

Fonseca, S. F. <sup>1</sup>; Gandra Neto, R. F. <sup>2</sup>

*Graduandos, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil*

Cunha Junior, B. F. R. <sup>3</sup>

*Professor Me., Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil*

<sup>1</sup> [samuelfreirefonseca@gmail.com](mailto:samuelfreirefonseca@gmail.com); <sup>2</sup> [ntgandra@gmail.com](mailto:ntgandra@gmail.com); <sup>3</sup> [farneyj@gmail.com](mailto:farneyj@gmail.com)

**RESUMO:** O concreto protendido é uma tecnologia estrutural que eleva a capacidade de desempenho do concreto armado convencional, sua empregabilidade é mais comum quando se pretende vencer vãos maiores, diminuir deformações da estrutura. Sua análise pôde ser feita através do software SAP2000®, observando deformações e esforços com base em um carregamento. Através dele objetivou-se analisar os efeitos da protensão na estrutura determinada. Após o lançamento da estrutura, modelou-se os cabos, sendo necessária obtenção de alguns dados. Primeiramente, a força de protensão adequada ao diâmetro do cabo. Outro fator são as perdas de protensão, que preveem a força de protensão do cabo a longo prazo e devem ser subtraídas da força de protensão inicial. Por fim, a quantidade de cabos, calculada através de fórmulas específicas para este dimensionamento. Quando modelado os cabos e inseridos na estrutura, foi possível analisar a ação dos seus efeitos, em que, se considerado apenas a força de protensão atuando na estrutura, ela deforma para cima, criando uma flecha positiva. Quando analisada a estrutura como um todo, com todas as cargas atuando numa combinação quase permanente, foi possível observar que as deformações se equilibram e diminuem, cumprindo os limites impostos por norma.

*Palavras-chaves: Engenharia, Estruturas, Concreto, Protendido, Modelagem.*

**Área de Concentração:** 02 – Estruturas

## 1 INTRODUÇÃO

A Engenharia desde a antiguidade vem evoluindo as técnicas construtivas conforme os avanços tecnológicos de seu momento histórico. O concreto armado, que é um elemento de larga utilização e vantagens passou por várias mudanças com o decorrer do tempo. Segundo Santos (2008) o concreto chega ao Brasil no início do século XX, e passa a ser utilizado em maior escala por volta de 1920.

De modo geral, o concreto armado se mostra uma excelente tecnologia estrutural. Possui muitas vantagens como por exemplo: elevada resistência à compressão e baixo custo dos materiais, manutenção razoavelmente baixa, resiste ao fogo e ao tempo e tem alta durabilidade. Entretanto possui algumas deficiências que devem ser observadas: baixa resistência à tração, peso próprio elevado, dificuldade de demolição, entre outras.

Sob essas circunstâncias, surge então a ideia do concreto protendido, uma opção para aumentar a resistência à tração do sistema estrutural. Por vencer vãos maiores, as dimensões das peças podem ser reduzidas, assim como o volume de concreto utilizado e, conseqüentemente, seu peso próprio. Este conceito visa aperfeiçoar as estruturas elevando ao máximo a eficiência do concreto à compressão. Deste modo, a armadura se encarrega plenamente dos esforços de tração. Isto se deve ao fato de que a resistência à tração por parte do concreto é muito menor do que a resistência a compressão, sendo desprezada na maioria dos cálculos estruturais.

A protensão no concreto, realizada através de cabos tracionados inseridos no interior da peça estrutural, vigas ou lajes, pode ser realizada de duas formas: a primeira consiste em local e tracionar os cabos antes da concretagem, método este conhecido como pré-tração. Já na segunda opção, os cabos são tracionados após a concretagem, caracterizando a chamada pós-tração.

Dentre as etapas de um projeto estrutural em concreto protendido, está a de análise estrutural e a de dimensionamento da estrutura. A condução destas etapas normalmente é realizada com a utilização de softwares específicos capazes de auxiliar na montagem de modelos estruturais para a correta interpretação do comportamento da estrutura.

Uma das opções para a etapa de análise estrutural de concreto protendido é o software SAP2000® que trabalha via método dos elementos finitos. Este método consiste em subdividir a geometria da estrutura submetida aos carregamentos e restrições em pequenas partes, denominadas de elementos, os quais passam a representar o escopo do problema. A divisão da geometria em pequenos elementos permite resolver um problema complexo, subdividindo-o em problemas mais simples, o que possibilita ao software realizar com eficiência estas tarefas.

O SAP2000® é um software para análise estática e dinâmica, seja linear ou não-linear, pelo método dos elementos finitos. Bastante integrado, produtivo e prático, possui uma interface sofisticada, intuitiva e versátil. Conta com um ambiente de modelagem gráfica em 3D e uma gama variada de opções de análise. Nessa perspectiva, este software será utilizado para modelar e analisar as peças estruturais deste trabalho.

Este artigo científico pretendeu contribuir com o meio técnico por meio de uma modelagem da estrutura protendida no SAP2000®, aplicação dos conceitos estudados durante a graduação em engenharia civil. Além disso, o trabalho buscou ilustrar o procedimento de modelagem computacional analisando parâmetros como tensões, deslocamentos, deformação e esforços solicitantes e demonstrar um estudo detalhado das perdas de protensão e sua consideração em um projeto estrutural.

Portanto, esta pesquisa auxilia aqueles que não estudaram a disciplina de concreto protendido na graduação, dando um norte para que essa área possa ser explorada. Contudo, para aqueles que tiveram e usufruíram da oportunidade de estudar este tema, este trabalho poderá colaborar para novos aprendizados.

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 Estado da arte

São vários os artigos científicos que abordam o concreto protendido. No que tange ao estudo das normas inerentes a vigas protendidas e modelagem com auxílio de programa de análise comercial, Junior (2009) avaliou os resultados da modelagem dos cabos de protensão através do software SAP2000®v.11. Nesse contexto, o autor buscou modelar os cabos de protensão

em vigas com pós-tração e aderência posterior, estudo este realizado com auxílio do software pelo método dos Elementos Finitos, apresentando e aplicando as recomendações da norma técnica NBR 6118:2003.

Ao fazer a modelagem de estruturas em concreto protendido utilizando o SAP2000®v.11, o Junior conclui que a avaliação das ações, provenientes da protensão, realizada pelo software é bastante eficiente. Destaca-se como pontos positivos: possibilidade de simulação de ancoragem passiva, aplicação da protensão como força ou tensão e avaliação de perdas de protensão imediatas. Entretanto, uma desvantagem é a exigência, por parte do programa, da entrada manual dos valores de tensões médias inerentes às perdas por encurtamento imediato e progressivas. Ou seja, o usuário deve ter noção desses valores, o que é uma deficiência para estudantes e engenheiros inexperientes.

Giffhorn e Lazzari (2018) procederam um estudo comparativo entre uma viga de concreto armado convencional com grande seção e outra executada em concreto protendido com pré-tensão, considerando o mesmo carregamento e mesmo vão. A pesquisa dos autores baseou-se em uma análise estrutural das duas peças em questão, com o objetivo de verificar as diferentes solicitações internas. Considerava ainda a variação do peso próprio da estrutura e o consumo de materiais, dado que as duas peças foram examinadas como elementos pré-moldados.

Utilizando as mesmas cargas para as análises e verificações pertinentes à peça de concreto armado convencional e à de concreto protendido, com exceção do peso próprio. Determinou-se as seções dos elementos protendidos, variando-se as dimensões da seção da peça e diâmetro da armadura ativa. É no trabalho do autor uma redução de aproximadamente 70% no volume de concreto consumido, assim como uma redução de aço CA-50 na ordem de 75%. No caso da viga protendida houve diminuição do peso próprio, tendo em vista o encolhimento da seção da peça. Todavia, o autor ressaltou a necessidade da mão de obra especializada para execução da protensão, característica esta não tão evidenciada no caso do concreto convencional, mais comumente utilizado.

### 2.2 Características dos materiais

As classes dos concretos utilizados estão localizadas nos grupos I e II, partindo do C25 até o C90 para concreto protendido, sendo os numerais das respectivas nomenclaturas a resistência à compressão do concreto em MPa, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014). Juntamente às classes, também foi possível determinar a qualidade do concreto com base na sua classe de agressividade, conforme Tabela 1.

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

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b,c</sup>	Classe de agressividade (Tabela 6.1, NBR 6118:2014)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

**Fonte: NBR 6118 (2014).**

Com relação ao módulo de elasticidade, a NBR 6118 (ABNT, 2014), em sua Tabela 8.1, fornece cálculos aproximados e que podem ser utilizados nos dimensionamentos estruturais para casos em que o agregado graúdo é do tipo granito. A Tabela 2 informa, de forma resumida, os módulos de elasticidade inicial e secante em função das classes de resistência do concreto.

**Tabela 2 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).**

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40
$E_{ci}$ (GPa)	25	28	31	33	35
$E_{cs}$ (GPa)	21	24	27	29	32
$\alpha_i$	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90

**Fonte: NBR 6118 (2014).**

### 2.3 Força de protensão

A NBR 6118 (ABNT, 2014) em seu item 9.6.1.2.1, determina os valores limites da força na armadura de protensão, tanto para o caso de pré-tração, quanto para o caso de pós-tração. Para as cordoalhas engraxadas, com aço de relaxação baixa, os valores para a tensão de protensão inicial ( $\sigma_{pi}$ ) devem respeitar os limites de 0,80  $f_{ptk}$  e 0,88  $f_{pyk}$ , ou seja, deve ser o menor entre eles. Para a cordoalha engraxada composta pelo aço CP190 RB de 12,7 mm com 7 fios, os valores de  $f_{ptk}$  e  $f_{pyk}$  são, respectivamente, 1900 e 1710 MPa. A força de protensão é obtida em função da área da cordoalha escolhida.

### 2.4 Perdas de protensão

Dentro do sistema construtivo de protensão, são muito estudadas e acompanhadas as perdas de tensão que a armadura ativa terá no decorrer de sua vida útil. A vertente é fonte de pesquisa para muitos autores, já que

pode gerar a ineficiência das funções estruturais da peça projetada ou ainda, seu colapso.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), no seu item 9.6.3.3.2, mostra que um projeto constituído por pós tensão deve prever as perdas devido ao encurtamento imediato, atrito entre as armaduras e escorregamento da armadura junto a ancoragem. As fórmulas para cálculo dessas perdas estão descritas nas Tabelas 3, 4 e 5, e na Tabela 6 são elucidados os significados de cada variável.

**Tabela 3 – Perda de Protensão Imediata por Encurtamento Elástico.**

Fórmula	Número	Utilização
$E_{ci} = \alpha_e 5600 \sqrt{f_{ck}}$	(1)	Módulo de elasticidade inicial
$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci}}$	(2)	Razão modular
$e_p = y_b - a_{pcg}$	(3)	Excentricidade da armadura de protensão
$\sigma_{pa} = 0,77 f_{ptk}$	(4)	Tensão da armadura ancorada
$P_a = \sigma_{pa} * A_p$	(5)	Força de protensão ancorada
$g_1 = A_c \cdot \gamma_{concr}$	(6)	Carregamento devido ao peso próprio
$M_{pp} = g_1 \frac{l^2}{8}$	(7)	Momento devido ao peso próprio
$\sigma_{cp} = -\frac{P_a}{A_c} - P_a * \frac{e_p^2}{I_h} + M_{pp} * \frac{e_p}{I_h}$	(8)	Tensão no concreto no centro de gravidade
$\Delta\sigma_{p,enc} = \frac{\alpha_p *  \sigma_{cp}  * (n - 1)}{2 * n}$	(9)	Perda de protensão por encurtamento imediato

**Fonte: Bastos (2019).**

**Tabela 4 – Perda de Protensão Imediata por Atrito.**

Fórmula	Número	Utilização
$\alpha = 8 \frac{y}{x}$	(10)	Ângulo correspondente a curvatura completa
$P_i = \sigma_{pi} * A_p$	(11)	Força de protensão no cilíndrico hidráulico
$\Delta P_{atr} = P_i * [1 - e^{-(\mu \Sigma \alpha + kx)}]$	(12)	Perda de protensão por atrito (NBR 6118, item 9.6.3.3.2.2)

**Fonte: Bastos (2019).**

**Tabela 5 – Perda de Protensão Imediata por Escorregamento da Armadura.**

Fórmula	Número	Utilização
$\lambda = 2 * \mu * \frac{y}{b^2} + k$	(13)	$\lambda$
$X_i = \sqrt{\frac{(E_p * \delta)}{\sigma_{pi} * \lambda}}$	(14)	X
$\Delta\sigma_{p\_anc} = 2 * E_p * \frac{\delta}{X_i}$	(15)	Perda de protensão por escorregamento

Fonte: Bastos (2019).

**Tabela 6 – Declaração das variáveis das Tabelas 3, 4 e 5.**

Incógnita	Descrição
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade inicial
$\alpha_e$	Coefficiente relacionado ao agregado graúdo
$f_{ck}$	Classe de resistência
$E_p$	Módulo de elasticidade do aço
$y_b$	Distância do centro de gravidade até a fibra mais tracionada
$a_{pcg}$	Cobrimento total
$f_{ptk}$	Valor característico de resistência à tração
$A_p$	Área de protensão
$A_c$	Área de concreto
$\gamma_{concr}$	Peso específico do concreto
$l$	Vão livre
$I_h$	Momento de Inércia
$n$	Número de cordoalhas
$y$	Excentricidade da armadura de protensão
$x$	Vão livre
$\sigma_{pi}$	Tensão aplicada na armadura na posição do cilindro hidráulico
$\mu$	Coefficiente de atrito entre a bainha metálica e a cordoalha
$k$	Coefficiente de atrito por ondulação
$b$	Distância horizontal até o ponto de inflexão do cabo
$\delta$	Escorregamento na ancoragem

Fonte: Bastos (2019).

## 2.5 Cálculo da quantidade de cordoalhas

Para determinação da quantidade de armadura ativa necessária, Carvalho (2012) recomenda que devem ser levados em consideração os dados geométricos da peça em questão, assim como os momentos devido ao peso próprio, carga permanente e acidental, obtidos através dos resultados da modelagem da estrutura no SAP2000®v.22. Dessa maneira, é possível dimensionar o momento a ser equilibrado conforme a combinação quase permanente e a força de protensão total. Através desses dados, a quantidade necessária é o quociente entre a força de protensão total e a força de cada cabo no tempo infinito. A Tabela 7 apresenta as fórmulas para o cálculo e a Tabela 8 declara suas variáveis.

**Tabela 7 – Fórmulas para cálculo da quantidade de cordoalhas.**

Fórmula	Número	Utilização
$M_{s\_eq} = M_{s\_pp} + M_{s\_cp} + 0,6M_{s\_ca}$	(16)	Momento fletor de serviço a ser equilibrado
$P = \frac{M_{s\_eq}}{\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{w}}$	(17)	Força de protensão total
$n_c = \frac{P}{P_{inf}}$	(18)	Quantidade de cabos

Fonte: Carvalho (2012).

**Tabela 8 – Declaração das variáveis da Tabela 7.**

Incógnita	Descrição
$M_{s\_pp}$	Momento devido ao peso próprio
$M_{s\_cp}$	Momento devido ao carregamento permanente
$M_{s\_ca}$	Momento devido ao carregamento acidental
$w$	Módulo resistente da seção transversal
$A_c$	Área da seção
$e_p$	Excentricidade máxima em relação ao centro de gravidade
$P_{inf}$	Força de protensão no tempo infinito

Fonte: Carvalho (2012).

## 2.6 Estado Limite Último e de Serviço

Os Estados Limites Último e de Serviço, se referem as condições que a NBR 6118 (ABNT, 2014) impõe para segurança da estrutura. Uma vez não atendidos os estados, a estrutura adquire um caráter impróprio para utilização, seja por desconfortos aos usuários ou até mesmo pela provável ruína.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) em seu item 17.2.4.3.2 considera que a segurança em relação ao Estado Limite Último no ato da protensão seja verificada no estágio I, ou seja, para o concreto não fissurado e com comportamento elástico linear dos materiais. Ou seja, mesmo que o Estado Limite Último se refira a ruptura, é utilizado para verificação da peça estrutural quando não há incidência do carregamento permanente ou acidental, apenas o peso próprio atuando.

Com relação ao Estado Limite de Serviço, o item 17.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) descreve que, neste caso, as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração. Segundo Bastos (2019, p. 84): “quando uma estrutura alcança um estado-limite de serviço, a sua utilização pode ficar comprometida, mesmo que ainda não tenha esgotada sua capacidade resistente [...]”.

As combinações de serviço são definidas no item 11.8.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), e podem ser classificadas em quase permanentes, que podem atuar durante grande

parte do período de vida da estrutura, frequentes, que repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura e raras, que ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura. De acordo com a combinação, são determinados fatores de redução para o cálculo das ações, e seus resultados são usados em possíveis verificações na estrutura.

Para o caso da verificação do Estado Limite Último no ato da protensão, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 17.2.4.3, é necessário calcular os valores de tensões limites, que para tração é dada pela fórmula (19) e para compressão, é dada pela fórmula (20).

$$\sigma_T = 1,2 \times fct, m, j \quad (19)$$

$$\sigma_C = 0,7 \times fck, j \quad (20)$$

Em que  $\sigma_T$  é a tensão limite de tração,  $\sigma_C$  é a tensão limite de compressão,  $fct, m, j$  é a resistência média à tração do concreto na idade de protensão e  $fck, j$  é a resistência característica à compressão do concreto na idade de protensão.

Já para o caso da verificação dos Estados Limites de Serviço, dado no item 17.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a tensão limite de tração é dada pela fórmula (21) e a tensão limite de compressão, é dada pela fórmula (22).

$$\sigma_T = 1,5 \times fctk, inf, 28 \quad (21)$$

$$\sigma_C = 0,6 \times fck \quad (22)$$

Em que  $\sigma_T$  é a tensão limite de tração,  $\sigma_C$  é a tensão limite de compressão,  $fctk, inf, 28$  é a resistência característica inferior do concreto à tração e  $fck$  é a resistência característica do concreto.

### 3 METODOLOGIA

Este capítulo apresenta a metodologia utilizada para atingir os objetivos do estudo em questão. Foram descritos os modelos estruturais propostos, o cálculo da força de protensão e suas perdas, os cálculos pertinentes, bem como o procedimento de sua análise.

#### 3.1 Modelagem estrutural no SAP2000®v.22

As características da estrutura, lajes, vigas e pilares, analisados, incluem um  $fck$  do concreto de 30 MPa, sendo o mínimo para o concreto protendido de classe II, conforme determinado na Tabela 1 do item 2.2. O módulo de elasticidade secante  $Ecs$ , dados em função do  $fck$ , foi obtido na Tabela 2, do item 2.2, para a classe de resistência escolhida. Os dados utilizados para a modelagem computacional no SAP2000®v.22 foram os elencados na Tabela 9.

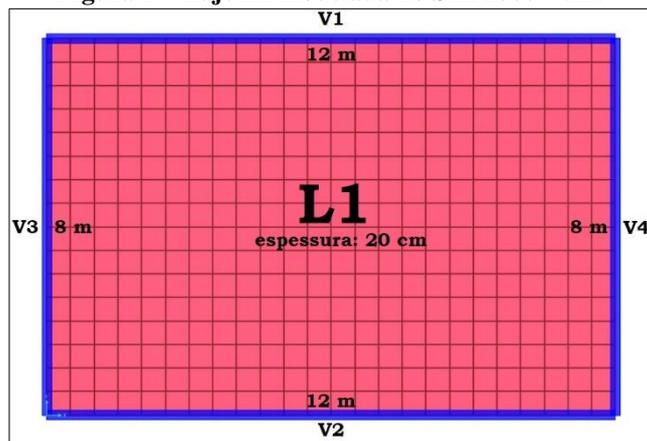
**Tabela 9 – Características físicas dos materiais.**

DADOS:	
$fck$	30 MPa
$Ecs$	27 GPa

Fonte: Autores (2020).

A laje L1 é do tipo maciça, executada em concreto protendido, modelada com 12 m de comprimento, 8 m de largura, espessura de 20 cm, e um cobrimento de 3,5 cm, para efeitos do cálculo da excentricidade do cabo de protensão. Foram considerados os carregamentos sendo constituídos por seu peso próprio, dado em função da sua espessura e calculado automaticamente no software, mais um carregamento permanente e um acidental. A Figura 1 apresenta a laje L1 modelada em três dimensões.

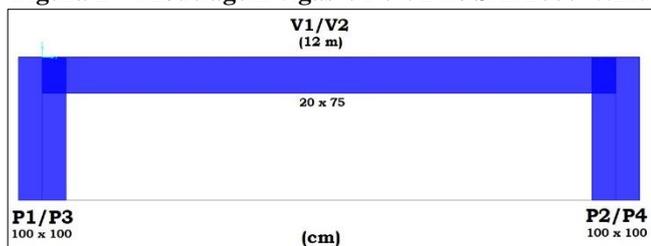
**Figura 1 – Laje L1 modelada no SAP2000®v.22.**



Fonte: Autores (2020).

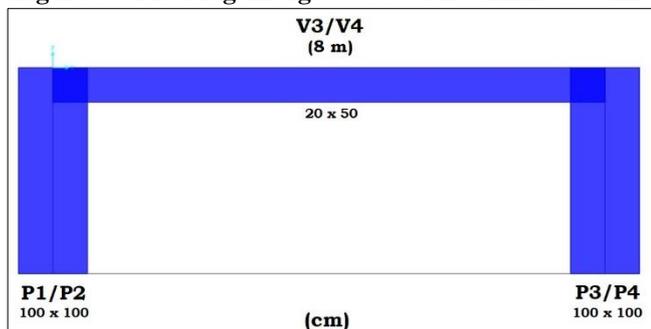
A partir da laje mostrada na Figura 1, foram modeladas também as vigas V1, V2, V3 e V4, constituídas do mesmo material constituinte da Laje L1. As vigas V1 e V2 têm 20 cm de base, 75 cm de altura e um vão de 12 m, apoiadas em dois pilares. Já as vigas V3 e V4 possuem base de 20 cm, altura de 50 cm, e um vão de 8 m, também apoiadas em dois pilares. As duas vigas possuem um cobrimento de 4,5 cm, considerados para efeito do cálculo da excentricidade do cabo de protensão. Ressalta-se que as condições de apoio, no caso os pilares, foram modelados como apoios genéricos, com dimensões arbitradas e simétricas com valores de 100 cm, de modo que sua forma não interferisse na análise das vigas e da laje. Logo, foi possível realizar o estudo apenas dos efeitos que a protensão causa na estrutura e nos carregamentos, sem levar em consideração o formato dos pilares, que poderiam influenciar na resistência das peças, e consequentemente, nos resultados da análise. As Figuras 2 e 3 apresentam a modelagem das duas vigas, a Figura 4 a modelagem do pilar, e a Figura 5 a modelagem da estrutura completa no SAP2000®v.22.

Figura 2 – Modelagem vigas V1 e V2 no SAP2000®v.22.



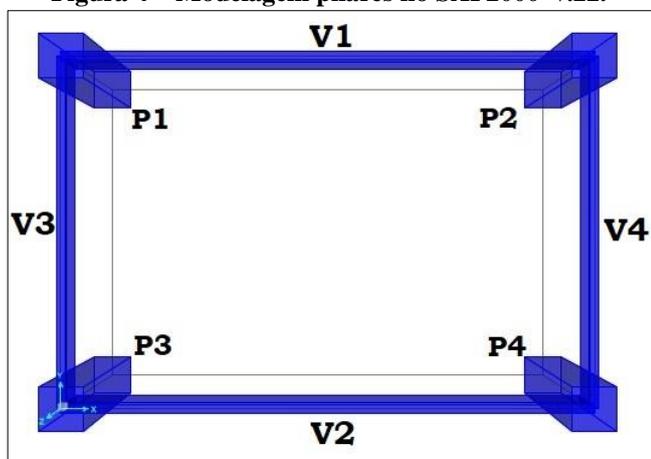
Fonte: Autores (2020).

Figura 3 – Modelagem vigas V3 e V4 no SAP2000®v.22.



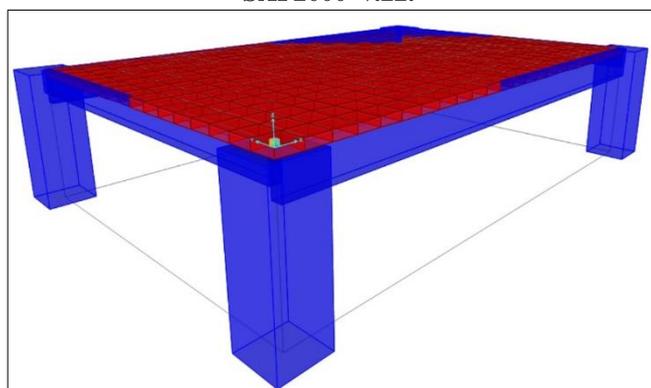
Fonte: Autores (2020).

Figura 4 – Modelagem pilares no SAP2000®v.22.



Fonte: Autores (2020).

Figura 5 – Modelagem da estrutura completa no SAP2000®v.22.



Fonte: Autores (2020).

### 3.2 Carregamentos utilizados

Além do peso próprio da estrutura, foi incluído, conforme sugerido pela NBR 6120 (ABNT, 2019), um carregamento permanente na ordem de 5,0 kN/m<sup>2</sup>, e ainda uma carga acidental com valor de 8,0 kN/m<sup>2</sup>, tendo em vista uma biblioteca. Estes valores foram determinados com o objetivo de se obter uma simulação no software que acentuasse de forma efetiva o comportamento da estrutura, sem levar em consideração qualquer tipo de carregamento específico, mas ainda assim, apontando um valor que levasse a estrutura modelada ao extremo. Estas cargas aplicadas sobre a laje L1 incidiram esforços e deformações, tanto na própria laje, quanto nas vigas em que estava apoiada, os quais foram demonstrados no próprio software.

### 3.3 Força de protensão aplicada

Para modelagem do cabo no software SAP2000®v.22, optou-se por informar ao mesmo o valor da força de protensão, determinada conforme o item 2.3 deste artigo. Neste caso, tem-se uma tensão de protensão inicial calculada em 0,88 do  $f_{pyk}$ . Sendo  $f_{pyk}$  igual a 1710 MPa para cordoalha engraxada composta pelo aço CP190 RB, obtém-se um valor para  $\sigma_{pi}$  de 1504,8 MPa.

Tendo em vista que o quociente da força pela área gera a tensão, o produto da tensão pela mesma área retorna a força de protensão para o cabo de referência. Logo, utilizando-se o cabo de 12,7 mm, que possui área fixa pré-determinada com valor de 0,99 cm<sup>2</sup>, obteve-se a força de protensão para o cabo com valor de 148,9 kN, arredondado para 150 kN, para cada unidade de cordoalha.

### 3.4 Cálculo das perdas de protensão

As perdas de protensão para pós-tração foram determinadas conforme as equações apresentadas no item 2.4. Com base nisso, chegou-se a uma perda de protensão aproximada, sobre a tensão ou força de protensão inicial, de 17,81% para as vigas V1 e V2, 17,85%, para as vigas V3 e V4, e 12,81% para a Laje L1, no menor vão, e 11,31% no maior vão. No intuito de modelar os cabos a favor da segurança, todas as perdas de protensão foram majoradas ao nível de 18%. Para fins de ilustração, o apêndice A demonstra o cálculo realizado para determinação da perda de protensão nas vigas V1 e V2.

O software SAP2000®v.22 é capaz de calcular essas perdas com base em alguns dados fornecidos pelo usuário. Entretanto, como o objetivo deste artigo foi realizar o estudo em relação as perdas, optou-se por calculá-las separadamente, chegando ao valor de 18%, subtraí-las da força de protensão inicial de 150 kN, e por fim inserir no SAP2000®v.22 diretamente a força

de protensão final de 123 kN por cordoalha, já desconsiderando as perdas pertinentes.

### 3.5 Quantidade de cordoalhas

A quantidade de cordoalhas, tanto para o caso da laje, quanto para o caso das vigas, foi calculada manualmente com base nas fórmulas apresentadas no item 2.5. A tabela 10 mostra quantas cordoalhas são necessárias para cada uma das peças estruturais.

**Tabela 10 – Quantitativo de cordoalhas.**

Vigas V1 e V2	3 cordoalhas
Vigas V3 e V4	2 cordoalhas
Laje L1 – maior direção	4 cordoalhas /metro
Laje L1 – menor direção	6 cordoalhas /metro

**Fonte: Autores (2020).**

### 3.6 Modelagem do cabo de protensão no SAP2000<sup>®</sup>v.22

Para a modelagem do cabo de protensão no software, foi utilizado o aço CP190 RB de 12,7 mm com 7 fios, para a armadura ativa. Cada uma das cordoalhas foi modelada com a força de protensão de 150 kN. Entretanto, para o caso das vigas adotou-se uma cordoalha equivalente, ou seja, uma única cordoalha modelada com a força de protensão multiplicada pela quantidade de cordoalhas calculadas, no intuito de simular o efeito de todas as cordoalhas atuando juntas. Portanto, as vigas V1 e V2 foram modeladas com uma única cordoalha com força de protensão igual a 450 kN, e as vigas V3 e V4 com força de protensão igual a 300 kN. Há de se ressaltar que, do valor calculado para a força de protensão de cada cordoalha, foi subtraído o valor referente a sua respectiva perda de protensão, inserindo no software o resultado da força de protensão efetiva no infinito.

O traçado do cabo, pôde ser determinado conforme as coordenadas de cada ponto na peça estrutural, considerando também sua excentricidade. Com relação as ancoragens, foi prevista apenas uma ativa, ou seja, a cordoalha será submetida a tração por somente um dos lados, a outra face da peça estrutural servirá de forma passiva. O traçado do cabo segue como o de uma parábola com concavidade voltada para cima, as cordoalhas surgem na metade da altura da peça estrutural e no meio do vão chegam à altura do cobrimento de cada um dos elementos.

A comparação entre o comportamento da estrutura com e sem os cabos de protensão, assim como seus efeitos isolados, também foram objeto de análise para fins de ilustração. A Tabela 11 apresenta um resumo dos dados inseridos na modelagem, onde “Cob.” se refere ao cobrimento e “Excent.” se refere a excentricidade.

**Tabela 11 – Resumo dos dados da modelagem.**

Estrutura	Cordoalhas	Força de Protensão Resultante	Cob. Excent.	
V1 e V2	3	369 kN	4,5	33
V3 e V4	2	246 kN	4,5	20,5
L1 maior direção	4/m	123 kN/cordoalha	3,5	6,5
L1 menor direção	6/m	123 kN/cordoalha	3,5	6,5

**Fonte: Autores (2020).**

### 3.7 Idade de protensão

Com o objetivo de tentar minimizar as perdas de resistência que o concreto poderia apresentar devido a aplicação da protensão adiantada, todas as verificações e considerações dentro do sistema estrutural acontecem após 28 dias da aplicação do concreto. Assim, fica garantido que toda a capacidade de resistência a compressão e módulo de elasticidade do material serão utilizados.

### 3.8 Verificação do ELU e ELS

Realizou-se a verificação do Estado Limite Último e do Estado Limite de Serviço na estrutura, utilizando-se complementarmente o software RLF – SecPro<sup>®</sup>v.1.9. Ele oferece de forma detalhada os resultados para verificação dos dois estados, com base nos dados de dimensões da peça, tipo do carregamento e quantidade calculada de cordoalhas de protensão. Todos já estão pré-determinados nos tópicos anteriores.

No SAP2000<sup>®</sup>v.22, utilizando a combinação quase permanente, verificou-se o Estado Limite de Serviço de deformação excessiva. Considerou-se, para fins de análise, 100% do peso próprio, 100% do carregamento permanente e 60% do carregamento acidental. Valores estes obtidos com base na Tabela 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2018), para bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

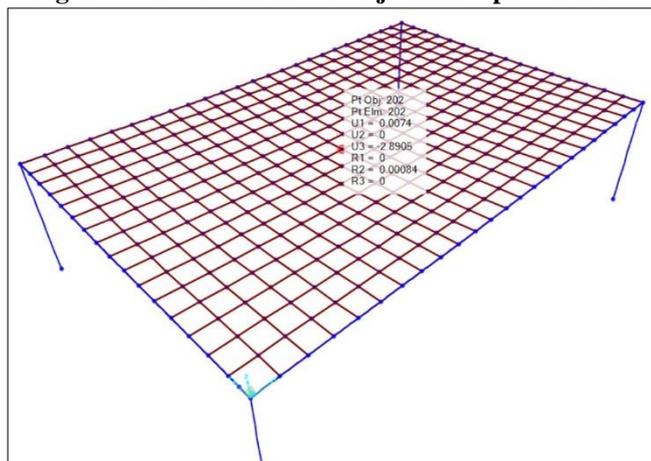
Apresenta-se a seguir, os resultados obtidos com base na modelagem da estrutura em questão, bem como dos cabos de protensão. As análises se referem ao comportamento da estrutura quando submetida à combinação quase permanente de cargas, que se refere ao Estado Limite de Serviço.

### 4.1 Deslocamentos observados na laje L1

A Figura 6 demonstra o deslocamento máximo da laje L1 sem armadura ativa, com o objetivo de avaliar a

eficiência da cordoalha posteriormente. O resultado é dado pela variável “U3”, no sentido do eixo Z, sendo valores negativos para baixo e positivos para cima.

**Figura 6 – Deslocamento da laje L1 não protendida.**



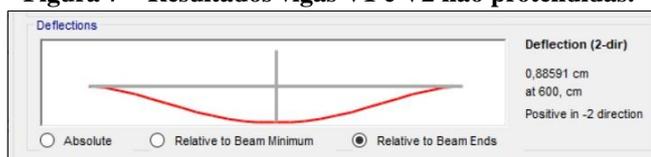
**Fonte: Autores (2020).**

Como observado na figura anterior, a laje possui uma flecha máxima de -2,89 cm. Esta se refere ao deslocamento devido a fluência, no momento da retirada do escoramento. Logo, seu deslocamento a longo prazo tende a ser de 2 a 3 vezes maior. Para efeitos de análise, o deslocamento final foi estimado em 2 vezes o valor da flecha apresentada no software. Portanto, seu deslocamento real é na ordem de -5,78 cm, excedendo o limite imposto por norma, calculado como o quociente do vão menor por 250 conforme Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que neste caso resultaria em um valor de -3,20 cm.

#### 4.2 Deslocamento das vigas V1 e V2, e V3 e V4

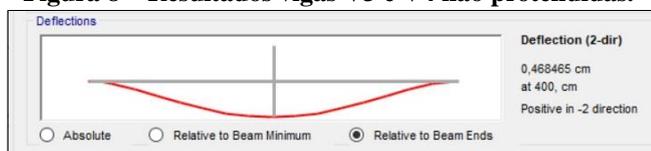
A Figura 7, apresenta os diagramas correspondentes ao momento fletor, esforço cortante e deslocamentos das vigas V1 e V2, maior vão da estrutura. Já a Figura 8 apresenta os mesmos resultados para as vigas V3 e V4, ou seja, o menor vão.

**Figura 7 – Resultados vigas V1 e V2 não protendidas.**



**Fonte: Autores (2020).**

**Figura 8 – Resultados vigas V3 e V4 não protendidas.**



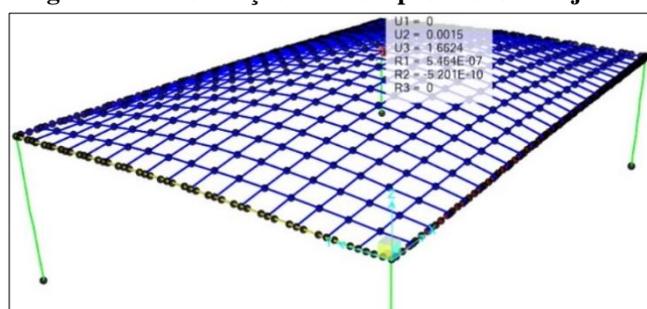
**Fonte: Autores (2020).**

Como observado nas imagens anteriores, as vigas apresentam deflexão com valores de -0,89 cm para as vigas V1 e V2, e de -0,47 cm para as vigas V3 e V4. Semelhante ao caso da laje L1, essas flechas se referem ao valor máximo no momento da retirada do escoramento. Seu valor real dirá em torno de -1,78 cm, e -0,94 cm, respectivamente. Estes valores atendem os limites estabelecidos em norma para o comprimento dos vãos, todavia, optou-se por protender tais vigas no intuito de avaliar seus efeitos.

#### 4.3 Deslocamento referente apenas às cordoalhas de protensão na laje e nas vigas

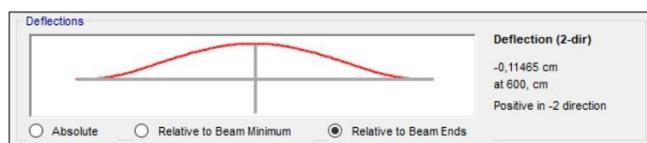
Para efeitos de ilustração, a Figura 9, apresenta os efeitos individuais apenas das cordoalhas de protensão na laje. As Figuras 10 e 11 apresentam os mesmos resultados para as vigas V1 e V2, e V3 e V4, respectivamente.

**Figura 9 – Deformação devido a protensão na laje L1.**



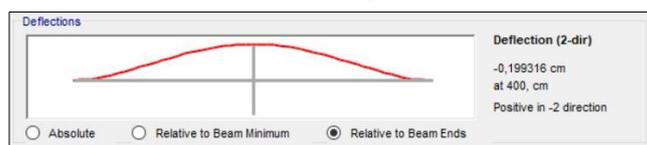
**Fonte: Autores (2020).**

**Figura 10 – Deformação devido a protensão nas vigas V1 e V2.**



**Fonte: Autores (2020).**

**Figura 11 – Deformação devido a protensão nas vigas V3 e V4.**



**Fonte: Autores (2020).**

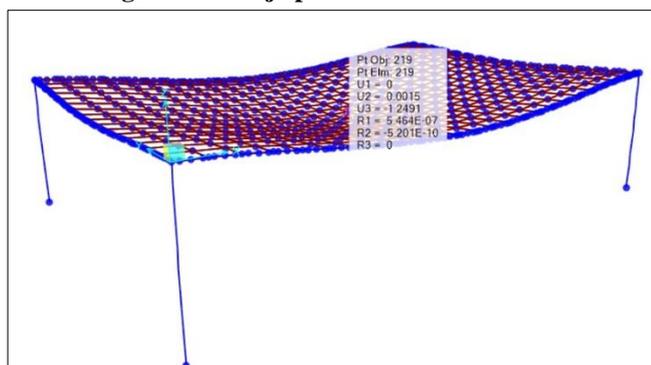
Como observado, se considerada a protensão individualmente, a mesma produz uma contra flecha na estrutura, tanto para o caso da laje, com 1,66 cm, quanto para o caso das vigas, V1 e V2 com 0,11 cm, e V3 e V4 com 0,20 cm. A protensão age como um conjunto de forças no sentido contrário ao carregamento gravitacional, “empurrando” a estrutura para cima. Ressalta-se a necessidade da verificação do Estado Limite Último para o ato da protensão, haja vista que se

realizada no total de sua força final, poderia causar a ruptura da peça. Deste modo, o tracionamento dos cabos deve ser feito de forma gradativa, conforme a estrutura é carregada, de modo que o carregamento seja equilibrado com as forças contrárias causadas pelas cordoalhas de protensão.

#### 4.4 Deslocamento da laje L1 com cabos de protensão incluídos

A Figura 12 apresenta a deformação da laje L1 considerando a combinação quase permanente de cargas e ainda a força das cordoalhas de protensão.

**Figura 12 – Laje protendida deformada.**



**Fonte: Autores (2020).**

Os dados apresentados na figura se referem a flecha máxima produzida na laje protendida, seu valor é de aproximadamente -1,24 cm. Se for comparado com o valor anterior de -2,89 cm, percebe-se uma diferença de 1,65 cm. A longo prazo, essa deformação poderá chegar a -2,48 cm, todavia, agora a laje é aprovada na verificação da flecha, que, por norma, não deve ultrapassar -3,20 cm para este caso. A Tabela 12 apresenta um resumo da variação da flecha na laje L1.

**Tabela 12 – Variação da flecha na laje L1 (cm).**

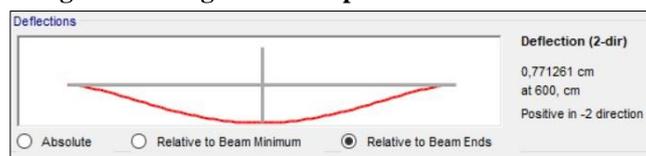
Estrutura	Flecha imediata sem protensão	Flecha final sem protensão	Flecha imediata com protensão	Flecha final com protensão	Redução
Laje L1	-2,89	-5,78	-1,24	-2,48	57%

**Fonte: Autores (2020).**

#### 4.5 Deslocamento das vigas V1 e V2, e V3 e V4 com cabos de protensão incluídos

As Figuras 13 e 14 apresentam as deformações das vigas V1 e V2, e V3 e V4, respectivamente, considerando a combinação quase permanente de cargas e ainda a força das cordoalhas de protensão.

**Figura 13 – Vigas V1 e V2 protendidas deformadas.**



**Fonte: Autores (2020).**

**Figura 14 – Vigas V3 e V4 protendidas deformadas.**



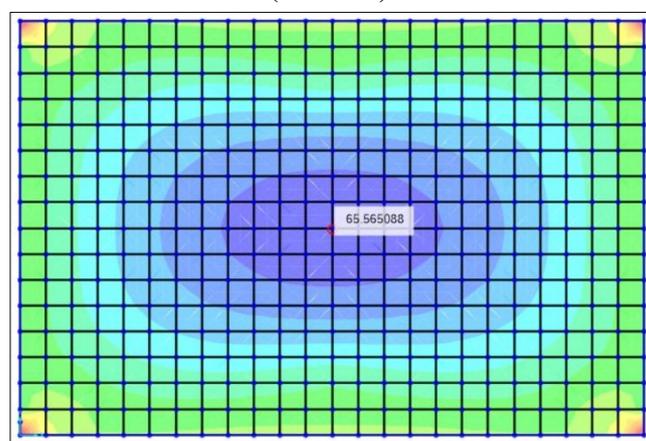
**Fonte: Autores (2020).**

Os dados apresentados refletem a redução no deslocamento das vigas devido a protensão. Para as vigas V1 e V2, que antes eram de -0,89 cm, passam a ser de -0,77 cm, e para as vigas V3 e V4, que antes eram de -0,47 cm, passam a ser de -0,27 cm. Os dados finais estão muito mais favoráveis do que o limite imposto por norma para a análise do Estado Limite de Serviço. No entanto, a redução das dimensões das peças não satisfaz os limites estabelecido na análise do Estado Limite Último para o ato da protensão.

#### 4.6 Momentos fletores finais na estrutura

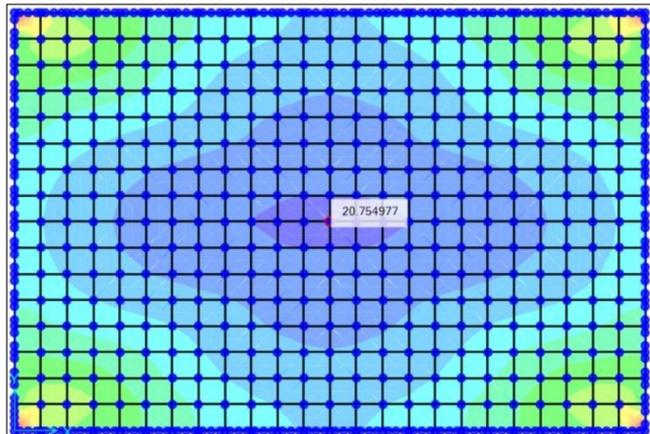
Os momentos finais e máximos da laje L1 sem protensão são mostrados na Figura 15, e para a laje protendida, na Figura 16. Já para o caso das vigas, os resultados de momentos fletores máximos antes e depois da protensão são mostrados na Tabela 13.

**Figura 15 – Momento máximo laje L1 sem protensão (kN×m/m).**



**Fonte: Autores (2020).**

**Figura 16 – Momento máximo laje L1 protendida (kN×m/m).**



**Fonte: Autores (2020).**

**Tabela 13 – Variação do momento fletor nas vigas (kN×m).**

Estrutura	Momento Máximo Negativo	Momento Máximo Positivo Protendido	Momento Máximo Positivo	Momento Máximo Positivo Protendido
V1 e V2	373,25	301,28	160,65	133,68
V3 e V4	131,63	64,91	59,47	32,52

**Fonte: Autores (2020).**

Como pode ser observado, tanto nas Figuras das lajes, como na Tabela anterior para as vigas, os momentos, negativos e positivos, procuram se estabilizar, quando estão sob efeito da protensão. Isto se dá ao fato de que a cordoalha eleva a estrutura, contrabalaneando os carregamentos que causariam deformações e momentos fletores. Ressalta-se que no caso da laje a diminuição dos valores do momento fletor é notória, principalmente no centro da estrutura, com variação significativa de 65,6 kN×m/m, para 20,7 kN×m/m, redução de 68%. No caso das vigas, houve redução aproximada de 20% nos valores de momento fletor para as vigas V1 e V2, e 52% nos valores de momento fletor para as vigas V3 e V4.

#### 4.7 Verificações ELU e ELS

A verificação para o Estado Limite Último em todas as peças estruturais protendidas, laje e vigas, se referem ao ato da protensão, momento em que há incidência apenas do peso próprio da estrutura. Já a verificação para o Estado Limite de Serviço é feita com base na combinação quase permanente, na combinação frequente e na combinação total. Inseridos os dados de dimensionamento da laje e das vigas no software RLF – SecPro®v.1.9, obteve-se os resultados das verificações mostradas na Figura 17, para a laje protendida em seu maior vão, na Figura 18, para a laje protendida em seu menor vão, na Figura 19, para as vigas V1 e V2 e na Figura 20 para as vigas V3 e V4.

**Figura 17 – Verificação ELU e ELS laje no maior vão.**



**Fonte: Autores (2020).**

**Figura 18 – Verificação ELU e ELS laje no menor vão.**



**Fonte: Autores (2020).**

**Figura 19 – Verificação ELU e ELS vigas V1 e V2.**



**Fonte: Autores (2020).**

**Figura 20 – Verificação ELU e ELS vigas V3 e V4.**



**Fonte: Autores (2020).**

## 5 CONCLUSÕES

A protensão, de modo geral, é uma tecnologia excelente, eleva a capacidade estrutural de elementos em concreto, possibilitando novos tipos de execuções que antes seriam inviáveis. Todavia há de se considerar a mão de obra especializada que sua montagem exige. Seu processo de dimensionamento também é complexo e requer experiência e competência profissional por parte do projetista.

A modelagem no SAP2000®v.22 demanda um conhecimento considerável do programa, entretanto, quando consolidada, se mostra uma ferramenta excepcional, capaz de proporcionar análises variadas completas e eficientes, de modo que se obtém um estudo satisfatório de qualquer que seja a estrutura.

Em relação ao comportamento da estrutura submetida às cordoalhas de protensão, os cabos atuam de forma eficiente reduzindo os deslocamentos das peças estruturais, mesmo em vãos relativamente grandes, haja

vista que produz uma contra flecha, balanceando o efeito causado pelo carregamento. Essa característica também proporciona uma diminuição nas dimensões das peças, sendo que os dois modelos de vigas, com 50 e 75 cm de altura, venceram, respectivamente, vãos de 8 e 12 m. Salienta-se também que se a estrutura modelada fosse executada em concreto armado convencional, suas verificações, impostas por norma, não seriam aprovadas, principalmente pelas altas deformações que evidenciariam flechas além das máximas permitidas.

Vale destacar também o estudo das perdas de protensão, que requisitaram uma atenção especial, dada sua complexidade e a variada gama de modos a serem considerados. Contudo, não devem ser ignoradas, pois no intuito de se obter uma protensão com eficiência satisfatória a longo prazo, a força de protensão no infinito deve ser prevista com precisão.

Por fim, este artigo, como um todo, pode auxiliar novos estudantes interessados no tema, pois fornece um entendimento básico, mas de grande importância para aqueles iniciantes, tanto nos conceitos do concreto protendido, quanto nas funcionalidades do SAP2000<sup>®</sup>v.22.

## 6 AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, a Deus, por nossas vidas, e por nos fortalecer ao longo da faculdade, cheia de obstáculos que seriam impossíveis de serem superados sem Ele ao nosso lado.

Aos nossos familiares, que nos proporcionaram um porto seguro, nos apoiando ao longo do curso, principalmente nos momentos mais difíceis.

Ao orientador, pelas correções e ensinamentos que permitiram extrair o melhor que poderíamos oferecer a este trabalho, contribuindo para seu aprimoramento e excelência.

A banca examinadora, por aceitarem ser os avaliadores deste projeto, que carrega consigo toda nossa dedicação e esforço na tentativa de contribuir com o estudo da engenharia civil.

E a todos os professores, que participaram deste caminho como guias, na direção da realização de um sonho.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Fundamentos do Concreto Protendido**. 2019. 265 p. Apostila – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2019.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas Em Concreto Protendido**. Edição padrão. São Paulo: Pini, 2012.

GIFFHORN, Gabriel Cavichioli; LAZZARI, Paula Manica. REVISTA DE ENGENHARIAS DA FACULDADE SALESIANA. **Estudo comparativo entre viga de concreto armado e concreto protendido**. n. 7. pp. 2-14. Macaé, 2018.

JUNIOR, Humberto Alves Gomes. **Vigas protendidas: estudo da norma e modelagem com auxílio de programa de análise comercial**. 2009. 92 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

RLF – SecPro<sup>®</sup>v.1.9 – **Eng. M.Sc. Reginaldo Lopes Ferreira** – Versão 1.9 – RLF Engenharia de Estruturas, www.rlf.com.br, 2020.

SANTOS, Roberto Eustaáquio dos. **A armação do concreto no Brasil: História da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia**. 2008. 338 p. Tese (Pós-graduação em Educação: “Conhecimento e Inclusão Social”) – Faculdade de Educação, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

SAP2000<sup>®</sup>v.22 – **Integrated Software For Structural Analysis and Design** – Advanced Version 22.1.0 – Computers and Structures, Inc.

## 8 APÊNDICE A

O apêndice A apresenta o memorial de cálculo detalhado, para determinação das perdas de protensão causadas por encurtamento imediato do concreto, por atrito e por escorregamento da armadura na ancoragem. Todas referente às vigas V1 e V2.

Fonseca, S. F. 1; Gandra Neto, R. F. 2

*Graduandos, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil*

Junior, B. F. R. C. 3

*Professor Me., Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil*

## Apêndice A

### Cálculo das Perdas de Protensão vigas V1 e V2

#### 1. Cálculo da Perda por Encurtamento Elástico

- Módulo de elasticidade inicial

Agregado: Granito.

$$E_{ci} := \alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ckj} \cdot c} = 26.99 \text{ GPa}$$

- Razão modular

$$\alpha_p := \frac{E_p}{E_{ci}} = 7.26$$

- Excentricidade da armadura de protensão

$$e_p := y_b - a_{pcg} = 33 \text{ cm}$$

- Tensão da armadura ancorada

$$\sigma_{pa} := 0.77 \cdot f_{ptk} = 1463 \text{ MPa}$$

- Força de protensão ancorada

$$P_a := \sigma_{pa} \cdot A_p = 434.51 \text{ kN}$$

- Peso próprio da viga

$$g_1 := A_c \cdot \gamma_{concr} = 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g_{pp} := g_1$$

- Momento máximo devido ao peso próprio

$$M_{pp} := g_{pp} \cdot \frac{l^2}{8} = 6750 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- Tensão no concreto, na fibra relativa ao CG da armadura de protensão, no instante da transferência da força de protensão

$$\sigma_{cp} := \frac{-P_a}{A_{ch}} - P_a \cdot \frac{e_p^2}{I_h} + M_{pp} \cdot \frac{e_p}{I_h} = -6.46 \text{ MPa}$$

As tensões de compressão são consideradas negativas

- Variação da tensão de protensão por encurtamento imediato

$$\Delta\sigma_{p\_encurtamento} := \frac{\alpha_p \cdot (|\sigma_{cp}|) \cdot (n-1)}{2 \cdot n} = 15.63 \text{ MPa}$$

$$\text{perda\_percentual\_1} := \frac{\Delta\sigma_{p\_encurtamento}}{\sigma_{pa}} \cdot 100 = 1.07 \%$$

## 2. Cálculo da Perda por Atrito

- Ângulo de desvio correspondente a curvatura completa

$$\alpha := 8 \frac{y}{x} = 0.22 \text{ rad}$$

- Força de protensão no cilíndrico hidráulico

$$P_i := \sigma_{pi} \cdot A_p = 446.93 \text{ kN}$$

- Perda de força de protensão, segundo a NBR 6118

$$\text{const} := (k \cdot x + \mu \cdot \alpha) = 0.06$$

$$\Delta P_{p\_atrito} := P_i \cdot (1 - e^{-\text{const}}) = 24.76 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p\_atrito} := \frac{\Delta P_{p\_atrito}}{A_p} = 83.37 \text{ MPa}$$

$$\text{perda\_percentual\_2} := \frac{\Delta\sigma_{p\_atrito}}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 5.54 \%$$

## 3. Cálculo da Perda por Escorregamento da Armadura

- Escolha das distâncias

$$a := \max(y) = 0.33 \text{ m}$$

$$b := \max(b_b) = 6 \text{ m}$$

- Definição de  $\lambda$  e  $X$  para os perfis de armadura

$$\lambda := 2 \cdot \mu \cdot \frac{a}{b^2} + k = 0.00475 \frac{1}{m}$$

$$x := \sqrt{\frac{(E_p \cdot \delta)}{\sigma_{pi} \cdot \lambda}} = 11.83 \text{ m}$$

- Perda de protensão por escorregamento da ancoragem ativa

$$\Delta\sigma_{p\_escorregamento} := 2 \cdot E_p \cdot \frac{\delta}{x} = 169.06 \text{ MPa}$$

$$perda\_percentual\_3 := \frac{\Delta\sigma_{p\_escorregamento}}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 11.2 \%$$

## RESULTADOS

### TENSÃO APLICADA NA ARMADURA NA POSIÇÃO DO CILINDRO HIDRÁULICO

$$\sigma_{pi} = 1504.8 \text{ MPa}$$

### TENSÃO RESIDUAL E PERDA EM PORCENTAGEM

$$\sigma_p := \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{p\_encurtamento} - \Delta\sigma_{p\_atrito} - \Delta\sigma_{p\_escorregamento} = 1236.74 \text{ MPa}$$

$$perda\_percentual\_total := \frac{(\sigma_{pi} - \sigma_p)}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 17.81 \%$$

## RESOLUÇÃO n° 038/2020 – CEPE

### ANEXO I

#### APÊNDICE ao TCC

##### Termo de autorização de publicação de produção acadêmica

Os estudantes Rodaneu Ferreira Gandra Neto, matrícula 20161002503341, telefone (62)996324688, e-mail [ntgandra@gmail.com](mailto:ntgandra@gmail.com) e Samuel Freire Fonseca, matrícula 20161002503422 telefone (62)993147988 e-mail [samuelfreirefonseca@gmail.com](mailto:samuelfreirefonseca@gmail.com), ambos do Curso de engenharia Civil, na qualidade de titulares dos direitos autorais, em consonância com a Lei n° 9.610/98 (Lei dos Direitos do autor), autorizam a Pontifícia Universidade Católica de Goiás (PUC Goiás) a disponibilizar o Trabalho de Conclusão de Curso intitulado Contribuição ao estudo de estruturas protendidas utilizando o software SAP2000<sup>®</sup>, gratuitamente, sem ressarcimento dos direitos autorais, por 5 (cinco) anos, conforme permissões do documento, em meio eletrônico, na rede mundial de computadores, no formato especificado (Texto (PDF); Imagem (GIF ou JPEG); Som (WAVE, MPEG, AIFF, SND); Vídeo (MPEG, MWV, AVI, QT); outros, específicos da área; para fins de leitura e/ou impressão pela internet, a título de divulgação da produção científica gerada nos cursos de graduação da PUC Goiás.

Goiânia, 11 de dezembro de 2020.

Assinatura do autor 1: \_\_\_\_\_

Assinatura do autor 2: \_\_\_\_\_

Nome completo do autor 1: Rodaneu Ferreira Gandra Neto

Nome completo do autor 2: Samuel Freire Fonseca

Assinatura do professor-orientador: \_\_\_\_\_

Nome completo do orientador: Byl Farney Junior