

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG
ENGENHARIA CIVIL
JOYCE SACONI MORAIS

**ANÁLISE DE SISTEMAS ESTRUTURAIS: Estudo comparativo do projeto de uma
edificação comercial composto por lajes alveolares e lajes mistas “*steel deck*”.**

Varginha – MG

2018

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG
ENGENHARIA CIVIL
JOYCE SACONI MORAIS

**ANÁLISE DE SISTEMAS ESTRUTURAIS: Estudo comparativo do projeto de uma
edificação comercial composto por lajes alveolares e lajes mistas “*steel deck*”.**

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

Varginha – MG
2018

JOYCE SACONI MORAIS

**ANÁLISE DE SISTEMAS ESTRUTURAIS: Estudo comparativo do projeto de uma
edificação comercial composto por lajes alveolares e lajes mistas “*steel deck*”.**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito
para obtenção do grau de bacharel pela Banca
Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em 03/12/2018

Me. Antônio de Faria (Orientador)

Prof. Max Filipe Ferreira Marques (Banca Examinadora)

Prof. Elker Lucas Garroni (Banca Examinadora)

Dedico este trabalho ao meu pai Renato, minha mãe Elisabete e as minhas tias Bernadete e Regina, que sempre me incentivaram e me apoiaram incondicionalmente em todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, pela sua presença incessante em minha vida. Aos meus familiares e amigos, essencialmente meus pais, minha irmã, minhas tias e meu namorado Tiago por sempre me apoiar incondicionalmente, incentivar e acreditar na realização dos meus projetos. Aos meus professores, em especial meu professor e orientador Antônio de Faria, pelas valiosas contribuições de conhecimento. E por último a todos que de alguma forma contribuíram e tornaram inesquecíveis a conclusão de mais uma etapa.

“Coloque Deus no início e Ele cuidará do fim.”

RESUMO

Estrutura é o conjunto de elementos que sustenta e fornece estabilidade a uma construção, sua principal função é garantir a forma espacial idealizada com segurança, sendo indispensável o projeto e planejamento. O presente trabalho tem como objetivo, apresentar as diversas etapas de um projeto estrutural, desde a escolha do projeto arquitetônico, a concepção estrutural da edificação, o dimensionamento de elementos estruturais, detalhamento, indicadores de consumo de materiais e realizar um estudo comparativo de um projeto com laje alveolar e um projeto com laje mista “*steel deck*”. Assim foi realizado uma pesquisa bibliográfica em relação aos dois sistemas estruturais e suas metodologias de cálculo, afim de desenvolver um estudo de caso para o comparativo de qual sistema estrutural melhor atenderá a edificação em estudo.

Palavras-chave: Sistema estrutural. Concreto pré-fabricado. Estrutura metálica.

ABSTRACT

Structure is the set of elements that sustain and provide stability to a construction, its main function is to ensure the spatial form idealized with safety, being indispensable the design and planning. The present work aims to present the various stages of a structural project, from the choice of the architectural design, the structural design of the building, the dimensioning of structural elements, detailing, material consumption indicators and a comparative study of a project with alveolar slab and a project with mixed slab "steel deck". Thus, a bibliographical research was carried out in relation to the two structural systems and their methodologies of calculation, in order to develop a case study for the comparison of which structural system to improve will attend the building under study.

Keywords: *Structural system. Prefabricated concrete. Metal structure.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Projeto estrutural em concreto pré-fabricado.....	21
Figura 02 – Projeto estrutural metálico	21
Figura 03 – Concreto armado	26
Figura 04 – Concreto protendido.....	27
Figura 05 – Superestrutura	28
Figura 06 – Seção transversal do painel alveolar	29
Figura 07 – Variação de $\beta_s(t)$	47
Figura 08 – Variação de $\beta_s(t)$	50
Figura 09 – Concreto de envolvimento da armadura	56
Figura 10 – Seção transversal da laje alveolar com capa estrutural e alvéolos preenchidos.....	61
Figura 11 – Posicionamento recomendado para preenchimento de concreto em dois alvéolos para acréscimo na resistência à força cortante	63
Figura 12 – Fissuração longitudinal devido ao fendilhamento do concreto nas nervuras...65	
Figura 13 – Núcleo de rigidez	66
Figura 14 – Força de protensão resultante.....	66
Figura 15 – Força cortante nas chavetas ou chaves de cisalhamento.....	68
Figura 16 – Espessura efetiva das nervuras para a verificação à punção	69
Figura 17 – Laje mista (<i>Steel Deck</i>)	70
Figura 18 – Formas de lajes mistas	72
Figura 19 – Seções críticas	73
Figura 20 – Exemplo da análise de laje contínua	74
Figura 21 – Diagrama de tensões para momento positivo – Linha neutra plástica acima da forma de aço	76
Figura 22 – Diagrama de tensões para momento positivo – Linha neutra plástica na forma de aço	76
Figura 23 – Diagrama de tensões para momento negativo	79
Figura 24 – Largura plana dos elementos da forma	79
Figura 25 – Dimensões da forma de aço e da laje de concreto	82
Figura 26 – Detalhamento de armaduras adicionais sobre vigas	83
Figura 27 – Planta baixa pavimento tipo edifício comercial	91
Figura 28 – Seção geométrica da laje 400 mm	94

Figura 29 – Área resistente de concreto (A_v)118

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Vantagens e desvantagens do concreto pré-fabricado	25
Tabela 02 – Relações adequadas entre vão e espessura para lajes alveolares	33
Tabela 03 – Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem	41
Tabela 04 – Valores de fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento	44
Tabela 05 – Etapas de carregamento e perímetros em contato com o ar correspondentes..	45
Tabela 06 – Verificação entre o vão e a espessura	93
Tabela 07 – Características geométricas, sem capa	94
Tabela 08 – Características geométricas, com capa	94
Tabela 09 – Carregamentos externos	94
Tabela 10 – Pré-dimensionamento no ELU	95
Tabela 11 – Armadura ativa	96
Tabela 12 – Perímetros em contato com o ar	99
Tabela 13 – Fluência posterior do concreto	100
Tabela 14 – Tensões decorrentes das ações características	103
Tabela 15 – Flechas imediatas	105
Tabela 16 – Resistências à tração do concreto	109
Tabela 17 – Alturas e espessuras da seção	109
Tabela 18 – Verificação da necessidade de escoramento	111
Tabela 19 – Verificação da carga máxima	112
Tabela 20 – Definição da posição da linha neutra	113
Tabela 21 – Verificação do momento fletor positivo para linha neutra na mesa	114
Tabela 22 – Cálculo da área de aço para momento fletor negativo	115
Tabela 23 – Determinação das armaduras para momento fletor negativo	116
Tabela 24 – Verificação do momento fletor negativo	117
Tabela 25 – Verificação do cisalhamento longitudinal	118
Tabela 26 – Verificação da necessidade de armadura transversal	119
Tabela 27 – Verificação do deslocamento vertical	120
Tabela 28 – Indicadores de consumo das lajes alveolares	121
Tabela 29 – Indicadores de consumo da laje mista “ <i>steel deck</i> ”	122

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01 – Espessuras das lajes.....	122
Gráfico 02 – Volume total de concreto	123
Gráfico 03 – Peso total de aço	123
Gráfico 04 – Espessura média do pavimento (m^3/m^2).....	124
Gráfico 05 – Taxa de armadura(m^3/m^2).....	124

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
1.1 Objetivos.....	18
1.2 Justificativa	19
1.3 Estrutura do Trabalho	19
2 SISTEMAS ESTRUTURAIS	20
2.1 Sistemas Estruturais de Concreto Pré-Fabricado	21
2.1.1 Definição	21
2.1.2 Vantagens e Desvantagens	23
2.1.3 Modelagem Estrutural do Concreto Armado	25
2.1.4 Modelagem Estrutural do Concreto Protendido	26
2.2 Superestrutura	27
2.2.1 Lajes Usuais.....	28
2.2.1.1 Laje Alveolar	29
2.2.1.1.1 Definição	29
2.2.1.1.2 Processo de Execução.....	29
2.2.1.1.2.1 Formas Deslizantes.....	30
2.2.1.1.2.2 Extrusão	31
2.2.1.1.2.3 Paginação e Recortes	31
2.2.1.1.3 Metodologia de Cálculo.....	32
2.2.1.1.3.1 Definição dos Carregamentos.....	33
2.2.1.1.3.2 Análise Estrutural e Esforços Solicitantes.....	33
2.2.1.1.3.3 Pré-dimensionamento em Estado Limite Último (ELU).....	34
2.2.1.1.3.3.1 Pré-alongamento.....	34
2.2.1.1.3.3.2 Parâmetros Adimensionais e a Deformação da Armadura.....	35
2.2.1.1.3.3.3 Deformação Total e a Tensão no Aço da Armadura Ativa	35
2.2.1.1.3.3.4 Armadura ativa	35
2.2.1.1.3.4 Verificação do Estado Limite Último.....	36
2.2.1.1.3.4.1 Força Inicial de Protensão (N_{p0})	36
2.2.1.1.3.4.2 Tensões Normais no Tempo “zero” para o meio do vão	36
2.2.1.1.3.4.3 Tensões Normais Máximas no Tempo “zero” para a Região Próxima aos Apoios.....	37

2.2.1.1.3.4.4 Estado Limite Último (ELU) em Vazio	37
2.2.1.1.3.4.5 Armadura Superior no Estádio II para os Casos de Existirem Tensões de Tração Excessivas.....	39
2.2.1.1.3.5 Perdas de Protensão	40
2.2.1.1.3.5.1 Perdas Iniciais da Força de Protensão	40
2.2.1.1.3.5.1.1 Perda por Escorregamentos dos Cabos e Acomodação da Ancoragem	40
2.2.1.1.3.5.1.2 Perda por Relaxação Inicial da Armadura.....	41
2.2.1.1.3.5.1.3 Perda por Retração Inicial do Concreto.....	42
2.2.1.1.3.5.2 Perdas Imediatas da Força de Protensão.....	42
2.2.1.1.3.5.2.1 Perda Devido ao Encurtamento Imediato do Concreto	42
2.2.1.1.3.5.3 Perdas Progressivas da Força de Protensão	43
2.2.1.1.3.5.3.1 Calcular a Perda por Retração Posterior do Concreto	43
2.2.1.1.3.5.3.2 Perda por Fluência Posterior do Concreto.....	47
2.2.1.1.3.5.3.3 Coeficiente de Relaxação do Aço para o Tempo Infinito	51
2.2.1.1.3.5.3.4 Perdas Progressivas para o Tempo Infinito Considerando-se a Interação Entre as Causas	51
2.2.1.1.3.5.3.5 Perda Total de Protensão	52
2.2.1.1.3.5.4 Dimensionamento no ELU	52
2.2.1.1.3.5.4.1 Recalcular o Pré-alongamento.....	52
2.2.1.1.3.5.4.2 Determinar Novamente a Deformação Total e a Tensão no Aço da Armadura Ativa	52
2.2.1.1.3.5.4.3 Recalcular as Áreas de Armadura Ativa Inferior e Superior	53
2.2.1.1.3.5.4.4 Força Final de Protensão ($N_{p\infty}$)	53
2.2.1.1.3.5.5 Verificação do Estados Limites de Serviço (ELS)	53
2.2.1.1.3.5.5.1 Tensões Normais na Seção Devido à Protensão e aos Carregamentos Externos Característicos	54
2.2.1.1.3.5.5.2 Estado Limite de Serviço Dependendo do Tipo de Protensão Adotado.....	55
2.2.1.1.3.5.5.3 Deslocamentos-limites Para as Flechas Inicial e Final.....	57
2.2.1.1.3.5.6 Verificações Finais	59
2.2.1.1.3.5.6.1 Resistência à Flexão	59
2.2.1.1.3.5.6.2 Resistencia à Força Cortante	60
2.2.1.1.3.5.6.3 Resistência das Nervuras ao Fendilhamento Longitudinal.....	64
2.2.1.1.3.5.6.4 Resistência ao Esforço Cortante nas Chavetas	67
2.2.1.1.3.5.6.5 Resistência da Nervura Quanto à Punção.....	68

2.2.1.2 Laje Mista (<i>Steel Deck</i>)	69
2.2.1.2.1 Definição	69
2.2.1.2.2 Processo de Execução.....	70
2.2.1.2.2.1 Forma – <i>Steel Deck</i>	71
2.2.1.2.2.2 Armadura	71
2.2.1.2.2.3 Concreto	71
2.2.1.2.3 Metodologia de Cálculo.....	72
2.2.1.2.3.1 Verificação da Forma de Aço na Fase Inicial.....	72
2.2.1.2.3.2 Verificação da Laje na Fase Final	73
2.2.1.2.3.2.1 Estados Limites Últimos	74
2.2.1.2.3.2.1.1 Momento Fletor	74
2.2.1.2.3.2.1.2 Cisalhamento Longitudinal.....	80
2.2.1.2.3.2.1.3 Cisalhamento Vertical	80
2.2.1.2.3.2.2 Estados Limites Serviço	83
2.2.1.2.3.2.2.1 Fissuração do Concreto	83
2.2.1.2.3.2.2.2 Deslocamento Vertical	84
3 ESTUDO DAS AÇÕES	84
3.1 Ações Permanentes	85
3.1.1 Ações Permanentes Diretas	85
3.1.2 Ações Permanentes Indiretas.....	85
3.2 Ações Variáveis	85
3.3 Ações Temporárias	85
3.3.1 Ações Devidas à Construção e à Montagem	86
3.3.2 Ações Devidas ao Vento.....	86
3.4 Combinações de Ações	87
3.4.1 Combinações de Ações para Estados Limites Últimos	88
3.4.2 Combinações de Ações para Estados Limites de Utilização	89
4 ESTUDO DE CASO	90
4.1 Projeto Arquitetônico.....	90
4.2 Características Gerais do Edifício Comercial.....	91
4.3 Características Gerais do Estudo Comparativo	91
4.3.1 Ações a serem consideradas	91

4.3.2 Parâmetros de Dimensionamento	92
4.3.3 Indicadores de Consumo de Material	92
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	93
5.1 Dimensionamento do pavimento com laje alveolar	93
5.2 Dimensionamento do pavimento com laje mista “steel deck”	111
5.3 Indicadores de consumo de material	121
5.3.1 Indicadores das lajes alveolares.....	121
5.3.2 Indicadores das lajes mistas “steel deck”.....	121
5.4 Estudo comparativo.....	122
6 CONCLUSÃO.....	124
REFERÊNCIAS	126
APÊNDICE A – Planta baixa pavimento tipo	131
APÊNDICE B – Laje alveolar	132
APÊNDICE C – Laje mista steel deck	133
APÊNDICE D – Diagramas de esforço cortante e momento fletor das lajes mistas steel deck	134
APÊNDICE E – Indicadores de consumo da laje alveolar	139
APÊNDICE F – Indicadores de consumo da laje mista steel deck	140
ANEXO A – Classes de agressividade	142
ANEXO B – Valores para a determinação da fluência e da retração	143
ANEXO C – Valores da deformação específica de retração e do coeficiente de Fluência	144
ANEXO D – KMD e tensão no aço de armadura ativa.....	145
ANEXO E – Áreas de armadura.....	147
ANEXO F – Coeficientes m-k.....	148

ANEXO G – Propriedades físicas <i>steel deck</i>	149
ANEXO H – Exigências em função da protensão e da classe de agressividade.....	150
ANEXO I – Tabelas de especificações para laje “<i>steel deck</i>” – MF-50 e MF-75	151
ANEXO J – Coeficiente de ponderação das ações.....	155
ANEXO K – Deslocamentos máximos	156
ANEXO L – Tabela de ações de uso	157
ANEXO M – Coeficientes de combinação e fatores de utilização	158
ANEXO N – Cordoalhas para protensão	159

1 INTRODUÇÃO

Uma estrutura para servir a uma função específica para uso público, tem de se preocupar com a segurança, estética e funcionalidade, mas ao mesmo tempo tem que levar em consideração as restrições econômicas. (HIBBELER, 2013)

É visível a carência dos clientes no mercado da construção civil em solicitar sistemas construtivos melhores planejados, com redução de erros e que gerem economia de dinheiro e mão de obra, praticidade e segurança, mantendo a qualidade final da edificação, esta aptidão faz com que o setor aprimore cada vez mais e implemente novas tecnologias e sistemas para ser utilizados na construção civil.

No mercado há muitas opções de sistemas estruturais e a escolha deve ser feita com base na disponibilidade do sistema e a necessidade da edificação. O sistema estrutural exige estudos variados com diferentes soluções e cada etapa exige uma análise estrutural e comparações, até que enfim seja concluído qual sistema melhor atende a edificação solicitada. Assim que estabelecido o projeto preliminar da estrutura, a mesma deve então ser analisada para certificar que ela proporcione rigidez e resistências necessárias.

A utilização de sistema estrutural de concreto armado pré-fabricado e sistema estrutural de aço, está sendo introduzida aos projetos de engenharia, possibilitando o uso dos mesmos em edificações sendo uma forma de construir econômica, duradoura e segura.

Estrutura de concreto pré-fabricado são peças estruturais moldadas fora de seu local definitivo na estrutura e garantem alta qualidade, redução de custos e agilidade na edificação, entretanto sua viabilidade depende de diversos aspectos. Já a estrutura de aço possui diversos tipos e cada tipo possui certas características que favorecem seu uso, garantindo uma boa qualidade e viabilidade econômica.

1.1 Objetivos

O objetivo geral do trabalho é apresentar as etapas de um projeto estrutural e realizar um estudo comparativo de um projeto em sistema estrutural de concreto pré-fabricado e um projeto em sistema estrutural de aço, por meio de indicadores de consumo de materiais.

Os objetivos específicos do trabalho são:

a) realizar um estudo, por meio de uma revisão bibliográfica, sobre sistema estrutural de concreto armado pré-fabricado e sistema estrutural de aço, descrevendo suas principais características e processos de execução;

- b) examinar a metodologia de cálculo de sistemas estruturais de concreto pré-fabricado, tendo como base a ABNT NBR 9062:2017 – Projeto de estruturas pré-fabricadas de concreto;
- c) examinar a metodologia de cálculo de sistemas estruturais de aço, tendo como base a ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- d) caracterizar o edifício comercial que será utilizado para o desenvolvimento do estudo comparativo;
- e) realizar o dimensionamento da laje alveolar e da laje “*steel deck*”;
- f) definir os indicadores de consumo de material da laje alveolar e da laje “*steel deck*”;
- g) realizar o estudo comparativo por meio de indicadores de consumo de material.

1.2 Justificativa

Com o desenvolvimento tecnológico no atual cenário da construção civil, uma das alternativas é aumentar a produtividade e a qualidade das obras, além de investir em processos construtivos modernos e industrializados, definindo meios para a melhoria dos sistemas estruturais nas obras, aliando tecnologia para alcançar ganhos na produtividade e qualidade das obras.

A utilização do aço na construção de edifícios residenciais e comerciais justifica-se principalmente pela crescente demanda por habitações no Brasil, uma vez que as estruturas metálicas proporcionam uma maior agilidade e a industrialização do processo construtivo. Vale ressaltar ainda, o alto índice de desperdício nos sistemas construtivos ditos “tradicionais” como o concreto armado. O aço tem a possibilidade de reaproveitamento, permite uma construção limpa e a execução de edifícios com estruturas mais esbeltas e vãos maiores; além de possibilitar facilidade de ampliação e reforma (REBELLO, 2007).

A ideia central do presente trabalho é exibir o sistema pré-fabricado e o sistema estrutural em aço, sendo um sistema inovador e ao mesmo tempo econômico para a obra, que atualmente vem ganhando espaço na construção de edifícios residenciais e comerciais, e obter informações suficientes sobre as etapas dos processos construtivos afim de aprimorar a produtividade e qualidade.

1.3 Estrutura do trabalho

Para compreensão do trabalho, o mesmo foi estruturado inicialmente em quatro capítulos, referências e anexos.

O primeiro capítulo consta a apresentação da temática do trabalho, com sua introdução, objetivos e justificativa.

O segundo capítulo apresenta os sistemas estruturais de concreto pré-fabricado e metálico, definição, suas vantagens e desvantagens, modelagem estrutural e processo de fabricação e execução.

O terceiro capítulo aborda o estudo das ações.

O quarto capítulo descreve as características gerais do edifício comercial em estudo.

O quinto capítulo aborda os resultados e discussões do trabalho, abrangendo o dimensionamento das lajes do pavimento estudado com laje alveolar e laje mista *steel deck*, abordando o estudo comparativo dos dois sistemas de laje, através de indicadores de consumo de material.

O sexto capítulo apresenta as considerações finais e conclusão do trabalho.

2 SISTEMAS ESTRUTURAIS

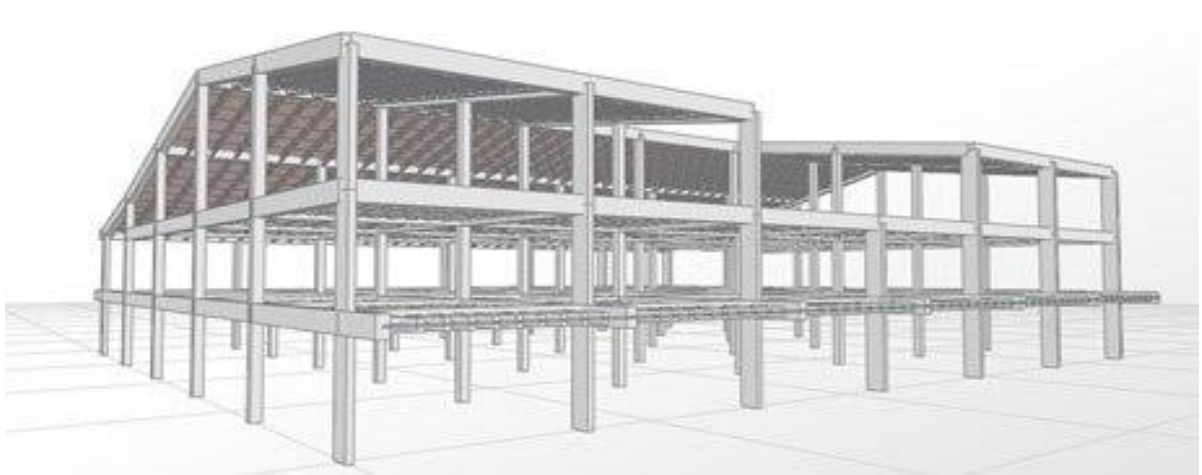
“Estrutura é tudo aquilo que sustenta, tal qual o esqueleto humano. Está em tudo que nos rodeia, nas plantas, no ar e nas pessoas, nos objetos e nas ideias” (REBELLO, 2001).

A elaboração de um projeto estrutural de um edifício é um trabalho complexo e que envolve uma série de particularidades. Pode-se alegar de maneira ampla que um projeto estrutural é subdividido em quatro etapas principais: concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento, e por fim, emissão de plantas finais. Assim, cabe ao projetista conhecer cada etapa minuciosamente para chegar a um produto final de qualidade, econômico, com capacidade resistente da estrutura e bom desempenho em serviço (KIMURA, 2007).

Nas edificações a estrutura é o conjunto de elementos (lajes, vigas, pilares, fundação), que se caracterizam por ser as atribuições mais resistente de uma construção, com finalidade principal em receber e transmitir os esforços das ações sofridas para o solo, promovendo a continuidade da função de manter o edifício estável e seguro durante a sua construção e utilização.

Para a construção de estruturas, o concreto armado é a técnica mais utilizada em todo o mundo. O mesmo surgiu com a necessidade de incorporar a resistência a compressão e durabilidade da pedra com as características do aço, e resultou em um material capaz de atribuir-se qualquer forma com rapidez e facilidade, além de proporcionar ao aço proteção contra corrosão.

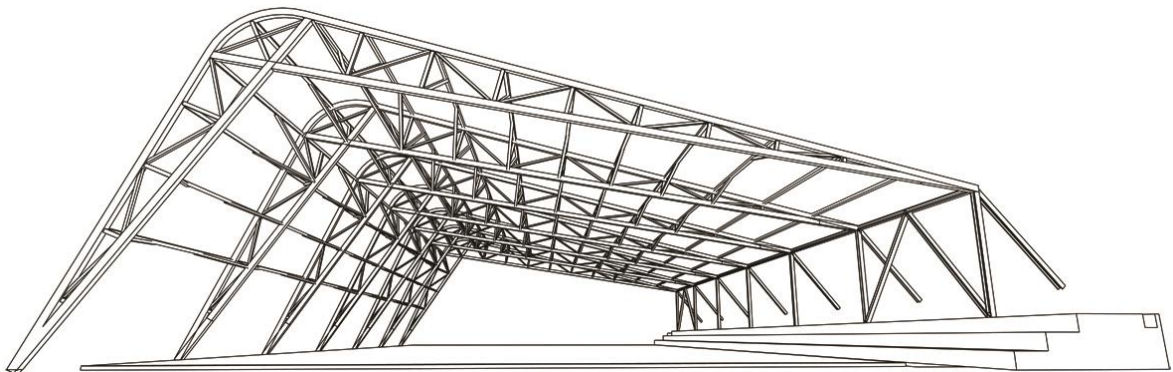
Figura 01 – Projeto estrutural em concreto pré-fabricado



Fonte: (SAAVEDRA, 2014)

Já o uso de estruturas metálicas na construção civil tem concedido aos engenheiros e arquitetos, soluções eficientes e de alta qualidade, desde quando se iniciou a utilização do mesmo no século XVIII, até os dias atuais. Além de estar associada a ideia de modernidade e inovação em obras de grande expressão arquitetônica, o aço também possui diversas vantagens em sua utilização, como principais fatores a redução no tempo de construção e o aumento de produtividade.

Figura 02 – Projeto estrutural metálico



Fonte: (TRANS ARCHITECTURES, 2016)

2.1 Sistemas Estruturais de Concreto Pré-Fabricado

2.1.1 Definição

O termo pré-fabricação no campo da construção civil possui o seguinte significado: “fabricação de certo elemento antes do seu posicionamento final na obra” (REVEL, 1973).

A norma ABNT NBR 9062/2017 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado distinguem: Elemento pré-moldado, que é executado fora do local de utilização definitiva na estrutura, com controle de qualidade. Elemento pré-fabricado sendo elemento pré-moldado, executado industrialmente, mesmo em instalações temporárias em canteiros de obra, sob condições rigorosas de controle de qualidade.

Segundo Revel (1973), a pré-fabricação em seu sentido mais geral se aplica a toda fabricação de elementos de construção civil em indústrias, a partir de matérias primas e semi-produtos cuidadosamente escolhidos e utilizados, sendo em seguida estes elementos transportados à obra onde ocorre a montagem da edificação.

A nova realidade que se impõe na construção civil brasileira, coloca a pré-fabricação das estruturas de concreto como alvo de grande interesse na busca por respostas com vistas à modernização no setor. Mas ainda pelo ponto de vista de projetistas inexperientes, a pré-fabricação de estruturas é apenas uma variante técnica das construções de concretos moldados no local, representa que partes da edificação são pré-moldadas em usinas fora do canteiro de obras, para serem montadas depois no local, contudo equivale a um ponto de vista incorreto. Para alcançar melhores resultados o projeto deve respeitar as demandas específicas e particularidades estruturais dos sistemas construtivos pré-fabricados.

No Brasil, praticamente em todos os campos da construção existe utilização da pré-fabricação, porém em alguns setores seu uso ainda é bastante limitado, como em estruturas de edifícios com maior número de pavimentos, entretanto é altamente utilizado em postes, galpões, pontes, galerias, entre outros. Já na Europa é possível encontrar estruturas com números maiores de pavimentos totalmente executados com estruturas de concreto pré-fabricados.

Para que o projeto de estruturas pré-fabricadas seja elaborado com maior grau de exatidão, a sua concepção deve ser voltada somente para o uso e aplicação de estruturas pré-fabricadas, analisando-se as situações transitórias em todas as etapas, como transporte, montagem, içamento e ligações, pois, os aspectos construtivos de uma estrutura moldada no local, nem sempre são os ideais para as estruturas pré-fabricadas. Portanto, é necessário que o projetista conheça todas as etapas envolvidas na produção.

Toda estrutura apresenta singularidades que dependem de diversos fatores, como a altura do pavimento, a esbeltez, a sua forma, quais são os elementos estruturais integrantes, entre outros. Para melhor satisfazer cada solicitação existem algumas possibilidades de sistemas ou soluções que podem ser adotadas nas estruturas de concreto pré-fabricadas.

Segundo Richardson (1991), a garantia da qualidade é uma potencialidade da técnica de pré-fabricação. A utilização de parâmetros desejáveis das características do concreto que

interferem diretamente na durabilidade, tais como, baixo fator água/cimento, nível de adensamento satisfatório, possibilidade de cura controlada, garantia do cobrimento de armadura, dentre outros fatores de produção, permitem alterar a realidade da construção civil no que diz respeito a qualidade e a mesma deve ser abordada como um princípio fundamental da técnica.

2.1.2 Vantagens e Desvantagens

No estudo da viabilidade do uso de todos os sistemas, é essencial verificar os aspectos destes sistemas que trazem vantagens e os aspectos que trazem desvantagens.

Comparado aos métodos de construção tradicional e outros materiais de construção, os sistemas pré-fabricados, como método construtivo, e o concreto, como material, têm muitas características positivas, sendo uma forma industrializada de construção com muitas vantagens.

Os sistemas pré-fabricados é um método para industrializar o setor da construção civil, transferindo o trabalho realizado nos canteiros de obras para fábricas permanentes, possibilitando processos de produção mais eficientes, racionais, além de possuir um controle de qualidade. Tendo também a automação gradativamente implementada, que fornece dados bem-sucedidos no preparo da armadura, execução e montagem de formas, preparo, lançamento e acabamentos do concreto.

A pré-fabricação possui um maior potencial econômico, desempenho estrutural e durabilidade do que as construções moldadas no local, por conta do uso altamente potencializado e otimizado dos materiais, sendo obtido através do uso de equipamentos modernos e de procedimentos de fabricação bem elaborados. A mesma emprega o uso de equipamentos controlados por computadores para o preparo do concreto. Aditivos e adições são empregados para conseguir os desempenhos mecânicos específicos, para cada classe de concreto. O lançamento e o adensamento do concreto são executados em locais fechados, com equipamentos otimizados. A relação água/cimento pode ser reduzida ao mínimo possível e o adensamento e cura são executadas em condições controladas. O resultado é que o concreto pode ser perfeitamente adaptado aos requerimentos de cada tipo de componente para otimizar o uso dos materiais mais caros e exaustivos.

Os maiores benefícios das estruturas pré-fabricadas estão relacionados com a eficiência estrutural que permite elementos mais esbeltos e o uso otimizado de materiais.

Outra característica positiva é o aumento da durabilidade contra congelamento e contra agentes químicos. As maiores vantagens são alcançadas dos elementos comprimidos,

especialmente os pilares. Para vigas, a utilização de resistências mais altas para o concreto permite a utilização da protensão. Isso significa a possibilidade de se empregar um número maior de cabos de protensão e, conseqüentemente, uma maior capacidade última de flexão, maior momento de fissuração e maior carga de serviço.

O concreto auto adensado é uma solução nova e bastante promissora para o processo de pré-fabricação. Enquanto que a alta resistência está enfocada na otimização do desempenho do produto (resistência e durabilidade), o concreto auto adensado apresenta um impacto benéfico ao processo de produção, pois o mesmo não necessita de vibração e, por isso, apresenta muitas vantagens, tais como menos barulho durante o processo de moldagem dos elementos pré-fabricados, menor pressão nas formas, maior rapidez e facilidade no processo de moldagem, principalmente para seções delgadas e complicadas, gerando menos bolhas de ar na superfície da peça, sendo fácil de bombear.

O tempo de construção com sistemas pré-fabricados são menores em relação aos métodos de construção convencionais moldados no local.

O termo qualidade tem um significado amplo, o objetivo final é conseguir que os produtos e serviços respondam as expectativas do usuário. Isso se inicia no estudo preliminar do projeto, continuando com a produção de componentes e com o respeito ao cronograma de entrega e de montagem do sistema construtivo pré-fabricado. Geralmente, a supervisão da qualidade é baseada num sistema de autocontrole, podendo haver ou não a supervisão de uma terceira parte. O sistema de controle de produção da fábrica consiste em procedimentos, instruções, inspeções regulares, testes e utilização dos resultados dos equipamentos de controle, matéria-prima, outros insumos, processos de produção e produtos. Os resultados da inspeção são registrados e ficam disponíveis aos clientes.

Normalmente, as estruturas em concreto armado e protendido apresentam resistência ao fogo de 60 a 120 minutos ou mais. Para edificações comerciais, todos os tipos de componentes pré-fabricados sem nenhuma medida especial de proteção atingem a exigência de resistência ao fogo de 60 minutos. Para outros tipos de edificações, a resistência ao fogo de 90 a 120 minutos é obtida aumentando o cobrimento da armadura.

Em relação ao meio ambiente, a indústria do concreto pré-fabricado apresenta-se como uma alternativa viável com uso reduzido de materiais, redução do consumo de energia e diminuição do desperdício com demolição. Muitas fábricas estão reciclando o desperdício do concreto, tanto o endurecido quanto o fresco, e futuramente as indústrias de pré-fabricados funcionarão como um sistema de produção fechado, onde todo material gasto é processado e utilizado novamente.

Contudo o sistema estrutural de concreto pré-fabricado também possui suas desvantagens.

A utilização da pré-fabricação possui preços relativamente altos.

Normalmente necessita de mão-de-obra especializada, que tenha conhecimento de sua execução, sendo uma das dificuldades de se encontrar no Brasil.

Desvantagens decorrentes a colocação das peças pré-fabricadas nos locais definitivos. As dificuldades de manuseio das peças também influenciam negativamente para a utilização do sistema.

A logística das peças gera diversas complicações, pois o transporte das grandes e pesadas peças é um dificultador, as limitações no caso do transporte seriam, de maneira geral, os gabaritos de transporte e no caso da montagem seriam a disponibilidade e as condições de acesso de equipamentos específicos para sua realização e a estocagem das peças pré-fabricadas.

Derra e Ilg (2012) apresentam uma comparação entre as vantagens e desvantagens do concreto pré-fabricado na tabela 1.

Tabela 01 – Vantagens e desvantagens do concreto pré-fabricado

CONCRETO PRÉ-FABRICADO	
VANTAGENS	DESVANTAGENS
Alta qualidade	Pesos e dimensões das peças limitados
Precisão dimensional	Logística de transporte
Produção independente do tempo	Despesas com transportes especiais e guindastes
Curto tempo de montagem	Soluções uniformizadas

Fonte: Adaptada de Bodensee Wasserversorgung

2.1.3 Modelagem Estrutural do Concreto Armado

O concreto é um material que apresenta alta resistência às tensões de compressão, porém, apresenta baixa resistência à tração, cerca de 10 % da sua resistência à compressão. Assim, a necessidade de juntar ao concreto um material com alta resistência à tração, é inevitável, com o objetivo final deste material, resistir às tensões de tração atuantes. Com esse material composto, concreto e barras de aço, surge então o chamado “concreto armado”, onde as barras da armadura absorvem as tensões de tração e o concreto absorve as tensões de compressão, no que pode ser auxiliado também por barras de aço.

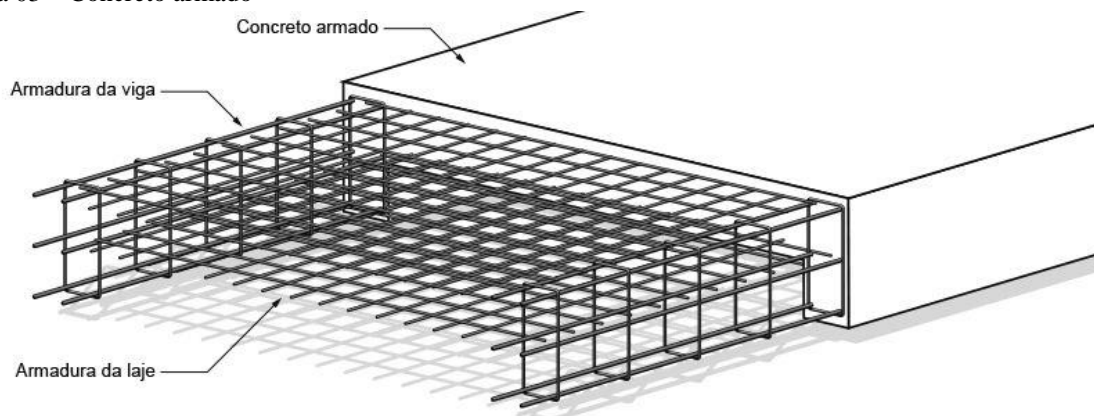
Contudo, o conceito de concreto armado abrange também o fenômeno da aderência, que é essencial e deve obrigatoriamente existir entre o concreto e a armadura, pois não basta apenas juntar os dois materiais para se ter o concreto armado. Para a existência do mesmo é

indispensável que haja solidariedade entre ambos, e que o trabalho seja realizado de forma conjunta.

Armadura passiva é o nome dado a armadura do concreto armado, o que significa que as tensões e deformações nela aplicadas devem-se exclusivamente aos carregamentos aplicados nas peças onde está inserida. Como armadura tem-se que ter um material com altas resistências mecânicas, principalmente resistência à tração.

O trabalho conjunto do concreto e do aço é possível porque os coeficientes de dilatação térmica dos dois materiais são praticamente iguais. Outro aspecto positivo é que o concreto protege o aço da oxidação (corrosão), garantindo a durabilidade do conjunto. No entanto, a proteção da armadura contra a corrosão só é garantida com a existência de uma espessura de concreto entre a barra de aço e a superfície externa da peça, denominada como cobrimento, entre outros fatores também importantes relativos à durabilidade, como a qualidade do concreto.

Figura 03 – Concreto armado



Fonte: (CONSTRUNORMAS, 2016)

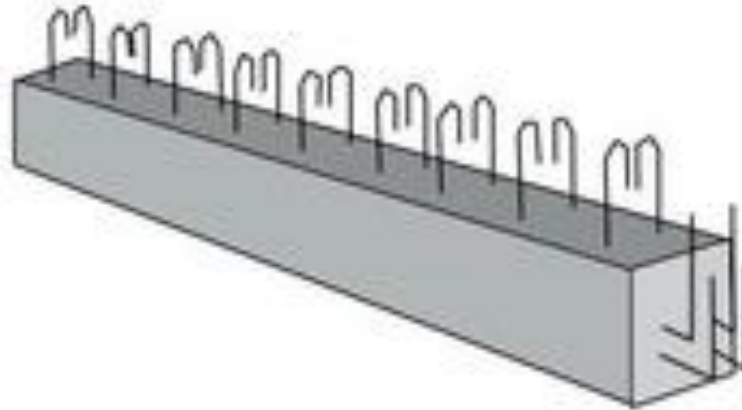
2.1.4 Modelagem Estrutural do Concreto Protendido

O concreto protendido é um refinamento do concreto armado, tendo a ideia de aplicar tensões prévias de compressão nas regiões da peça que serão tracionadas pela ação do carregamento externo aplicado. Desse modo, as tensões de tração são diminuídas ou até mesmo anuladas pelas tensões de compressão pré-existentes ou pré-aplicadas. Com a protensão contorna-se a característica negativa de baixa resistência do concreto à tração.

Segundo Bastos (2006), são diversos os sistemas de protensão aplicados nas fábricas e nos canteiros de obra. No sistema de pré-tensão, por exemplo, a protensão se faz pelo estiramento (tracionamento) da armadura ativa (armadura de protensão) dentro do regime elástico, antes que haja a aderência entre o concreto e a armadura ativa. Terminado o

estiramento o concreto é lançado para envolver a armadura de protensão e dar a forma desejada à peça. Decorridas algumas horas ou dias, tendo o concreto a resistência mínima necessária, o esforço que estirou a armadura é gradativamente diminuído, o que faz com que a armadura aplique esforços de compressão ao concreto ao tentar voltar ao seu estado inicial de deformação zero. Esse sistema de protensão é geralmente utilizado na produção intensiva de grande quantidade de peças nas fábricas. Um outro sistema de protensão é a pós-tensão, onde a força de protensão é aplicada após a peça estar concretada e com o concreto com resistência suficiente para receber a força de protensão. Esse sistema é utilizado na produção limitada de peças nas fábricas, em vigas de pontes, em lajes de pavimento com cordoalha engraxada e diversas outras estruturas protendidas.

Figura 04 – Concreto protendido



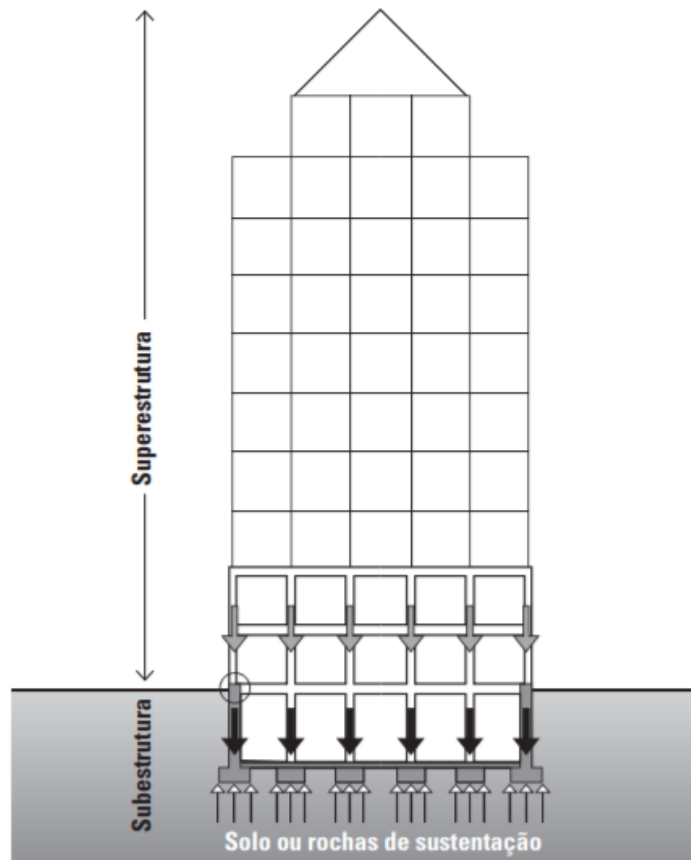
Fonte: (POINT P, 2017)

2.2 Superestrutura

Os sistemas podem ser definidos como um conjunto de partes inter-relacionadas ou interdependentes que formam um todo mais complexo e unificado, servindo a um fim comum. As edificações podem ser vistas como uma materialização de vários sistemas e subsistemas que precisam, necessariamente, estar relacionados, coordenados e integrados entre si, e com a forma dimensional e com a organização espacial do prédio como um todo.

O sistema estrutural de uma edificação, em particular, é formado por um conjunto estável de elementos estruturais, a superestrutura, que são eles, lajes, vigas, pilares, projetados e construídos para sustentar e transmitir as cargas impostas até o solo de maneira segura, sem exceder os esforços permissíveis de seus elementos. Cada elemento estrutural possui características únicas e se comporta de maneira única sob cargas impostas.

Figura 05 – Superestrutura



Fonte: (ESTRUTURAS DE EDIFICAÇÕES, 2012)

2.2.1 Lajes Usuais

Laje é o elemento estrutural de uma edificação responsável por transmitir as ações que nela chegam, para as vigas que a sustentam, e destas para os pilares. Segundo Bastos (2015), as lajes são classificadas como elementos planos bidimensionais, possuindo o comprimento e largura da mesma ordem de grandeza, e maiores que a espessura, que seria a terceira dimensão.

A ABNT NBR 6118:2014 define que lajes são elementos estruturais de superfície plana sujeitos principalmente a ações normais a seu plano. Essa situação determina às lajes o comportamento de placas. Elas podem também comportar-se como chapas, distribuindo as ações horizontais aos pilares.

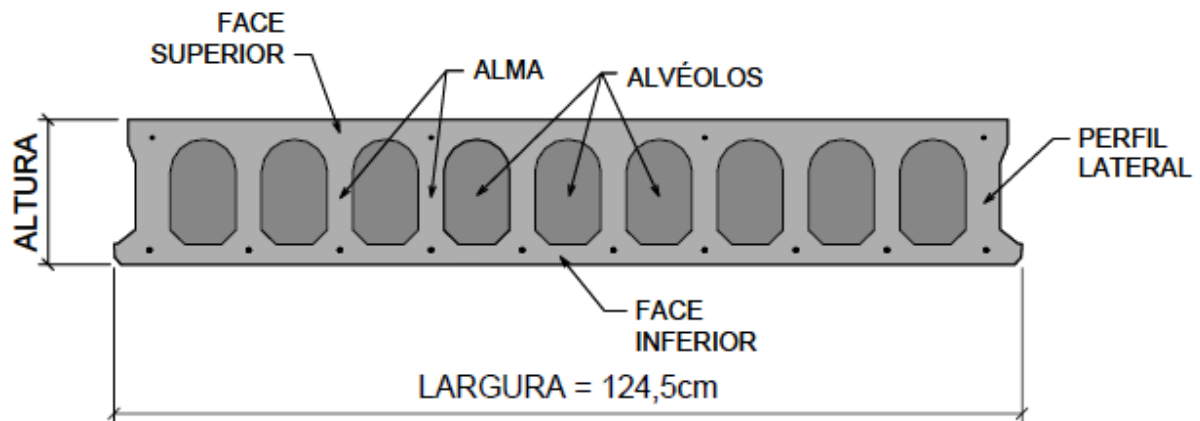
Existem diversos tipos de lajes que podem ser usados em edificações, para identificar o melhor sistema a ser utilizado, deve considerar alguns parâmetros básicos, que a edificação necessita. A seguir serão apresentados os sistemas usuais de lajes.

2.2.1.1 Laje Alveolar

2.2.1.1.1 Definição

O painel alveolar, por sua vez, é um elemento pré-fabricado de concreto protendido caracterizado pela presença de espaços ocios e contínuos (alvéolos) responsáveis pela redução do peso próprio e, convenientemente, aproveitados para embutir instalações elétricas e mecânicas. Usada, principalmente, em sistemas de laje ou cobertura, a placa alveolar protendida também possui outras aplicações como, por exemplo, em paredes de vedação, fachadas e tabuleiros de pontes (PCI, 1998).

Figura 06 – Seção transversal do painel alveolar



Fonte: (TATU, 2004)

2.2.1.1.2 Processo de Execução

Tratando-se de um elemento pré-tracionado, a laje alveolar possui uma armadura longitudinal ativa, que engloba totalmente a armadura inferior de tração e que define, na seção alveolar, a presença de almas de concreto (ABNT NBR 14861:2011). Logo, em um painel alveolar, não existe armadura transversal de cisalhamento para resistir à força cortante e às solicitações na direção transversal, o que obriga a contar com a resistência à tração do concreto para resistir a esses esforços (EL DEBS, 2000).

O concreto utilizado é de alto desempenho, com resistências superiores a 40 MPa. Para a fabricação dos painéis a indústria conta com uma pista de concretagem com comprimento elevado e equipamentos próprios para a protensão. Assim que o concreto atinge a resistência mínima, os painéis são cortados e retirados da pista de protensão para dar início a um novo ciclo no processo produtivo.

A laje alveolar protendida, normalmente, não necessita de um capeamento estrutural. Este elemento construtivo está atrelado a casos onde se requer uma resistência superior à que se pode alcançar sem a capa ou quando o desenho tem prevista uma armadura transversal constituída por uma malha soldada amarrada na capa. A capa colaborante, ainda que seja de um concreto de uma resistência característica inferior ao do usado no elemento pré-fabricado, aumenta a inércia da laje, fazendo com que esta possa suportar sobrecargas maiores das que poderia sem o capeamento (ASSAP, 2002).

Os painéis alveolares são produzidos com uma saliência em suas bordas. Quando montados os painéis estas saliências formam juntas que devem ser preenchidas com concreto. Estas juntas são chamadas de chaves de cisalhamento, elas têm o objetivo de garantir a colaboração entre os painéis e a redistribuição das cargas quando um painel está mais carregado que outro. Além disso, as juntas colaboram na estanqueidade do elemento como um todo. Podem ser utilizadas três tipos de armaduras passivas em uma laje alveolar, armadura de distribuição, negativa e de reforço.

2.2.1.1.2.1 Formas Deslizantes

No processo de fabricação por fôrmas deslizantes, as unidades de laje são produzidas a partir da moldagem em fôrmas desmontáveis e a fabricação ocorre em várias camadas de concreto, que é lançado e compactado pela máquina em dois ou quatro estágios, sendo que a compactação é realizada externamente por vibradores (CATOIA, 2011).

Antes de iniciar a concretagem, os cabos de protensão são posicionados e ancorados rigidamente em uma das cabeceiras da pista de protensão, sendo tencionados por aparelhos tensores especiais, que permitem grandes alongamentos, situados na outra cabeceira (CHOLFE, 2013). O desmoldante é aplicado sobre a fôrma, cuidando-se para que o produto não entre em contato com a armadura ativa.

Os orifícios do painel são moldados em volta de mangueiras preenchidas de ar ou água ou em rolos metálicos. Ao final do lançamento e adensamento das camadas de concreto, essas mangueiras ou rolos são removidos, liberando o elemento pré-moldado. É importante removê-los antes do endurecimento do concreto, caso contrário, esses objetos acabam sendo solidarizados ao elemento.

2.2.1.1.2.2 Extrusão

A extrusão é o método que permite melhor qualidade da peça para a produção de lajes alveolares protendidas, possibilitando a formação de um bloco único, no qual há apenas um estágio de lançamento e compactação, fazendo uso de um baixo fator água-cimento e garantindo elevada resistência à compressão e menor porosidade. Nele, os cabos de protensão são dispostos sobre as pistas de concretagem e, em seguida, protendidos com tensão previamente estipulada. Posteriormente, realiza-se a ancoragem das cordoalhas em cabeceiras próprias para essa finalidade, localizadas na extremidade da pista. Após a protensão, o desmoldante deve ser aplicado sobre a pista, encapando-se gradativamente os cabos para evitar o contato do produto com os mesmos (CATOIA, 2011).

2.2.1.1.2.3 Paginação e Recortes

Segundo Melo (2007), os painéis alveolares devem ser colocados lado a lado, de maneira que por pano de laje tenha-se somente um painel recortado para acertar a modulação do pano. Nesse sentido, muitas vezes a junta da laje alveolar não irá coincidir com os eixos da obra. O pano de laje pode ser a obra como um todo ou trechos determinados da mesma que facilitam e definem uma repetição dos painéis adequados ao empreendimento.

Em geral, existem três tipos de recortes que podem ser realizados em lajes alveolares protendidas: recorte longitudinal segundo Melo (2007), é o de maior gravidade. Não deve ser feito na região da nervura entre alvéolos (onde se encontra o cabo de protensão) e é um procedimento muito demorado e oneroso. Recorte nas extremidades ocorre principalmente para o ajuste junto aos pilares e o ideal é que ocorra no primeiro alvéolo, os recortes podem existir em ambas as extremidades e seu comprimento pode ser de qualquer magnitude desde que seja respeitado um apoio mínimo de 66% da largura do painel. Cortes com dimensões superiores às descritas demandam a realização de um reforço, devidamente indicado no projeto específico (MELO, 2007). E recortes laterais no vão da laje que são necessários em alguns casos (pilar intermediário sem apoio para receber a laje alveolar) e é necessário realizar um reforço sempre que o recorte ultrapassar o primeiro alvéolo.

2.2.1.1.3 Metodologia de Cálculo

Para o dimensionamento das lajes alveolares primeiramente é necessário definir a qualidade do concreto estrutural, o tipo de aço ativo e eleger a seção transversal e levantar suas características geométricas.

O tipo de concreto estrutural é definido a partir da classe de agressividade ambiental que, por sua vez, depende diretamente do tipo de ambiente onde o projeto será implantado. A classe de agressividade é definida por meio da tabela 01 (Anexo A) e a qualidade do concreto por meio da tabela 02 (Anexo A), que sugere a relação água/cimento e resistência à compressão adequadas.

É importante enfatizar que a qualidade do concreto estrutural da laje alveolar protendida também é definido pelo método de produção utilizado (fôrmas deslizantes ou extrusão), em decorrência da consistência ideal a ser empregada para a moldagem das peças. Além disso, para peças pré-fabricadas é comum utilizar cimento de classe CP-V-ARI, de alta resistência inicial. A classe de agressividade ambiental também é responsável por determinar o tipo de protensão que será utilizada, sendo importante durante a verificação do ELS.

Para lajes alveolares protendidas são utilizadas para a armadura ativa inferior, em geral, cordoalhas de 3 ou 7 fios com resistências à tração iguais a 190 ou 210 kgf/mm² (classes CP-190 e CP-210). A resistência a ser elegida depende da exigência dos carregamentos. Já o diâmetro das cordoalhas é função da área de armadura ativa.

No dimensionamento de uma laje alveolar protendida, sua seção transversal deve ser definida com base em recomendações bibliográficas. De acordo com a ASSAP (2002), ao eleger uma seção, é adequado verificar a relação entre o vão (ℓ) e a espessura do painel alveolar (h), a fim de garantir os requisitos de rigidez suficientes. Na tabela 02, encontram-se as prescrições para estas relações.

Tabela 02 – Relações adequadas entre vão e espessura para lajes alveolares

Tipo de continuidade	l/h	
	Sem capeamento estrutural	Com capeamento estrutural
Apoio simples	≤ 35	≤ 42
Parcialmente engastado ou com continuidade ¹	≤ 30	≤ 36

¹ A continuidade de lajes alveolares pode ser garantida pela colocação de armadura nas chaves de cisalhamento, na capa estrutural ou por meio da concretagem e armação dos alvéolos (ABNT NBR 14861, p. 24).

Fonte: (GUSTANI, 2017)

2.2.1.1.3.1 Definição dos Carregamentos

Os valores dos carregamentos que devem ser consideradas em projeto podem ser obtidos por meio da norma ABNT NBR 6120:1980, que apresenta os pesos específicos dos principais materiais de construção e as cargas mínimas verticais para diversos locais.

Os esforços solicitantes são definidos por meio das combinações últimas propostas pela ABNT NBR 8681:2003, podendo ser elas normais, especiais ou excepcionais.

2.2.1.1.3.2 Análise Estrutural e Esforços Solicitantes

De acordo com a ABNT NBR 14861:2011, a laje alveolar protendida pode ser dimensionada como um elemento isolado e isostático.

No dimensionamento de um elemento isolado e isostático, como é o caso da laje alveolar protendida, os principais esforços externos que atuam sobre a peça são momentos fletores (M) e forças cortantes (V). Tais esforços devem ser obtidos de acordo com as seções mais solicitadas do elemento, isto é, aquelas que são mais susceptíveis à ruptura ou que apresentam os esforços solicitantes máximos. As seções mais solicitadas, nesses casos, serão o meio do vão, para momento fletor, e a área junto aos apoios, para força cortante e momento fletor durante a liberação da protensão (vazio).

De acordo com a ABNT NBR 14861:2011, a verificação à força cortante deve ser feita na seção transversal mais crítica ao longo do vão do elemento, a partir da distância de 0,5 h da extremidade do seu apoio, sendo h a altura da laje (ou da seção composta com capeamento). Nesse caso, o valor de V_{sd} pode ser obtido por meio da equação 1.

$$V_{sd} = \frac{F_d \times L}{2} - F_d \times 0,5h \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

F_d = carregamento distribuído solicitante;

L = comprimento do painel alveolar.

O momento fletor para o meio do vão pode ser calculado, simplificadamente, por meio da equação 2, enquanto que o momento fletor utilizado para a verificação do vazio próximo aos apoios deve ser obtido por meio da equação 3.

$$M_{Sd,v\tilde{a}o} = \frac{F_d \times L^2}{8} \quad (\text{equação 2})$$

$$M_{Sd,borda} = \left(\frac{F_d \times L}{2} \right) \times l_{pt1} - \frac{F_d \times l_{pt1}^2}{2} \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

l_{pt1} = valor inferior de projeto para o comprimento de transmissão, fixado em 60ϕ , sendo ϕ o diâmetro do fio/cordoalha da armadura ativa inferior.

2.2.1.1.3.3 Pré-dimensionamento em Estado Limite Último (ELU)

2.2.1.1.3.3.1 Pré-alongamento

Os valores de pré-alongamento ($\Delta \varepsilon_{pi}$), também chamado de deformação da protensão, dependem da tensão na armadura ativa imediatamente após a aplicação da protensão (σ_{pi}) que, por sua vez, sofre o efeito das perdas iniciais, imediatas e progressivas. Para fins de dimensionamento, o pré-alongamento deve ser estimado com base em referências bibliográficas ou em dados de fabricantes.

Em geral, o pré-alongamento é informado por meio do valor da deformação em permilagem (‰), do comprimento estirado ou, ainda, por meio da tensão da armadura após o efeito de todas as perdas ($\sigma_{p\infty}$).

O valor de tensão da armadura após o efeito de todas as perdas ($\sigma_{p\infty}$) pode ser preestabelecido pela equação 4, onde p é a perda total de protensão em porcentagem. Para descobrir o valor da deformação de protensão ($\Delta \varepsilon_{pi}$) correspondente, é possível fazer uso da tabela presente no Anexo D.

$$\sigma_{p\infty} = \left(1 - \frac{p}{100}\right) \times \sigma_{pi} \quad (\text{equação 4})$$

2.2.1.1.3.3.2 Parâmetros Adimensionais e a Deformação da Armadura

Nos casos do emprego de concretos com resistência à compressão inferior ou igual a 50 MPa. Nesse caso, para o pré-dimensionamento no ELU deve-se, primeiramente, calcular o KMD por meio da equação 5 e, em seguida, utilizar a tabela presente no Anexo D, para encontrar os valores de K_x , K_z , ε_{cd} e $\Delta\varepsilon_{pd}$. É necessário verificar se o valor da deformação da armadura ativa em conjunto com o concreto ($\Delta\varepsilon_{pd}$) é inferior a 10‰.

$$KMD = \frac{M_{Sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (\text{equação 5})$$

É importante ressaltar que, caso seja executado capeamento estrutural, deve ser adotado o f_{cd} da capa e não o do elemento pré-fabricado na equação 5, visto que o capeamento está contribuindo para o acréscimo da capacidade estrutural, estando localizado na zona comprimida (acima da linha neutra).

2.2.1.1.3.3.3 Deformação Total e a Tensão no Aço da Armadura Ativa

A deformação total da armadura ativa é obtida somando-se o pré-alongamento ($\Delta\varepsilon_{pi}$) à deformação da armadura ativa em conjunto com o concreto ($\Delta\varepsilon_{pd}$), conforme expresso pela equação 6. O valor da tensão no aço da armadura ativa (σ_{pd}) é obtido por interpolação na tabela presente no Anexo D.

$$\varepsilon_{pd} = \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_{pd} \quad (\text{equação 6})$$

2.2.1.1.3.3.4 Armadura ativa

A área de armadura ativa deve ser calculada por meio da equação 7 para concretos com classe de resistência até C50. A quantidade de cordoalhas ao longo da seção da laje alveolar protendida deve ser feita observando o Anexo N referente às características das cordoalhas de três e sete fios da ABNT NBR 7483:2004.

$$A_p = \frac{M_{Sd}}{K_z \times d \times \sigma_{pd}} \quad (\text{equação 7})$$

2.2.1.1.3.4 Verificação do Estado Limite Último

Antes de se calcular as perdas de protensão, é preciso verificar a peça em vazio, pois é quando a força de protensão atinge seu valor máximo e somente o peso próprio está atuando, assim como a geometria da seção ainda não conta com o trabalho da capa. É neste instante que pode ocorrer tração excessiva da peça, sendo necessário acrescentar cordoalhas ou fios na borda superior (PETRUCELLI, 2009).

A verificação do ELU no ato da protensão deve ser feito no meio do vão e na seção onde se completa o efeito da transferência da força de protensão. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o ELU no ato da protensão pode ser verificado por meio de hipóteses suplementares para uma idade fictícia ou por meio de um processo simplificado que determina limites para as tensões de compressão e tração.

2.2.1.1.3.4.1 Força Inicial de Protensão (N_{p0})

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a tensão máxima de compressão na seção de concreto é obtida por meio das solicitações ponderadas de $\gamma_p = 1,1$ e $\gamma_f = 1,0$, onde γ_p é o coeficiente de ponderação para a protensão e γ_f é o coeficiente de ponderação para as ações atuantes que, neste caso, se resume ao peso próprio do elemento. Logo, a força inicial de protensão N_{p0} é dada pela equação 8.

$$N_{p0} = 1,1 \times A_p \times \sigma_{p0} \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

σ_{p0} = tensão inicial no concreto, devida unicamente à protensão aplicada no instante t_0 , calculada com as forças de protensão descontadas as perdas iniciais e imediatas.

2.2.1.1.3.4.2 Tensões Normais no Tempo “zero” para o meio do vão

As tensões normais nas bordas superior e inferior devem ser calculadas, respectivamente, pelas equações 9 e 10, onde $M_{g1,k}$ deve ser calculado como o momento devido ao efeito do peso próprio no meio do vão, podendo ser obtido por meio da equação 2, substituindo F_d pelo valor característico do peso próprio.

$$\sigma_s = \frac{N_{p0}}{A_c} - \frac{N_{p0} \times e}{W_{c,sup}} + \frac{M_{g1,k}}{W_{c,sup}} \quad (\text{equação 9})$$

$$\sigma_i = \frac{N_{p0}}{A_c} + \frac{N_{p0} \times e}{W_{c,inf}} - \frac{M_{g1,k}}{W_{c,inf}} \quad (\text{equação 10})$$

$$W_{c,sup} = \frac{I}{y_{c,sup}} \quad (\text{equação 11})$$

$$W_{c,inf} = \frac{I}{y_{c,inf}} \quad (\text{equação 12})$$

Onde:

σ_s e σ_i = tensões normais no concreto junto à borda superior e inferior, respectivamente;

N_{p0} = esforço normal inicial de protensão na seção;

e = excentricidade da cordoalha na seção, distância entre o CG da cordoalha e o da seção transversal;

A_c = área da seção transversal de concreto, que pode ser, em geral, considerada igual à área da seção geométrica;

$W_{c,sup}$ = módulo de resistência da seção em relação à borda superior e inferior da seção, respectivamente;

I_x = inércia à flexão em relação ao eixo x e relativa ao baricentro;

$y_{c,sup}$ e $y_{c,inf}$ = distância do centro de gravidade da seção à borda superior e inferior, respectivamente.

$M_{g1,k}$ = momento fletor característico devido, unicamente, à ação do peso próprio do elemento;

$N_{p0} \times e$ = momento fletor isostático de protensão (M_{p0}) devido ao esforço inicial de protensão.

2.2.1.1.3.4.3 Tensões Normais Máximas no Tempo “zero” para a Região Próxima aos Apoios

As tensões normais máximas em vazio para a seção onde se completa o efeito da transferência do efeito de protensão devem ser calculadas da mesma forma que para o meio do vão, mas considerando $M_{g1,k}$ como o momento devido ao efeito do peso próprio a uma distância igual ao comprimento de transferência. Os limites inferior e superior para o comprimento de transmissão fixados pela ABNT NBR 14861:2014 são iguais a 60ϕ e 85ϕ , respectivamente. Nesse caso, a favor da segurança, será adotado o valor inferior, como descrito pela equação 3.

2.2.1.1.3.4.4 Estado Limite Último (ELU) em Vazio

Segundo a verificação simplificada descrita na ABNT NBR 6118:2014, admite-se que a segurança em relação ao ELU no ato da protensão seja verificada no Estádio I (concreto não

fissurado e comportamento elástico linear dos materiais), desde que as condições estabelecidas nos itens (a) e (b) sejam atendidas.

a) para os casos onde se permite tração

$$\sigma_{ct,j} \leq 1,2 \times f_{ct,mj} \quad (\text{equação 13})$$

$$\sigma_{c,j} \leq 0,7 \times f_{ckj} \quad (\text{equação 14})$$

b) para os casos onde não se permite tração

$$\sigma_{ct,j} = 0 \quad (\text{equação 15})$$

$$\sigma_{c,j} \leq 0,7 \times f_{ckj} \quad (\text{equação 16})$$

Entretanto, segundo a ABNT NBR 14861:2011, na fase de liberação de protensão, e também nas de manuseio, construção e demais situações transitórias, as tensões admissíveis devem ser verificadas por meio das equações 17 e 18, permitindo, portanto, tensões de tração no elemento.

$$\sigma_{ct,j} \leq \frac{f_{ct,m}}{1,2} \quad (\text{equação 17})$$

$$\sigma_{c,j} \leq \frac{0,85 \times f_{ckj}}{\gamma_c} \quad (\text{equação 18})$$

Onde:

$\sigma_{ct,j}$ = tensão à tração no concreto na borda superior ou na borda inferior, seja para o meio do vão ou para a região próxima aos apoios;

$\sigma_{c,j}$ = tensão à compressão no concreto na borda superior ou na borda inferior, seja para o meio do vão ou para a região próxima aos apoios;

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração do concreto, dada pela equação 19;

f_{ckj} = resistência característica do concreto correspondente à idade fictícia j prevista para a aplicação da protensão, dada pela equação 20.

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ckj}^{2/3} \quad (\text{equação 19})$$

$$f_{ckj} = \beta_1 \times f_{ck} \quad (\text{equação 20})$$

$$\beta_1 = e^s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \quad (\text{equação 21})$$

Sendo:

- $s = 0,38$ para concreto de cimento CP-III e IV;
 $s = 0,25$ para concreto de cimento CP-I e II;
 $s = 0,20$ para concreto de cimento CP-V-ARI;
 t idade correspondente à aplicação da força de protensão, expressa em dias.

2.2.1.1.3.4.5 Armadura Superior no Estádio II para os casos de existirem tensões de tração excessivas

Quando nas seções transversais existirem tensões de tração excessivas, isto é, quando a tensão de tração admissível proposta pela equação 17 não for atendida, deve-se prever uma armadura superior que, juntamente com o concreto, resista a esses esforços.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, essa armadura de tração deve ser calculada no Estádio II mas, para efeitos de cálculo, a força nessa armadura pode ser considerada igual à resultante das tensões de tração no concreto no Estádio I, podendo a área de aço ser estimada por meio da equação 22, referente à tensão na borda superior.

$$\sigma_s = \frac{N_{p0}}{A_c} - \frac{N_{p0} \times e_{p,inf}}{W_{c,sup}} + \frac{N_{p0}'}{A_c} + \frac{N_{p0}' \times e_{p,sup}}{W_{c,sup}} + \frac{M_{g1,k}}{W_{c,sup}} \geq 0 \quad (\text{equação 22})$$

$$N_{p0,sup} = 1,1 \times A_p' \times \sigma_{p0}' \quad (\text{equação 23})$$

Onde:

N_{p0} = força inicial de protensão para os fios/cordoalhas inferiores;

N_{p0}' = força inicial de protensão para os fios/cordoalhas superiores;

A_p' = área de armadura ativa superior necessária para resistir às tensões de tração juntamente com o concreto durante o ato da protensão;

$e_{p,inf}$ = excentricidade dos fios/cordoalhas de protensão inferior;

$e_{p,sup}$ = excentricidade dos fios/cordoalhas de protensão superior.

Ainda de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a força em dita armadura superior não pode provocar nela acréscimos de tensão superiores a 150 MPa no caso da utilização de fios, não havendo restrições do tipo para cordoalhas.

2.2.1.1.3.5 Perdas de Protensão

As perdas de protensão devem ser calculadas tanto para a armadura ativa inferior, quanto para a superior, caso essa exista. Tais perdas são estimadas com base na ABNT NBR 6118:2014, que descreve o cálculo para as perdas por retração e fluência do concreto, especificamente.

2.2.1.1.3.5.1 Perdas Iniciais da Força de Protensão

2.2.1.1.3.5.1.1 Perda por Escorregamentos dos Cabos e Acomodação da Ancoragem

No caso da pré-tração, como o valor da tensão ao longo do cabo, imediatamente após a distensão do mesmo, não se altera, é possível empregar diretamente a Lei de Hooke para calcular a perda de protensão por escorregamento dos cabos e acomodação da ancoragem, por meio da equação 24 (CARVALHO, 2012).

$$\Delta\sigma_{anc} = E_p \times \varepsilon = E_p \times \frac{\Delta l}{l} \quad (\text{equação 24})$$

Onde:

Δl = acomodação do cone após a ancoragem somada ao escorregamento dos fios/cordoalhas (em geral, o valor gira em torno de 6 mm);

E_p = módulo de elasticidade da armadura ativa;

l = comprimento da pista de protensão.

Segundo a ABNT NBR 14861:2011, caso não seja conhecido o escorregamento médio das cordoalhas nas extremidades das lajes alveolares, a ser considerado no cálculo das perdas de protensão, pode ser utilizada a equação 25.

$$\Delta l = 0,40 \times l_{pt2} \times \frac{\sigma_{p0}}{E_p} \quad (\text{equação 25})$$

Onde:

σ_{p0} = tensão de protensão no instante da liberação da protensão;

l_{pt2} = valor superior de projeto para o comprimento de transmissão (fixado em 85 ϕ).

O escorregamento-limite dos fios/cordoalhas em cada extremidade das lajes alveolares protendidas é dado pela equação 26.

$$\Delta l_{lim} = 1,3 \times \Delta l \quad (\text{equação 26})$$

2.2.1.1.3.5.1.2 Perda por Relaxação Inicial da Armadura

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a intensidade da relaxação do aço deve ser determinada pelo coeficiente $\Psi(t, t_0)$, calculado pela equação 27:

$$\Psi(t, t_0) = \frac{\Delta \sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}} \quad (\text{equação 27})$$

Onde:

$\Delta \sigma_{pr}(t, t_0)$ = perda de tensão por relaxação pura desde o instante t_0 do estiramento da armadura até o instante t considerado;

σ_{pi} = tensão na armadura de protensão no instante de seu estiramento.

Os valores médios da relaxação, segundo a ABNT NBR 6118:2014, medido 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}), são definidos na Tabela 03. Valores intermediários devem ser encontrados por meio de interpolação linear.

Tabela 03 – 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

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

Para tempos diferentes de 1.000 h, sempre a 20 °C, os valores médios de relaxação podem ser determinados a partir da equação 28, devendo o tempo ser expresso em horas.

$$\Psi(t, t_0) = \Psi_{1000} \left(\frac{t-t_0}{1000} \right)^{0,15} \quad (\text{equação 28})$$

2.2.1.1.3.5.1.3 Perda por Retração Inicial do Concreto

O efeito da retração inicial do concreto pode ser descartado no caso de produção em fábricas, quando os procedimentos de cura do concreto sejam iniciados logo após o seu adensamento e se o elemento estiver em ambiente úmido e saturado.

2.2.1.1.3.5.2 Perdas Imediatas da Força de Protensão

2.2.1.1.3.5.2.1 Perda Devido ao Encurtamento Imediato do Concreto

Segundo BASTOS (2015), imediatamente após a transferência da protensão para a peça, a mudança na deformação da armadura de protensão ($\Delta\varepsilon_p$), causada pelo encurtamento elástico do concreto, é igual à deformação do concreto ($\Delta\varepsilon_c$) ao nível da armadura de protensão, conforme mostra a equação 29.

$$\Delta\varepsilon_c = \Delta\varepsilon_p = \frac{\Delta\sigma_{pe}}{E_p} \quad (\text{equação 29})$$

Dessa forma, a perda de protensão na seção central do elemento submetido à pré-tração pode ser dada pela equação 30 (CHOLFE, 2013).

$$\Delta\sigma_{pe} = E_p \times \Delta\varepsilon_c \quad (\text{equação 30})$$

$$\Delta\varepsilon_c = \frac{1}{E_{ci}} \times \left[\frac{N_{pa}}{A'_c} + \frac{N_{pa} \times e_p^2}{I'_c} + g_1 \times \frac{l^2}{8} \times \frac{e_p}{I'_c} \right] \quad (\text{equação 31})$$

Onde:

$\Delta\varepsilon_c$ = encurtamento do concreto, na posição de A_p , na seção central ($x = l/2$), no instante $t = t_0$, dado pela equação 31.

N_{pa} = valor da força de protensão descontando apenas as perdas de protensão iniciais;

g_1 = peso próprio;

I'_c = inércia da seção, homogeneizada;

E_{ci} = módulo de elasticidade do concreto correspondente à data de protensão, corrigido, se houver cura térmica;

A'_c = área da seção homogeneizada;

E_p = módulo de elasticidade do aço;

e_p = excentricidade, seção homogeneizada.

A combinação das equações 30 e 31, resulta na equação 32.

$$\Delta\sigma_{pe} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times \left[\frac{N_{pa}}{A'_c} + \frac{N_{pa} \times e_p^2}{I'_c} + g_1 \times \frac{l^2}{8} \times \frac{e_p}{I'_c} \right] \quad (\text{equação 32})$$

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, quando na ausência de ensaio para a determinação do módulo de elasticidade do concreto, o mesmo pode ser estimado por meio da equação 33 ou 34. Lembrando que, para o cálculo das perdas imediatas, deve ser utilizado o f_{ck} do concreto para a idade de liberação da protensão.

- para concretos de classes até C50:

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{equação 34})$$

- para concretos de classes C55 até C90:

$$E_{ci} = 21500 \times \alpha_E \times \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (\text{equação 35})$$

Sendo:

- $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;
- $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;
- $\alpha_E = 0,9$ para calcário;
- $\alpha_E = 1,0$ para arenito.

2.2.1.1.3.5.3 Perdas Progressivas da Força de Protensão

2.2.1.1.3.5.3.1 Calcular a Perda por Retração Posterior do Concreto

O cálculo da perda por retração posterior do concreto é balizado pela norma ABNT NBR 6118:2014, sendo que o procedimento exige o uso de uma série de parâmetros auxiliares que serão descritos nos itens (a), (b), (c), (d) e (e) ao longo deste tópico.

a) Idade fictícia (t)

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, quando o endurecimento é feito à temperatura ambiente de 20 °C, a idade fictícia é aquela dada pela equação 36. Nos demais casos, quando não houver cura a vapor, a idade a considerar é a idade fictícia dada pela equação 37.

$$t = \alpha \times t_{ef} \quad (\text{equação 36})$$

$$t = \alpha \sum \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,j} \quad (\text{equação 37})$$

Onde:

t = idade fictícia, expressa em dias;

t_{ef} = idade efetiva, isto é, real, expressa em dias;

α = coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento que, na falta de dados experimentais, é estimado por meio da Tabela 04;

T_i = temperatura média diária do ambiente, expressa em °C;

$\Delta t_{ef,j}$ = período, expresso em dias, durante o qual a temperatura média diária do ambiente, T_i , pode ser admitida constante.

Tabela 04 – Valores de fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento

Cimento Portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento (CP III E CP IV, todas as classes de resistência)	1	
De endurecimento normal (CP I e CP II, todas as classes de resistência)	2	1
De endurecimento rápido (CP V-ARI)	3	

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

b) Perímetro da seção em contato com ar (u_{ar})

Para a laje alveolar protendida, o perímetro da seção em contato com o ar varia drasticamente ao longo de sua produção e colocada em obra, o que leva a valores diferentes de u_{ar} para cada etapa de carregamento, como demonstrado na tabela 05. É possível dividir o processo em quatro etapas, sendo que para o cálculo da perda de protensão por retração posterior do concreto é adotada a média dos perímetros em contato com ar estimados em cada uma delas.

Tabela 05 – Etapas de carregamento e perímetros em contato com o ar correspondentes

Etapa	Carregamento atuante	Descrição	A	u_{ar}
I	g_1	peso próprio	A_c	-
II	$g_1 + g_2$	I + capa	$A_c + A_{capa}$	$2b + \frac{n(\pi \cdot b_{alv})}{2}$
III	$g_1 + g_2 + g_3$	II + revestimento	$A_c + A_{capa}$	$b + \frac{n(\pi \cdot b_{alv})}{2}$
IV	q	III + carga acidental	$A_c + A_{capa}$	b

b = largura do painel (base);
 b_{alv} = largura do alvéolo;
 n = número de alvéolos do painel.

Fonte: (GUSTANI, 2017)

Mais adiante, durante o cálculo das perdas de protensão por fluência posterior do concreto, será observado que o valor do perímetro em contato com o ar é adotado de uma maneira diferente, contribuindo de maneira ponderada para cada espessura fictícia no cálculo dos coeficientes utilizados.

c) Espessura fictícia (h_{fic})

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a espessura fictícia, h_{fic} , é definida por meio da equação 38.

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} \quad (\text{equação 38})$$

$$\gamma = 1 + e^{-7,8+0,1U} \quad (\text{equação 39})$$

Onde:

γ = coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente, dado pela equação 39 válida para $U \leq 90\%$;

A_c = área da seção transversal da peça sem a capa;

u_{ar} = parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.

d) Coeficientes de retração ε_{1s} e ε_{2s}

A magnitude de ε_{1s} é dada pela equação 40 para umidades entre 40% e 90% e abatimentos de 5 cm a 9 cm, sendo que para abatimentos entre 0 cm e 4 cm a mesma deve ser adotada 25% menor e, para abatimentos entre 10 cm e 15 cm, 25 % maior, conforme mostra a tabela 01 (Anexo B).

É importante enfatizar que a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço, sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.

$$10^4 \varepsilon_{1s} = -8,09 + \frac{U}{15} - \frac{U^2}{2284} - \frac{U^3}{133765} + \frac{U^4}{7608150} \quad (\text{equação 40})$$

O coeficiente ε_{2s} é dado pela equação 41, onde h_{fic} é a espessura fictícia, expressa em centímetros (cm).

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33+2h_{fic}}{20,8+3h_{fic}} \quad (\text{equação 41})$$

e) Perda de protensão

A perda de tensão na armadura devido à retração posterior do concreto pode ser estimada por meio da equação 42.

$$\Delta\sigma_{pcs2} = \varepsilon_{cs}(t, t_0) \times E_p \quad (\text{equação 42})$$

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (\text{equação 43})$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s} \quad (\text{equação 44})$$

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad (\text{equação 45})$$

Onde:

$\varepsilon_{cs}(t)$ = deformação por retração, no intervalo de tempo (t,t₀), dada pela equação 43;

t = idade fictícia do concreto no instante considerado, expressa em dias;

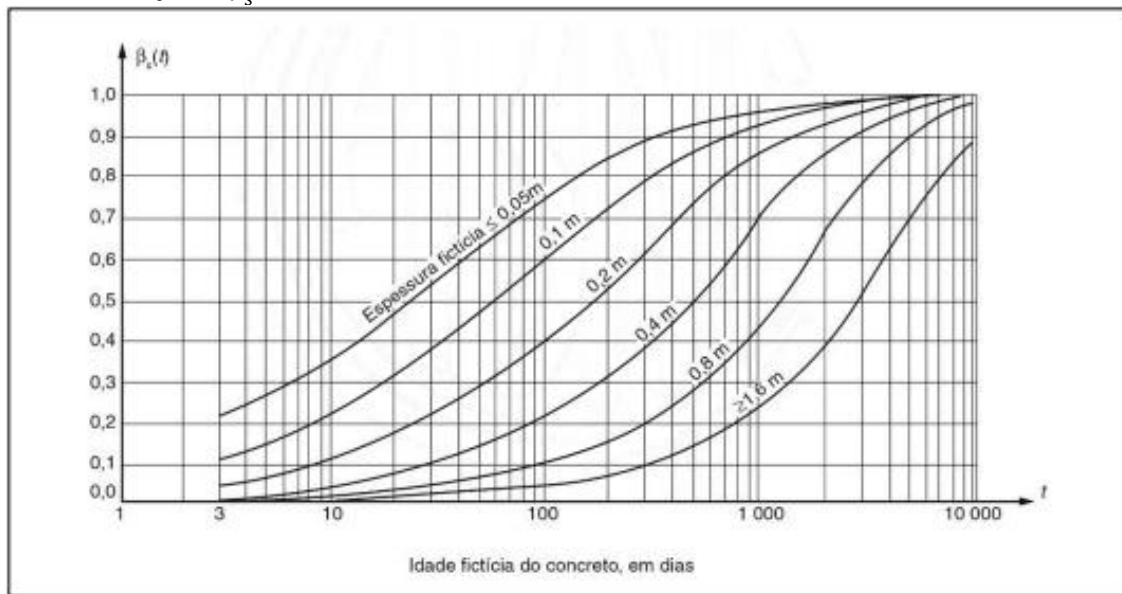
t₀ = idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado, expressa em dias;

$\varepsilon_{cs\infty}$ = valor final da retração, dado pela equação 44;

ε_{1s} = coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto, dada pela equação 40;

ε_{2s} = coeficiente dependente da espessura fictícia da peça, dado pela equação 41;

$\beta_s(t)$ e $\beta_s(t_0)$ = coeficiente relativo à retração, no instante t ou t₀, dado pela equação 45 e representado, graficamente, por meio da figura 07;

Figura 07 – Variação de $\beta_s(t)$ 

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

$$A = 40$$

$$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8$$

$$C = 2,5h^3 - 2,8h + 40,7$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8$$

$$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8$$

h = espessura fictícia, expressa em metros (m), para valores de h fora do intervalo ($0,05 \leq h \leq 1,6$), adotam-se os extremos correspondentes.

2.2.1.1.3.5.3.2 Perda por Fluência Posterior do Concreto

O cálculo para a perda por fluência posterior do concreto é descrito pela ABNT NBR 6118:2014 e, da mesma forma que para a perda por retração, necessita da estimativa de parâmetros auxiliares, os quais estão divididos nos itens (a), (b), (c) e (d), a seguir.

a) Coeficiente de fluência rápida (φ_a)

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o coeficiente de fluência rápida φ_a deve ser determinado por meio da equação 46 ou 47.

- para concretos de classes C20 a C45:

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \quad (\text{equação 46})$$

- para concretos de classes C50 a C90:

$$\varphi_a = 1,4 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \quad (\text{equação 47})$$

Onde:

$f_c(t_0)$ = resistência à compressão do concreto no instante t_0 a ser considerado, utilizando-se para o cálculo a idade efetiva;

$f_c(t_\infty)$ = resistência final à compressão do concreto, isto é, no tempo infinito ($t = 10.000$ dias);

$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}$ = função do crescimento da resistência do concreto com a idade.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a resistência do concreto à compressão pode ser estimada por meio da equação 50, quando a data j é inferior a 28 dias. No entanto, segundo Cholfe (2013), na falta de elementos mais precisos, a equação 48 também pode ser utilizada para estimar, para efeito de orientação, o crescimento para idades acima de 28 dias.

$$f_c = \beta_1 \times f_{ck} \quad (\text{equação 48})$$

Logo, o crescimento da resistência do concreto pode ser escrito exclusivamente por meio do coeficiente β_1 , dado pela equação 21, utilizando-se a idade efetiva (real).

b) Coeficiente de deformação lenta irreversível ($\varphi_{f\infty}$)

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o valor do coeficiente de deformação lenta irreversível $\varphi_{f\infty}$ é dado pela equação 49 ou 50.

- para concretos de classes C20 a C45:

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c} \quad (\text{equação 49})$$

- para concretos de classes C50 a C90:

$$\varphi_{f\infty} = 0,45 \times \varphi_{1c} \times \varphi_{2c} \quad (\text{equação 50})$$

O coeficiente φ_{2c} é dado pela equação 51, onde h_{fic} é a espessura fictícia, expressa em centímetros (cm).

$$\varphi_{2c} = \frac{42+h_{fic}}{20+h_{fic}} \quad (\text{equação 51})$$

O valor de φ_{1c} é dado pela equação 52 para umidades entre 40% e 90% e abatimentos de 5 cm a 9 cm, sendo que para abatimentos entre 0 cm e 4 cm o mesmo deve ser adotado 25% menor e, para abatimentos entre 10 cm e 15 cm, 25% maior, conforme mostra Anexo B.

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U \quad (\text{equação 52})$$

c) Coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$

O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ é dado pela equação 53 (ABNT NBR 6118:2014).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d \quad (\text{equação 53})$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad (\text{equação 54})$$

Onde:

φ_a = coeficiente de fluência rápida, dado pela equação 46 ou 47;

$\varphi_{f\infty}$ = valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível, dado pela equação 49 ou 50;

$\varphi_{d\infty}$ = valor final do coeficiente de deformação lenta reversível que é considerado igual a 0,4;

β_d = coeficiente relativo à deformação lenta reversível em função do tempo decorrido após o carregamento, sendo igual a 1,0 para $t = \infty$.

$\beta_f(t)$ e $\beta_f(t_0)$ = coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, dado pela equação 54 e representado, graficamente, por meio da figura 08;

$$A = 42h^3 - 350h^2 + 588h + 113$$

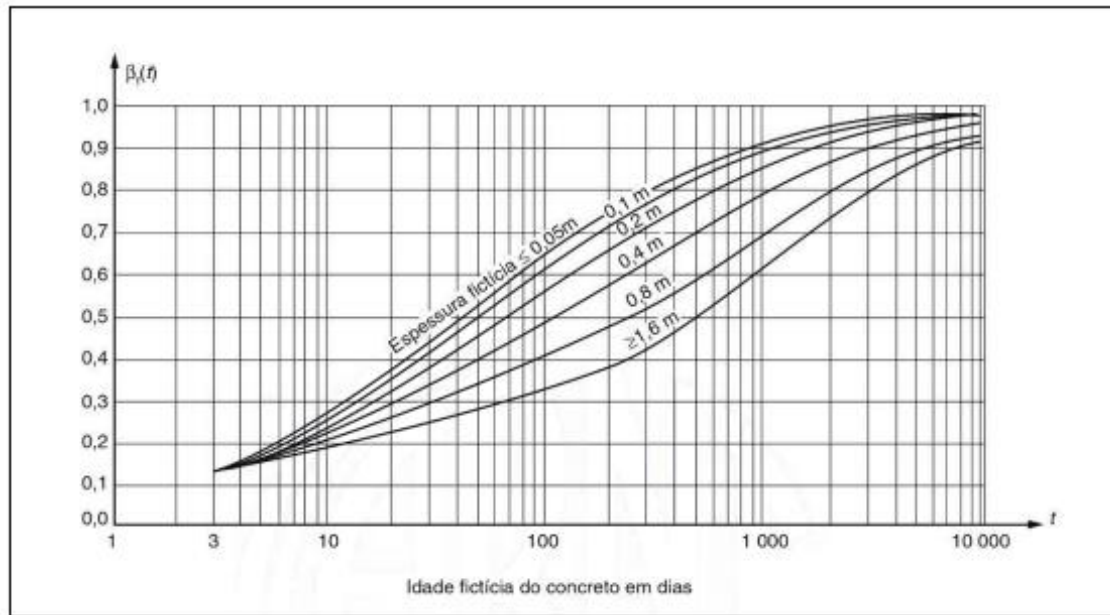
$$B = 768h^3 - 3060h^2 + 3234h - 23$$

$$C = -200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183$$

$$D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931$$

h = espessura fictícia, expressa em metros (m), para valores de h fora do intervalo ($0,05 \leq h \leq 1,6$), adotam-se os extremos correspondentes.

t = tempo fictício, expresso em dias ($t \geq 3$).

Figura 08 – Variação de $\beta_s(t)$ 

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

d) Perda de protensão

A perda por fluência posterior do concreto (ΔP_{cc}) é calculada por meio da equação 55.

$$\Delta\sigma_{pcc} = \varepsilon_{cc} \times E_p \quad (\text{equação 55})$$

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_{c,p0g}}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad (\text{equação 56})$$

Onde:

E_{c28} = módulo de elasticidade para $i = 28$ dias, estimado, quando na ausência de ensaio, por meio da equação 34 ou 35;

$\varphi(\infty, t_0)$ = coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente, aplicadas no instante t_0 , dado pela equação 53;

$\sigma_{c,p0g}$ = tensão que ocorre no concreto no nível do CG da armadura de protensão e devido à ação das cargas permanentes, inclusive a protensão.

Segundo Carvalho (2012), a tensão $\sigma_{c,p0g}$ pode ser calculada por meio da equação 57 e a carga acidental q (correspondente a Ψ_2) também tem caráter permanente, devendo ser considerada na expressão. É importante atentar-se para o fato de que cada ação possui um tempo inicial t_0 diferente e que, portanto, devem ser ponderadas por coeficientes de fluência $\varphi(t, t_0)$ também diferentes na equação 58.

$$\sigma_{c,p0g} = \frac{N_{p0}}{A_c} + \frac{N_{p0} \times e_p^2}{I_x} - \frac{\sum M_{gi}}{I_x} \times e \quad (\text{equação 57})$$

Onde:

N_{p0} = força de protensão inicial, isto é, descontadas as perdas de protensão iniciais e imediatas;

M_g = momentos gerados pelas cargas permanentes externas.

Conforme recomendado pela ABNT NBR 6118:2014, em casos onde não é necessária grande precisão, os valores finais do coeficiente de fluência $\varphi(t,t_0)$ e da deformação específica de retração $\varepsilon_{cs}(t,t_0)$ do concreto, submetidos a tensões menores que $0,5 f_c$ quando do primeiro carregamento, podem ser obtidos, por interpolação linear, a partir do Anexo C.

2.2.1.1.3.5.3.3 Coeficiente de Relaxação do Aço para o Tempo Infinito

A perda de protensão isolada por relaxação posterior da armadura é calculada da mesma forma que para a relaxação inicial, utilizando a equação 58 e a tabela 02. No entanto, segundo a ABNT NBR 6118:2014, pode-se considerar que para o tempo infinito o valor de $\Psi(t,t_0)$ é dado pela equação 58, utilizado para o cálculo das perdas progressivas considerando-se a interação entre as causas.

$$\Psi(t_{\infty}, t_0) \cong 2,5\Psi_{1000} \quad (\text{equação 58})$$

2.2.1.1.3.5.3.4 Perdas Progressivas para o Tempo Infinito Considerando-se a Interação Entre as Causas

Para o cálculo das perdas progressivas, deve-se considerar a interação entre as perdas decorrentes da retração e da fluência posterior do concreto e da relaxação posterior do aço de protensão. Essa interação, segundo a ABNT NBR 6118:2014, deve ser calculada por meio da equação 59. É possível notar que as duas primeiras parcelas do numerador correspondem, respectivamente, aos valores para as perdas isoladas de retração e fluência do concreto, calculadas nos itens 2.2.1.1.3.5.2.1 e 2.2.1.1.3.5.3.1 do roteiro de dimensionamento. É importante destacar que na equação 61, adota-se o valor inicial de $\varphi(t,t_0)$.

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t,t_0) E_p - \alpha_p \sigma_{c,p0g} \varphi(t_{\infty}, t_0) - \sigma_{p0} \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \sigma_p \eta \rho_p} \quad (\text{equação 59})$$

Onde:

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \Psi(t, t_0)] \quad (\text{equação 60})$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times \varphi(t, t_0) \quad (\text{equação 61})$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0) \quad (\text{equação 62})$$

$$\eta = 1 + e^2 \frac{A_c}{I_c} \quad (\text{equação 63})$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad (\text{equação 64})$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}} \quad (\text{equação 65})$$

2.2.1.1.3.5.3.5 Perda Total de Protensão

A perda total da força de protensão pode ser calculada, em porcentagem, por meio da equação 66, somando-se os valores de tensão das perdas iniciais, imediatas e da interação entre as perdas progressivas e os dividindo pela tensão inicial σ_{pi} .

$$p(\%) = \frac{\Delta\sigma_{anc} + \Delta\sigma_{pr1} + \Delta\sigma_{cs1} + \Delta\sigma_{pe} + \Delta\sigma_p(\infty, t_0)}{\sigma_{pi}} \quad (\text{equação 66})$$

2.2.1.1.3.5.4 Dimensionamento no ELU

2.2.1.1.3.5.4.1 Recalcular o Pré-alongamento

Após a determinação das perdas totais de protensão, a perda estimada anteriormente, durante o pré-dimensionamento, é descartada e o pré-alongamento $\Delta\varepsilon_{pi}$ passa a ser recalculado por meio da equação 4, assumindo como valor de p a porcentagem encontrada por meio da equação 66.

2.2.1.1.3.5.4.2 Determinar Novamente a Deformação Total e a Tensão no Aço da Armadura Ativa

Como a deformação da armadura ativa em conjunto com o concreto ($\Delta\varepsilon_{pd}$) permanece a mesma, visto que, como demonstrado pela equação 31, depende dos valores de deformação máxima do concreto na borda comprimida (ε_{cd}), posição da linha neutra (x) e altura útil (d), a deformação total da armadura ativa (ε_{pd}) pode ser obtida somando-se o valor encontrado no 8º Passo com a deformação de pré-alongamento obtida no item 2.3.1.4.3.5.3.5. Com um novo

valor para ε_{pd} , pode-se então obter a tensão no aço da armadura ativa σ_{pd} , aplicando interpolação na tabela do Anexo D.

2.2.1.1.3.5.4.3 Recalcular as Áreas de Armadura Ativa Inferior e Superior

A área da armadura ativa para os fios/cabos inferiores deve ser calculada por meio da equação 7, utilizando o valor de σ_{pd} obtido no item 2.3.1.4.3.5.4.1. A área da armadura ativa superior, por sua vez, pode ser calculada da mesma forma que no 2.3.1.4.3.4.4, utilizando a equação 22, com os novos valores para a força inicial de protensão. A força inicial de protensão deve ser calculada por meio da equação 8, mas utilizando a tensão σ_{p0} considerando as perdas iniciais e imediatas calculadas nos itens, 2.2.1.1.3.4.5, 2.2.1.1.3.4.5.1.1, 2.2.1.1.3.4.5.1.2 e 2.2.1.1.3.4.5.1.3.

2.2.1.1.3.5.4.4 Força Final de Protensão ($N_{p\infty}$)

A força final de protensão ($N_{p\infty}$) é fixada a partir da equação 67, que utiliza a tensão provocada pelo pré-alongamento do cabo no que é nomeado de hipótese da neutralização (CHOLFE, 2013).

$$N_{p\infty} = A_{pf} \times \Delta\varepsilon_{pi} \times E_p \quad (\text{equação 67})$$

Onde:

A_{pf} = área de armadura ativa efetiva, isto é, considerando a quantidade de fios/cordoalhas e a área correspondente.

As forças de protensão final devem ser calculadas separadamente para a armadura inferior ($N_{p\infty,inf}$) e para a superior ($N_{p\infty,sup}$), caso esta exista, sendo a força final igual a soma das duas.

2.2.1.1.3.5.5 Verificação do Estados Limites de Serviço (ELS)

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, nos elementos estruturais onde se utilizam armaduras de protensão, as verificações de ELS-F e ELS-D podem ser feitas calculando-se a máxima tensão de tração do concreto no Estádio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais), pois a seção de concreto não está fissurada, podendo apresentar tensões de tração dentro dos limites de resistência do concreto (CHOLFE, 2013).

As equações 68 e 69 representam as condições dos Estados Limites de Formação de Fissuras (ELS-F) e de Descompressão (ELS-D), sendo que os efeitos de protensão são calculados com a força de protensão final, descontadas todas as perdas.

- ELS-F:

$$-f_{ct,f} \leq \sigma \leq \frac{0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{equação 68})$$

- ELS-D:

$$0 \leq \sigma \leq \frac{0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{equação 69})$$

Quanto à avaliação da flecha imediata em lajes alveolares protendidas, segundo a ABNT NBR 6118:2014, desde que os esforços não superem aqueles que dão início à fissuração, o modelo de comportamento da estrutura pode admitir o concreto e o aço como materiais de comportamento elástico e linear, de modo que as seções ao longo do elemento estrutural possam ter as deformações específicas determinadas no Estádio I.

2.2.1.1.3.5.5.1 Tensões Normais na Seção Devido à Protensão e aos Carregamentos Externos Característicos

As tensões normais máximas ocorrem junto aos pontos mais afastados do centro de gravidade da seção e, portanto, situados junto à borda superior e inferior, dadas pelas equações 70 e 71, respectivamente.

$$\sigma_s = \frac{N_{p\infty}}{A_c} - \frac{N_{p\infty,inf} \times e_{p,inf}}{W_{c,sup}} + \frac{N_{p\infty,sup} \times e_{p,sup}}{W_{c,sup}} \pm \frac{M_k}{W_{c,sup}} \quad (\text{equação 70})$$

$$\sigma_i = \frac{N_{p\infty}}{A_c} + \frac{N_{p\infty,inf} \times e_{p,inf}}{W_{c,inf}} - \frac{N_{p\infty,sup} \times e_{p,sup}}{W_{c,inf}} \pm \frac{M_k}{W_{c,inf}} \quad (\text{equação 71})$$

Onde:

σ_s e σ_i = tensões normais no concreto junto à borda superior e inferior, respectivamente;

$N_{p\infty}$ = esforço normal de protensão final na seção;

e_p = excentricidade da cordoalha na seção; distância entre o CG da cordoalha e o da seção transversal;

A_c = área da seção transversal de concreto, que pode ser, em geral, considerada igual à área da seção geométrica;

$W_{c,sup}$ e $W_{c,inf}$ = módulo de resistência da seção em relação à borda superior e inferior da seção, respectivamente;

M_k = soma dos momentos fletores na seção devido às ações características atuantes para a verificação requerida;

$N_{p\infty}$ = momento fletor isostático de protensão ($M_{p\infty}$) devido ao esforço final de protensão.

2.2.1.1.3.5.5.2 Estado Limite de Serviço Dependendo do Tipo de Protensão Adotado

a) Estado limite de abertura das fissuras (ELS-W)

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 o ELS-W deve ser verificado por meio da equação 72, sendo que o valor de w_k é o menor entre os obtidos pelas expressões definidas nas equações 73 e 74. É interessante enfatizar que, apesar da protensão parcial ser usual em estruturas de concreto protendido e a normativa estabelecer uma verificação para elementos pré-tracionados no nível 1, na prática, a verificação do ELS-W em lajes alveolares protendidas não é disseminada.

$$ELS - W \rightarrow w_k \leq 0,2 \text{ mm} \quad (\text{equação 72})$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (\text{equação 73})$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (\text{equação 74})$$

Onde:

A_{cri} = área da região de envolvimento protegida pela cordoalha ϕ_i , conforme mostra a Figura 09;

E_{si} = módulo de elasticidade do aço da cordoalha considerada, de diâmetro ϕ_i ;

ϕ_i = diâmetro da cordoalha que protege a região de envolvimento considerada;

ρ_{ri} = taxa de armadura aderente em relação à área da região de envolvimento;

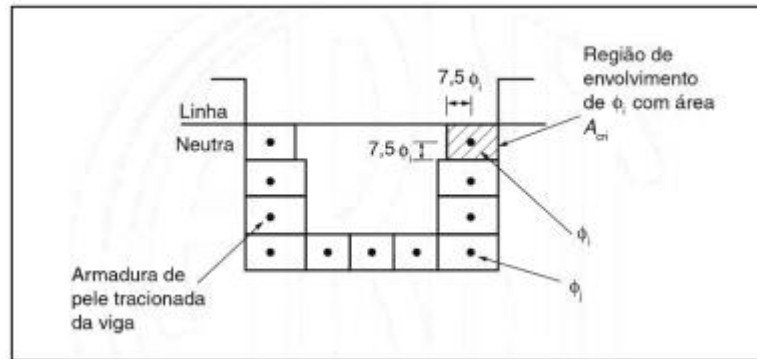
σ_{si} = tensão de tração no CG da armadura considerada, calculada no Estádio II;

η_1 = coeficiente de conformação superficial da armadura ativa considerada, sendo (ABNT NBR 6118, 2014):

$$\eta_1 = 1,2 \text{ para cordoalhas de três e sete fios}$$

$$\eta_1 = 1,4 \text{ para fios dentados}$$

Figura 09 – Concreto de envolvimento da armadura



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

Segundo CARVALHO:2012, a fim de evitar o cálculo no Estádio II pode-se, a favor da segurança, calcular, de maneira simplificada, a tensão na armadura σ_{si} , por meio da equação 75.

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd}}{1,4} \times \frac{g_1 + g_2 + \psi_1 \times q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{f_{yd}}{1,4 \times 1,15} \times \frac{g_1 + g_2 + \psi_1 \times q}{g_1 + g_2 + q} \quad (\text{equação 75})$$

Onde:

g_1 = peso próprio;

g_2 = demais carregamentos permanentes;

q = carregamento acidental.

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

Admite-se que o ELS-F é aquele no qual se inicia a formação de fissuras e que o mesmo é atingido quando a tensão máxima na seção transversal for igual a resistência do concreto à tração na flexão ($f_{ct,f}$). Para obter-se o valor de $f_{ct,f}$, é possível correlacioná-lo com o valor da resistência à tração direta do concreto (f_{ct}), por meio da equação 76. Para o caso da laje alveolar protendida, sendo sua geometria semelhante ao de uma seção duplo T, adota-se $\alpha = 1,2$, segundo a ABNT NBR 6118:2014.

$$f_{ct,f} = \alpha \times f_{ct} \quad (\text{equação 76})$$

Ainda de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, no caso do ELS-F, f_{ct} pode ser substituído pelo valor de $f_{ctk,inf}$, dado pela equação 77.

$$f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} \quad (\text{equação 77})$$

Onde:

- para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (\text{equação 78})$$

- para concretos de classes C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \times \ln(1 + 0,11 \times f_{ck}) \quad (\text{equação 79})$$

Logo, respeitando a convenção de sinal para tensões de tração e compressão estabelecida previamente, a verificação para ELS-F pode ser descrita por meio da equação 80.

$$-1,2 \times 0,7 \times f_{ct,m} \leq \sigma \leq \frac{0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{equação 80})$$

c) Estado limite de descompressão (ELS-D)

Diferentemente do ELS-F, o ELS-D não admite tensões de tração na seção e, por isso, deve ser verificado por meio da equação 81.

$$0 \leq \sigma \leq \frac{0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{equação 81})$$

2.2.1.1.3.5.5.3 Deslocamentos-limites Para as Flechas Inicial e Final

De acordo com Petrucelli (2009), o efeito de protensão é estimado por meio de dois momentos fletores isostáticos de protensão, calculados por meio das equações 82 e 83, um deles obtido a partir da tensão de protensão descontadas as perdas iniciais e imediatas (σ_{p0}), e o outro a partir do valor das perdas progressivas ($\Delta\sigma_{pt}$).

$$M_{p0} = \sigma_{p0} \times A_{pf} \times e_p \quad (\text{equação 82})$$

$$M_{pt} = \sigma_{pt} \times A_{pf} \times e_p \quad (\text{equação 83})$$

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, as flechas imediatas devem ser analisadas por meio de uma avaliação aproximada a partir da rigidez à flexão equivalente $(EI)_{eq}$ do elemento que, para vigas com armaduras ativas, é dada pela equação 84, desde que não seja ultrapassado o limite de fissuras.

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \times I_x \quad (\text{equação 84})$$

Onde:

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto;

I_x = inércia à flexão em relação ao eixo x e relativa ao baricentro.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, nos casos onde não for possível obter E_{cs} por meio de ensaio, o mesmo pode ser obtido por meio da equação 85.

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} \quad (\text{equação 85})$$

Onde α_i é dado pela equação 86, sendo que, para esta etapa do dimensionamento deve ser adotado o módulo de elasticidade do concreto para a idade de 28 dias, isto é, E_{ci28} .

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (\text{equação 86})$$

As flechas decorrentes do efeito de protensão são calculadas pela equação 87, enquanto que as oriundas dos carregamentos externos são obtidas por meio da equação 88, para o caso de elemento biapoiado com carregamento distribuído simples, onde p é a carga distribuída relativa às ações características externas.

$$S_p = \frac{M_p \times l^2}{8 (EI)_{eq}} \quad (\text{equação 87})$$

$$S_v = \frac{5pl^4}{384 (EI)_{eq}} \quad (\text{equação 88})$$

A flecha gerada exclusivamente pelo efeito da tensão inicial de protensão da armadura ativa trata-se de uma contra flecha, visto que a compressão da borda inferior do elemento gera um deslocamento no sentido contrário ao dos carregamentos externos. Nesse caso, a mesma deve ser considerada negativa para o cálculo da flecha inicial $S_{m\acute{a}x,0}$, expressa por meio da equação 89.

$$S_{m\acute{a}x,0} = \frac{l^2}{8 (EI)_{eq}} \times (M_{pt} - M_{p0}) \quad (\text{equação 89})$$

A flecha final, para o caso da laje alveolar protendida, é calculada separadamente para cada etapa de produção/montagem, visto que o coeficiente de fluência para cada uma delas é

diferente. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, para a consideração da deformação diferida no tempo, deve-se multiplicar a parcela permanente da flecha imediata por $(1 + \varphi)$, onde φ é o coeficiente de fluência para cada etapa de construção/montagem. Conforme demonstrado por Petrucelli (2009), a flecha gerada pela perda de protensão progressiva deve ser ponderada por metade do valor de $(1 + \varphi)$ correspondente à primeira etapa.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, deslocamentos visíveis em elementos estruturais são limitados pela relação $\ell/250$ (onde ℓ é o vão). Segundo o mesmo item, os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contra flecha e a atuação isolada da mesma não pode ocasionar um desvio do plano maior que $\ell/350$.

2.2.1.1.3.5.6 Verificações Finais

As verificações finais referem-se àquelas apresentadas pela ABNT NBR 14861:2011, as quais incluem as resistências à flexão, força cortante, ao fendilhamento longitudinal das nervuras e à punção.

2.2.1.1.3.5.6.1 Resistência à Flexão

A ABNT NBR 14861:2011, apresenta duas verificações para tensões admissíveis de forma a atender aos requisitos de flexão e durabilidade, sendo a primeira relacionada à fase de liberação da protensão, manuseio, construção e demais situações transitórias antes da consolidação do capeamento estrutural, e outra para a construção final. Como a verificação das tensões no ato da protensão é feita no item 2.2.1.1.3.3.4 do roteiro e esse dimensionamento não engloba os procedimentos de manuseio, nessa etapa dos cálculos será realizado apenas o segundo tipo de verificação, fazendo uso das equações 90 e 91, para tensões admissíveis de tração e compressão, respectivamente.

$$\sigma_{ct} \geq -\frac{1,3 \times f_{ct,m}}{\gamma_c} \quad (\text{equação 90})$$

$$\sigma_c \leq \frac{0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{equação 91})$$

De acordo com a ABNT NBR 14861:2011, para o dimensionamento à flexão da seção transversal composta, incorpora-se na altura de dimensionamento a altura da capa estrutural, logo, as características geométricas utilizadas para a estimativa das tensões normais são aquelas correspondentes à seção já com o capeamento estrutural. Na verificação à flexão durante a etapa

de construção final, a espessura de dimensionamento deve ser a espessura no ponto de momento máximo, devendo-se especificar no projeto a espessura mínima correspondente à capa de concreto nesta seção.

2.3.1.4.3.5.6.2 Resistência à Força Cortante

Segundo a ABNT NBR 14861:2011, os mecanismos de ruptura de uma laje alveolar para a resistência às tensões de cisalhamento podem ocorrer quando:

- a) a tensão de cisalhamento supera a resistência à tração diagonal do concreto na nervura do alvéolo;
- b) a tensão de cisalhamento se combina com as tensões de tração oriundas da protensão ou na flexão da peça.

A figura 10 apresenta a seção transversal de uma laje alveolar protendida. Em regiões fissuradas, a resistência das lajes alveolares, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas, simultaneamente as condições descritas pelas equações 92, 93 e 94 (ABNT NBR 14861:2011).

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad (\text{equação 92})$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (\text{equação 93})$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2 \text{ capa}} \quad (\text{equação 94})$$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} v \times f_{cd} \times 0,9d \times \sum b_{w,1} \quad (\text{equação 95})$$

$$V_{Rd2 \text{ capa}} = \frac{1}{2} v \times f_{cd} \times 0,9d_{tot} \times \sum b_{w,2} \quad (\text{equação 96})$$

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \quad (\text{equação 97})$$

Onde:

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo na seção;

V_{Rd1} = força cortante resistente de cálculo na seção;

V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo na seção, das diagonais comprimidas de concreto;

$V_{Rd2 \text{ capa}}$ = força cortante resistente de cálculo na seção, das diagonais comprimidas de concreto da laje alveolar com capa e alvéolos preenchidos;

$\sum b_{w,1}$ = somatório das nervuras (internas e externas) da laje alveolar, dado pela equação 98;

$\Sigma b_{w,2}$ = somatório das nervuras (internas e externas) da laje alveolar e da parcela da seção com alvéolos preenchidos dado pela equação 99;

d = altura útil da seção transversal da laje alveolar;

d_{tot} = altura útil da seção transversal da laje alveolar mais a capa estrutural;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão de concreto usada no projeto.

$$\Sigma b_{w,1} = \Sigma b_{w,ext} + \Sigma b_{w,int} \quad (\text{equação 98})$$

$$\Sigma b_{w,2} = \Sigma b_{w,ext} + \Sigma b_{w,int} + 0,5 \times n \times b_{alv} \times \frac{E_c}{E_p} \quad (\text{equação 99})$$

Segundo a ABNT NBR 14861:2011, a resistência ao esforço cortante nas lajes alveolares pode ser aumentada com a especificação de capa estrutural e/ou preenchimento dos alvéolos. Quando for adotado o preenchimento de alvéolos, o comprimento longitudinal desse preenchimento ao longo dos alvéolos das lajes alveolares deve ser pelo menos maior que L_{pr} . Para o preenchimento dos alvéolos, deve ser usado concreto adequado, com mesma resistência e durabilidade do concreto do elemento a ser preenchido, considerando-se as verificações das parcelas de resistência dos alvéolos. O valor de L_{pr} é dado pela equação 100.

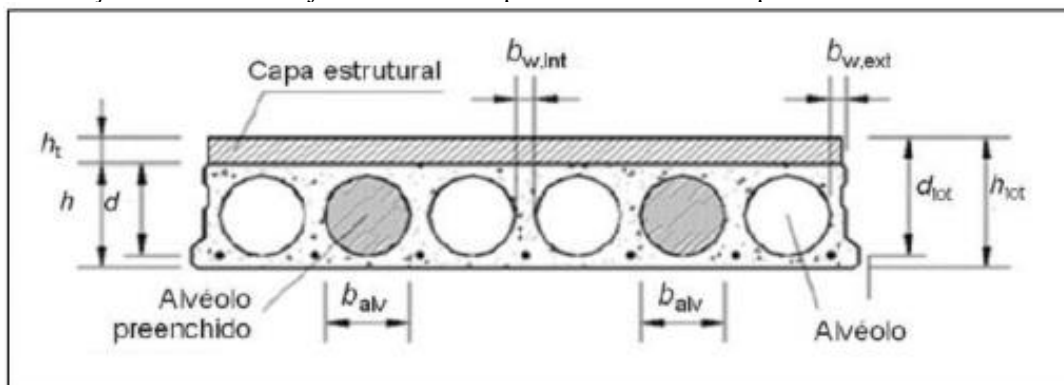
$$L_{pr} = l_{pt2} + l_{fc} \quad (\text{equação 100})$$

Onde:

l_{pt2} = valor superior de projeto para o comprimento de transmissão (fixado em 85ϕ);

l_{fc} = soma do comprimento necessário para atender às solicitações de força cortante com a altura da seção transversal.

Figura 10 – Seção transversal da laje alveolar com capa estrutural e alvéolos preenchidos



Fonte: (ABNT NBR 14861:2011)

a) V_{Rd1} com ou sem capeamento estrutural

Conforme ABNT NBR 14861:2011, a resistência V_{Rd1} à força cortante de lajes alveolares com ou sem capeamento estrutural deve ser calculada segundo a equação 101.

$$V_{Rd1} = V_{c,1} + V_{p,1} \quad (\text{equação 101})$$

$$V_{c,1} = 0,25 f_{ctd} \times k \times (1,2 + 40\rho_1) \times \sum b_{w,1} \times d \quad (\text{equação 102})$$

$$V_{p,1} = 0,15 \sigma_{cp,1} \times \sum b_{w,1} \times d \quad (\text{equação 103})$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{\sum b_{w,1} \times d} \quad (\text{equação 104})$$

$$\sigma_{cp,1} = \frac{N_{p\infty}}{A_c} \times \alpha \quad (\text{equação 105})$$

$$k = 1,6 - d \geq 1 \quad (\text{equação 106})$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_{pt2}} \leq 1 \quad (\text{equação 107})$$

Onde:

V_{Rd1} = força cortante resistente de cálculo da seção, com ou sem capa estrutural;

f_{ctd} = resistência à tração do projeto do concreto pré-moldado e do moldado no local;

$\sum b_{w,1}$ = somatório das nervuras (internas e externas) da laje alveolar, dado pela equação 98;

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada;

ρ_1 = taxa de armadura específica para a seção da laje alveolar pré-moldada;

d = altura útil total da seção transversal, considerando a altura da laje alveolar (d) ou da laje alveolar mais a altura da capa na seção composta ($d = d_{tot}$);

$\sigma_{cp,1}$ = tensão de compressão do concreto devido à força de protensão de projeto para o caso da laje sem alvéolo preenchido (ou com alvéolo preenchido após a liberação da protensão);

$N_{p\infty}$ = força de protensão final, depois de todas as perdas;

A_c = área da seção transversal de concreto da laje alveolar pré-moldada;

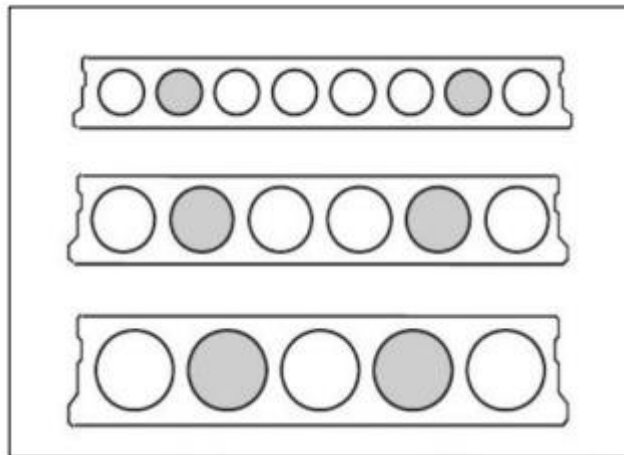
l_x = distância da seção x a partir do final da laje;

l_{pt2} = valor superior de projeto para o comprimento de transmissão (fixado em 85ϕ).

b) V_{Rd1} com alvéolos preenchidos antes da liberação da protensão

Para a situação da laje alveolar com alvéolos preenchidos antes da liberação da protensão na pista, a resistência à força cortante deve ser calculada pela equação 108, que considera o preenchimento de até dois alvéolos (com contribuição de 50% da largura do alvéolo), em condições de simetria na seção transversal, conforme mostrando na Figura 11 (ABNT NBR 14861:2011)

Figura 11 – Posicionamento recomendado para preenchimento de concreto em dois alvéolos para acréscimo na resistência à força cortante



Fonte: (ABNT NBR 14861:2011)

$$V_{Rd1,a1} = V_{c,2} + V_{p,2} \quad (\text{equação 108})$$

$$V_{c,2} = 0,25 f_{ctd} \times k \times (1,2 + 40\rho_2) \times \sum b_{w,2} \times d \quad (\text{equação 109})$$

$$V_{p,2} = 0,15 \sigma_{cp,2} \times \sum b_{w,1} \times d \quad (\text{equação 110})$$

$$\rho_2 = \frac{A_s}{\sum b_{w,2} \times d} \quad (\text{equação 111})$$

$$\sigma_{cp,2} = \frac{N_p}{A_{c,2}} \times \alpha \quad (\text{equação 112})$$

$$A_{c,2} = A_c + n \times A_{alv} \quad (\text{equação 113})$$

$$A_{alv} = \frac{\pi \times b_{alv}^2}{4} \quad (\text{equação 114})$$

Onde:

$V_{Rd1,a1}$ = força cortante resistente de cálculo na seção, com ou sem capa estrutural, com alvéolos preenchidos antes da liberação da protensão;

$\Sigma b_{w,2}$ = somatório das nervuras (internas e externas) da laje alveolar e da parcela da seção com alvéolos preenchidos, dado pela equação 125;

ρ_2 = taxa de armadura específica para a seção da laje alveolar pré-moldada com alvéolo preenchido;

$\sigma_{cp,2}$ = tensão de compressão do concreto devido à força de protensão de projeto para o caso da laje com alvéolos preenchidos antes da liberação da protensão;

n = quantidade de alvéolos preenchidos;

A_{alv} = área da seção transversal do alvéolo, conforme sua geometria. Para alvéolo com seção circular, a área da seção deve ser calculada pela equação 114;

b_{alv} = largura do alvéolo a ser preenchido que, no caso da equação 114, trata-se, especificamente, do diâmetro do alvéolo.

c) V_{Rd1} com alvéolos preenchidos depois da liberação da protensão

Para a situação da laje alveolar com alvéolos preenchidos após a liberação da protensão na pista, a resistência à força cortante deve ser calculada pela equação 115.

$$V_{Rd1,a2} = V_{c,2} + V_{p,1} \quad (\text{equação 115})$$

Onde:

$V_{Rd1,a2}$ = força cortante resistente de cálculo na seção, com ou sem capa estrutural, com alvéolos preenchidos após a liberação da protensão.

2.2.1.1.3.5.6.3 Resistência das Nervuras ao Fendilhamento Longitudinal

De acordo com a ABNT NBR 14861:2011, durante o processo produtivo, na liberação das cordoalhas de protensão, nenhum tipo de fissuração longitudinal nas nervuras é permitido. Logo, deve ser garantido que a tensão na nervura mais solicitada (σ_{sp}) seja inferior à tensão de tração do concreto ($f_{ctkj,inf}$), conforme descrito pela equação 116.

$$\sigma_{sp} \leq f_{ctkj,inf} \quad (\text{equação 116})$$

$$\sigma_{sp} = \frac{P_0}{b_w \times e_p} \frac{15 \times \alpha_e^{2,3} + 0,07}{1 + \left(\frac{l_{pt1}}{e_p}\right)^{1,5} \times (1,3 \times \alpha_e + 0,1)} \quad (\text{equação 117})$$

$$\alpha_e = \frac{(e_p - k)}{h} \quad (\text{equação 118})$$

$$k = \frac{W_{c,inf,ner\upsilon}}{A_{c,ner\upsilon}} \quad (\text{equação 119})$$

Onde:

$f_{ctkj,inf}$ = 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 = força de protensão inicial logo após a liberação dos cabos, na nervura considerada;

b_w = espessura de uma nervura individual (nervura interna ou externa);

e_p = excentricidade da força de protensão;

l_{pt1} = valor inferior de projeto para o comprimento de transmissão (fixado em 60ϕ) (figura 12);

k = meia altura do núcleo de rigidez na nervura, calculada pela equação 119 (figura 12);

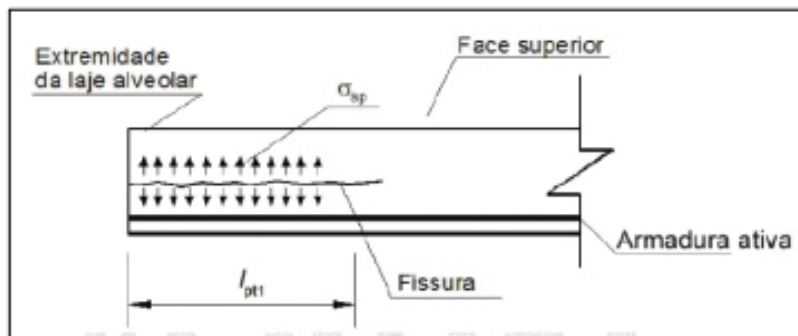
h = altura da nervura da seção transversal;

$W_{c,inf,ner\upsilon}$ = módulo resistente da seção da nervura na borda inferior;

$A_{c,ner\upsilon}$ = área da seção transversal de concreto da nervura.

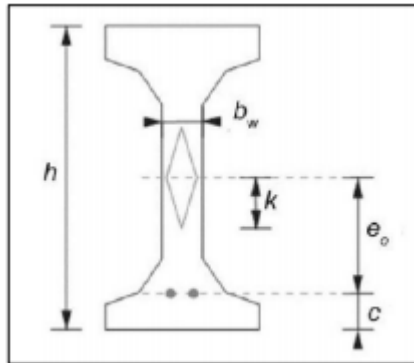
As Figuras 12 e 13 mostram, respectivamente, o valor inferior de projeto para o comprimento de transmissão e a posição do núcleo de rigidez nas nervuras da laje alveolar protendida. De acordo com a ASSAP (2002), em lajes alveolares protendidas de menor espessura ($h \leq 200$ mm), o baricentro da armadura ativa permanece dentro do núcleo de rigidez da seção transversal ($k \geq e_p$) e, portanto, a protensão não gera tensões de tração na borda superior do elemento. Em painéis com 250 mm ou mais, verifica-se sempre que a posição do baricentro da armadura permanece abaixo do núcleo de rigidez ($k \leq e_p$), gerando tensões de tração na borda superior, que aumentam conforme sejam maiores a excentricidade e a seção de aço protendido.

Figura 12 – Fissuração longitudinal devido ao fendilhamento do concreto nas nervuras



Fonte: (ABNT NBR 14861:2011)

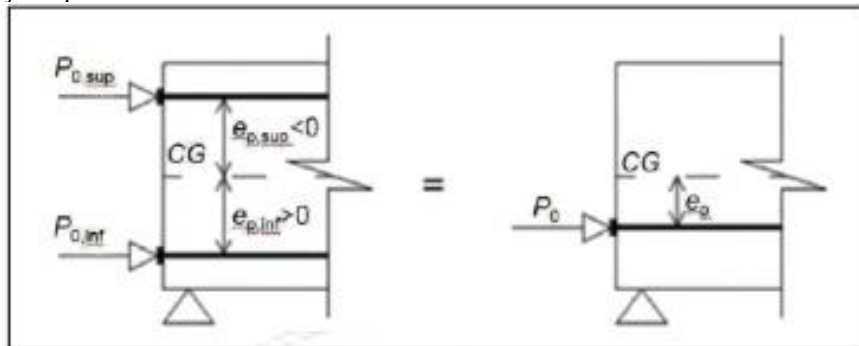
Figura 13 – Núcleo de rigidez



Fonte: (ABNT NBR 14861:2011)

Para o caso da presença de armaduras ativas superiores, a verificação deve ser feita levando em conta os efeitos da força de protensão resultante, conforme ilustra a figura 14 (ABNT NBR 14861:2014).

Figura 14 – Força de protensão resultante



Fonte: (ABNT NBR 14861:2011)

A excentricidade resultante é obtida pela equação 120.

$$e_p = \frac{P_{0,inf} \times e_{p,inf} + P_{0,sup} \times e_{p,sup}}{P_0} \quad (\text{equação 120})$$

$$P_0 = P_{0,inf} + P_{0,sup} \quad (\text{equação 121})$$

Onde:

$e_{p,inf}$ = excentricidade dos fios/cordoalhas de protensão inferior;

$e_{p,sup}$ = excentricidade dos fios/cordoalhas de protensão superior;

$P_{0,inf}$ = força de protensão com perdas iniciais e imediatas nos fios/cordoalhas inferiores;

$P_{0,sup}$ = força de protensão com perdas iniciais e imediatas nos fios/cordoalhas superiores;

P_0 = força de protensão resultante (do fio/cordoalha equivalente).

2.2.1.1.3.5.6.4 Resistência ao Esforço Cortante nas Chavetas

As ações distribuídas de um elemento de laje para outro adjacente podem provocar esforços cortantes na direção vertical na chaveta, também chamada de núcleo de união, conforme mostrado na Figura 15. Segundo a ASSAP (2002), a chaveta funciona como uma dobradiça cilíndrica capaz de transmitir os esforços cortantes verticais, mas não os momentos fletores, no entanto. A resistência ao esforço cortante depende, neste caso, das propriedades do concreto da chaveta (ABNT NBR 14861:2014).

A resistência ao esforço cortante na chaveta, V_{Rd1} , é expressa como uma resistência linear e é o menor valor encontrado a partir das equações 122 e 123. Os valores de f_{ctk} , de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, na falta de ensaios para sua obtenção, podem ser calculados pela equação 77, sendo que o valor de f_{ctd} , é o valor de f_{ctk} dividido pelo fator de minoração γ_c .

$$V_{Rd1} = 0,25 \times f_{ctd} \times \sum h_f \quad (\text{equação 122})$$

$$V_{Rd1} = 0,15 \times (f_{ctd,ch} \times h_{ch} + f_{ctd,t} \times h_t) \quad (\text{equação 123})$$

Onde:

f_{ctd} = valor de cálculo da resistência à tração do concreto da laje alveolar;

$f_{ctd,ch}$ = valor de cálculo da resistência à tração do concreto da chaveta;

$f_{ctd,t}$ = valor de cálculo da resistência à tração do concreto da capa estrutural;

h_{ch} = altura da chaveta (figura 15);

h_t = altura da capa estrutural (figura 15);

$\sum h_f$ = soma das menores espessuras dos flanges da face inferior e da face superior com a espessura da capa estrutural ($h_{f1} + h_{f2} + h_t$).

Segundo a ABNT NBR 14861:2011, com relação às ações concentradas, a resistência ao esforço cortante, $V_{Rd1,conc}$, pode ser calculada conforme a equação 124.

$$V_{Rd1,conc} = V_{Rd1} \times (a + h_{ch} + h_t + 2a_s) \quad (\text{equação 124})$$

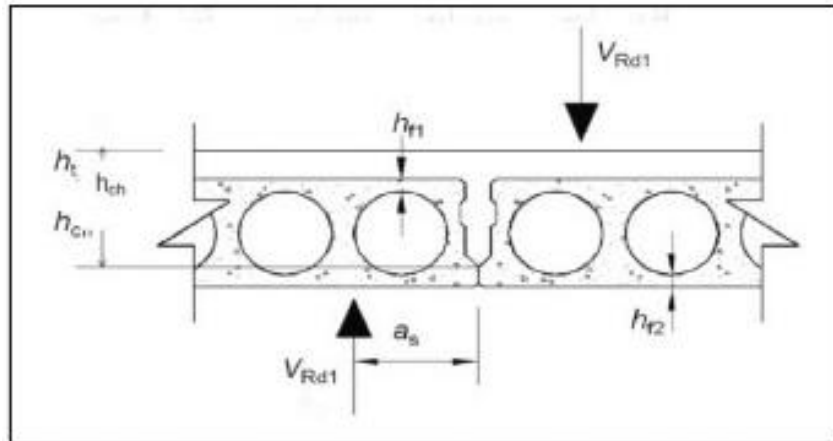
Onde:

V_{Rd1} = menor valor entre os calculados pelas equações 122 e 123;

a = comprimento da ação paralela à junta longitudinal;

a_s = distância entre o centro de aplicação da ação concentrada e o centro da junta longitudinal.

Figura 15 – Força cortante nas chavetas ou chaves de cisalhamento



Fonte: (ABNT NBR 14861:2011)

De acordo com a ABNT NBR 14861:2011, a força cortante solicitante (V_{sd}) nas chavetas pode ser determinada por meio de literatura técnica recomendada ou normas internacionais sendo que, na ausência de critérios mais rigorosos, pode ser calculada conforme especificado nos itens (a) e (b).

a) nas lajes de borda (com apenas um dos lados ligado a outro elemento), considera-se que 80% do carregamento que atua sobre a laje é transferido para o elemento da laje adjacente, desde que a carga aplicada esteja localizada entre o meio da laje e a chaveta solicitada, para o caso de carga concentrada.

b) nas lajes centrais (com os dois lados ligados a outros elementos), considera-se que 40% do carregamento que atua sobre a laje é transferido para cada elemento da laje adjacente

2.3.1.4.3.5.6.5 Resistência da Nervura Quanto à Punção

Segundo a ABNT NBR 14861:2011, na ausência de justificativa para a desconsideração do cálculo da resistência à punção da nervura, deve ser utilizada a equação 125.

$$V_{Rd} = b_{ef} \times h \times f_{ctd} \times \left(1 + 0,3 \times \alpha \times \frac{\sigma_{cp}}{f_{ctd}} \right) \quad (\text{equação 125})$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_{pt2}} \leq 1 \quad (\text{equação 126})$$

Onde:

V_{Rd} = resistência á punção da nervura da laje alveolar, expressa em newtons (N);

l_x = distância da seção x a partir do final da laje;

l_{pt2} = valor superior de projeto para o comprimento de transmissão (fixado em 85ϕ);

σ_{cp} = tensão de compressão do concreto no centro de gravidade da peça devido à força de protensão, dada pela equação 127;

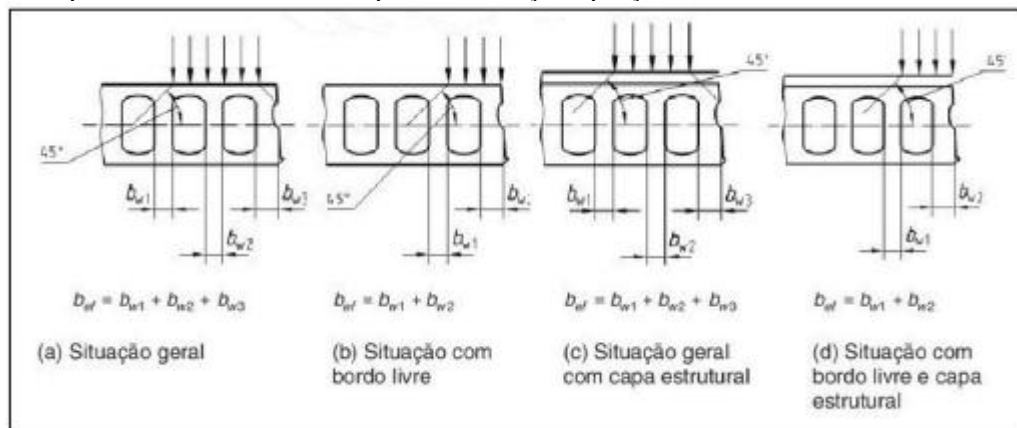
b_{ef} = espessura efetiva das nervuras, calculada para as situações e variáveis mostradas na Figura 16;

f_{ctd} = resistência de cálculo à tração do concreto da nervura da laje alveolar, a ser usada no projeto;

h = altura total da laje sem capa ou equivalente a h_{tot} , conforme Figura 16, da seção composta formada pela laje e capa estrutural.

$$\sigma_{c,p0g} = \frac{N_{p0}}{A_c} + \frac{N_{p0,inf} \times e_{p,inf}^2}{I_x} - \frac{N_{p0,sup} \times e_{p,sup}^2}{I_x} \quad (\text{equação 127})$$

Figura 16 – Espessura efetiva das nervuras para a verificação à punção



Fonte: (ABNT NBR 14861:2014)

De acordo com a ABNT NBR 14861:2011, para ações concentradas, onde mais de 50% atuam na nervura mais externa (b_{w2} nas Figuras 22b e 22d) do bordo livre de uma laje alveolar, a resistência resultante a partir da equação 125 somente é aplicada se pelo menos uma cordoalha ou fio e uma armadura transversal estiverem presentes. Se alguma destas condições não for obedecida, a resistência V_{Rd} deve ser dividida por dois.

2.2.1.2 Laje Mista (*Steel Deck*)

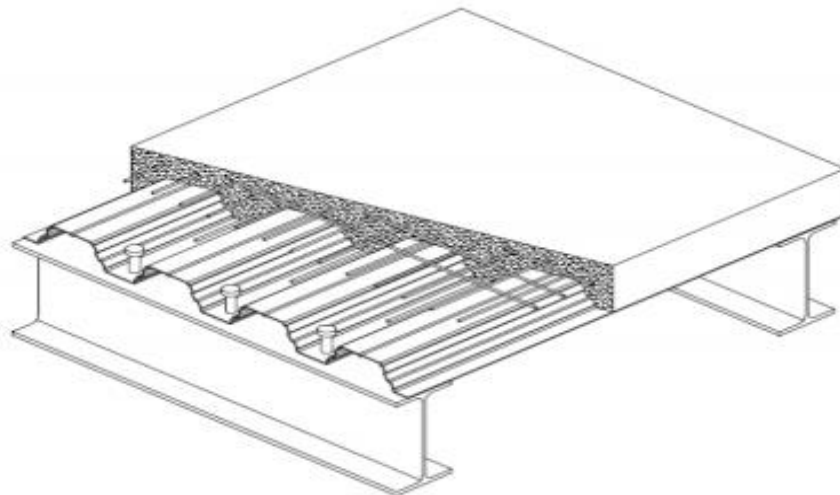
2.2.1.2.1 Definição

Segundo Lima (2009), com o desenvolvimento de diversos sistemas estruturais e construtivos na busca por usufruir das vantagens de cada material, surgiu o sistema formado por elementos mistos de aço e concreto. A laje mista é resultado do trabalho conjunto entre uma

forma de aço perfilada e o concreto armado sobre a mesma, a solidariedade entre os dois materiais pode ser mecânica, a partir da utilização de conectores de cisalhamento, mossas, saliências, ou por atrito gerado pelo confinamento do concreto em formas reentrantes. O sistema dá suporte ao concreto, dispensando parcial ou totalmente a necessidade de escoramentos para a laje, gerando maior agilidade na execução das mesmas, além de reduzir custos com o aluguel de escoramentos e mão de obra, não necessitando do intenso emprego deste recurso como em estruturas convencionais de concreto armado.

O conceito de laje mista ou de laje com forma colaborante, surgiu na década de 1950 nos Estados Unidos e passou a ser largamente empregado desde então, notadamente em edificações metálicas de múltiplos andares, (BARROS, 2014).

Figura 17 – Laje mista (*Steel Deck*)



Fonte: (DETALLES CONSTRUTIVOS, 2014)

2.2.1.2.2 Processo de Execução

O sistema consiste basicamente na utilização de uma forma metálica colaborante, com armadura de reforço sobre a junção das folhas de *steel deck* e ao redor dos pilares, tela de aço galvanizado com o objetivo de evitar fissuração, preenchida com concreto. O ideal é que o uso do *steel deck* seja previsto ainda no projeto, já que nessa fase é possível dimensionar os vãos, espessuras das chapas e o concreto a ser utilizado de acordo com as sobrecargas exigidas.

2.2.1.2.2.1 Forma - *Steel Deck*

O *steel deck* consiste em um elemento de aço galvanizado, perfilado e formado a frio, é considerado forma colaborante, pois, durante a concretagem atua como forma para o concreto e posteriormente como armadura positiva para as cargas de serviço.

De acordo com o CBCA (Centro Brasileiro da Construção em Aço), no mercado brasileiro o *steel deck* é disponibilizado com três espessuras de chapa: 0,80 mm, 0,95 mm e 1,25 mm e comprimento personalizado de acordo com o projeto, podendo chegar a 12 m, limite máximo de transporte por carreta. Vale lembrar que quando aplicado em vãos de 2 até 4 metros dispensa a utilização de escoramentos, tornando o sistema mais competitivo.

2.2.1.2.2.2 Armadura

As formas colaborantes, *steel deck*, atuam como armadura positiva para a laje, e a armadura negativa deve ser posicionada na região dos apoios para resistir a estas solicitações. Além das armaduras positiva e negativa e do reforço no interior da nervura, é aplicada a malha de retração, consistindo de tela soldada com bitola reduzida, a ser aplicada em toda a laje para evitar a fissuração.

As lajes *steel deck*, apresentam bom comportamento em situação de incêndio, com estanqueidade garantida pelas formas metálicas e isolamento térmico garantido pela espessura de concreto adequada sobre as nervuras, possuindo resistência estrutural ao fogo por 30 minutos. A armadura positiva adicional pode aumentar a resistência do sistema estrutural para até 120 minutos (CICHINELLI, 2009).

2.2.1.2.2.3 Concreto

O concreto empregado deve ter resistência igual ou superior a 25 MPa. Não é recomendável o uso de aditivos à base de cloretos, que podem agredir a galvanização da chapa, de acordo com o manual do CBCA. É necessário ter atenção no momento do lançamento de concreto nesta metodologia de laje para que não haja acúmulo de material no meio dos vãos, evitando sobrecargas indesejadas, especialmente por esta laje ser executada, em grande parte, sem escoramento

Segundo Vasconcellos (2006), o comportamento misto é alcançado após a cura do concreto da laje, quando a forma de aço transmite as tensões cisalhantes horizontais na interface

com o concreto através de ligações mecânicas fornecidas por saliências e reentrâncias (mossas) existentes na forma.

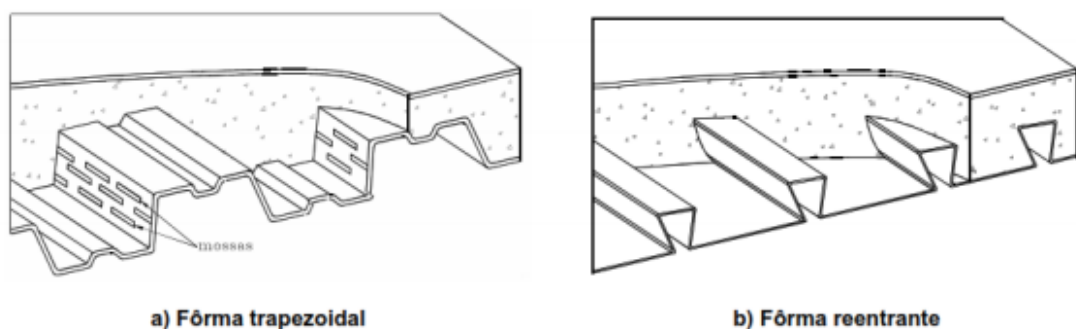
2.2.1.2.3 Metodologia de Cálculo

O dimensionamento de lajes mistas, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, passa pelas verificações da forma, na fase inicial, e pelas verificações da laje, na fase final. Sendo assim, são apresentados nos próximos itens, as verificações necessárias em cada etapa.

2.2.1.2.3.1 Verificação da Forma de Aço na Fase Inicial

A fase inicial está diretamente ligada à capacidade suporte da chapa metálica em resistir aos esforços aplicados, portanto, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, é necessária à verificação da forma nos estados limites últimos, e estados limites de serviço. Nos estados limites últimos, a norma descreve que “A verificação da forma de aço na fase inicial deve ser feita com base na ABNT NBR 14762:2008. Deve ser considerado adequadamente o efeito das mossas resistências de cálculo.” As mossas são as reentrâncias presentes na forma de aço que auxiliam na aderência entre a forma e o concreto, como apresentado na figura 18.

Figura 18 – Formas de lajes mistas



Fonte: (ABNT NBR 8800:2008)

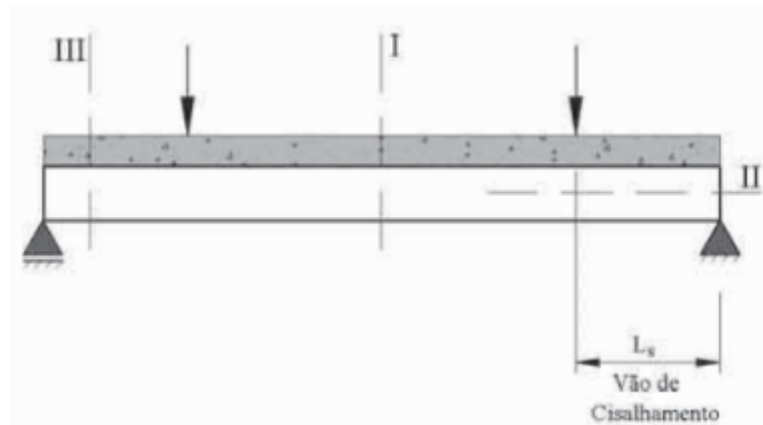
A verificação para estado limite de serviço, segundo a mesma norma, ocorre através da análise do deslocamento máximo, sendo descrito que:

O deslocamento máximo da forma de aço sob seu peso próprio e o peso do concreto fresco (excluindo-se a sobrecarga de construção) não deve exceder $L_F/180$ ou 20 mm, o que for menor, onde L_F é o vão teórico da forma na direção das nervuras. As propriedades geométricas da seção transversal devem ser determinadas de acordo com a ABNT NBR 14762:2008.

2.2.1.2.3.2 Verificação da Laje na Fase Final

O dimensionamento das lajes mistas na fase final envolve a verificação da estrutura quando os dois materiais, o aço e o concreto, trabalham em conjunto para resistir aos esforços aplicados. Nesta condição, considerando somente carregamento distribuído, as lajes mistas apresentam três seções críticas para a ruptura, que são expostas na figura 19.

Figura 19 – Seções críticas



Fonte: (QUEIROZ et ali, 2012)

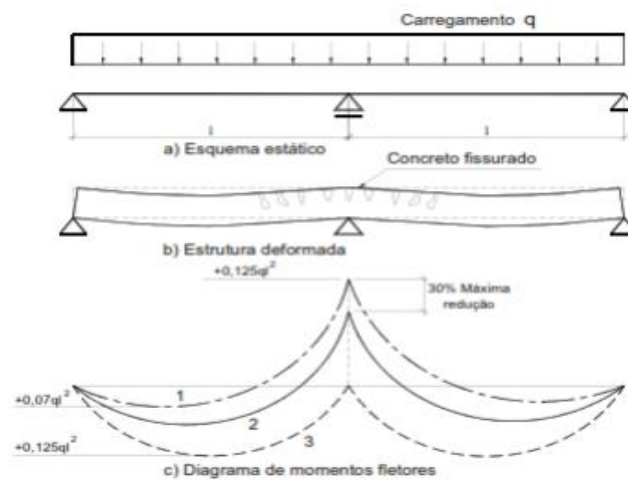
De acordo com a representação gráfica, Queiroz et ali (2012) descrevem os possíveis modos de colapso para lajes mistas de aço e concreto e as seções correspondentes:

- a) seção crítica I – Flexão: Resistência ao momento fletor. Esse estado limite pressupõe interação completa entre a forma e o concreto e pode ser crítico se o vão de cisalhamento [...] [L_s] for suficientemente grande;
- b) seção crítica II – Cisalhamento longitudinal. A carga máxima na laje é determinada pela resistência ao cisalhamento longitudinal, não sendo possível atingir-se a resistência última ao momento fletor. Caracteriza-se como ação mista de interação parcial, sendo usualmente o estado limite crítico de lajes mistas;
- d) seção crítica III – Cisalhamento vertical. Esse estado limite pode ser crítico somente em casos especiais, por exemplo, em lajes espessas de vão curto, sujeitas a cargas elevadas [...].

Além disso, cabe ressaltar a influência da configuração adotada para lajes mistas. Ou seja, as lajes podem ser consideradas biapoiadas, como na figura 19, ou contínuas, como na figura 20. De acordo com Fabrizzi (2007), nos casos em que as lajes forem contínuas, há três possibilidades que podem ser adotadas ao proceder o dimensionamento:

- a) considerar-se inércia constante ao longo da viga, determinando-se os momentos elásticos;
- b) considerando-se uma rigidez inferior (concreto fissurado) nos apoios ou reduzindo-se arbitrariamente o momento fletor negativo nos apoios e, conseqüentemente, aumentando o momento fletor positivo;
- c) tratando a laje mista contínua como uma série de lajes mistas biapoiadas, colocando-se apenas armaduras sobre os apoios intermediários para evitar a fissuração.

Figura 20 – Exemplo da análise de laje contínua



Fonte: (FABRIZZI, 2007)

2.2.1.2.3.2.1 Estados Limites Últimos

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, “Os estados limites estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional.”. Conforme os possíveis modos de colapso, já descritos, essa norma propõe as verificações apresentadas na sequência para o dimensionamento de lajes mistas *steel deck*.

2.2.1.2.3.2.1.1 Momento Fletor

O dimensionamento das lajes mistas *steel deck* ao momento fletor positivo, inicia através da determinação da posição da linha neutra. Segundo Fabrizio (2007), “na maioria dos casos a linha neutra situa-se acima da forma de aço, mas em formas mais profundas pode acontecer da linha neutra se localizar na forma de aço”.

Conforme a ABNT NBR 8800:2008, a posição da linha plástica é identificada através das equações 128 e 129, que indicam os valores de N_{cf} e N_{pa} , respectivamente. Pois, de acordo

com o que Queiroz et ali (2012) observam, se N_{cf} for maior ou igual a N_{pa} pode-se afirmar que a LNP está acima da forma metálica, conforme a figura 27, caso contrário a LNP está dentro da forma metálica, conforme a figura 21. As equações são:

$$N_{cf} = 0,85bt_c f_{cd} \quad (\text{equação 128})$$

Onde:

N_{cf} : força de compressão no concreto, considerando interação total ao cisalhamento longitudinal;

b : largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm;

t_c : altura da laje de concreto acima do topo da forma de aço;

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto à compressão.

$$N_{pa} = A_{F,ef} f_{yFd} \quad (\text{equação 129})$$

Onde:

N_{pa} : força de tração na forma de aço, considerando interação total ao cisalhamento longitudinal;

$A_{F,ef}$: área da seção efetiva da forma (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;

f_{yFd} : resistência de cálculo ao escoamento do aço da forma.

Através do resultado de N_{pa} , da equação 129, pode-se calcular a altura do bloco de compressão do concreto, que corresponde a parte da laje, acima da forma de aço, e acima da LNP. A altura é dada pela equação 130, sendo representada também na figura 27.

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85f_{cd}b} \quad (\text{equação 130})$$

Onde:

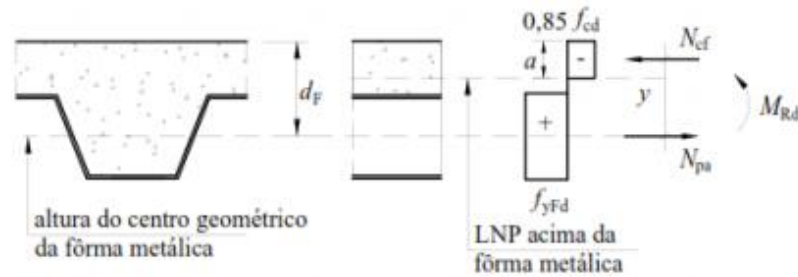
a : altura do bloco de compressão do concreto;

N_{pa} : força de tração na forma de aço, considerando interação total ao cisalhamento longitudinal;

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto à compressão.

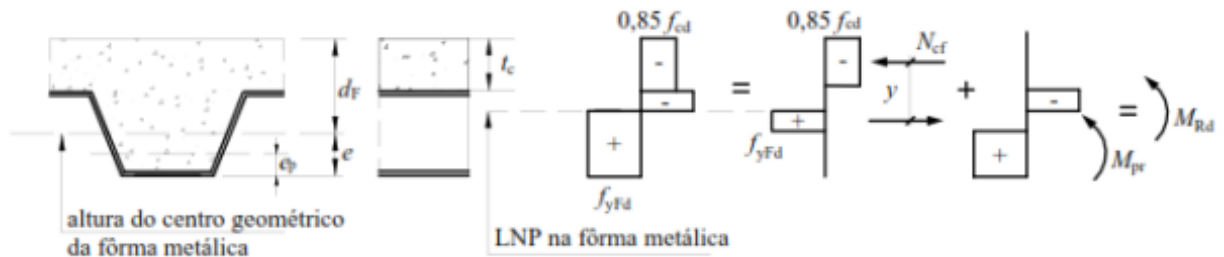
b : largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm;

Figura 21 – Diagrama de tensões para momento positivo – Linha neutra plástica acima da forma de aço



Fonte: (ABNT NBR 8800:2008)

Figura 22 – Diagrama de tensões para momento positivo – Linha neutra plástica na forma de aço



Fonte: (ABNT NBR 8800:2008)

A verificação do momento fletor positivo resistente, é dada pelas equações 131 e 132, para calcular o momento para seções com LNP acima e abaixo do topo da forma de aço respectivamente:

$$M_{Rd} = N_{pa}(d_f - 0,5a) \quad (\text{equação 131})$$

Onde:

M_{Rd} : momento fletor;

N_{pa} : força de tração na forma de aço, considerando interação total ao cisalhamento longitudinal;

d_f : distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da forma;

a : altura do bloco de compressão do concreto.

$$M_{Rd} = N_{cf}y + M_{pr} \quad (\text{equação 132})$$

Onde:

M_{Rd} : momento fletor;

N_{cf} : força de compressão no concreto, considerando interação total ao cisalhamento longitudinal;

y : distância entre N_{cf} e N_{pa} ;

M_{pr} : momento de plastificação da forma de aço, reduzido pela presença da força axial.

Sendo que, de acordo com a mesma norma, as variáveis y e M_{pr} , necessárias para o cálculo do momento fletor resistente abaixo da LNP, são dadas pelas equações 133 e 134, respectivamente:

$$y = h_t - 0,5t_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \quad (\text{equação 133})$$

Onde:

y : distância entre N_{cf} e N_{pa} ;

h_t : altura total da laje, incluindo a forma e o concreto;

t_c : altura da laje de concreto acima do topo da forma de aço;

e_p : distância da linha neutra plástica da seção efetiva da forma à sua face inferior;

e : distância do centro geométrico da área efetiva da forma à face inferior;

N_{cf} : força de compressão no concreto, considerando interação total ao cisalhamento longitudinal;

N_{pa} : força de tração na forma de aço, considerando interação total ao cisalhamento longitudinal.

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \right) \leq M_{pa} \quad (\text{equação 134})$$

Onde:

M_{pr} : momento de plastificação da forma de aço, reduzido pela presença da força axial;

M_{pa} : momento de plastificação da forma de aço, considerando sua seção efetiva, dividido pelo coeficiente de ponderação da resistência γ_{a1} ;

N_{cf} : força de compressão no concreto, considerando interação total ao cisalhamento longitudinal;

N_{pa} : força de tração na forma de aço, considerando interação total ao cisalhamento longitudinal.

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, “O método dos estados limites utilizado para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum estado limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações.”. Ou seja, para a estrutura ser provada, é necessário que o momento fletor positivo calculado (resistente) seja maior que o momento fletor positivo atuante.

A forma metálica das lajes mistas *steel deck*, nesta fase, atua como armadura positiva na laje, porém a forma pode ser insuficiente para resistir aos esforços, sendo necessária a colocação de armadura adicional no fundo da laje, o que deve ser levado em conta no dimensionamento. Sendo que, se for necessário, essa armadura adicional prevista, tanto para o momento positivo como para o momento negativo, deve respeitar a ABNT NBR 6118:2014.

O procedimento para a determinação do momento fletor negativo, por simplificação, para o dimensionamento, considera-se somente a contribuição do concreto comprimido e da armadura adicional (para o momento negativo), tracionada, conforme apresentado no diagrama da figura 23. Sendo assim, o momento fletor negativo deve ser calculado através da equação 135, cujas variáveis são determinadas através da equação 136 a 138. (FABRIZZI, 2007)

$$M_{Rd,pl} = A_s \times f_{sd} \times z \quad (\text{equação 135})$$

$$N_c = 0,85 \times f_{cd} \times b_c \times x = A_s \times f_{sd} \quad (\text{equação 136})$$

$$x = \frac{A_s \times f_{sd}}{0,85 \times f_{cd} \times b_c} \quad (\text{equação 137})$$

$$z = d_s - \frac{x}{2} \quad (\text{equação 138})$$

Onde:

$M_{Rd,pl}$: momento fletor negativo resistente;

A_s : área de armadura por unidade de comprimento para o momento negativo, determinada de acordo com a tabela do Anexo E.

f_{sd} : resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura;

z : distância entre N_s e N_c ;

N_c : força de compressão;

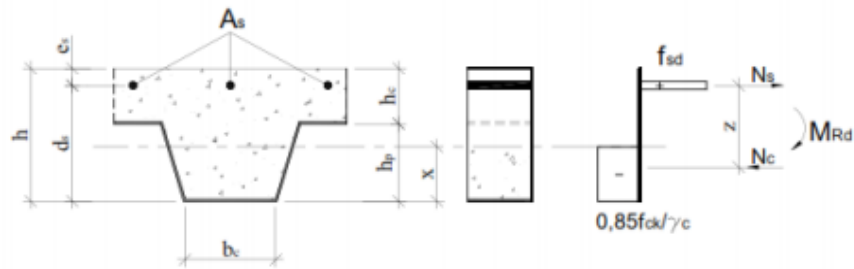
f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto;

b_c : largura de concreto comprimida no interior das nervuras;

x : altura da linha neutra plástica;

d_s : altura da posição da armadura negativa.

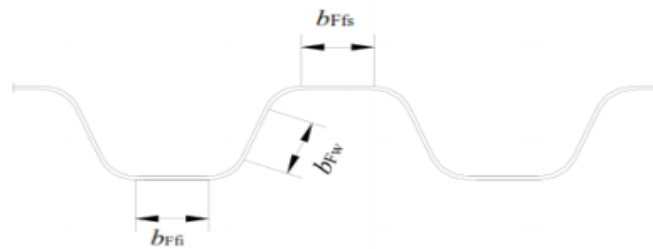
Figura 23 – Diagrama de tensões para momento negativo



Fonte: (FABRIZZI, 2007)

Além da determinação do momento fletor positivo e negativo resistente, segundo a ABNT NBR 8800:2008, “Deve-se assegurar que não haverá flambagem local da forma de aço preenchida com concreto. Para tanto, a largura plana de todos os elementos da forma (figura 24), havendo ou não mossas no elemento considerado, deve atender as equações 45 e 46”.

Figura 24 – Largura plana dos elementos da forma



Fonte: (ABNT NBR 8800:2008)

Inicialmente deve-se determinar o valor de α , que é dado pela relação entre a largura da parte comprimida e a largura plana do elemento, identificada na figura 24. De acordo com resultado dessa relação, calcula-se b_F aplicando a equação 139 para $\alpha \geq 0,5$, e a equação 140 para $\alpha < 0,5$. (ABNT NBR 8800:2008)

$$b_F \leq \frac{26,49 \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{(13\alpha - 1)} t_F \quad (\text{equação 139})$$

$$b_F \leq \frac{2,40 \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{\alpha} t_F \quad (\text{equação 140})$$

Onde:

b_F = largura plana do elemento;

E = módulo de elasticidade do aço;

f_{yF} = resistência ao escoamento do aço da forma;

t_F = espessura da forma de aço;

α = relação entre a largura da parte comprimida e a largura plana do elemento.

2.2.1.2.3.2.1.2 Cisalhamento Longitudinal

O cisalhamento longitudinal é crítico para lajes mistas, e como já descrito por Queiroz et alli (2012), normalmente corresponde a capacidade máxima dessas lajes.

A determinação da resistência ao cisalhamento pelo método m-k é descrita na ABNT NBR 8800:2008, já o método da interação parcial, é aceito pela norma, porém sua especificação não é apresentada, sendo prescrita somente no Eurocode. Portanto, conforme a norma brasileira, a determinação da força cortante longitudinal resistente de cálculo, segundo o método m-k, é apresentada na equação 14.

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_F \left[\left(\frac{mA_{F,ef}}{bL_S} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}} \quad (\text{equação 141})$$

Onde:

$V_{l,Rd}$: força cortante longitudinal resistente de cálculo de lajes com fôrma de aço incorporada, em newton, relativa a 1000 mm de largura;

b : largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm;

d_F : é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma, expressa em milímetros (mm);

m : inclinação da reta m-k, coeficiente fornecido no Anexo F;

k : ordenada na origem, coeficiente fornecido no Anexo F;

$A_{F,ef}$: área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1000 mm);

L_S : vão de cisalhamento, expresso em milímetros;

γ_{sl} : o coeficiente de ponderação da resistência, igual ao determinado pela norma ou especificação utilizada nos ensaios;

O valor da variável L_S (vão de cisalhamento), da equação 141, é determinado em função do tipo de carregamento aplicado à laje, sendo diferente para cargas distribuídas e concentradas.

2.2.1.2.3.2.1.3 Cisalhamento Vertical

O cisalhamento vertical não é o modo de ruptura mais crítico para este tipo de laje, ocorre somente em casos de grandes espessuras de laje para pequenos vãos. A ABNT NBR

8800:2008 determina a força cortante vertical resistente através da equação de 142 apresentadas a seguir.

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} \leq V_{max} \quad (\text{equação 142})$$

Onde:

$V_{v,Rd}$: é a força cortante vertical resistente de cálculo de lajes com fôrma de aço incorporada, expressa em newton (N), relativa a 1000 mm de largura;

$V_{v,F,Rd}$: 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 14762:2010;

$V_{v,c,Rd}$: é a força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, expressa em newton (N), relativa a 1000 mm de largura;

V_{max} : é um limite da força cortante, expresso em newton (N), relativo a 1000 mm de largura.

A força cortante vertical resistente de cálculo do concreto ($V_{v,c,Rd}$), e o limite da força cortante (V_{Max}), variáveis da equação 142, são expressos nas equações 143 e 148, respectivamente. Sendo que, as variáveis da equação 143 são determinadas através das equações 144 a 147, apresentadas na sequência. A identificação das variáveis A_V e b_n podem ser conferidas na figura 25, para as duas possibilidades de formas, a trapezoidal e a reentrante.

O valor aplicado para k_v , variável da equação 143, é 1,0, exceto se houver “[...] armadura longitudinal de tração que se estenda a não menos que $d + l_{b,nec}$, além da seção considerada.” ABNT NBR 8800:2008

Deve-se, nesse caso, calcular esse parâmetro através da equação 145, sendo que o resultado deve ser maior ou igual a um.

$$V_{v,c,Rd} = \frac{1000\tau_{RD}K_V(1,2+40\rho)A_V}{b_n} \quad (\text{equação 143})$$

$$\rho = \frac{A_S}{A_V} \leq 0,02 \quad (\text{equação 144})$$

$$k_V = \left(1,6 - \frac{d}{1000}\right) \quad (\text{equação 145})$$

$$\tau_{RD} = 0,25f_{ctd} \quad (\text{equação 146})$$

$$f_{ctd} = \frac{nf_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (\text{equação 147})$$

Onde:

d = é a distância da face superior da laje de concreto ao centro da armadura longitudinal de tração, expressa em milímetros (mm);

$l_{b,nec}$ = o comprimento de ancoragem necessário, dado na ABNT NBR 6118:2014 para o concreto de densidade normal;

$V_{v,c,Rd}$ = é a força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, expressa em newton (N), relativa a 1000 mm de largura;

A_V = é a área resistente do concreto (área hachurada da figura 25), expressa em milímetros quadrados (mm²);

b_n = é a largura entre duas nervuras consecutivas, expressa em milímetros (mm), figura 25;

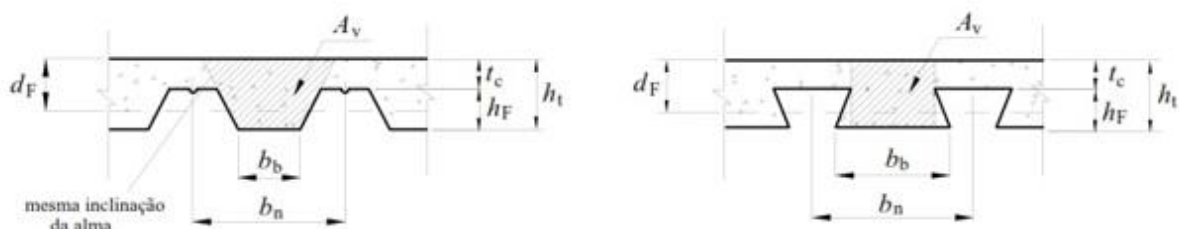
A_S = é a área da armadura longitudinal de tração, referente à área A_V , expressa em milímetros quadrados (mm²);

$\eta = 0,3 + 0,7 (\rho_c/2400)$, sendo ρ_c a massa específica do concreto, em quilogramas por metro cúbico, não podendo ser tomado valor superior a 2400 kg/m³;

$f_{ctk,inf}$ = é a resistência à tração direta característica inferior do concreto, segundo a ABNT NBR 6118:2014, igual a $0,21 f_{ck}^{2/3}$, com $f_{ctk,inf}$ e f_{ck} expressos em megapascal (MPa);

γ_c = coeficiente de ponderação a resistência do concreto, igual a 1,4.

Figura 25 – Dimensões da forma de aço e da laje de concreto



Fonte: (ABNT NBR 8800:2008)

O limite da força cortante, expresso em newton (N), relativo a 1000 mm de largura, é dado por:

$$V_{max} = \frac{1000 \times 0,285 (f_{ck})^{1/2} A_V}{b_n} \quad (\text{equação 148})$$

Onde:

V_{max} = é um limite da força cortante, expresso em newton (N), relativo a 1000 mm de largura;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto;

A_V = é a área resistente do concreto (área hachurada da figura 25), expressa em milímetros quadrados (mm²);

b_n = é a largura entre duas nervuras consecutivas, expressa em milímetros (mm), figura 25.

2.2.1.2.3.2.2 Estados Limites Serviço

2.2.1.2.3.2.2.1 Fissuração do Concreto

A fissuração do concreto devido à retração e em regiões de continuidade das lajes, onde há momento negativo, é citada pela ABNT NBR 8800:2008.

As equações 149 e 150 determinam as áreas de aço necessárias, sendo a primeira para vigas secundárias e a segunda para vigas primárias:

$$A_{S_1} = 0,5\% \times \left(\frac{L_{sm}}{8} \times h_c \right) \quad (\text{equação 149})$$

$$A_{S_2} = 0,6\% \times \left(\frac{L_{pm}}{8} \times h_c \right) \quad (\text{equação 150})$$

Onde:

A_{S_1} = área de armadura acima de vigas secundárias, em cm²;

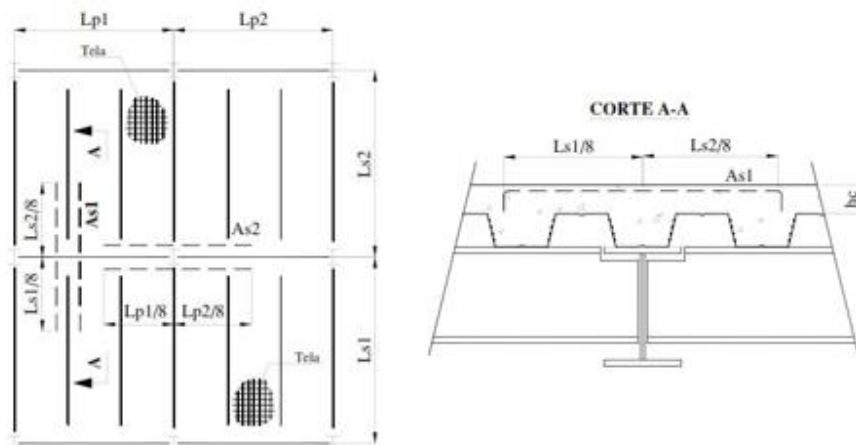
L_{sm} = vão médio das vigas secundárias, onde $L_{sm} = (L_{S1} + L_{S2})/2$;

h_c = altura de concreto acima do *steel deck*;

A_{S_2} = área de armadura acima de vigas primárias, em cm²;

L_{pm} = vão médio das vigas primárias, onde $L_{pm} = (L_{P1} + L_{P2})/2$;

Figura 26 – Detalhamento de armaduras adicionais sobre vigas



Fonte: (METFORM SA, 2006)

2.2.1.2.3.2.2.2 Deslocamento Vertical

A ABNT NBR 8800:2008 estabelece que deslocamento vertical, em lajes mistas, pode ser no máximo $L_F/350$, onde L_F refere-se ao vão teórico da laje paralelo as nervuras da chapa. Portanto, para verificar se a flecha prevista atende a Norma, aproximou-se o cálculo flecha em lajes mistas *steel deck*, ao cálculo da flecha máxima em uma viga biapoiada, que, conforme Beer e Johnston Jr. (1995), é determinada de acordo com a equação 151:

$$f = 5 \times \frac{p \times l^4}{384 \times EI} \quad (\text{equação 151})$$

Onde:

f = flecha máxima;

p = carga distribuída total;

l = comprimento da laje de apoio a apoio;

E = módulo de elasticidade do concreto;

I = momento de inércia da laje mista (de acordo com tabelas do Anexo G)

3 ESTUDO DAS AÇÕES

Segundo o Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas do Ministério da Indústria e do Comércio (1986), as ações a que estão sujeitos os edifícios e os elementos estruturais dos mesmos são originados por forças geofísicas ou pela ação humana. As ações geofísicas podem ser de origem gravitacional, meteorológica ou sísmológica. A ação humana, proveniente da ocupação do edifício, é provocada por sua utilização, podendo ser os carregamentos decorrentes de elevadores, máquinas, equipamentos e pessoas.

Há, por outro lado, esforços introduzidos na construção pelos processos de execução, como os decorrentes de tensões internas devidas às soldas executadas na montagem, retração do concreto das lajes de piso, cargas de equipamentos de montagem e esforços oriundos de fases intermediárias de montagem (tais como ausência de contraventamentos definitivos). O engenheiro estrutural deve estar familiarizado, já na fase de projeto, com o carregamento e suas consequentes solicitações, de modo a construir um edifício seguro e adequado aos fins a que se destina.

3.1 Ações Permanentes

Segundo a ABNT NBR 8681:2004 as ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor-limite constante. As ações permanentes são subdivididas em diretas e indiretas e devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

3.1.1 Ações Permanentes Diretas

Segundo a ABNT NBR 8681:2004 as ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos próprios dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. Constituem também ação permanente os empuxos permanentes, causados por movimento de terra e de outros materiais granulosos quando forem admitidos não removíveis.

3.1.2 Ações Permanentes Indiretas

Segundo a ABNT NBR 8681:2004 as ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas pela retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas.

3.2 Ações Variáveis

Segundo a ABNT NBR 8681:2004 as ações variáveis são as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção. São causadas pelo uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de sobrecargas em pisos e coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura.

3.3 Ações Temporárias

As ações temporárias diferem das ações permanentes por seu caráter variável e imprevisível. As modificações das ações temporárias não são apenas função do tempo, mas também da localização. Estas ações podem ser causadas por pessoas, móveis, bibliotecas, arquivos, equipamentos mecânicos e aparelhos tais como computadores, veículos,

equipamentos industriais, etc. Dada a versatilidade dos edifícios elevados, é muito difícil definirem-se as condições de cargas às quais a estrutura está sujeita.

3.3.1 Ações Devidas à Construção e à Montagem

As peças estruturais são dimensionadas para as ações permanentes e para as temporárias previstas para a construção acabada. Uma peça, porém, pode estar sujeita a ações maiores durante a montagem da estrutura, ações essas que podem variar bastante, uma vez que dependem do processo utilizado na montagem. Essas cargas decorrem dos processos construtivos, dos métodos de estocagem dos materiais ou dos equipamentos de montagem e manuseio das peças e podem causar esforços concentrados bem maiores que as cargas previstas no cálculo. Um caso particular a ser considerado é, por exemplo, o das vigas mistas aço-concreto. Para elas deve-se verificar, na fase de cálculo, se a viga metálica é estável antes da cura do concreto, ou seja, se ela, sozinha, é capaz de resistir a todos os esforços que surgem na fase de lançamento do concreto até sua cura.

3.3.2 Ações Devidas ao Vento

As construções de pequena altura, em alvenaria, ou de altura média, em concreto armado, são pouco sensíveis à ação do vento. No primeiro caso, devido à pequena altura, e no segundo caso, devido também ao grande peso próprio. Com o aparecimento dos prédios elevados de esqueleto metálico, com grandes vãos, otimização da área útil e materiais de acabamento de reduzido peso, o vento passou a ter grande influência, visto que a restrição ao deslocamento lateral do edifício, por ele provocado, pode ser mais importante no dimensionamento da estrutura que as cargas de utilização propriamente ditas.

A ação do vento em uma construção é dinâmica e influenciada por fatores como: o relevo e a rugosidade do terreno, as construções adjacentes, a forma, a esbeltez e eventuais aberturas do edifício. Em prédios de grande altura, os deslocamentos horizontais devem ser analisados considerando-se a velocidade característica do vento que pode ocorrer na região. Esses deslocamentos podem trazer problemas aos materiais de acabamento e, quando perceptíveis, desconforto ao usuário. Esses fenômenos, em geral, são mais notados em edifícios com mais de cinquenta pavimentos, e dependem do sistema estrutural utilizado e da forma da seção em planta do edifício. A velocidade média do vento, em geral, sofre acréscimo com a variação da altura em relação ao solo, e a proporção deste aumento depende da rugosidade da superfície do solo. A velocidade próxima ao solo é reduzida devido ao atrito com o mesmo. A

Norma Brasileira, embora não adote uma variação contínua, se aproxima dessa forma de variação. Quanto maior a interferência devida às árvores, acidentes do terreno, construções, tanto mais elevada a cota em que irão ocorrer as velocidades máximas do vento. As normas, em geral, não tratam das influências das rajadas sobre as estruturas e também não consideram certas formas especiais de edifícios. Por isso, nos casos de prédios muito altos, é importante a execução de ensaios em túneis de vento para a identificação das ações devidas às rajadas de vento.

3.4 Combinações de Ações

Os edifícios elevados estão sujeitos, durante sua vida, a grande variedade de ações, que podem ocorrer simultaneamente, tornando-se necessária a combinação das diversas solicitações possíveis, geralmente definidas por normas. Com a probabilidade de ocorrência de certas combinações pode ser muito remota, a maior parte das normas permite a utilização de tensões admissíveis maiores, ou então, coeficientes de ponderação menores, no caso de se adotar, no cálculo, o método dos estados limites.

Para o emprego de normas adequadas e para que se obtenham menores coeficientes de ponderação, devem-se determinar corretamente os valores das ações e analisar estatisticamente a probabilidade de ocorrência de combinações de ações.

As cargas, para efeito de cálculo da estrutura, podem ser consideradas estáticas, se as variações que elas sofrem, em relação à frequência natural da estrutura, ocorrerem lentamente, como é o caso dos carregamentos de utilização nos edifícios. Há, por outro lado, cargas que, por seus efeitos, devem ser consideradas como dinâmicas e podem ocorrer tanto de ações internas como de externas à construção

Como cargas dinâmicas provocadas por ações no interior, temos as decorrentes dos elevadores, equipamentos mecânicos diversos, equipamentos com movimento oscilatório e carros carregados atuando no edifício. Fontes externas que podem provocar outros tipos de cargas dinâmicas são os abalos sísmicos, o vento e o tráfego externo.

Ocorrerá ressonância em elementos ou no sistema principal da construção quando a frequência natural da estrutura for igual à frequência da fonte que provoca a ação. As forças na estrutura, no caso de ressonância, podem, teoricamente, produzir ações de grandeza infinita.

O projetista deve controlar as forças decorrentes de vibrações, não só dimensionando as peças para resisti-las, mas também procurando isolar a fonte ou amortecendo o movimento. A

vibração pode ser isolada, separando-se a fonte da estrutura, e o movimento vibratório pode ser amortecido controlando-se a transmissão da vibração de um elemento para o outro.

A ABNT NBR 14762:2010 afirma que as ações a serem adotadas no projeto das estruturas e seus componentes são as estabelecidas pelas ABNT NBR 6120:1980, ABNT NBR 6123:1988 ou por tantas outras normas aplicáveis. Estas ações devem ser tomadas como nominais e para o estabelecimento das regras de combinação das ações, estas devem ser classificadas segundo sua variabilidade no tempo, conforme a ABNT NBR 8681: 2003, em três categorias exemplificadas a seguir:

- F_G : ações permanentes – peso próprio da estrutura e peso de todos os elementos componentes da construção, tais como pisos, telhas, paredes permanentes, revestimentos e acabamentos, instalações e equipamentos fixos, etc.;
- F_Q : ações variáveis – sobrecargas decorrentes do uso e ocupação da edificação, equipamentos, divisórias, móveis, sobrecargas em coberturas, pressão hidrostática, empuxo de terra, vento, variação de temperatura, etc.
- $F_{Q\ exc}$: ações excepcionais – incêndios, explosões, choques de veículos e efeitos sísmicos.

3.4.1 Combinações de Ações para Estados Limites Últimos

As combinações de ações para os estados limites últimos são as seguintes:

- Combinações últimas normais:

$$\sum_{i=1}^m (\gamma_{Gi} F_{Gi}) + \gamma_{Q1} F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{Qj} \psi_{0j} F_{Qj})$$

- Combinações últimas especiais ou de construção:

$$\sum_{i=1}^m (\gamma_{Gi} F_{Gi}) + \gamma_{Q1} F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{Qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj})$$

- Combinações últimas excepcionais:

$$\sum_{i=1}^m (\gamma_{Gi} F_{Gi}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{Qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj})$$

Onde:

F_{Gi} representa as ações permanentes;

F_{Q1} é a ação variável considerada como principal nas combinações normais, ou como principal para a situação transitória nas combinações especiais ou de construção;

F_{Qj} representa as demais ações variáveis;

γ_g é o coeficiente de ponderação das ações permanentes;

γ_q é o coeficiente de ponderação das ações variáveis;

ψ_0 é o fator de combinação;

$\psi_{0,ef}$ é o fator de combinação efetivo das demais ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação principal foi F_{Q1} , durante a situação transitória. O fator $\psi_{0,ef}$ é igual ao fator ψ_0 adotado nas combinações normais, salvo quando a ação principal F_{Q1} tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que $\psi_{0,ef}$ pode ser tomado igual ao correspondente ψ_2 .

3.4.2 Combinações de Ações para Estados Limites de Utilização

Nas combinações de utilização são consideradas todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações, conforme indicado a seguir:

- Combinações quase permanentes de utilização: combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período.

$$\sum_{i=1}^m F_{Gi} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj})$$

- Combinações frequentes de utilização: combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 105 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%.

$$\sum_{i=1}^m F_{Gi} + \psi_1 F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj})$$

- Combinações raras de utilização: combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

$$\sum_{i=1}^m F_{Gi} + F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj})$$

Onde:

F_G é a ação permanente;

F_{Q1} é a ação variável principal da combinação;

F_{Qj} representa as demais ações variáveis;

$\psi_1 F_Q$ é o valor freqüente da ação;

$\psi_2 F_Q$ é o valor quase permanente da ação;

ψ_1, ψ_2 são os fatores de utilização, conforme Anexo M.

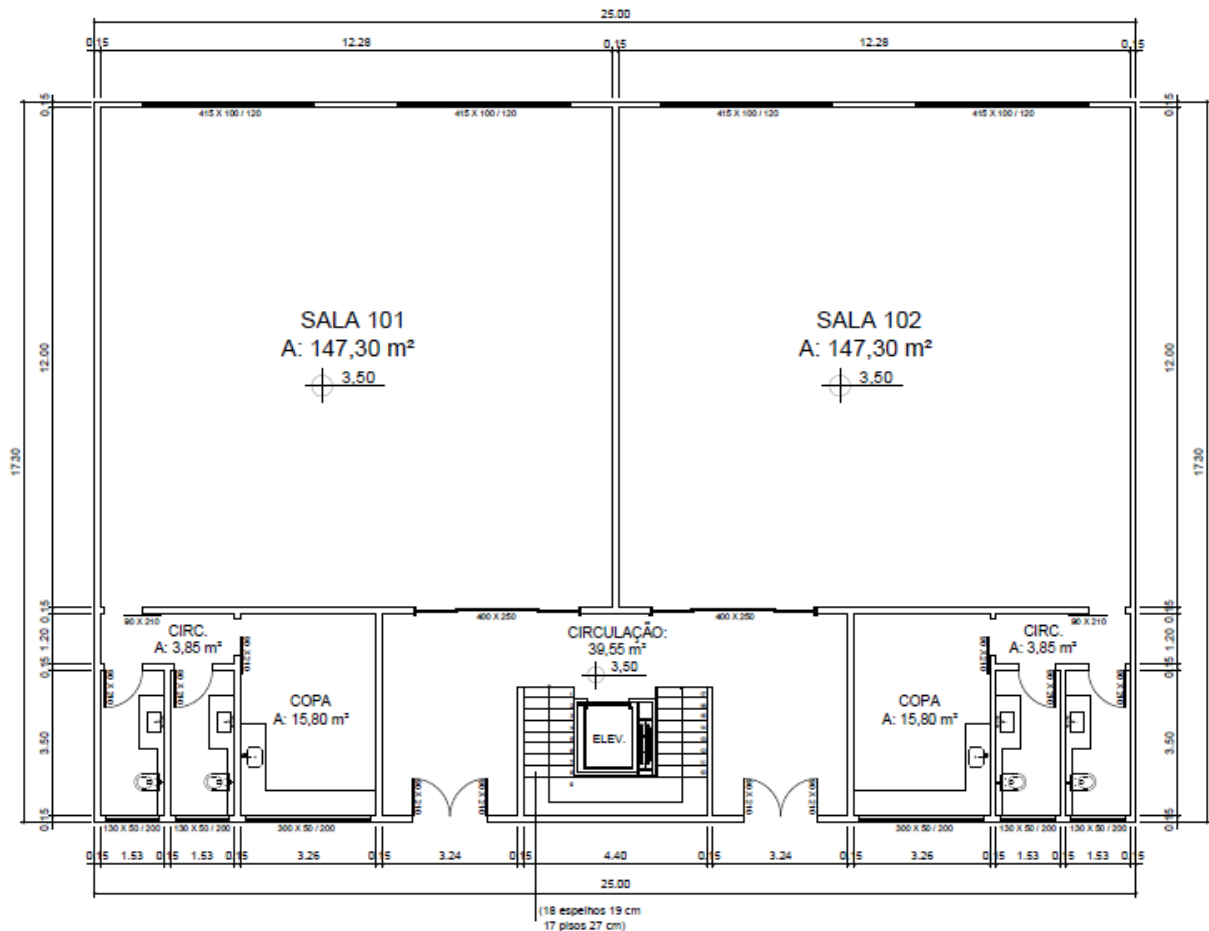
4 ESTUDO DE CASO

4.1 Projeto Arquitetônico

A melhor solução estrutural é aquela que melhor atende ao partido arquitetônico proposto de forma econômica e fácil de construir (Rebello, 2001).

Para ser analisado neste trabalho foi escolhido um edifício comercial com 4 pavimentos mais o térreo, com uma área total de 2162,50 m², cada pavimento tipo possui uma área de 432,50 m². O edifício possui duas salas comerciais com área de 147,30 m², duas copas e quatro banheiros com área total de 32,00 m² e um hall de 39,55 m², adotou-se um pé-direito de 3,50 metros para o pavimento tipo. Conforme figura 33 e Apêndice A.

Figura 27 – Planta baixa pavimento tipo edifício comercial



Fonte: A autora.

4.2 Características Gerais do Edifício Comercial

As considerações e metodologias de cálculo serão descritas para analisar o melhor sistema estrutural para o edifício comercial em estudo, será dimensionado um pavimento nas duas situações abordadas neste trabalho, primeiro com laje alveolar e depois com laje mista *steel deck*, para que seja possível comparar as influências de acordo com o dimensionamento e a capacidade de resistir aos esforços solicitantes.

4.3 Características Gerais do Estudo Comparativo

4.3.1 Ações a Serem Consideradas

A estrutura deve atender a requisitos de qualidade e segurança durante toda a sua construção e seu tempo de utilização. Deve suportar as ações impostas sem ocorrência de ruptura ou ruína, se manter em plenas condições de uso, sem apresentar deformações excessivas

que possam causar danos em elementos não estruturais e desconforto, e manter-se em bom estado de conservação, evitando a necessidade de reparos.

Segundo a ABNT NBR 6123:1998 que orienta os cálculos de edificações submetida as forças devidas ao vento, afirma que para estruturas esbeltas o vento é uma das ações mais importantes a determinar no projeto de estruturas.

4.3.2 Parâmetros de Dimensionamento

O dimensionamento para as lajes alveolares será feito conforme metodologia de cálculo apresentada no referencial bibliográfico deste trabalho, no item 2.3.1.4, tendo como base a ABNT NBR 9062:2017 – Projeto de estruturas pré-fabricadas de concreto. Para as lajes mistas *steel deck*, seguirá a metodologia de cálculo, descrito no item 2.3.1.5 deste trabalho, baseado a ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

A partir do dimensionamento será definido os indicadores de consumo de material da laje alveolar e da laje *steel deck*, permitindo determinar parâmetros reais para a definição de qual a melhor situação construtiva para o projeto do edifício comercial.

4.3.3 Indicadores de Consumo de Material

Serão adotados para a comparação no estudo de caso, os seguintes parâmetros dos indicadores de consumo de material:

- número de lajes do pavimento,
- área de fôrma;
- volume de concreto (m³);
- peso de aço (kg);
- consumo de concreto por metro quadrado (m³/m²);

$$C_{conc} = \frac{\text{volume concreto (m}^3\text{)}}{\text{área total da laje (m}^2\text{)}} \quad (\text{equação 152})$$

- consumo de aço por metro quadrado (kg/m²);

$$C_{aço} = \frac{\text{peso da armadura (m}^3\text{)}}{\text{área total da laje (m}^2\text{)}} \quad (\text{equação 153})$$

- taxa de armadura (kg/m^3);

$$TA = \frac{\text{consumo de aço (kg)}}{\text{consumo de concreto (m}^3\text{)}} \quad (\text{equação 154})$$

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados o estudo dos métodos de cálculo do sistema estrutural de concreto pré-fabricado e sistema estrutural de aço e a definição das rotinas de cálculo de cada uma, foi possível aplica-las ao dimensionamento do pavimento da edificação comercial em estudo.

5.1 Dimensionamento do pavimento com laje alveolar

O primeiro passo para o dimensionamento da laje alveolar foi a elaboração da planta de forma (Apêndice B). Como a construção será implantada em uma zona urbana, a classe de agressividade considerada deve ser a moderada (CAA II). Como o ciclo de produção é de 1 (um) dia, isto significa que, com 24 horas, o concreto necessita atingir uma resistência mínima para a liberação da protensão, o que é garantida pelo emprego do cimento CP-V-ARI para uma resistência à compressão relativamente alta. Portanto, para este dimensionamento, será utilizado um f_{ck} de 50 MPa para o painel alveolar e 35 MPa para o capeamento estrutural.

Para este dimensionamento, serão adotadas cordoalhas de aço CP-190-RB, devido ao seu vasto emprego por fabricantes nacionais que, por sua vez, se deve ao custo menor.

Inicialmente é necessário verificar se a relação entre o vão e a espessura da laje garantem os requisitos de rigidez suficientes para apoio simples e seção com capeamento estrutural.

$$\frac{l}{h} \leq 42 \rightarrow \frac{1228}{30} = 40,93 \rightarrow Ok!$$

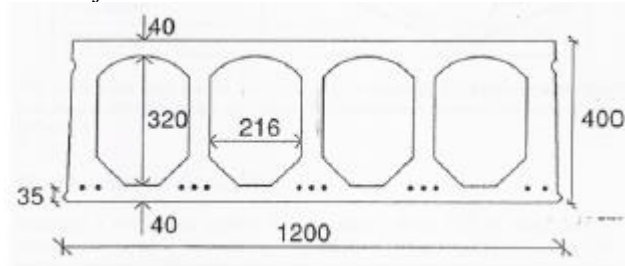
Tabela 06 – Verificação entre o vão e a espessura

LOCALIZAÇÃO	LARGURA (cm)	H (cm)	SEÇÃO TRANSVERSAL (cm)	VERIFICAÇÃO
L1 = L2	1228	40	30,70	OK!
L3 = L5	1000	40	25,00	OK!
L4 = L6	440	40	11,00	OK!

Fonte: A autora.

Como a seção do painel alveolar é composta, é necessário levantar as características geométricas da seção com e sem capa. Reproduzindo as seções do elemento pré-fabricado, foram obtidas as características geométricas presentes nas tabelas 07 e 08.

Figura 28 – Seção geométrica da laje 400 mm



Fonte: (PAJARI E YANG, 1994)

Tabela 07 – Características geométricas, sem capa

PROPRIEDADE	UNIDADE	VALOR
Ac	m ²	0,2235
h	m	0,40
I	m ⁴	0,0064
bw	cm	6,75
ycg = yi	cm	20,07
yc	cm	19,93
ep	cm	15,93
wc	m ³	0,03211
wi	m ³	0,03188

Fonte: A autora.

Tabela 08 – Características geométricas, com capa

PROPRIEDADE	UNIDADE	VALOR
Ac	m ²	0,2915
h	m	0,45
I	m ⁴	0,0091
bw	cm	6,75
ycg = yi	cm	22,36
yc	cm	22,64
ep	cm	16,41
wc	cm ³	0,04019
wi	cm ³	0,04069

Fonte: A autora.

Utilizando as equações 1, 2 e 3, são encontrados os esforços solicitantes de força cortante e momento fletor no meio do vão.

Tabela 09 – Carregamentos externos

AÇÃO	INTENSIDADE (kN/m)	γ_g	γ_q	F _d (kN/m)	M _{sd} (kN.m)
Peso próprio (g ₁)	5,59	1,3	-		
Capa (g ₂)	1,50	1,4	-		
Revestimento (g ₃)	2,40	1,4	-	21,723	409,488
Acidental (q)	6,00	-	1,5		

Fonte: A autora.

Para estimar o pré-alongamento, para aço CP-190-RB, encontrando os seguintes limites de tensão:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 \times 1900 = 1463 \text{ MPa} \\ 0,85 \times 0,90 \times 1900 = 1453,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

Fazendo uso da equação 4 e considerando uma perda de protensão total igual a 25% é possível calcular a tensão final para o pré-dimensionamento:

$$\sigma_{p\infty} \left(1 - \frac{25}{100}\right) \times 1453,5 = 1090,1 \text{ Mpa}$$

Com o valor da tensão final de protensão e empregando a tabela do Anexo D, é possível fixar o valor da deformação de protensão $\Delta\varepsilon_{pi}$.

$$\sigma_{p\infty} = 1090,1 \text{ Mpa} \rightarrow \Delta\varepsilon_{pi} = 5,4525\%$$

Para determinar os parâmetros adimensionais e a deformação da armadura, utiliza-se a equação 5 e o f_{ck} da capa estrutural:

$$KMD = \frac{Msd}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow \frac{409,488}{1,25 \times (0,45 - 0,04)^2 \times 35000/1,4} \rightarrow 0,0779$$

Interpolando os valores da tabela presente no Anexo D:

$$KMD = 0,0779 \quad \left\{ \begin{array}{l} Kx = 0,1156 \\ Kz = 0,9537 \\ \Delta\varepsilon_{pi} = 10,000\% \end{array} \right.$$

Multiplicando-se Kz por d , é possível observar que a linha neutra passa pela capa, reforçando o uso do f_{ck} da capa estrutural para o cálculo do KMD.

$$x = Kx \times d = 0,1156 \times 36,00 = 4,16 \text{ cm} > 5,00 \text{ cm}$$

Tabela 10 – Pré-dimensionamento no ELU

KMD	Kx	kz	Ep _d	POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA	VERIFICAÇÃO
0,1156	0,1156	0,9537	10,000	4,16	OK!

Fonte: A autora.

A deformação total e a tensão no aço da armadura ativa, soma o pré-alongamento à deformação da armadura ativa em conjunto com o concreto, por meio da equação 6:

$$\varepsilon_{pd} = 5,4525\% + 10,000\% = 15,4525\%$$

$$\varepsilon_{pd} = 15,4525\% \rightarrow \sigma_{pd} = 1527 \text{ MPa}$$

Utilizando-se a equação 7, obtém-se o cálculo da armadura ativa:

$$A_p = \frac{Msd}{K_z \times d \times \sigma_{pd}} \rightarrow A_p = \frac{409,488}{0,9537 \times (0,45 - 0,04) \times 1527} = 7,81 \text{ cm}^2$$

Logo,

$$n = \frac{A_p}{A_{p-1}} \rightarrow \frac{7,81}{0,99} = 7,87 \cong 8 \text{ } \emptyset 12,7 \text{ mm}$$

Tabela 11 – Armadura ativa

LOCALIZAÇÃO	ÁREA ARMADURA ATIVA (cm ²)	N (un.)
L1 = L2	7,81	8
L3 = L5	7,81	8
L4	7,81	8

Fonte: A autora.

A força inicial de protensão pode ser calculada por meio da equação 8, estimando uma perda de protensão inicial imediata igual a 5%:

$$N_{p0} = 1,1 \times A_p \times \sigma_{p0} \rightarrow \frac{1,1 \times 7,81 \times (0,95 \times 1453,5)}{10} = 1186,27 \text{ kN}$$

As tensões normais máximas no tempo “zero” para o meio do vão e para a região próxima aos apoios, utiliza-se as equações 9 e 10, para as bordas superior e inferior, respectivamente:

$$\sigma_s = \frac{1186,27}{0,2235} - \frac{1186,27 \times 0,1593}{0,0321} + \frac{136,92}{0,0321} = 3,686 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{1186,27}{0,2235} + \frac{1186,27 \times 0,1593}{0,0318} - \frac{136,92}{0,0318} = 6,944 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{1186,27}{0,2235} + \frac{1186,27 \times 0,1593}{0,0318} - \frac{31,21}{0,0318} = 10,268 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{1186,27}{0,2235} - \frac{1186,27 \times 0,1593}{0,0321} + \frac{31,21}{0,0321} = 0,392 \text{ MPa}$$

A resistência à compressão necessária é atingida com 1 (um) dia, logo, para a verificação do estado limite último (ELU) em vazio, utilizou as equações 21, 20 e 19, respectivamente:

$$\beta_1 = e^{\left[1 - \left(\frac{28}{1}\right)^{1/2}\right]} = 0,424$$

$$f_{ckj} = 0,424 \times (50) = 21,19 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times 21,19^{2/3} = 2,30 \text{ MPa}$$

Para esse caso, as resistências à tração e à compressão são, de acordo com as equações 17 e 18:

$$\sigma_{ct,j} \geq -\frac{f_{ct,m}}{1,2} = -\frac{2,30}{1,2} = -1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,j} \geq \frac{0,85 \times f_{ckj}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 21,19}{1,4} = 12,87 \text{ MPa}$$

Como é possível constatar, as tensões de compressão e tração nas bordas inferior e superior, tanto para o meio do vão quanto para a região próxima aos apoios, se mantiveram dentro dos limites propostos pela ABNT NBR 14861:2014. Isso significa que, com a liberação da protensão após 24 horas de concretagem, o concreto do elemento estrutural será capaz de resistir a tais esforços, não necessitando de armadura superior de tração.

Utilizando a equação 24 e considerando a acomodação do cone após a ancoragem somada ao escorregamento das cordoalhas igual a 6 mm:

$$\Delta\sigma_{anc} = 205 \times \frac{6,0}{150 \times 10^3} \rightarrow 8,2 \text{ MPa}$$

Para a perda por relaxação inicial da armadura, primeiramente, deve-se calcular a relação σ_{p0}/f_{ptk} e encontrar o valor de Ψ_{1000} , interpolando os valores da tabela 02.

$$\frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} = \frac{(1453,5 - 8,2)}{1900} = 0,76 \rightarrow \Psi_{1000} = 3,11$$

$$\Psi(t, t_0) = 3,11 \times \left(\frac{24 - 0}{1000}\right)^{0,15} = 1,77\%$$

$$\Delta\sigma_{pr(t,t_0)} = (1453,5 - 8,2) \times 1,77 = 25,58 \text{ MPa}$$

Para o cálculo da perda devido ao encurtamento imediato do concreto, deve-se, primeiramente, calcular o valor de σ_a , descontando da força de protensão inicial os valores das perdas obtidas por meio das equações 24 e 27.

$$\sigma_a = 1453,5 - (8,2 + 25,58) = 1419,72 \text{ MPa}$$

Com o valor de σ_a é possível calcular N_{pa} e, com esta magnitude, por meio da equação 32, obter a perda imediata de protensão. O valor de E_{cj} deve ser obtido por meio da equação 34, para o f_{ck} correspondente à data de protensão que, ocorre após 1 (um) dia de concretagem.

$$N_{pa} = \frac{1419,72 \times 7,81}{10} = 1108,80 \text{ kN}$$

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \rightarrow 1,0 \times 5600 \times \sqrt{35} = 33130,05 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pe} = \frac{2,05 \times 10^5}{33130,05} \times \left[\frac{1108,80}{0,2935} + \frac{1108,80 \times 0,01593^2}{0,0064} + 5,59 \times \frac{12,28}{8} \times \frac{0,1593}{0,0064} \right] = 51,90 \text{ MPa}$$

Perdas totais na primeira etapa:

$$\Delta\sigma_p = 8,2 + 51,90 + 25,58 = 85,68 \text{ MPa}$$

Assim, a tensão final após as perdas da Etapa 1 são:

$$\sigma_p = 1453,5 - 85,68 = 1367,81 \text{ MPa}$$

$$\% = \frac{1453,5 - 1367,81}{1453,5} = 0,0556 \rightarrow 5,56\%$$

Na verificação em vazio, foi considerado uma perda de 5,0%.

Para a estimativa da perda por retração posterior do concreto, primeiramente, calcula-se, por meio das equações presentes na tabela 04, os valores de u_{ar} para cada etapa de produção/montagem e obtém-se a média dos mesmos. Então, com o valor médio de u_{ar} e a área da seção transversal sem a capa, calcula-se os valores de γ e h_{fic} , por meio das equações 39 e 38, respectivamente.

Tabela 12 – Perímetros em contato com o ar

ETAPA	CARREGAMENTO ATUANTE	U _{ar} (m)
I	g1	5,59
II	g1 + g2	4,43
III	g1 + g2 + g3	3,23
IV	q	1,20
	MÉDIA	3,61

Fonte: A autora.

$$\gamma = 1 + e^{-7,8+(0,1 \times 70)} = 1,45$$

$$h_{fic} = 1,45 \times \frac{2 \times 0,2335}{3,61} = 0,187 \text{ m} \rightarrow 18,7 \text{ cm}$$

Com o valor de h_{fic} e sabendo que a umidade relativa do ambiente é igual a 70%, estima-se os coeficientes ε_{1s} e ε_{2s} , por meio das equações 40 e 41, respectivamente. O sinal negativo na equação 40, assim como os dos valores em Anexo B, tem a função de indicar a perda de protensão devido à retração do concreto e não é adotado, efetivamente, ao longo das operações.

$$\varepsilon_{1s} = -8,09 + \frac{70}{15} - \frac{70^2}{2284} - \frac{70^3}{133765} + \frac{70^4}{7608150} = -5,0 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + (2 \times 18,7)}{20,8 + (3 \times 18,7)} = 0,91$$

Com os valores de ε_{1s} e ε_{2s} , é possível calcular o valor de $\varepsilon_{cs\infty}$, pela equação 41:

$$\varepsilon_{cs\infty} = 5,0 \times 10^{-4} \times 0,91 = 4,5 \times 10^{-4}$$

A deformação por retração é calculada por meio da equação 43, onde $\beta_s(t)$ é dado pela equação 45, sendo que para o tempo infinito o mesmo é igual a 1,0. É importante lembrar que o valor de t empregado na equação 45 é o da idade fictícia, dada pela equação 36 ou 37, para este exemplo considera-se que a retração passou a atuar no concreto depois de 3 dias, que é o valor mínimo permitido para o emprego da equação 45.

$$t = 1,0 \times \left(\frac{30 + 10}{30} \times 3 \right) = 4 \text{ dias}$$

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{4}{100}\right)^3 + 40,0 \times \left(\frac{4}{100}\right)^2 + 36,2 \times \left(\frac{4}{100}\right)}{\left(\frac{4}{100}\right)^3 + 38,4 \times \left(\frac{4}{100}\right)^2 + 47,4 \times \left(\frac{4}{100}\right) \times 33,4} = 0,284$$

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = 4,5 \times 10^{-4}(1 - 0,1870) = 3,658 \times 10^{-4}$$

Por fim, empregando-se a equação 42, calcula-se a perda de protensão por retração posterior do concreto.

$$\Delta\sigma_{p_{cs2}} = 3,658 \times 10^{-4} \times 205 \times 10^3 = 74,99 \text{ MPa}$$

Como mostrado no roteiro, a perda por fluência posterior do concreto, dada pela equação 155, é balizada pelo coeficiente $\varphi(t, t_0)$, que apresenta diferentes valores para cada etapa de produção e montagem da laje alveolar. Para este dimensionamento, foi convencionado que a aplicação da capa estrutural ocorreria 15 dias após o posicionamento dos painéis e que o revestimento estaria concluído dentro de 45 dias, sendo que a sobrecarga acidental passaria a atuar depois de 60 dias.

A seguir, na tabela 13 apresenta os parâmetros iniciais e carregamentos necessários para o cálculo de $\varphi(t, t_0)$ considerando-se cada etapa de produção/montagem.

Tabela 13 – Fluência posterior do concreto

ETAPA	PERÍODO (dias)	ÁREA (cm ²)	PERÍMETRO (cm)	$\varphi(t, t_0)$
II	1	2625,0	737,0	2,709
III	15	2915,0	453,0	1,490
IV	45	2915,0	328,0	1,140
V	60	2915,0	125,0	1,098

Fonte: A autora.

O valor de ε_{cc} é obtido por meio da equação 56, onde o valor de $\sigma_{c,p0g}$ é dado pela equação 57:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \frac{1}{E_{c28}} \times [(\sigma_{cp0} + \sigma_{cg1})\varphi(\infty, 1) + \sigma_{cg2} \times \varphi(\infty, 15) + \sigma_{cg3} \times \varphi(\infty, 45) + \sigma_{cg3} \times \varphi(\infty, 60)]$$

$$\frac{30,67}{10^6} \times \varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \left(\frac{105,32}{0,2235} + \frac{105,32 \times 0,1593}{0,0064}\right) \times 2,709 - \left(\frac{28,27 \times 0,1593}{0,0064}\right) \times 2,709 - \left(\frac{45,24 \times 0,1593}{0,0064}\right) \times 1,490 - \left(\frac{113,09 \times 0,1593}{0,0091}\right) \times 1,140 - \left(\frac{67,85 \times 0,1593}{0,0091}\right) \times 1,098 = 3489,98$$

A perda por fluência posterior do concreto é dada por meio da equação 55:

$$\Delta\sigma_{pcc} = 3,489 \times 6,09 = 21,24 \text{ MPa}$$

A relaxação do aço para o tempo infinito, calcula-se a relação σ_{p0}/f_{ptk} e encontra-se o valor de Ψ_{1000} , interpolando os valores da tabela 04.

$$\frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} = \frac{1453,5 - (8,2 + 25,58 + 51,90)}{1900} = 0,72 \rightarrow \Psi_{1000} = 2,72$$

Fazendo uso da equação 58:

$$\Psi(t_{\infty}, t_0) \cong 2,5 \times 2,72 \cong 6,806\%$$

A interação entre as perdas progressivas é calculada por meio da equação 59, sendo que, para seu emprego, é necessário calcular os valores de $\chi(t,t_0)$, χ_c , χ_p , η , ρ_p e α_p por meio das equações 60, 61, 62, 63, 64 e 65. Para a equação 61, como já comentado, emprega-se o valor de $\varphi(t,t_0)$ relativo à primeira etapa de produção/montagem. Da mesma forma, para a equação 63 adota-se os valores de área, excentricidade e momento de inércia para a seção sem o capeamento estrutural. O módulo de elasticidade do concreto (E_{ci}) continua sendo o obtido por meio da equação 34.

$$\chi(t,t_0) = -\ln\left(1 - \frac{6,806}{100}\right) = 0,0705$$

$$\chi_c = 1 + (0,5 \times 2,709) = 2,354$$

$$\chi_p = 1 + 0,0705 = 1,0705$$

$$\eta = 1 + \left(0,0041^2 \times \frac{0,2335}{0,0064}\right) = 1,002$$

$$\rho_p = \frac{7,81}{0,2335 \times 10^4} = 3,34 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_p = \frac{205}{47,52} = 4,209$$

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{74,99 + 21,24 + (1141,18 \times 0,0705)}{1,0705 + (2,354 \times 4,209 \times 1,002 \times (3,34 \times 10^{-3}))} = 160,09 \text{ MPa}$$

A perda total de protensão é então calculada por meio da equação 66:

$$p(\%) = \frac{(8,2 + 25,58 + 0 + 51,90 + 160,09)}{1453,5} = 16,90 \%$$

Para recalculer o pré-alongamento, com o valor de p, calcula-se, então, por meio da equação 4, o valor de $\sigma_{p\infty}$.

$$\sigma_{p\infty} = \left(1 - \frac{16,90}{100}\right) \times 1453,5 = 1207,86 \text{ MPa}$$

Logo, utilizando a tabela do Anexo D, descobre-se o pré-alongamento:

$$\sigma_{p\infty} = 1207,86 \rightarrow \Delta\varepsilon_{pi} = 5,5637 \text{ ‰}$$

Da mesma forma que no item 2.3.1.4.3.3.2, a deformação total no aço da armadura ativa é calculada por meio da equação 6 e a tensão no aço da armadura é encontrada interpolando os valores da tabela do Anexo D.

$$\varepsilon_{pd} = \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_{pd} = 5,5637 \text{ ‰} + 10,000 \text{ ‰} = 15,5637 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pd} = 15,5637 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{pd} = 1527 \text{ MPa}$$

Onde o painel alveolar protendido é dotado apenas de armadura ativa inferior, a área pode ser recalculada utilizando-se a equação 7:

$$A_p = \frac{409,488}{0,9537 \times (0,45 - 0,04) \times 1527 \times 10^3} = 6,86 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_p}{A_{p-1}} \rightarrow \frac{6,86}{0,99} = 6,92 \cong 7 \text{ } \emptyset 12,7 \text{ mm}$$

Mais uma vez, sabendo-se que estão sendo empregadas cordoalhas de 12,7 mm de diâmetro, cuja área nominal é igual a 100,9 m², para esta laje alveolar protendida serão necessárias 7 cordoalhas, totalizando uma área de armadura ativa igual a 7,06 cm².

A força final de protensão é obtida por meio da equação 67:

$$N_{p\infty} = A_{pf} \times \Delta\varepsilon_{pi} \times E_p \rightarrow (7,06 \times 5,5637 \times 205) \times 10^{-1} = 805,23 \text{ kN}$$

Para este roteiro de dimensionamento, calcula-se, primeiramente, as tensões decorrentes das ações características, para a borda inferior e superior. O momento característico M_k pode ser calculado por meio da equação 2, trocando o valor de F_d pela intensidade da ação característica, isto é, sem os coeficientes de ponderação.

Tabela 14 – Tensões decorrentes das ações características

AÇÃO	INTENSIDADE (kN/m)	M _k (kN.m)	M _k /W _{c,inf} (kPa)	M _k /W _{c,sup} (kPa)
Peso próprio (g ₁)	5,59	105,32	3303,74	3280,08
Capa (g ₂)	1,50	28,27	886,91	880,56
Revestimento (g ₃)	2,40	45,24	1419,06	1408,89
Acidental (q)	6,00	113,10	3547,64	3522,23

Fonte: A autora.

Como a protensão utilizada é do tipo completa, devem ser realizadas as combinações frequente e rara, para as verificações do ELS-D e ELS-F, respectivamente, conforme prescrito pela em Anexo H.

Combinação frequente (CF):

- Borda inferior:

$$F_{d,uti} = -(3303,74 + 886,91 + 1419,06 + (0,6 \times 3547,64)) = -7738,29 \text{ kPa}$$

- Borda superior:

$$F_{d,uti} = (3280,08 + 880,56 + 1408,89 + (0,6 \times 3522,23)) = 7682,86 \text{ kPa}$$

Combinação rara (CR):

- Borda inferior:

$$F_{d,uti} = -(3303,74 + 886,91 + 1419,06 + 3547,64) = -9157,35 \text{ kPa}$$

- Borda superior:

$$F_{d,uti} = (3280,08 + 880,56 + 1408,89 + 3522,23) = 9091,76 \text{ kPa}$$

As tensões normais na seção devido aos carregamentos externos e à protensão devem ser calculadas por meio das equações 70 e 71, para as combinações frequente e rara.

Combinação frequente (CF):

$$\sigma_i = \frac{805,23}{0,2235} + \frac{805,23 \times 0,1593}{0,0318} - 7738,29 = -101,72 \text{ kPa} \rightarrow -0,101 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{805,23}{0,2235} - \frac{805,23 \times 0,1593}{0,0321} + 7682,86 = 7289,63 \text{ kPa} \rightarrow 7,289 \text{ MPa}$$

Combinação frequente (CF):

$$\sigma_i = \frac{805,23}{0,2235} + \frac{805,23 \times 0,1593}{0,0318} - 9157,35 = -1520,78 \text{ kPa} \rightarrow -1,520 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{805,23}{0,2235} - \frac{805,23 \times 0,1593}{0,0321} + 9091,76 = 8698,53 \text{ kPa} \rightarrow 8,698 \text{ MPa}$$

O ELS-F deve ser verificado por meio da equação 80, sendo que o valor de $f_{ct,m}$ é dado pela equação 78, o concreto utilizado para a produção do painel alveolar pertence à classe C50. Logo, os limites de tração e compressão são, respectivamente:

$$\sigma_{ct} \geq -1,2 \times 0,7 \times \left(0,3 \times 50^{2/3}\right) = -3,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq \frac{0,85 \times 50}{1,4} = 30,36 \text{ MPa}$$

Como é possível observar, todas as tensões normais são de compressão, tanto borda inferior quanto na superior, sejam por combinação frequente ou rara, e o valores das mesmas são inferiores aos limites propostos pela equação 80, atendendo, portanto, o Estado Limite de Serviço.

Fazendo uso das equações 82 e 83, respectivamente, é possível calcular os momentos fletores isostáticos de protensão necessários ao cálculo das flechas originadas pelo efeito da protensão:

$$M_{p0} = (1367,81 \times 7,06 \times 0,1593)10^{-1} = 153,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{pt} = (419,48 \times 7,06 \times 0,1593)10^{-1} = 47,17 \text{ kN.m}$$

Fazendo uso das equações 86 e 85, nessa ordem, é possível realizar o cálculo do módulo de elasticidade secante e , a partir dele, por meio da equação 89, calcular a flecha inicial. O valor de E_{c28} deve ser obtido, nesse caso, por meio da equação 34. Como é possível observar, a flecha inicial atende ao deslocamento máximo proposto pela ABNT NBR 6118:2014 ($\ell/350$) para um vão de 12,28 m, que resulta em um valor igual a 35,1 mm.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{50}{80} \leq 0,925$$

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} = 0,925 \times 30,67 = 28,36 \text{ MPa}$$

$$S_0 = \left(\frac{12}{8 \times 28,36 \times 0,0064} \times (33,86 - 153,83) \right) \times 10^{-3} = -0,99 \text{ mm}$$

A flecha final, por sua vez, conforme prescrito pela ABNT NBR 6118:2014, deve ser calculada por meio da equação 155. Os valores dos coeficientes e flechas geradas para cada etapa de produção/montagem, assim como o resultado para a flecha final, encontram-se na tabela 15.

Tabela 15 – Flechas imediatas

AÇÃO	INTENSIDADE	I (m4)	Flecha (mm)	Flecha (mm)
Protensão (p)	-153,83	0,0064	-27,01	-26,20
Perda de protensão (Δp)	47,17	0,0064	9,05	8,37
Peso próprio (g_1)	5,84	0,0064	5,44	5,28
Capa (g_2)	1,50	0,0064	1,11	1,03
Revestimento (g_3)	2,40	0,0091	0,92	0,85
Acidental (q)	6,00	0,0091	2,30	2,13

Fonte: A autora.

Nota-se, nesse caso, que a flecha inicial, por apresentar um valor negativo, trata-se também de uma contraflecha e que a mesma atende ao deslocamento máximo proposto pela ABNT NBR 6118:2014 ($\ell/250$) para um vão de 12,28 m, que resulta em uma magnitude de 49,0 mm.

$$a_{total} = (a_p + a_{g1}) \times (1 + \varphi_{(1,\infty)}) + a_{g2} \times (1 + \varphi_{(15,\infty)}) + a_{g3} \times (1 + \varphi_{(45,\infty)}) + a_{0,4q} \times (1 + \varphi_{(60,\infty)}) + a_{\Delta p} \times \left(1 + \frac{\varphi_{(1,\infty)}}{2}\right) \quad (\text{equação 155})$$

$$a_{total} = (-27,01 + 3,20) \times (1 + 2,709) + 1,11 \times (1 + 1,490) + 0,85 \times (1 + 1,14) + 2,13 \times (1 + 1,098) + 8,18 \times \left(1 + \frac{5,28}{2}\right) = -48,79 \text{ mm}$$

$$a_{limite} = \frac{l}{250} = \frac{12280}{250} = 49,00 \text{ mm}$$

$$a_{total} = -48,79 \text{ mm} < a_{limite} = 49,00 \text{ mm} \rightarrow Ok!$$

Para a verificação da resistência à flexão deve-se, primeiramente, calcular as tensões normais nas bordas superior e inferior do elemento, considerando as características geométricas da seção já com o capeamento estrutural.

$$\sigma_i = \frac{805,23}{0,2915} + \frac{805,23 \times 0,1593}{0,0318} - \frac{136,92}{0,0318} = 2,490 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{805,23}{0,2915} + \frac{805,23 \times 0,1593}{0,0321} + \frac{136,92}{0,0321} = 11,023 \text{ MPa}$$

As tensões admissíveis de tração e compressão são dadas pelas equações 90 e 91, respectivamente, utilizando, a favor da segurança, o f_{ck} da capa estrutural.

$$\sigma_{ct} \geq -\frac{1,3 \times 3,21}{1,4} = -2,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq \frac{0,85 \times 35}{1,4} = 21,25 \text{ MPa}$$

Como é possível constatar, as tensões normais máximas, isto é, nas bordas inferior e superior do elemento, são menores do que as admissíveis, atendendo, portanto, a resistência à flexão.

A seguir são apresentadas as forças cortantes resistentes para a seção da laje alveolar protendida sem e com capeamento estrutural. É possível constatar que a força cortante resistente de cálculo da seção atende aos esforços admissíveis.

- Verificação do cisalhamento: seção simples – estocagem

$$V_{rd} = [\tau_{rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_t) + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d$$

$$\tau_{rd} = 0,25 \times f_{ctd} = 0,25 \times 1448 = 362 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times (0,3 \times 35^{2/3})}{1,4} = 1604 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{805,23}{0,2335} = 3448,52 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_2 = \frac{7 \times 0,99}{67,5 \times 40} = 0,002 \leq 0,02$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,40 = 1,20 \geq 1$$

$$V_{rd} = [362 \times 1,20 \times (1,2 + 40 \times 0,002) + 0,15 \times 3448,52] \times 0,67 \times 0,40 = 299,07 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{p \times l}{2} \times 1,4 = \frac{5,59 \times 12,28}{2} \times 1,4 = 48,05 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = 299,07 \text{ kN} \leq V_{sd} = 48,05 \rightarrow Ok!$$

- Verificação do cisalhamento: seção composta – todas as cargas

$$V_{rd} = [\tau_{rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_t) + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d$$

$$\tau_{rd} = 0,25 \times f_{ctd} = 0,25 \times 2036 = 509 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times (0,3 \times 50^{2/3})}{1,4} = 2036 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{805,23}{0,2915} = 2762,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_2 = \frac{7 \times 0,99}{67,5 \times 45} = 0,002 \leq 0,02$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,40 = 1,20 \geq 1$$

$$V_{rd} = [509 \times 1,20 \times (1,2 + 40 \times 0,002) + 0,15 \times 2762,36] \times 0,67 \times 0,45 = 360,64 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{p \times l}{2} \times 1,4 = \frac{13,33 \times 12,28}{2} \times 1,4 = 114,58 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = 360,64 \text{ kN} \leq V_{sd} = 114,58 \text{ kN} \rightarrow Ok!$$

Em lajes alveolares protendidas com espessura superior a 200 mm, o baricentro da armadura ativa não permanece dentro do núcleo de rigidez da seção transversal e, portanto, a

protensão gera tensões de tração na borda superior do elemento, o que significa que a resistência das nervuras ao fendilhamento longitudinal não é atendida, dessa forma é necessário garantir que a tensão na nervura mais solicitada seja inferior à tração do concreto inferior.

$$\sigma_{s\varphi} = \frac{P_0}{b_w \times e_p} \times \frac{15 \times \alpha_e^{2,3} + 0,07}{1 + \left(\frac{l_{pti}}{e_p}\right)^{1,5} \times (1,3 \times \alpha_e + 0,1)}$$

$$\alpha_e = \frac{(e_p - k)}{h}$$

$$k = \frac{W_i}{A_c} = \frac{31880}{2335} = 13,65 \text{ cm}$$

$$l_{pti} = 60 \times \emptyset = 60 \times 0,95 = 57,0 \text{ cm}$$

$$e_o = e_p = 19,93 - 4,0 = 15,93 \text{ cm}$$

$$\alpha_e = \frac{(e_p - k)}{h} = \frac{(15,93 - 13,65)}{40} = 0,057 \text{ cm}$$

$$P_0 = 0,9537 \times 145,35 \times 0,99 = 137,23 \text{ kN}$$

$$\sigma_{s\varphi} = \frac{137,23}{6,7 \times 15,93} \times \frac{15 \times 0,057^{2,3} + 0,07}{1 + \left(\frac{57}{15,93}\right)^{1,5} \times (1,3 \times 0,057 + 0,1)} = 0,053 \text{ kN/cm}^2 = 0,530 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{limite} = f_{ctk,inf} = 0,7 \times 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 \times \sqrt[3]{35^2} = 2,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s\varphi} < \sigma_{limite} \rightarrow Ok!$$

Para o pavimento estudado não há a presença de lajes de borda, isto é, todos os painéis possuem os dois lados ligados a outros elementos. Neste caso, o esforço solicitante V_{sd} que deve ser verificado quanto a resistência ao esforço cortante nas chavetas corresponde, segundo orientação da norma ABNT NBR 14861:2011 a 40% do carregamento que atua sobre a laje.

Para o cálculo do esforço resistente V_{Rd1} é necessário conhecer a resistência do concreto à tração para a laje alveolar, para a chaveta e para a capa estrutural, sendo que tais valores podem ser obtidos por meio das equações 77 e 78 e encontram-se na tabela 16. Da mesma

forma, devem ser conhecidas as alturas da chaveta e da capa e as espessuras das flanges da face inferior e da face superior, listadas na tabela 17.

Tabela 16 – Resistências à tração do concreto

	PAINEL ALVEOLAR	CHAVETA	CAPA ESTRUTURAL
f_{ck} (Mpa)	50,00	35,00	35,00
$f_{ct,m}$ (Mpa)	2,30	1,63	1,63
$f_{ctk, inf}$ (Mpa)	1,61	1,14	1,14
f_{ctd} (Mpa)	2,04	1,60	1,60

Fonte: A autora.

Tabela 17 – Alturas e espessuras da seção

h_{ch} (mm)	416,0
h_t (mm)	50,0
h_{f1} (mm)	40,0
h_{f2} (mm)	40,0

Fonte: A autora.

$$\sum h_f = (50 + 40 + 40) = 130,0 \text{ mm}$$

$$V_{Rd1} = 0,15 \times 2,04 \times 95 = 48,35 \text{ kN}$$

Sendo o esforço resistente V_{Rd1} superior ao solicitante, a resistência das chavetas ao esforço cortante é atendida.

A verificação da resistência da nervura quanto à punção não é necessária ser verificada, por não haver previsão de ações concentradas sobre a estrutura.

A armadura de distribuição é utilizada no capeamento, afim de combater os efeitos da retração do mesmo e colaborar na melhor distribuição de cargas concentradas, como paredes e equipamentos. Para esta armação foi utilizada telas soldadas Q159 (figura 03 do Apêndice B). A montagem da malha de distribuição sobre os painéis, deverá ser feita após a conclusão do rejuntamento das placas, com auxílio de espaçadores para que a mesma tenha um cobrimento de 1,5 cm em relação à face superior do capeamento.

A armadura negativa é utilizada quando há a intenção de dar continuidade entre os painéis alveolares em uma mesma direção. Ou seja, a armadura será adotada nos apoios que onde existe a continuidade. Sendo assim, é necessário determinar a armadura que deve ser colocada no apoio intermediário para resistir ao momento negativo gerado pelas ações devidas ao revestimento (g_3) e sobrecarga acidental (q). Apenas essas cargas são responsáveis por esse momento, pois após a concretagem da capa (g_2) a laje trabalha com a seção composta de forma solidarizada.

Aplicando a equação de momentos máximos em peças para elementos bi apoiados, tem-se:

$$M_{max,revest} = p \times \frac{l^2}{8} \rightarrow 2,40 \times \frac{12,28^2}{8} = 45,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{max,sobrecarga} = p \times \frac{l^2}{8} \rightarrow 6,00 \times \frac{12,28^2}{8} = 113,09 \text{ kN.m}$$

Para momento negativo de cálculo, utiliza-se a seguinte equação.

$$M_d = 1,4 \times (45,23 + 113,09) = 221,65 \text{ kN.m}$$

Considerando para cálculo o f_{ck} da laje;

$$KMD = \frac{1,4 \times 221,65}{1,25 \times (0,45 - 0,04)^2 \times 50000} = 0,029$$

Interpolando os valores da tabela presente no Anexo D:

$$KMD = 0,029 \quad \left\{ \begin{array}{l} Kx = 0,0298 \\ Kz = 0,9881 \\ \Delta\varepsilon_{pi} = 10,000\% \end{array} \right.$$

Verificando a posição da linha neutra:

$$x = Kx \times d = 0,0298 \times 41 = 1,22 \text{ cm} \rightarrow LN$$

Armadura necessária:

$$A_s = \frac{Msd}{Kz \times d \times f_{yd}} \rightarrow A_p = \frac{221,65 \times 1,4}{0,9881 \times (0,45 - 0,04) \times 50/1,15} = 12,58 \text{ cm}^2/m$$

Ou seja, para uma laje de 12,28 m e sobrecarga acidental de 6 kN.m é necessário 12,58 cm² por metro para garantir a continuidade. Implicando em 1 Ø 20 mm a cada 15 cm, comprimento da barra deve ser de 6m (figura 03, Anexo B).

5.2 Dimensionamento do pavimento com laje mista “steel deck”

O primeiro passo para o dimensionamento da laje mista “steel deck”, assim com a laje alveolar, foi a elaboração da planta de forma. Posteriormente, o dimensionamento para este sistema respeitou as exigências solicitadas pelo fabricante METFORM AS. O pré-dimensionamento da laje mista “steel deck”, inicia-se com a escolha da forma de aço, foi adotada a forma MF-75 com espessura de 1,25 mm, sendo feita de modo a atender as condições iniciais de projeto, utilizando para o dimensionamento a espessura de laje de 150 mm, e concreto com resistência mínima à compressão a partir de 20 MPa. Prevalecendo a escolha para a menor espessura de laje e a menor espessura de chapa, além de considerar a utilização do sistema sem escoramento. Pode-se verificar nas tabelas 18 e 19.

Tabela 18 – Verificação da necessidade de escoramento

VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE ESCORAMENTO							
LOCALIZAÇÃO	ESP. DA FORMA	H _{forma} (mm)	e (mm)	H _{laje} (cm)	VÃO NA DIREÇÃO DA NERVURA (m)	VÃO MÁXIMO SEM ESCORAMENTO (m)	VERIFICAÇÃO
L1	MF - 75	75,0	1,25	15	2,92	3,40	Ok!
L2	MF - 75	75,0	1,25	15	2,92	3,40	Ok!
L3	MF - 75	75,0	1,25	15	2,92	3,40	Ok!
L4	MF - 75	75,0	1,25	15	2,92	3,40	Ok!
L5	MF - 75	75,0	1,25	15	2,92	3,40	Ok!
L6	MF - 75	75,0	1,25	15	2,92	3,40	Ok!
L7	MF - 75	75,0	1,25	15	2,92	3,40	Ok!
L8	MF - 75	75,0	1,25	15	2,92	3,40	Ok!
L9	MF - 75	75,0	1,25	15	3,21	3,40	Ok!
L10	MF - 75	75,0	1,25	15	3,21	3,40	Ok!
L11	MF - 75	75,0	1,25	15	3,21	3,40	Ok!
L12	MF - 50	50,0	1,25	15	1,15	2,60	Ok!
L13	MF - 75	75,0	1,25	15	3,21	3,40	Ok!
L14	MF - 75	75,0	1,25	15	3,21	3,40	Ok!
L15	MF - 75	75,0	1,25	15	3,21	3,40	Ok!
L16	MF - 50	50,0	1,25	15	1,29	2,60	Ok!

Fonte: A autora.

Tabela 19 – Verificação da carga máxima

LOCALIZAÇÃO	PESO PRÓPRIO (Kn/m ²)	REVEST. (kN/m ²)	OUTRAS (kN/m ²)	SOBRE-CARGA (kN/m ²)	TOTAL (kN/m ²)	CARGA MÁXIMA (kN/m ²)	VERIFICAÇÃO
L1	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L2	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L3	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L4	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L5	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L6	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L7	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L8	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L9	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L10	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L11	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L12	3,07	1,06	-	2,0	4,13	10,82	Ok!
L13	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L14	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L15	2,79	1,06	-	2,0	3,85	9,13	Ok!
L16	3,07	1,06	-	2,0	4,13	10,82	Ok!

Fonte: A autora.

Posteriormente iniciou-se as verificações de resistência das lajes mistas “*steel deck*”. Principiando-se pela verificação do momento fletor positivo, sendo necessário definir a posição da linha neutra, de acordo com as equações 128 e 129.

A tabela 20 apresenta o cálculo da posição da linha neutra em todas as lajes.

$$N_{pa} = A_{F,ef} \times f_{yFd} = 17,71 \times \frac{28}{1,15} = 431,20 \text{ kN}$$

$$N_{cf} = \left(\frac{0,85 \times f_{ck}}{1,4} \right) \times b \times t_c = \left(\frac{0,85 \times 2,5}{1,4} \right) \times 100 \times 7,5 = 1138,39 \text{ kN}$$

$$N_{cf} = 1138,39 \text{ kN} \geq N_{pa} = 431,20 \text{ kN} \rightarrow LN \text{ está na mesa}$$

Tabela 20 – Definição da posição da linha neutra

LOCALIZAÇÃO	Af,ef (mm ²)	Npa (kN)	Ncf (kN)	POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA
L1	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L2	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L3	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L4	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L5	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L6	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L7	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L8	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L9	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L10	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L11	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L12	15,87	386,4	1138,39	LN na mesa
L13	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L14	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L15	17,71	431,2	1138,39	LN na mesa
L16	15,87	386,4	1138,39	LN na mesa

Fonte: A autora.

A verificação dos momentos, será utilizada a equação 131, para a linha neutra na mesa. Nas tabelas 02 e 05 do Anexo I, pode ser identificado o centro de gravidade da forma, já o momento solicitante de cálculo (M_{sd}) foi determinado através do software Ftool, considerando a continuidade das lajes. (Apêndice D)

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = \frac{431,20}{0,85 \times \frac{2,5}{1,4} \times 100} = 2,84 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = N_{pa} \times (d_f - 0,5 \times a) = 431,20 \times ((15 - 3,772) - (0,5 \times 2,84)) = 4229,03 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 322,0 \text{ kN.cm} \leq M_{rd} = 4229,03 \text{ kN} \rightarrow Ok!$$

Tabela 21 – Verificação do momento fletor positivo para linha neutra na mesa

LOCALIZAÇÃO	MOMENTO ATUANTE (kN.m)	Msd (kN.cm)	a (cm)	CENTRO DE GRAVIDADE (mm)	Mrd (kN.cm)	VERIFICAÇÃO
L1	2,30	322,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L2	1,40	196,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L3	1,40	196,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L4	2,30	322,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L5	2,30	322,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L6	1,40	196,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L7	1,40	196,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L8	2,30	322,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L9	2,80	392,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L10	1,70	238,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L11	2,80	392,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L12	0,40	56,00	2,55	26,36	4285,62	Ok!
L13	2,80	392,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L14	1,70	238,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L15	2,80	392,00	2,84	37,72	4229,03	Ok!
L16	0,50	70,00	2,55	26,36	4285,62	Ok!

Fonte: A autora.

Foi considerado a laje mista com continuidade, sendo assim ocorrerá momento fletor negativo sobre os apoios intermediários das lajes. O cálculo da área de aço necessária foi adquirido através da equação, correspondente ao cálculo da área de aço da laje maciça.

Os momentos negativos solicitante de cálculo (M_{sd}) foi determinado através do software Ftool (Apêndice D).

A tabela 22 apresenta o cálculo das áreas de aço necessárias para resistir aos momentos fletores negativos de todas as lajes.

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{1,4 \times 230}{100 \times (15-4)^2 \times \frac{2,5}{1,4}} = 0,0266$$

$$\left[\begin{array}{l} K_x = 0,0298 \text{ Ok!} \\ K_z = 0,9881 \end{array} \right.$$

$$A'_s = \frac{M_d}{K_z \times d \times f_{yd}} = \frac{1,4 \times 230}{0,9881 \times (15-4) \times \frac{50}{1,15}} = 1,21 \text{ cm}^2 / m$$

Tabela 22 – Cálculo da área de aço para momento fletor negativo

LOCALIZAÇÃO	MOMENTO ATUANTE (kN.m)	Msd (kN.cm)	KMD	Kx	Kz	VERIFICAÇÃO Kx-limite	As-calc (cm ² /m)
L1	4,10	574	0,0266	0,0298	0,9881	Ok!	1,21
L2	2,70	378	0,0175	0,0148	0,9941	Ok!	0,80
L3	2,70	378	0,0175	0,0148	0,9941	Ok!	0,80
L4	4,10	574	0,0266	0,0298	0,9881	Ok!	1,21
L5	4,10	574	0,0266	0,0298	0,9881	Ok!	1,21
L6	2,70	378	0,0175	0,0148	0,9941	Ok!	0,80
L7	2,70	378	0,0175	0,0148	0,9941	Ok!	0,80
L8	4,10	574	0,0266	0,0298	0,9881	Ok!	1,21
L9	5,00	700	0,0324	0,0603	0,9759	Ok!	1,50
L10	3,30	462	0,0214	0,0298	0,9881	Ok!	0,98
L11	5,00	700	0,0324	0,0603	0,9759	Ok!	1,50
L12	0,70	98	0,0045	0,0148	0,9941	Ok!	0,21
L13	5,00	700	0,0324	0,0603	0,9759	Ok!	1,50
L14	3,30	462	0,0214	0,0298	0,9881	Ok!	0,98
L15	5,00	700	0,0324	0,0603	0,9759	Ok!	1,50
L16	0,90	126	0,0058	0,0603	0,9759	Ok!	0,27

Fonte: A autora.

A tabela 23, apresenta as armaduras negativas de cada uma das lajes, conforme área de aço calculada.

$$A'_{s-min} = 0,15 \times h = 0,15 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} \leq 2 \times h = 2 \times 10 = 20 \text{ cm}$$

$$A\text{ÇO CA-50} \left\{ \begin{array}{l} \varnothing 6,3 \text{ mm} \rightarrow \frac{0,312}{2,25} \times 100 = c/12 \text{ cm} \\ \varnothing 8,0 \text{ mm} \rightarrow \frac{0,50}{2,25} \times 100 = c/20 \text{ cm} \\ \varnothing 10,0 \text{ mm} \rightarrow \frac{0,80}{2,25} \times 100 = c/20 \text{ cm} \\ \varnothing 12,5 \text{ mm} \rightarrow \frac{1,227}{2,25} \times 100 = c/20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$A_{s\text{efet}} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{cm} \rightarrow \varnothing 8,0 \text{ mm } c/20$$

Tabela 23 – Determinação das armaduras para momento fletor negativo

LOCALIZAÇÃO O	As-mín (cm ² /m)	As-efet (cm ² /m)	Smáx (cm)	Ø 6,3 mm	Ø 8,0 mm	Ø 10,0 mm	Ø 12,5 mm	ARMADURA ADOTADA
L1	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L2	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L3	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L4	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L5	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L6	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L7	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L8	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L9	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L10	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L11	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L12	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L13	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L14	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L15	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20
L16	2,25	2,25	20	14	20	20	20	Ø 8,0 mm c/ 20

Fonte: A autora.

Para calcular o valor necessário para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo ($M_{Rd,pl}$), foi empregado a equação 135 , sendo utilizado as armaduras determinadas, para calcular a área de aço adotada. A tabela 24 apresenta os resultados dessa verificação.

$$x = \frac{A_s \times f_{sd}}{0,85 \times f_{cd} \times b_c} = \frac{2,50 \times 50 / 1,15}{0,85 \times 2,5 \times 11,9} = 4,29 \text{ cm}$$

$$z = d_s - \frac{x}{2} = (15 - 2,5) - \left(\frac{4,29}{2}\right) = 10,35 \text{ cm}$$

$$M_{Rd,pl} = A_s \times f_{sd} \times z = 2,50 \times \frac{50}{1,15} \times 10,35 = 1128,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 574 \text{ kN.cm} < M_{Rd,pl} = 1128,09 \text{ kN.cm} \rightarrow Ok!$$

Tabela 24 – Verificação do momento fletor negativo

LOCALIZAÇÃO	MOMENTO ATUANTE (kN.m)	Msd (kN.cm)	As- adotada (cm ² /m)	fsd (kN/cm ²)	x (cm)	z (cm)	Mrd,pl (kN.cm)	VERIFICAÇÃO
L1	4,10	574,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L2	2,70	378,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L3	2,70	378,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L4	4,10	574,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L5	4,10	574,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L6	2,70	378,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L7	2,70	378,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L8	4,10	574,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L9	5,00	700,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L10	3,30	462,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L11	5,00	700,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L12	0,70	98,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L13	5,00	700,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L14	3,30	462,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L15	5,00	700,00	2,50	43,48	4,298	10,351	1125,0873	Ok!
L16	0,50	70,00	3,50	43,48	6,018	9,491	1444,3015	Ok!

Fonte: A autora.

Para a verificação do cisalhamento longitudinal, será utilizado o método semi-empírico m-k. Empregando o uso da equação 141.

Os valores dos coeficientes m e k foram retirados do ensaio desenvolvido por Sieg (2015). (Anexo F)

Os valores da força cortante solicitante de cálculo ($V_{l,sd}$) foi determinado através do software Ftool (Apêndice D). A tabela 25 apresenta os resultados dessa verificação.

$$m = 161 \text{ N/mm}^2 = 16100 \text{ N/cm}^2$$

$$k = -0,066 \text{ N/mm}^2 = -6,6 \text{ N/cm}^2$$

$$L_s = \frac{L_f}{4} = \frac{2,92}{4} = 73 \text{ cm}$$

$$V_{l,Rd} = \frac{b \times d_f \times \left[\left(\frac{m \times A_{f,e}}{b \times L_s} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}}$$

$$V_{l,Rd} = \frac{100 \times (15 - 3,772) \times \left[\left(16100 \times \frac{17,71}{100} \times 73 \right) - 6,6 \right]}{1,25} = 54,73 \text{ kN/m}$$

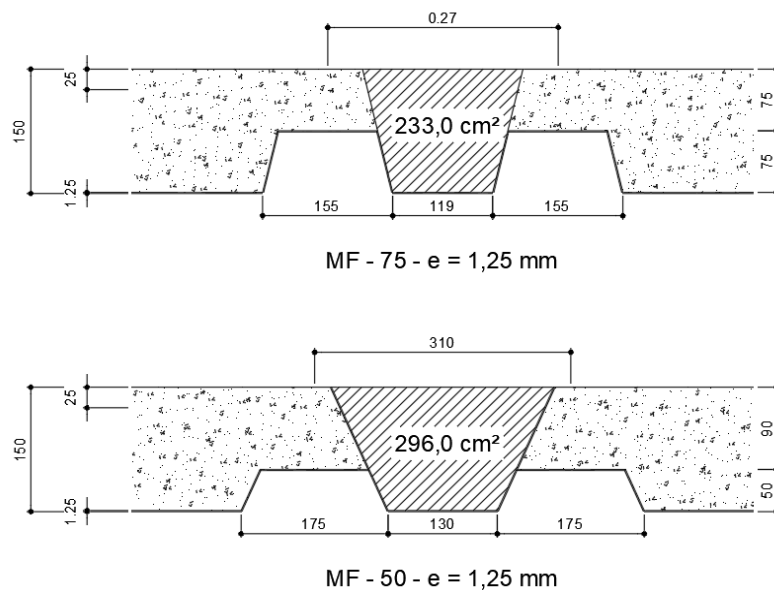
$$V_{l,sd} = 9,80 \frac{kN}{m} \leq V_{l,Rd} = 54,73 \frac{kN}{m} \rightarrow Ok!$$

Tabela 25 – Verificação do cisalhamento longitudinal

LOCALIZAÇÃO	ESFORÇO CORTANTE (Kn)	$V_{l,sd}$ (kN/m)	COEFICIENTE "m" (N/cm ²)	COEFICIENTE "k" (N/cm ²)	L_s (cm)	$V_{l,Rd}$ (kN/m)	VERIFICAÇÃO
L1	7,00	9,80	16100,00	-6,60	73,00	54,79	Ok!
L2	5,60	7,84	16100,00	-6,60	73,00	54,79	Ok!
L3	5,60	7,84	16100,00	-6,60	73,00	54,79	Ok!
L4	7,00	9,80	16100,00	-6,60	73,00	54,79	Ok!
L5	7,00	9,80	16100,00	-6,60	73,00	54,79	Ok!
L6	5,60	7,84	16100,00	-6,60	73,00	54,79	Ok!
L7	5,60	7,84	16100,00	-6,60	73,00	54,79	Ok!
L8	7,00	9,80	16100,00	-6,60	73,00	54,79	Ok!
L9	7,70	10,78	16100,00	-6,60	80,25	50,56	Ok!
L10	6,20	8,68	16100,00	-6,60	80,25	50,56	Ok!
L11	7,70	10,78	16100,00	-6,60	80,25	50,56	Ok!
L12	3,00	4,20	16100,00	-6,60	28,75	114,57	Ok!
L13	7,70	10,78	16100,00	-6,60	80,25	50,56	Ok!
L14	6,20	8,68	16100,00	-6,60	80,25	50,56	Ok!
L15	7,70	10,78	16100,00	-6,60	80,25	50,56	Ok!
L16	3,30	4,62	16100,00	-6,60	32,25	102,99	Ok!

Fonte: A autora.

Para a verificação da necessidade de armadura transversal, foi utilizada as equações 143. A tabela 26 apresenta os resultados dessa verificação e a área resistente de concreto (A_v) está indicada na figura 29.

Figura 29 – Área resistente de concreto (A_v)

Fonte: A autora.

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{1000 \times 0,285 \times (f_{ck})^{1/2} \times A_v}{b_n} = \frac{1000 \times 0,285 \times (2,5/1,4)^{1/2} \times 233,0}{27,40} = 326,86 \text{ kN}$$

$$\eta = 0,3 + 0,7 \times \frac{\rho_c}{2400} = 0,3 + 0,7 \times \frac{2400}{2400} = 1$$

$$\tau_{Rd} = \frac{0,25 \times \eta \times f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{0,25 \times 1 \times 0,21 \times 25^{2/3}}{1,4} = 0,0321 \text{ kN/cm}^2$$

$$K_v = \left(1,6 - \frac{d}{100}\right) = \left(1,6 - \frac{(15 - 3,772)}{100}\right) = 1,49$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_v} = \frac{(17,71 \times 13,7)}{233,0} = 0,01 \leq 0,02$$

$$V_{V,Rd} = \frac{1000 \times \tau_{Rd} \times (1,2 + 40 \times \rho) \times A_v}{b_n} = \frac{1000 \times 0,0321 \times 1,49 \times (1,2 + 40 \times 0,01) \times 233,0}{27,4} = 65,57 \text{ kN/m}$$

$$V_{V,sd} = 9,80 \text{ kN/m} \leq V_{V,Rd} = 65,57 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Ok!}$$

Tabela 26 – Verificação da necessidade de armadura transversal

LOCALIZAÇÃO	A_v (cm ²)	b_n (cm)	$V_r, m\acute{a}x$ (kN/m)	n	τ_{rd} (kN/cm ²)	K_v	ρ	$V_{v,rd}$ (kN/m)	VERIFICAÇÃO
L1	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L2	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L3	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L4	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L5	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L6	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L7	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L8	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L9	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L10	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L11	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L12	296,00	30,50	369,61	1,00	0,0321	1,45	0,01	67,40	Ok!
L13	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L14	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L15	233,00	27,40	323,86	1,00	0,0321	1,45	0,01	63,91	Ok!
L16	296,00	30,50	369,61	1,00	0,0321	1,45	0,01	67,40	Ok!

Fonte: A autora.

Para a última verificação da laje mista será utilizada a equação 151, para o deslocamento vertical. O momento de inércia da forma (I_{ef}) pode ser encontrado nas tabelas 02 e 05 do Anexo I.

A tabela 27 apresenta os resultados da verificação do deslocamento vertical

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{5 \times p \times L^4}{384 \times E_a \times I_{ef}} \leq \frac{L_F}{350}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{5 \times 913 \times 292^4}{384 \times E_a \times 1666741,0} \leq \frac{292}{350}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = 0,184 \leq 0,834 \rightarrow Ok!$$

Tabela 27 – Verificação do deslocamento vertical

LOCALIZAÇÃO	I _{ef} (mm ⁴)	d (cm)	d _{máx} (cm)	VERIFICAÇÃO
L1	1666741,00	0,184	0,834	Ok!
L2	1666741,00	0,184	0,834	Ok!
L3	1666741,00	0,184	0,834	Ok!
L4	1666741,00	0,184	0,834	Ok!
L5	1666741,00	0,184	0,834	Ok!
L6	1666741,00	0,184	0,834	Ok!
L7	1666741,00	0,184	0,834	Ok!
L8	1666741,00	0,184	0,834	Ok!
L9	1666741,00	0,269	0,917	Ok!
L10	1666741,00	0,269	0,917	Ok!
L11	1666741,00	0,269	0,917	Ok!
L12	786502,00	0,005	0,329	Ok!
L13	1666741,00	0,269	0,917	Ok!
L14	1666741,00	0,269	0,917	Ok!
L15	1666741,00	0,269	0,917	Ok!
L16	786502,00	0,008	0,369	Ok!

Fonte: A autora.

Enfim, foi atualizada a planta de forma inicial com as dimensões finais das lajes (Apêndice C). Para obtenção das dimensões das vigas e pilares que compõe o pavimento em análise, realizou-se o cálculo estrutural desses elementos através do software CypeCad.

O detalhamento da armadura negativa da laje mista, está apresentado na figura 02 (Anexo C), o detalhamento do *steel deck* na figura 03 (Anexo C) e o detalhamento da tela soldada na figura 04 (Anexo C), sendo importante para evitar fissuração devido à retração do concreto ou variação de temperatura.

5.3 Indicadores de consumo de material

Finalizadas todas as verificações e todos os detalhamentos, foi possível determinar os indicadores de consumo de material para o comparativo das lajes. São apresentados os desenvolvimentos desses indicadores no tópico 4.3.3. Sendo utilizados como parâmetros de análise, o número de lajes do pavimento, área de forma, volume de concreto, peso de aço, consumo de concreto por metro quadrado e taxa de armadura.

5.3.1 Indicadores das lajes alveolares

São apresentados os indicadores de consumo de material das lajes alveolares, na tabela 27. O volume de concreto foi encontrado multiplicando a área de cada laje por sua espessura, subtraindo os alvéolos. Já o peso de aço é a soma das armaduras.

As planilhas elaboradas para a determinação dos indicadores de consumo da laje alveolar, estão no Apêndice E.

Tabela 28 – Indicadores de consumo das lajes alveolares

ÁREA TOTAL DE LAJE (m ²)	401,21
NÚMEROS LAJES DO PAVIMENTO	6,00
ÁREA DE FORMA (m ²)	0,00
CONCRETO (m ³)	77,33
AÇO-TOTAL (kg)	4240,04
CONSUMO CONCRETO (m ³ /m ²)	0,19
CONSUMO AÇO (kg/m ²)	10,57
TAXA DE ARMADURA (kg/m ³)	54,83

Fonte: A autora.

5.3.2 Indicadores das lajes mistas “steel deck”

Foi realizado o mesmo procedimento feito para lajes alveolares, para determinar os indicadores das lajes mistas “steel deck”.

Para determinar o volume de concreto considerou o valor fornecido pelo fabricante da forma de aço (m³/m²), nas tabelas 03 e 06 do Anexo I. No peso do aço considerou o peso da forma “steel deck”, o peso da tela soldada e o peso da armadura negativa.

É possível encontrar as planilhas elaboradas para a determinação dos indicadores de consumo da laje mista “steel deck”, no Apêndice F.

Tabela 29 – Indicadores de consumo da laje mista “steel deck”

INDICADORES DE CONSUMO	
ÁREA TOTAL DE LAJE (m ²)	383,26
NÚMEROS LAJES DO PAVIMENTO	16,00
ÁREA DE FORMA (m ²)	0,00
CONCRETO (m ³)	61,43
AÇO-TOTAL (kg)	6334,98
CONSUMO CONCRETO (m ³ /m ²)	0,16
CONSUMO AÇO (kg/m ²)	16,53
TAXA DE ARMADURA (kg/m ³)	103,13

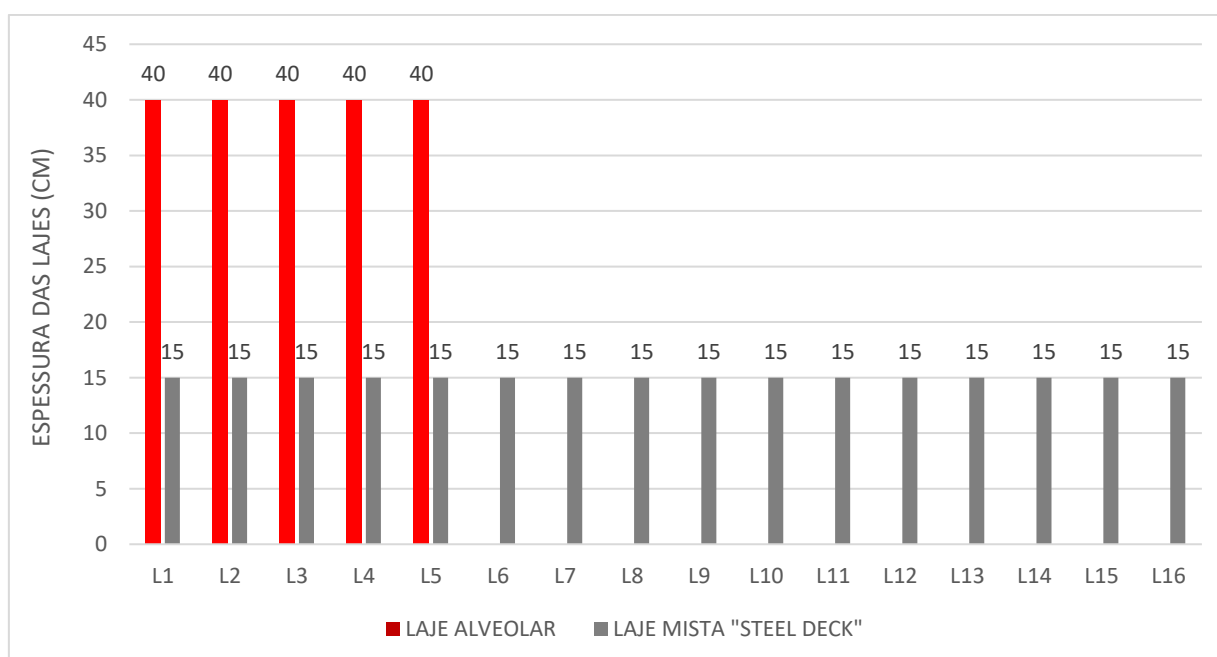
Fonte: A autora.

5.4 Estudo comparativo

Após a obtenção dos indicadores de consumo de material e o pavimento calculado e detalhado, para os dois tipos de laje em estudo, foi possível realizar o estudo comparativo e analisar as influências de cada um dos dois sistemas de laje na estrutura do edifício como um todo.

Inicialmente verificando apenas as lajes, pode-se identificar que a utilização do sistema lajes mistas “steel deck”, resultou em um número maior de lajes, devido a limitação dos vãos livres, já a utilização das lajes alveolares, originou em um número menor de lajes, porém com uma espessura maior. Enquanto o pavimento de lajes mistas “steel deck” foi composto por 15 lajes, o pavimento de lajes alveolares necessitou de apenas 5 lajes.

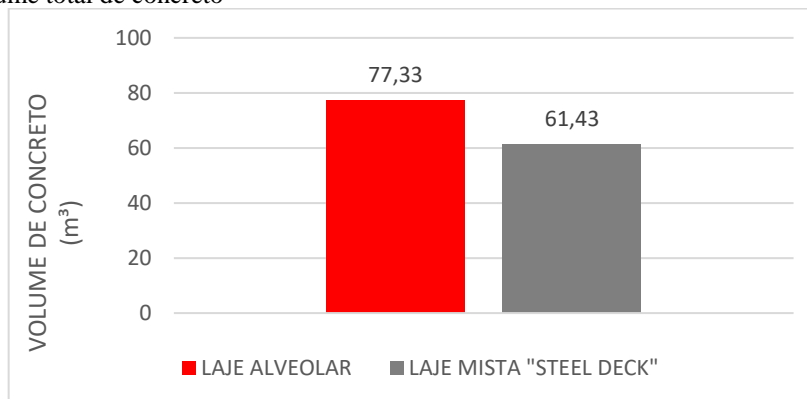
Gráfico 01 – Espessuras das lajes



Fonte: A autora.

A laje alveolar possui uma maior espessura, resultando em um volume de concreto mais elevado do que utilizado na laje mista “*steel deck*”. O gráfico 02 demonstra essa variação no volume de concreto.

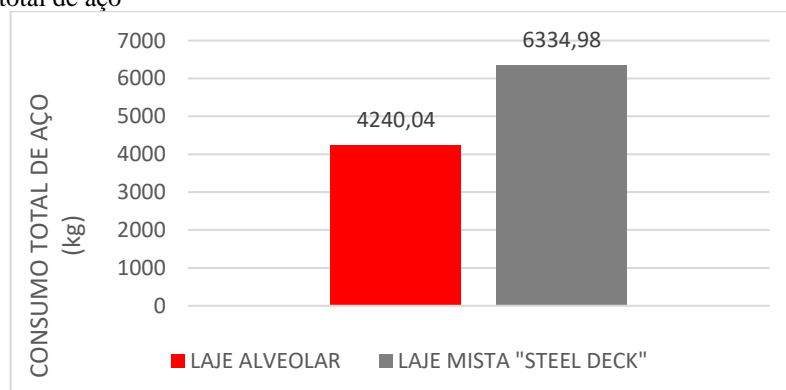
Gráfico 02 – Volume total de concreto



Fonte: A autora.

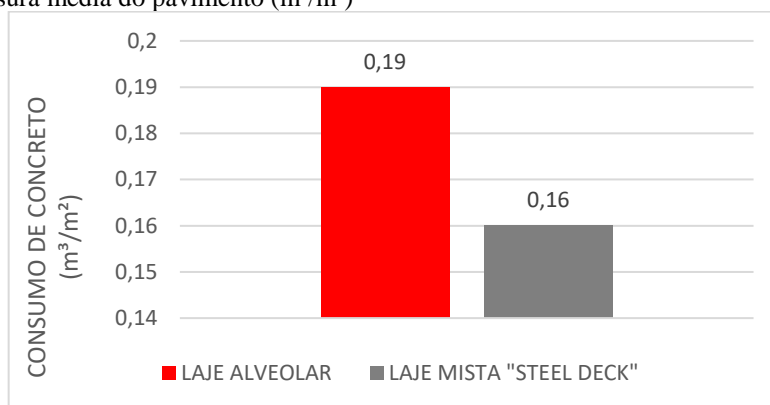
Quanto ao consumo total da armadura, houve uma variação significativa da laje alveolar para a laje mista “*steel deck*”. A laje mista representou uma variação significativamente a mais de aço, como pode ser visto pelo gráfico 03.

Gráfico 03 – Peso total de aço



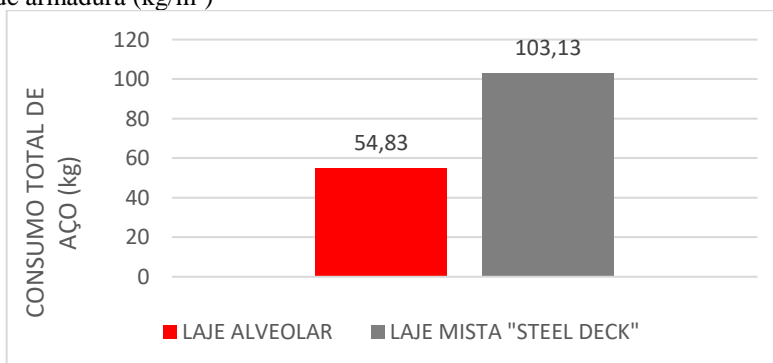
Fonte: A autora.

Quanto ao consumo de concreto por metro quadrado, houve uma variação entre as duas lajes em análise. Conforme gráfico 04.

Gráfico 04 – Espessura média do pavimento (m^3/m^2)

Fonte: A autora.

O consumo de aço por metro quadrado, também apresentou uma variação significativa maior na laje mista “*steel deck*”, impactando diretamente na taxa de armadura. Conforme gráfico 05.

Gráfico 05 – Taxa de armadura (kg/m^3)

Fonte: A autora.

6 CONCLUSÃO

De acordo com o desenvolvimento deste trabalho foi permitido perceber que existe inúmeros sistemas estruturais de lajes para edificações que pode ser utilizado, e cada um possui suas vantagens e desvantagens, porém todos com a mesma finalidade, atender aos requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, relativos à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura. A escolha do sistema estrutural depende de fatores técnicos e econômicos, dentre eles a capacidade do meio técnico para desenvolver o projeto e para executar a obra, e disponibilidade de materiais, mão-de-obra, equipamentos necessários para a execução, entre outros. Neste trabalho foram analisados apenas os aspectos técnicos.

O presente trabalho teve como principal objetivo investigar os critérios de dimensionamento e produção da laje alveolar protendida e laje mista “*steel deck*”, avaliando

sua disseminação frente às revisões normativas e ao crescente desenvolvimento da pré-fabricação e da estrutura metálica no Brasil, utilizando para tal a elaboração de um roteiro de dimensionamento.

Através do dimensionamento das lajes alveolares e lajes mistas “*steel deck*” foi permitido estabelecer parâmetros reais para a análise da viabilidade de cada sistema. Concluindo que o pavimento composto por laje alveolar possui um consumo maior de concreto e menor de aço, devido aos alvéolos longitudinais que reduzem o consumo de concreto, porém apresentou um consumo significativamente maior que na laje mista “*steel deck*”, devido sua espessura ser maior. Já o pavimento composto por laje mista “*steel deck*” possui um volume menor de concreto e maior de aço, pelo fato de ter considerado o peso da forma de aço, visto que a mesma trabalha como armadura positiva. Entendendo que cada laje apresenta uma vantagem, é possível concluir que o mais apropriado sistema estrutural de laje é aquele que vai atender integralmente, todas as limitações impostas pelo usuário, considerando o edifício como um todo.

REFERÊNCIAS

ABCEM. **Associação Brasileira da Construção Metálica**, 2006. Disponível em: <http://www.abcem.org.br>. Acesso em: 27 de maio de 2018.

ABDI. Agência Brasileira de Desenvolvimento Industrial. 2015. **Manual da construção industrializada – Conceitos e etapas. Vol 1: Estrutura e vedação. 2015**. Disponível em:< http://www.tecverde.com.br/wpcontent/uploads/2016/04/Manual_versao_digital.pdf.> Acesso em: 26 de maio de 2018.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120: Cargas Para o Cálculo de Estruturas de Edificações**. Rio de Janeiro. ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro. ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7482: Fios de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7483: Cordoalhas de aço para concreto protendido – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681: Ações e Segurança Nas Estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro. ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8800: Projeto de Estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro. ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro. ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - Procedimento.** Rio de Janeiro. ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14861: Lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido – Requisitos e procedimentos.** Rio de Janeiro. ABNT, 2011.

ASSOCIAZIONE PRODUTTORI DI SOLAI ALVEOLARI PRECOMPRESSI (ASSAP). **La losa hueca – proyecto y utilizaciones.** Tradução e adaptação ao espanhol: Josep Bergadà e Ricardo Ceschin, 1ª ed. Verona, Italia, 2002.

ALBARRAN, E.G. **Construção com Elementos Pré-Fabricados em Betão Armado.** Dissertação de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2008.

BARROS, Bianca. **Lajes em steel deck.** Revista Técnica, v. 211, out. 2014. Acesso em: 25 maio 2018.

BASTOS. P.S. Lajes de Concreto. 2015. **Notas de aula – Departamento de engenharia civil da Universidade Estadual Paulista – UNESP.** Bauru, 2015.

BASTOS. P.S. Vigas de Concreto Armado. 2017. **Notas de aula – Departamento de engenharia civil da Universidade Estadual Paulista – UNESP.** Bauru, 2017.

BEER, F. P.; JOHNSTON JR., E. R. **Resistência dos materiais.** 3. ed. São Paulo: Pearson Makron Books, 1995.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a ABNT NBR 6118:2014.** EdufSCar, São Carlos, 2016.

CHOLFE, Luiz; BONILHA, Luciana. **Concreto protendido: teoria e prática.** São Paulo: Pini, 2013.

CICHINELLI, G. **Construção rápida: sistema misto que dispensa parcial ou totalmente o escoramento, o steel deck agiliza a execução e reduz custos.** Revista Técnica, São Paulo: Pini, ano 20, n. 179, fev. 2012

DERRA, Roland, ILG, F.X. **Beton- und Stahlbetonbau aus Fertigteilen bei der Bodensee-Wasserversorgung.** Wissendurst. v. 7, 2012.

EBELLING, E.B. **Análise de Base de Pilares Pré-Moldados na Ligação com Cálice de Fundação.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2006.

EL DEBS, Mounir K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações.** São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo (EESCUSP), 2000.

FABRIZZI, M. A. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto.** 2007. 233 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FERREIRA, M. A. **A importância dos sistemas flexibilizados.** Apostila. UFSCar, 2003.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais.** 1 o Ed. São Paulo: Editora PINI LTDA, 2007.

MELHADO, S. B.; BARROS, M. M. S. B. **Recomendações para a produção de estruturas de concreto armado em edifícios.** São Paulo: Projeto EPUSP/SENAI, 1998.

MELO, Carlos E. E. Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto. **Munte Construções Industrializadas.** Vários colaboradores. 2 ed. revisada e ampliada 015. São Paulo: PINI, 2007.

LIMA, Ygor Dias Da Costa; SOUZA, Alex Sander Clemente De. **Análise comparativa de soluções de lajes para edifícios estruturados em aço.** São Paulo 2010.

MELO, C.E.E. **Manual Munte de Projetos em Pré-Fabricados de concreto.** Munte construções Industrializadas. São Paulo. Editora Pini, 2004.

Ministério da Indústria e do Comércio. **Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas**. Volume I. Brasília. Graphilivros Editores Ltda, 1989.

MOURA, Reinaldo Aparecido. **Manual de Logística**. 3. ed. São Paulo: Imam, 2003.

PETRUCELLI, Natalia S. **Considerações sobre projeto e fabricação de lajes alveolares protendidas**. 2009. 126 f. Dissertação (Pós-Graduação em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), São Carlos, 2009.

PFEIL, W. **Concreto armado**, v. 1, 2 e 3, 5a ed., Rio de Janeiro, Ed. Livros Técnicos e Científicos, 1989.

PINHEIRO. L.M. Estruturas de Concreto. 2005. **Capítulo 16 - Departamento de Engenharia de Estruturas** – USP. São Paulo, 2005.

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (PCI). **Manual for the design of hollow core slabs**. 2th ed. Chicago: PCI, 1998.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A. G. **Estruturas mistas**. 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012.

RAIMONDI, Leandro. **Definição de Armazenagem ou Estocagem**. 2011. Disponível em: <<http://estudandologistica.com.br/armazenagem-2/definicao-de-armazenagem-ou-estocagem>>. Acesso em 06 de maio de 2018.

REBELLO, Y.C.P. **A concepção estrutural e a arquitetura**. S. Paulo, Zigurate Editora, 2001.

REVEL, M. **La prefabricacion em la construccion**. Bilbao: Urmo. 1973.

RICHARDSON, J. G. **Quality in precast concrete**. New York, John Wiley & Sons Inc, 1991.

VASCONCELOS, A. C. **O concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações**. Studio Nobel. São Paulo: Studio Nobel, 2002, v. III.

VASCONCELLOS, A. L. **Caracterização das construções mistas aço/concreto.** Construção Metálica. Publicação Especializada da Associação Brasileira da Construção Metálica. 2006.

VANCONCELOS, Rebeca F. **Otimização de elementos pré-moldados de concreto: lajes alveolares e vigas com cabo reto.** 2014. 120 f. Dissertação (Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de Goiás (UFG), Goiânia, 2014.

APÊNDICE A – Planta baixa pavimento tipo

EM ANEXO

APÊNDICE B – Laje alveolar

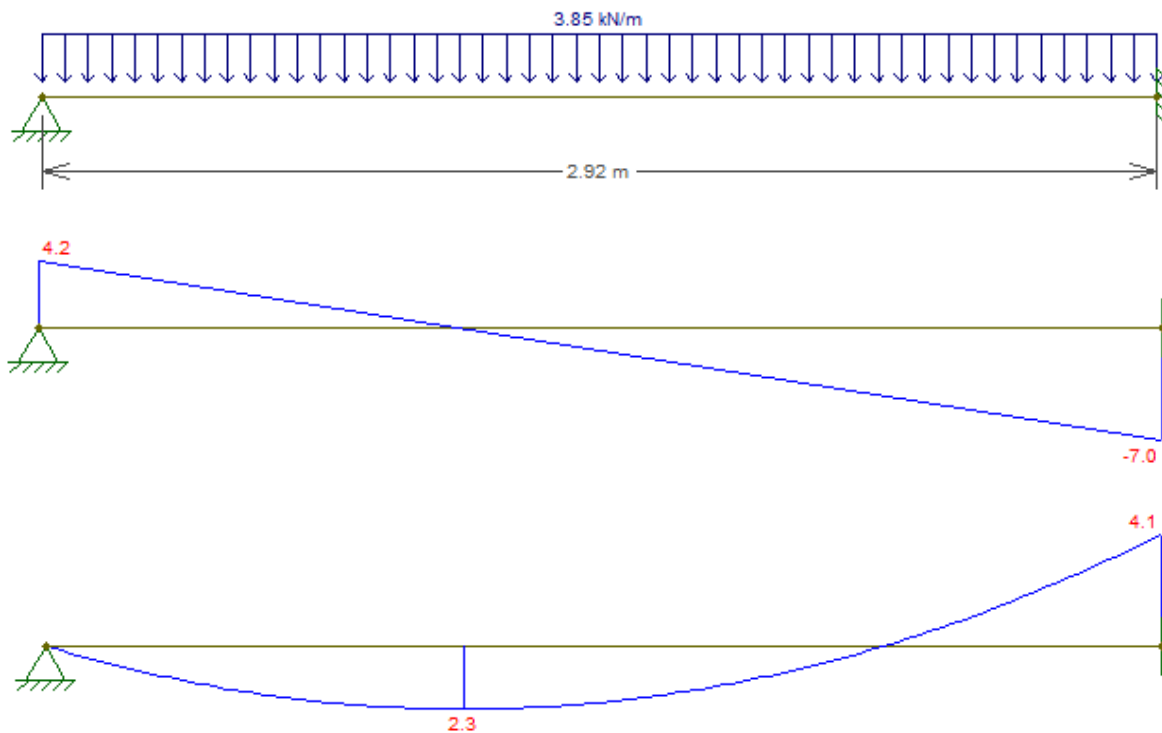
EM ANEXO

APÊNDICE C – Laje mista *steel deck*

EM ANEXO

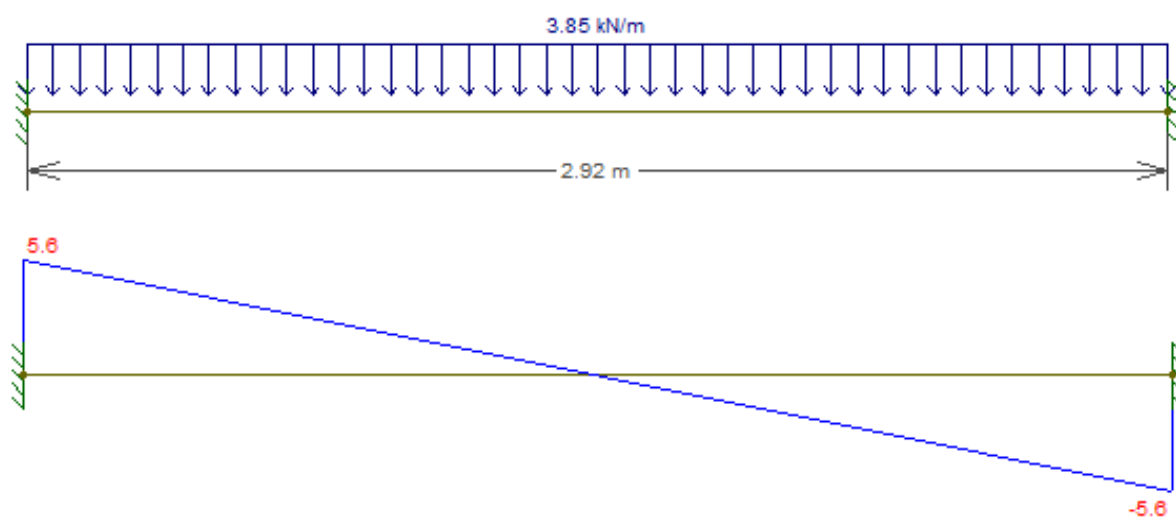
APÊNDICE D – Diagramas de esforço cortante e momento fletor das lajes mistas *steel deck*

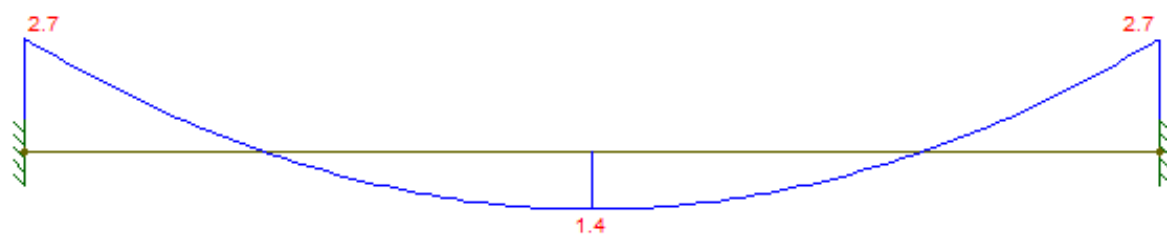
Figura 01 – Diagrama de esforço cortante e momento fletor $L1 = L5$ (kN/m)



Fonte: A autora.

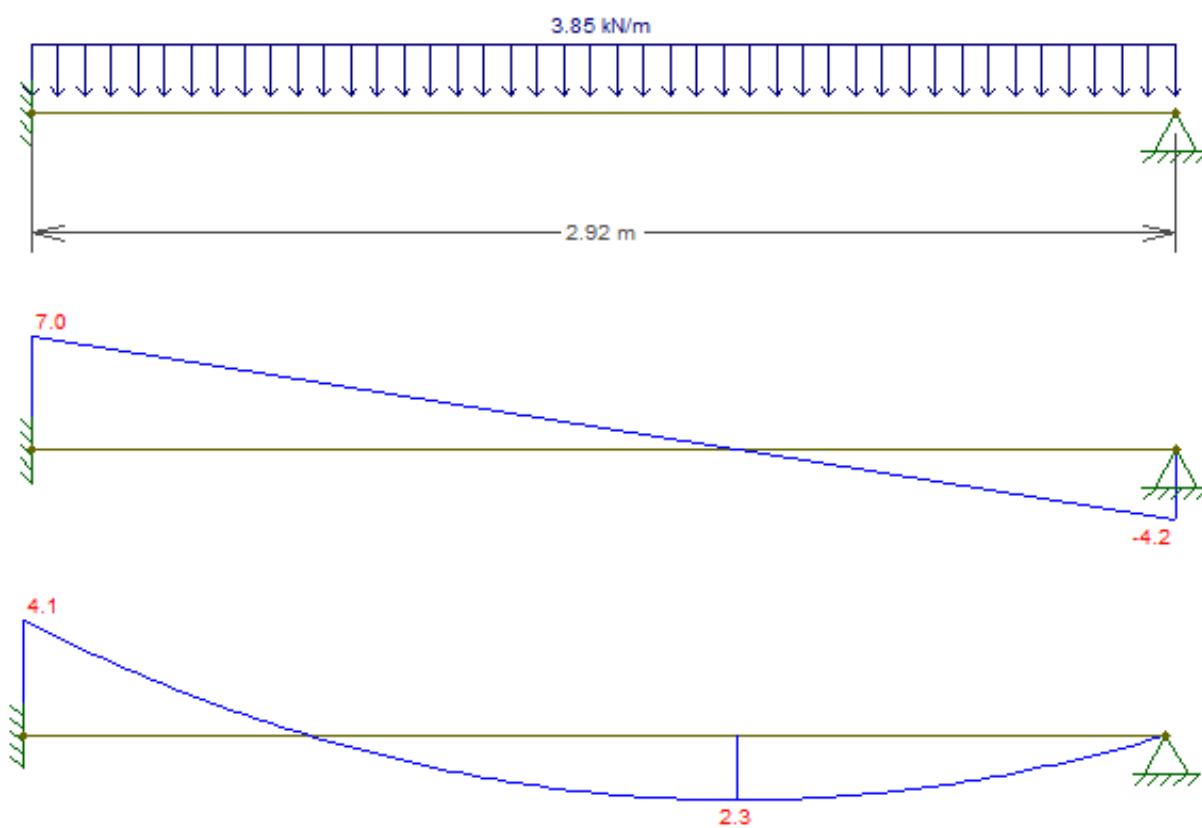
Figura 02 – Diagrama de esforço cortante e momento fletor $L2 = L3 = L6 = L7$ (kN/m)





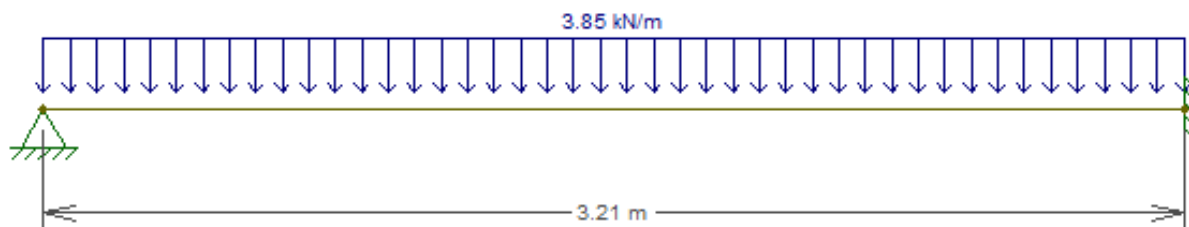
Fonte: A autora.

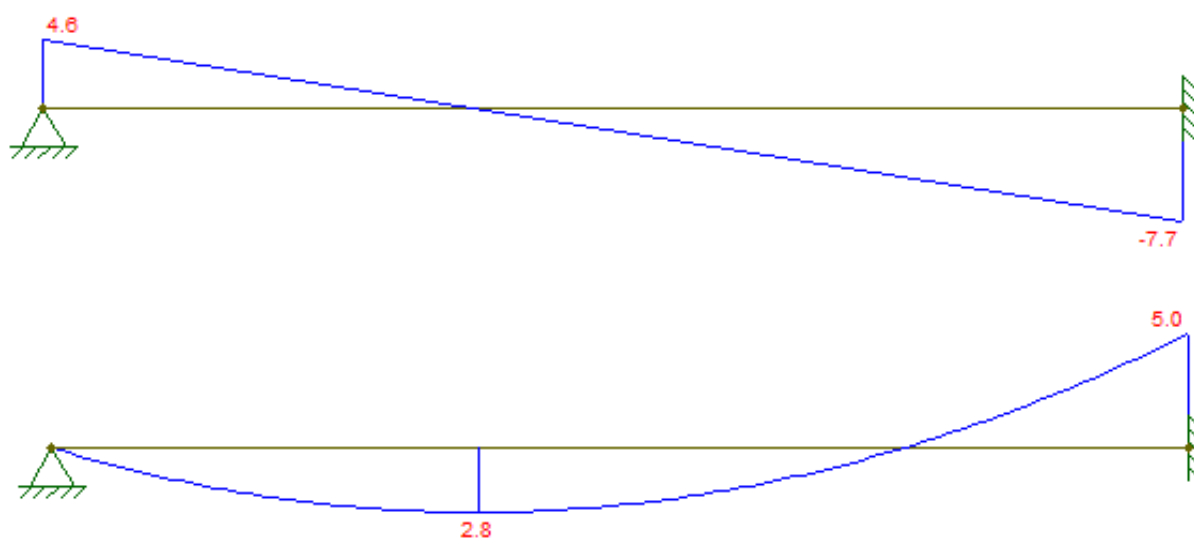
Figura 03 – Diagrama de esforço cortante e momento fletor L4 = L8 (kN/m)



Fonte: A autora.

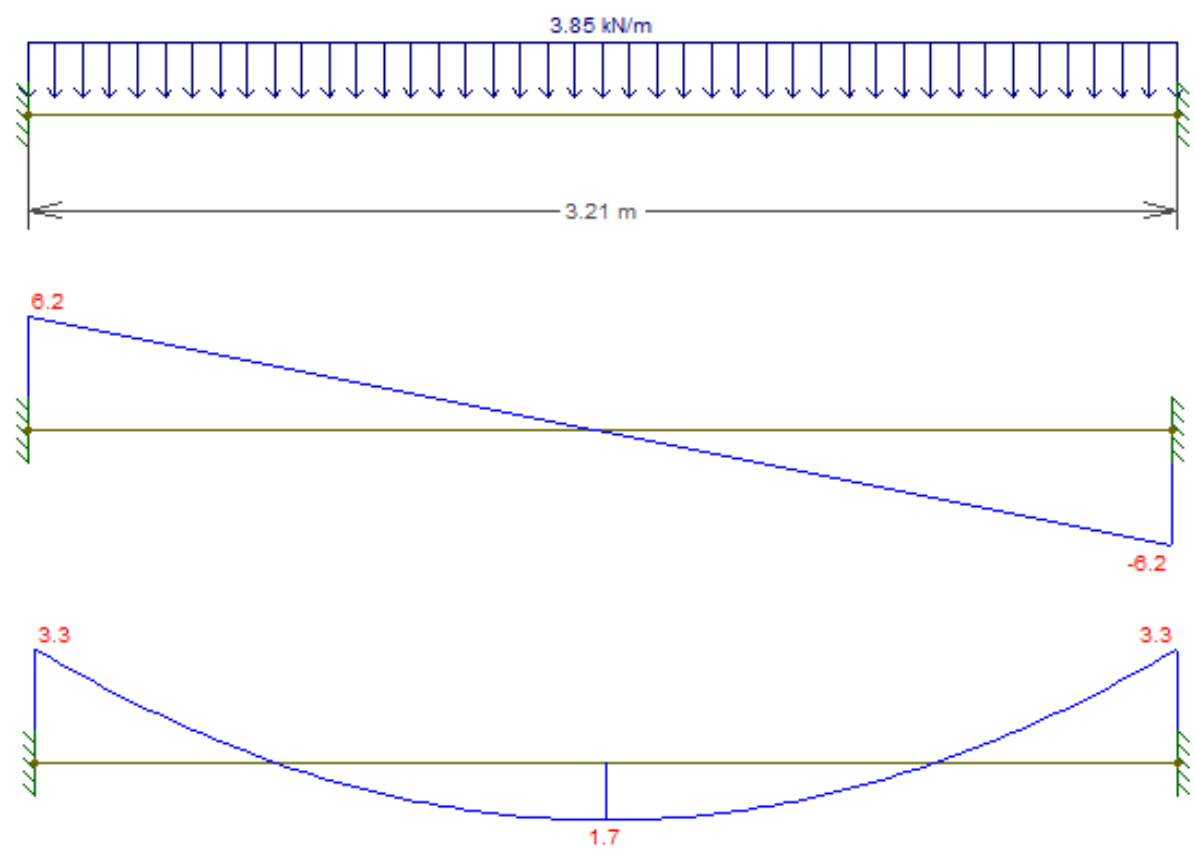
Figura 04 – Diagrama de esforço cortante e momento fletor L9 = L13 (kN/m)





Fonte: A autora.

Figura 05 – Diagrama de esforço cortante e momento fletor $L10 = L14$ (kN/m)



Fonte: A autora.

Figura 06 – Diagrama de esforço cortante e momento fletor L11 = L15 (kN/m)

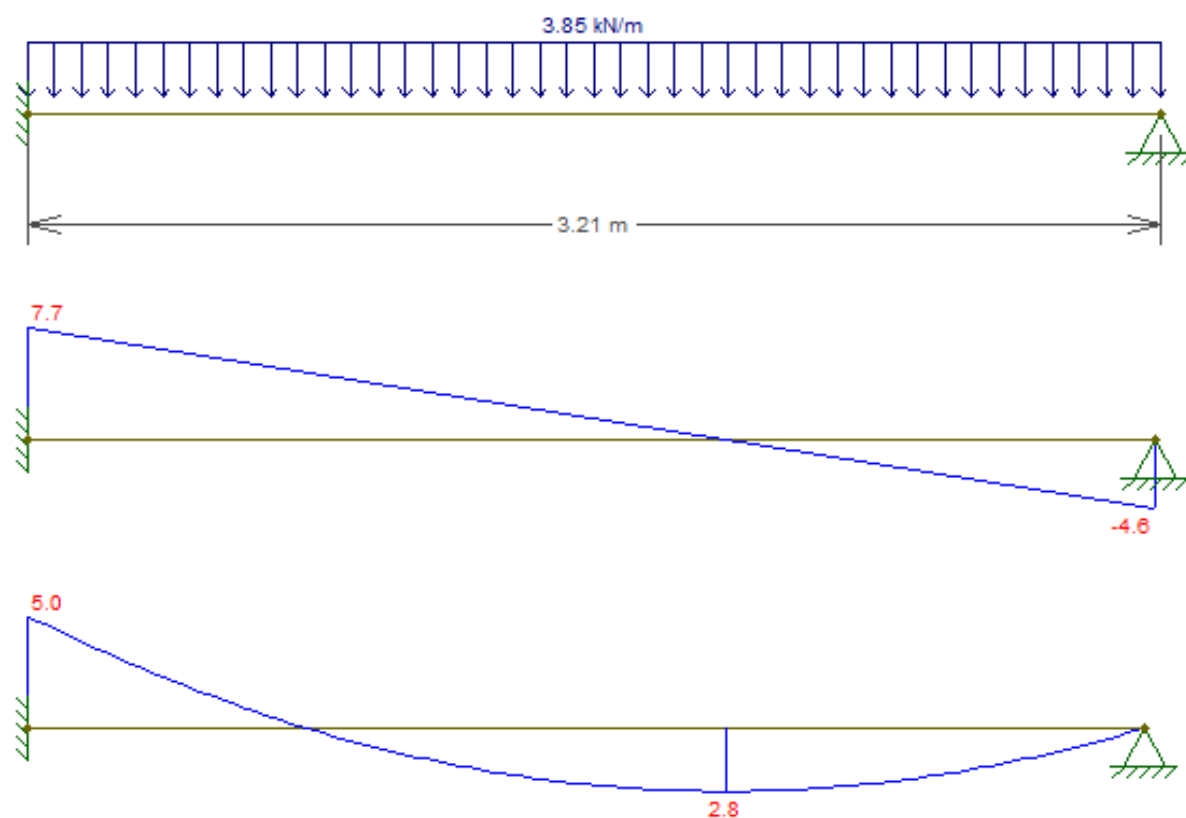
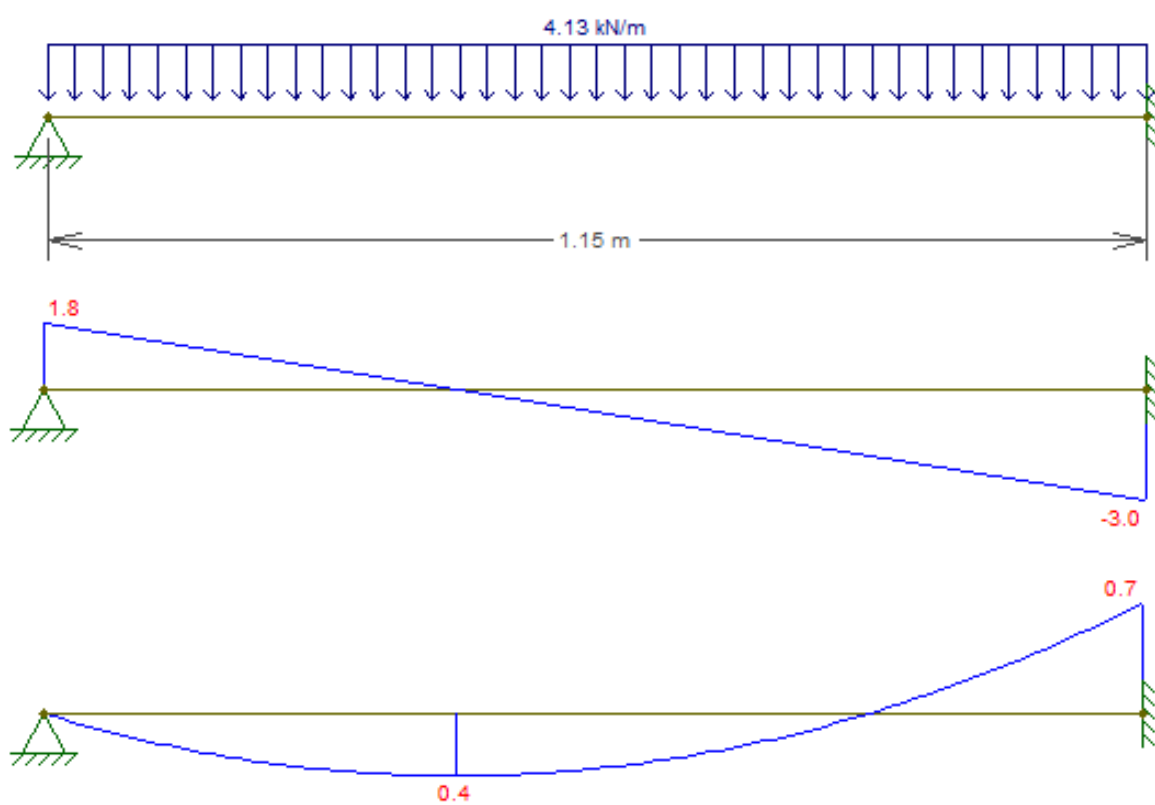
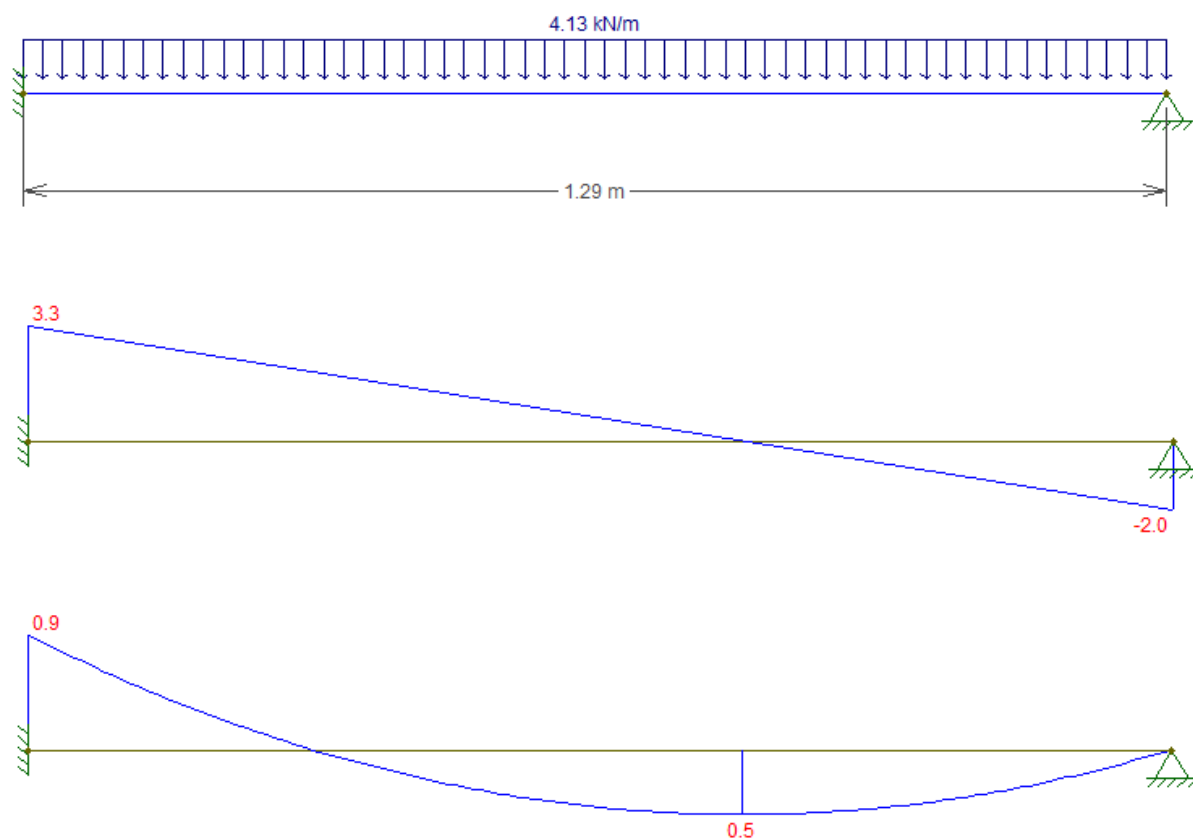


Figura 07 – Diagrama de esforço cortante e momento fletor L12 (kN/m)



Fonte: A autora.

Figura 07 – Diagrama de esforço cortante e momento fletor L16 (kN/m)



Fonte: A autora.

APÊNDICE E – Indicadores de consumo da laje alveolar

Tabela 01 – Determinação do volume de concreto das lajes alveolares

LOCALIZAÇÃO	Ly (m)	ÁREA (m ²)	PLACAS ALVEOLARES	CONCRETO (m ³)
L1	12,00	0,2915	10,00	34,98
L2	12,00	0,2915	4,00	13,99
L3	10,00	0,2915	1,00	2,92
L4	4,30	0,2915	10,00	12,53
L5	10,00	0,2915	4,00	11,66
L6	4,30	0,2915	1,00	1,25
Volume de concreto (m³)				77,33

Fonte: A autora.

Tabela 02 – Determinação total do aço

LOCALIZAÇÃO	COMPRIMENTO TOTAL	Ø (mm)	CP 190 RB 12,70	QUANT.	PESO (kg)	PLACAS ALVEOLARES	PESO TOTAL (kg)
L1	12,28	12,70	0,792	7,00	68,08	10,00	680,80
L2	10,00	12,70	0,792	7,00	55,44	4,00	221,76
L3	4,30	12,70	0,792	7,00	23,84	1,00	23,84
L4	12,28	12,70	0,792	7,00	68,08	10,00	680,80
L5	10,00	12,70	0,792	7,00	55,44	4,00	221,76
L6	4,30	12,70	0,792	7,00	23,84	1,00	23,84
TOTAL (kg)							1852,80

Fonte: A autora.

Tabela 03 – Determinação do peso da tela soldada

LOCALIZAÇÃO	Área (m ²)	TELA SOLDADA	COMPOSIÇÃO	PESO (kg/m ²)	Aço (kg)
L1	147,36	Q - 159	Ø 4,5 x Ø 4,5 - 100 x 100	2,52	371,35
L2	147,36	Q - 159	Ø 4,5 x Ø 4,5 - 100 x 100	2,52	371,35
L3	48,00	Q - 159	Ø 4,5 x Ø 4,5 - 100 x 100	2,52	120,96
L4	4,95	Q - 159	Ø 4,5 x Ø 4,5 - 100 x 100	2,52	12,46
L5	48,00	Q - 159	Ø 4,5 x Ø 4,5 - 100 x 100	2,52	120,96
L6	5,55	Q - 159	Ø 4,5 x Ø 4,5 - 100 x 100	2,52	13,98
Peso total tela soldada (kg)					1011,05

Fonte: A autora.

Tabela 04 – Determinação do peso da armadura de continuidade

BARRA	l* (m)	l* (m)	COMPRIMENTO RETO	DOBRA (m)	TOTAL (m)	Ø (mm)	S (mm)	QUANT.	PESO (kg)
N1	2,92	2,92	6,00	0,06	6,06	20	15	83	1240,35
N2	2,92	2,92	3,00	0,06	3,06	20	15	9	67,91
N2	2,92	2,92	3,00	0,06	3,06	20	15	9	67,91
Peso total armadura negativa (kg/m²)									1376,18

Fonte: A autora.

APÊNDICE F – Indicadores de consumo da laje mista *steel deck*

Tabela 01 – Determinação do volume de concreto das lajes mistas

DETERMINAÇÃO DO VOLUME DE CONCRETO DAS LAJES MISTAS						
LOCALIZAÇÃO	Lx (m)	Ly (m)	Área (m ²)	ESPECIFIC. FORMA	CONSUMO DE CONCRETO (m ² /m)	CONCRETO (m ³)
L1	2,92	12	35,04	MF – 75	0,16	5,61
L2	2,92	12	35,04	MF – 75	0,16	5,61
L3	2,92	12	35,04	MF – 75	0,16	5,61
L4	2,92	12	35,04	MF – 75	0,16	5,61
L5	2,92	12	35,04	MF – 75	0,16	5,61
L6	2,92	12	35,04	MF – 75	0,16	5,61
L7	2,92	12	35,04	MF – 75	0,16	5,61
L8	2,92	12	35,04	MF – 75	0,16	5,61
L9	3,21	4,8	15,408	MF – 75	0,16	2,47
L10	3,21	4,8	15,408	MF – 75	0,16	2,47
L11	3,21	4,8	15,408	MF – 75	0,16	2,47
L12	1,15	4,3	4,945	MF – 50	0,17	0,84
L13	3,21	4,8	15,408	MF – 75	0,16	2,47
L14	3,21	4,8	15,408	MF – 75	0,16	2,47
L15	3,21	4,8	15,408	MF – 75	0,16	2,47
Volume de concreto (m³)						60,48

Fonte: A autora.

Tabela 02 – Determinação do peso da tela soldada

LOCALIZAÇÃO	ESPECIFIC. FORMA	TELA SOLDADA	COMPOSIÇÃO	PESO (kg/m ²)	Aço (kg)
L1	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	42,40
L2	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	42,40
L3	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	42,40
L4	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	42,40
L5	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	42,40
L6	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	42,40
L7	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	42,40
L8	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	42,40
L9	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	18,64
L10	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	18,64
L11	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	18,64
L12	MF - 50	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	5,98
L13	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	18,64
L14	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	18,64
L15	MF - 75	Q - 75	Ø 3,8 x Ø 3,8 - 150 x 150	1,21	18,64
Peso total tela soldada (m²)					457,03

Fonte: A autora.

Tabela 03 – Determinação do peso do *steel deck*

LOCALIZAÇÃO	ESPECIFIC. FORMA	ESPESSURA (mm)	PESO "STEEL DECK" (kg/m ²)	PESO (kg)
L1	MF - 75	1,25	14,63	512,64
L2	MF - 75	1,25	14,63	512,64
L3	MF - 75	1,25	14,63	512,64
L4	MF - 75	1,25	14,63	512,64
L5	MF - 75	1,25	14,63	512,64
L6	MF - 75	1,25	14,63	512,64
L7	MF - 75	1,25	14,63	512,64
L8	MF - 75	1,25	14,63	512,64
L9	MF - 75	1,25	14,63	225,42
L10	MF - 75	1,25	14,63	225,42
L11	MF - 75	1,25	14,63	225,42
L12	MF - 50	1,25	14,63	72,35
L13	MF - 75	1,25	14,63	225,42
L14	MF - 75	1,25	14,63	225,42
L15	MF - 75	1,25	14,63	225,42
PESO TOTAL "STEEL DECK" (kg)				5525,94

Fonte: Autora.

Tabela 04 – Determinação do peso da armadura negativa

BARRA	l* (m)	l* (m)	COMPRIMENTO RETO		DOBRA (m)	TOTAL (m)	Ø (mm)	S (mm)	QUANT.	PESO (kg)
			0,25×l (m)	0,125×l (m)						
N1	2,92	2,92	0,73	0,37	0,06	1,16	8	20	61	27,83
N1	2,92	2,92	0,73	0,37	0,06	1,16	8	20	61	27,83
N1	2,92	2,92	0,73	0,37	0,06	1,16	8	20	61	27,83
N1	2,92	2,92	0,73	0,37	0,06	1,16	8	20	61	27,83
N1	2,92	2,92	0,73	0,37	0,06	1,16	8	20	61	27,83
N1	2,92	2,92	0,73	0,37	0,06	1,16	8	20	61	27,83
N1	2,92	2,92	0,73	0,37	0,06	1,16	8	20	61	27,83
N2	3,21	3,21	0,80	0,40	0,06	1,26	8	20	25	12,48
N2	3,21	3,21	0,80	0,40	0,06	1,26	8	20	25	12,48
N2	3,21	3,21	0,80	0,40	0,06	1,26	8	20	25	12,48
N2	3,21	3,21	0,80	0,40	0,06	1,26	8	20	25	12,48
N3	3,21	4,30	0,80	0,54	0,06	1,40	8	20	7	3,87
N3	3,21	4,30	0,80	0,54	0,06	1,40	8	20	7	3,87
N1	1,15	12,00	0,29	1,50	0,06	1,85	8	20	16	11,68
PESO TOTAL ARMADURA NEGATIVA (kg/m²)										264,14

Fonte: Autora.

ANEXO A – Classes de agressividade

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 Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha Industrial	Grande
IV	Muito forte	Industrial Respingos de maré	Elevado

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

Tabela 02 – Classes de agressividade e qualidade do concreto para protensão

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

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

ANEXO B – Valores para a determinação da fluência e da retração

Tabela 01 – Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração

Ambiente	U %	Fluência φ_{1c}			Retração $10^4 \varepsilon_{1s}$			γ
		Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67 cm						
		0 – 4	5 – 9	10 – 15	0 – 4	5 – 9	10 – 15	
Na água	–	0,6	0,8	1,0	+ 1,0	+ 1,0	+ 1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,0	1,6	- 1,9	- 2,5	- 3,1	5,0
Ao ar livre em geral	70	1,5	2,0	2,5	- 3,8	- 5,0	- 6,2	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	- 4,7	- 6,3	- 7,9	1,0

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

ANEXO C – Valores da deformação específica de retração e do coeficiente de fluência

Tabela 01 - Valores característicos superiores da deformação específica de retração e do coeficiente de fluência

Umidade média ambiente %		40		55		75		90	
		20	60	20	60	20	60	20	60
Espessura fictícia 2Ac/u cm		20		60		20		60	
$\varphi(t_-, t_0)$ Concreto das classes C20 a C45	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
	30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
	60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
$\varphi(t_-, t_0)$ Concreto das classes C50 a C90	5	2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5
	30	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
	60	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0
$\varepsilon_{cs}(t_-, t_0)$ ‰	5	-0,53	-0,47	-0,48	-0,43	-0,36	-0,32	-0,18	-0,15
	30	-0,44	-0,45	-0,41	-0,41	-0,33	-0,31	-0,17	-0,15
	60	-0,39	-0,43	-0,36	-0,40	-0,30	-0,31	-0,17	-0,15

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

ANEXO D – KMD e tensão no aço de armadura ativa

Tabela 01 – Valores para o cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares para concretos até a classe C50

KMD	K_x	K_z	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

Fonte: (CARVALHO, 2014)

Tabela 01 – Valores para o cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares para concretos até a classe C50 (continuação)

KMD	K_x	K_z	ϵ_c (‰)	ϵ_s (‰)
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
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)

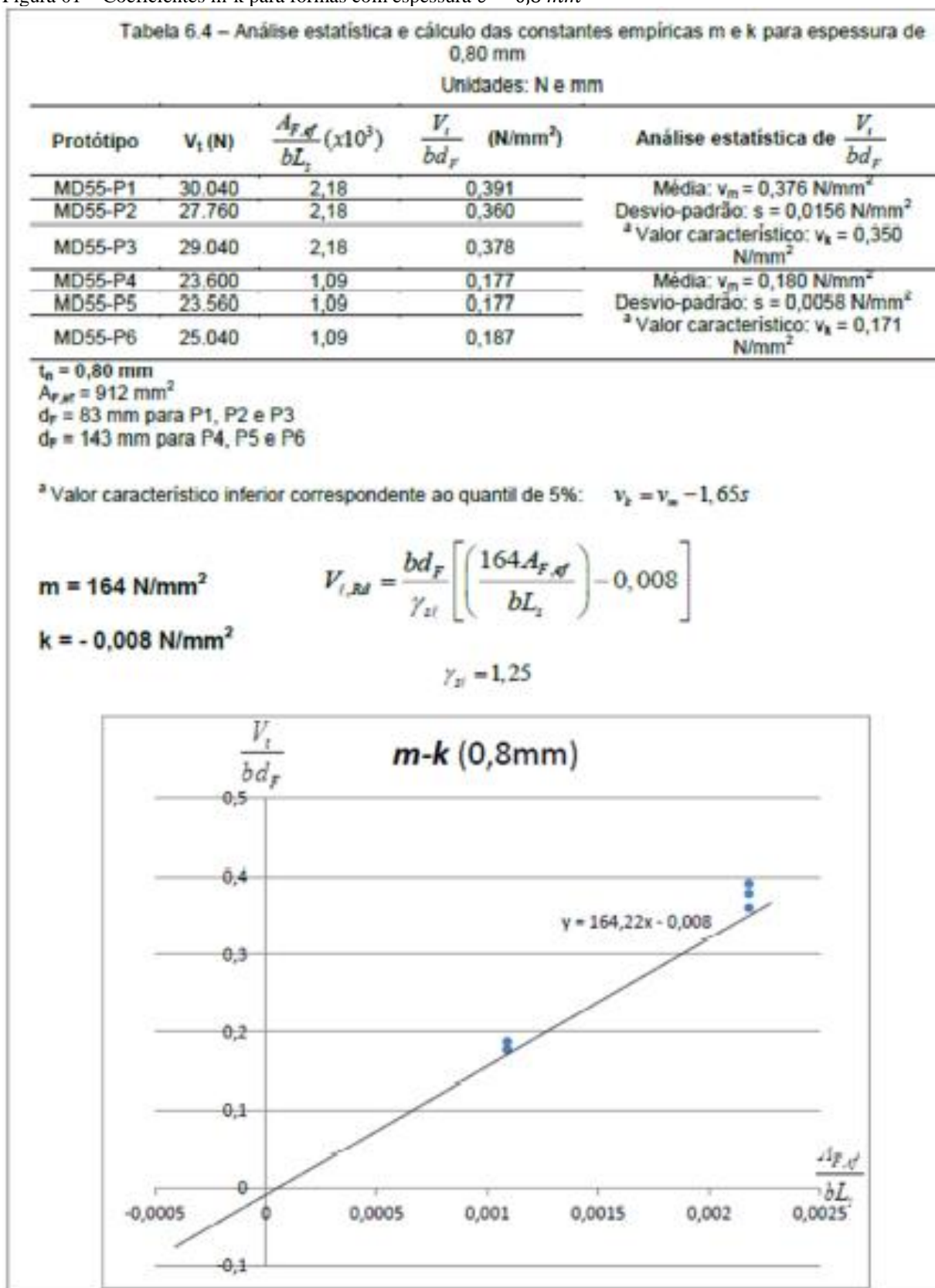
ANEXO E – Áreas de armadura

Tabela 01 – Tabela - Áreas de armadura por unidade de comprimento (cm²/m)

	10cm	11cm	12cm	13cm	14cm	15cm	16cm	17cm	18cm	19cm	20cm	21cm	22cm	23cm	24cm	25cm
φ4,2	1,39	1,26	1,16	1,07	0,99	0,93	0,87	0,82	0,77	0,73	0,70	0,66	0,63	0,60	0,58	0,56
φ4,6	1,66	1,51	1,38	1,28	1,19	1,11	1,04	0,98	0,92	0,87	0,83	0,79	0,75	0,72	0,69	0,66
φ5	1,96	1,78	1,63	1,51	1,40	1,31	1,23	1,15	1,09	1,03	0,98	0,93	0,89	0,85	0,82	0,78
φ5,5	2,38	2,16	1,98	1,83	1,70	1,59	1,49	1,40	1,32	1,25	1,19	1,13	1,08	1,03	0,99	0,95
φ6	2,83	2,57	2,36	2,18	2,02	1,89	1,77	1,66	1,57	1,49	1,42	1,35	1,29	1,23	1,18	1,13
φ6,3	3,12	2,84	2,60	2,40	2,23	2,08	1,95	1,84	1,73	1,64	1,56	1,49	1,42	1,36	1,30	1,25
φ6,4	3,22	2,93	2,68	2,48	2,30	2,15	2,01	1,89	1,79	1,69	1,61	1,53	1,46	1,40	1,34	1,29
φ7	3,85	3,50	3,21	2,96	2,75	2,57	2,41	2,26	2,14	2,03	1,93	1,83	1,75	1,67	1,60	1,54
φ8	5,03	4,57	4,19	3,87	3,59	3,35	3,14	2,96	2,79	2,65	2,52	2,40	2,29	2,19	2,10	2,01
φ9,5	7,09	6,45	5,91	5,45	5,06	4,73	4,43	4,17	3,94	3,73	3,55	3,38	3,22	3,08	2,95	2,84
φ10	7,85	7,14	6,54	6,04	5,61	5,23	4,91	4,62	4,36	4,13	3,93	3,74	3,57	3,41	3,27	3,14
φ12,5	12,27	11,15	10,23	9,44	8,76	8,18	7,67	7,22	6,82	6,46	6,14	5,84	5,58	5,33	5,11	4,91

Fonte: (CAMPOS FILHO, 2011)

ANEXO F – Coeficientes m-k

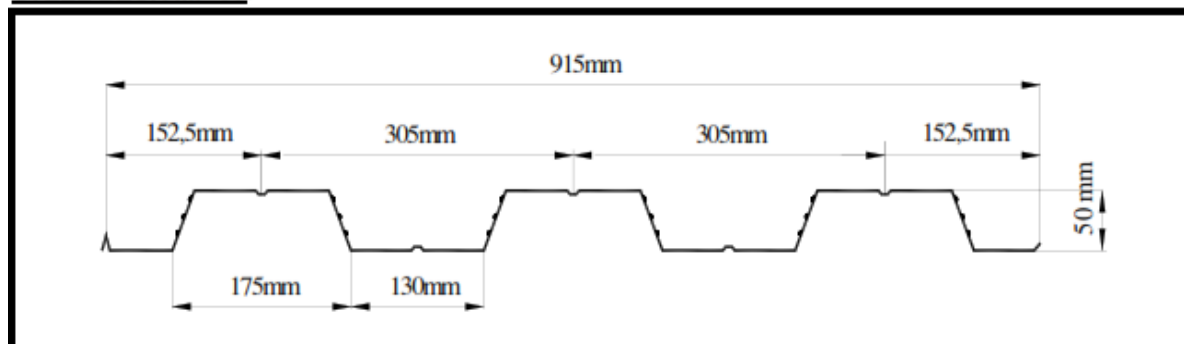
Figura 01 – Coeficientes m-k para fôrmas com espessura $e = 0,8 \text{ mm}$ 

Fonte: (SIEG, 2015)

ANEXO G – Propriedades físicas *steel deck*

Tabela 01 – Tabela - Propriedades físicas *steel deck* MF-50

STEEL DECK MF-50:



PROPRIEDADES FÍSICAS:

Esp. Final mm	Esp. Projeto mm	Altura Total mm	Peso kg/m ²	Reações Máximas de Apoio		Módulo de Resistência mm ³	Inércia p/ Deformação Mm ⁴	Área de Aço mm ²	Centro Gravitades mm
				Externo kN	Interno kN				
0,80	0,76	52,26	8,39	4,95	14,67	14.599	449.419	997	26,13
0,95	0,91	52,41	9,97	6,51	20,89	18.778	562.372	1.193	26,21
1,25	1,21	52,71	13,11	11,41	35,43	27.791	786.502	1.587	26,36

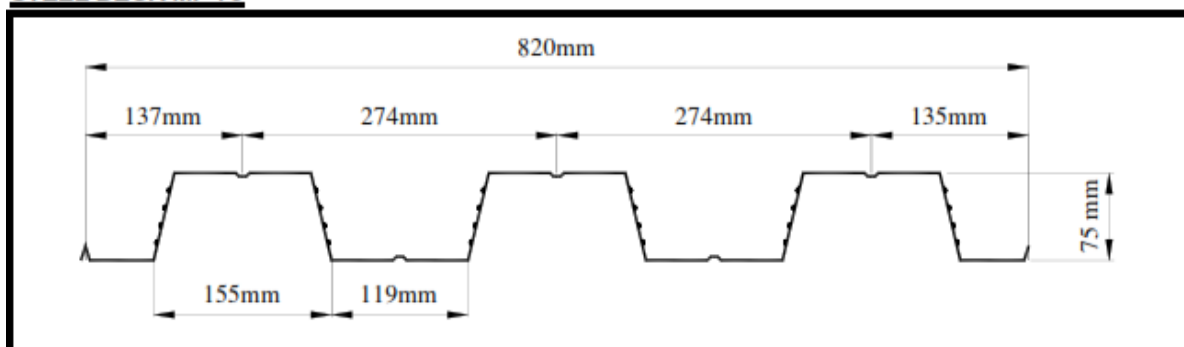
Propriedades para largura de 1.000 mm;

Material: aço **ZAR-280** (ASTM A-653 gr.40), limite de escoamento: **280MPa**, galvanização **Z-275**.

Fonte: (METFORM, 2006)

Tabela 02 – Tabela - Propriedades físicas *steel deck* MF-75

STEEL DECK MF-75



PROPRIEDADES FÍSICAS:

Esp. Final mm	Esp. Projeto mm	Altura Total mm	Peso kg/m ²	Reações Máximas de Apoio		Módulo de Resistência mm ³	Inércia p/ Deformação Mm ⁴	Área de Aço mm ²	Centro Gravitades 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	14,62	14,62	49,53	40.599	1.666.741	1.771	37,72

Propriedades para largura de 1.000 mm;

Material: aço **ZAR-280** (ASTM A-653 gr.40), limite de escoamento: **280MPa**, galvanização **Z-275**.

Fonte: (METFORM, 2006)

ANEXO H – Exigências em função da protensão e da classe de agressividade

Tabela 01 – Exigências em função dos níveis de protensão e 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
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

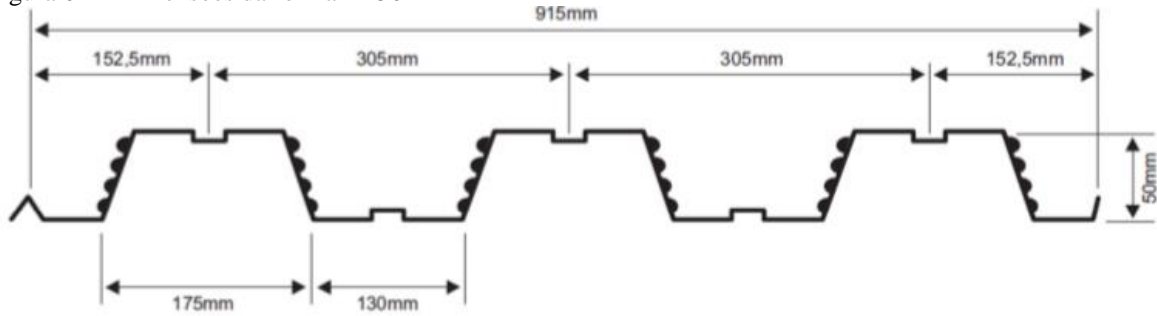
^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm

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.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

ANEXO I – Tabelas de especificações para laje “steel deck” – MF-50 e MF-75

Figura 01 – Dimensões da forma M-50



Fonte: (METFORM)

Tabela 01 – Tabela de ações e vãos máximos – MF-50

	Altura total da laje (mm)	Espessura Steel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m ²)	M. Inércia Laje Mista (10 ⁶ mm ⁴ /m)	1.800	1.900	2.000	2.100	2.200	2.300
			Simplex (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)								
Lajes de Forro	100	0,80	2.050	2.800	2.900	900	1,85	5,25	9,31	8,14	7,14	6,28	5,54	4,89
		0,95	2.550	3.150	3.250	1.100	1,86	5,61	11,68	10,24	9,01	7,96	7,04	6,25
		1,25	3.200	3.800	3.800	1.450	1,89	6,26	16,43	14,45	12,76	11,31	10,06	8,97
Lajes de Piso	110	0,80	1.800	2.700	2.800	900	2,08	6,89	10,56	9,23	8,10	7,13	6,29	5,55
		0,95	2.400	3.050	3.150	1.050	2,10	7,35	13,25	11,62	10,23	9,03	8,00	7,10
		1,25	3.050	3.650	3.650	1.400	2,13	8,19	18,64	16,39	14,48	12,84	11,42	10,18
Lajes de Piso	120	0,80	1.650	2.600	2.700	850	2,32	8,85	11,81	10,33	9,06	7,98	7,03	6,21
		0,95	2.250	2.900	3.000	1.050	2,33	9,43	14,82	13,00	11,44	10,10	8,95	7,94
		1,25	2.950	3.550	3.550	1.350	2,36	10,49	20,00	18,33	16,20	14,36	12,77	11,40
Lajes de Piso	130	0,80	1.490	2.500	2.600	850	2,55	11,16	13,06	11,42	10,02	8,82	7,78	6,88
		0,95	2.050	2.800	2.900	1.000	2,57	11,87	16,39	14,37	12,65	11,18	9,90	8,79
		1,25	2.800	3.400	3.400	1.350	2,60	13,19	20,00	20,00	17,91	15,89	14,13	12,61
Lajes de Piso	140	0,80	1.350	2.450	2.500	800	2,79	13,85	14,31	12,52	10,99	9,67	8,53	7,54
		0,95	1.850	2.750	2.800	1.000	2,80	14,72	17,96	15,75	13,87	12,25	10,85	9,63
		1,25	2.700	3.300	3.300	1.300	2,83	16,32	20,00	20,00	19,63	17,41	15,49	13,82
Lajes de Piso	150	0,80	1.250	2.300	2.450	800	3,02	16,93	15,57	13,61	11,95	10,52	9,28	8,20
		0,95	1.700	2.650	2.750	950	3,04	17,98	19,54	17,13	15,08	13,33	11,80	10,48
		1,25	2.600	3.200	3.250	1.250	3,07	19,90	20,00	20,00	20,00	18,94	16,85	15,04
Lajes de Piso	160	0,80	1.150	2.200	2.300	800	3,26	20,45	16,82	14,71	12,91	11,37	10,03	8,87
		0,95	1.600	2.550	2.650	950	3,27	21,69	20,00	18,51	16,30	14,40	12,76	11,33
		1,25	2.550	3.100	3.150	1.250	3,30	23,97	20,00	20,00	20,00	20,00	18,21	16,25
Lajes de Piso	170	0,80	1.050	2.050	2.150	750	3,49	24,43	18,07	15,81	13,88	12,22	10,78	9,53
		0,95	1.500	2.500	2.600	900	3,51	25,87	20,00	19,89	17,51	15,47	13,71	12,17
		1,25	2.450	3.050	3.050	1.200	3,54	28,55	20,00	20,00	20,00	20,00	19,57	17,46

Fonte: (METFORM)

Tabela 01 – Tabela de ações e vãos máximos – MF-50 (continuação)

Vãos Máximos sem Escoramento				2.700	2.800	2.900	3.000	3.100	3.200
2.400	2.500	2.600	2.650						
Carga sobreposta									
4,32	3,82	3,38	3,18	2,99	2,63	2,32	2,03	1,78	1,54
5,55	4,94	4,40	4,15	3,92	3,49	3,10	2,75	2,44	2,16
8,02	7,18	6,44	6,10	5,78	5,19	4,67	4,19	3,77	3,38
4,91	4,34	3,84	3,61	3,39	3,00	2,64	2,32	2,02	1,76
6,31	5,61	5,00	4,72	4,45	3,96	3,53	3,13	2,78	2,46
9,10	8,15	7,31	6,93	6,57	5,90	5,31	4,77	4,29	3,85
5,50	4,86	4,30	4,05	3,80	3,36	2,96	2,60	2,27	1,98
7,06	6,28	5,60	5,28	4,99	4,44	3,95	3,51	3,12	2,76
10,19	9,13	8,19	7,76	7,36	6,61	5,95	5,35	4,81	4,32
6,08	5,38	4,76	4,48	4,21	3,72	3,28	2,88	2,52	2,19
7,81	6,96	6,20	5,85	5,52	4,92	4,38	3,89	3,46	3,06
11,28	10,10	9,06	8,59	8,14	7,32	6,59	5,92	5,33	4,79
6,67	5,90	5,23	4,91	4,62	4,08	3,60	3,16	2,77	2,41
8,57	7,63	6,80	6,42	6,06	5,40	4,81	4,27	3,79	3,36
12,36	11,08	9,94	9,42	8,93	8,03	7,23	6,50	5,85	5,26
7,26	6,42	5,69	5,35	5,03	4,44	3,92	3,44	3,02	2,63
9,32	8,30	7,40	6,98	6,59	5,88	5,23	4,66	4,13	3,66
13,45	12,05	10,82	10,25	9,72	8,74	7,86	7,08	6,37	5,72
7,84	6,95	6,15	5,78	5,44	4,81	4,24	3,73	3,26	2,84
10,07	8,97	8,00	7,55	7,13	6,35	5,66	5,04	4,47	3,96
14,53	13,03	11,69	11,08	10,51	9,45	8,50	7,65	6,89	6,19
8,43	7,47	6,61	6,22	5,85	5,17	4,56	4,01	3,51	3,06
10,83	9,64	8,60	8,12	7,66	6,83	6,09	5,42	4,81	4,26
15,62	14,00	12,57	11,91	11,29	10,16	9,14	8,23	7,41	6,66

Fonte: (METFORM)

Tabela 02 – Propriedades físicas para a largura de 1,00 m – MF-50

Esp. Nominal (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	52,26	8,39	4,95	14,67	14.599	449.419	997	26,13
0,95	0,91	52,41	9,97	6,51	20,89	18.778	562.372	1.193	26,21
1,25	1,21	52,71	13,11	11,41	35,43	27.791	786.502	1.587	26,36

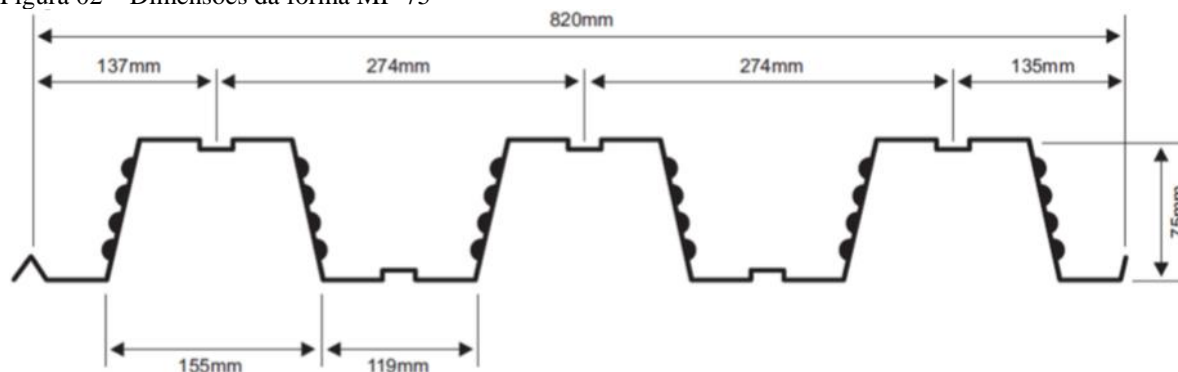
Fonte: (METFORM)

Tabela 03 – Consumo de concreto e armadura em tela soldada – MF-50

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)
100	0,0750	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
110	0,0850	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
120	0,0950	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
130	0,1050	Q - 92	ø4,2 x ø4,2 - 150x150	1,48
140	0,1150	Q - 92	ø4,2 x ø4,2 - 150x150	1,48
150	0,1250	Q - 113	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	1,80
160	0,1350	Q - 113	ø4,2 x ø4,2 - 100x100	1,80
170	0,1450	Q - 138	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	2,20

Fonte: (METFORM)

Figura 02 – Dimensões da forma MF-75



Fonte: (METFORM)

Tabela 04 – Tabela de ações e vãos máximos – MF-75

	Altura total da laje (mm)	Espessura Seel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m ²)	M. Inércia Laje Mista (10 ⁶ mm ⁴ /m)	2.000	2.100	2.200	2.300
			Simplex (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)						
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
		0,95	3.000	3.650	3.750	1.350	2,28	11,34	14,19	12,69	11,38	10,25
		1,25	3.650	4.300	4.400	1.650	2,32	12,74	18,83	16,94	15,31	13,88
	140	0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,17	13,16	11,71	10,45	9,35
		0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	13,99	15,74	14,07	12,63	11,37
		1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	15,68	20,00	18,79	16,98	15,39
	150	0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	16,06	14,46	12,86	11,48	10,28
		0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,04	17,28	15,45	13,87	12,49
		1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	19,05	20,00	20,00	18,65	16,91
160	0,80	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	19,35	15,75	14,02	12,51	11,20	
	0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	20,51	18,83	16,84	15,11	13,61	
	1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	22,90	20,00	20,00	20,00	18,42	
170	0,80	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	23,07	17,04	15,17	13,54	12,12	
	0,95	2.350	3.200	3.300	1.250	3,23	24,44	20,00	18,22	16,36	14,72	
	1,25	3.150	3.800	3.900	1.450	3,26	27,24	20,00	20,00	20,00	19,94	
180	0,80	1.550	2.750	2.850	1.050	3,44	27,25	18,34	16,32	14,57	13,04	
	0,95	2.200	3.100	3.200	1.200	3,46	28,84	20,00	19,61	17,60	15,84	
	1,25	3.050	3.700	3.800	1.450	3,50	32,10	20,00	20,00	20,00	20,00	
190	0,80	1.450	2.650	2.750	1.000	3,68	31,92	19,63	17,47	15,60	13,96	
	0,95	2.100	3.050	3.150	1.200	3,70	33,75	20,00	20,00	18,84	16,96	
	1,25	3.000	3.600	3.700	1.400	3,73	37,52	20,00	20,00	20,00	20,00	
200	0,80	1.400	2.600	2.650	1.000	3,91	37,10	20,00	18,62	16,63	14,88	
	0,95	1.950	2.950	3.050	1.150	3,93	39,19	20,00	20,00	20,00	18,08	
	1,25	2.900	3.500	3.650	1.400	3,97	43,51	20,00	20,00	20,00	20,00	

Fonte: (METFORM)

Tabela 04 – Tabela de ações e vãos máximos – MF-75 (continuação)

		Vãos Máximos sem Escoramento											
		2.400	2.500	2.600	2.700	2.800	2.900	3.000	3.150	3.300	3.500	3.750	4.000
		Carga sobreposta máxima (kN/m ²)											
7,56	6,79	6,11	5,51	4,96	4,47	4,03	3,45	2,94	2,37	1,77	1,29		
9,25	8,36	7,58	6,88	6,25	5,69	5,18	4,51	3,92	3,26	2,56	2,00		
12,62	11,50	10,51	9,63	8,84	8,13	7,48	6,63	5,88	5,03	4,15	3,42		
8,39	7,54	6,78	6,11	5,51	4,97	4,48	3,83	3,27	2,63	1,98	1,44		
10,26	9,28	8,41	7,64	6,94	6,32	5,76	5,01	4,36	3,62	2,85	2,23		
14,00	12,76	11,67	10,69	9,81	9,02	8,31	7,36	6,53	5,59	4,61	3,81		
9,22	8,28	7,45	6,72	6,06	5,46	4,93	4,22	3,60	2,90	2,18	1,59		
11,27	10,20	9,24	8,39	7,63	6,95	6,33	5,51	4,80	3,98	3,14	2,45		
15,38	14,02	12,82	11,75	10,78	9,91	9,13	8,09	7,18	6,15	5,07	4,19		
10,04	9,03	8,12	7,32	6,60	5,95	5,37	4,60	3,93	3,17	2,38	1,73		
12,28	11,11	10,07	9,15	8,32	7,57	6,90	6,01	5,23	4,35	3,43	2,68		
16,76	15,28	13,97	12,80	11,75	10,81	9,95	8,82	7,83	6,71	5,54	4,58		
10,87	9,77	8,80	7,93	7,15	6,45	5,82	4,98	4,26	3,43	2,58	1,88		
13,29	12,03	10,91	9,90	9,01	8,20	7,47	6,51	5,67	4,71	3,72	2,91		
18,14	16,54	15,12	13,86	12,72	11,70	10,78	9,55	8,49	7,27	6,00	4,96		
11,70	10,52	9,47	8,53	7,69	6,94	6,26	5,37	4,59	3,70	2,78	2,03		
14,30	12,94	11,74	10,66	9,69	8,83	8,04	7,00	6,10	5,07	4,01	3,14		
19,51	17,80	16,28	14,92	13,70	12,60	11,60	10,28	9,14	7,83	6,47	5,35		
12,53	11,26	10,14	9,14	8,24	7,44	6,71	5,75	4,91	3,96	2,98	2,18		
15,32	13,86	12,57	11,41	10,38	9,45	8,62	7,50	6,54	5,44	4,30	3,36		
20,00	19,06	17,43	15,97	14,67	13,49	12,43	11,02	9,79	8,39	6,93	5,73		
13,35	12,00	10,81	9,74	8,79	7,93	7,16	6,13	5,24	4,23	3,19	2,33		
16,33	14,78	13,40	12,17	11,07	10,08	9,19	8,00	6,97	5,80	4,59	3,59		
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)

Tabela 05 – Propriedades físicas para a largura de 1,00 m – MF-75

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)

Tabela 06 – Consumo de concreto e armadura em tela soldada – MF-75

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)

ANEXO J – Coeficiente de ponderação das ações

Tabela 01 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações

Combinações	Ações Permanentes (γ_{p1}) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25	1,30	1,35	1,40	1,50	1,20
	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(0)
Especiais ou de construção	1,15	1,20	1,25	1,30	1,40	1,20
	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(0)
Excepcionais	1,10	1,15	1,15	1,20	1,30	0
	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(1,00)	(0)
	Ações variáveis (γ_{v1}) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser considerada também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m² ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20 e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrada nesta tabela se aplica a esse valor-limite.

Fonte: (ABNT NBR 8800:2008)

ANEXO K – Deslocamentos máximos

Tabela 01 – Deslocamentos máximos

Descrição	δ^a
Travessas de fechamento	$L / 180^b$
	$L / 120^{c,d}$
Terças de cobertura ^g	$L / 180^c$
	$L / 120^f$
Vigas de cobertura ^g	$L / 250^h$
Vigas de piso	$L / 350^h$
Vigas que suportam pilares	$L / 500^h$
Vigas de rolamento: ⁱ⁾ - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas - Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN - Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas - Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600^j$
	$L/800^j$
	$L/1000^j$
	$L/400$ $L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento: Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H / 300$ $H / 400^{k,l}$
	$H / 400$ $H / 500^m$
Edifícios de dois ou mais pavimentos: Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	
<p>L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).</p> <p>Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).</p> <p>Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.</p> <p>Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.</p> <p>Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.</p> <p>Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.</p> <p>Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.</p> <p>Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.</p> <p>Considerar combinações raras de serviço</p> <p>Valor não majorado pelo coeficiente de impacto</p> <p>No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não poderá ser superior a 50 mm</p> <p>O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.</p> <p>Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.</p>	

Fonte: (ABNT NBR 8800:2008)

ANEXO L – Tabela de ações de uso

Tabela 01 – Valores mínimos das ações verticais

Local		Ação (kN/m ²)
Escadas	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2,5
	Corredor e sala de aula outras salas	3 2
Escritórios	Salas de uso geral e banheiro	2
Forros	Sem acesso a pessoas	0,5

Fonte: (ABNT NBR 6120:1980)

ANEXO M – Coeficientes de combinação e fatores de utilização

Tabela 01 – Valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis

Ações		γ_{f2}^a		
		ψ_0	ψ_1^d	ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B. 5. 1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
<p>a Ver alínea c) de 4.7.5.3.</p> <p>b Edificações residenciais de acesso restrito.</p> <p>c Edificações comerciais, de escritório e de acesso público.</p> <p>d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0.</p> <p>e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.</p>				

Fonte: (ABNT NBR 8800:2008)

ANEXO N – Cordoalhas para protensão

Tabela 01 – Cordoalhas para protensão

ESPECIFICAÇÕES DOS PRODUTOS - CORDOALHAS PARA PROTENSÃO							
Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/1.000 m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Alongamento após ruptura (%)
Cordoalhas de 3 fios CP 190							
CP 190 RB 3 × 3,0	6,5	22	22	171	41	37	3,5
CP 190 RB 3 × 3,5	7,6	30	30	238	57	51	
CP 190 RB 3 × 4,0	8,8	38	38	304	71	64	
CP 190 RB 3 × 4,5	9,6	47	46	366	88	79	
CP 190 RB 3 × 5,0	11,1	67	66	520	125	112	
Cordoalhas de 7 fios CP 190							
CP 190 RB 9,50	9,5	56	55	441	104	94	3,5
CP 190 RB 12,70	12,7	101	99	792	187	169	
CP 190 RB 15,20	15,2	143	140	1126	266	239	
CP 190 RB 15,70	15,7	150	147	1172	279	246	
Cordoalhas de 7 fios CP 210							
CP 210 12,70*	12,7	101	99	792	203	183	3,5
CP 210 15,20*	15,2	143	140	1126	288	259	

Fonte: (ARCELOR MITTAL)