

CENTRO UNIVERSITÁRIO DE BRASÍLIA - UnICEUB

FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS

CURSO: ENGENHARIA CIVIL

GUSTAVO ALVES SILVA

INFLUÊNCIA DA PROTENSÃO NO DIMENSIONAMENTO DE LAJES LISAS

Brasília

2017

GUSTAVO ALVES SILVA

Influência da Protensão no Dimensionamento de Lajes Lisas

Trabalho de Curso (TC) apresentado
como um dos requisitos para a conclusão
do curso de Engenharia Civil do UniCEUB
- Centro Universitário de Brasília

Orientador: Javier Andreas Forero
Valencia, M.Sc.

Brasília

2017

GUSTAVO ALVES SILVA

RA:21340450

Influência da Protensão no Dimensionamento de Lajes Lisas

Trabalho de Curso (TC) apresentado
como um dos requisitos para a conclusão
do curso de Engenharia Civil do UniCEUB
- Centro Universitário de Brasília

Orientador: Javier Andreas Forero
Valencia, M.Sc.

Brasília, 05 de dezembro de 2017

Banca Examinadora

Eng^o. Civil: Javier Andreas Forero Valencia, M.Sc. UniCEUB.

Orientador

Eng.^a. Civil: Henrique de Paula Faria, M.Sc. UniCEUB.

Examinador Interno

Eng.^a. Civil: Jocinez Nogueira Lima, D.Sc. UniCEUB

Examinador Interno

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por sempre iluminar meus caminhos e me proporcionar muita saúde e força de vontade ao longo de todo curso.

A toda a minha família, especialmente, meus pais, Vandenor Castro, minha mãe Valéria Vaz, meus irmãos, Guilherme e Gabriela, e minha afilhada Júlia, por sempre me apoiarem e dar todo o suporte necessário para a minha formação profissional.

Agradeço ao meu orientador, Prof. M.Sc.Javier Valencia, pelas orientações e por compartilhar seus conhecimentos, dos quais foram essenciais para a realização deste trabalho.

Agradeço também a todos os colegas que estiveram juntos comigo ao longo do curso, e que de uma forma ou de outra me ajudaram ao longo dessa jornada, seja pelos conselhos, compartilhamento de informações e a todos os momentos de descontração.

Agradeço também aos meus amigos de curso, especialmente, Carlos Henrique, Lucas Dantas e Lucas Oliveira, que estiveram me acompanhando nessa reta final e sempre que possível me ajudavam, tirando dúvidas, incentivando e dando sugestões, sem o apoio deles o caminho a ser percorrido seria muito mais difícil.

Por fim, quero agradecer ao UniCEUB, e a todos os professores do curso de Engenharia Civil, que sempre estiveram dispostos a compartilhar seus conhecimentos técnicos e além de tudo suas experiências de vida e profissionais.

RESUMO

O presente trabalho visa analisar a influência da protensão no dimensionamento à flexão de lajes lisas, verificando o estado limite último de ruptura da estrutura. Alguns parâmetros especificados pela NBR 6118:2014, são considerados para garantir a eficácia das análises, sendo essencial ter um cuidado especial principalmente quanto à determinação e avaliação alguns parâmetros, principalmente quanto aos materiais utilizados e características de execução. Os sistemas empregados para realizar a protensão podem ser aderente e não-aderente, considerando que esse último é empregado neste trabalho. Com essas características definidas são estabelecidas as forças de protensão e traçado vertical das cordoalhas utilizadas, define-se o objeto de estudo e posteriormente as análises são realizadas via método dos elementos finitos mediante a utilização do software SAP 2000 v.19. Verificou-se após a implementação da força de protensão consideráveis reduções nas deformações e nos momentos fletores atuantes, sendo que foram necessários para equilibrar a seção quanto ao ELU a utilização de armadura passiva, assegurando assim um bom funcionamento, visto que tais reduções de deformações possibilitam a redução ou até mesmo a eliminação de fissuras, garantindo uma maior durabilidade da estrutura analisada.

Palavras chave: Protensão, não-aderente, deformações, elementos finitos.

ABSTRACT

This work aims to analyze the influence of the protension in the flexural dimensioning of smooth slabs, verifying the last limit state of rupture of the structure. Some parameters specified by NBR 6118:2014 are considered to guarantee the effectiveness of the analyzes, being essential to beware especially in determining and evaluating some parameters, mainly regarding the materials used and characteristics of execution. The systems used to perform the protension can be adherent and non-adherent, considering that the latter is used in this work. With these defined characteristics, the forces of protension and vertical tracing of the used cords are established, and the object of the analysis was defined by the finite element method using the software SAP 2000 v.19. Considerable reductions in deformations and bending moments were verified after implementation of the protension force, being necessary the use of passive reinforcement to balance the section on the ELU, ensuring a good operation, since such reductions of deformations allow the reduction or even the elimination of cracks, and guaranteeing a greater durability of the analyzed structure.

Keywords:protension, non-adherent, deformations, finite element

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	OBJETIVOS	3
2.1	Objetivos Gerais.....	3
	Objetivos Específicos.....	3
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
3.1	Breve histórico do concreto protendido.....	4
3.2	Lajes lisas protendidas.....	5
3.2.1	Princípios da Protensão.....	5
3.2.2	Características gerais das lajes lisas protendidas	5
3.3	Sistemas de protensão pós-tracionado.....	7
3.3.1	Protensão Aderente.....	7
3.3.2	Protensão não aderente	9
3.3.3	Força de protensão.....	11
3.4	Níveis de protensão	11
3.5	Combinações de ações.....	13
3.5.1	Combinações de serviço.....	13
3.5.2	Combinações últimas	15
3.6	Concreto	16
3.7	Armadura para concreto protendido.....	18
3.7.1	Armadura Ativa	18
3.7.2	Armadura Passiva	20
3.8	Perdas de protensão.....	23
3.8.1	Perdas Imediatas	23
3.8.2	Perdas por encurtamento imediato do concreto	23
3.8.3	Perdas por Atrito.....	24

3.8.4	Perdas nas Ancoragens	25
3.8.5	Perdas Progressivas.....	26
3.8.6	Relaxação do aço	26
3.9	Verificação á ruptura por flexão- estado limite último.....	28
3.10	Cálculo da Força de Protensão.....	33
3.11	Traçado vertical das cordoalhas	36
4	METODOLOGIA.....	38
4.1	Pesquisa Bibliográfica	39
4.2	Objetode estudo.....	39
4.3	SAP 2000	41
	Aspectos de Projeto	44
4.4.1	Sistema de protensão não aderente.....	44
4.1.2	Propriedade dos materiais utilizados	46
4.5	Análises via SAP 2000.....	47
5	RESULTADOS	48
5.1	Laje convencional em concreto armado.....	48
5.2	Laje lisa com protensão	50
5.3	Verificação ao ELU de ruptura por flexão da laje	53
5.4	Comparação dos Resultados	54
6	CONCLUSÃO.....	57
7	SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS.....	59
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA	60
	APÊNDICE A.....	61
	APÊNDICE B.....	64

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Ancoragem ativa com armadura de fretagem para cabos com 4 cordoalhas.....	8
Figura 2- Ancoragem passiva em laço com armadura de fretagem	8
Figura 3- Seção da monocordoalha engraxada com 7 fios.	9
Figura 4- Ancoragem ativa para monocordoalhas engraxadas.....	10
Figura 5- Detalhe das placas de ancoragem para \varnothing 12,7 mm – padrão americano PTI.....	10
Figura 6- Detalhamento de lajes sem vigas	21
Figura 7- Cálculo da influencia da cravação.....	26
Figura 8- Seção de concreto protendido no Estádio III	32
Figura 9- Determinação da força de protensão	34
Figura 10- Carga equilibrante para vão interno.	35
Figura 11- Traçado vertical das cordoalhas	37
Figura 12- Fluxograma com o delineamento da metodologia utilizada.	38
Figura 13- Estrutura da laje do galpão completa.....	39
Figura 14- Laje com as extremidades engastadas.....	40
Figura 15- Laje com uma extremidade engastada e demais com viga de bordo.	40
Figura 16- Definição das características de um material utilizado.....	42
Figura 17- Caracterização da geometria do elemento utilizado.	43
Figura 18- Determinação do perfil das cordoalhas.....	44
Figura 19- Comparação dos sistemas de protensão aderente e não aderente.....	46

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1- Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura.....	13
Tabela 2- Valores dos coeficientes de ponderação.....	16
Tabela 3- Valores mínimos para armaduras passivas aderentes.....	22
Tabela 4- Valores de ψ_{1000} em porcentagem.....	27
Tabela 5- Definição dos parâmetros dos materiais empregados na laje protendida.	42
Tabela 6- Momentos fletores máximos nas lajes de concreto armado.....	50
Tabela 7- Força de protensão por faixa de um metro.	50
Tabela 8- Momentos máximos atuantes nas lajes protendidas.....	52
Tabela 9- Área de armadura passiva por faixa de um metro.	54
Tabela 10- Redução das deformações nas lajes protendida em porcentagem.....	55
Tabela 11- Redução dos momentos na laje protendida.	56

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1- Deformação máxima x espessura na laje em C.A engastada.	48
Gráfico 2-Deformação máxima x espessura na laje em C.A com vigas de bordo.....	49
Gráfico 3- Influência da protensão na deformação máxima de lajes maciças.....	51
Gráfico 4- Influência da protensão na deformação máxima de lajes engaste viga de bordo.	52
Gráfico 5- Comparação das deformações máximas da estrutura em CA e protendida.	54
Gráfico 6- Momentos atuantes nas lajes totalmente engastadas.....	55
Gráfico 7- Força de protensão e deformações com relação à espessura.	56

ÍNDICE DE ABREVIações

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
- ACI - American Concrete Institute
- CA - Concreto armado
- CP - Concreto protendido
- ELS - Estado limite de serviço
- ELS-D - Estado limite de descompressão
- ELS-F - Estado limite de formação de fissuras
- ELS-W - Estado limite de formação de fissuras
- ELU - Estado limite último
- GPa -Gigapascal
- MPa - Megapascal
- NBR - Norma Brasileira
- PEAD - Polietileno de alta densidade
- RB - Relaxação baixa
- RN - Relaxação normal

1 INTRODUÇÃO

No Brasil a indústria da construção civil apresentou nos últimos anos (1993 a 2013) um crescimento muito surpreendente. O ano de 2010, por exemplo, terminou como um ano histórico para construção civil, obtendo o maior crescimento do setor nos últimos 24 anos e recorde de trabalhadores com carteira assinada. Vários fatores convergiram para que na época alcançasse esse cenário, dentre eles: estabilidade econômica, aumento da renda da população, elevação para o financiamento imobiliário para pessoas com baixa renda.

Devido a esse crescimento econômico na construção civil, foi necessário a implementação e modernização de técnicas construtivas, aliando melhoraria na qualidade das obras realizadas, maximização dos lucros e aspectos econômicos em geral. Uma metodologia que não é tão empregada e que começou a ganhar força com essa crescente é a utilização de concreto protendido, uma modalidade que possibilita a utilização de grandes vão, redução da quantidade de pilares e redução de seção transversal das peças estruturais.

O concreto protendido é dividido conforme as características da armadura ativa, podendo então ser composto por cordoalhas aderentes ou não aderentes. Cada uma dessas metodologias apresentam vantagens e desvantagens sobre o outro, não sendo possível então predeterminar a utilização de uma das metodologias para tipos específicos de obra, porém alguns fatores podem influenciar na escolha de ambas, como, disponibilidade de equipamentos e mão-de-obra especializada, aspectos econômicos, localização da construção e entre outros.

As primeiras experiências de pré-tensionar o concreto foi anunciada em 1886, por P.H. Jackson, de São Francisco (EUA). Os anos seguintes foram marcados por vários ensaios em métodos de proteção em sua grande maioria sem êxito, devido principalmente ao desconhecimento na época da perda de protensão oriundas da retração do concreto. Somente por volta de 1912, Koenen e Morsch constataram que o efeito da protensão diminuía com o tempo devido à retração e deformação lenta do concreto (VERISSIMO, 1998).

Em 1924, Eugene Freyssinet (França) já havia utilizado a protensão para reduzir o alongamento de tirantes de um galpão. Posteriormente a partir 1928, Freyssinet realizou pesquisas e ensaios consistentes sobre, concreto protendido, perdas de protensão pela retração e deformação lenta do concreto, entre outros. Devido ao grande avanço do concreto protendido gerado através dos estudos de Freyssinet, o mesmo se tornou uma das figuras de maios destaque com relação ao desenvolvimento do concreto protendido(VERISSIMO, 1998).

Logo a partir de todos esses avanços, as demais nações iniciaram a utilização de estruturas em concreto protendido. No Brasil a primeira construção utilizando concreto protendido foi a Ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, construída em 1948 e utilizando o sistema de Freyssinet, sendo que na época nenhuma Companhia Siderúrgica Brasileira fabricava o aço de protensão, logo tudo foi importado da França, equipamentos, aço, ancoragens e inclusive o projeto. Somente em 1952 a Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira começou a produzir aço de protensão(VERISSIMO, 1998).

A utilização de protensão em lajes lisas permite a utilização de vãos maiores, seção transversal menor comparada com lajes lisas de concreto armado, redução na quantidade de fôrmas. Além disso, a utilização de lajes protendidas reduz ou até mesmo elimina a presença de vigas no pavimento, toda essa economia em quantitativos de concreto contribui também para redução de cargas nas fundações.

Ao decorrer do desenvolvimento do trabalho serão abordadas modelagens e metodologias para calculo de lajes lisas protendidas, de tal forma que possam atender as solicitações de protejo e os limites impostos pela NBR 6118:2014.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivos Gerais

O objetivo geral deste trabalho é a comparação de diversas espessuras com diferentes níveis de proteção e condições de contorno das lajes, usando o método dos elementos finitos para as análises e comparando os resultados com a normativa brasileira de estruturas de concreto.

Objetivos Específicos

Para alcançar os objetivos gerais citados, os objetivos específicos utilizados são:

- a) Descrever e validar o modelo utilizado para o cálculo da laje lisa protendida;
- b) Verificar a laje protendida conforme Estado Limite Últimos (ELU);
- c) Verificar e analisar as deformações e momentos da estrutura com auxílio do software SAP 2000 v.19.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Breve histórico do concreto protendido

A partir da criação do cimento Portland na Inglaterra, em 1824, iniciou-se em diversos países estudos com o objetivo de melhorar a qualidade do cimento, e também dos demais elementos utilizados para fabricação do mesmo. Em meados do século 19, já era conhecido o reforço de elementos de concreto através de armaduras de aço. Nessa época a taxa de aço presente no concreto era determinada de forma empírica, devido a falta de conhecimento da real função do aço no concreto armado.

Apenas em 1877 o americano Hyatt identificou o real efeito de aderência entre o concreto e a armadura após ter executado vários ensaios, a partir de então, a armadura presente no concreto armado passou a ser utilizada apenas nos locais sujeitos a tração.

A primeira idéia de pré-tensionar o concreto foi proposta em 1886 por P.H. Jackson, de São Francisco (EUA). Paralelamente no mesmo ano na Alemanha Matthias Koenen desenvolveu um método empírico para determinados tipos de estruturas em concreto armado. No final do século os avanços propiciaram o surgimento de várias patentes de métodos de ensaios e protensão, porém sem êxito. Já no início do século 20, Morsch através de vários ensaios, desenvolveu a teoria iniciada por Koenen. Por volta de 1912 Koenen e Morsch concluíram que a protensão reduzia com o decorrer do tempo, resultante da retração e deformação lenta do concreto (VERISSIMO, 1998).

Em 1924 o Francês Eugene Freyssinet utilizou a protensão para reduzir comprimento dos tirantes de galpões com grandes vãos. Posteriormente em 1928, Freyssinet apresentou o primeiro trabalho coerente sobre concreto protendido. O mesmo pesquisou as perdas de protensão, oriundas da retração e deformação da lenta do concreto. Freyssinet foi o principal contribuinte para o desenvolvimento do concreto protendido, já que criou métodos construtivos, equipamentos, aços especiais, etc. Todos importantes para o desenvolvimento do concreto protendido. A partir de 1949 a idéia da protensão ganhou força. Em 1950 realizou-se a primeira conferência de concreto protendido, e já no mesmo ano surgiu a FIP

(FederationInternationale de laPrecontrainte), e já nos anos seguintes a protensão se difundiu por todo o mundo(VERISSIMO, 1998).

No Brasil a primeira obra a utilizar o concreto protendido foi a ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, que foi construída utilizando o sistema Freyssinet.Todo os componentes do sistema foram importados da França: o aço, as ancoragens, equipamentos e o projeto. Em 1952 a companhia Siderúrgica Belgo-Mineira começa a produção de aço de protensão (VERISSIMO, 1998).

3.2 Lajes lisas protendidas

3.2.1 Princípios da Protensão

O concreto protendido pode ser caracterizado como um concreto no qual é submetido a um estado permanente de tensões internas, resultantes de uma armadura previamente tracionada, que se opõe a tensões provocadas por cargas externas (GLAUCO, 2008).

Segundo Moraes (1999) as peças estruturais são definidas pelas normas como, estruturas de concreto nas quais com a introdução de forças tornam-se comprimidas de tal forma a eliminar as tensões de tração quando colocadas em serviço, ou ainda, eliminar parcela dessas tensões. A eliminação das fissuras que podem ocorrer devido a tensões de tração é o principal objetivo da protensão, pois é possível ter construções com maior qualidade, reduzindo o risco de corrosão das armaduras e diminuir o custo das construções, admitindo-se o Estado Limite de Utilização.

3.2.2 Características gerais das lajes lisas protendidas

Apesar da nomenclatura adotada, lajes planas não são necessariamente lajes sem vigas, nomeadas também de “flat slab” (do inglês), esse modalidade de laje pode apresentar em sua composição vigas, capitéis e nervuras. As lajes efetivamente planas são conhecidas como lajes planas lisas ou “flat plate”, que são

realmente lisas, não apresentando capitéis e se quer engrossamento da laje (SCHMID, 2009).

As lajes lisas apresentam vantagens em relação aos demais tipos, principalmente quanto a facilidade na execução, porém sua capacidade resistente está diretamente relacionada ao cisalhamento na região de ligação laje-pilar (puncionamento), o que faz com que essa modalidade de laje necessite de atenção redobrada quanto a verificação da punção, visto que esse colapso é brusco e sem avisos, ou seja, não apresenta grandes deformações (EMERICK, 2002).

Em casos que o sistema não precisar de vigas os pilares não necessariamente precisam estar alinhados, resultando assim em uma maior flexibilidade no posicionamento dos pilares. A distância entre os pilares podem ser entre 6 e 8 metros sem grande prejuízo a estrutura, em função disso, uma solução bastante interessante para edifícios comerciais seria a utilização de vão de 7,6 metros, uma vez que essa distancia permite a delimitação de três vagas de garagem eliminando assim a necessidade de transições e fazendo com que essa distância se mantenha até a cobertura. Porém, caso necessário, pode-se utilizar nas transições vigas chatas ou capitéis (CAUDURO E LEME, 1999).

É notório que a utilização de laje lisa protendida permite a eliminação da utilização de vigas ou uma grande redução dessa estrutura, porém em caso de lajes sem vigas é necessário ter uma atenção especial quanto à estabilidade global. Nesses casos é usualmente empregado a utilização de paredes estruturais, posicionadas, sobretudo nas caixas de escada e de elevador(EMERICK, 2002).

Além das vantagens citadas anteriormente as lajes planas protendidas permitem uma redução no custo significativo da obra devido as deformações oriundas do peso próprio serem menores do que a de concreto armado. Importante também salientar a redução da distância de piso a piso, o que em edifício alto resulta diretamente na redução de revestimentos, tubulações e elementos de fachada (SCHMID, 2009).

3.3 Sistemas de protensão pós-tracionado

Basicamente existem dois sistemas de protensão com pós-tração utilizados em lajes protendidas, sendo que são divididas em função da presença de aderência entre os cabos e o concreto ou não.

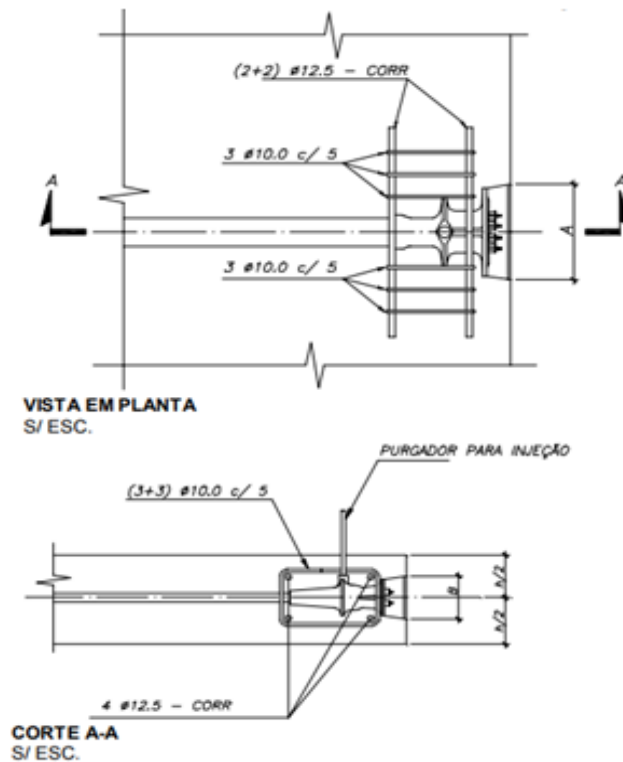
3.3.1 Protensão Aderente

Nessa modalidade é empregada a utilização de bainhas metálicas, na qual dentro dessas são colocados os cabos, sendo injetadas com nata de cimento após a realização da protensão das cordoalhas. Essa modalidade apresenta um comportamento melhor quanto à distribuição das fissuras e à segurança à ruptura para efeitos localizados (explosão, incêndios, demolição parcial, etc). O intuito da injeção é garantir a eficácia da proteção das armaduras ativas contra a corrosão, assim como garantir a ligação mecânica perfeita da armadura e o concreto, permitindo assim o preenchimento dos vazios existentes entre a armadura e o concreto (EMERICK, 2002).

Os tipos de aços utilizados nas armaduras ativas distinguem-se os aços entre relaxação normal (RN) e os de relaxação baixa (RB). Quanto à resistência a resistência de tração os mais comuns são o CP-175 e CP-190. Os dispositivos de fixação das extremidades dos cabos são denominados de ancoragens, os mesmos podem ser divididos em passivas quando são fixas, ou ativas quando permitem o incremento de força de protensão (EMERICK, 2002).

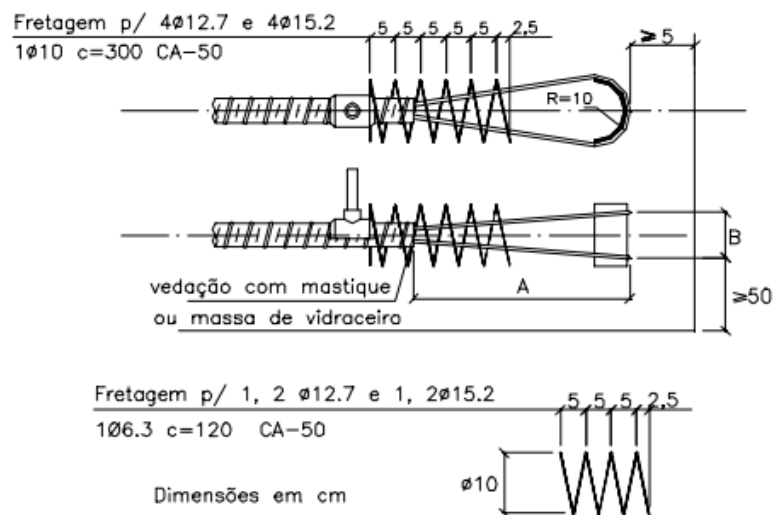
A Figura 1 representa ancoragem ativa, e já a Figura 2 ancoragem passiva.

Figura 1- Ancoragem ativa com armadura de fretagem para cabos com 4 cordoalhas.



Fonte: (Emerick,2002)

Figura 2- Ancoragem passiva em laço com armadura de fretagem

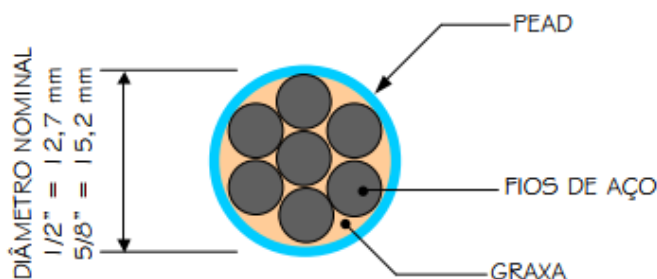


Fonte: (Emerick,2002)

3.3.2 Protensão não aderente

A principal característica desse sistema consiste na não aderência do cabo ao longo de todo o seu comprimento com o concreto, esses cabos geralmente são formados por monocordoalhas de sete fios de aço de alta resistência. As cordoalhas são envoltas primeiramente por uma camada de graxa especial que inibe a corrosão e faz a lubrificação entre a cordoalha e a capa plástica, posteriormente por outra camada que pode ser um tubo de polietileno ou polipropileno, essa camada mais externa protege a integridade das cordoalhas de possíveis danos ocasionados no transporte ou até durante o processo executivo, no qual são representadas pela Figura 3 (FARIA, 2004).

Figura 3- Seção da monocordoalha engraxada com 7 fios.

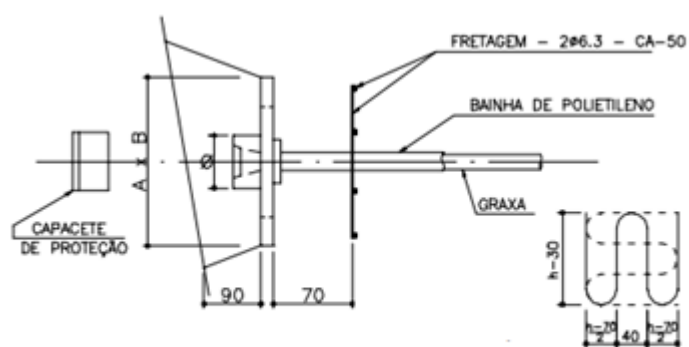


Fonte: (Emerick,2002)

A protensão não aderente é uma solução viável e interessante, mas exige cuidados especiais dos dispositivos de ancoragem e quanto a proteção contra corrosão dos cabos. Não é recomendada a sua utilização para estruturas expostas a agentes agressivos ou água do mar (SCHMID, 2009).

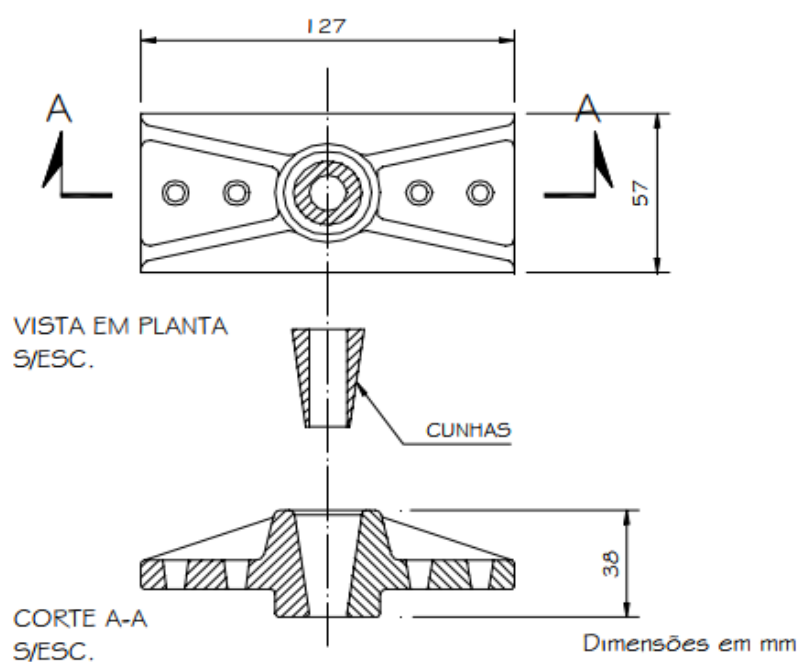
A Figura 4 representa o sistema de ancoragem Freyssinte, no qual é utilizado para monocordoalha engraxadas, e a Figura 5 ilustra as placas de ancoragem no padrão americano.

Figura 4- Ancoragem ativa para monocordoalhas engraxadas.



Fonte: (Emerick,2002)

Figura 5- Detalhe das placas de ancoragem para $\varnothing 12,7$ mm – padrão americano PTI.



Fonte: (Emerick,2002)

3.3.3 Força de protensão

A força média presente na armadura de proteção segundo a NBR 6118:2014 se dá pela seguinte expressão:

$$P_t(x) = P_i - \Delta P_0(x) - \Delta P_t(x) \quad (1)$$

Onde:

P_i é a força máxima aplicada na cordoalha pelo equipamento de tração;

$\Delta P_0(x)$ é a perda imediata que ocorre a partir da força máxima de tração (P_i), no tempo $t=0$ e na abcissa x ;

$\Delta P_t(x)$ é a perda de protensão após $t=0$ e a na abcissa x .

Pode-se retirar como parâmetros da fórmula que a força total da protensão atuante em uma estrutura depende de três variáveis que estão diretamente relacionadas com o tempo. A primeira variável é o valor que originalmente será empregado para tracionar a peça, desconsiderando qualquer tipo de perda, ou seja, P_i . Posteriormente, a força inicial sofre decréscimo causados pelas perdas imediatas, representado por $\Delta P_0(x)$. Por fim a última parcela da expressão representa as perdas que ocorrem ao longo da vida útil da estrutura, chamadas também de perdas progressivas, representadas por $\Delta P_t(x)$.

3.4 Níveis de protensão

Nas estruturas de concreto protendido (armaduras ativas) a probabilidade de aparecimento de fissuras é menor, porém o surgimento das mesmas acarreta danos mais severos, já que existe a possibilidade de corrosão sob tensão das armaduras.

De acordo com a NBR 6118:2014 a protensão é definida através de três níveis diferentes, sendo: parcial (nível 01), limitada (nível 02) e completa (nível 03). Esses três níveis caracterizam a interação entre a classe de agressividade do ambiente com os estados limites de serviço, ou seja, a intensidade da protensão depende significativamente das condições de agressividade do ambiente a qual está exposto.

A norma brasileira define os limites de serviço os quais são verificados através dos diversos níveis de protensão, são eles:

- Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W): estado em que limita os valores máximos para a abertura de fissuras do elemento estrutural.
- Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F): estado em que se inicia a formação de fissuras, admite-se que o mesmo é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a resistência à tração f_{ct} .
- Estado Limite de Descompressão (ELS-D): estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção.

Na Tabela 1 segue os valores-limites das fissuras, assim como as devidas providencias para garantir a proteção adequada das armaduras.

Tabela 1- Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura.

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 simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

Fonte: NBR 6118:2014.

3.5 Combinações de ações

3.3.1 Combinações de serviço

A NBR 6118:2014 classifica as combinações de acordo com a permanência com que a mesma atua na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir:

- 1) Quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas.

Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 \cdot F_{qk}$.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k} \quad (2)$$

2) Frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações.

Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\Psi_1 \cdot F_{q1k}$ todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 \cdot F_{qk}$.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k} \quad (3)$$

3) Raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.

Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\Psi_1 \cdot F_{qk}$.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \Psi_{1j} F_{qj,k} \quad (4)$$

Onde:

$F_{d,ser}$ – é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} – é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

Ψ_1 – é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

Ψ_2 – é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

3.5.2 Combinações últimas

O tipo de combinação a ser utilizada em estruturas protendidas considera as combinações últimas, solicitações normais e os efeitos hiperestáticos de proteção (Emerick, 2002).

Combinações últimas normais:

$$F_{d,ser} = \sum \gamma_{gi} \cdot F_{gik} + Y_q \cdot [F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qj,k}] + Y_p F_{hip} \quad (5)$$

Onde:

$\gamma_g = 1,4$ quando o efeito é desfavorável;

$\gamma_g = 0,9$ quando o efeito é favorável;

$Y_q = 1,4$ carga normal;

$Y_p = 1,2$ quando o efeito é desfavorável;

$Y_p = 0,9$ quando o efeito é favorável;

F_{hip} - efeito hiperestático da protensão

Tabela 2- Valores dos coeficientes de ponderação.

Ações		γ_f		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118:2014.

3.6 Concreto

Para a realização de estruturas em concreto armado é essencial um controle rigoroso de qualidade do concreto utilizado. Deve-se exigir ensaios prévios afim de obter controle contínuo do cimento e dos agregados utilizados, assim como uma fiscalização ao longo de todo período de elaboração do concreto (VERÍSSIMO,1998).

Vale ressaltar que a NBR 6118:2014 estabelece limites quanto a resistência à compressão do concreto utilizado em estruturas protendidas, variando de 25MPa à 50MPa, resistência mínima a compressão e limite máximo a compressão, respectivamente.

Geralmente estruturas de concreto armado possuem exigem resistência superior a estruturas de concreto armado. Existem várias justificativas que explicam a importância da utilização de concreto de alta resistência em estruturas protendidas. O emprego desse concreto de alta resistência aliado ao fato de toda a

seção da peça trabalhar para resistir aos esforços atuantes, resulta em seções com menores dimensões comparadas com o concreto convencional, viabilizando assim a utilização dessas estruturas em grandes vãos, uma vez que o peso próprio da estrutura é reduzido (VERISSIMO, 1998).

A resistência de cálculo à compressão do concreto após 28 dias, é definida segundo a NBR 6118:2014 pela fórmula:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6)$$

Onde:

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

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

γ_c : coeficiente de ponderação da resistência, geralmente 1,4.

A NBR 6118:2014 também determina que o módulo de elasticidade para 28 dias do concreto pode ser calculado por:

Onde:

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (7)$$

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial, em MPa;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

Segundo Emerick (2002) algumas recomendações devem ser adotadas durante o lançamento do concreto, são elas:

- a) Durante o lançamento do concreto um responsável pelo serviço de protensão deve estar presente, e só deverá ser iniciada a concretagem após a inspeção prévia das armaduras.
- b) É proibido a utilização de qualquer tipo de aditivo que contém cloretos.
- c) Qualquer deslocamento da armadura deve ser corrigido antes da concretagem.
- d) Durante a realização da vibração do concreto, é importante ter atenção especial nas regiões da ancoragem de forma que a evitar vazios que resultam em concentrações de tensões.
- e) A altura do lançamento deve ser controlada a fim de evitar segregação e alteração na posição das armaduras.
- f) Os tubos da bomba de concreto não deverão ser apoiados nas armaduras;
- g) As vibrações nas cordoalhas devem ser evitadas.

3.7 Armadura para concreto protendido

As armaduras presentes no concreto protendido são divididas entre armadura passiva e ativa. A armadura passiva é caracterizada como armadura que não é usada para produzir forças de protensão, isto é, que não sejam previamente alongadas, enquanto a armadura ativa é caracterizada como, armadura constituída por barras, fios isolados ou cordoalhas, destinada à produção de forças de protensão, isto é, na qual se aplica um pré-alongamento inicial.

3.7.1 Armadura Ativa

Os aços utilizados no concreto protendido são caracterizados por terem elevada resistência e pela ausência de patamar de escoamento. Podem ser fornecidos também em grandes comprimentos, na forma de fios e cordoalhas,

evitando assim a realização de emendas em peças estruturais que necessitem vencer grandes vãos (VERISSIMO, 1998).

As armaduras de protensão são encontradas nas seguintes formas:

- Fios trefilados de aço carbono – fios com diâmetros variando entre 3 mm e 8 mm, fornecidos em rolos ou bobinas com grandes comprimentos, normalizados através da NBR 7482
- Cordoalhas – constituída por fios trefilados, enrolados em forma de hélice, como uma corda. São também fornecidas em rolos com grande comprimento, constituídas, geralmente, por três ou sete fios, normalizados através da NBR 7483
- Barras de Aço Liga, de alta resistência, laminadas a quente, com diâmetro superior a 12 mm, fornecidas em peças retilíneas de comprimento limitado.

A utilização de aços de alta resistência no concreto protendido é proibida, devido aos excessivos alongamentos que acarretariam em fissuras muito abertas. No concreto protendido este problema é evitado realizando-se o alongamento prévio da armadura (VERISSIMO, 1998).

Veríssimo e César Jr. (1998) classifica a modalidadedos aços de protensão em:

- Aços aliviados ou de Relaxação Normal (RN) – São aços retificados por um tratamento térmico que alivia as tensões internas de trefilação;
- Aços estabilizados ou de Relaxação Baixa (RB) – São aços que recebem um tratamento termomecânico que melhora as características elásticas e reduz as perdas de tensão por relaxação.

A nomenclatura dos aços de protensão é definida pela sigla CP (Concreto Protendido), logo em seguida o seu respectivo valor de resistência mínima à ruptura por tração em KN/cm² e por último a modalidade do aço.

Veríssimo (1998) define as propriedades mecânicas do aço de protensão como:

- Resistência característica à ruptura por tração do aço de protensão (f_{ptk});
- Limite de escoamento convencional do aço de protensão (f_{pyk}). Correspondente à deformação residual (após descarga) de 0,2%. Para fios e cordoalhas, o limite de escoamento convencional é aproximadamente igual à tensão correspondente à deformação de 1%.
- Valor médio do Módulo de Elasticidade do aço de protensão (E_p). Geralmente é fornecido pelos fabricantes do aço de protensão, sendo, aproximadamente de 195 GPa para cordoalhas e 205 GPa para fios. Segundo a NBR 6118:2014 na falta de dados específicos, pode-se considerar o valor de 200 GPa para fios e cordoalhas.

A NBR 6118:2014 estabelece valores limites quanto a ocasião da aplicação da força de protensão para armaduras pós-tracionada, são elas:

- Para aços de Relaxação normal (RN) devem respeitar os limites $0,74f_{ptk}$ e $0,87f_{pyk}$.
- Para aços de Relaxação baixa (RB) devem respeitar os limites $0,74f_{ptk}$ e $0,82f_{pyk}$.

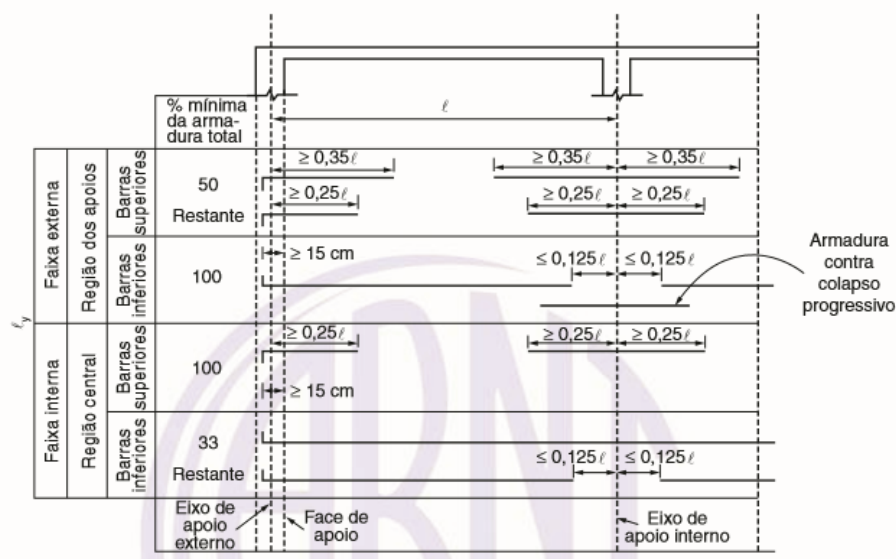
3.7.2 Armadura Passiva

As armaduras presentes no concreto protendido são geralmente compostas por vergalhões, os mesmos utilizados no concreto armado, portando apresentam a mesma nomenclatura, que são as siglas CA (Concreto Armado) seguido de sua resistência característica ao escoamento (f_{yk}) em KN/cm².

No geral as classes dos aços são empregadas com a mesma finalidade do concreto armado, CA 50 para fins estruturais e CA 60 utilizados para armaduras transversais, e CA 25 para malhas em pisos como barras de transferência.

Alguns critérios são estabelecidos pela NBR 6118:2014 referentes ao detalhamento de lajes sem vigas, a Figura 6 apresenta essas prescrições referentes ao detalhamento de lajes sem vigas.

Figura 6- Detalhamento de lajes sem vigas



Fonte: NBR 6118:2014.

Segundo a NBR 6118:2014 é necessária a utilização de armaduras mínimas, a fim de melhorar o desempenho e ductilidade à flexão, assim como controle de fissuração. Os valores mínimos de armadura passiva são definidos pela Tabela 3. Esse tipo de armadura deve ser constituído preferencialmente por telas soldadas ou barras com alta aderência.

Tabela 3- Valores mínimos para armaduras passivas aderentes.

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}}$	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{\text{mín}}$	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{\text{mín}}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\text{mín}}$		
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\text{mín}}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\text{mín}} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\text{mín}}$	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\text{mín}}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}}$	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\text{mín}}$	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\text{mín}}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\text{mín}}$		-
onde $\rho_s = A_s/d_w h$ e $\rho_p = A_p/d_w h$. NOTA Os valores de $\rho_{\text{mín}}$ são definidos em 17.3.5.2.1.			

Fonte: NBR 6118:2014.

A NBR 6118:2014 estabelece que, no caso de lajes lisas ou lajes-cogumelo com armadura ativa não aderente, as armaduras passivas positivas deve respeitar os valores mínimos da Tabela 3, e a armadura negativa passiva sobre os apoios deve ter valor mínimo de:

$$A_s \geq 0,00075 h \ell$$

(8)

Onde:

h é a altura da laje;

 ℓ é o vão médio da laje medido na direção da armadura a ser colocada.

Essa armadura deve cobrir a região transversal a ela, considerando a dimensão do pilar, acrescida de 1,5 h para cada lado.

3.8 Perdas de protensão

Na elaboração de um projeto de concreto protendido é necessário prever as perdas em relação ao valor inicial da força aplicada pelo aparelho tensor, resultantes de diversos fatores, podem ocorrer antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais, na pré-tração), durante essa transferência (perdas imediatas) e ao longo do tempo (perdas progressivas).

3.8.1 Perdas Imediatas

São as perdas que ocorrem no ato da protensão, e podem resultar do encurtamento do concreto, acomodação da armadura junto aos dispositivos de ancoragem, atrito entre as armaduras e o concreto e entre outros. As perdas imediatas são subdivididas em perdas por atrito, nas ancoragens e por encurtamento do concreto. (PFEIL, 1988)

3.8.2 Perdas por encurtamento imediato do concreto

Esse processo ocorre quando os macacos hidráulicos utilizados para tracionar os cabos apoiam diretamente no concreto, e faz com que durante o processo de protensão de um cabo, os cabos que são protendidos primeiramente sofrem perda de protensão devido a protensão que será efetuada posteriormente aos demais cabos da estrutura, ou seja, é uma perda gradativa e ocorre conforme os cabos são protendidos sucessivamente.

Segundo a NBR 6118:2014, a perda média de protensão, por cabo, é:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_p(\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \cdot (n-1)}{2n} \quad (9)$$

Sendo:

σ_{cp} = tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devido à protensão simultânea dos “n” cabos;

σ_{cg} = tensão no mesmo ponto, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou σ simultaneamente aplicada pela protensão.

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c}$$

E_p = Modulo de elasticidade do aço de protensão, $E_p = 196$ GPa;

E_c = Modulo de elasticidade do concreto na idade de protensão.

3.8.3 Perdas por Atrito

São aquelas produzidas por atrito do cabo e as peças adjacentes durante a protensão. Estas perdas são variáveis, pois dependem das seções, e aumentam proporcionalmente conforme a distancia da face de ancoragem.

Segundo a NBR 6118:2014, as perdas por atrito podem ser determinadas utilizando a seguinte fórmula:

$$\Delta P_{(x)} = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + Kx)}] \quad (10)$$

Onde:

P_i : é a força de protensão definida na seção 2.3;

μ : é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha, no caso das monocordoalhas engraxadas podem ser utilizados os valores estimados abaixo:

NBR 6118:2014: igual a 0,05 (1/rad);

ACI 318:2002: igual a 0,07 (1/rad);

$\sum \alpha$: é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x, expressa em radianos (rad);

K : é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo, na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor 0,01. (1/m);

x : é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m);

3.8.4 Perdas nas Ancoragens

Segundo a NBR 6118:2014, as perdas devem ser determinadas experimentalmente ou adotadas os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem.

Porém é possível obter médio para de perdas, e segundo Emerick a perda por cravação de ancoragem pode ser analisada através do seguinte calculo:

a) Arbitra-se um valor para x (onde x é uma região de influência da cravação)

b) Calcula-se o valor de: $\sigma(x) = \sigma_0 e^{-\mu(\sum\alpha + Kx)}$

c) Calcula-se o valor de $\Delta\sigma = 2(\sigma_0 - \sigma(x))$

$\delta E_p \rightarrow A_{\text{Triângulo}} = \frac{\Delta\sigma \cdot x}{2}$ (ver Figura XY)

d) Verifica-se:

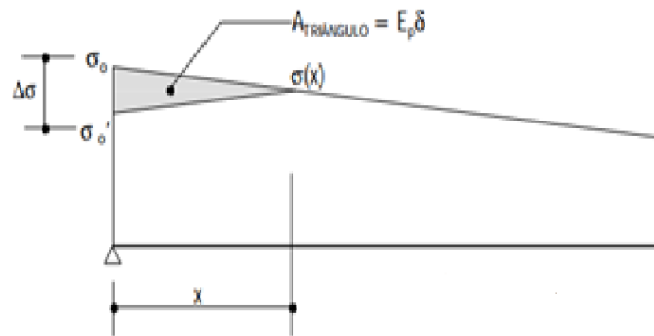
Onde:

δ - Cravação da ancoragem. Em geral $\delta = 5\text{mm}$ a 8mm ;

E_p – Módulo de elasticidade do aço de protensão ($E_p = 196 \text{ GPa}$)

e) Caso não seja verificada a igualdade, arbitra-se outro valor de x até que seja satisfeito o 4º Passo.

Figura 7- Cálculo da influencia da cravação



Fonte: (Emerick,2002)

3.8.5 Perdas Progressivas

As perdas progressivas ocorrem ao longo do tempo de vida da estrutura, levam em consideração os fenômenos de fluência, retração do concreto e relaxação do aço (EMERICK, 2002).

3.8.6 Relaxação do aço

Segundo NBR 6118:2014, a intensidade da relaxação do aço deve ser determinada pelo coeficiente $\psi(t,t_0)$, calculado por :

$$\psi(t,t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t,t_0)}{\sigma_{pi}} \quad (11)$$

Onde:

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

A relaxação média, medida após 1000 h, à temperatura constante de 20°C, para perdas de tensão referidas a valores básicos da tensão inicial entre 50 % a 80% da resistência característica $f_{ptk}(\psi_{1000})$, é definida pela Tabela 4 presente na NBR 6118:2014.

Tabela 4- Valores de ψ_{1000} em porcentagem.

σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0
Onde RN é a relaxação normal; RB é a relaxação baixa.					

Fonte: NBR 6118:2014.

Considerações:

- Admite-se que não há perda de protensão por relaxação para tensões inferiores a 0,5 f_{ptk} .
- Para tensões intermediárias entre os valores fixados na Tabela 4, pode ser realizada interpolação linear.
- Pode-se considerar que para o tempo infinito o valor de $\psi(t, t_0)$ é dado por $\psi(t_{\infty}, t_0)$ aproximadamente $2,5\psi_{1000}$.

Caso os parâmetros forem diferentes, ou seja, tempo e temperatura diferentes de 1000 h e temperatura de 20°C respectivamente, os novos valores

podem ser calculados segundo a seguinte expressão determinada pela NBR 6118:2014, devendo o tempo ser expresso em dias:

$$\Psi(t,t_0) = \Psi_{1000} \left[\left(\frac{t-t_0}{41,67} \right)^{0,15} \right] \quad (12)$$

3.9 Verificação á ruptura por flexão- estado limite último

A NBR 6118:2014 permite que os esforços oriundos da ação da proteção podem ser calculados diretamente a partir da excentricidade do cabo na seção transversal do elemento estrutural e da força de protensão, ou através da aplicação de um conjunto de cargas equivalentes, ou ainda através da introdução de deformações impostas correspondentes ao pré-alongamento das armaduras.

Segundo Emerick (2002), o estado limite último (Estádio III), corresponde a uma condição na qual a estrutura não pode ser mais utilizada, visto que a mesma sofreu colapso ou deformações excessivas. As seguintes hipóteses podem ser consideradas para o cálculo do estado limite último de flexão:

- a) As seções permanecem planas até a ruptura;
- b) A distribuição e localização dos esforços que atuam na região comprimida do concreto podem ser deduzidas através simplificação de tensões, os mais utilizados são a parábola-retângulo e o retangular equivalente;
- c) Após a fissuração o concreto tem sua resistência a tração desprezada;
- d) Quando solicitadas, as armaduras apresentam a mesmas deformações unitárias médias do concreto adjacente.

A NBR 6118:2014 estabelece que para que se atinja o ELU por flexão é necessário que o concreto chegue a um encurtamento máximo de 3,5‰ ou quando a deformação plástica na armadura chega a 10‰.

Segundo Veríssimo os procedimentos para o cálculo da capacidade que uma seção resiste ao momento fletor são descritas abaixo:

- a) Obtém-se o valor da força de protensão;
- b) Cálculo do pré-alongamento da armadura ativa;
- c) Determina-se o alongamento e a tensão atuante na armadura protendida, em função da rotação da seção provocada pelo momento fletor;
- d) Verificação do equilíbrio da estrutura, visto que se a força na armadura ativa for menor que a presente no concreto, deve ser acrescentada armadura passiva. Caso a força de tração na armadura protendida for maior ou igual a do concreto ainda é necessário a utilização de armadura passiva mínima.

A força de protensão, segundo Emerick (2002) pode ser encontrada através da seguinte fórmula:

$$P_d = \gamma_p P_k \quad (13)$$

Onde:

P_d : Valor da força de protensão;

γ_p : Coeficiente que pode ser de 1,0 para situação favorável ou 1,1 para situação desfavorável;

P_k : Força de protensão usada na cordoalha, já descontadas as perdas.

Pré alongamento da armadura ativa é definida por Emerick (2002) como, uma força de neutralização na qual a sua intensidade representa uma condição

fictícia, onde a mesma anula as tensões no concreto na fibra que corresponde ao centro de gravidade da armadura. A força é definida por :

$$P_n = P_d + \alpha_p A_p |\sigma_{cp}| \quad (14)$$

Onde a tensão no concreto no centro de gravidade da armadura (σ_{cp}), é definida por:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{A_c} + \frac{P_d e_p^2}{I_c} \quad (15)$$

Onde:

P_n : força de neutralização;

α_p : relação entre os módulos de elasticidade do aço da protensão e do concreto (E_p/E_c);

A_p : área da armadura ativa;

A_c : área da seção transversal de concreto;

I_c : momento de inércia da seção transversal

e_p : excentricidade do centro de gravidade do cabo em relação ao centro de gravidade da seção.

Quanto à tensão nas cordoalhas (armadura não adenete), é comum a utilização de formulas empíricas, como as citadas adiante que são basedas no ACI-318:

- a) Para peças que apresentam relação vão-espessura menor que 35 ($L/h \leq 35$):

$$\sigma_p = \sigma_{pn} + 70 + \frac{F_{ck}}{100\rho_p} \leq \sigma_{pe} + 420 \leq F_{pyk} \text{ (MPa)} \quad (16)$$

b) Para peças que apresentam relação vão-espessura maior que 35 ($L/h \geq 35$):

$$\sigma_p = \sigma_{pn} + 70 + \frac{F_{ck}}{300\rho_p} \leq \sigma_{pe} + 200 \leq F_{pyk} \text{ (MPa)} \quad (17)$$

$$\sigma_{pd} = \frac{\sigma_p}{y_\delta}, \text{ sendo } y_\delta = 1,15 \quad (18)$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{bd_p} \quad (19)$$

Sendo:

σ_{pn} : tensão na armadura protendida não aderente devido ao pré-alongamento;

σ_{pe} : tensão efetiva da armadura protendida, após todas as perdas;

f_{pyk} : tensão de escoamento da armadura de protensão;

ρ_p : taxa de armadura de protensão;

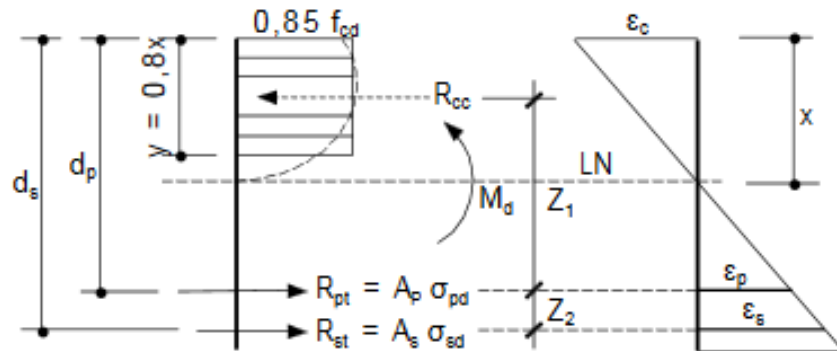
b : largura de compressão;

d_p : altura entre superfície de compressão ao centro da armadura de protensão.

Seguro Emerick (2002), para garantir o equilíbrio na seção é necessário garantir a resistência da seção submetida à flexão, para tais verificações é necessário considerar o diagrama retangular equivalente de tensões no concreto. A

Figura 8 ilustra o diagrama de tensão de compressão atuantes no concreto.

Figura 8- Seção de concreto protendido no Estádio III



Fonte: (Emerick, 2002)

As equações para equilíbrio da seção são:

$$\sum F_H = 0 \quad R_{cc} = R_{pt} + R_{st} \quad (20)$$

$$\sum M = 0 \quad M_d = R_{cc}Z_1 + R_{st}Z_2 \quad (21)$$

Onde:

R_{cc} = resultante de forças na área de concreto comprimido;

R_{pt} = resultante de forças na armadura protendida;

R_{st} = resultante de forças na armadura passiva;

M_d = Momento sollicitante de cálculo;

Z_1 e Z_2 = São os braços de alavanca das resultantes em relação ao eixo da armadura ativa.

É possível determinar as forças resultantes pelas fórmulas abaixo:

$$R_{cc} = 0,8bf_c x \quad (22)$$

$$R_{pt} = \sigma_{pd} A_p \quad (23)$$

$$R_{st} = A_s f_{yd} \quad (24)$$

Onde:

f_c = é a resistência à compressão do concreto ($0,85f_{cd}$)

x = profundidade da linha neutra;

A_p = área da armadura protendida

A_s = área da armadura passiva

f_{yd} = tensão de escoamento do aço da armadura passiva ($f_{yk} = y_s$)

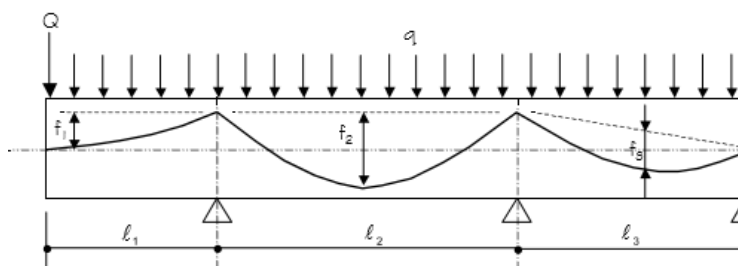
3.10 Cálculo da Força de Protensão

Para o dimensionamento, será utilizado o método conhecido como: “Método das Cargas Equilibrantes”, no qual essa metodologia consiste em determinar a força de protensão necessária e o traçado dos cabos com suas respectivas elevações, para que assim seja possível equilibrar um determinado carregamento externo atuante na estrutura (EMERICK, 2002).

Segundo Emerick (2002), alguns critérios podem ser empregados para a utilização da metodologia, tais como: a laje não apresenta flechas sob ação do

carregamento permanente, a força de protensão é constante ao longo dos cabos, no qual é comum desprezar o efeito de inversão de curvatura dos cabos sobre os pilares. E de acordo com Schmid (2009) este procedimento só pode ser empregado quando os vãos têm dimensões semelhantes. A Figura 9 ilustra as considerações de carregamento e curvatura das cordoalhas descritas anteriormente.

Figura 9- Determinação da força de protensão



Fonte: (Emerick ,2002)

A seguir encontra-se a formulação para cálculo da força de protensão :

$$\text{Balanço: } P = \frac{ql_1^2}{2f_1} + \frac{Ql_1}{f_1} \quad (25)$$

$$\text{Vão interno: } P = \frac{ql_2^2}{8f_2} \quad (26)$$

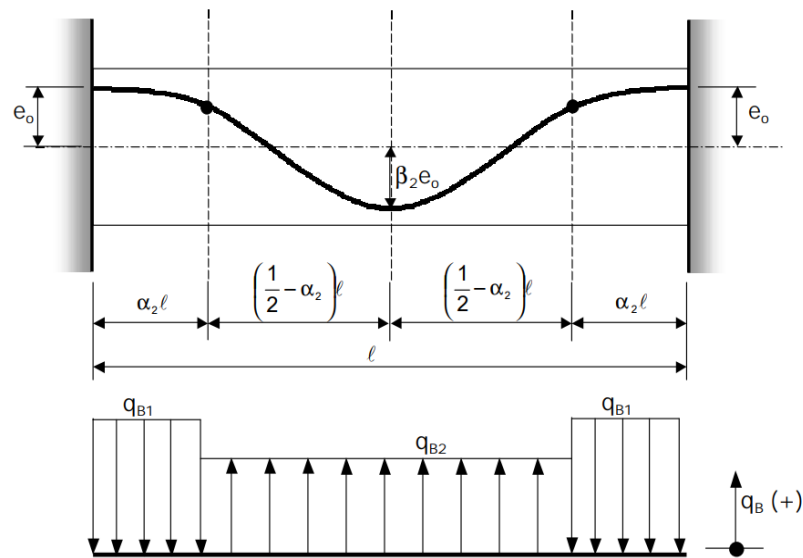
$$\text{Vão externo: } P = \frac{ql_3^2}{8f_3} \quad (27)$$

Sendo que é muito comum entre os projetistas equilibrar o peso próprio mais 10% do carregamento total (EMERICK, 2002).

A determinação do número de cordoalhas por faixa (um metro) está relacionada com a força de protensão (P), determinada via método das cargas equilibrantes e com a força de protensão no tempo infinito após todas as perdas.

A Figura 10 descreve a metodologia e todos os parâmetros para balanceamento das cargas em vãos internos, e Segundo Emerick (2002) o cálculo da carga equilibrante do mesmo pode ser definido pelas formulações posteriores:

Figura 10- Carga equilibrante para vão interno.



Fonte: (Emerick ,2002)

$$q_{B1} = \frac{-4P(1+\beta_2)e_0}{\alpha_2 l^2} \quad (28)$$

$$q_{B2} = \frac{4P(1+\beta_2)e_0}{(\frac{1}{2} - \alpha_2) l^2} \quad (29)$$

Para as constantes, usualmente adota-se em lajes protendidas:

α_1 e $\alpha_2 = 0,05$ a $0,15$;

$\alpha = 0,5$ para meio do vão;

$\beta = 0$ quando o cabo é ancorado no C.G. da laje.

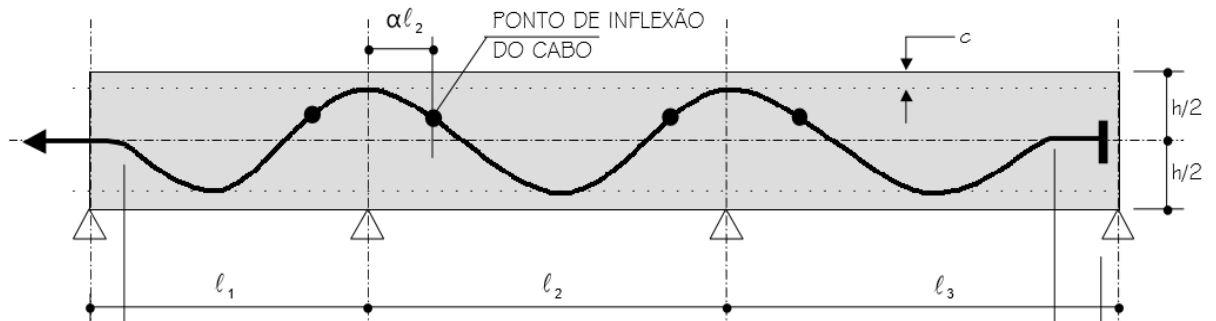
Com o cálculo das resultantes do concreto comprimido e da armadura ativa é necessário verificar o equilíbrio da seção, e caso a força de tração na armadura ativa for menor que a força de compressão no concreto, dever ser acrescentada armadura passiva complementar (EMERICK, 2002).

3.11 Traçado vertical das cordoalhas

A NBR 6118:2014 estabelece que as armaduras de protensão possam ser dispostas de forma retilínea, curvilínea, poligonal ou de traçado misto. Geralmente em lajes lisas é adota o perfil parabólico para cordoalhas engraxadas. A Figura 11 exemplifica o perfil de cordoalhas mais empregados nas análises de lajes protendidas.

As cordoalhas geralmente são ancoradas na metade da espessura da laje e apresentam no mínimo 50 cm de trecho reto, de tal forma a evitar o surgimento de momentos fletores nas regiões de ancoragem oriundas da força de protensão. Após esse trecho reto as disposições das cordoalhas seguem afim de obter os maiores valores de flechas possíveis, porém atendendo sempre os cobrimentos mínimos. Nos pontos de inflexão são adotados valores entre 5% e 15% do vão (EMERICK, 2002).

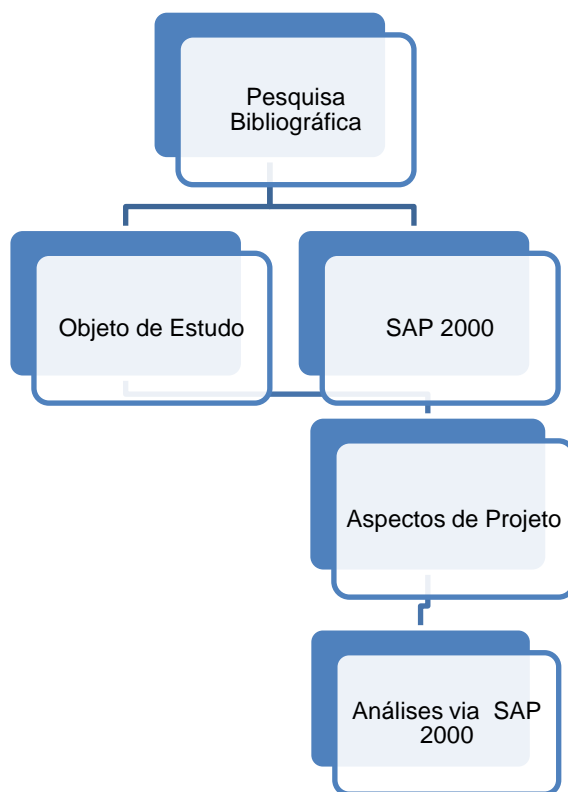
Figura 11- Traçado vertical das cordoalhas



Fonte: (Emerick ,2002)

4 METODOLOGIA

Figura 12- Fluxograma com o delineamento da metodologia utilizada.



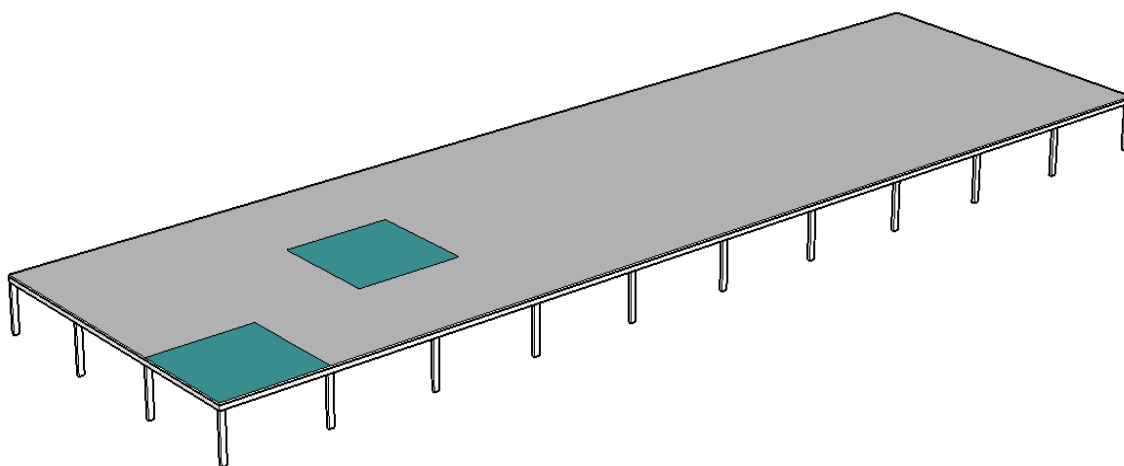
4.1 Pesquisa Bibliográfica

A Revisão Bibliográfica é responsável pela fundamentação e embasamento teórico para o desenvolvimento do trabalho. Todos os conceitos abordados foram de suma importância e utilizados ao longo de todo o trabalho para obtenção dos resultados e para sanar as dúvidas que surgiram com o decorrer do dimensionamento. Possibilitando assim todo o suporte técnico para o lançamento e análise do objeto de estudo.

4.2 Objeto de estudo

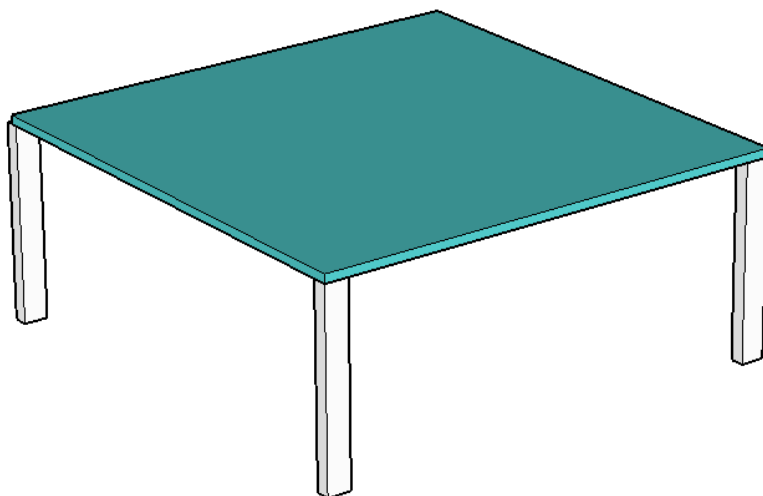
Para a realização deste trabalho foi definida um objeto de estudo para aplicação dos procedimentos de cálculo, trata-se de um galpão em laje protendida, com a função de armazenamento de produtos de uma rede de farmácia na cidade do Rio de Janeiro, Brasil. Na qual toda estrutura está representada pela Figura 13, e as 2 demais lajes de estudo estão delimitadas pelas Figura 14 que representa a condição de vinculação toda engastada e a Figura 15 representa um lado engastado e os demais apoiados em viga de bordo.

Figura 13- Estrutura da laje do galpão completa.



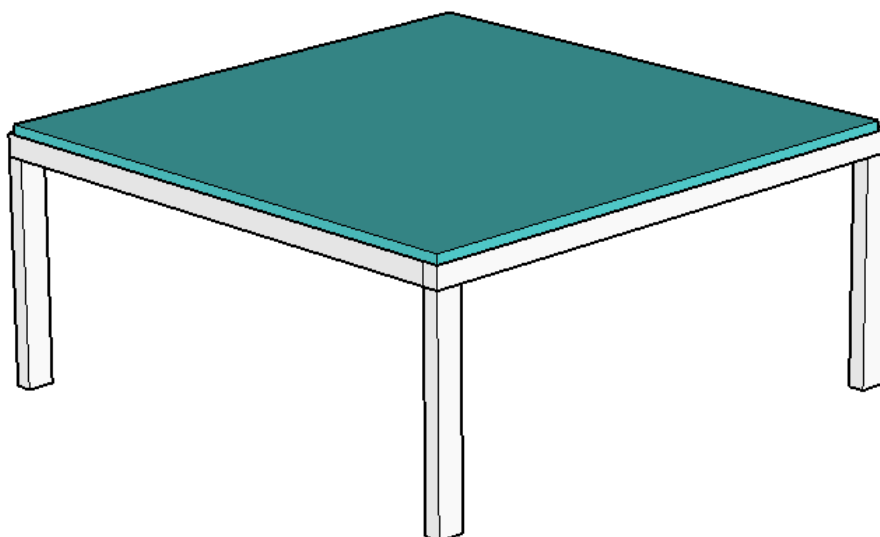
Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 14- Laje com as extremidades engastadas.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 15- Laje com uma extremidade engastada e demais com viga de bordo.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Limitações do Objeto de estudo, com relação ao dimensionamento:

1. A estrutura está submetida apenas ao peso próprio, sobrecarga e carregamento de uso, não sendo considerado então o efeito de forças horizontais;
2. A verificação do efeito de puncionamento não faz parte desse trabalho;
3. A aplicação de protensão nas cordoalhas será realizada apenas em uma extremidade da laje

4.3 SAP 2000

Para a análise da estrutura proposta é utilizado o software SAP 2000, um programa de elementos finitos com interface gráfica 3D, que apresenta amplo campo de análises e várias opções de design, sendo assim uma ferramenta muito eficaz para modelar, analisar e dimensionar estruturas. O mesmo possibilita análise de lajes protendidas, a seguir encontra-se os principais procedimentos para plotar a estrutura de laje protendida no software:

Inicialmente é preciso determinar os materiais utilizados e as suas características. Para isso basta clicar no comando Define, selecionar os tipos de materiais empregados e posteriormente preencher os campos com suas respectivas propriedades (Figura 16). Sendo que a Tabela 5 apresenta os parâmetros dos materiais empregados na análise da laje protendida.

Figura 16- Definição das características de um material utilizado.

Fonte: Elaborado pelo Autor

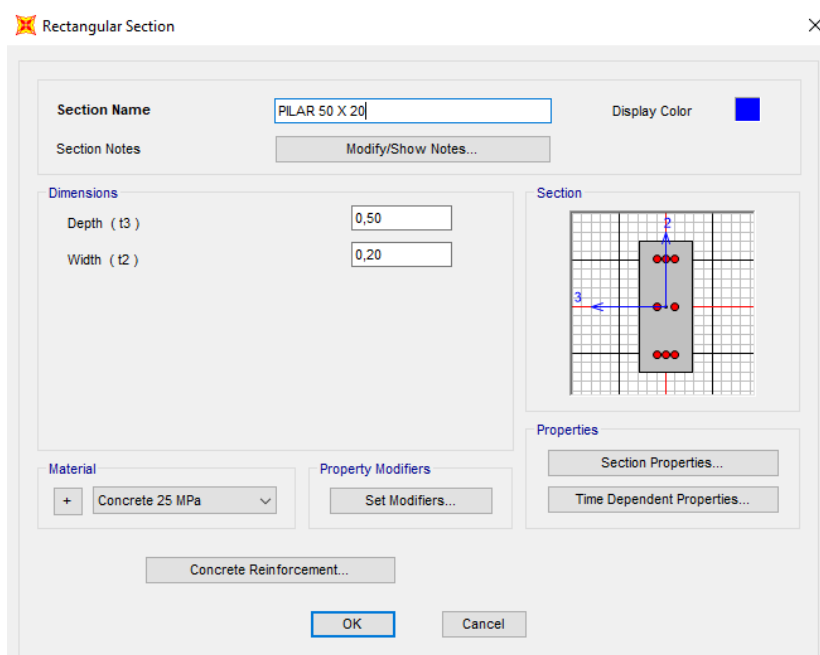
Tabela 5- Definição dos parâmetros dos materiais empregados na laje protendida.

	Concreto	Vergalhão	Cordoalha
Peso Específico	€	€	€
Módulo de elasticidade	€	€	€
Coefficiente de Expansão Térmica	€	€	€
Coefficiente de Poisson	€	X	X
Resistência de Escoamento	X	€	X
Resistencia à compressão	€	X	X
Carga Mínima de Ruptura	X	X	€
Carga Mínima a 1% de Alongamento	X	X	€
Módulo de cisalhamento	€	€	€

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Uma vez definida as propriedades dos materiais utilizados, é necessário determinar as características geométrica dos mesmos (Figura 17).

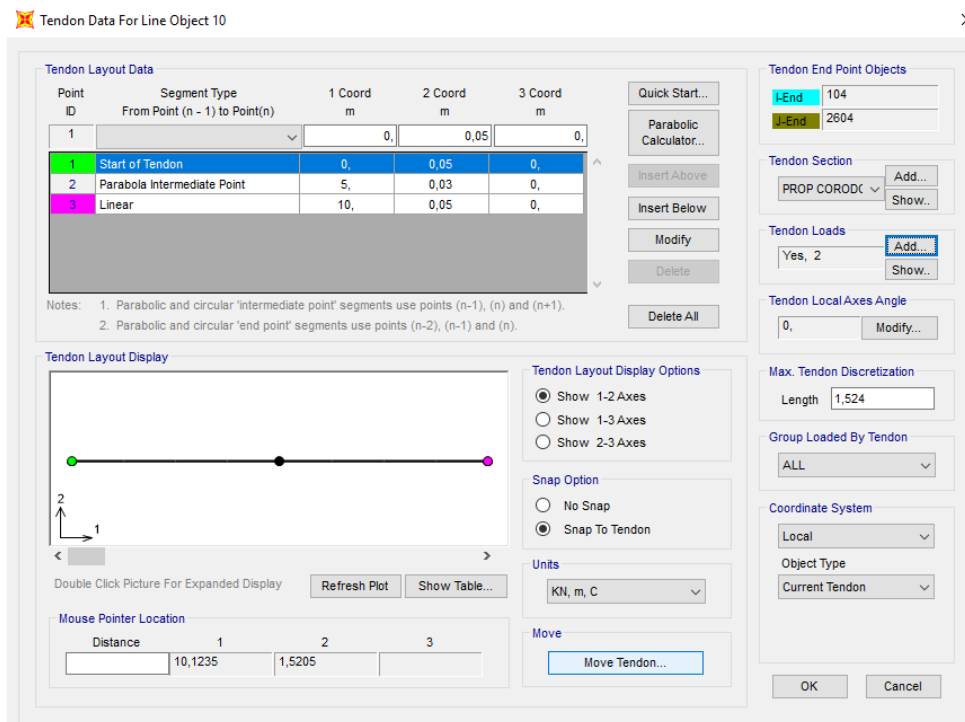
Figura 17- Caracterização da geometria do elemento utilizado.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Uma vez após serem inseridas as propriedades e geometria dos elementos no Software, já é possível realizar lançar a estrutura da laje com suas condições de contorno. Por último já é possível definir os procedimentos da protensão como: traçado vertical das cordoalhas, força de protensão e carga de ruptura (Figura 18).

Figura 18- Determinação do perfil das cordoalhas.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Aspectos de Projeto

4.4.1 Sistema de protensão não aderente.

O uso de concreto protendido em lajes vem crescendo nos últimos anos no Brasil, sendo que grande parte desse crescimento se deve ao crescimento da entrada da monocordoalha engraxada plastificada no mercado brasileiro, principal elemento do sistema de protensão não-aderente. (EMERICK,2002)

O sistema de protensão não aderente é composto por cordoalhas engraxadas plastificadas, o material plástico utilizado no revestimento da cordoalha é formado por uma camada de PEAD-polietileno de alta densidade, impermeável à água, extremamente resistente e durável, extrudado diretamente sobre o conjunto cordoalha e graxa ao longo de toda extensão, permitindo assim a livre movimentação da cordoalha no seu interior.

Segundo Emerick (2002), a utilização do sistema de protensão pós tracionado apresenta algumas vantagens comparado com o sistema convencional de concreto armado, algumas são citadas a seguir:

- Maior liberdade arquitetônica, já que é possível vencer grandes vãos ou vãos com alto carregamento mantendo uma grande esbeltez na laje.
- Redução da quantidade de pilares, resultando em uma maior área útil do pavimento.
- Redução significativa da altura da edificação e redução do carregamento nas fundações devido a redução da espessura das lajes.
- Maior velocidade na etapa de desforma e retirada dos escoramentos.
- Redução e até eliminação de flechas e fissuras nas lajes.
- Aumento da resistência da laje ao puncionamento, desde que, os cabos sejam dispostos adequadamente nas regiões próximas aos pilares.

Além das vantagens de utilização de cordoalhas não aderentes sobre o método de concreto armado convencional, a mesma apresenta vantagens também comparadas com o sistema de protensão aderente. A

Figura 19 a seguir retirada de Emerick (2002) ilustra as características básicas de ambos os sistema de protensão, sendo notória as vantagens da utilização do sistema de cordoalha não aderente.

Figura 19- Comparação dos sistemas de protensão aderente e não aderente.

SISTEMA ADERENTE	SISTEMA NÃO ADERENTE
Usa bainha metálica para até quatro cordoalhas por bainha, em trechos de 6 m com luvas de emenda e vedação.	Sem bainha metálica. As cordoalhas vêm de fabrica com graxa e bainha plástica contínua.
O manuseio (enrolar e desenrolar) é feito com quatro cordoalhas ao mesmo tempo (aproximadamente 3,2 kg/m).	O manuseio é feito com uma cordoalha por vez (cerca de 0,89 kg/m).
Concretagem cuidadosa para evitar danos à bainha metálica (abertura da costura helicoidal).	Concretagem sem maiores cuidados, pois a bainha plástica de PEAD é resistente aos trabalhos de obra.
Usa macaco de furo central que precisa ser enfiado pela ponta da cordoalha (aproximadamente 50 cm da face do concreto).	Usa macaco de dois cilindros que se apóia na cordoalha junto à face do concreto.
A protensão é feita em quatro níveis de pressão hidráulica, seguidas das respectivas leituras de alongamento, correção da tabela e medida da perda por acomodação da ancoragem.	A protensão é feita em uma só elevação de pressão, pois não há retificação da cordoalha (bainha justa).
Exigem lavagem das cordoalhas por dentro para a diluição de eventual pasta de cimento que poderia ter entrado e prendido as cordoalhas.	Lavagem desnecessária.
A água deve ser retirada por ar comprimido antes da injeção, para não haver diluição da pasta.	Medida desnecessária.
Usa cimento em sacos para preparo da pasta de injeção, feito com misturador elétrico. A injeção é feita por bomba elétrica.	Medida desnecessária.

Fonte: (Revista Técnica, Junho-1999)

4.1.2 Propriedade dos materiais utilizados

A laje apresenta em sua composição concreto com resistência característica à 28 dias de 25 MPa (F_{ck}), cordoalha de relaxação baixa do tipo CORD CP 190 RB 7 15,2 e cobrimento para armaduras ativas de 3 cm .

Carregamentos Atuantes:

- Peso próprio: $25 \text{ KN/m}^3 \times \text{Espessura laje (m)}$
- Acidental: 7 KN/m^2

Propriedades das cordoalhas:

- Diâmetro Nominal: 15,2 mm
- Área Mínima: 140 mm²
- Massa Aproximada: 1126 kg/km
- Carga mínima de ruptura: 265,8 KN
- Carga Mínima a 1% de Alongamento: 239,2 KN
- Módulo de Elasticidade: 195000 Mpa

4.5 Análises via SAP 2000

As lajes protendidas analisadas foram discretizadas em elementos finitos quadrados de tamanho único, 50 x 50 cm. Já a os pilares e vigas foram modelados considerando-os como elementos de barra, sendo os pilares engastados em suas extremidades. A armadura ativa foi disposta ao longo de toda extensão da laje adotando um espaçamento padrão entre cordoalhas, do qual o perfil longitudinal é gerado pelo software através de pontos e inclinações adotados.

O carregamento adotado tem origem do peso próprio da estrutura, carga acidental e carga de uso, e a partir dessas solicitações e preenchimento das propriedades dos materiais empregados já é suficiente para realização de uma análise preliminar das características e comportamento da estrutura.

5 RESULTADOS

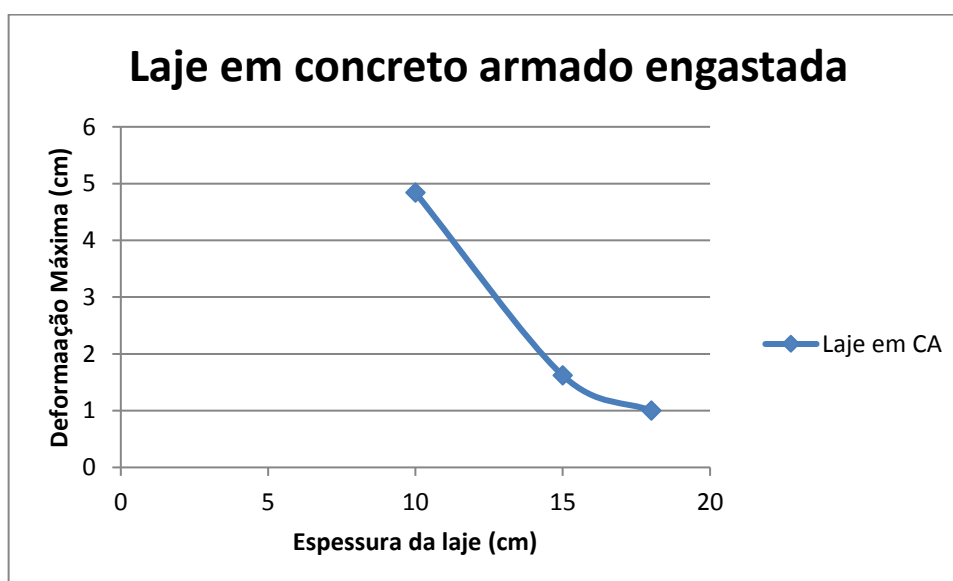
Para obtenção dos resultados considera-se a análise da laje lisa já descrita, onde foram extraídas da laje original duas lajes quadradas com dimensão de 10 metros e com suas respectivas condições de contorno (vigas, engaste) com três espessuras de laje já pré-estabelecida, 10 cm, 15 e 18.

5.1 Laje convencional em concreto armado

Inicialmente é realizada uma avaliação da estrutura em concreto armado, considerando a laje submetida aos carregamentos pré-estabelecidos, a fim de obter um panorama geral do comportamento da laje, através de indicadores como: deformações e momentos fletores.

A primeira estrutura analisada corresponde à laje lisa em concreto armado, onde as bordas são engastadas. As três espessuras são plotadas no software e adicionado os carregamentos a estrutura se comporta como descrita no Gráfico 1, onde é observa-se que a deformação máxima da laje reduz conforme a espessura da laje aumenta, uma vez que a resultante de compressão no concreto vai diminuindo conforme a espessura da laje aumenta.

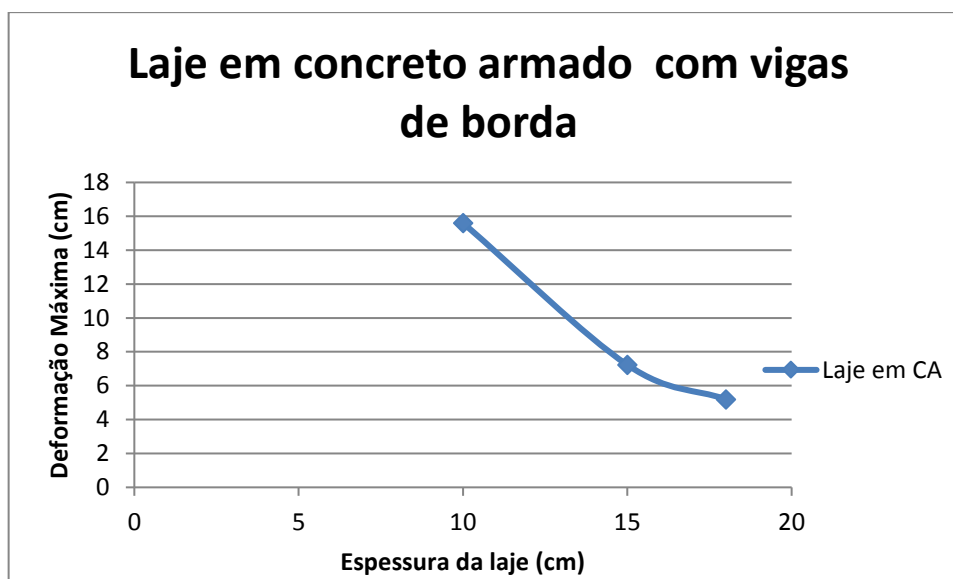
Gráfico 1- Deformação máxima x espessura na laje em C.A engastada.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

A segunda análise é feita na laje quadrada de dimensão igual a 10 metros, porém a mesma apresenta condição de vinculação diferente, sendo um lado engastado e os demais apoiados, devido apresentar três bordas apoiadas a laje apresenta maior deformação comparada com o a primeira análise, justamente devido a essas condições permitirem que a laje apresente maior liberdade e a ilustração dessa característica está descrita no Gráfico 2.

Gráfico 2-Deformação máxima x espessura na laje em C.A com vigas de bordo.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Considerando ainda as mesmas características da análise anterior, avaliou-se também com o auxílio do Software SAP 2000 os momentos fletores máximos atuantes nas lajes, sendo que os valores crescem conforme acréscimo de seção transversal da laje, comportamento esse que pode ser relacionado com aumento do carregamento atuante, especialmente o peso próprio da estrutura, uma vez que os carregamentos acidentais e de uso não tiveram alterações, assim como as dimensões da laje e as condições de vinculação. A Tabela 6 ilustra os resultados dos momentos atuantes máximos com relação ao tipo de vinculação engastada e seção transversal da laje.

Tabela6- Momentos fletores máximos nas lajes de concreto armado.

Espessura (cm)	Momento Máx (KN.m)
10	17,65
15	20,41
18	22,06

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Não serão avaliados os momentos atuantes na laje que apresenta condições de engaste únicas e lajes que são delimitadas por vigas, por se tratar de uma geometria apenas para fins de análise da espessura da laje, a seção transversal da viga assim como a taxa de aço não são adequados para as solicitações e características da estrutura, logo os valores encontrados não são representativos.

5.2 Laje lisa com protensão

O segundo tipo de análise foi realizado com a adição de cordoalha e aplicação da força de protensão já considerando as perdas. Inicialmente determina-se a força de protensão que será aplicada nas cordoalhas. Por hipótese, adota-se que a mesma seja constante ao longo dos cabos, sendo que para estruturas simplificadas podem ser utilizadas as formulas do item 3.10 para determinar o valor da força aplicada na armadura ativa. A Tabela 7 indica os valores da força de protensão com relação à espessura da laje, sendo que os valores encontrados correspondem a faixa de um metro.

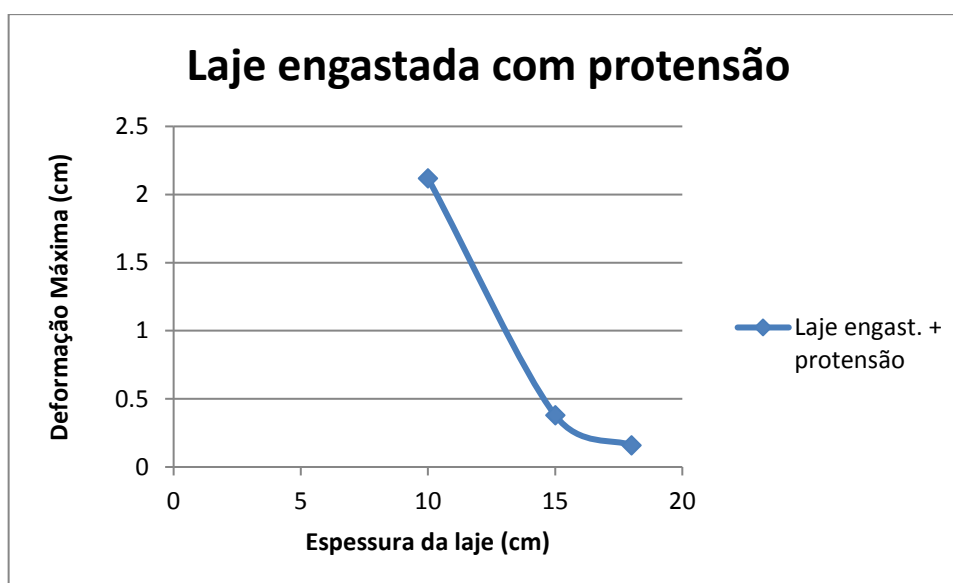
Tabela 7- Força de protensão por faixa de um metro.

Espessura (cm)	Força de Protensão Unitário (KN/m)
10	2000
15	1237
18	1084

Fonte: Elaborado pelo Autor.

A laje com as quatro bordas engastadas foi analisada novamente, porém com a influência das suas respectivas forças de protensão descritas anteriormente. E por estar submetida a uma força de compressão horizontal pré-estabelecida (protensão), é reduzida justamente as tensões de tração provocadas pela flexão e pelos esforços cortantes. O Gráfico 2 descreve o comportamento quanto à influência da protensão na laje lisa.

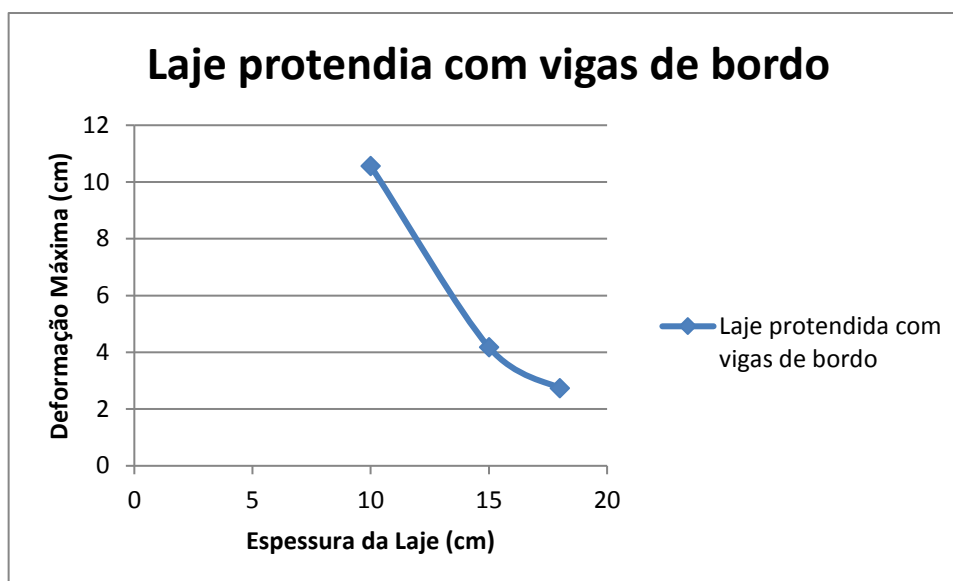
Gráfico 3- Influência da protensão na deformação máxima de lajes maciças.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Um segundo modelo de laje protendida foi analisado, entretanto com condições de vinculação distinta da anterior, nesse caso a laje apresenta somente um lado engastado e os demais simplesmente apoiados em vigas de bordo. O Gráfico 4 representa as deformações máximas atuantes na estrutura, sendo que as condições de vinculação presentes na laje proporcionam deformações mais significativas principalmente devido ao fato de não restringir tanto aos deslocamentos comparando-se com o engaste.

Gráfico 4- Influência da protensão na deformação máxima de lajes engaste viga de bordo.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Mantendo a mesma estrutura de estudo investigou-se também o comportamento dos momentos fletores quando a laje está submetida à protensão, sendo possível notar que a protensão influencia diretamente nos momentos máximos atuantes, e conforme a espessura da laje aumenta o momento fletor máximo decresce. A Tabela 8 descreve o comportamento dos momentos fletores máximos atuantes na laje lisa protendida.

Tabela 8- Momentos máximos atuantes nas lajes protendidas.

Espessura (cm)	Momento Máx (KN.m)
10	9,31
15	5,94
18	4,2

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Assim como no caso de concreto armado, a laje com vinculação do tipo engaste e três vigas de bordo não serão avaliadas devido ao tipo de viga utilizada ser destinada apenas para caráter acadêmico, logo a mesma não apresenta dimensionamento adequado para atender as solicitações, e por isso na mesma encontra-se os momentos máximos, não tendo assim qualquer representatividade com relação aos momentos máximos da laje analisada.

5.3 Verificação ao ELU de ruptura por flexão da laje

O Estado Limite Último corresponde, Estádio III, representa uma condição em que a estrutura não pode ser mais utilizada, por ter deformações plásticas excessivas ou colapso.

Sobre as considerações das armaduras ativas nos esforços resistentes devem ser considerado os diagramas tensão-deformação e das condições de pré-alongamento das mesmas, sendo que esses devem ser calculados com base nas tensões iniciais de protensão e considerando as perdas na idade t em exame.

Para a estrutura analisada será verificado o estado limite ultimo por flexão, com os procedimentos já descritos no item 3.9. Substancialmente é considerada apenas os esforços solicitantes hiperestáticos de protensão, isso devido que a protensão é considerada uma solicitação interna, ficando sujeita apenas à flexão simples.

A Tabela 9 apresenta a quantidade de armadura passiva utilizada para equilibrar a seção, pois caso a força de tração na armadura ativa for menor que a força de compressão atuante no concreto, deve-se acrescentar uma armadura passiva complementar, porém se a força de tração na armadura ativa superar a força de compressão do concreto ainda assim é necessária a utilização de uma armadura passiva recomendada pela norma.

Tabela 9- Área de armadura passiva por faixa de um metro.

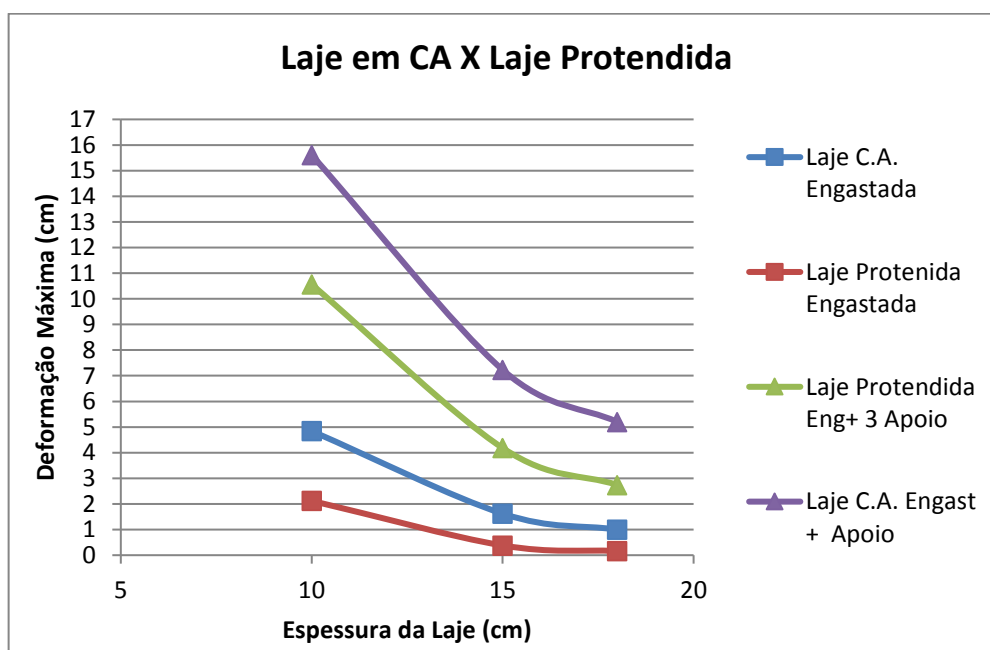
Engastada		Apoiada	
Espessura Laje (cm)	As passiva (cm ² /m)	Espessura Laje (cm)	As passiva (cm ² /m)
10	4,07	10	9,31
15	0,75	15	3,04
18	As Mínima	18	1,82

Fonte: Elaborado pelo Autor.

5.4 Comparação dos Resultados

Analisando os casos de laje com as quatro bordas engastadas e o segundo caso com um lado engastado e os demais apoiados, e comparando-as, ora em concreto armado, ora com o emprego de protensão, é notável a influência da armadura ativa tracionada na redução de deformações, o comportamento das estruturas são pelo Gráfico 5, que compara esse comportamento e os valores de suas deformações com a sua respectiva espessura. E posteriormente via Tabela 10 ilustra em porcentagem o quando que as deformações na estrutura protendida foi reduzida com relação a estrutura convencional de concreto armado

Gráfico 5- Comparação das deformações máximas da estrutura em CA e protendida.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

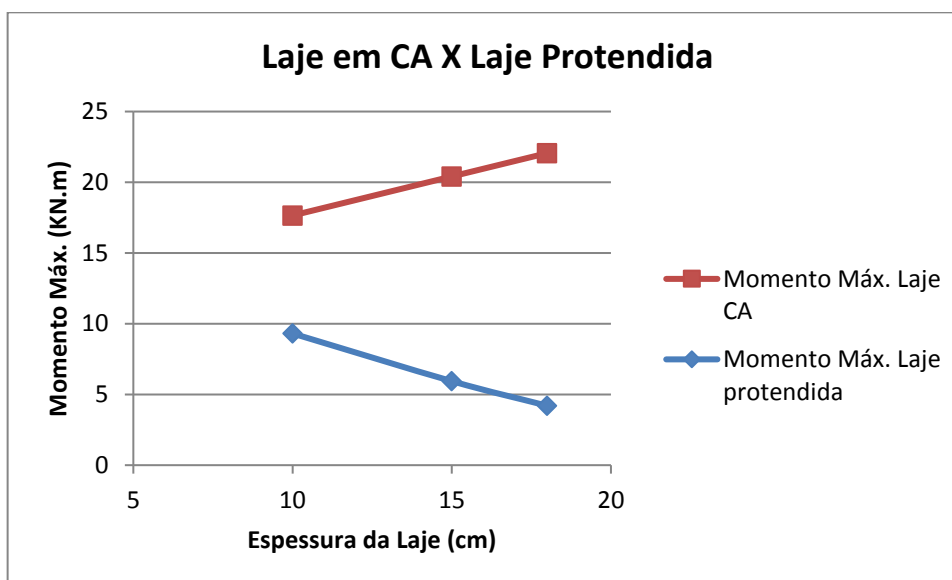
Tabela 10- Redução das deformações nas lajes protendida em porcentagem.

Espessura (cm)	Engastada (%)	Engast. + Vigas(%)
10	228,30	147,82
15	426,32	172,97
18	625,00	189,78

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Analisando agora os momentos máximos as quais as lajes estão sendo submetidas, é possível notar que as lajes do tipo de vinculação toda engastada apresenta comportamentos opostos, uma vez que a laje com a utilização de protensão tem os momentos máximos reduzidos conforme a seção transversal da laje aumenta, tendência totalmente oposta na estrutura em concreto armado. O Gráfico 6 demonstra o comportamento descrito anteriormente e a Tabela 11 apresenta em porcentagem a redução dos momentos atuantes na estrutura protendida comparada com a de concreto armado.

Gráfico 6- Momentos atuantes nas lajes totalmente engastadas.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

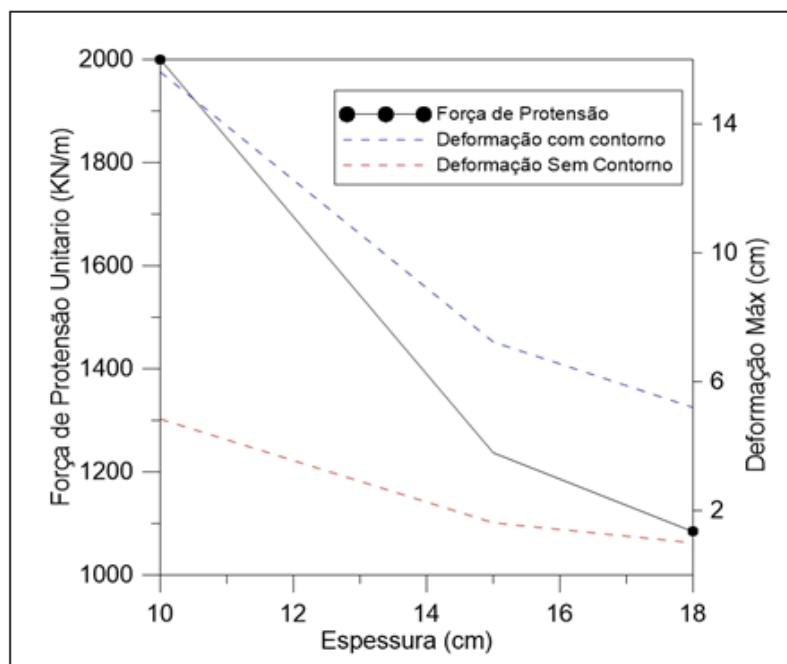
Tabela 11- Redução dos momentos na laje protendida.

Espessura (cm)	Engastada (%)
10	189,58
15	343,60
18	525,24

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Para o dimensionamento de demais lajes com as mesmas condições de vinculação e dimensões, pode-se ser o utilizado o Gráfico 7 para ter uma noção quanto à força necessária para realizar a protensão e as deformações geradas, isso tudo a partir de uma espessura já estabelecida na hora do dimensionamento.

Gráfico 7- Força de protensão e deformações com relação à espessura.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

6 CONCLUSÃO

No Brasil as estruturas de lajes em concreto armado apoiadas sobre vigas são consideradas como modelo tradicional nos canteiros de obra, sendo então a principal metodologia utilizada tanto por caráter histórico quanto por questões práticas.

No entanto, atualmente as tendências e o mercado cada vez mais exigem ambientes mais amplos, com menor quantidade de pilares e menor espessura de seção transversal das lajes, características essas que são perfeitamente atendidas pelas lajes lisas protendidas. Pararealmente ser confirmada a redução da seção transversal da laje é essencial verificar os estados limites de serviço, uma vez que a estrutura deve apresentar deformações limites, e nesse caso a espessura da laje tem importante significância para avaliar a punção.

Ao longo do trabalho foi utilizada três espessuras de lajes distintas para obter o comportamento da estrutura. Através das análises realizadas verificaram-se os efeitos da protensão na laje maciça, avaliando as deformações máximas e os momentos máximos atuantes na estrutura protendida. Sendo que também foi avaliado o ELU para garantir que a estrutura não entre em colapso, no referente trabalho esse estado foi garantindo através da determinação das tensões atuantes na armadura ativa e a respectiva área de armadura passiva necessária para equilibrar a seção.

Os efeitos da aplicação da força de protensão foram eminentes, ocasionandouma redução das deformações nas lajes analisadas, variando conforme acréscimo de seção transversal da laje, pois à medida que a espessura da estrutura protendida aumenta as deformações variam inversamente, observando, por exemplo, a última laje totalmente engastada (18 cm), que apresentou uma redução de 625% na deformação máxima comparada com o resultado obtido na estrutura de concreto armado, e apresentando índice de deformação bem próximo a zero.

Os momentos atuantes tiveram comportamentos distintos, apresentando tendências totalmente opostas entre estrutura protendida e concreto armado, visto que na estrutura convencional os momentos máximos foram elevados conforme a

espessura da laje aumentava, comportamento totalmente inverso quando analisada a laje com o emprego da protensão, apresentando uma redução de momento máximo na espessura inicial (10 cm) de 189,5 % e chegando a espessura final (18 cm) com uma redução de 525 %.

Através de todas as análises foi possível notar o quanto a protensão repercute nas estruturas de lajes lisas, ocasionando reduções de deformações e momentos fletores, critérios fundamentais para uma potencialização da estrutura, uma vez que é possível realizar uma laje lisa atendendo vãos mais extensos e garantindo redução da seção transversal, decréscimo dos momentos atuantes assim como redução ou até mesmo eliminação das deformações atuantes.

E além de tudo garantindo a eficácia da estrutura, principalmente, pois com a redução das deformações as fissuras ocasionadas por esse fenômeno são quase extintas, evitando assim que os agentes agressivos não comprometam a vida útil da estrutura.

7 SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

Como sugestões para futuras pesquisas apresentam-se os seguintes temas:

- Dimensionamento da laje analisada considerando mais de uma disposição de corodoalha;
- Comparação dos momentos e dimensionamento via método dos pórticos equivalentes e métodos de elementos finitos;
- Avaliar punção e estabilidade da estrutura;
- Incluir comparação da laje lisa com laje nervurada.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**. Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120**. Carga para o cálculo de estruturas e edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT1980.

_____. **NBR 6118**. Projeto de Estruturas de Concreto Protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 1989.

CARVALHO, R.C; FIGUEIREDO, J.R.F. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo NBR 6118:2003. 3. ed. São Carlos: Edufscar,2013.

CAUDURO, L. E. Protensão: em favor da leveza. Revista Técnica, São Paulo, ano 6,n. 26, p.1-6, jan/fev.1997.Disponível em:

<http://www.belgomineira.com.br/solucoes/artigos/pdf/favor_leveza.pdf>. Acesso em: 14 ago.2017.

EMERICK, A. A. Projeto e Execução de Lajes Protendidas. 1. ed. Brasília: Interciência, 2005.

FARIA, E. L. Projeto de lajes planas protendidas via método dos elementos finitos e pórticos equivalentes. 2004. 260 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

HANAI, J. B. Fundamentos de Concreto Protendido. 1.ed. São Carlos,2005

PFEIL, W. Concreto protendido: introdução. 2.ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

SCHMID,M. T. Lajes planas protendidas. 3. ed. Ver. e aum. São Paulo: Rudloff,2009.

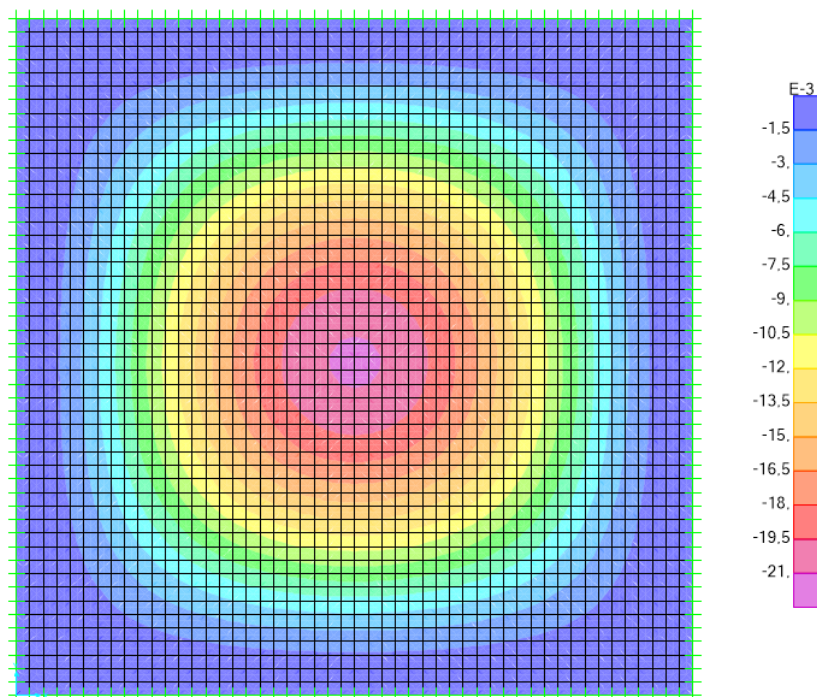
VERÍSSIMO, G.S, CÉSAR Jr, K.L.M. – Concreto Protendido Fundamentos Básicos. 4. ed. Universidade Federal de Viçosa, 1998.

APÊNDICE A

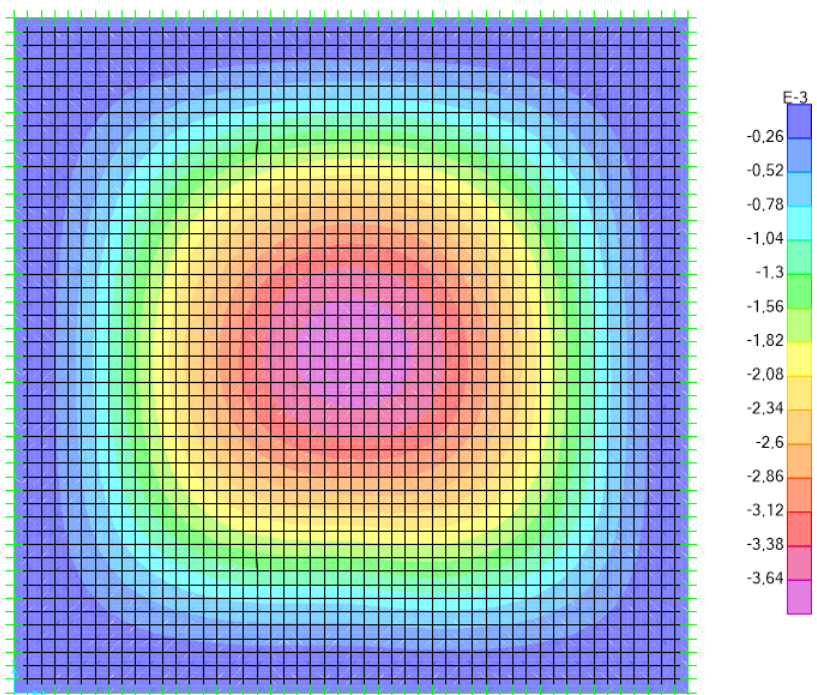
Laje do tipo engastada nos quatro lado

Deformação

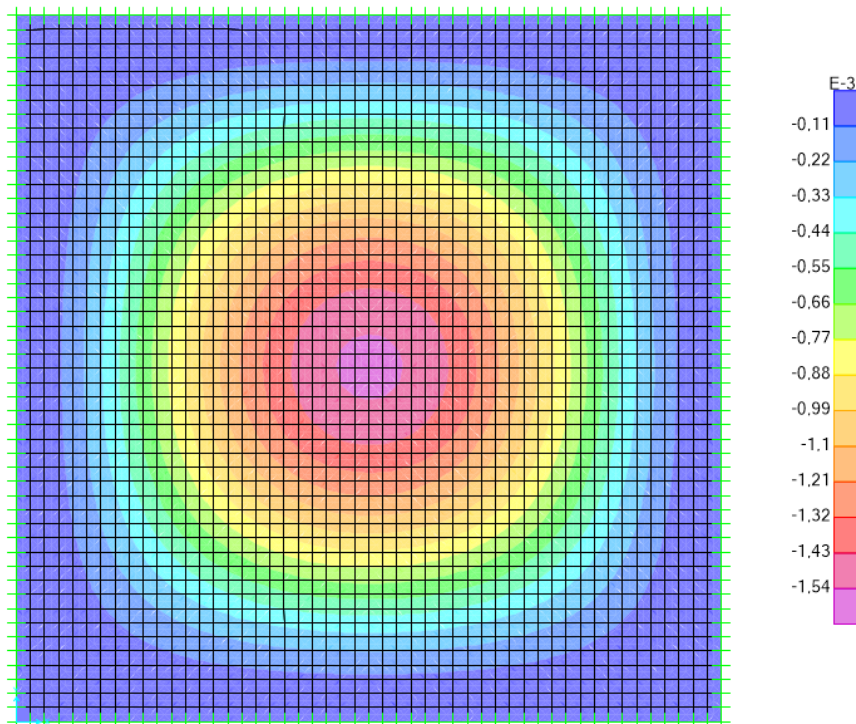
10 cm



15 cm

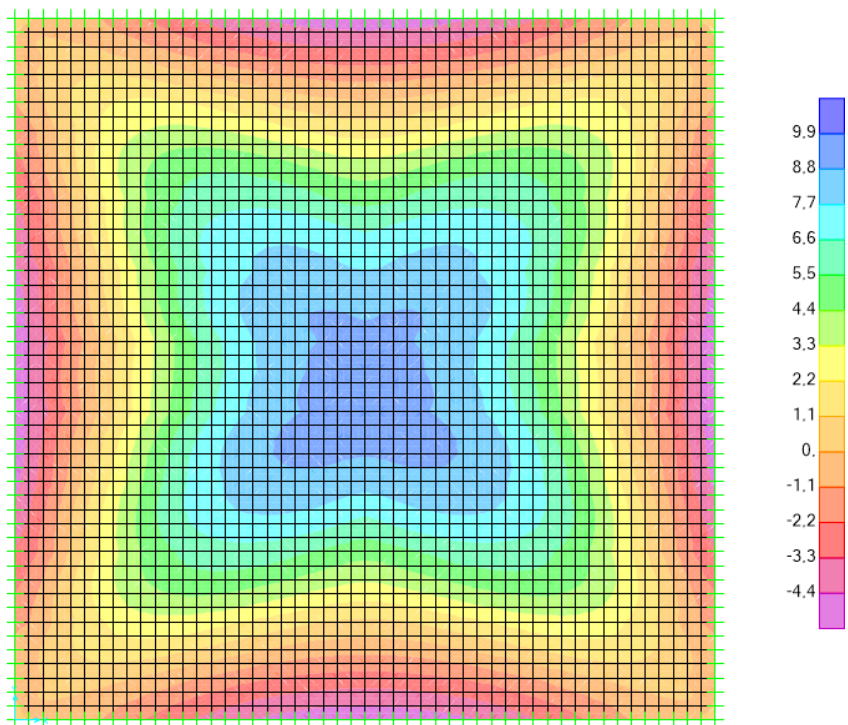


18cm

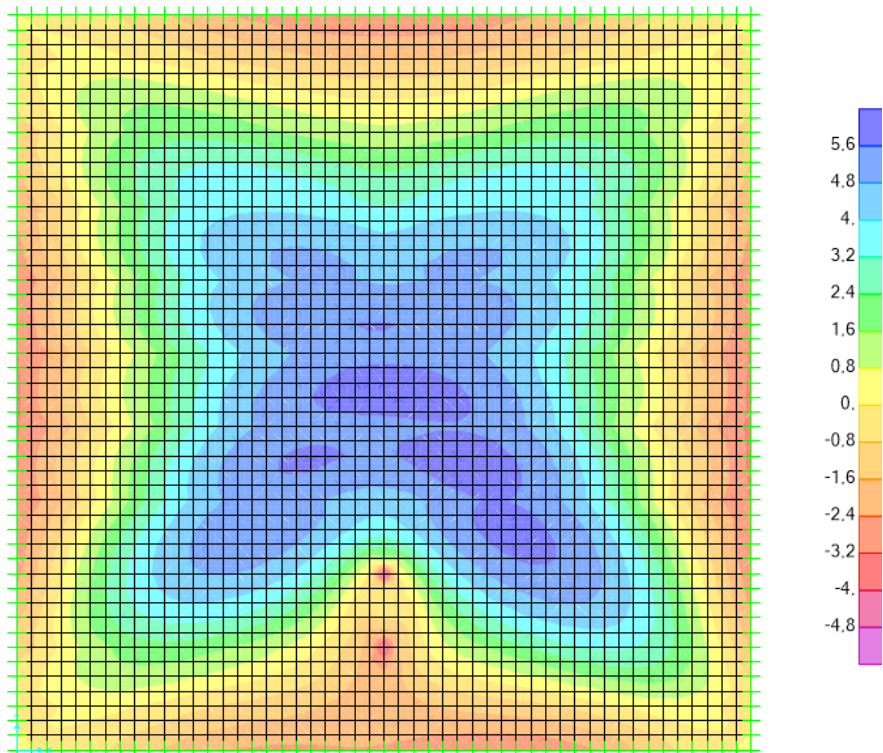


Momento

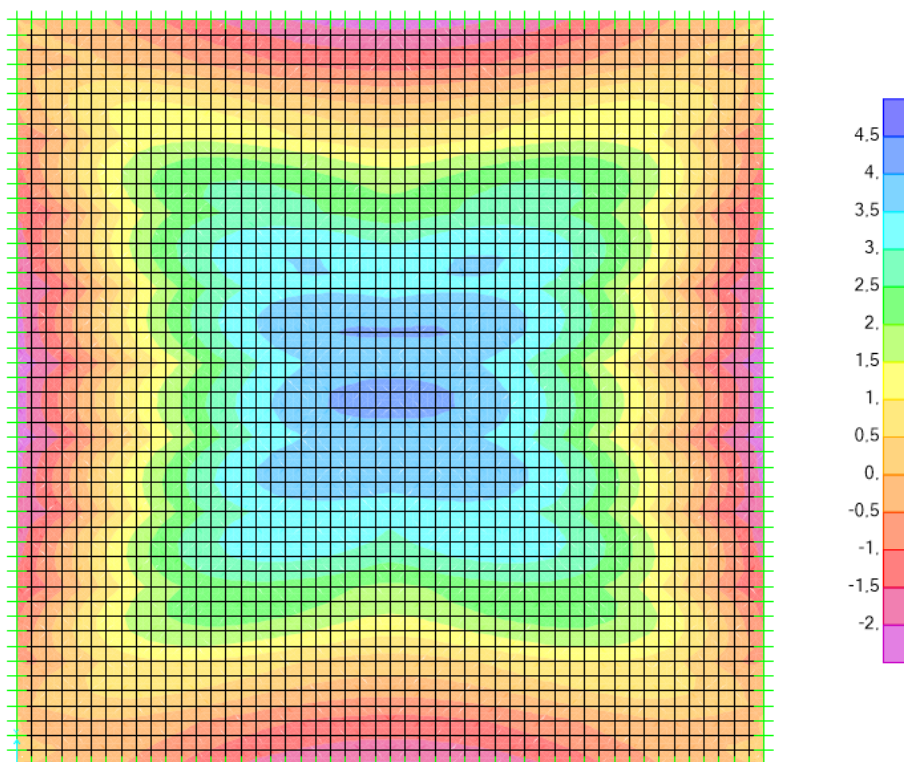
10 cm



15 cm



18cm

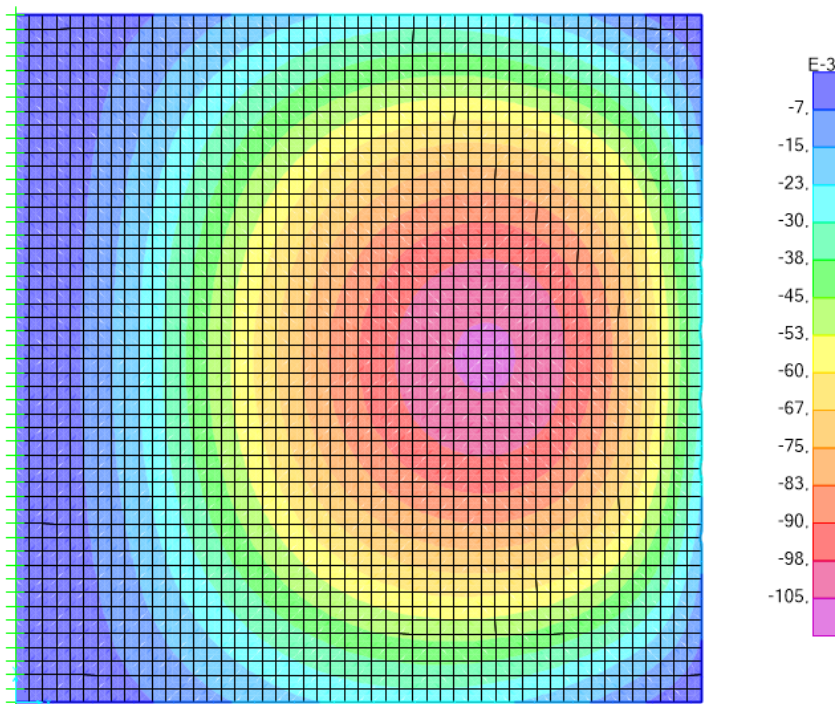


APÊNDICE B

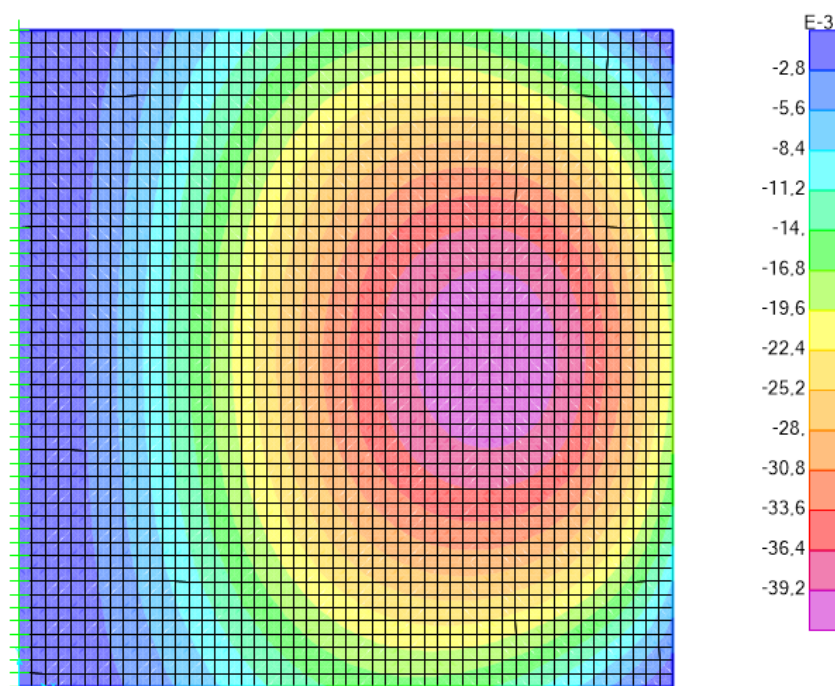
Lajes do tipo engate e viga de bordo

Deformações

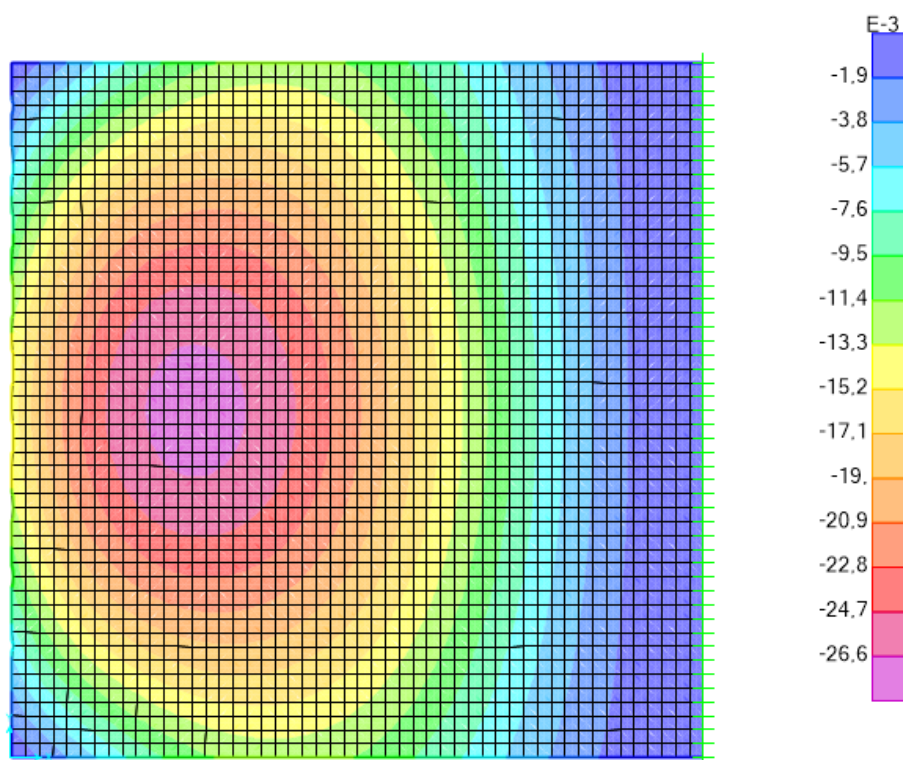
10 cm



15 cm

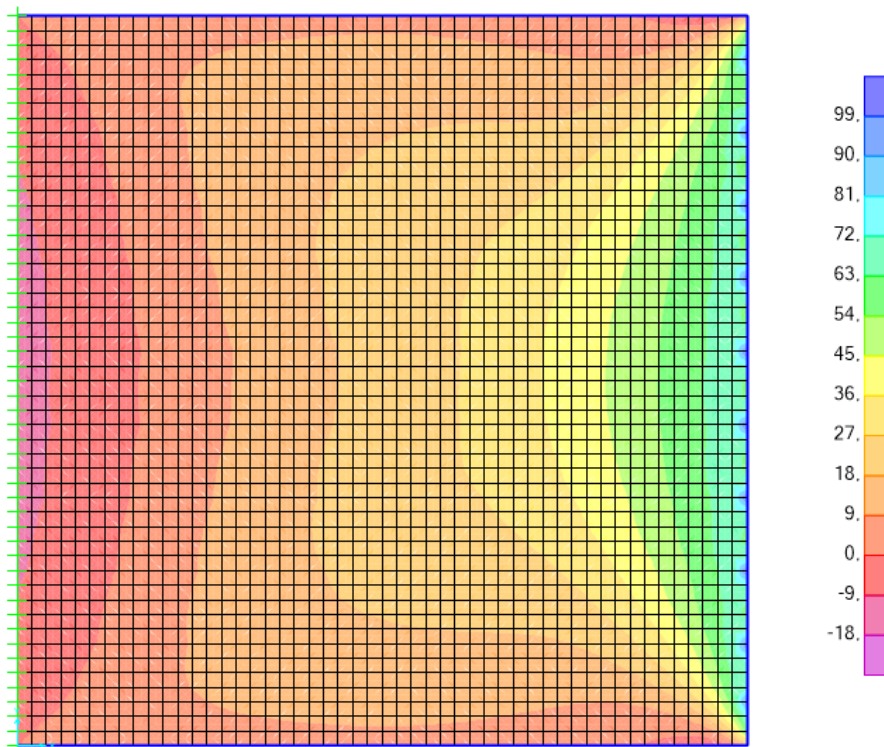


18 cm

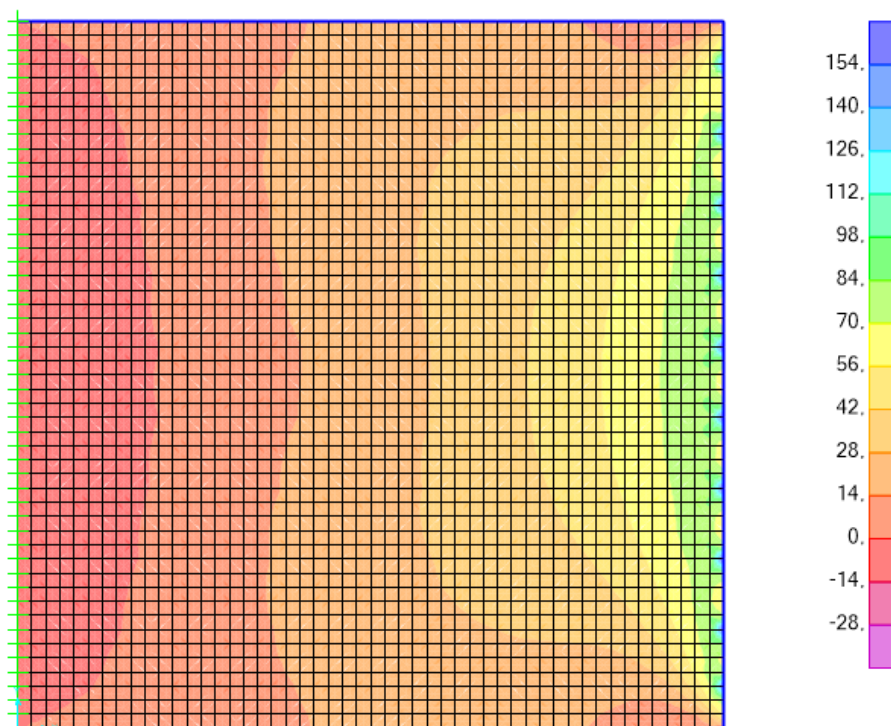


Momentos

10 cm



15 cm



18 cm

