delta\sigma_{cq,s}$).

$$\Delta\sigma_{cq,s} = \varepsilon_{cs(t,t0)} * E_p \quad (44)$$

Onde:

a) $\varepsilon_{cs(t,t0)} = \varepsilon_{cs\infty} * [\beta_s(t) - \beta_s(t0)]$;

b) $\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} * \varepsilon_{2s}$

c) ε_{1s} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto;

- d) ϵ_{2s} é o coeficiente dependente da espessura fictícia da peça;
- e) $\beta_{s(t)}$ ou $\beta_{s(t_0)}$ é o coeficiente relativo à retração, no instante t ou t0.

Os valores dos coeficientes ϵ_{1s} , ϵ_{2s} , $\beta_{s(t)}$ e $\beta_{s(t_0)}$, foram obtidos com auxílio de uma tabela desenvolvida por Faria (2014) e está demonstrada no anexo E.

A tabela 40 indica o valor calculado da perda por retração do concreto.

Tabela 40 – Cálculo das perdas por retração do concreto

Etapa	$\epsilon_{1s} * 10^{-4}$	ϵ_{2s}	$\beta_{s(t)}$	$\beta_{s(t_0)}$	$\epsilon_{cs(t,t_0)}$	E_p (MPa)	$\Delta\sigma_{cq,s}$ (MPa)
2	-4,997	1,070	0,998	0,046	-0,000509014	205000	-104,34

Fonte: O Autor (2018).

4.2.2.2.3 Cálculo da perda por relaxação da armadura ($\Delta\sigma_{p,r}$)

A expressão 45 demonstra como é realizado o cálculo para as perdas por relaxação da armadura ($\Delta\sigma_{p,r}$).

$$\Delta\sigma_{p,r} = \sigma_{p0} * \chi_{(t,t_0)} \quad (45)$$

Onde:

- a) $\chi_{(t,t_0)} = -\ln * [1 - \Psi_{(t-t_0)}]$;
- b) $\Psi_{(t-t_0)} = 2,5 * \Psi_{1000}$;
- c) σ_{p0} é a tensão na cordoalha no tempo considerado.

A tabela 41 apresenta o valor calculado para as perdas por relaxação da armadura ($\Delta\sigma_{p,r}$) das lajes.

Tabela 41 – Perdas por relaxação da armadura ($\Delta\sigma_{p,r}$) das lajes

Laje	σ_{p0} (MPa)	f_{ptk} (MPa)	σ_{p0}/f_{ptk}	Ψ_{1000}	$\Psi_{(t-t_0)}$	$\chi_{(t,t_0)}$	$\Delta\sigma_{p,r}$ (MPa)
PADRÃO	1394,06	1900	0,73	2,83	7,09	0,07	102,56

Fonte: O Autor (2018).

4.2.2.2.4 Perdas diferidas totais ($\Delta\sigma_{p,c+s+r}$)

A tabela 42 demonstra os valores totais das perdas diferidas para as lajes e também a tensão final atuante e a porcentagem causadas pelas suas perdas.

Tabela 42 – Perdas totais considerando cada uma delas isolada das lajes do pavimento tipo

Laje	$\Delta\sigma_{p,c}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{cq,s}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p,r}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ (MPa)	$\sigma_{pt\infty}$	% das perdas
L1	53,3	104,34	102,56	260,2	1133,86	17,90

Fonte: O Autor (2018).

4.2.2.2.5 Cálculo das perdas progressivas ($\Delta\sigma_p(t,t_0)$)

As perdas progressivas foram calculadas de acordo com a expressão 46.

$$\Delta\sigma_p(t,t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t,t_0) * E_p - \alpha_p * \sigma_{cp0g} * \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} * \chi(t,t_0)}{\chi_p + \chi_c * \alpha_p * \eta * \rho_p} \quad (46)$$

Onde:

- $\chi_p = -1 + \chi(t,t_0)$;
- $\chi(t,t_0)$ é o coeficiente de fluência do aço;
- $\chi_c = 1 + 0,5 * \varphi(t, t_0)$; é o coeficiente de fluência do concreto;
- $\varphi(t, t_0)$, é o coeficiente de fluência do concreto;
- $\rho_p = A_p/A_c$ é a taxa geométrica da armadura de protensão;
- $\eta = 1 + es^2 * A_{comp}/I_{comp}$;
- $\alpha_p = E_p/E_{cs}$.

A tabela 43 demonstra os valores obtidos para as perdas progressivas e as tensões finais na armadura de protensão.

Tabela 43 – Perdas progressivas e tensões finais nas armaduras de protensão das lajes

Laje	$\Delta\sigma_{p,c}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{cq,s}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p,r}$ (MPa)	η	χ_p	χ_c	α_p	ρ_p	$\Delta\sigma_p(t,t_0)$ (MPa)	$\sigma_p(t,\infty)$ (MPa)	% perdas
padrão	53,3	104,34	102,56	2,781	1,075	2,37	5,177	0,00136	-232,1	1161,96	16,65

Fonte: O Autor (2018).

A tabela 44 demonstra a porcentagem das perdas totais nas lajes.

Tabela 44 – Perdas totais das lajes

Laje	% das perdas iniciais	% perdas progressivas	% perdas totais
PADRÃO	4,08	16,65	20,73

Fonte: O Autor (2018).

4.2.3 Dimensionamento no estado-limite último ($t=\infty$)

Após calculado as perdas de protensão totais, foi recalculado a armadura necessária no estado-limite último no tempo infinito. A tabela 45 demonstra os valores obtidos com os cálculos do dimensionamento da armadura de protensão, considerando as perdas totais.

Tabela 45 – Valores obtidos com os cálculos do dimensionamento da armadura de protensão das lajes

Laje	$Md_{máx}$ (kN*m)	kz	Altura útil d (m)	Aço utilizado na fabricação	σ_{pd} (MPa)	$A_{p,calc.}$ (cm ²)	Nº de cordoalhas	$A_{p,efet.}$ (cm ²)
L1	76,09	0,964	0,22025	CORD.	1527,28	2,35	5 cord. Ø 9,5 mm	2,75

Fonte: O Autor (2018).

Foi mantida a mesma armadura calculada no pré-dimensionamento.

4.2.4 Verificação da fissuração ($t=\infty$)

4.2.4.1 Estado limite de descompressão (ELS-D)

As tensões nas fibras superiores e inferiores da laje, para o estado limite de descompressão, foram limitadas pelos seguintes valores demonstrados conforme a expressão 47.

$$0 \leq \sigma \leq 0,7 * f_{ck} \quad (47)$$

$$0 \leq \sigma \leq 0,7 * 50 \text{ MPa}$$

$$0 \leq \sigma \leq 35 \text{ MPa}$$

Com as expressões 48 e 49, foram obtidas as tensões nas fibras inferiores e superiores respectivamente, das lajes alveolares.

$$\sigma_i \leq \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1+g2}}{W_i} - \frac{M_{g3+g4}}{W_{Icomp}} - \frac{M_q * \Psi_2}{W_{Icomp}} \quad (48)$$

$$\sigma_s \leq N_P/A - M_P/W_s + M_{g1+g2}/W_s + M_{g3+g4}/W_{st} + M_q * \Psi_2/W_{st} \quad (49)$$

A tabela 46 demonstra os valores obtidos para as tensões nas fibras das lajes e a verificação quanto ao estado limite de descompressão.

Tabela 46 – Verificação do Estado limite de descompressão (ELS-D) das lajes

Laje	N_p (kN)	M_p (kN*m)	M_{g1+g2} (kN*m)	M_{g3+g4} (kN*m)	$M_{q1} * \Psi_2$ (kN*m)	σ_i (MPa)	σ_s (MPa)	Verificação
PADRÃO	319,539	22,68	23,02	4,45	11,21	0,542	3,333	OK

Fonte: O Autor (2018).

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

As tensões nas fibras superiores e inferiores da laje, para o estado limite de formação de fissuras, foram limitadas pelos seguintes valores demonstrados conforme a expressão 50.

$$-1,2 * f_{ct} \leq \sigma \leq 0,7 * f_{ck} \quad (50)$$

$$-3,42 \text{ MPa} \leq \sigma \leq 35 \text{ MPa}$$

Com as expressões 51 e 52, foram obtidas as tensões nas fibras inferiores e superiores respectivamente, das lajes alveolares.

$$\sigma_i \leq N_P/A + M_P/W_i - M_{g1+g2}/W_i - M_{g3+g4}/W_{Icomp} - M_q * \Psi_1/W_{Icomp} \quad (51)$$

$$\sigma_s \leq N_P/A - M_P/W_s + M_{g1+g2}/W_s + M_{g3+g4}/W_{st} + M_q * \Psi_1/W_{st} \quad (52)$$

A tabela 47 demonstra os valores obtidos para as tensões nas fibras das lajes e a verificação quanto ao estado limite de formação de fissuras.

Tabela 47 – Verificação do Estado limite de formação de fissuras (ELS-F) das lajes

Laje	N_p (kN)	M_p (kN*m)	M_{g1+g2} (kN*m)	M_{g3+g4} (kN*m)	$M_{q1} * \Psi_1$ (kN*m)	σ_i (MPa)	σ_s (MPa)	Verificação
PADRÃO	319,53	22,68726	23,02	4,45	16,818	-0,0482	3,708	OK

Fonte: O Autor (2018).

4.2.5 Verificação dos deslocamentos limites

As deformações instantâneas foram calculadas de acordo com as expressões 53, 54, 55, 56 e 57.

$$\alpha_p = - \frac{M_p * l^2}{8 * E_{cs,j1} * I} \quad (53)$$

$$\alpha_{\Delta\sigma_p(t,t0)} = - \frac{M_{\Delta\sigma_p(t,t0)} * l^2}{8 * E_{cs,k} * I} \quad (54)$$

$$\alpha_{g1} = \frac{5 * p * l^4}{384 * E_{cs,j1} * I} \quad (55)$$

$$\alpha_{g2} = \frac{5 * p * l^4}{384 * E_{cs,j15} * I} \quad (56)$$

$$\alpha_{g3,g4,q} = \frac{5 * p * l^4}{384 * E_{cs,k} * I_{comp}} \quad (57)$$

Onde:

- E_{cs} é o modulo de deformação secante sendo igual a $\alpha_i * E_{ci}$;
- $\alpha_i = \left(0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80}\right)$.

Para o cálculo de (α_p) , o efeito da protensão foi considerado a partir da tensão de protensão inicial subtraído pelas perdas iniciais e imediatas, conforme expressão 58.

$$M_{p0} = \sigma_{p0} * A_p * e_s \quad (58)$$

Para o cálculo de $(\alpha_{\Delta\sigma_p(t,t0)})$, a flecha causada pela perda de protensão em relação as perdas progressivas foi obtida com a expressão 59.

$$M_{pt} = \Delta\sigma_p(t,t0) * A_p * e_s \quad (59)$$

O deslocamento limite para as perdas no tempo infinito se deu de acordo com a expressão 60.

$$\alpha_{lim} = l/250 \text{ (mm)} \quad (60)$$

A determinação das deformações no tempo infinito, foram calculadas de acordo com a expressão 61.

$$\alpha_{\text{total}} = \{[(\alpha_p * \alpha_{g1}) * (1 + \varphi_{(\infty,1)})] + [\alpha_{g2} * (1 + \varphi_{(\infty,15)})] + [\alpha_{g3+g4} * (1 + \varphi_{(\infty,45)})] + [\alpha_{\Delta\sigma_p(t,t0)} * (1 + \varphi_{(\infty,60)}/2)]\} \quad (61)$$

A tabela 48 demonstra as verificações das flechas para as lajes.

Tabela 48- Verificação das flechas das lajes

Localização	Esforço	Intensidade	Inercia	Ecs	Flecha Elástica (mm)	Flecha diferida (mm)	Flecha limite (mm)
PADRÃO	M_{p0}	-27,219	0,0007	26838,41	-6,5197	-6,3671	24
	M_{pt}	4,531753	0,0007	36628,13	0,79536		
	$g1$	3,56	0,0007	26838,41	3,19771		
	$g2$	1,556	0,0007	34965,17	1,0728		
	$g4$	0,99	0,0013	36628,13	0,35085		
	$g3$	0	0,0013	36628,13	0		
	$q*0,4$	2,492	0,0013	36628,13	0,88315		

Fonte: O Autor (2018).

4.2.6 Verificação do cisalhamento

4.2.6.1 Cálculo para seções simples – estocagem

A resistência ao esforço cortante da laje alveolar, considerando a seção simples é dado pela expressão 62.

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} * k * (1,2 + 40 * \rho_1) + 0,15 * \sigma_{cp}] * b_w * d \quad (\text{mm}) \quad (62)$$

Onde:

- V_{rd1} é a força cortante resistente de cálculo da seção simples (sem capa estrutural para esta verificação);
- $\tau_{rd} = 0,25 * f_{ctd}$;
- $k = 1,6 - d \geq 1$;
- $\rho_1 = A_p / b_w * d$;
- $\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$.

A verificação quanto ao atendimento da tensão de cisalhamento da peça com a seção simples, é garantida com a expressão 63.

$$V_{rd1} \geq V_{sd1} \quad (63)$$

Onde:

a) V_{sd1} é a força cortante solicitante de cálculo com a seção simples;

b) $V_{sd1} = \left(P * l / 2 \right) * \gamma_g$.

A tabela 49 demonstra os valores obtidos para as tensões de cisalhamento solicitantes e resistentes e a respectiva verificação.

Tabela 49 – Verificação das tensões de cisalhamento para seções simples das lajes

Laje	τ_{rd} (MPa)	k	ρ_1	σ_{cp} (KN/m ²)	b_w (m)	d (m)	V_{rd1} (KN)	V_{sd1} (KN)
PADRÃO	0,362	1,43	0,0043	2686,521	37,5	0,1702	71,073	19,44

Fonte: O Autor (2018).

4.2.6.2 Cálculo para seções compostas – utilização

Foi utilizado os mesmos cálculos descritos no item 4.2.6.1.

A tabela 50 demonstra os valores obtidos para as tensões de cisalhamento solicitantes e resistentes e a respectiva verificação.

Tabela 50 – Verificação das tensões de cisalhamento para seções composta das lajes

Laje	τ_{rd} (MPa)	k	ρ_1	σ_{cp} (KN/m ²)	b_w (m)	d (m)	V_{rd1} (KN)	V_{sd1} (KN)
PADRÃO	0,5089	1,38	0,003	1900,67	37,5	0,22025	100,86	65,97

Fonte: O Autor (2018).

4.2.7 Verificação da resistência das nervuras ao fendilhamento longitudinal

Segundo a ABNT NBR 14861:2011, durante o processo produtivo, na liberação das cordoalhas de protensão, nenhum tipo de fissuração longitudinal nas nervuras é permitido. Deve ser garantido que a tensão na nervura mais solicitada (σ_{cp}) seja inferior à tensão de tração do concreto ($f_{ctkj,inf}$), de acordo com a expressão 64.

$$f_{ctkj,inf} \geq \sigma_{sp} \quad (64)$$

Para obtenção no valor de (σ_{cp}) é utilizado a expressão 65.

$$\sigma_{sp} = \frac{P_0}{b_w * e_p} * \frac{15 * a_e^{2,3} + 0,07}{1 + \left(\frac{l_{pti}}{e_p}\right)^{1,5} * (1,3 * a_e + 0,1)} \quad (65)$$

Onde:

- $a_e = (e_p - k)/h$;
- $f_{ctkj,inf}$ é o valor da resistência à tração característica inferior do concreto, na data em que é realizada a liberação da protensão com base no controle tecnológico do concreto;
- P_0 é a força de protensão inicial logo após a liberação dos cabos, na nervura considerada;
- b_w é a espessura de uma nervura individual (nervura interna ou externa);
- e_p é a excentricidade da força de protensão;
- l_{pti} é o valor inferior do projeto para o comprimento de transmissão (fixado em $60\emptyset$);
- k é a meia altura do núcleo de rigidez na nervura, calculada pela razão entre o módulo resistente da seção na fibra inferior e a área da seção transversal de concreto;
- h , é a altura da nervura da seção transversal.

A tabela 51 demonstra as verificações quanto a resistência ao fendilhamento longitudinal.

Tabela 51 – Verificação da resistência ao fendilhamento longitudinal das lajes

Laje	k (cm)	e_p	l_{pti} (cm)	P_0 (kN)	b_w (m)	a_e	σ_{sp} (MPa)	$f_{ctkj,inf}$ (MPa)	Verif.
PADRÃO	4,881	7,075	57	76,673	3,75	0,109	0,7195	2,03	OK

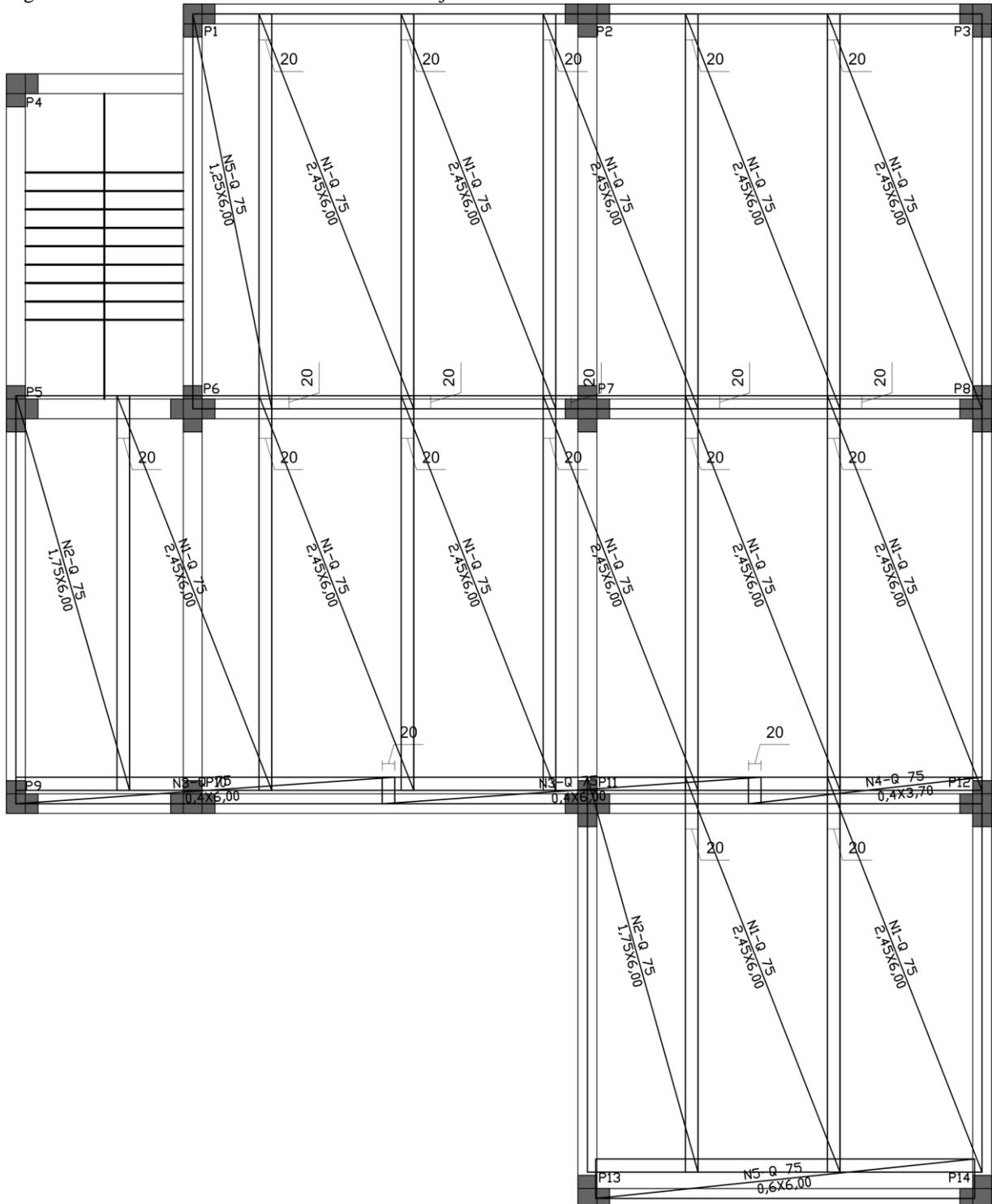
Fonte: O Autor (2018).

4.2.8 Armadura complementar

O fabricante recomenda utilização de tela soldada em aço CA-50 ou CA-60, com área mínima de $0,6 \text{ cm}^2/\text{m}$, que contenha pelo menos 3 barras ou fios por metro.

Foi utilizado tela soldada Q-75 para a distribuição de possíveis carregamentos concentrados sobre as lajes e para combater os efeitos da fissuração devido a retração da capa de concreto, dispostas a 2,0 cm abaixo da face superior da capa de concreto. A figura 14 demonstra o detalhamento das telas soldadas.

Figura 14 – Detalhamento das telas soldadas da laje alveolar



Fonte: O Autor (2018).

4.3 Indicadores de consumo de material

4.3.1 Resumo do consumo de aço, concreto e peso total da laje mista “Steel Deck”

O consumo de concreto foi obtido de acordo com informação dada pelo fabricante para a altura total da laje de 13 cm e a forma utilizada sendo a MF-75. O peso da forma de aço por metro quadrado de laje e da tela soldada também foram obtidos com informações oferecidas pelo fabricante.

Os materiais e suas quantidades empregados nas lajes mistas, estão representados na tabela 52.

Tabela 52 – Materiais e quantidades utilizados com os pisos em laje mista “Steel Deck”

Material	Área/quantidade utilizada	Consumo unitário	Consumo total
Concreto	204,3 m ²	0,0925 m ³ /m ²	18,9 m ³
Aço Forma	204,3 m ²	14,63 kg/m ²	2.989,9 kg
Aço armadura neg.	693,6 m	0,393 kg/m	272,6 kg
Aço tela soldada	230 m ²	1,21 kg/m ²	278,3 kg

Fonte: O Autor (2018)

O peso total obtido com as lajes mistas está representado na tabela 53.

Tabela 53 – Peso total da laje mista “Steel Deck”

Material	Consumo total	Peso específico	Peso (kg)	Peso total (kg)
Concreto	18,9 m ³	2500 kg/m ³	47.250 kg	50.759,8 kg
Aço Forma	2.989,9 kg	.	2.989,9 kg	
Aço armadura neg.	272,6 kg	.	272,6 kg	
Aço tela soldada	278,3 kg	.	278,3 kg	

Fonte: O Autor (2018)

A taxa de armadura foi calculada de acordo com a expressão 19 e está demonstrada a seguir.

$$TA = (2.989,9 + 272,6 + 278,3) / 18,9$$

$$TA = 3.540,8 / 18,9$$

$$TA = 187,34 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

A tabela 54 apresenta os indicadores consumo das lajes mistas “Steel deck”

Tabela 54 – Indicadores de consumo da laje mista “Steel Deck”

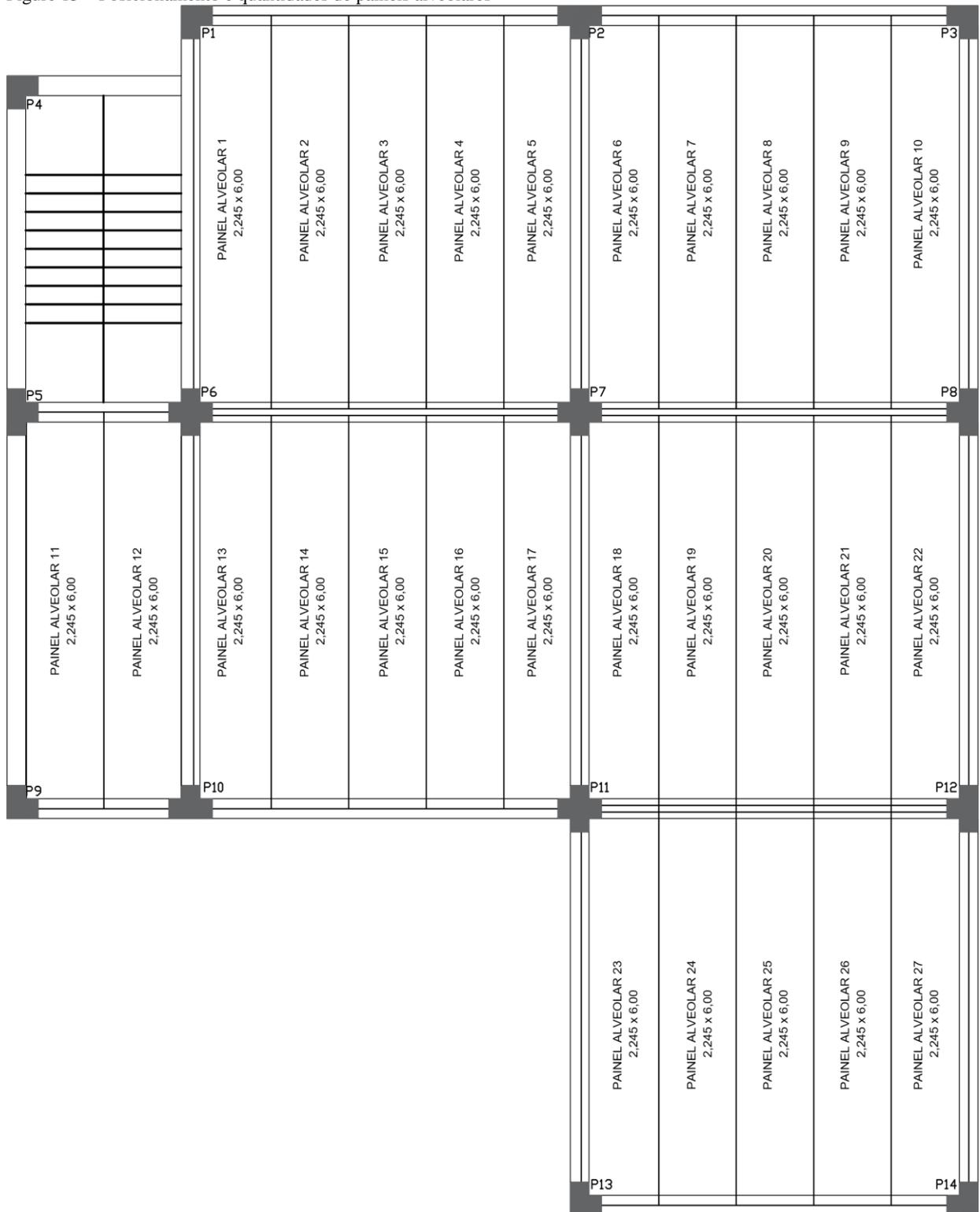
Área total de laje (m ²)	204,3
Número de lajes (unid)	12
Concreto (m ³)	18,9
Aço total (kg)	3540,8
Consumo de concreto (m ³ /m ²)	0,093
Consumo de aço (kg/m ²)	17,33
Taxa de armadura (kg/m ³)	187,34

Fonte: O Autor (2018).

4.3.2 Resumo do consumo de aço, concreto e peso total das lajes alveolares

De acordo com a modulação adotada no projeto, foi obtido a quantidade de painéis alveolares necessários para a execução do piso da edificação, conforme a paginação demonstrada na figura 15.

Figure 15 – Posicionamento e quantidades de painéis alveolares



Fonte: O Autor (2018).

Os materiais e suas quantidades empregados nas lajes alveolares, estão representados na tabela 55.

Tabela 55 – Materiais e quantidades utilizados

Material	Área/quantidade utilizada	Consumo unitário	Consumo total
Concreto painel alveolar	27 pç	0,8562 m ³	23,11 m ³
Concreto capa	204,3 m ²	0,05 m	10,215 m ³
Aço protensão	810 m	441 kgf/1000m	357,21 kg
Aço tela soldada	230 m ²	1,21 kg/m ²	278,3 kg

Fonte: O Autor (2018)

O peso total obtido com as lajes alveolares está representado na tabela 55.

Tabela 56 – Peso total das lajes alveolares

Material	Consumo total	Peso específico	Peso (kgf)	Peso total (kgf)
Concreto painel alveolar	23,11 m ³	2500 kg/m ³	57.775 kg	83.948,01 kg
Concreto capa	10,215 m ³	2500 kg/m ³	25.537,5 kg	
Aço protensão	357,21 kg	.	357,21 kg	
Aço tela soldada	278,3 kg	.	278,3 kg	

Fonte: O Autor (2018)

A taxa de armadura foi calculada de acordo com a expressão 19 e está demonstrada a seguir.

$$TA = (357,21 + 278,3) / 23,11 + 10,215$$

$$TA = 635,51 / 33,325$$

$$TA = 19,07 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

A tabela 57 apresenta os indicadores consumo das lajes alveolares

Tabela 57 – Indicadores de consumo da laje alveolar

Área total de laje (m ²)	204,3
Número de lajes (unid)	6
Concreto (m ³)	33,325
Aço total (kg)	635,51
Consumo de concreto (m ³ /m ²)	0,163
Consumo de aço (kg/m ²)	3,11
Taxa de armadura (kg/m ³)	19,07

Fonte: O Autor (2018).

4.4 Discussão dos resultados

Após o dimensionamento e detalhamento das lajes da edificação com lajes mistas “Steel Deck” e lajes pré-fabricadas alveolares, foi possível quantificar os materiais utilizados em ambas para determinar qual sistema estrutural possui vantagens em relação ao consumo de material, peso e altura total das estruturas das lajes dos pisos.

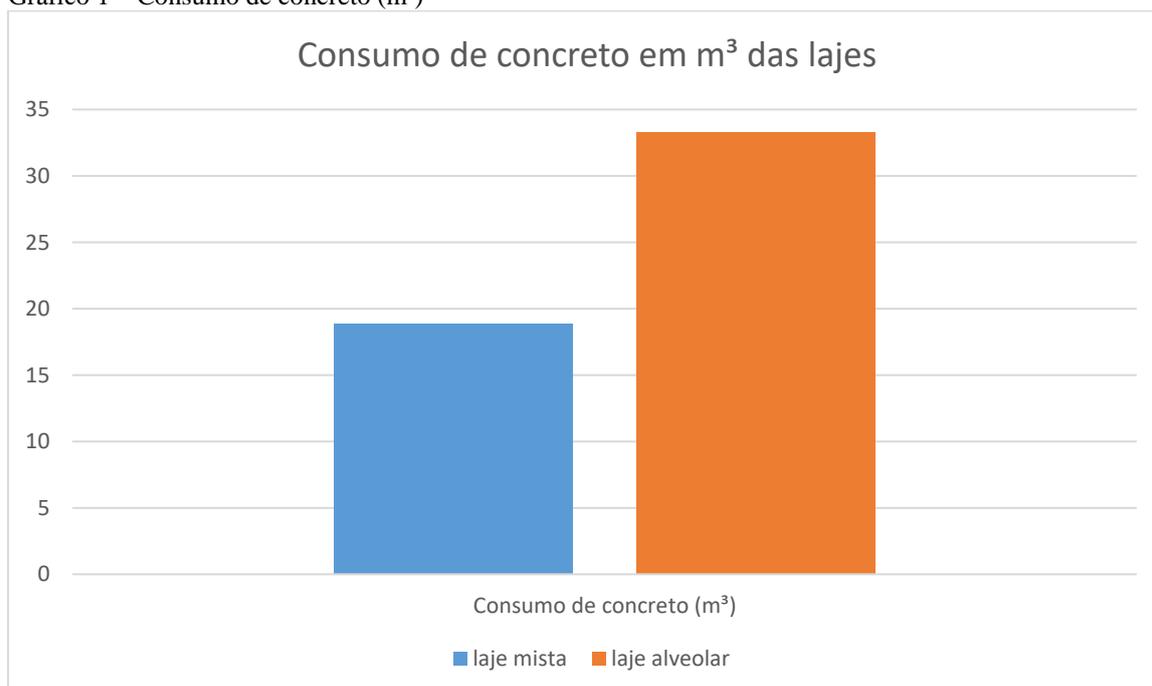
Durante a elaboração das plantas de forma, foi observado que a laje mista durante sua etapa construtiva, possui maior limitação em relação aos vãos livres em relação as lajes alveolares, no que impactou em uma quantidade maior de lajes. Devido a redução dos vãos livres das lajes é necessário instalar vigas secundarias para os seus apoios intermediários, sendo que na utilização de lajes alveolares as vigas secundarias não foram necessárias.

As vigas secundarias, introduzidas no projeto com lajes mistas, não foram contabilizadas, com relação ao consumo de material e peso, sendo assim apenas os materiais compostos pelas lajes foram levados em conta no estudo comparativo.

4.4.1 Consumo de concreto

O gráfico 1 apresenta a variação entre o consumo de concreto das lajes mistas e alveolares, demonstrando que as lajes mistas de acordo com a situação estudada neste trabalho, consumiram uma quantidade significativamente menor de concreto em relação as lajes alveolares. Isso pode ser explicado devido a alguns fatores como a menor altura total da laje mista sendo está igual a 13 cm em comparação com a laje alveolar possuindo altura total de 25 cm, também devido a característica geométrica das formas e aço que diminuem o consumo de concreto da seção transversal e também devido a não utilização de capeamento de concreto.

Gráfico 1 – Consumo de concreto (m³)



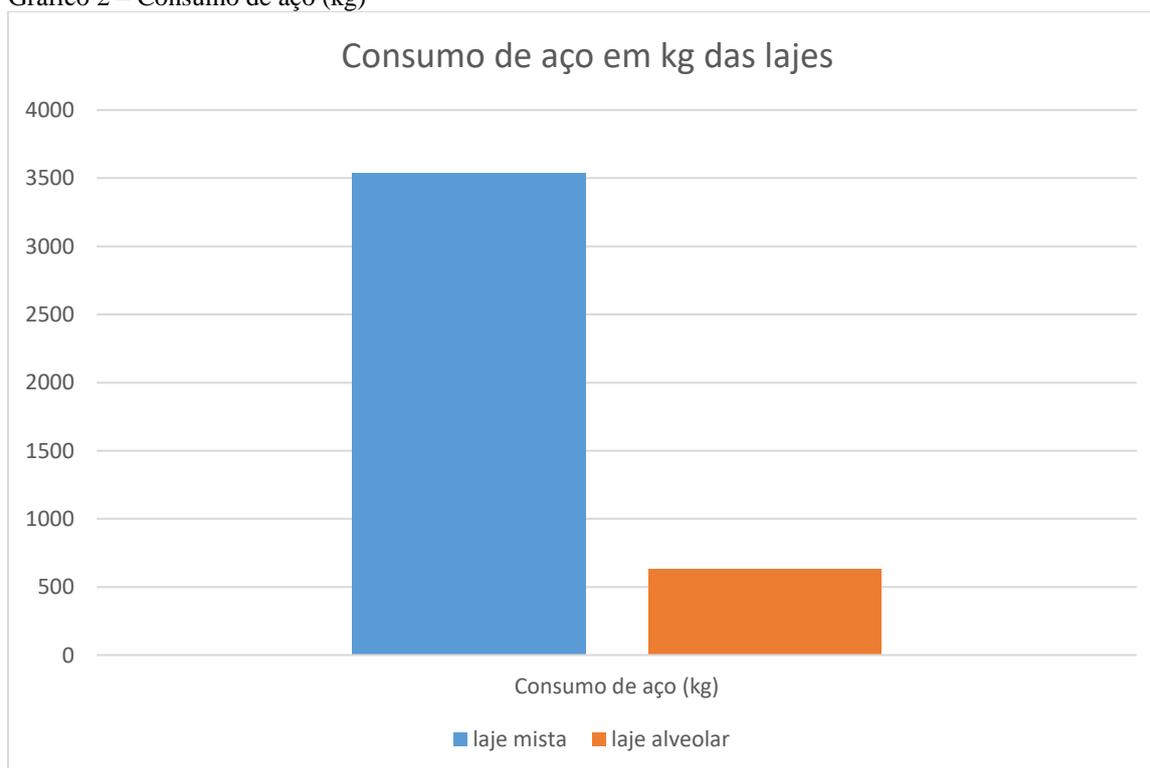
Fonte: O Autor (2018).

4.4.2 Consumo de aço

O gráfico 2 apresenta a variação entre o consumo de aço das lajes mistas e alveolares, demonstrando que o consumo de aço referente as lajes mistas foram significativamente maiores em relação as lajes alveolares. Isso se justifica, principalmente, pela consideração da não utilização de escoramento durante a fase construtiva da laje mista, que ocasionou a necessidade de se adotar uma forma com espessura maior que a necessária para a utilização final da laje, fazendo com que aumentasse, devido a situações construtivas, o consumo de aço.

Também se justifica a outros fatores como, a utilização da forma de aço incorporada nas lajes mistas, que é elemento fundamental para a resistência da laje e também devido a melhor utilização dos aços de alta resistência com a força de protensão aplicada nas lajes alveolares, que fazem o melhor aproveitamento dos materiais, ocasionando a diminuição do consumo total.

Gráfico 2 – Consumo de aço (kg)



Fonte: O Autor (2018).

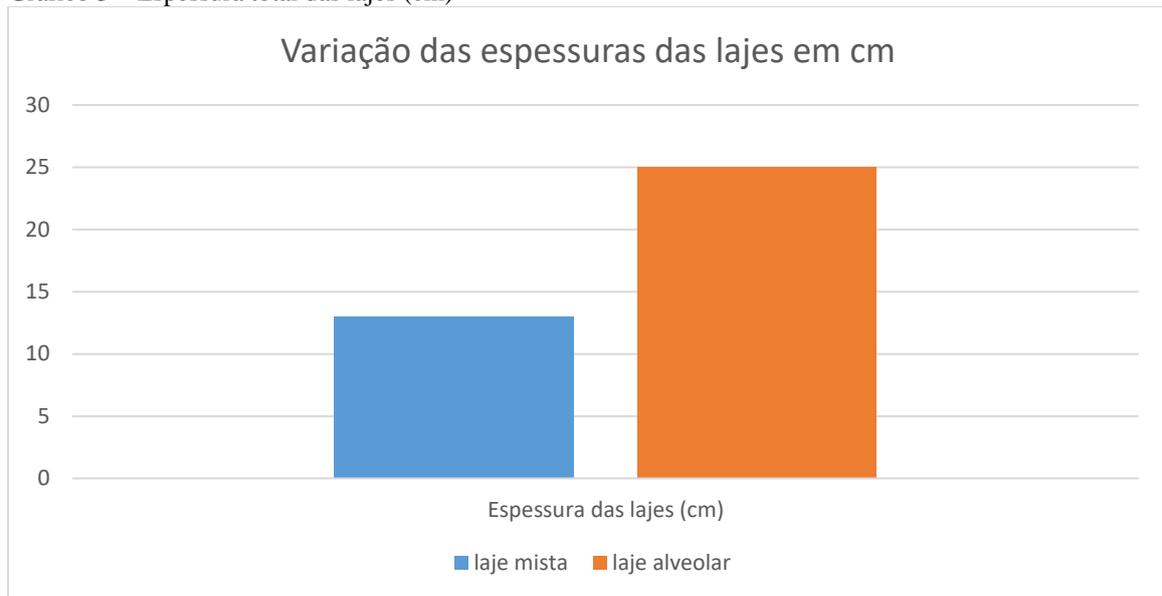
4.4.3 Espessura das lajes

Foi observado que devido as seções transversais usuais de produção dos elementos alveolares pré-fabricados, as alturas dos painéis estão na média de 20 cm e não inferiores a

15cm, em comparação com as lajes mistas em que as espessuras não podem ser inferiores a 13 cm. Devido esse importante fator e também pelas necessidades de dimensionamento, as lajes alveolares apresentam espessura significativamente maiores em relação as lajes mistas, no que poderia impactar em alturas maiores de edificações de múltiplos pavimentos.

O gráfico 3 apresenta a variação da espessura dos pisos referentes as lajes dos projetos.

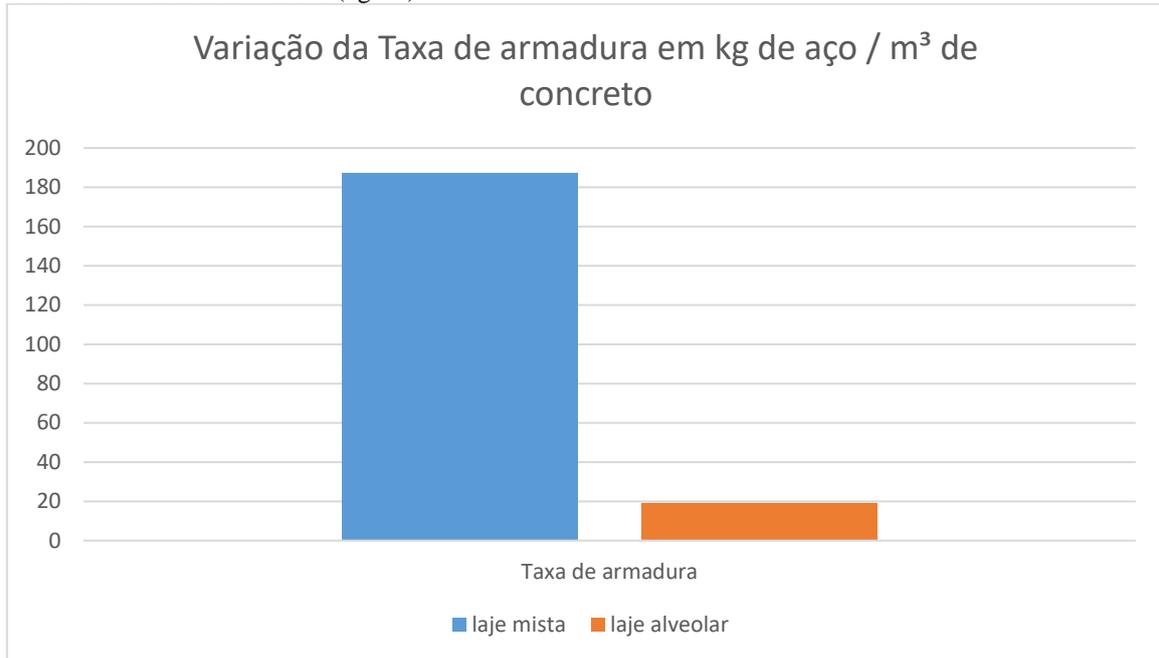
Gráfico 3 – Espessura total das lajes (cm)



Fonte: O Autor (2018).

4.4.4 Taxa de armadura

O gráfico 4 apresenta a comparação da taxa de armadura obtida para as lajes mistas em relação as alveolares. Houve uma grande diferença entre as taxas e, como explicado nos itens 4.4.1 e 4.4.2, a diferença pode ser justificada pela utilização de uma forma de aço com maior espessura para garantir a resistência e a não necessidade de escoramentos durante a etapa construtiva da laje mista, pela contabilização do peso do aço das formas de aço e pelo menor consumo de concreto devido as características geométricas das formas de aço.

Gráfico 4 – Taxa de armadura (kg/m³)

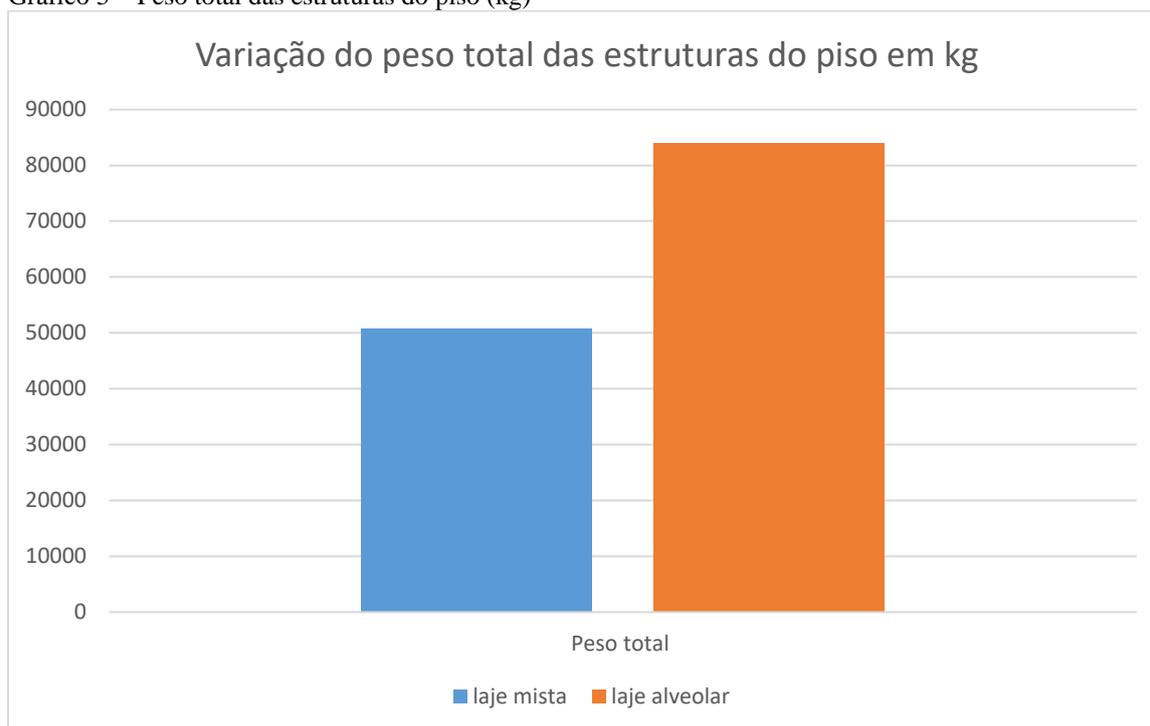
Fonte: O Autor (2018).

4.4.5 Peso das estruturas dos pisos

O gráfico 5 apresenta a comparação entre o peso total das estruturas dos pisos referentes as lajes mistas e alveolares. Foi observado que as lajes mistas apresentaram um peso total por metro quadrado de laje relativamente menor em relação as lajes alveolares.

A ocasião do menor peso é justificada devido a alguns fatores como a não utilização de capeamento conforme necessário para as lajes alveolares e também devido as características geométricas da forma de aço que diminui o consumo de concreto e consequentemente o peso das lajes mistas.

Gráfico 5 – Peso total das estruturas do piso (kg)



Fonte: O Autor (2018).

5 CONCLUSÃO

O estudo sobre os sistemas estruturais utilizados em pisos referentes as lajes mistas “Steel Deck” e pré-fabricadas de concreto alveolar protendido, como as suas características construtivas e critérios normativos para dimensionamento e detalhamento, foram de grande importância para adquirir maiores conhecimentos sobre os sistemas estruturais analisados, podendo, em situações reais, serem influentes na determinação da utilização entre um sistema e outro, buscando sempre o melhor atendimento as situações impostas por cada projeto como características construtivas, viabilidade econômica, e segurança.

Com as análises durante a pesquisa e dimensionamento e também com os resultados obtidos, foi constatado que os dois sistemas estudados apresentam pontos positivos e negativos se comparados um ao outro.

Relacionando ao consumo de materiais, o aço é um material de custo maior se comparado ao concreto, e considerando tal fato, constatou-se que, como as lajes mistas apresentaram um consumo significativamente maior de aço, sendo este 457,15% a mais em relação ao consumo de aço da laje alveolar, devido a consideração de uma situação de não se utilizar escoramento e ter que se adotar uma espessura de forma de aço maior que a necessária

para a fase final da laje, foi considerado um aspecto desvantajoso para as lajes mistas em relação a este critério.

Em relação ao peso total das estruturas, que são de grande influência para as fundações das edificações, os pisos com lajes alveolares apresentaram 65,38% a mais no peso em comparação com as lajes mistas, sendo desvantajoso para as lajes alveolares se considerado este critério.

De modo geral, para se concluir de maneira mais precisa qual o sistema estrutural que melhor atenderá em função de custos, deve ser feita a pesquisa na região de construção da edificação sobre a disponibilidade de fabricas/montadoras e de mão de obra, e também seria realizado simultaneamente o orçamento, contabilizando os custos com a mão de obra, materiais e frete para transporte dos elementos. O acréscimo de custos com fundações provenientes pelo maior carregamento devido lajes alveolares também são fatores que podem ser preponderantes na escolha, principalmente se for o caso de edificações de múltiplos pavimentos.

Considerando-se situações construtivas e estruturais, analisando os sistemas estruturais desenvolvidos, constatou-se que, devido ser uma edificação de apenas 1 pavimento, a influência de peso nas fundações e a espessura dos pisos, não seriam os fatores determinantes para não se adotar as lajes alveolares, onde apresentaram-se negativamente em relação as lajes mistas, e também como demonstrado, devido o menor consumo de aço das lajes alveolares, poderia ser vantajoso neste projeto a utilização das mesmas se comparado as lajes mistas.

Conclui-se então que os sistemas estruturais estudados, apresentam vantagens e desvantagens comparando-os, e para determinar qual possui em geral a melhor viabilidade é necessário obter conhecimento dos preços impostos pelas fabricas e montadoras e a disponibilidade das mesmas na região da obra.

REFERÊNCIAS

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

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de Estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980. nov.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. jun.

_____. **NBR 7483**: Cordoalhas de aço para concreto protendido - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2004. ago.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004. abr.

_____. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. set.

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017. mar.

_____. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro: ABNT, 2010. ago.

_____. **NBR 14861**: Lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido – requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. nov.

BAIÃO FILHO, O. T.; SILVA, A. C. **Ligações para estruturas de aço**: guia prático para estruturas com perfis laminados. 2º ed. [S.I.] 2005.

BELLEI, ILDONY H. e BELLEI, HUMBERTO N. **Edifícios de pequeno porte estruturados em Aço**. 4ª edição. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2011.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4ª edição. São Carlos, SP: EdUFSCar, 2014.

DELATORRE; TORRESCASANA; PAVAN. metalica.com.br. **Arquitetura e Aço**: Estudo dos condicionantes para projeto arquitetônico integrado, 2010. Disponível em: <
<http://wwwo.metalica.com.br/arquitetura-e-aco-estudo-dos-condicionantes-para-projeto-arquitetonico-integrado>>. Acesso em: 10 mai. 2018.

RIBEIRO NETO, J. G.; **Estruturas metálicas 2**: Sistemas estruturais. – Pontifícia Universidade Católica de Goiás Departamento de Engenharia Civil. Goiânia, 2016.

FABRIZZI, M.A. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto**. 2007. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo – São Carlos, 2007.

FARIA, A. **Notas de aula das matérias de Engenharia de Estruturas**: Projeto e dimensionamento de Estruturas em Concreto Protendido. – Centro universitário do Sul de Minas, UNIS-MG, curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Varginha, 2018.

FERREIRA, M.A. **Manual de sistemas pré-fabricados de concreto (tradução)**. Autor do texto original: Arnold Van Acker (FIP-2002). Associação Brasileira de Construção Industrializada de Concreto – ABCIC: São Paulo, 2003.

ARGENTA, Marco. **Estruturas metálicas**: Estabilidade e Análise Estrutural. [S.l.: s.n.], 2015. Cap. 3. Disponível em: <
<http://www.estruturas.ufpr.br/wp-content/uploads/2017/02/NotasEstruturasMet%C3%A1licas-2015-Capitulo3-Analise1.pdf>>. Acesso em: 20 mai. 2018.

IGLESIA, S.M.; **O efeito P-Delta nas estruturas de edifícios**. [S.l.: s.n.], 2016. Disponível em: <
<http://maisengenharia.altoqi.com.br/wp-content/uploads/2016/08/Ebook-O-Efeito-P-Delta.pdf>>. Acesso em: 20 mai. 2018.

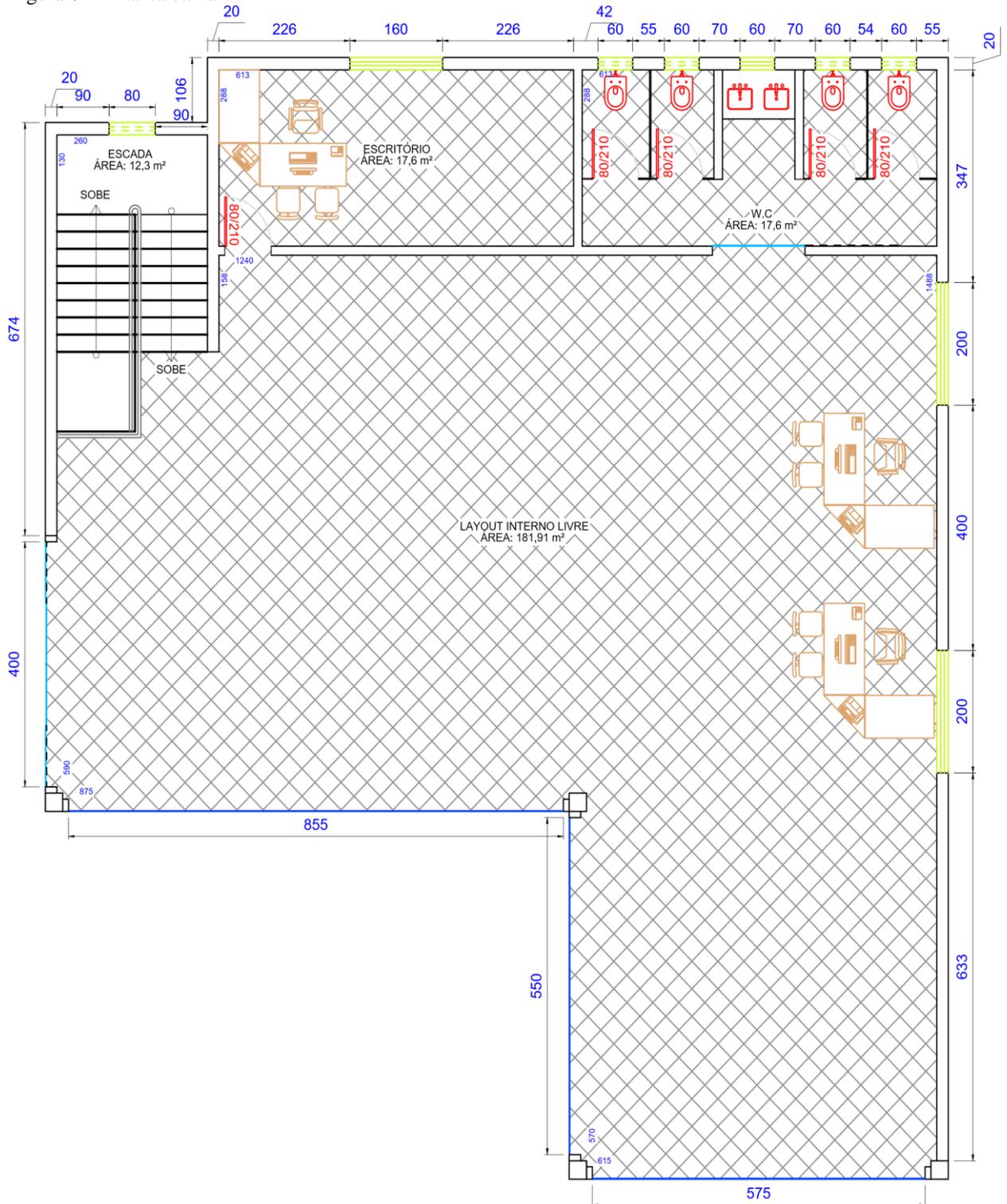
METFORM. **Steel deck**: catálogo. São Paulo. 8 p. [20--].

QUEIROZ, G. et al. **Estruturas mistas – volume 1**. 2 ed. Rio de Janeiro: Instituto do Aço Brasil/ CBCA, 2012.

SIEG, A. P. A. **Estudo de um sistema de laje com fôrma de aço incorporada**. 2015.
Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
São Carlos, 2015.

APÊNDICE A – Planta baixa da edificação a ser utilizada para um “showroom” de uma loja de materiais de construção

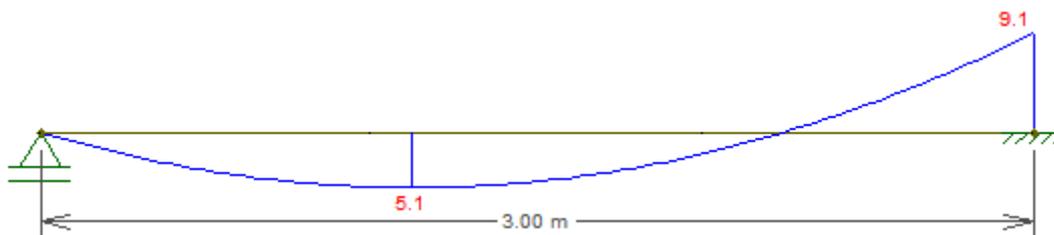
Figura 01 – Planta baixa



Fonte: O autor (2018).

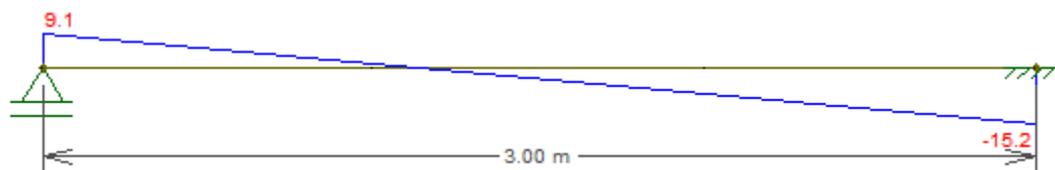
APÊNDICE B – Diagrama de momento fletor e esforço cortante das lajes mistas “steel deck”

Figura 01 – Diagrama de momento fletor para as lajes L1, L2, L5, L8, L9 e L12 consideradas engastadas/apoiadas



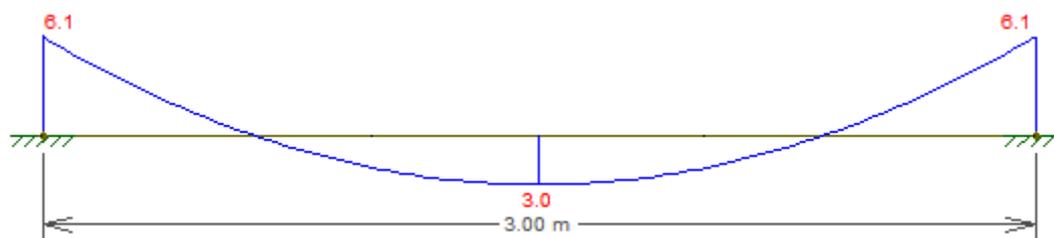
Fonte: O autor (2018).

Figura 02 – Diagrama de esforço cortante para as lajes L1, L2, L5, L8, L9 e L12 consideradas engastadas/apoiadas



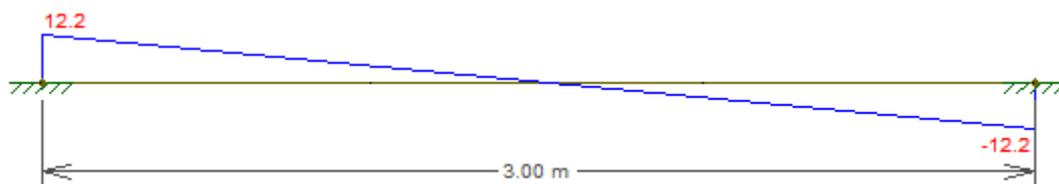
Fonte: O autor (2018).

Figura 03 – Diagrama de momento fletor para as lajes L3, L4, L6, L7, L10 e L11 consideradas engastadas/engastadas



Fonte: O autor (2018).

Figura 04 – Diagrama de esforço cortante para as lajes L3, L4, L6, L7, L10 e L11 consideradas engastadas/engastadas



Fonte: O autor (2018).

ANEXO A – Características da laje mista (Steel Deck) – MF-75

Tabela 01 – Tabela de carga e vãos máximos MF - 75

	Altura total da laje (mm)	Espessura Steel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m ²)	M. Inércia Laje Mista (10mm ⁴ /m)	Vãos Máximos sem Escoramento															
			Simples (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)			2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.600	2.700	2.800	2.900	3.000	3.150	3.300	3.500	3.750	4.000
Lajes de Forro	130	0,80	2.350	3.200	3.300	1.150	2,27	10,66	11,87	10,56	9,42	8,43	7,56	6,79	6,11	5,51	4,96	4,47	4,03	3,45	2,94	2,37	1,77	1,29
		0,95	3.000	3.650	3.750	1.350	2,28	11,34	14,19	12,69	11,38	10,25	9,25	8,36	7,58	6,88	6,25	5,69	5,18	4,51	3,92	3,26	2,56	2,00
		1,25	3.650	4.300	4.400	1.650	2,32	12,74	18,83	16,94	15,31	13,88	12,62	11,50	10,51	9,63	8,84	8,13	7,48	6,63	5,88	5,03	4,15	3,42
	140	0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,17	13,16	11,71	10,45	9,35	8,39	7,54	6,78	6,11	5,51	4,97	4,48	3,83	3,27	2,63	1,98	1,44
		0,95	2.050	3.500	3.600	1.050	2,52	13,99	15,74	14,07	12,60	11,07	10,26	9,20	8,41	7,64	6,94	6,02	5,76	5,01	4,06	3,62	2,05	2,23
		1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	15,68	20,00	18,79	16,98	15,39	14,00	12,76	11,67	10,69	9,81	9,02	8,31	7,36	6,53	5,59	4,61	3,81
	150	0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	16,06	14,46	12,86	11,48	10,28	9,22	8,28	7,45	6,72	6,06	5,46	4,93	4,22	3,60	2,90	2,18	1,59
		0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,04	17,28	15,45	13,87	12,49	11,27	10,20	9,24	8,39	7,63	6,95	6,33	5,51	4,80	3,98	3,14	2,45
		1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	19,05	20,00	20,00	18,65	16,91	15,38	14,02	12,82	11,75	10,78	9,91	9,13	8,09	7,18	6,15	5,07	4,19
160	0,80	1.050	2.900	3.000	1.100	2,97	19,35	15,75	14,02	12,51	11,20	10,04	9,00	8,12	7,32	6,60	5,95	5,37	4,60	3,93	3,17	2,38	1,73	
	0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	20,51	18,83	16,84	15,11	13,61	12,28	11,11	10,07	9,15	8,32	7,57	6,90	6,01	5,23	4,35	3,43	2,68	
	1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	22,90	20,00	20,00	20,00	18,42	16,76	15,28	13,97	12,80	11,75	10,81	9,95	8,82	7,83	6,71	5,54	4,58	
170	0,80	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	23,07	17,04	15,17	13,54	12,12	10,87	9,77	8,80	7,93	7,15	6,45	5,82	4,98	4,26	3,43	2,58	1,88	
	0,95	2.350	3.200	3.300	1.250	3,23	24,44	20,00	18,22	16,36	14,72	13,29	12,03	10,91	9,90	9,01	8,20	7,47	6,51	5,67	4,71	3,72	2,91	
	1,25	3.150	3.800	3.900	1.450	3,26	27,24	20,00	20,00	20,00	19,94	18,14	16,54	15,12	13,86	12,72	11,70	10,78	9,55	8,49	7,27	6,00	4,96	
180	0,80	1.550	2.750	2.850	1.050	3,44	27,25	18,34	16,32	14,57	13,04	11,70	10,52	9,47	8,53	7,69	6,94	6,26	5,37	4,59	3,70	2,78	2,03	
	0,95	2.200	3.100	3.200	1.200	3,46	28,84	20,00	19,61	17,60	15,84	14,30	12,94	11,74	10,66	9,69	8,83	8,04	7,00	6,10	5,07	4,01	3,14	
	1,25	3.050	3.700	3.800	1.450	3,50	32,10	20,00	20,00	20,00	20,00	19,51	17,80	16,28	14,92	13,70	12,60	11,60	10,28	9,14	7,83	6,47	5,35	
190	0,80	1.450	2.650	2.750	1.000	3,68	31,92	19,63	17,47	15,60	13,96	12,53	11,26	10,14	9,14	8,24	7,44	6,71	5,75	4,91	3,96	2,98	2,18	
	0,95	2.100	3.050	3.150	1.200	3,70	33,75	20,00	20,00	18,84	16,96	15,32	13,86	12,57	11,41	10,38	9,45	8,62	7,50	6,54	5,44	4,30	3,36	
	1,25	3.000	3.600	3.700	1.400	3,73	37,52	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	19,06	17,43	15,97	14,67	13,49	12,43	11,02	9,79	8,39	6,93	5,73
200	0,80	1.400	2.600	2.650	1.000	3,91	37,10	20,00	18,62	16,63	14,88	13,35	12,00	10,81	9,74	8,79	7,93	7,16	6,13	5,24	4,23	3,19	2,33	
	0,95	1.950	2.950	3.050	1.150	3,93	39,19	20,00	20,00	20,00	18,08	16,33	14,78	13,40	12,17	11,07	10,08	9,19	8,00	6,97	5,80	4,59	3,59	
	1,25	2.900	3.500	3.650	1.400	3,97	43,51	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	18,58	17,03	15,64	14,38	13,25	11,75	10,44	8,94	7,39	6,12

Fonte: (METFORM, p.5)

Tabela 02 – Propriedades físicas para largura de 1.000 mm

Esp. Final (mm)	Esp. projeto (mm)	Altura total (mm)	Peso (kg/m ²)	Reações máximas de apoio		Módulo de Resistência (mm ³)	Inércia para Deformação (mm ⁴)	Área de aço (mm ²)	Centro de Gravidade (mm)
				Externo kN	Interno kN				
0,80	0,76	74,98	9,37	6,76	21,01	22.710	1.017.138	1.112	37,49
0,95	0,91	75,13	11,12	8,90	29,70	28.788	1.254.749	1.332	37,57
1,25	1,21	75,43	14,63	14,62	49,53	40.599	1.666.741	1.771	37,72

Fonte: (METFORM, p.5)

Tabela 03 – Consumo de concreto – tipo de armadura para retração

Altura total da laje (mm)	Consumo de Concreto (m ³ /m ²)	Tipo de armadura para retração, em tela soldada		
		Denominação	Composição	Peso (kg/m ²)
130	0,0925	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
140	0,1025	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
150	0,1125	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
160	0,1225	Q - 92	ø4,2 x ø4,2 - 150x150	1,48
170	0,1325	Q - 113	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	1,80
180	0,1425	Q - 113	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	1,80
190	0,1525	Q - 138	ø4,2 x ø4,2 - 100x100	2,20
200	0,1625	Q - 138	ø4,2 x ø4,2 - 100x100	2,20

Fonte: (METFORM, p.5)

ANEXO B – Tabela com valores de (KX) e (KZ) em função do valor de (KMD) para concretos de $f_{ck} \leq 50$ MPa

Tabela 01 – Valores de (kx), (kz) em função de KMD

KMD	KX	KZ	ε_c	ε_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0837	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0996	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1402	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
0,1350	0,2174	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2537	0,8985	3,3991	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,1306
0,1850	0,3107	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793
0,2050	0,3507	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,2150	0,3713	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4142	0,8343	3,5000	4,9496

Fonte: (CARVALHO, 2014, p.142-143)

Tabela 01 Valores de (kx), (kz) em função de KMD (continuação)

0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,2950	0,5587	0,7765	3,5000	2,7649
0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8110
0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506

Fonte: (CARVALHO, 2014, p.142-143)

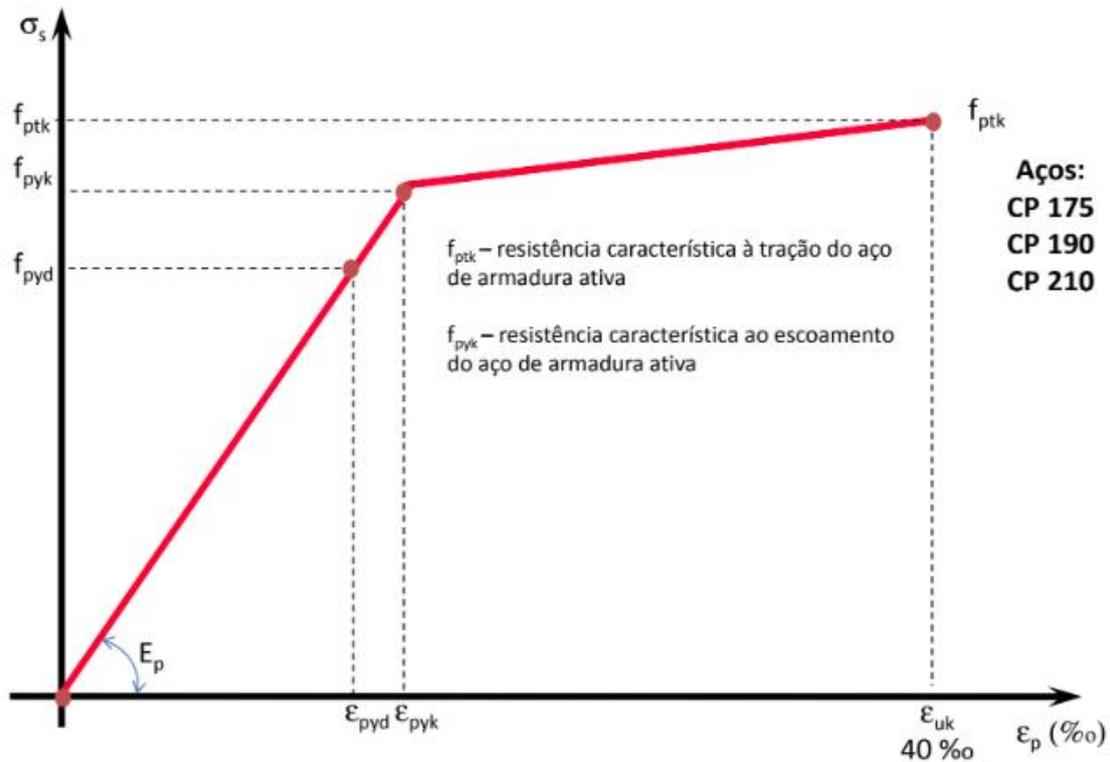
ANEXO C – Categorias dos aços para estruturas em concreto protendido

Tabela 01 – características dos aços (f_{pyk} , f_{pyd} , f_{ptk} , f_{ptd} , ϵ_{pyk} , ϵ_{pyd})

Aço categoria	MPa				% ₀	
	f_{pyk}	f_{pyd}	f_{ptk}	f_{ptd}	ϵ_{pyk}	ϵ_{pyd}
CP 175	1580	1373	1750	1521	7,90	6,865
CP 190	1710	1486	1900	1652	8,55	7,430
CP 210	1890	1643	2100	1826	9,45	8,215

Fonte: FARIA (2018).

Imagem 01- Diagrama tensão x deformação para aços de armaduras ativas



Fonte: FARIA (2018).

ANEXO D – Planilha para cálculo do coeficiente de fluência do concreto determinados de acordo com o período estabelecido desenvolvida por Ms. Antônio de Faria

Tabela 01 – Planilha para cálculo do coeficiente de fluência do concreto

Planilha para determinação do coeficiente de Fluência e da Retração do Concreto - NBR 6118:2014									
Elaborado por: Prof. M.Sc. Antonio de Faria - Agosto-2014									
DADOS DE ENTRADA		Etapa 02		Etapa 03		Etapa 04		Etapa 05	
		$\Delta t_{ef,i}$ (dias)	T_i ($^{\circ}$ C)	$\Delta t_{ef,i}$ (dias)	T_i ($^{\circ}$ C)	$\Delta t_{ef,i}$ (dias)	T_i ($^{\circ}$ C)	$\Delta t_{ef,i}$ (dias)	T_i ($^{\circ}$ C)
Temperatura Média ($^{\circ}$ C)		0.833	20	15	20	45	20	60	20
f_{ck} (MPa)		50		50		50		50	
Idade Inicial (dias)		0.833		15		45		60	
Idade Final (dias)		10000		10000		10000		10000	
Tipo de Cimento - α	Endurecimento Lento (CPIII e CP IV) - $\alpha = 1,0$	Fluência	Retração[1]	Fluência	Retração[2]	Fluência	Retração[3]	Fluência	Retração[4]
	Endurecimento Normal (CPI e CP II) - $\alpha = 2,0$	3.0	1.0	3.0	1.0	3.0	1.0	3.0	1.0
	Endurecimento Rápido (CP V-ARI) - $\alpha = 3,0$								
Umidade Relativa do Ar U_{ar} (%)		70		70		70		70	
Abatimento do Tronco de Cone - Slump Test - (cm)		5.0		5.0		5.0		5.0	
Área da Seção Transversal (cm ²)		1722		2017		2017		2017	
Perímetro em contato com ar (cm)		563		387		262		125	
COEFICIENTE DE FLUÊNCIA DO CONCRETO									
t_0 - (Idade fictícia do concreto, em dias)		2.500		45.000		135.000		180.000	
s - (coeficiente em função do tipo de cimento)		0.200		0.200		0.200		0.200	
$\beta_{1(t)}$ - relação entre f_{ckj}/f_{ck}		0.383		0.929		1.043		1.065	
$\beta_{1(\infty)}$ - relação entre f_{ckj}/f_{ck}		1.221		1.221		1.221		1.221	
ϕ_a - Coeficiente de fluência rápida		0.961		0.335		0.204		0.179	
γ - coeficiente para determinação da espessura fictícia		1.449		1.449		1.449		1.449	
h_{fic} (m) - espessura fictícia da peça		0.089		0.151		0.223		0.468	
Φ_{1c} - coeficiente que depende de U_{ar} e consistência do concreto		2.000		2.000		2.000		2.000	
Φ_{2c} - coeficiente que depende de espessura fictícia da peça		1.762		1.627		1.520		1.329	
Φ_{∞} - valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível		1.586		1.464		1.368		1.197	
A		162.41		193.99		227.25		315.75	
B		240.2049		398.3837		554.8303		898.7826	
C		279.6009		347.2786		424.6610		675.2021	
D		4818.877		6568.131		8312.775		12255.176	
$\beta_d(t)$ - coeficiente relativo à deformação lenta reversível, função do tempo (t-t ₀) decorrido após o carregamento		0.995		0.995		0.995		0.995	
$\beta_f(t_0)$ - coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto		0.118		0.460		0.590		0.542	
$\beta_f(t)$ - coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto		0.989		0.985		0.981		0.966	
$\Phi_{d\infty}$ - valor final do coeficiente de deformação lenta reversível que é considerado igual a 0,4		0.400		0.400		0.400		0.400	
$\Phi(t,t_0)$ - Coeficiente de fluência entre os instantes t_0 e t		2.739		1.501		1.138		1.084	

Fonte: FARIA, 2014.

ANEXO E – Planilha para cálculo do coeficiente de retração do concreto determinados de acordo com o período estabelecido desenvolvida por Ms. Antônio de Faria

Tabela 01 – Planilha para cálculo do coeficiente de retração do concreto

Planilha para determinação do coeficiente de Fluência e da Retração do Concreto - NBR 6118:2014									
Elaborado por: Prof. M.Sc. Antonio de Faria - Agosto-2014									
DADOS DE ENTRADA		Etapa 02		Etapa 03		Etapa 04		Etapa 05	
		$\Delta t_{ef,i}$ (dias)	T_i ($^{\circ}$ C)	$\Delta t_{ef,i}$ (dias)	T_i ($^{\circ}$ C)	$\Delta t_{ef,i}$ (dias)	T_i ($^{\circ}$ C)	$\Delta t_{ef,i}$ (dias)	T_i ($^{\circ}$ C)
Temperatura Média ($^{\circ}$ C)		0.833	20	15	20	45	20	60	20
f_{ck} (MPa)		50		50		50		50	
Idade Inicial (dias)		0.833		15		45		60	
Idade Final (dias)		10000		10000		10000		10000	
Tipo de Cimento - α	Endurecimento Lento (CPIII e CP IV) - $\alpha = 1,0$	Fluência	Retração[1]	Fluência	Retração[2]	Fluência	Retração[3]	Fluência	Retração[4]
	Endurecimento Normal (CPI e CP II) - $\alpha = 2,0$	3.0	1.0	3.0	1.0	3.0	1.0	3.0	1.0
	Endurecimento Rápido (CP V-ARI) - $\alpha = 3,0$								
Umidade Relativa do Ar U_{ar} (%)		70		70		70		70	
Abatimento do Tronco de Cone - Slump Test - (cm)		5.0		5.0		5.0		5.0	
Área da Seção Transversal (cm ²)		1722		2017		2017		2017	
Perímetro em contato com ar (cm)		563		387		262		125	
RETRAÇÃO DO CONCRETO									
$10^4 \cdot \epsilon_{rs}$ - coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto		-4,977		-4,977		-4,977		-4,977	
$10^4 \cdot \epsilon_{rs}$ - coeficiente dependente da espessura fictícia da peça		1,070		0,956		0,885		0,785	
$10^4 \cdot \epsilon_{cs}$ - retração do concreto, do tempo 0 ao tempo ∞		-5,327		-4,758		-4,403		-3,909	
A		40		40		40		40	
B		12,559		22,400		31,540		48,277	
C		39,922		39,379		38,754		36,840	
D		41,721		81,226		132,181		345,498	
E		1,984		8,452		21,737		111,236	
$\beta_s(t_0)$ - coeficiente relativo à retração, no instante t_0		0,046		0,198		0,251		0,131	
$\beta_s(t)$ - coeficiente relativo à retração, no instante t		0,958		1,000		1,000		1,000	
$\epsilon_{cs}(t_0)$ - valor da retração entre os instantes t_0 e t (%)		-0,507		-0,382		-0,330		-0,340	

Fonte: FARIA. 2014.

ANEXO F – Classes de agressividade ambiental (CAA) e cobertura nominal (c_{nom})

Tabela 01 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Tabela 02 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobertura nominal para $\Delta c = 10$ mm

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

(a) Cobertura nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobertura da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

(b) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de exigências do item 7.4.7.5 da ABNT NBR 6118:2014, respeitado um cobertura nominal ≥ 15 mm.

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014