



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**MÁRIO CÉSAR DOS REIS RIBEIRO**

**ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DE VIGAS METÁLICAS SUBMETIDAS  
A PROTENSÃO EXTERNA**

Recife  
2018

**MÁRIO CÉSAR DOS REIS RIBEIRO**

**ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DE VIGAS METÁLICAS SUBMETIDAS  
A PROTENSÃO EXTERNA**

Dissertação apresentada ao programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito necessário a obtenção do grau de Mestre em engenharia civil.

**Área de concentração:** Estruturas/ Construção civil.

**Orientador Interno:** Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira.

**Orientador externo:** Prof. Dr. José Jeferson do Rêgo Silva.

Recife  
2018

Catálogo na Fonte  
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

R484a Ribeiro, Mário César dos Reis.  
Análise numérica e experimental de vigas metálicas submetidas a protensão externa / Mário César dos Reis Ribeiro. – 2018.  
120 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador Interno: Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira.  
Orientador Externo: Prof. Dr. José Jeferson do Rego Silva.  
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.  
Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Protensão. 3. Estruturas metálicas. 4. Vigas.  
5. Análise experimental. I. Oliveira, Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de.  
(Orientador Interno). II. Silva, José Jeferson do Rego. (Orientador Externo).  
III. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2018-358



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DE VIGAS METÁLICAS  
SUBMETIDAS A PROTENSÃO EXTERNA**

defendida por

Mário César dos Reis Ribeiro

Considera o candidato APROVADO

Recife, 12 de junho de 2018.

Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira – Orientador Interno – UFPE

Prof. Dr. José Jéferson do Rêgo Silva – Orientador Externo – UFPE

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. José Jéferson do Rêgo Silva – UFPE  
(orientador externo)

---

Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira – UNICAP  
(examinador externo)

---

Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo – UFPE  
(examinador externo)

## **AGRADECIMENTOS**

Ao professor José Jeferson Rêgo Silva por acreditar neste trabalho desde o início e pelas orientações durante este trabalho

Ao professor Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira pelas orientações e conhecimentos repassados durante as aulas e as consultas ao longo desta dissertação.

Aos amigos, José Rafael Barbosa Cavalcanti, Felipe Barbosa Cavalcanti e Jânio Gomes Pereira, por contribuírem diretamente e indiretamente com a execução dos ensaios, com suporte logístico que permitiu a realização deste trabalho, além da amizade e companheirismo de sempre.

A minha noiva e futura companheira Juliana Fonsêca de Almeida Gama, pelo carinho, companheirismo, paciência e dedicação empregada no desenvolvimento deste trabalho e durante todo o período de dissertação.

Aos meus pais, Sueli e Marinaldo, pelo apoio, suporte e incentivo dedicados durante este trabalho e durante toda minha vida.

A minha irmã Samara, pela amizade e apoio.

As empresas parceiras que proporcionaram a realização dos ensaios: Impacto Protensão Recife e, especialmente, a Vão Livre Estruturas Metálicas, na pessoa do diretor Alexandre Lira, que proporcionou, além do material para os ensaios a, possibilidade do mestrado ser cursado.

A Deus, por ter me proporcionado saúde e sabedoria para galgar mais este passo na minha vida.

## RESUMO

O surgimento de novas tecnologias construtivas em estruturas metálicas e avanços tecnológicos nos métodos existentes são de grande importância para a contínua conquista do mercado de estruturas. A utilização do aço como sistema construtivo, no Brasil, por exemplo, já não é mais uma novidade no mercado, porém as estruturas de concreto ainda são predominantes. A protensão é uma representação disso, pois em grande maioria é utilizada em estruturas de concreto, porém esta técnica vem sendo aplicada, com certa frequência, para reforços de estruturas metálicas, além de projetos de pontes e passarelas. A técnica de protensão é utilizada nos perfis metálicos visando o aumento da capacidade resistente do perfil, resultando em uma economia de material. Ela também é utilizada para a redução das deflexões totais sob as cargas de serviço, resultando em uma capacidade de atingir maiores vãos com alturas de perfis menores. Diante disso, o presente trabalho apresenta um estudo paramétrico de análise de vigas metálicas, em perfil I, com bitolas comerciais no mercado brasileiro, submetidas a esse esforço de protensão. Com isso, analisou-se o comportamento das vigas metálicas e a metodologia construtiva, observando os resultados de acordo com a NBR8800. Para tanto, o estudo foi realizado com auxílio de softwares de elementos finitos, sendo posteriormente analisada, experimentalmente, a aplicação de esforços de protensão nas vigas metálicas, realizando comparações entre os resultados numéricos e experimentais. Por fim, foi proposto um método construtivo que utiliza a protensão em vigas metálicas para reduzir os deslocamentos de vigas submetidas as cargas usuais em pavimentos, analisando o estado limite de utilização (ELU). Visa-se que este método seja direcionado para edifícios de múltiplos andares, visto que ainda é o grande mercado dominado pelas estruturas de concreto armado.

**Palavras-chave:** Protensão. Estruturas metálicas. Vigas. Análise experimental.

## **ABSTRACT**

The emergence of new constructive technologies in metallic structures and technological advances in the existing methods are of great importance for the continuous conquest of the structure market. The use of steel as a construction system in Brazil, for example, is no longer a novelty in the market, but concrete structures are still predominant. The prestress is a representation of this, since in the majority is used in concrete structures, but this technique has been applied, with some frequency, for reinforcements of metallic structures, besides projects of bridges and catwalks. The prestressing technique is used in metal profiles to increase the strength of the profile, resulting in material savings. It is also used to reduce total deflections under service loads, resulting in an ability to achieve higher spans with smaller profile heights. Therefore, the present work will present a parametric study of the analysis of metal beams, in profile I, with commercial gauges in the Brazilian market, submitted to this effort of pretension. With this, we intend to analyze the behavior of the metal beams and the constructive methodology, observing the results according to the NBR8800. In order to do so, the study will be carried out with the help of finite element software, after which the application of prestressing efforts in the metal beams will be analyzed experimentally, making comparisons between numerical and experimental results. Finally, a constructive method will be proposed that uses the prestress in metal beams to reduce the displacements of beams subjected to the usual loads in pavements, analyzing the state limit of service (SLS), where this method will be directed to multi-storey buildings, seen that this is still the great market dominated by reinforced concrete structures.

**Keywords:** Prestressing. Steel structures. Beams. Experimental analysis.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 -	Viga contínua protendida com dois vãos.....	23
Figura 2 -	Ensaio experimental de viga metálica protendida.....	24
Figura 3 -	Quatro traçados diferentes para o cabo externo na viga mista.....	25
Figura 4 -	Vigas metálicas mistas com aplicação de protensão.....	26
Figura 5 -	Viga mista de seção fechada aço-concreto.....	27
Figura 6 -	Esquema de vigas contínuas com incremento de seção.....	28
Figura 7 -	Esquema de incremento de desviadores.....	29
Figura 8 -	Modelo de vigas metálicas protendidas no software ANSYS.....	30
Figura 9 -	Esquema de viga metálica protendida.....	31
Figura 10 -	Execução da adaptação da obra do Hotel Hilton.....	32
Figura 11 -	Viga metálica analisando no software Ansys.....	33
Figura 12 -	Esquema de variação de traçado do cabo de protensão.....	34
Figura 13 -	Viga metálica protendida por cabo de excentricidade constante..	37
Figura 14 -	Viga metálica protendida por cabo de excentricidade variável.....	37
Figura 15 -	Esquema de cordoalha engraxada.....	40
Figura 16 -	Placa e Cunha de Ancoragem.....	41
Figura 17 -	Reforço para ponto de ancoragem.....	42
Figura 18 -	Tipos de ancoragens analisadaspor Tocháček, M. e Ferjencik, P	43
Figura 19 -	Traçado retilíneo com um e dois pontos de inflexão.....	45
Quadro 1 -	Coeficiente K de flambagem (NBR 8800).....	47
Figura 20 -	Condições de contorno para flambagem lateral por torção.....	48
Figura 21 -	Modelo de elementos finitos comparado as expressões.....	50
Figura 22 -	Vigas utilizadas como parâmetro no trabalho de Park (2010).....	51
Figura 23 -	Modelo das vigas A, A-1 e B-1, software Abaqus.....	52
Gráfico 1 -	Comparação da deslocamento a meio vão entre modelo e experimento de Park (2010) para a viga A.....	53
Gráfico 2 -	Comparação da deslocamento a meio vão entre modelo e experimento de Park (2010) para a viga A1.....	54
Gráfico 3 -	Comparação da deslocamento a meio vão entre modelo e experimento de Park (2010) para a viga B1.....	54
Figura 24 -	Modelo de viga analisada por Ferreira (2007) no Ansys e em	

	seu aplicativo.....	55
Figura 25 -	Traçado do cabo de protensão da viga V20 analisada por Ferreira (2007).....	56
Figura 26 -	V20 – Viga de controle, software Abaqus.....	57
Figura 27 -	Resultados da viga V20 sem aplicação de protensão, software Ansys.....	58
Figura 28 -	Resultados da viga V20 sem aplicação de protensão, Aplicativo. ....	59
Figura 29 -	Resultados da viga V20 sem aplicação de protensão, software Abaqus.....	60
Figura 30 -	Deformada da viga V20 sem aplicação de protensão, software Ansys.....	60
Figura 31 -	Deformada da viga V20 sem aplicação de protensão, software Abaqus.....	61
Figura 32 -	Deformada da viga V20 com aplicação de protensão, software Ansys.....	62
Figura 33 -	Deformada da viga V20 com aplicação de protensão, software Abaqus.....	62
Figura 34 -	Deformada da viga V20 com aplicação da cargas totais, software Ansys.....	63
Figura 35 -	Deformada da viga V20 com aplicação da cargas totais, software Abaqus.....	63
Figura 36 -	Modelagem do cabo de protensão realizado por Ferreira (2007). ....	64
Figura 37 -	Modelagem do cabo de protensão realizado no Software Abaqus. ....	65
Figura 38 -	Perfil W200x15.....	67
Figura 39 -	Esquema layout da viga analisada (mm).....	67
Figura 40 -	Seção da telha forma.....	68
Figura 41 -	Carga da laje <i>steel deck</i> aplicada sobre a viga metálica.....	70
Figura 42 -	Comparativo de momentos fletores para os 3 tipos de carregamento.....	71
Figura 43 -	Resultadomomento fletor–Robot.....	72
Figura 44 -	Resultado deslocamentos–Robot.....	72

Figura 45 -	Modelo Abaqus com aplicação de cargas.....	72
Figura 46 -	Resultado deslocamento máximo ao meio vão - Abaqus.....	73
Figura 47 -	Entrada de dados da viga na planilha.....	73
Figura 48 -	Entrada de cargas na planilha.....	74
Figura 49 -	Momento fletor máximo calculado pela planilha ao meio do vão..	74
Figura 50 -	Flecha máxima calculada pela planilha ao meio do vão.....	74
Figura 51 -	Resultado para FLT.....	77
Figura 52 -	Resultado para FLA e FLM.....	78
Figura 53 -	Limite de deformações segundo NBR8800.....	78
Figura 54 -	Traçado do cabo externo.....	80
Figura 55 -	Chapa de encunhamento.....	80
Figura 56 -	Modelo viga com cabo de protensão – Abaqus.....	81
Figura 57 -	Condição de contorno para o modelo em uma das extremidades	81
Figura 58 -	Aplicação da força de protensão a seção trasnversal do cabo.....	82
Figura 59 -	Modelo de viga com protensão enfatizando a aplicação das cargas.....	82
Figura 60 -	Contra-flecha para protensão de 80 KN.....	83
Figura 61 -	Flecha final para 80KN.....	84
Gráfico 4 -	Força aplicada x Deslocamento para a viga protendida.....	84
Figura 62 -	Detalhe chapas de reforço para a chapa de ancoragem da VP...	85
Figura 63 -	Detalhamento de vigas VS.....	85
Figura 64 -	Detalhamento de vigas VP.....	86
Figura 65 -	Fabricação das vigas utilizadas na pesquisa.....	86
Figura 66 -	Desviador central – VP.....	87
Figura 67 -	Chapa de ancoragem e chapas de reforço para as VP.....	88
Figura 68 -	Ligação entre viga ensaiada, viga principal de suporte e pórtico de reação.....	89
Figura 69 -	Fixação das vigas ensaiadas.....	89
Figura 70 -	Macacos hidráulicos de aplicação de carga.....	90
Figura 71 -	Esquema de aplicação da carga.....	91
Figura 72 -	Fixação dos LVDTs.....	92
Figura 73 -	Viga simples: início do ensaio.....	93
Figura 74 -	Viga simples: durante o ensaio.....	93

Gráfico 5 -	Força x Deslocamento VS 01.....	94
Gráfico 6 -	Força x Deslocamento VS 02.....	94
Gráfico 7 -	Comparativo Força x Deslocamento VS 01, VS 02 e Abaqus.....	95
Figura 75 -	Posição LVDTs viga protendida.....	96
Figura 76 -	Ancoragem da cordoalha utilizando cunha e chapa de ancoragem na viga metálica.....	97
Figura 77 -	Fixação da cordoalha de protensão no macaco hidráulico.....	98
Figura 78 -	Macaco hidráulico.....	98
Figura 79 -	Viga protendida pronta para ensaio.....	99
Figura 80 -	Execução do ensaio de viga metálica protendida.....	100
Gráfico 8 -	Força X Deslocamento VP 01.....	101
Gráfico 9 -	Comparativo Força x Deslocamento VP 01, e Abaqus.....	102
Gráfico 10 -	Força X Deslocamento VP 02.....	103
Gráfico 11 -	Comparativo Força x Deslocamento VP 02, e Abaqus.....	104
Figura 81 -	Sequência executiva para o sistema.....	106
Figura 82 -	Dados da laje apoiada sobre a viga em análise.....	107
Figura 83 -	Resultado para FLA e FLM.....	107
Figura 84 -	Deslocamento obtida para a viga simples.....	107
Figura 85 -	Momento resistente de cálculo para a viga mista.....	108
Figura 86 -	Deformações para viga mista.....	108
Figura 87 -	Sequência de deslocamentos para o sistema proposto.....	109
Figura 88 -	Esquema pavimento.....	110

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Especificações para cordoalhas de protensão.....	41
Tabela 2 -	Propriedades físicas para telha forma de 75mm.....	69
Tabela 3 -	Capacidade de cargas da telha forma de 75mm.....	69
Tabela 4 -	Comparativo dos resultados para viga metálica.....	75
Tabela 5 -	Força de protensão x Contra-flecha e flecha.....	83
Tabela 6 -	Contra-flecha e flecha obtida com a aplicação da protensão.....	109

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

<b>AISC</b>	Instituto Americano de Construção de Aço
<b>CBCA</b>	Centro Brasileiro da Construção em Aço
<b>FLA</b>	Flambagem lateral da alma
<b>FLM</b>	Flambagem lateral da mesa
<b>FLT</b>	Flambagem lateral por torção
<b>IABr</b>	Instituto Aço Brasil
<b>LRFD</b>	Load Resistance Factor Design
<b>LVDT</b>	Linear Variable Differential Transformer
<b>PEAD</b>	Polietileno de alta densidade
<b>RB</b>	Baixa relaxação

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
1.1	OBJETIVOS .....	17
1.2	OBJETIVO GERAL .....	17
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
1.4	APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....	18
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>20</b>
2.1	ESTADO DA ARTE: O HISTÓRICO ESTUDO DA PROTENSÃO.....	20
2.2	O ESTUDO DA PROTENSÃO NO BRASIL.....	30
2.3	SÍNTESE.....	35
<b>3</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....</b>	<b>36</b>
3.1	PROTENSÃO.....	36
3.2	PROTENSÃO EXTERNA.....	38
3.3	PERDAS DE PROTENSÃO.....	39
3.4	MATERIAIS DA PROTENSÃO.....	40
<b>3.4.1</b>	<b>Cabo.....</b>	<b>40</b>
<b>3.4.2</b>	<b>Ancoragem.....</b>	<b>41</b>
3.5	TRAÇADO DO CABO.....	44
3.6	COMPORTAMENTO VIGAS COMPRIMIDAS.....	45
<b>3.6.1</b>	<b>Flambagem.....</b>	<b>45</b>
<b>3.6.2</b>	<b>Solução analítica para flexocompressão.....</b>	<b>48</b>
<b>3.6.3</b>	<b>Flexocompressão segundo a NBR8800.....</b>	<b>50</b>
<b>4</b>	<b>MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS.....</b>	<b>51</b>
4.1	VERIFICAÇÃO DOS MODELOS EM ELEMENTOS FINITOS.....	51
<b>4.1.1</b>	<b>Comparativo ao trabalho de Park (2010).....</b>	<b>51</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Comparativo ao trabalho de Ferreira (2007).....</b>	<b>55</b>
<b>5</b>	<b>ESTUDO PARAMÉTRICO.....</b>	<b>66</b>
5.1	INTRODUÇÃO.....	66
5.2	CARREGAMENTO.....	67
5.3	VIGA METÁLICA SEM PROTENSÃO.....	71
<b>5.3.1</b>	<b>Resultados Autodesk Robot Structural Analysis.....</b>	<b>72</b>

5.3.2	<b>Resultados Abaqus.....</b>	<b>72</b>
5.3.3	<b>Resultados Planilha CBCA.....</b>	<b>73</b>
5.3.4	<b>Resumo Comparativo.....</b>	<b>75</b>
5.4	VIGA METÁLICA COM PROTENSÃO.....	79
5.4.1	<b>Modelo viga protendida – Abaqus.....</b>	<b>79</b>
5.4.2	<b>Ensaio experimental de vigas metálicas.....</b>	<b>84</b>
5.4.2.1	Ensaio experimental de vigas simples.....	88
5.4.2.2	Ensaio experimental de vigas protendidas.....	96
6	<b>IDEAL DE SISTEMA DE PROTENSÃO PARA VISTAS MISTAS.....</b>	<b>105</b>
6.1	EXEMPLO DE UTILIZAÇÃO DO SISTEMA .....	106
7	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>112</b>
7.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS E CONCLUSÕES.....	112
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	115
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>116</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A tendência em industrializar a construção buscando o ganho de produtividade e sustentabilidade está se tornando cada vez mais presente entre os empreendedores e construtores. Segundo o Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), nas construções em processos convencionais o desperdício de materiais pode chegar em 25% em peso. Em contraponto, obras limpas, com redução de resíduos leves, versáteis e a garantia de maior produtividade são algumas das características das construções metálicas.

Com o aço, o entulho da obra deixa de existir ou é reciclado. Prova disso é que a participação da construção em aço continuou sendo responsável por 36% do consumo de todo o aço destinado à construção civil em 2015. Ainda segundo o CBCA(2015), a construção em aço representa, atualmente, cerca de 15% do universo do setor de edificações no Brasil, porém, se comparado aos Estados Unidos, onde 50% das construções de múltiplos pavimentos comerciais são em aço, e a Inglaterra, onde esse número chega a 70%, o Brasil ainda tem muito para crescer nesta disputa com as demais opções de estruturas disponíveis no mercado.

Para o ano de 2017, o Instituto Aço Brasil (IABr) projetou uma subida de cerca de 3,5% para o consumo de aço, sendo a expectativa do setor atingir 20% das construções em aço nos próximos cinco anos. Tendo em vista a grande possibilidade de crescimento do mercado do aço no Brasil, é necessário que os profissionais de engenharia estejam familiarizados com as soluções estruturais em aço e todas as suas vantagens, além de estarem aptos a lidarem com esse tipo de obra.

Apesar das estruturas metálicas não serem mais uma novidade no mercado, ainda existe uma resistência que persiste para a substituição do concreto pelo aço, resistência esta que não se justifica mais pelo preço, já que as reduções do tempo e da mão de obra compensam a diferença. O que prevalece é uma cultura pelo concreto armado que vem das escolas de engenharia do país. A disputa entre aço e concreto também divide países europeus. Na Alemanha, cerca de 80% das construções de edifícios e pontes são feitas com aço; já na França, 80% são de concreto.

Paralelo ao crescimento das estruturas metálicas no Brasil, as estruturas protendidas também ganham o seu espaço como solução estrutural para grandes vãos. O princípio da solução é baseado na criação de esforços opostos aos decorrentes das cargas de uso. A protensão é capaz de gerar um estado prévio de tensões melhorando o comportamento da peça. Basicamente, ao aumentarmos a resistência da peça com a aplicação da protensão, é possível a redução do material e da altura da seção transversal.

Desde 1948, quando foi realizada umas das primeiras obras com utilização de protensão no Brasil, a ponte do galeão no Rio de Janeiro, a utilização do concreto protendido vem disputando o mercado em paralelo com as estruturas metálicas. Em 2015, a empresa Belgo mineira duplicou a fabricação de cordoalhas no Brasil devido ao aumento entre 2009 e 2015 de 25 % no consumo de cordoalhas, o que demonstra a aposta no crescimento do setor pela empresa.

O estudo de vigas de aço protendidas já é bastante difundido nos países europeus e nos Estado Unidos, visto que essa técnica já vem sendo utilizada em algumas construções nessas regiões. As vigas podem ser protendidas, como vigas simples (apenas o perfil metálico) ou mistas (onde a laje em conexão com as vigas trabalham em conjunto). A protensão pode ser aplicada externamente a viga, internamente, e até na laje de concreto, aumentando sua rigidez e reduzindo trincas e deslocamentos.

Porém, a protensão em vigas metálicas possui um grande desafio. Para a aplicação da protensão é necessária a compressão das vigas metálicas que, por serem de grande comprimento, estão submetidas à flambagem lateral e a flambagem local.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.2 OBJETIVO GERAL

Este trabalho teve como objetivo o estudo de vigas metálicas protendidas externamente, através de modelos desenvolvidos em softwares de elementos finitos e experimento.

### 1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

A partir desse objetivo geral foram analisados os seguintes objetivos específicos:

- a) Analisar os comportamentos e os resultados da técnica de protensão externa aplicada em vigas metálicas;
- b) Comparar os modelos desenvolvidos com modelos apresentados em outros trabalhos relevantes sobre o tema;
- c) Desenvolver e apresentar os resultados obtidos para modelos de vigas metálicas protendidas em software de elementos finitos;
- d) Executar ensaio de viga metálica protendida;
- e) Avaliar as dificuldades e problemáticas da execução na prática de protensão externa em vigas metálicas;
- f) Comparar resultados obtidos experimentalmente com os resultados obtidos nos modelos analíticos;
- g) Apresentar um sistema de utilização de protensão em vigas metálicas, visando a redução do custo da estrutura metálica.

Esperasse como resultado principal contribuir para o entendimento e melhoria da técnica de protensão externa em estruturas metálicas visando a futura aplicação em obras e reforços de estruturas.

#### 1.4 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está dividido em etapas com vistas a favorecer o melhor entendimento dos conceitos utilizados no estudo. Inicialmente, o primeiro capítulo traz uma introdução sobre o uso do aço e o cenário atual das estruturas metálicas, apresentando as generalidades sobre a temática.

O capítulo dois representa os objetivos traçados para a pesquisa, seguindo-se do terceiro capítulo, que apresenta sua estrutura geral. Na sequência, o quarto capítulo traz uma revisão bibliográfica, subdividida nos seguintes pontos: “Estado da arte: o histórico estudo da protensão”; e “O estudo da protensão no Brasil”. Tais tópicos abordam os principais avanços publicados sobre o tema no mundo, de modo a trazer as mais relevantes conclusões para nortear as futuras diretrizes apresentadas no trabalho.

O quinto capítulo, intitulado “Fundamentação teórica” apresenta os conceitos teóricos fundamentais ao estudo do tema, abordando a protensão e dando ênfase, sobretudo, a protensão externa. É apresentado também, o conceito de perdas de protensão, os materiais utilizados na técnica, o comportamento de vigas durante e após a aplicação da técnica de protensão, e uma análise sobre as teorias de flambagem e flexocompressão que são de extrema importância para o estudo da protensão.

O sexto capítulo traz um estudo comparativo entre os modelos de elementos finitos desenvolvidos por outros autores e repetidos neste trabalho, a fim de garantir uma equivalência de resultados obtidos entre os trabalhos de mesma finalidade.

No sétimo capítulo são apresentados os modelos desenvolvidos com base em um sistema equivalente ao usual, inicialmente de vigas metálicas simples (sem protensão), apresentando os resultados obtidos por softwares de elementos finitos e planilha de cálculo. Posteriormente, é apresentado o modelo para viga protendida, analisando, da mesma forma, os resultados obtidos entre os modelos. Em seguida, apresenta-se as diretrizes de execução do ensaio para as vigas metálicas sem protensão e com protensão, finalizando com a análise dos resultados comparativos entre modelos analíticos e experimentais.

No oitavo capítulo aborda-se a proposta de um sistema de utilização da protensão em vigas metálicas de forma usual em vigas mistas de edificações em múltiplos andares.

Por fim, no nono e último capítulo são apresentados os resultados obtidos e as sugestões para trabalhos futuros. O trabalho encerra com conclusão e referências.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nos últimos anos, o estudo da técnica de protensão em vigas metálicas vem crescendo. Assim, devido a quantidade de pesquisas internacionais sobre o tema e aos resultados obtidos através da técnica, como o aumento na capacidade de carga dos perfis e redução nas deflexões, observa-se uma grande procura pelo assunto.

Em pesquisas internacionais já é possível encontrar dissertações que abordam o tema por análises numéricas, estudos teóricos e experimentos. Estas pesquisas têm tratado o tema como sendo desde uma técnica de reforço de estruturas para pontes e/ou aumento da capacidade de carga de estruturas existentes, análise de elementos contínuos submetidos a protensão, aplicação da técnica em vigas simplesmente apoiadas, até formulações para determinar a capacidade de carga das vigas metálicas protendidas.

Porém, o assunto ainda é relativamente novo nas pesquisas brasileiras. Apesar de Sampaio Júnior (1976) ter publicado um estudo sobre o dimensionamento econômico de vigas metálicas protendidas, somente em 1992 foi que surgiram novos trabalhos que tratam sobre a utilização de protensão em estruturas metálicas, o que talvez se dê pela complexidade da investigação teórica sobre a protensão em aço, devido ao grande número de variáveis que envolvem esta análise.

Com base nessa informação, serão comentados os principais trabalhos nacionais e internacionais sobre o tema, apontando, para cada pesquisa, os aspectos relevantes.

### 2.1 ESTADO DA ARTE: O HISTÓRICO ESTUDO DA PROTENSÃO

Dentre todas as dissertações e artigos publicados sobre o tema, a proposição de que a protensão de estruturas metálicas leva a um aumento da capacidade de carga do perfil é uma constante entre eles.

A definição da protensão, segundo Nunziata (1999), data de 1928 do chamado pai da protensão, Eugène Freyssinet, que definiu que a protensão consiste em submeter o material, no caso o concreto armado, a cargas que produzem tensões oposta a da peça, através da utilização de cabos preliminarmente esticados.

Após o conhecimento da interferência dos fenômenos de retração e fluência sobre o concreto na protensão, Freyssinet projetou e executou sua primeira obra em

concreto protendido, na França, em 1941. Posteriormente, a patente do sistema de protensão com aço superior a 400 N/mm<sup>2</sup> é atribuída a Freyssinet (LEONHARDT,1983).

Ferreira (2007) e Nelsen (2013) fizeram uma vasta revisão bibliográfica e análise do estado da arte sobre a temática que envolve a protensão em estruturas metálicas. Partindo de tais levantamentos, serão listadas as principais publicações, adicionando os temas importantes para o desenvolvimento deste trabalho.

As pesquisas teóricas e experimentais surgem a partir de 1950, principalmente na Europa, abordando, majoritariamente, o reforço e construção de pontes metálicas com o sistema de protensão (DUNKER; KLAIBER; SANDERS,1985). Mukhanov (1968) afirma que, com a protensão, é possível ter uma economia de 10 a 18% de aço e, com isso, uma redução de 5 a 15 % de custos. Para o sucesso do processo de protensão, o mesmo afirma que o cabo de protensão deve ser posicionado, preferencialmente, na parte inferior do flange da viga, com traçado reto, podendo ser feita através de cabos ou barras de aço. Mukhanov (1968) ainda ressalta a importância do posicionamento adequado dos desviadores/enrijecedores ao longo do flange inferior, como uma forma de prevenir a perda de estabilidade desse flange. Segundo ele, estes elementos devem espaçar entre si no máximo 1,5 a 2 metros.

Klaiber et al. (1981), por sua vez, através de modelo em meia escala de ponte, testou vários sistemas de protensão e determinou, através de experimentos e análises, que a protensão aumenta a capacidade de cargas de pontes mistas de aço e concreto, concluindo que, devido a protensão, os efeitos  $P-\Delta$  são desprezíveis e podem ser desconsiderados.

Posteriormente, na segunda fase do seu estudo, ele aplicou a técnica de reforço em duas pontes existentes, sendo uma delas conforme o modelo estudado em escala durante a primeira fase. Foram, então, comparados os resultados das análises experimentais e analíticas.

Na terceira fase do estudo de Klaiber; Dunker et al. (1985), foi acompanhado o comportamento das duas pontes e desenvolvida uma metodologia de dimensionamento prático para o sistema de reforço com protensão. As pontes foram inspecionadas a cada 3 meses durante 2 anos.

Troitsky (1989), na mesma linha, realizou um estudo analítico e experimental de vigas mistas protendidas. Em seu estudo foram analisados os casos de duas vigas mistas, simplesmente apoiadas em uma ponte, cada uma com 6 metros de comprimento e com variação da geometria do cabo. Os efeitos das perdas devido à deslocamento, retração, relaxamento do cabo e tensões residuais no aço não foram considerados.

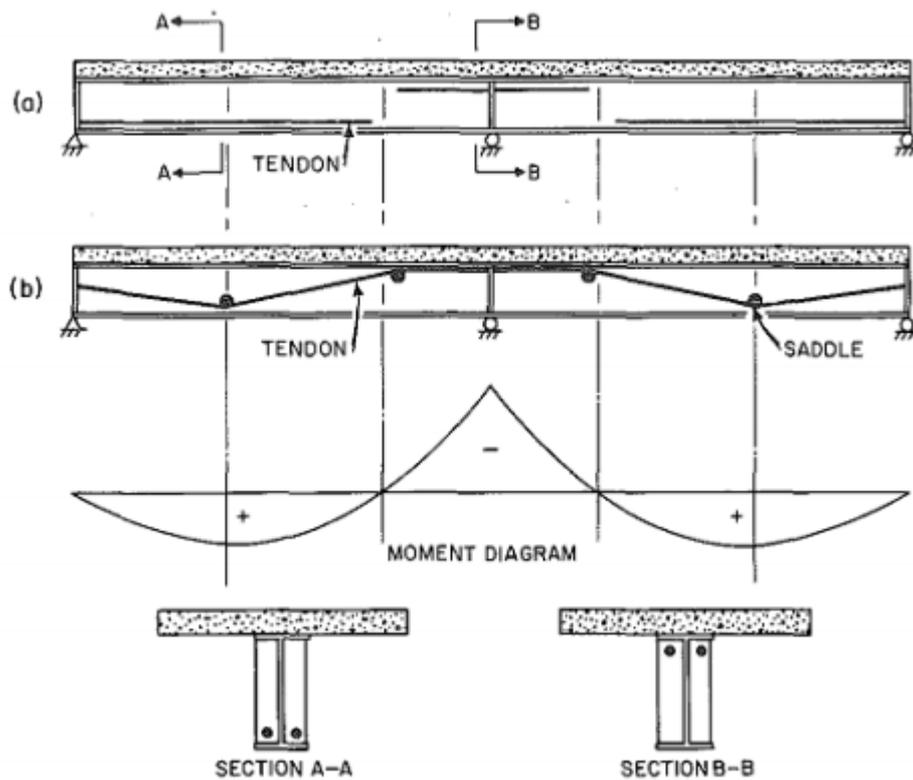
As análises dos resultados experimentais mostraram que, o método de análise proposto apresenta resultados razoáveis para as tensões no centro do vão. O aumento na força inicial, devido à protensão, pode atingir até 25% da força inicial do cabo. No caso de um cabo curto e reto, o autor indica que é necessário considerar a influência de suporte no ponto de fixação do cabo à viga de aço.

O estudo de Troitsky (1990) tornou-se uma referência ao realizar uma completa investigação sobre o estado da arte do dimensionamento e a execução de todos os tipos de pontes protendidas. Ele ainda apresentou diretrizes para a análise de pontes protendidas com treliças, vigas de chapa, pontes em arco e para reabilitação e reforços dessas estruturas.

Na sequência, Brandford (1991) analisou as altas tensões de compressão provenientes da aplicação da protensão. Ele propôs gráficos de projeto para a carga elástica de flambagem, que surgem da aplicação da carga, deixando claro que a carga crítica de flambagem distorcional é um fator limitante de projeto. Ele ainda comparou os resultados encontrados utilizando o dimensionamento a partir de ábacos propostos, com os critérios da AISC/LRFD, e concluiu que esta é conservadora em relação aos resultados.

Tong e Saadatmanesh (1992), por sua vez, afirmaram que a capacidade da viga aumenta, proporcionalmente, conforme aumentamos a força de protensão e a excentricidade. A análise foi realizada em duas vigas contínuas, de vãos duplos, com traçado do cabo, conforme figura 1.

**Figura 1** - Viga contínua protendida com dois vãos



Fonte: TONG; SAADATMANESH (1992)

Os autores ainda investigaram que, para comparação entre os dois tipos de traçados, o reto e o inclinado, a diferença entre as tensões, nos dois casos, não são consideráveis. Foram ainda analisados os efeitos de variáveis de projeto como, a força aplicada de protensão, excentricidade do cabo, diferentes sequencias de aplicação de cargas e os momentos resultantes.

Seguindo com as investigações, Russel (1995) realizou um estudo comparando vigas convencionalmente projetadas a vigas protendidas, e resumiu as vantagens econômicas da utilização de vigas de aço protendidas para pontes de comprimento simples. A análise comparativa relatou diferenças no uso de materiais e discutiu os efeitos da diferença de custo do tipo de construção, e os benefícios provenientes da alternativa de viga protendida. Esse estudo mostrou que a capacidade de vigas menores vencerem maiores vãos para pontes, se traduz diretamente em cargas menores transmitidas à subestrutura, resultando em elementos de subestrutura menores e menos custo de fundação.

Além disso, a viga protendida permite o uso de uma profundidade de superfície mais rasa, eliminando enchimento adicional e diminuindo a quantidade de material. Embora o custo da construção utilizando a solução de protensão nas vigas metálicas seja maior se comparado ao convencional, ainda outros benefícios das vigas protendidas também devem ser considerados. Estas economias tendem a eliminar o aumento do custo de construção com a alternativa de protensão.

Em 1999, Nunziata produziu um dos principais trabalhos sobre o estudo de vigas metálicas protendidas. Nele, o autor discorreu sobre os principais pontos da protensão em estruturas metálicas, apresentando, em seguida, um estudo sobre o fuso limite que define o traçado adequado para os cabos de protensão. Com isso, evidenciou que, para as viga isostáticas o traçado parabólico combate o efeito das cargas externas, sendo este o mais apropriado.

Posteriormente, mostrou as verificações de momento fletor e força cisalhante a serem seguidas ao longo do comprimento da viga. Por fim, realizou um dimensionamento teórico e apresentou um estudo experimental de uma viga metálica de seção "I", com altura de 80 cm e vão livre de 21,4m (FIGURA 2). A carga foi aplicada com blocos de concreto sobre a viga pesando 25kN cada e resultou em um valor de 10,2kN/m de carga permanente e 11,4kN/m de sobrecarga. A proteção foi realizada com 10 cabos de 15mm de diâmetro.

**Figura 2-** Ensaio experimental de viga metálica protendida.



Fonte: NUNZIATA (1999)

Os resultados obtidos do experimento, segundo o autor, confirmaram que, com a aplicação da técnica de protensão, a viga de fato suporta uma capacidade de carga maior e apresenta um deslocamento menor que a sem protensão. Ele ainda ressalta a importância dos desviadores para o melhor traçado do cabo e a melhor

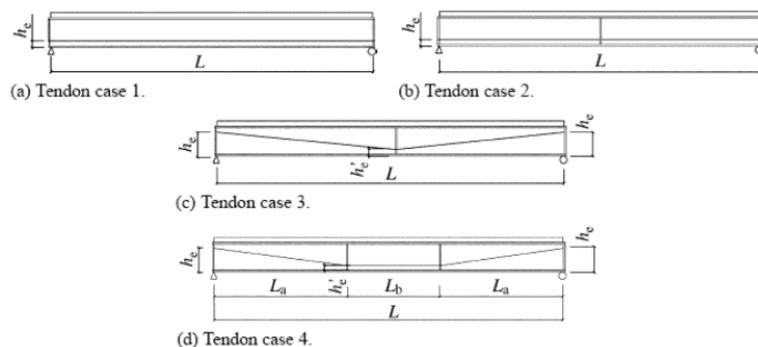
eficiência do sistema, porém uma quantidade elevada de desviadores onera a fabricação da peça, podendo inviabilizar a utilização do mesmo. O autor ainda conclui que um dos principais fatores para a não utilização de estruturas metálicas protendidas é a falta de conhecimento sobre o dimensionamento dessas peças.

Ronghe e Gupta (2002), mais recentemente, apresentaram um estudo com vigas metálicas biapoizadas, de 10m, que avaliou a influência da excentricidade do cabo de protensão. Os autores utilizaram três diferentes traçados: com cabos poligonais com um ponto de inflexão, ou seja, em formato de “V”; com cabos poligonais com dois pontos de inflexão e cabos poligonais trapezoidal e curvilíneos. Além do traçado, eles avaliaram cabos com comprimento total ou parcial, no caso do traçado retilíneo, e a variação da força de protensão,

Após 12 combinações diferentes das variáveis citadas acima, confirmaram que maiores excentricidades resultam em maiores capacidades resistentes para a viga de aço. Ronghe e Gupta (2002) recomendam, portanto, que havendo a possibilidade, o cabo deve ser locado abaixo da mesa inferior. Por fim, os pesquisadores observaram, por meio de ensaio laboratorial de uma viga metálica com 4,31m protendida com cabo retilíneo, que o aumento na capacidade da carga foi de 9% quando comparada a uma viga de aço sem protensão. Além disso, observaram que a máxima capacidade resistente e a máxima deslocamento resultaram próximas aos valores calculados analiticamente.

Chen e Gu (2005), através de experimentos e análise teórica utilizando vigas mistas de aço e concreto, investigaram a aplicação de protensão utilizando quatro traçados diferentes para o cabo, conforme a figura 3.

**Figura 3-** Quatro traçados diferentes para o cabo externo na viga mista.

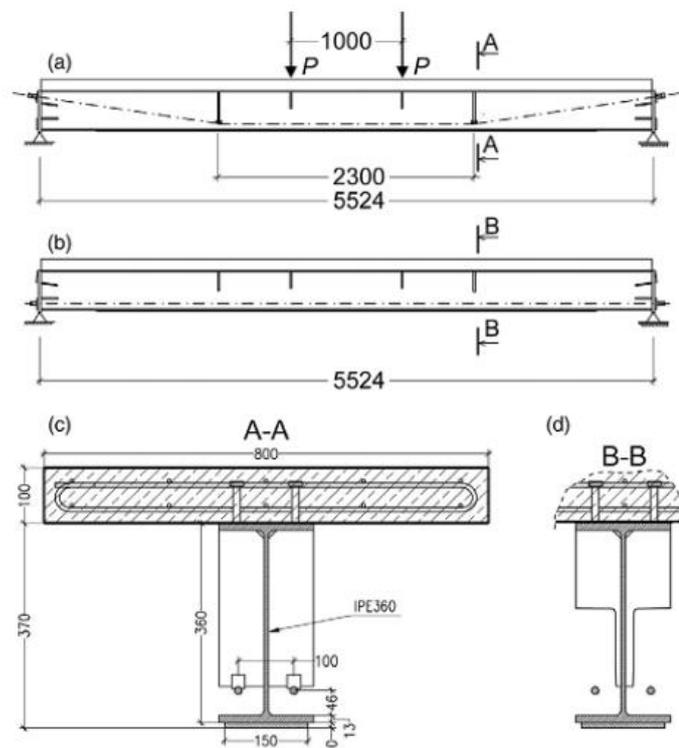


Fonte: CHEN; GU (2005)

Os autores concluíram que a adição de cabos de protensão na região de momento positivo aumenta, significativamente, a capacidade de carga e a resistência final das vigas. Eles ainda propuseram expressões simplificadas para o cálculo da tensão final do cabo e, por fim, avaliaram positivamente os modelos experimentais e de elementos finitos.

Lorenc e Kubica (2006) analisaram seis vigas metálicas mistas, simplesmente apoiadas em estudo experimental, a exemplo da Figura 4. Eles afirmaram que as vigas com cabo de protensão, onde foi aplicada a tensão, em comparação com as vigas sem aplicação da tensão, aumentam a capacidade da carga em cerca de 25%. Com base nisso, os autores afirmam que a resistência do conjunto de vigas metálicas mistas com cabo de protensão é limitado, inicialmente, pelo flange inferior da viga metálica, que é submetido a carga de compressão e seguida pelo esmagamento da laje de concreto devido à compressão. Foi observado também, que para a mesma excentricidade do cabo de protensão não parece haver diferenças significativas entre o comportamento das vigas protendidas com cabos retos e cabos com ponto de inflexão.

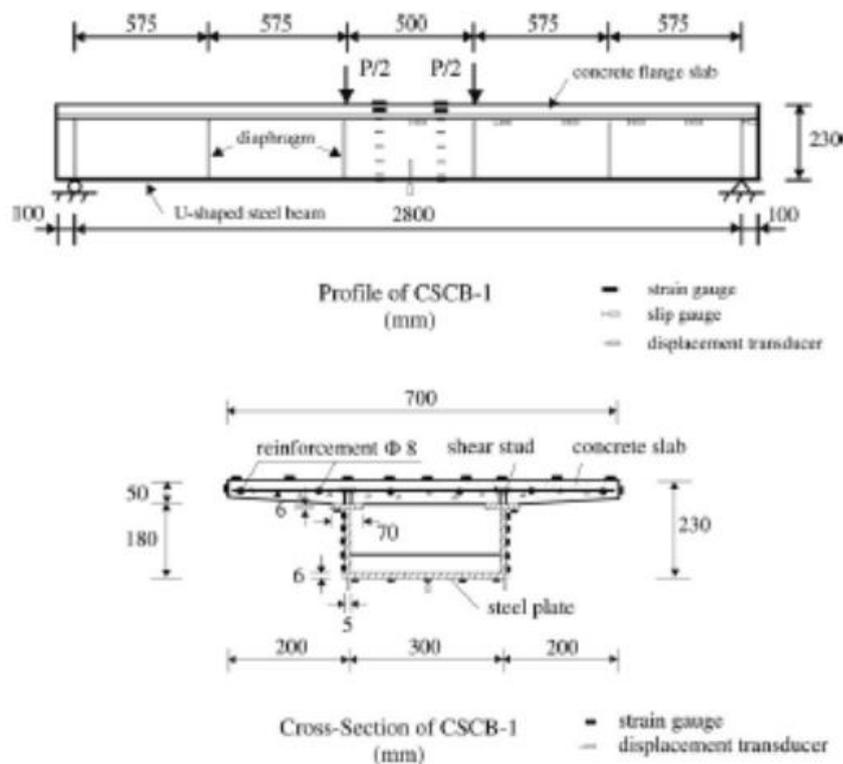
**Figura 4** - Vigas metálicas mistas com aplicação de protensão.



Fonte: LORENC; KUBICA (2006).

Zhang e Fu (2009) investigaram, experimentalmente, vigas mistas em aço concreto de seção fechada com e sem cabos externos (Figura 5). Os resultados experimentais demonstraram que, devido à ação dos cabos externos, a resistência máxima da viga mista aumentou em 27,72% e o limite elástico aumentou 29,17%. Além disso, a rigidez aumentou 54,15% no estado de falha e a ductilidade de deflexão da viga aumentou 18,00%.

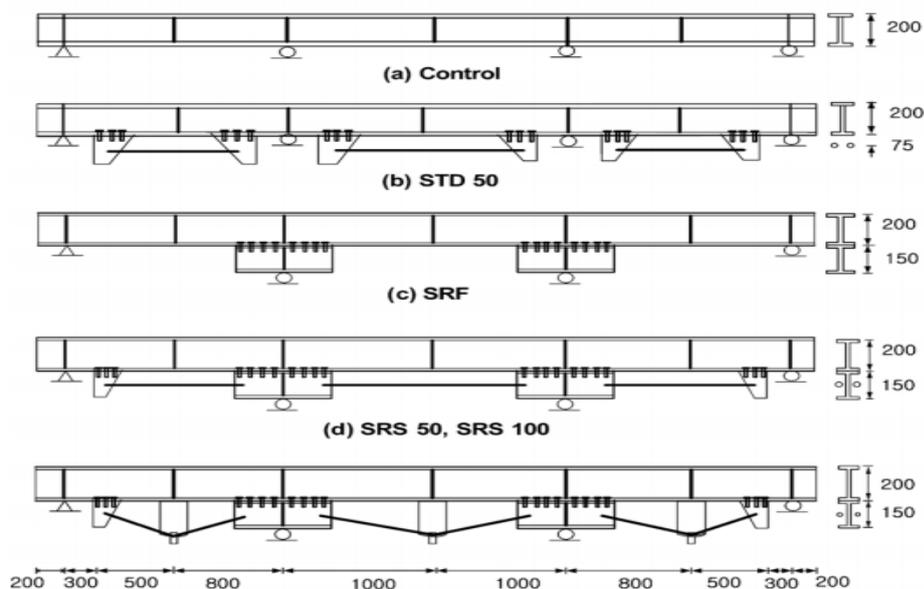
**Figura 5-** Viga mista de seção fechada aço-concreto.



Fonte: ZHANG; FU (2009).

Park et al. (2010), analisou sete vigas para observar o comportamento de flexão de uma ponte contínua com três vãos internos (Figura 6). Para esse estudo, foi utilizada uma técnica de reforço denominada, pelo autor, como incremento de seção-profundidade para a análise em torno de suportes internos, e foi protendida com cabos de aço externamente retos ou com pontos de inflexão.

**Figura 6-** Esquema de vigas contínuas com incremento de seção.



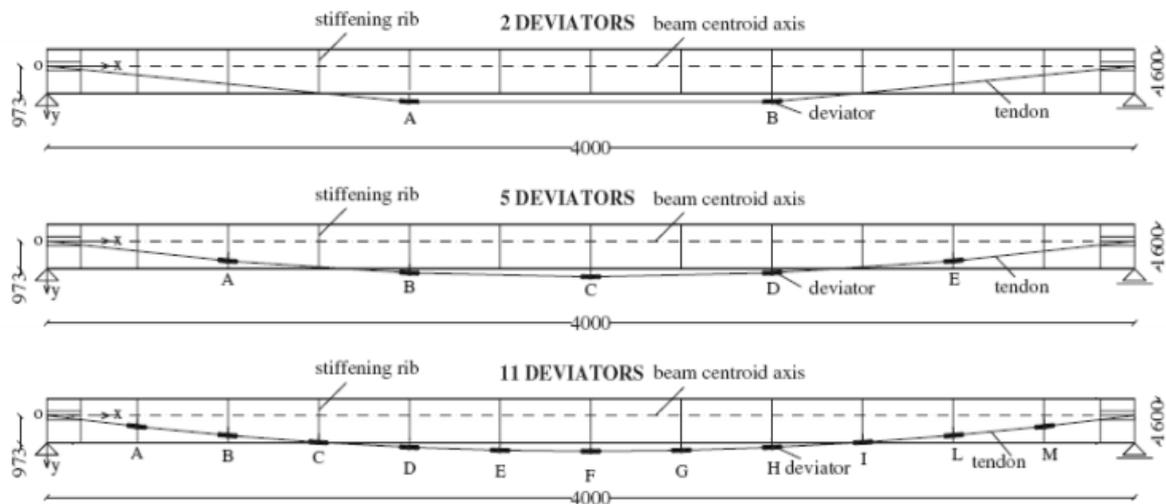
Fonte: PARK et al. (2010)

As vigas foram, então, testadas, aplicando carga externa para investigar a melhora no comportamento, a flexão e o efeito da técnica de reforço. O autor afirma que um dos pontos mais fracos de uma ponte contínua é a área em torno dos suportes internos. Uma vez que esta área é governada por um momento negativo, o incremento da seção-profundidade foi realizado justamente na parte inferior dos suportes internos, proporcionando uma melhora de 30% a 35% na capacidade de flexão.

A aplicação da técnica de protensão com cabo em forma de “V” também resulta em uma redução significativa na deflexão. Com força de protensão apropriada, a capacidade de flexão das estruturas reforçadas pode ser significativamente melhorada no vão médio e a deflexão reduzida em pelo menos 15% -20%. Isso resultou numa redução de tensões de cerca de 40%.

Belletti e Gasperi(2010) realizaram análises não-lineares de elementos finitos, utilizando o software ABAQUS para investigar o comportamento até a falha de vigas de aço protendidas de seção I com vãos de 40m (Figura7). Este estudo enfoca dois parâmetros que são considerados fundamentais para o projeto: o número de desvios, onde foram avaliados entre 2 e 11 desviadores e o valor da força de protensão.

**Figura 7-** Esquema de incremento de desviadores.

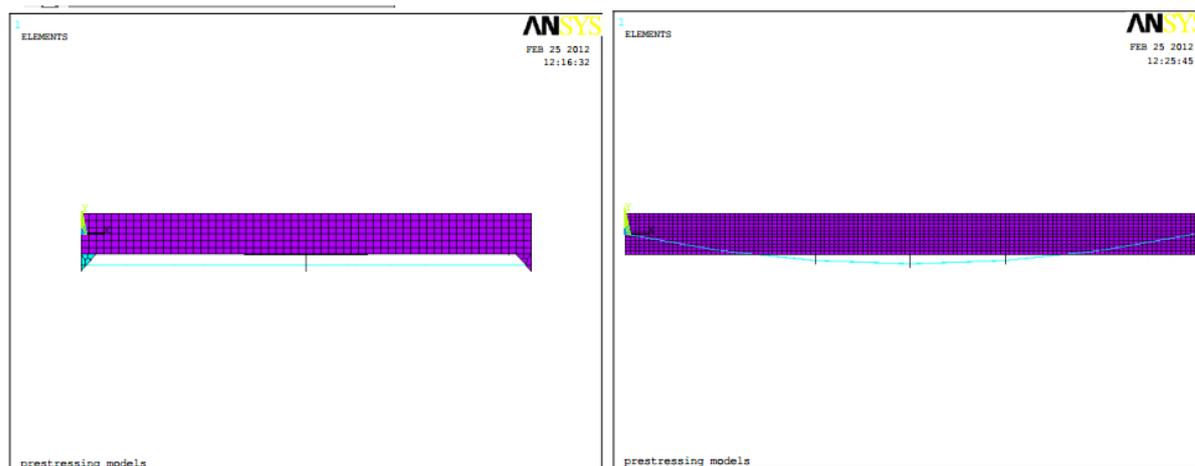


Fonte: BELLETTI; GASPERI (2010)

Os resultados do estudo mostraram que não é recomendado impor a forma dos cabos de aço por apenas dois desviadores. Eles observaram que o aumento do número de desviadores melhora a eficiência da técnica de protensão. Isto se deve a melhora na estabilidade lateral da viga com o aumento dos desviadores. Belletti e Gasperi (2010) ainda ressaltam que a instabilidade da viga devido as altas tensões de compressão deve ser um fator determinante de projeto para este tipo de reforço.

Abdelnabi (2013), já mais recentemente, analisou as vigas metálicas através do método dos elementos finitos utilizando o software ANSYS (Figura 8). A partir disso, propôs um método para prever a capacidade de carga de vigas de aço protendidas submetidas a esforço de flexão uniforme. O autor demonstra, através de comparação entre os resultados teóricos e de elementos finitos, que o método proposto representa bem a capacidade de carga da viga com a técnica de protensão. Para o estudo paramétrico das vigas analisadas ele conclui que, desde que bem dimensionada e executada a aplicação de protensão pode aumentar em até 50% a capacidade de carga da viga.

**Figura 8 - Modelo de vigas metálicas protendidas no software ANSYS**



Fonte: ABDELNABI (2013)

Abdelnabi (2013), indica também que a excentricidade é o parâmetro principal que regula a capacidade de carga da viga protendida, porém o aumento na excentricidade aumenta a instabilidade da viga e, por isso, a aplicação da carga deve ser gradual. Ele conclui ainda, que aumentar os pontos de ligação entre a flange inferior e o cabo de protensão evita a incidência de flambagem do flange inferior durante a fase de protensão, permitindo utilizar um maior valor de força de protensão em comparação com o menor número de desviadores.

## 2.2 O ESTUDO DA PROTENSÃO NO BRASIL

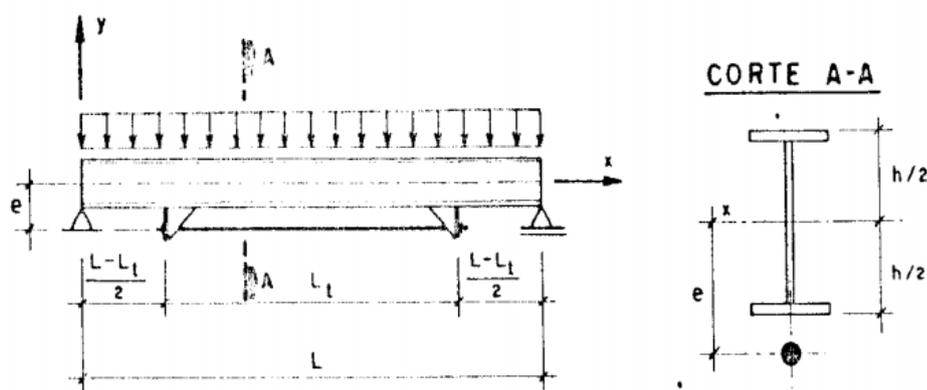
As pesquisas, no Brasil, partem de Sampaio Júnior (1976) que apresenta um processo de dimensionamento econômico de vigas protendidas de aço utilizando técnicas computacionais, através de métodos numéricos e equações de otimização. Com base em suas pesquisas, o autor propõe uma única equação para determinar as tensões em várias seções de uma viga protendida, avaliando tanto a utilização do cabo de protensão menor que o comprimento da viga, quanto a utilização do cabo de protensão igual ao comprimento da viga, sendo ambas com excentricidade constante.

Ao fim de sua pesquisa, o autor afirma que as vigas metálicas protendidas atingem de 15% a 30% de economia em relação as vigas metálicas convencionais, onde as principais variáveis para essa economia são a esbeltez da alma e a excentricidade do cabo. Sampaio Júnior (1976) ainda detectou, através dos exemplos calculados, que para uma viga simplesmente apoiada sujeita somente a

cargas distribuídas, o comprimento ideal do cabo de protensão é de cerca de 70% do vão da viga. Já para vigas com cargas concentradas, o comprimento ideal é cerca de 50% do vão da viga.

Gonçalves (1992) apresenta com uma das formas de reforço para aumento da capacidade de carga de pontes ferroviárias, a utilização de cabos protendidos. O autor destaca o trabalho do Engenheiro Oscar Machado da Costa, que segundo ele, projetou esse tipo de reforço em várias pontes na década de trinta. O autor demonstra os passos para o dimensionamento e verificação desse tipo de reforço e apresenta os princípios básicos utilizando uma viga, conforme Figura 9.

**Figura 9-** Esquema de viga metálica protendida.

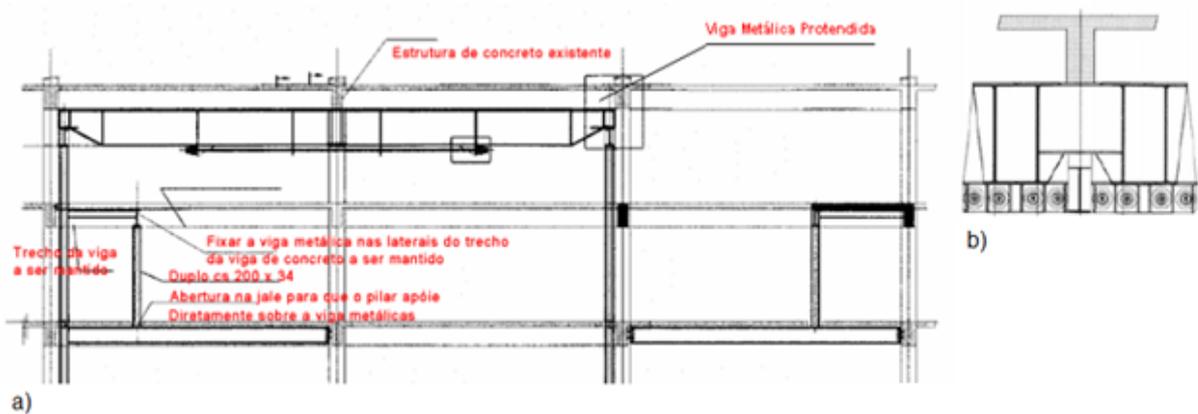


Fonte: GONÇALVES (1992)

Em 2001, através da necessidade do cliente ao longo da obra do Hotel Hilton São Paulo, Morumbi, foi necessária a criação de mais três salas de convenções e, para isso, optou-se por readequar parte das garagens subterrâneas. Para a adaptação, foi necessária a retirada de um dos pilares espaçados a cada 7,5m para o vão livre necessário de 15m. O estudo de vigas de concreto protendidas demonstrou que, devido a altura da viga, esta opção seria inviável. As vigas precisariam ser menores que 90cm e ainda demandariam o tempo para a cura do concreto. Então, a partir da parceria entre os engenheiros Mário Franco, responsável pelo projeto da estrutura central de concreto armado do edifício, e Heloísa Maringoni, consultora de estrutura metálica, a solução adotada foi a utilização de vigas metálicas protendidas. A Figura 10 apresenta mais detalhes do esquema utilizado para o reforço da estrutura utilizando a viga metálica protendida.

**Figura 10 - Execução da adaptação da obra do Hotel Hilton**

- a) Planta de corte do projeto com utilização de viga metálica protendida;  
 b) Detalhe da seção transversal utilizada para o reforço

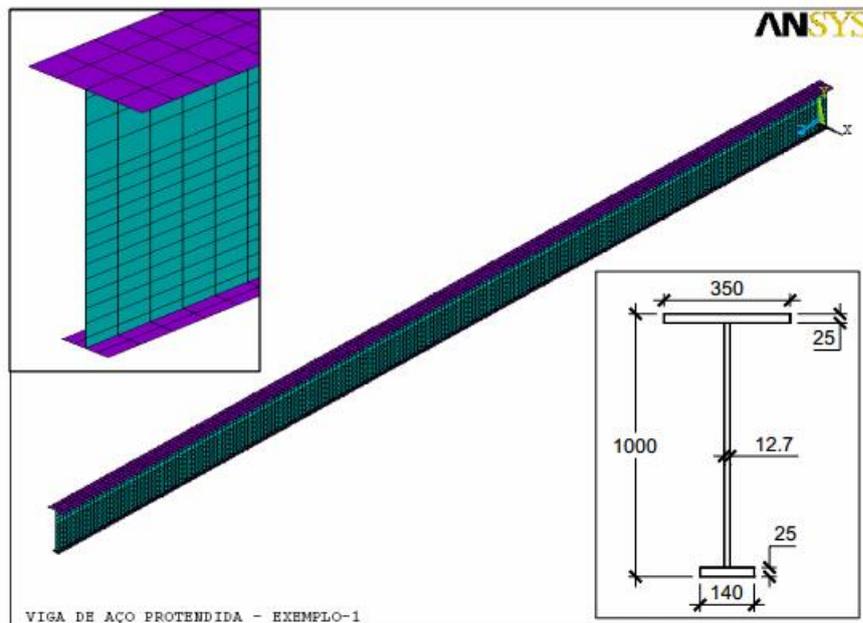


Fonte: FERREIRA(2007)

A execução da adaptação foi altamente planejada, começando pela chegada dos perfis que tiveram que ser divididos em duas partes para chegar ao subsolo. No momento da retirada do pilar de concreto, foram aferidas as tensões no mesmo até o momento em que a tensão, no concreto, estava entrando em tração, ou seja, não estava mais sendo comprimido, e então, começou-se a cortar o pilar. Cada uma das vigas metálicas possuíam 90 cm de altura por 40 cm de mesa. Os flanges eram de 38 mm e as almas de 16 mm. (MAZZA, 2002 apud RUBIN; BOTTI, 2003).

Ferreira (2007) analisou o comportamento estrutural de vigas de aço protendidas, em perfil tipo I, indicando diretrizes para a utilização dessa técnica. A análise foi realizada pelo método dos elementos finitos, utilizando o software ANSYS. A autora utilizou, como um dos exemplos, uma viga metálica “I” de seção assimétrica com 20m de comprimento, conforme figura 11.

**Figura 11**-Viga metálica analisando no software Ansys.



Fonte: FERREIRA (2007)

Para comparação entre os resultados obtidos pela análise por elementos finitos foi desenvolvido um aplicativo de verificação de vigas metálicas utilizando a ABNT NBR880 e o software Excel. O aplicativo é capaz de determinar a quantidade necessária de cabos, a força de protensão necessária e as perdas de tensão no cabo.

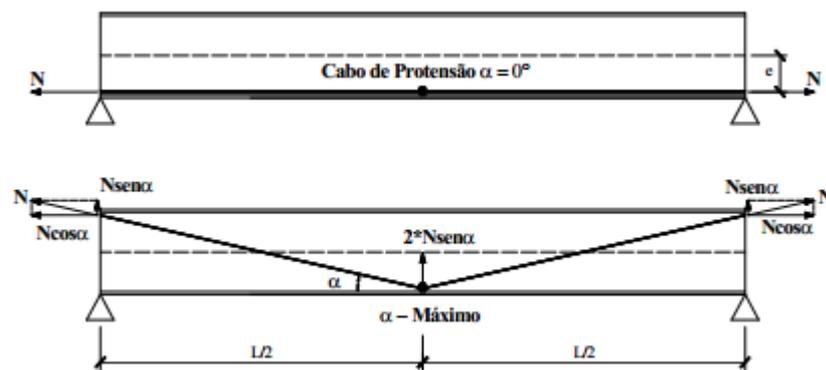
Em seu trabalho, Ferreira (2007) ainda apresenta um estudo das frequências naturais para esse tipo de estrutura, avaliando a possibilidade de ruptura do cabo de protensão. Na comparação entre os resultados obtidos entre o modelo numérico e o modelo no aplicativo, a autora concluiu que, apesar de algumas pequenas diferenças encontradas entre os resultados, os valores são coerentes. Ela afirma também, que a técnica de protensão é totalmente viável para aplicação em vigas metálicas e garante um aumento na capacidade de carga do perfil, porém ressalta que deve-se ter atenção especial em relação a possível instabilidade lateral da peça, gerada pela força de compressão.

Rezende (2007) apresenta aspectos sobre o dimensionamento de vigas metálicas protendidas, apresentando conceitos gerais da protensão em vigas de aço e comportamento da estrutura com a aplicação da técnica. Posteriormente, o autor propõe um modelo de dimensionamento de vigas metálicas protendidas baseado no

limite de deslocamentos recomendados e nas tensões em serviços e tensões últimas. O modelo utiliza uma viga bi apoiada simples com perfil “I”.

O estudo também comparou a variação do traçado do cabo de protensão na viga metálica variando entre o cabo com traçado retilíneo e cabo poligonal com um ponto de inflexão, conforme Figura 12.

**Figura 12**– Esquema de variação de traçado do cabo de protensão.



Fonte: REZENDE (2007).

O autor concluiu, inicialmente, que o traçado mais adequado para a utilização do cabo de protensão é o traçado retilíneo. Em seguida, apresentou um exemplo para uma viga metálica bi apoiada que apresentaria problemas no estado limite de serviço com relação às deformações, porém não apresentaria problemas no estado limite último. Sobre isso, o autor afirma que é necessário o travamento lateral da viga para que o dimensionamento seja adequado e não ocorra a possibilidade de flambagem lateral por torção. Ao fim, após a aplicação da protensão, o problema de deformações excessivas foi resolvido com a utilização da técnica, permitindo uma melhor relação entre a altura da viga e o vão utilizado.

Nelsen (2013), após uma vasta pesquisa bibliográfica sobre a aplicação de protensão em vigas metálicas e vigas mistas de aço e concreto, apresentou os modelos matemáticos mais utilizados no dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto encontrados na literatura. Além disso, apresentou uma metodologia de dimensionamento de vigas mistas de aço concreto, utilizando cabos de protensão externo de alta resistência. O modelo de dimensionamento foi baseado nos principais modos de colapso global encontrados durante a revisão bibliográfica e na ABNT NBR 8800:2008.

O procedimento de dimensionamento foi implementado numa planilha eletrônica, no software MathCad para vigas mistas de aço concreto bi apoiadas. Com o auxílio da planilha desenvolvida foi realizado um estudo paramétrico que avaliou a influência da variação do nível de protensão; a excentricidade do cabo de protensão; a influência construtiva adotada para a protensão, podendo o cabo ser pretensionado (protensão antes da aplicação do concreto na viga mista) ou pós-tensionado (protensão após a aplicação do concreto na viga mista).

A conclusão do estudo paramétrico confirmou que maiores excentricidades resultam em maiores capacidades de cargas para as vigas mistas, neste caso. Foi observado ainda, que a metodologia de aplicação da protensão pode influenciar nos resultados obtidos, a exemplo da variação da linha neutra ao longo da aplicação da protensão na viga, podendo haver redução na capacidade de carga da viga, de acordo com a posição do cabo de protensao.

O estudo concluiu também, que existe diferença entre o motivo da incapacidade de carga do perfil, de acordo o modo de aplicação da protensão. Para as vigas pretensionadas, o colapso do perfil se dá por flexocompressão; já para as pós-tensionadas, o colapso é em função do momento fletor aplicado na viga.

### 2.3 SÍNTESE

Observa-se, ao longo da revisão bibliográfica, que os estudos em todo o mundo são vastos e que já datam de longo tempo o início das análises da protensão em vigas metálicas. Entretanto, poucos foram os ensaios experimentais, especificamente no Brasil. Até então não tivemos nem um experimento controlado em laboratório de protensão em estruturas metálicas.

Observamos também a ausência de trabalhos mais específicos para a utilização de vigas protendidas de forma usual em projetos de múltiplos andares. O grande foco dos trabalhos era, inicialmente, em estruturas para pontes e, posteriormente, vigas de grandes vãos e o comportamento de vigas metálicas em si.

Levando em consideração a lacuna de pesquisa apresentada, o objetivo deste trabalho foi, dentre outras coisas, contribuir com experimentos e estudos analíticos através de modelos analíticos de vigas metálicas protendidas de forma externa. Além disso, apresenta-se uma proposta de utilização de vigas metálicas protendidas em edificações de múltiplos andares ainda em fase de projeto.

### 3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Por ser tratar de um tema pouco estudado no Brasil, serão abordados, neste capítulo, os principais assuntos que fazem parte da técnica de protensão em vigas metálicas. Serão tratados aspectos relevantes do comportamento estrutural de vigas metálicas protendidas, além dos tipos de materiais utilizados na técnica e o conceito de protensão, utilizando os principais estudos internacionais como base teórica.

Os aspectos construtivos da técnica de protensão com cabos externos a viga ganharam uma ênfase por serem de suma importância para o sucesso da técnica de protensão. Dentre estes, estão questões como a perda de protensão; o traçado do cabo; a ancoragem do cabo; a viga metálica e uma explanação na questão dos desviadores do cabo.

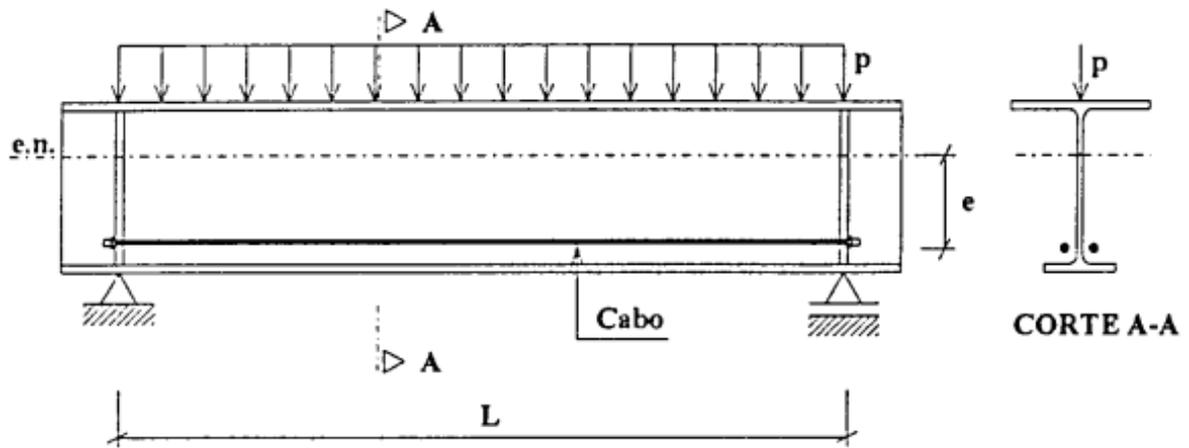
As vigas de aço protendidas com cabos externos são submetidas à força normal devido à força axial aplicada no cabo de protensão. Assim, os critérios das vigas de aço protendidas serão regidos pelos critérios de viga coluna; critério este que será discutido também neste capítulo.

#### 3.1 PROTENSÃO

A protensão consiste na aplicação de um estado prévio de tensões à estrutura. Este estado é gerado pela aplicação de cargas opostas às cargas oriundas de sua utilização, de forma que a força de protensão comprime a peça e traciona o cabo ou armadura protendida.

Usualmente, a protensão é aplicada de duas formas, a forma mais simples consiste na instalação do cabo de protensão paralelo ao eixo longitudinal, fixando o cabo nas extremidades da viga. Para este caso, temos um cabo com excentricidade constante (Figura 13), podendo esta excentricidade ser maior que a metade da altura da viga, ficando, então, o cabo externamente a mesma.

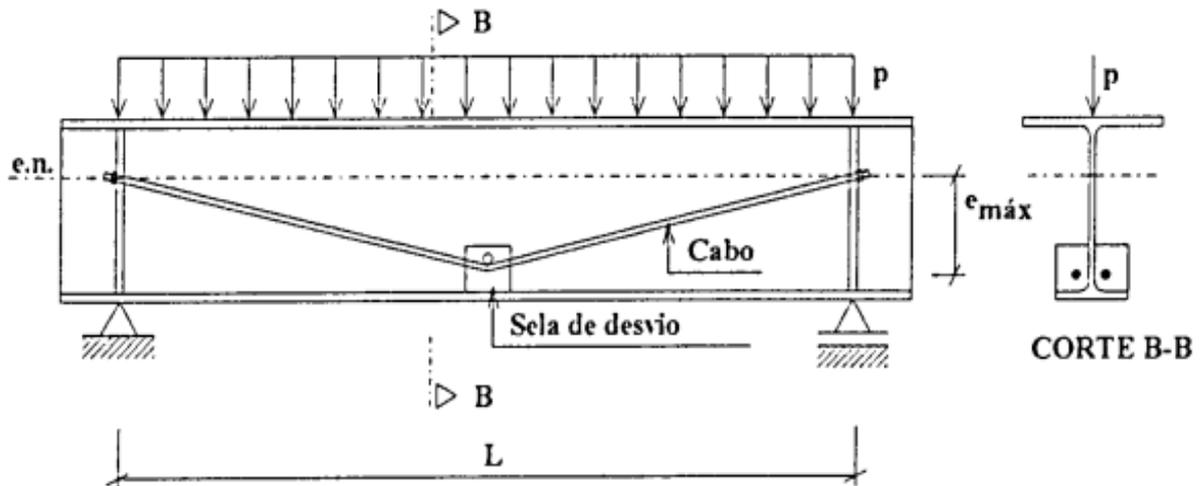
**Figura 13** - Viga metálica protendida por cabo de excentricidade constante.



Fonte: Quinaz (1993).

A segunda opção consiste na instalação de desviadores internos ao vão do cabo, produzindo uma variação de excentricidade ao longo do comprimento do mesmo (Figura 14). Este tipo de instalação proporciona um melhor rendimento da protensão, por aumentar, naturalmente, a inércia da peça ao meio do vão da viga.

**Figura 14** - Viga metálica protendida por cabo de excentricidade variável.



Fonte: Quinaz (1993).

Em estrutura de concreto é necessário avaliar o estado de tensões a que a peça está submetida, uma vez que o acréscimo da força axial, devido à protensão, pode ocasionar a ruína. É importante ressaltar que o acréscimo de resistência à flexão ocasiona uma redução da ductilidade das vigas de concreto, ou seja, o ponto

mais frágil da viga de concreto se torna a resistência a compressão da mesma, devido a alta resistência dos cabos de protensão.

Em estruturas metálicas a utilização da protensão se mostra possível a partir de diversas formas de seção do perfil metálico, da variação da posição do cabo e da utilização ou não de desviadores, gerando um grande leque de combinações de projeto para cada situação.

### 3.2 PROTENSÃO EXTERNA

A utilização de protensão externa é largamente utilizada em pontes. Fatores como o menor custo, equipamento de fácil operação, aumento da capacidade de resistência à flexão e do comportamento em serviço, são primordiais para o sucesso desse tipo de reforço estrutural.

A protensão externa se apresenta como uma ótima forma de reforço em estruturas se comparada a outras técnicas de reforço, destacando-se por ser de caráter ativo, não sendo necessária a deslocamento da peça para que a protensão comece a atuar. Além disso, o fato dos cabos serem externos facilita a manutenção e possíveis substituições.

Segundo Reis (2003), a protensão externa é caracterizada pelos seguintes pontos: os cabos de protensão são colocados fora da área física ocupada pela seção transversal da estrutura; as forças exercidas pelos cabos de protensão são transmitidas para a estrutura por pontos de ancoragem e desviadores; não existe aderência entre a armadura de protensão e a estrutura, ao menos dos pontos de ancoragem e de desvio dos cabos, onde o atrito é intencionalmente criado para fixar o cabo.

A utilização do cabo de protensão com formato poligonal externo, utilizando-se de desviadores para o posicionamento do traçado e aproximando-se do formato do diagrama de momento fletor apresentado pela viga, proporciona um melhor rendimento para o sistema de protensão. O fato de a viga estar carregada não impede a aplicação da protensão, dessa forma, é também por isso que a técnica de protensão externa se mostra como uma grande solução para controle de deformações.

A utilização de traçado curvilíneo para o cabo de protensão não é recomendada em estruturas metálicas devido a necessidade de um grande número de desviadores a serem instalados na viga. Dessa forma, o sistema deixa de ser economicamente viável.

Apesar de todas as vantagens já citadas da técnica de protensão externa, existem pontos negativos que devem ser avaliados, a exemplo do fato de que, sendo o cabo externo, torna-se mais suscetível a agentes externos como: fogo, corrosão, elementos químicos, entre outros.

### 3.3 PERDAS DE PROTENSÃO

O fato de que existem perdas da força de protensão aplicada é conhecido e estas perdas são comumente previstas na fase de projeto da protensão. Tais situações são ocasionadas por diversos fatores, como o tipo de aplicação da protensão e o próprio aço do cabo de protensão ao longo do tempo. Basicamente as perdas são classificadas em: perdas progressivas e perdas imediatas.

As perdas progressivas ocorrem durante a vida útil da estrutura. Para o caso das estruturas metálicas com protensão externa as perdas progressivas são, basicamente, provenientes do fenômeno de relaxação do aço. Já para o caso do concreto protendido, temos outros fatores que também influenciam nessas perdas, como a fluência e retração do concreto.

As perdas imediatas são provenientes da aplicação da protensão e ocorrem na hora mesmo da aplicação, com magnitude considerável, sendo perceptível após a sua ocorrência. As principais perdas imediatas são listadas abaixo:

- *Perdas por atrito*

As perdas por atrito são resultantes do aparecimento de forças na direção contrária à força de protensão, reduzindo a intensidade da força efetivamente transmitida à peça estrutural. Essa redução se faz sentir, principalmente, nos trechos curvos e nas mudanças de direção dos cabos (ALMEIDA, 2001).

- *Perdas por acomodação das ancoragens*

No momento da liberação do cabo pelo macaco de protensão, a cunha é pressionada contra uma superfície côncava realizando a fixação do cabo. O pequeno deslocamento para esta fixação ocasiona uma perda de protensão

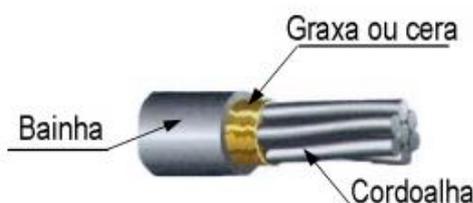
substantial, sendo o valor médio de perda pelo deslizamento da cunha um total de 6mm.

### 3.4 MATERIAIS DA PROTENSÃO

#### 3.4.1 Cabo

Os cabos de protensão utilizados na protensão externa são denominados de “cordoalhas engraxadas”. As cordoalhas consistem no agrupamento de pelo menos seis fios enrolados em uma ou mais camadas, em torno de um eixo atribuído com eixo do conjunto (Figura 15). Para prevenir contra a corrosão, as cordoalhas são revestidas por uma bainha de plástico contínua, preenchida com graxa inibidora de corrosão. Estas cordoalhas podem ser encontradas com diâmetros variando de 6,5 a 15,7mm;

**Figura 15** -Esquema de cordoalha engraxada



Fonte: FERREIRA (2007)

Os aços utilizados no cabo de protensão são aços de baixa relaxação (RB). Esse tipo de aço recebe um tratamento termomecânico que reduz as perdas de tensão por relaxação, melhorando as características elásticas e dúcteis. Outra característica é a elevada resistência, uma vez que, se comparado ao aço usual para o concreto armado, a resistência chegará a ser três vezes maior.

As principais propriedades dos cabos de protensão são:

- Ductilidade – evitando a ocorrência de colapsos imprevisíveis a ductilidade é medida através de testes de curvatura e alongamento. O alongamento deverá ser no mínimo de 2%.
- Relaxação – as perdas de tensão por relaxação podem ser reduzidas de 2% a 15%. Esta perda é devida as grandes tensões nos cabos, caracterizada por ser uma perda plástica irreversível.

As cordoalhas de fácil comercialização no Brasil são as cordoalhas de 7 (sete) fios, revestidas com uma bainha plástica de PEAD (polietileno de alta densidade), conforme seguintes especificações da tabela 1:

**Tabela 1** -Especificações para cordoalhas de protensão

<b>ESPECIFICAÇÃO DE CORDOALHAS DE PROTENSÃO</b>						
Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm <sup>2</sup> )	Área mínima (mm <sup>2</sup> )	Massa aprox. (kg/1.000 m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)
Cord. CP 190 RB 12,7	12,7	101	99	792	187	169
Cord. CP 190 RB 15,2	15,2	143	140	1126	266	239
Cord. CP 210 RB 12,7	12,7	101	99	792	203	183
Cord. CP 210 RB 15,2	15,2	143	140	1126	288	259

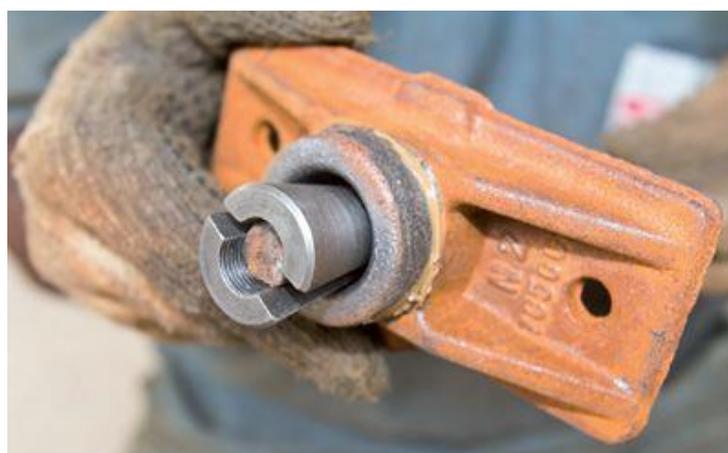
FONTE: IMPACTO PROTENSÃO (n.d)

### 3.4.2 Ancoragem

As ancoragens têm como principal finalidade a fixação do cabo, impedindo o retorno deste ao comprimento inicial após a aplicação da força de protensão pelo macaco hidráulico. Dessa forma, o cabo cria um estado de tensão gerando uma força sobre a estrutura fixada.

O principal dispositivo utilizado, tanto na fixação da protensão em estruturas de concreto, quanto em estruturas metálicas, é a cunha aprisionada a uma chapa de ancoragem (Figura 16).

**Figura 16** - Placa e Cunha de Ancoragem



Fonte: MARTINS (2013)

As cunhas podem ser bipartidas ou tripartidas, sendo que ambas são acionadas com a liberação do cabo, comprimindo as duas partes da cunha contra a placa de ancoragem.

Como alternativa às ancoragens por cunha, existe o sistema de fixação com rosca e porca que reduz as perdas de protensão. O sistema exige que a ponta do cabo ou todo o cabo seja rosqueado e que, após a protensão, a porca seja apertada contra a chapa de fixação.

O ponto de ancoragem entre o cabo protendido e a viga metálica é um ponto crítico de elevada concentração de tensões, sendo indispensável a utilização de reforços nas almas e nos banzos dos perfis nas zonas de fixação dos elementos de ancoragem.

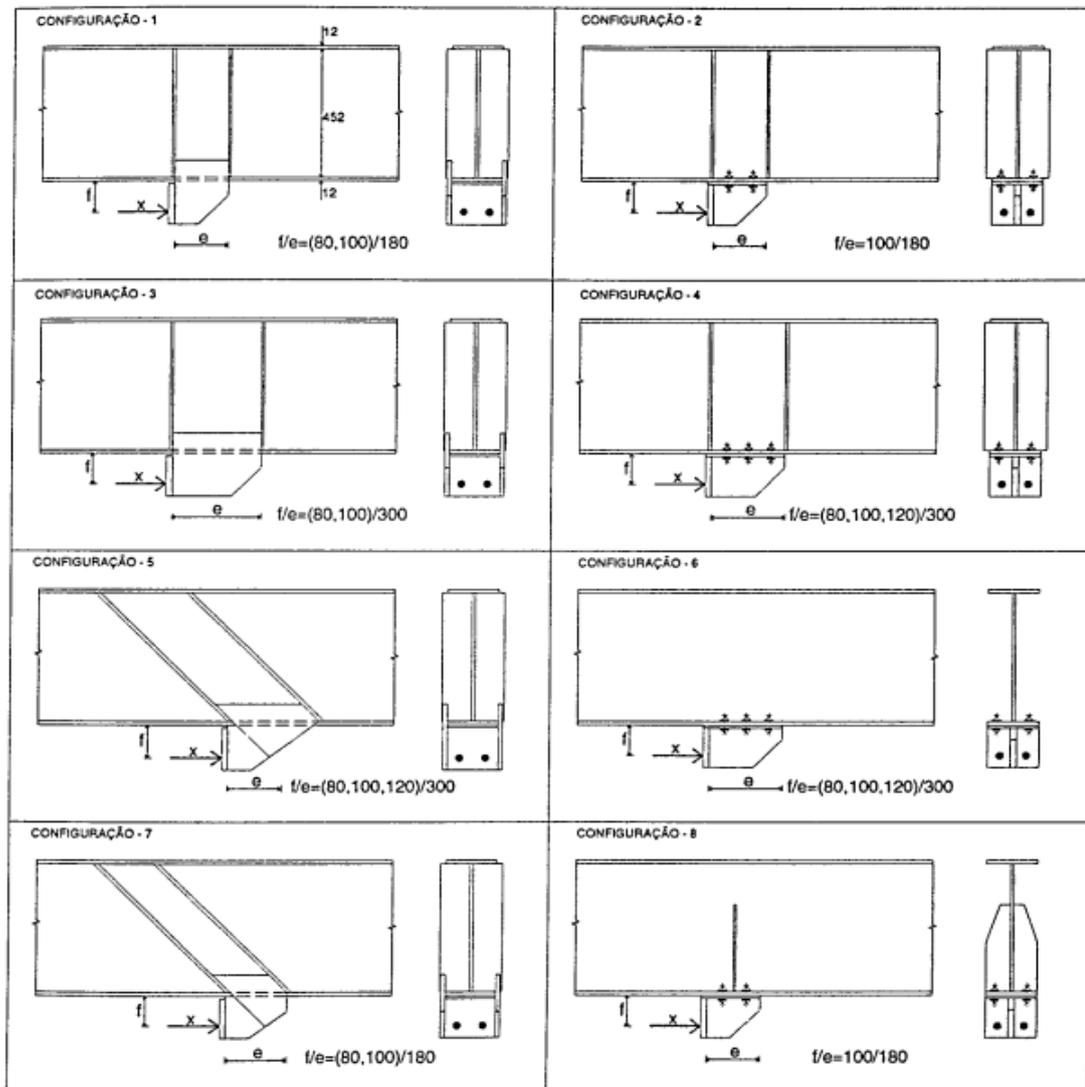
**Figura 17-**Reforço para ponto de ancoragem



FONTE: Autor

Em estudo realizado por Tocháček, M. e Ferjencik, P., segundo Quinaz (1993), foram analisados vários tipos de ancoragens, conforme a seguinte imagem:

**Figura 18-** Tipos de ancoragens analisadas por Tochácek, M. e Ferjencik, P.



Fonte: QUINAZ (1993)

Os resultados demonstraram que a configuração 4 (quatro), com apenas um reforço central e ligação aparafusada, foi a que apresentou o pior comportamento. As configurações 1 (um) e 3 (três) apresentaram os melhores desempenhos e as demais configurações não foram recomendadas pelos autores.

### 3.5 TRAÇADO DO CABO

O resultado da técnica de protensão e o seu sucesso estão diretamente relacionados ao traçado adotado para o cabo de protensão. Sobre isso, Saadatmanesh (1992), em seus estudos demonstrou que o acréscimo na capacidade de carga da viga protendida aumenta, proporcionalmente, a excentricidade do cabo. O autor ainda afirma que não existem diferenças significativas de tensão entre o cabo reto e o cabo inclinado.

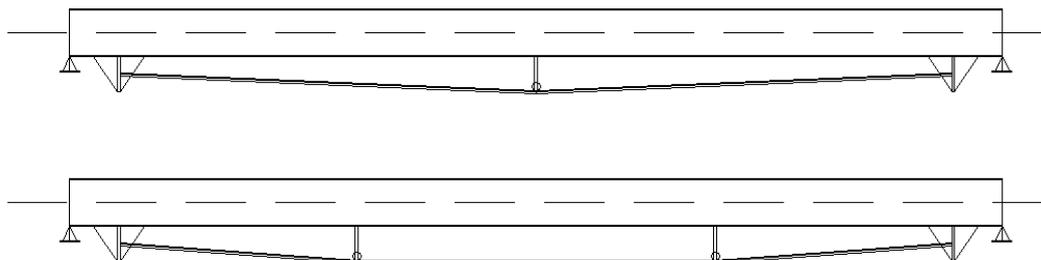
Em 1999, Nunziata estudou e analisou experimentalmente uma viga metálica protendida e em seus resultados sobre o traçado adequado para os cabos de protensão, o autor evidenciou que, para as vigas isostáticas, o traçado parabólico combate o efeito das cargas externas, sendo este o mais apropriado. Porém, ele ainda ressaltou a necessidade de vários desviadores para a realização do traçado do cabo na forma parabólica. Desta forma, a fabricação da peça é onerada, podendo inviabilizar a utilização da mesma.

Ronghe e Gupta (2002) apresentaram um estudo com vigas metálicas bi apoiadas de 10m para avaliar a influência da excentricidade do cabo de protensão. Os autores utilizaram três diferentes traçados: com cabos em formato de "V"; em formato trapezoidal e em formato curvilíneo. Eles ressaltaram, ao final do estudo, que havendo a possibilidade, o cabo deve ser locado abaixo da mesa inferior.

Observando os resultados obtidos pelos autores supracitados podemos concluir que o traçado do cabo externo, por aumentar a excentricidade da força de protensão, apresenta melhor desempenho. Da mesma forma, observamos que o traçado curvilíneo que mais se aproxima da forma do momento fletor será o mais eficiente, porém com maior custo de fabricação. Desta forma, o traçado retilíneo com pontos de inflexão nos desviadores se apresenta como o traçado de melhor custo benefício para o sistema de protensão.

Importante destacar que a quantidade de pontos de inflexão e, conseqüentemente, a quantidade de desviadores devem ser analisadas, conforme o comprimento da viga a ser protendida.

**Figura 19-** Traçado retilíneo com um e dois pontos de inflexão



FONTE: Autor

### 3.6 COMPORTAMENTO VIGAS COMPRIMIDAS

Ao aplicarmos a força de protensão em uma viga metálica estamos comprimindo a viga, logo, a viga deixa de ter predominantemente um esforço de flexão e passa a ter flexo-compressão. Esse tipo de comportamento é denominado de viga pilar, e representa um passo primordial para o entendimento do comportamento das vigas protendidas.

Apesar de usualmente a definição dos perfis utilizados em projeto de vigas serem determinados pelo estado limite de utilização, com isso a carga atuante no perfil estará sempre abaixo da carga crítica de flambagem, é importante a análise das cargas críticas de flambagem para a determinação da resistência da viga. Para o estado limite último deve ser analisado, além da carga crítica de flambagem, a verificação da instabilidade local, flambagem lateral da mesa (FLM), flambagem lateral da alma (FLA) e flambagem lateral por torção (FLT).

#### 3.6.1 Flambagem

O fenômeno de instabilidade por flambagem em estruturas metálicas assume particular importância devido à elevada resistência do aço, onde os elementos apresentam, em geral, esbeltezas elevadas. A carga crítica elástica, responsável pelo fenômeno de flambagem, baseada na teoria da estabilidade elástica nada mais é que o valor do esforço axial para o qual o elemento passa a apresentar deformações não exclusivamente axiais.

Em geral, o dimensionamento de elementos não restringidos, lateralmente constituídos de seções abertas de paredes finas, como as seções tipo I e H, por serem seções de baixa rigidez de torção e flexão lateral, são condicionados pela

flambagem lateral. Somente peças muito curtas podem ser carregadas até o escoamento. A situação mais comum é a ocorrência de flambagem antes que o material atinja a sua resistência máxima. A ruína de um elemento comprimido é, portanto, quase sempre comandada pela carga crítica de flambagem global, desde que não exista nem um tipo de instabilidade local de seus componentes.

O fenômeno da flambagem global ocorre devido a deslocamento lateral da parte comprimida da seção de um elemento sujeito a flexão em torno do eixo de menor inércia. Nesta situação, a parte comprimida comporta-se como um elemento linear comprimido, continuamente restringido pela parte tracionada.

A carga crítica de flambagem é definida como a carga a partir da qual a barra que está sendo comprimida mantém-se em posição indiferente. O matemático Leonhard Euler demonstrou que, para a carga maior ou igual à carga crítica, surgem deslocamentos laterais iniciando a transição de cargas apenas de compressão para flexo-compressão.

A carga crítica é determinada pela seguinte formulação:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_e^2}$$

Onde:

$N_{cr}$  - Carga Crítica de Flambagem;

E – Módulo de elasticidade do material;

I – Momento de Inercia;

$l_e$  - Comprimento de flambagem;

Nomeando-se, então, de parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{K L}{r}$$

Onde:

K – Parâmetro de Flambagem;

r – Menor raio de giração da barra;

L – Comprimento da barra;

É denominando:

$$l_e = K L$$

Temos que a carga crítica de flambagem será:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{KL^2} = \frac{\pi^2 E r^2 A}{\lambda^2 r^2} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2}$$

Para termos a tensão crítica de flambagem dividimos pela área A da seção transversal da barra:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

A NBR 8800(2008) define o coeficiente K de flambagem, como se vê na tabela 2 abaixo.

**Quadro1** - Coeficiente K de flambagem (NBR 8800)

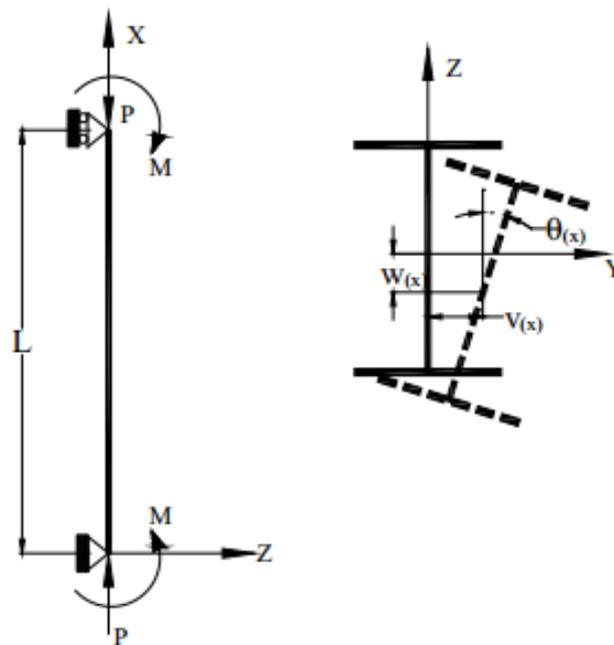
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio						

FONTE: NBR 8800 (2008)

### 3.6.2 Solução analítica para flexocompressão

Devido a aplicação da protensão e o surgimento da carga de compressão, a resistência da viga passa a ser determinada pela flambagem lateral por torção. Este modo de flambagem tem como característica o surgimento de três liberdades de deslocamento:  $V(x)$ ,  $W(x)$  e  $\theta(x)$  (Figura 20).

**Figura 20** - Condições de contorno para flambagem lateral por torção



FONTE: Abdelnabi. (2013).

Segundo Trahair et al. (2008), a expressão para a flambagem global da vigacolumna é dada por:

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_{LTz}}\right)^2 = \left(1 - \frac{P_{cr}}{P_{Ez}}\right) \left(1 - \frac{P_{cr}}{P_{Ey}}\right) \left(1 - \frac{P_{cr}}{P_T}\right)$$

Onde:

$M_{cr}$  = Momento crítico de flambagem;

$P_{cr}$  = Carga crítica de flambagem;

$M_{LTz}$  = É o momento de flambagem lateral por torção em torno do eixo Z (menor inercia)

$P_{Ez}$  = Carga crítica de Euler para eixo Z;

$P_{Ey}$  = Carga crítica de Euler para eixo Y;

$P_T$  = Carga crítica de flambagem por torção;

Trahair et al. (2008) ainda define as expressões para as cargas críticas individuais:

$$M_{LTz} = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EI_z \left( GJ + \frac{\pi^2 EC}{L^2} \right)}{\gamma}}$$

$$P_{Ez} = \frac{\pi^2 EI_z}{(KL_z)^2}$$

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(KL_y)^2}$$

$$P_T = \frac{1}{r_o^2} \left( GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{L^2} \right)$$

E define a relação entre o deslocamento lateral ( $v(x)$ ), e a rotação seção ( $\theta(x)$ ), dada por:

$$v(x) = \frac{M_{cr}}{P_{Ez} - P_{cr}} \theta(x)$$

Onde **E** é o módulo de elasticidade, **I<sub>z</sub>** e **I<sub>y</sub>** são os menores e maiores momentos de inércia, como mostrado na fórmula acima, **G** é o módulo de cisalhamento, **J** é a constante de torção, **C<sub>w</sub>** é a constante de deslocamento, **L** é o comprimento do feixe e **γ** é um fator geométrico igual a (1-I<sub>z</sub> / I<sub>y</sub>).

Diante disso, Abdelnabi (2013) comparou as expressões para a flambagem lateral com diversos modelos de elementos finitos desenvolvidos no software ANSYS (Figura 21) e concluiu que os modelos de elementos finitos correspondem a solução analítica obtida por Trahair et al. (2008).

**Figura 21** - Modelo de elementos finitos comparado as expressões.



FONTE: Abdelnabi. (2013).

### 3.6.3 Flexocompressão segundo a NBR8800

A NBR 8800, em sua última revisão de 2008, determina que, para a atuação simultânea da força axial de tração ou compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida à limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

Para  $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

Para  $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

Onde:

$N_{Sd}$  é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;

$N_{Rd}$  é a força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;

$M_{x,Sd}$  e  $M_{y,Sd}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal;

$M_{x,Rd}$  e  $M_{y,Rd}$  são os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal.

## 4 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

### 4.1 VERIFICAÇÃO DOS MODELOS EM ELEMENTOS FINITOS

Para que o estudo dos modelos em elementos finitos ganhe uma garantia maior de proximidade com os resultados reais, é necessária uma validação dos modelos desenvolvidos no software de elementos finitos. Para isso, os modelos desenvolvidos no software ABAQUS serão comparados com modelos de pesquisas anteriores. Os modelos serão comparados com os resultados experimentais obtidos por Park et al. (2010) e os resultados dos modelos analíticos obtidos por Ferreira (2007).

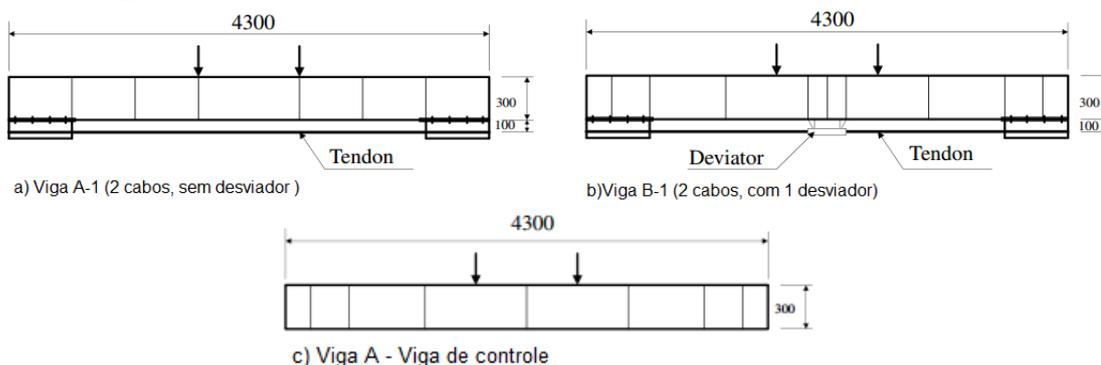
Para a comparação serão analisados os deslocamentos e as tensões apresentadas como resultados.

#### 4.1.1 Comparativo ao trabalho de Park (2010)

Em 2010, Park et al. fabricou e analisou, experimentalmente, 11 vigas de aço, para verificar a capacidade de reforço dessas vigas com a utilização de cabos de protensão externo ao perfil metálico. Para o presente estudo comparativo, portanto, foi utilizada a análise da viga com 300mm de altura, 300 mm de flange superior e inferior, a espessura da alma foi de 10mm e a do flange 15mm, com os cabos de protensão que possuíam 93mm<sup>2</sup> de seção transversal.

O autor variou a utilização de um desviador na viga B-1 e a não utilização deste desviador na viga A-1, ambas as vigas possuíam 4,3m de comprimento e foram protendidas com dois cabos, com uma força de 49KN em cada cabo. A carga externa foi aplicada em 2 pontos equidistantes do centro, conforme esquema apresentado na Figura 22.

**Figura 22** - Vigas utilizadas como parâmetro no trabalho de Park(2010).



FONTE: Park (2010).

Na figura 23 a), 22 b) e 22 c) vemos, respectivamente, as vigas desenvolvidas no presente trabalho como modelo no software Abaqus, todas com 4.3m de comprimento. Os modelos das vigas foram divididas com malha de 5cm e a aplicação da carga externa foi como no trabalho de Park (2010), em dois pontos equidistantes. Para simular o desviador foi implantado uma chapa central de 15mm, onde os cabos são ligados a esta chapa. Os cabos possuem área de seção transversal de 93mm<sup>2</sup>.

**Figura 23** - Modelo das vigas A, A-1 e B-1, software Abaqus.

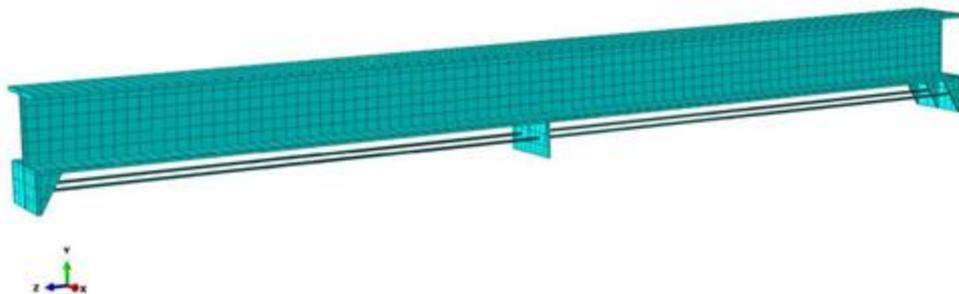
a) Viga A



b) Viga A-1



c) Viga B-1

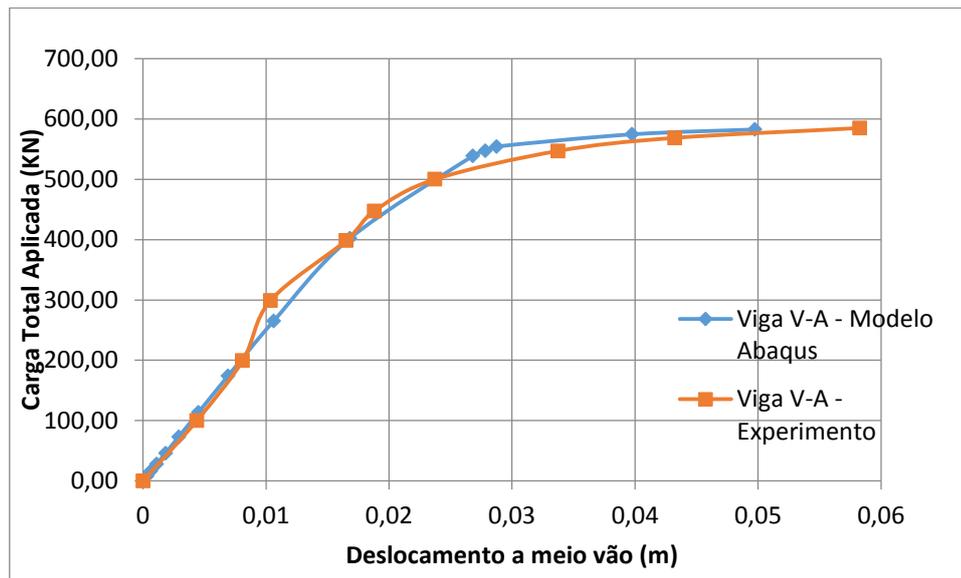


FONTE: Autor

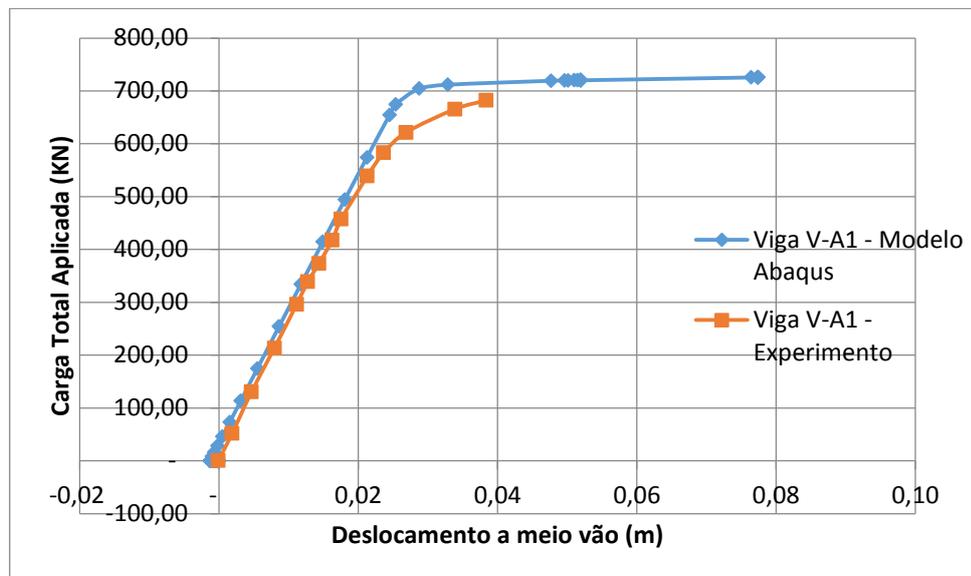
Os resultados obtidos para a comparação entre os modelos de vigas desenvolvido no software e os experimentos aqui realizados, aparecem no gráfico 1, gráfico 2 e gráfico 3. O Gráfico 1 apresenta a curva que mede a deslocamento no

meio do vão com a aplicação de cargas progressivas para as vigas tipo A ou seja as vigas de controle sem a aplicação de proteção, o gráfico 2 apresenta a comparação para a viga do modelo e o experimento da viga A1, caso este com a utilização de protensão sem a chapa no meio da viga, o gráfico 3 apresenta a comparação entre as Vigas tipo B1, com a utilização de protensão e um chapa no meio do vão onde o cabo é conectada a esta chamada de desviador.

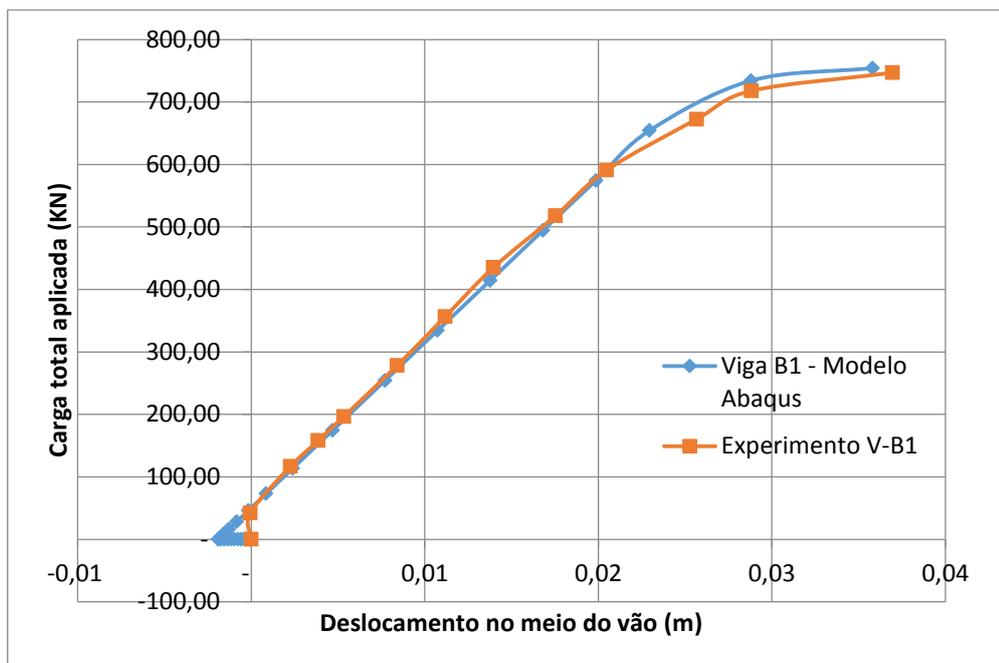
**Gráfico 1** – Comparação dos deslocamentos a meio vão entre modelo e experimento de Park (2010) para a viga A.



**Gráfico 2** - Comparação dos deslocamentos a meio vão entre modelo e experimento de Park (2010) para a viga A1.



**Gráfico 3** - Comparação dos deslocamentos a meio vão entre modelo e experimento de Park (2010) para a viga B1.



Os resultados apresentados nos gráficos 1, 2 e 3 demonstram que existe uma proximidade satisfatória entre os resultados obtidos pelos modelos desenvolvidos no

software ABAQUS e os apresentados no trabalho de Park (2010) como resultado do seu experimento com vigas reais.

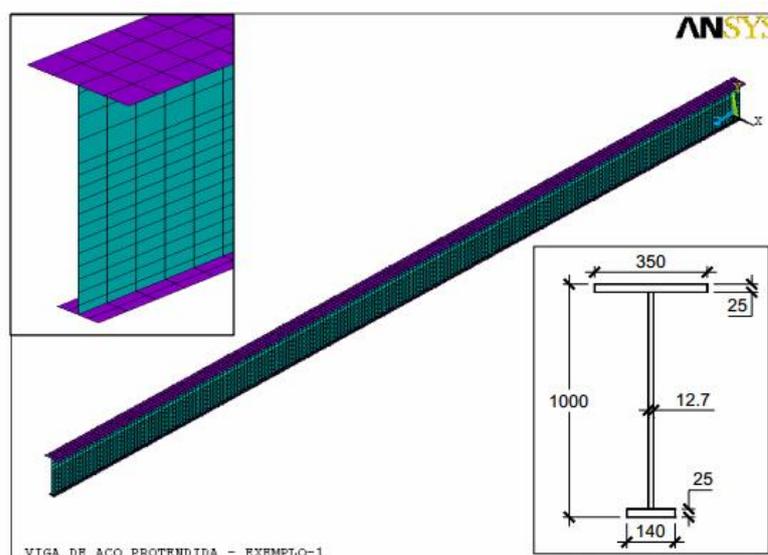
Analisando os três gráficos podemos observar também o aumento da capacidade de carga das vigas com a adição da protensão e, posteriormente, com a adição do desviador, isto confirma o que foi observado por Park (2010) em seu trabalho, que as vigas com sistema de protensão e utilização de desviadores são eficientes no aumento da capacidade de carga e redução dos deslocamentos.

#### 4.1.2 Comparativo ao trabalho de Ferreira (2007)

Em 2007, Ferreira desenvolveu modelos de vigas no software Ansys e desenvolveu um aplicativo em Excel que verifica as vigas metálicas protendidas de forma analítica.

Seguindo com a comparação entre os modelos previamente obtidos por outros estudos, foram desenvolvidos, no presente trabalho, modelos comparativos da viga analisada por Ferreira (2007) no software Abaqus. A viga modelada era caracterizada por um perfil I de abas desiguais com 1 metro de altura, possuía mesa superior com 35 cm e chapa de 25 mm; a alma da viga possuía espessura de 12,7 mm e a mesa inferior 14 cm e espessura de 25 mm. Vê-se os detalhes da viga analisada por Ferreira (2007) ainda sem o cabo de protensão, na Figura 24.

**Figura 24-** Modelo de viga analisada por Ferreira (2007) no Ansys e em seu aplicativo.

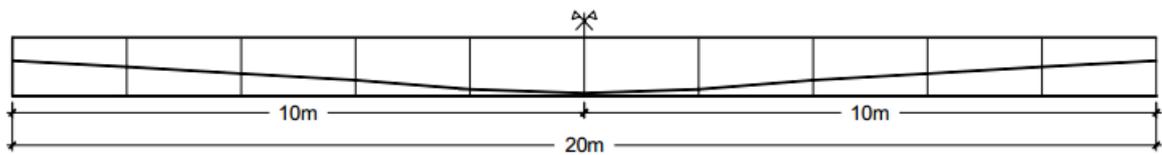


FONTE: FERREIRA (2007).

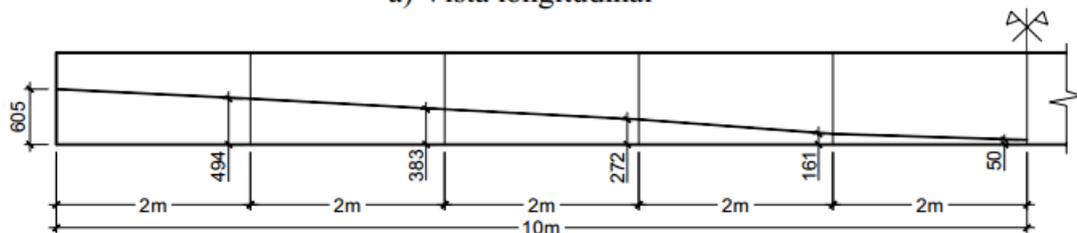
A viga foi denominada de V20 devido ao seu comprimento de 20m. A comparação realizada foi feita para duas situações: a primeira, na situação sem a aplicação da protensão, e a segunda, utilizando os cabos de protensão conforme descrito por Ferreira (2007).

O aço utilizado na viga foi o A36 com a tensão de escoamento de 250 Mpa. A viga foi ainda considerada travada lateralmente por uma laje de concreto; o aço do cabo de protensão utilizado foi o CP 190 RB, com resistência característica a tração de 1898 Mpa. O traçado do cabo e as coordenadas dos desviadores são conforme mostra a Figura 25.

**Figura 25** – Traçado do cabo de protensão da viga V20 analisada por Ferreira (2007)



a) Vista longitudinal

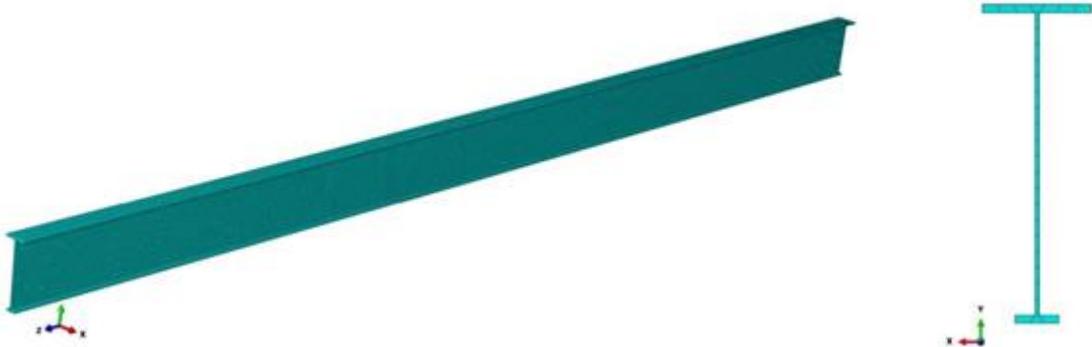


b) Coordenadas dos desviadores (altura em mm e comprimento em m)

FONTE: FERREIRA (2007).

Partindo dos dados acima informados, obtidos no trabalho de Ferreira (2007), foi desenvolvida uma viga V20 para a análise no software Abaqus (Figura 26) e posterior comparação dos resultados.

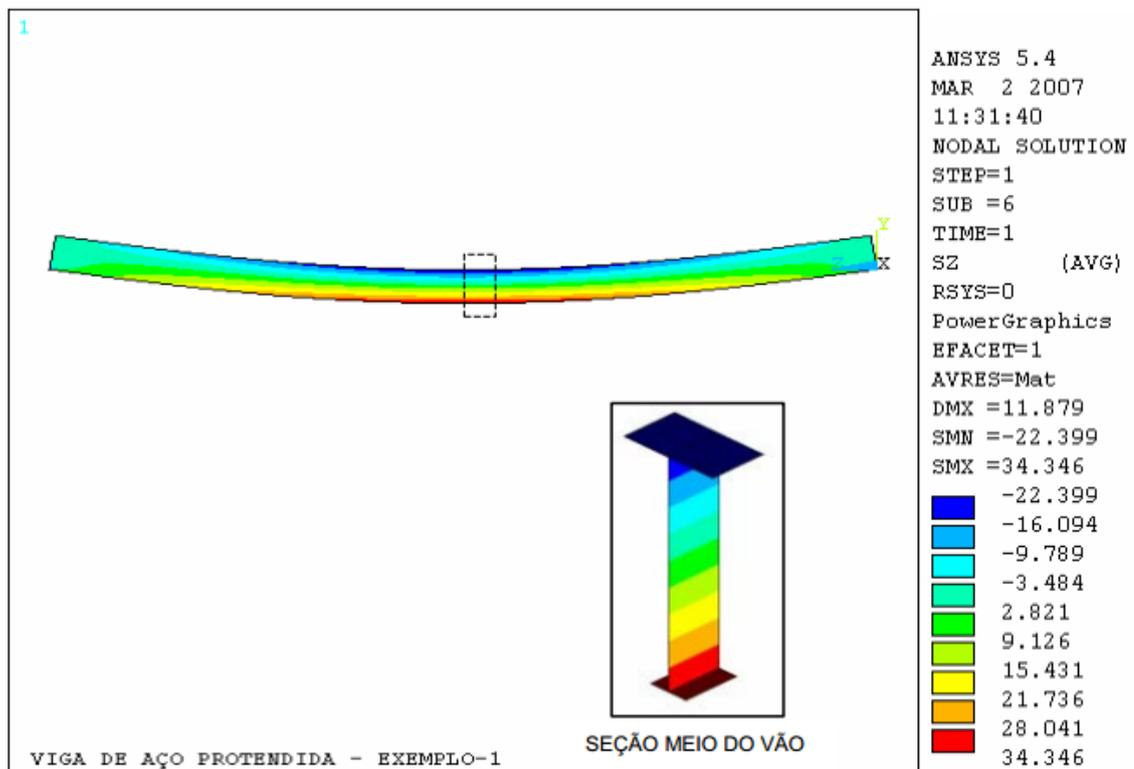
**Figura 26** - V20 – Viga de controle, software Abaqus.



FONTE: Autor.

Os resultados obtidos por Ferreira (2007) para a viga V20 (Figura 27) sem a aplicação da solução de protensão, analisadas no software Ansys, aparecem na figura 26. Observamos que para a seção no meio do vão a fibra inferior está tracionada com tensão de  $34,3 \text{ kN/cm}^2$  e a fibra superior comprimida com tensão igual a  $-22,4 \text{ KN/cm}^2$ . Esta viga estaria sofrendo um esforço maior que o limite de escoamento do material utilizado na viga que é de  $25 \text{ Kn/cm}^2$ .

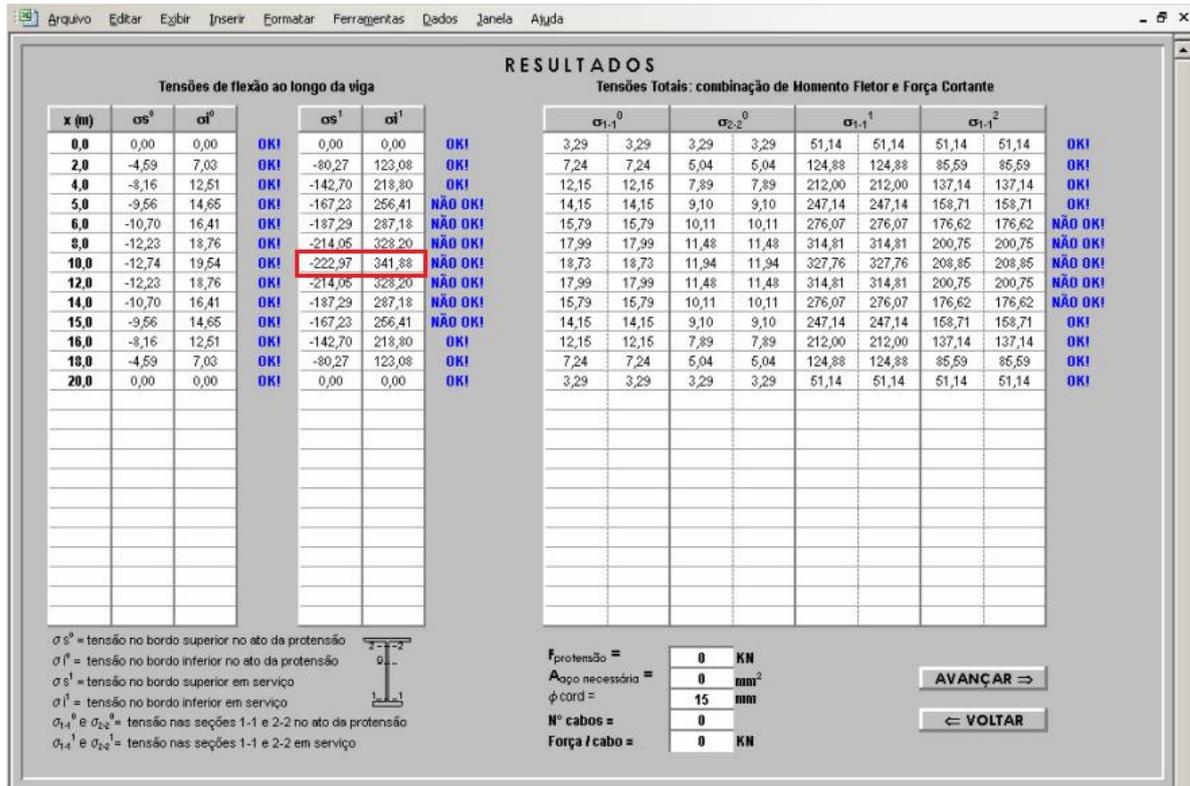
**Figura 27** - Resultados da viga V20 sem aplicação de protensão, software Ansys.



FONTE: FERREIRA (2007).

A análise feita com o aplicativo apresenta o valor da tensão igual a  $-22,3 \text{ KN/cm}^2$  e  $34,2 \text{ cm}^2$  (Figura 28). Comparando, então, os resultados entre o software Ansys e o aplicativo desenvolvido pela autora, observamos que ambos resultam em praticamente os mesmos valores para a situação onde a protensão não é utilizada.

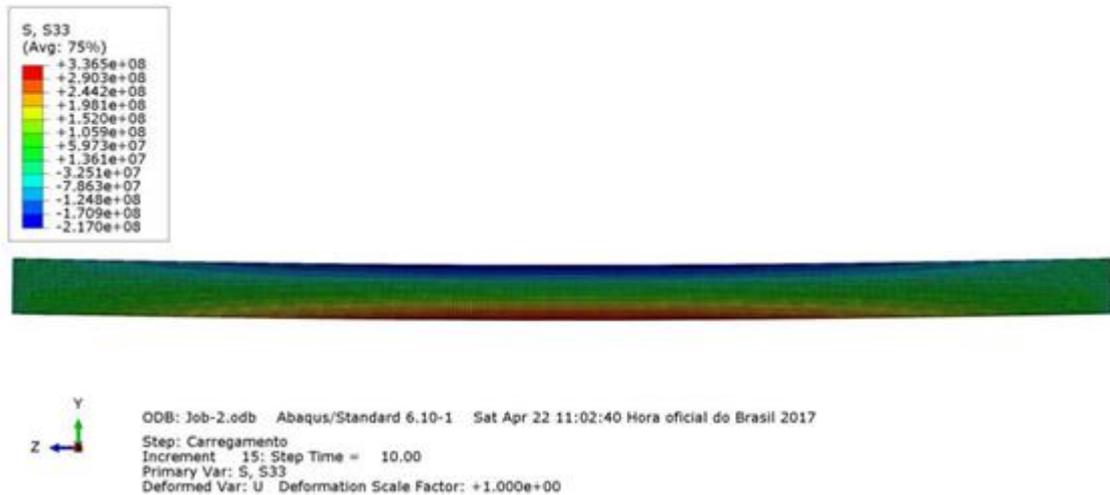
Figura 28- Resultados da viga V20 sem aplicação de protensão, Aplicativo.



FONTE: FERREIRA (2007).

Os resultados obtidos para a viga V20 analisada no software Abaqus, sem a aplicação de protensão, aparecem na figura 29. Para a seção no meio do vão, a fibra inferior está tracionada com tensão de 33,6 kN/cm<sup>2</sup> e a fibra superior comprimida com tensão igual a -21,7 kN/cm<sup>2</sup>.

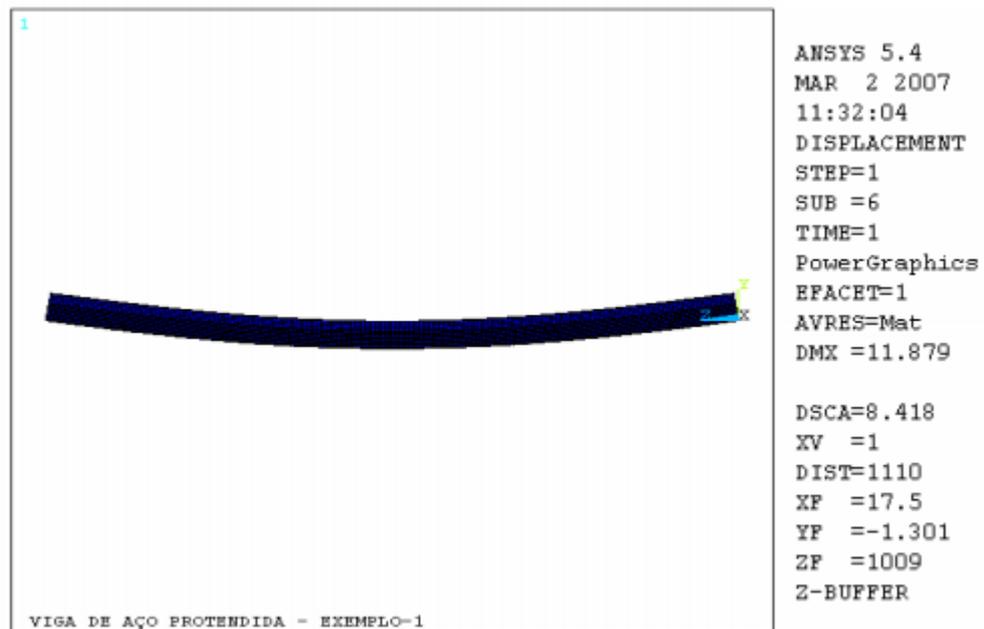
**Figura 29**– Resultados da viga V20 sem aplicação de protensão, software Abaqus.



FONTE: Autor.

Ferreira (2007) ainda apresenta o resultado dos deslocamentos verticais para o modelo desenvolvido no software Ansys. Para este foi considerado apenas o carregamento nominal. O valor do deslocamento foi de -83,5 mm, conforme demonstra a Figura 30.

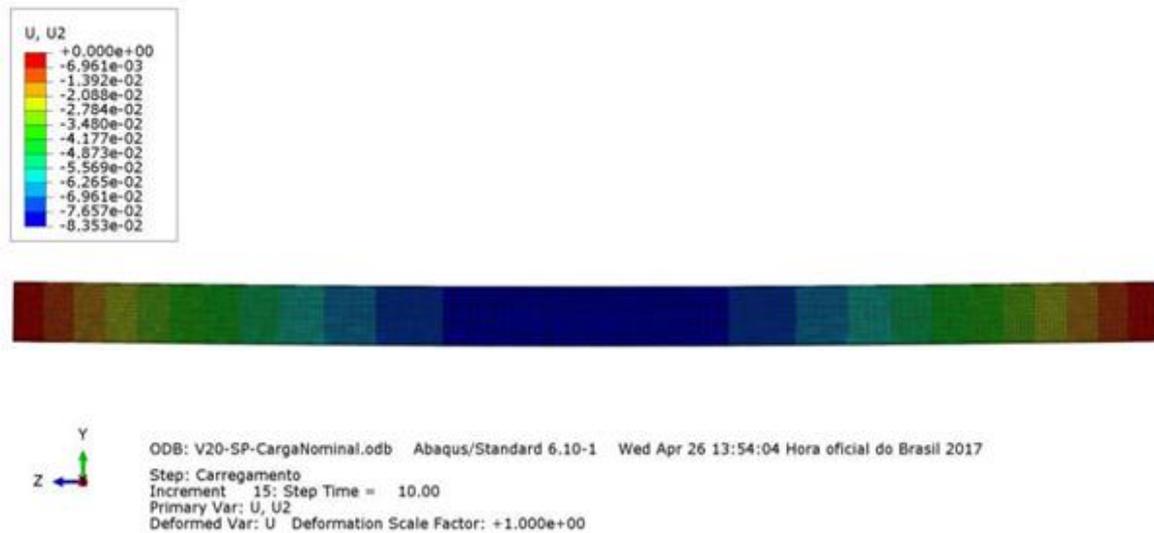
**Figura 30**– Deformada da viga V20 sem aplicação de protensão, software Ansys.



FONTE: FERREIRA (2007).

Em comparação ao apresentado pela autora, a Figura 31 apresenta a deformada da estrutura no modelo desenvolvido no software Abaqus utilizando os mesmos carregamentos nominais, o valor obtido foi também de 83,5 mm.

**Figura 31** - Deformada da estrutura no modelo desenvolvido no software Abaqus.

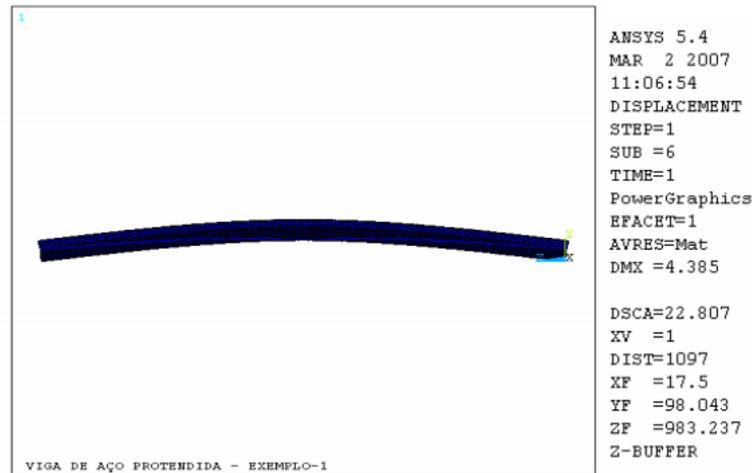


FONTE: Autor.

Posteriormente a análise da viga sem a utilização da protensão, a autora Ferreira (2007) analisou a mesma viga V20, desta vez utilizando, no seu modelo, elementos que simulam o cabo de protensão. Foram utilizados dois cabos, um de cada lado da viga e em cada um dos cabos foi aplicada uma carga de 992,4 kN. A área do cabo resultante de cada lado da viga foi de 7,07 cm<sup>2</sup>.

Observamos na Figura 32 os resultados obtidos na viga V20, no modelo do software Ansys. Para a aplicação apenas da protensão, vemos que a viga apresenta uma contra-flecha ao meio do vão de +36,07 mm.

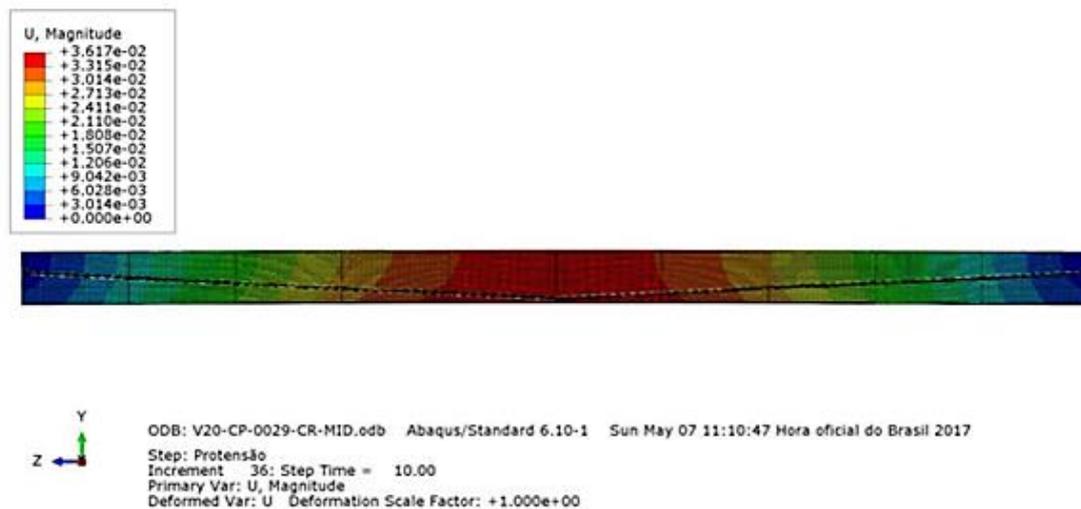
**Figura 32**–Deformada da viga V20 com aplicação de protensão, software Ansys.



FONTE: FERREIRA (2007).

Para o modelo da viga V20, desenvolvido no software Abaqus, vemos na figura 33 a deformada da viga após a aplicação da protensão. A viga apresenta uma contra-flecha ao meio do vão de +36,17 mm.

**Figura 33**-Deformada da viga V20 com aplicação de protensão, software Abaqus.

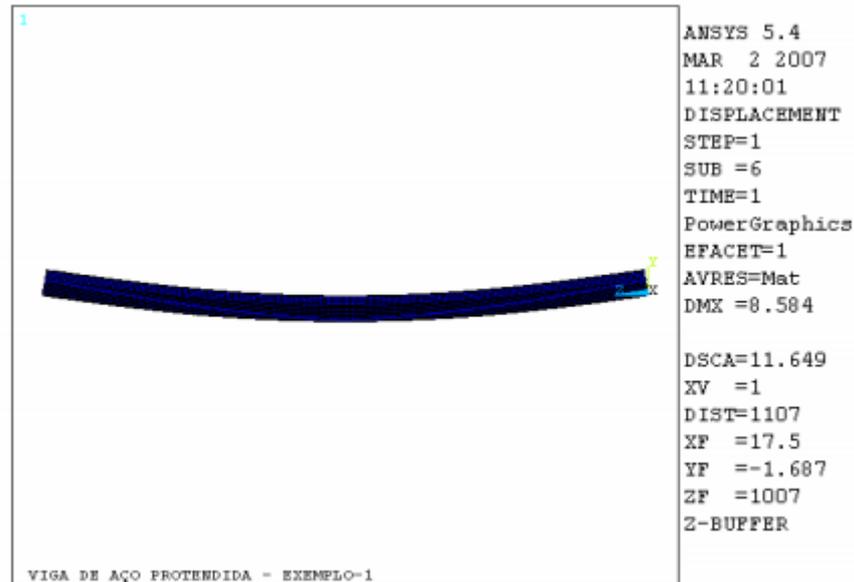


FONTE: Autor.

Seguindo com o comparativo de resultados, a autora apresenta os valores para o estado final da viga, ou seja, onde ela vai estar submetida às cargas permanentes totais, como peso próprio e o peso da laje, cargas acidentais e a força

de protensão. Após a aplicação da contra-flecha na viga por meio da protensão, a carga é aplicada à viga causando um deslocamento no sentido contrário a da protensão. Conforme figura 34, o valor máximo descrito pela autora foi de -47,23mm.

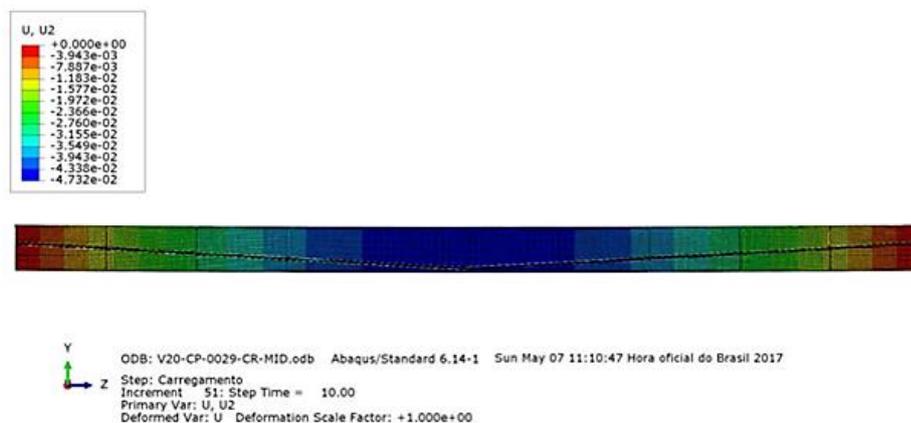
**Figura 34-** Deformada da viga V20 com aplicação da cargas totais, software Ansys.



FONTE: FERREIRA (2007).

Para o modelo da viga V20 desenvolvido no software Abaqus, vemos na figura 35 a deformada da viga já protendida após a aplicação das cargas totais. A viga apresenta uma flecha ao meio do vão de +47,32 mm.

**Figura 35-** Deformada da viga V20 com aplicação da cargas totais, software Abaqus.

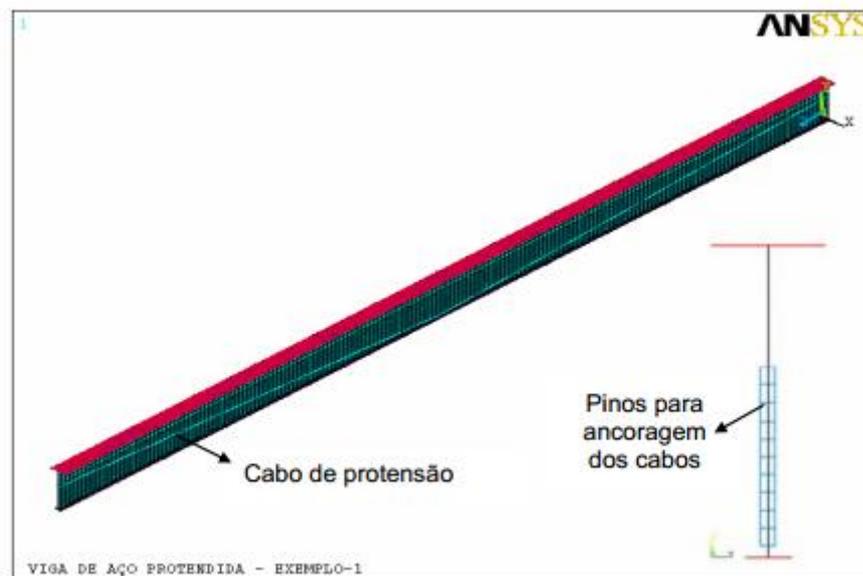


FONTE: Autor.

Apesar da proximidade dos resultados, podemos destacar algumas diferenças na modelagem no software de elementos finitos, umas delas é diferença entre a modelagem utilizando um único elemento rígido para do cabo e a modelagem utilizando discretização do cabo em elemento finitos para a análise das tensões, com o seu diâmetro conforme descrito pela autora. A escolha da modelagem do cabo foi devido a necessidade das informações das tensões no mesmo, visto que um modelo futuro seria realizado experimentalmente.

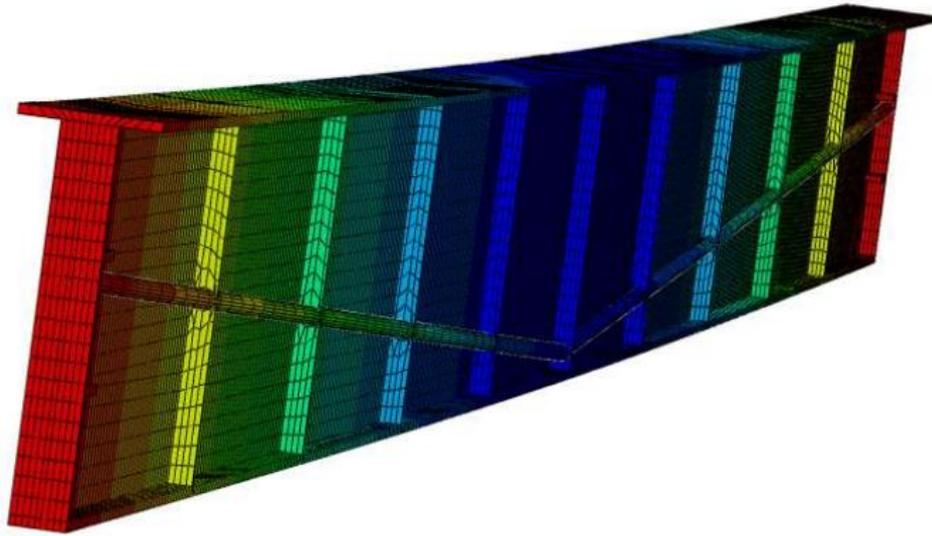
Vê-se na figura 36 a modelagem do cabo utilizando apenas um elemento rígido, como o fez Ferreira (2007). Já na figura 37, vê-se a modelagem do cabo discretizado em elementos finitos, como realizado no presente trabalho.

**Figura 36-** Modelagem do cabo de protensão realizado por Ferreira (2007).



FONTE: FERREIRA (2007).

**Figura 37-** Modelagem do cabo de protensão realizado no Software Abaqus.



FONTE: Autor.

Observando, então, o comparativo geral entre os modelos desenvolvidos no software Abaqus e os apresentados pelos autores Park (2010) e Ferreira (2007), vemos que existe uma proximidade relevante entre os resultados. Com isso, os modelos desenvolvidos no software Abaqus representam, de forma confiável, o comportamento das vigas metálicas tanto simples (sem protensão), quanto protendidas. Este comparativo é de suma importância para dar embasamento ao modelo criado para a análise numérica e, posteriormente, análise experimental descrita nos seguintes capítulos.

## 5 ESTUDO PARAMÉTRICO

### 5.1 INTRODUÇÃO

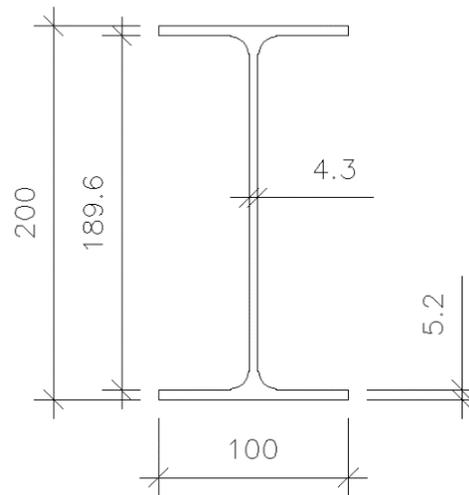
O objetivo deste capítulo é apresentar a análise realizada sobre o comportamento das vigas metálicas protendidas por meio de softwares de elementos finitos e fórmulas de dimensionamento, conforme a norma NBR8800. A análise será desenvolvida com base em perfil metálico tipo I, com aço ASTM A572-50, de distribuição da Gerdau, para melhor aproximar à realidade das construções metálicas no Brasil e da possibilidade dos resultados serem aplicados na prática.

Baseado nos trabalhos previamente citados, a escolha do traçado do cabo de protensão foi feito visando o melhor aproveitamento do resultado. Desta forma, o traçado foi predeterminado como traçado externo.

O comprimento do perfil metálico foi pensado, principalmente, visando a futura execução do experimento de protensão na viga metálica em laboratório. Assim sendo, teve-se que prever o tamanho da viga de maneira a se adaptar ao tamanho possível de ser realizado no laboratório, de forma que foi fixado o comprimento de 5m para a viga metálica.

Devido ao vão da viga predeterminado, o perfil metálico escolhido para a análise numérica e experimental foi pre-dimensionado como uma seção W200x15 (Figura 38), com as seguintes propriedades:

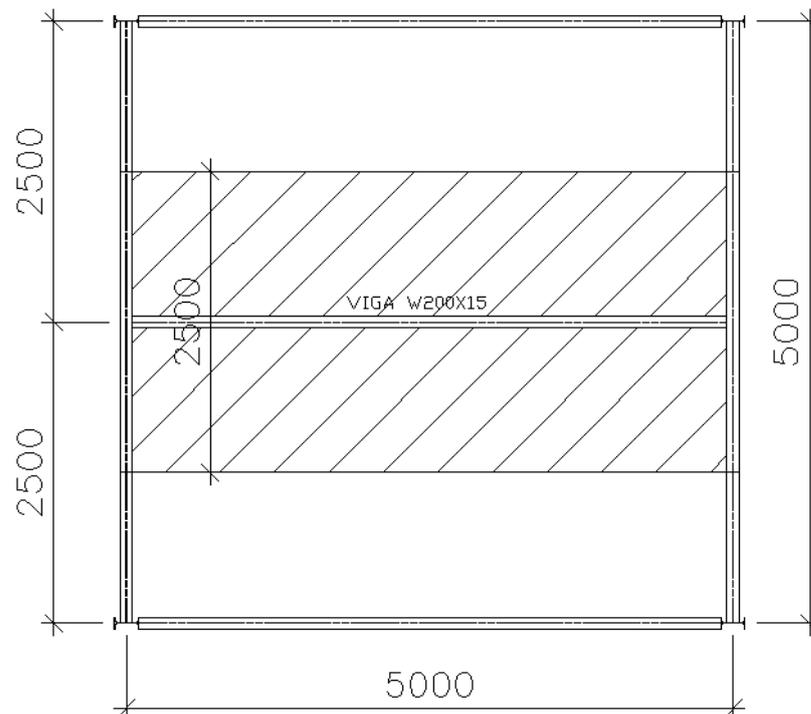
- W200x15;
- Massa Linear: 15 kg/m;
- Área: 19,4cm<sup>2</sup>;
- Tensão de escoamento ( $f_y$ ) = 350 Mpa;
- Módulo de Elasticidade ( $E_s$ ) = 200000 Mpa;
- $W_x = 130,5cm^3$ ;  $W_y = 17,4cm^3$ ;
- $I_x = 1305cm^4$ ;  $I_y = 87cm^4$ ;
- $r_x = 8,2cm$ ;  $r_y = 2,12cm$ ;

**Figura 38-** Perfil W200x15

FONTE: Autor.

## 5.2 CARREGAMENTO

Para a determinação dos carregamentos aplicados na viga metálica foi criada uma situação simulando um projeto de edificação de múltiplos andares com carregamentos usuais (FIGURA 39).

**Figura 39** - Esquema layout da viga analisada (mm).

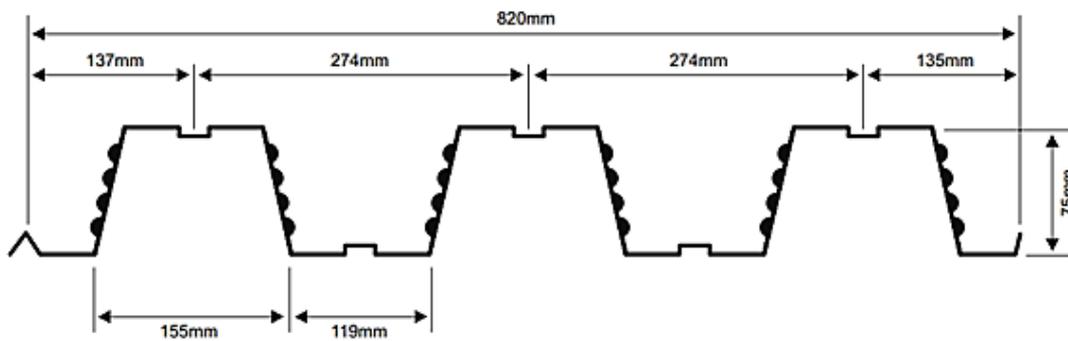
FONTE: Autor.

Conforme observado no esquema da figura38, o módulo predeterminado para a análise da viga foi 5m x 5m, sendo a viga secundária interna a este módulo escolhida para o estudo. Com o vão da viga definido (5 m) e o espaçamento entre vigas secundárias que dão apoio a laje definido (2,5 m), podemos determinar, portanto, a área de influência de carregamento da viga analisada:

- Viga secundária:
  - Área de influência:  $2,5 \times 5 = 12,5\text{m}^2$

A laje predefinida para o nosso modelo foi uma laje *steel deck*, com 0.8mm de espessura e altura de laje de 15cm (Figura 40).

**Figura 40**–Seção da telha forma.



FONTE: METEFORM (catálogo técnico)

Conforme tabelas2 e 3da Meteform, fabricante da telha forma metálica, temos as principais características e a capacidade de carga da laje. Para a nosso layout de vigas, temos um vão duplo de 2,5m. O fabricante indica, neste catálogo, que para um vão duplo máximo de 3m, não é necessário escoramento da laje. Temos ainda que para a laje de 15cm de altura, com a telha forma com 7,5cm de altura, o peso próprio da laje é de  $2,74\text{kN/m}^2$ . O fabricante ainda determina a capacidade de carga para o vão da laje de 2,5m, considerando apenas o perfil da laje, o concreto e uma tela de combate a fissuração. A carga indicada pelo fabricante para esta configuração é de  $8,28\text{kN/m}^2$  de carga sobreposta, ou seja, as cargas permanentes e sobrecargas, desconsiderando o peso próprio da laje.

Tabela 2 - Propriedades físicas para telha forma de 75mm.

Propriedades físicas - para largura de 1.000mm									
Esp. Final (mm)	Esp. projeto (mm)	Altura total (mm)	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Reações máximas de apoio		Módulo de Resistência (mm <sup>2</sup> )	Inércia para Deformação (mm <sup>4</sup> )	Área de aço (mm <sup>2</sup> )	Centro de Gravidade (mm)
				Externo kN	Interno kN				
0,80	0,76	74,98	9,37	6,76	21,01	22.710	1.017.138	1.112	37,49
0,95	0,91	75,13	11,12	8,90	29,70	28.788	1.254.749	1.332	37,57
1,25	1,21	75,43	14,63	14,62	49,53	40.599	1.666.741	1.771	37,72

FONTE: METEFORM (catálogo técnico)

Tabela 3 – Capacidade de cargas da telha forma de 75mm

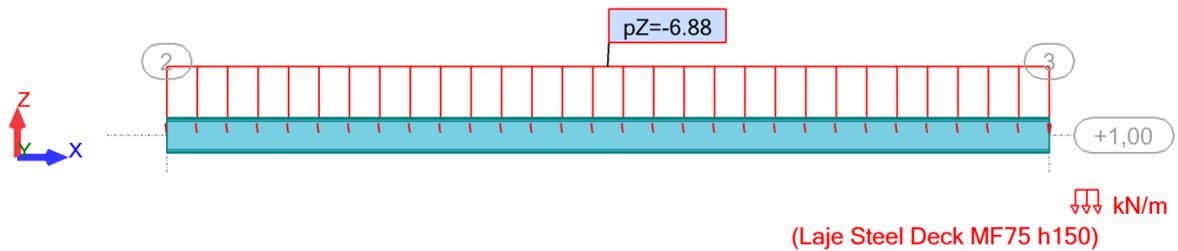
	Altura total da laje (mm)	Espessura Steel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m <sup>2</sup> )	M. Inércia Laje Mista (10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> /m)	Vãos Máximos Carga sobreposta							
			Simples (mm)	Duplos (mm)	Tripos (mm)	Balanço (mm)			2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.600	2.700
Lajes de Forro	130	0,80	2.350	3.200	3.300	1.150	2,27	10,66	11,87	10,56	9,42	8,43	7,56	6,79	6,11	5,51
		0,95	3.000	3.650	3.750	1.350	2,28	11,34	14,19	12,69	11,38	10,25	9,25	8,36	7,58	6,88
		1,25	3.650	4.300	4.400	1.650	2,32	12,74	18,83	16,94	15,31	13,88	12,62	11,50	10,51	9,63
Lajes de Piso	140	0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,17	13,16	11,71	10,45	9,35	8,39	7,54	6,78	6,11
		0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	13,99	15,74	14,07	12,63	11,37	10,26	9,28	8,41	7,64
		1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	15,68	20,00	18,79	16,98	15,39	14,00	12,76	11,67	10,69
	150	0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	16,06	14,46	12,86	11,48	10,28	9,22	8,28	7,45	6,72
		0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,04	17,28	15,45	13,87	12,49	11,27	10,20	9,24	8,39
		1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	19,05	20,00	20,00	18,65	16,91	15,38	14,02	12,82	11,75
	160	0,80	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	19,35	15,75	14,02	12,51	11,20	10,04	9,03	8,12	7,32
		0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	20,51	18,83	16,84	15,11	13,61	12,28	11,11	10,07	9,15
		1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	22,90	20,00	20,00	20,00	18,42	16,76	15,28	13,97	12,80
	170	0,80	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	23,07	17,04	15,17	13,54	12,12	10,87	9,77	8,80	7,93
		0,95	2.350	3.200	3.300	1.250	3,23	24,44	20,00	18,22	16,36	14,72	13,29	12,03	10,91	9,90
		1,25	3.150	3.800	3.900	1.450	3,26	27,24	20,00	20,00	20,00	19,94	18,14	16,54	15,12	13,86
180	0,80	1.550	2.750	2.850	1.050	3,44	27,25	18,34	16,32	14,57	13,04	11,70	10,52	9,47	8,53	
	0,95	2.200	3.100	3.200	1.200	3,46	28,84	20,00	19,61	17,60	15,84	14,30	12,94	11,74	10,66	
	1,25	3.050	3.700	3.800	1.450	3,50	32,10	20,00	20,00	20,00	20,00	19,51	17,80	16,28	14,92	
190	0,80	1.450	2.650	2.750	1.000	3,68	31,92	19,63	17,47	15,60	13,96	12,53	11,26	10,14	9,14	
	0,95	2.100	3.050	3.150	1.200	3,70	33,75	20,00	20,00	18,84	16,96	15,32	13,86	12,57	11,41	
	1,25	3.000	3.600	3.700	1.400	3,73	37,52	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	19,06	17,43	15,97
200	0,80	1.400	2.600	2.650	1.000	3,91	37,10	20,00	18,62	16,63	14,88	13,35	12,00	10,81	9,74	
	0,95	1.950	2.950	3.050	1.150	3,93	39,19	20,00	20,00	20,00	18,08	16,33	14,78	13,40	12,17	
	1,25	2.900	3.500	3.650	1.400	3,97	43,51	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	18,58	17,03	

FONTE: METEFORM (catálogo técnico)

Agora, de posse da área de influência da viga analisada e a carga oriunda da laje determinada para o projeto, temos a carga de concreto referente ao peso próprio da laje que atua na viga metálica.

- V1 – 5m – Viga secundária (Figura 41):
  - Laje Steel deck:  $2,75 \text{ Kn/m}^2 = 2,75 \cdot 2,5 = 6,88 \text{ Kn/m}$ .

**Figura 41** - Carga da laje *steel deck* aplicada sobre a viga metálica.



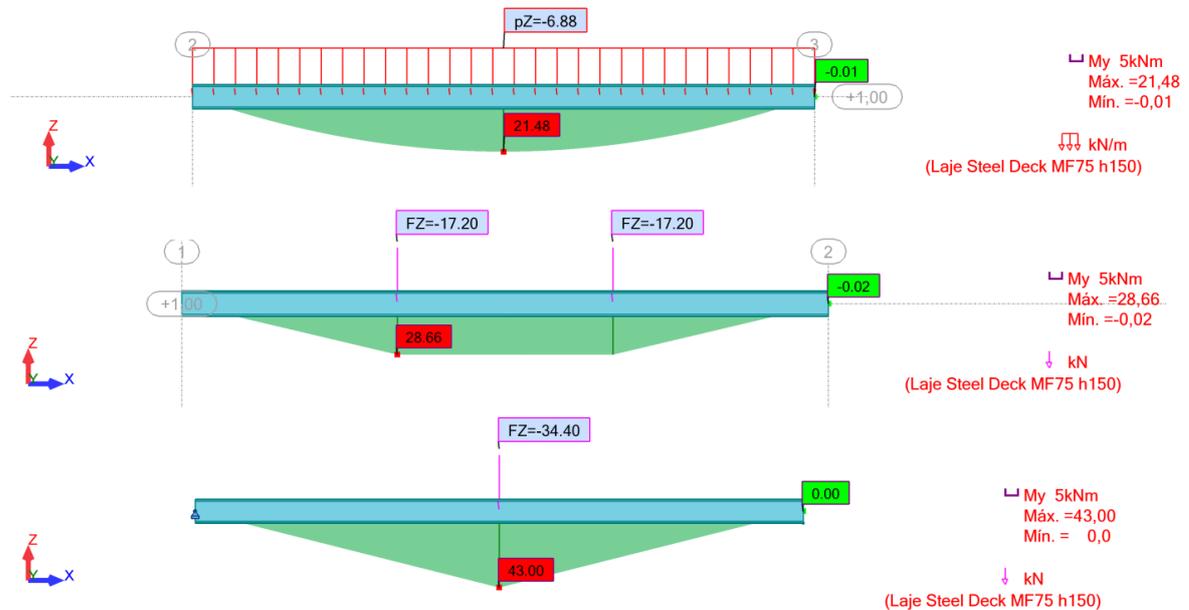
FONTE: Autor.

Prevendo a realização do ensaio das vigas em laboratório, devido às limitações, foi decidido pela transformação da carga linear em cargas pontuais, de forma que se aproximasse dos resultados obtidos entre ambos os modelos.

- Opção 01 – 1 carga pontual:
  - Peso próprio da laje = 6,88 KN/m
  - $6,88 \times 5$  (vão da viga) = 34,40 Kn
- Opção 02 – 2 cargas pontuais:
  - $6,88 \times 5$  (vão da viga) =  $34,4 \div 2 = 17,2$  Kn

Utilizando o software *Autodesk Robot Structural Analysis*, foi realizado um comparativo nos resultados dos momentos fletores entre as opções com uma carga pontual, duas cargas pontuais equidistantes e o carregamento linear que representa o mais próximo da realidade (Figura 42).

**Figura 42** - Comparativo de momentos fletores para os 3 tipos de carregamento.



Fonte: Autor.

Observando, então, os resultados dos momentos fletores para cada opção, vemos que existe uma maior proximidade dos resultados entre o carregamento linear e as duas cargas pontuais aplicadas sobre a viga. Desta forma, foram definidas as cargas a serem consideradas para as análises numéricas e experimentais da viga metálica protendida.

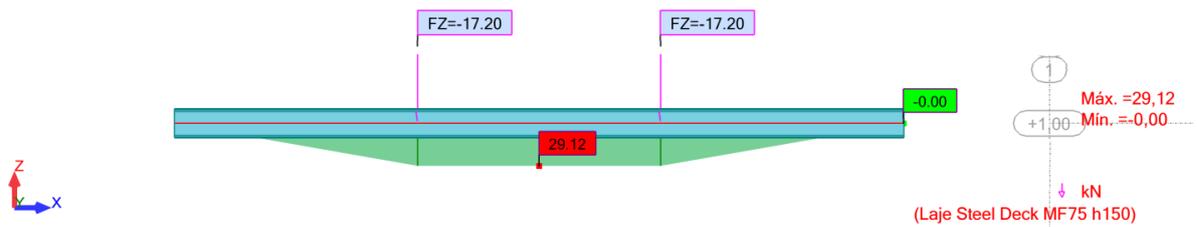
### 5.3 VIGA METÁLICA SEM PROTENSÃO

Estando definidos os carregamentos considerados na viga, o perfil pre-dimensionado e o vão de apoio, seguindo a sequencia corriqueira de um projeto de estruturas, devemos, então, determinar os resultados de esforços e deslocamentos para a configuração obtida.

Como forma de comparativo serão utilizados os resultados por meio do software *Autodesk Robot Structural Analysis*, o Software *Abaqus* e uma planilha de cálculo do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) para dimensionamentos de vigas metálicas, que realiza a verificação dos perfis conforme a norma NBR8800, conforme última atualização de 2008.

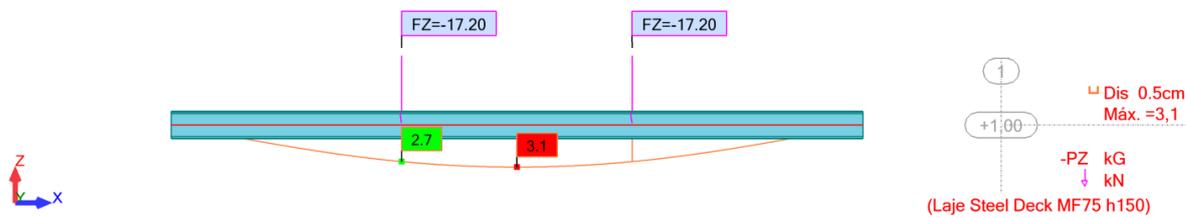
### 5.3.1 Resultados Autodesk Robot Structural Analysis

Figura 43 - Resultado momento fletor - Robot.



Fonte: Autor.

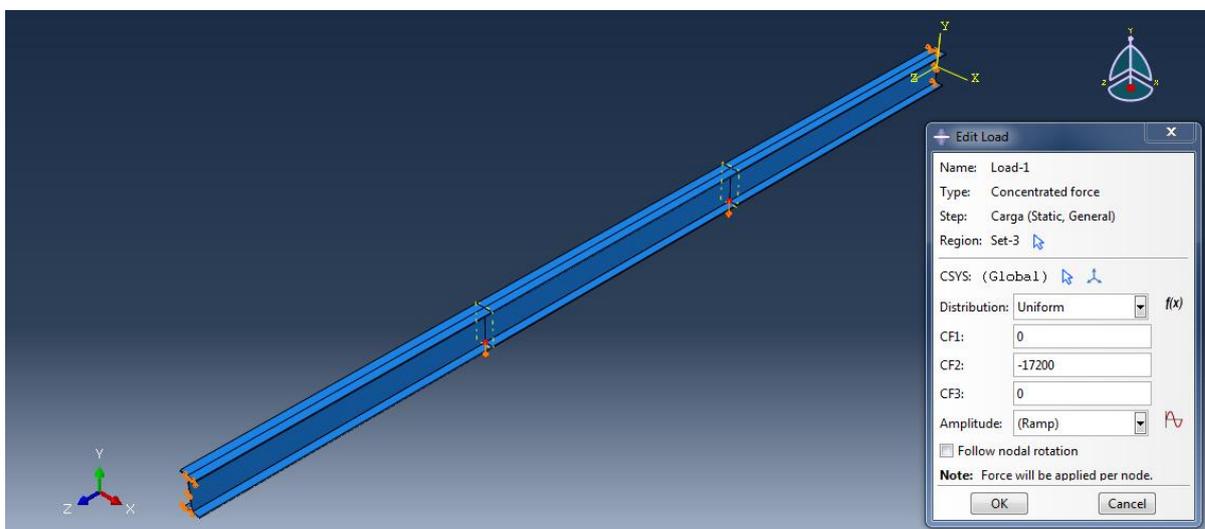
Figura 44 – Resultado deslocamentos - Robot.



Fonte: Autor.

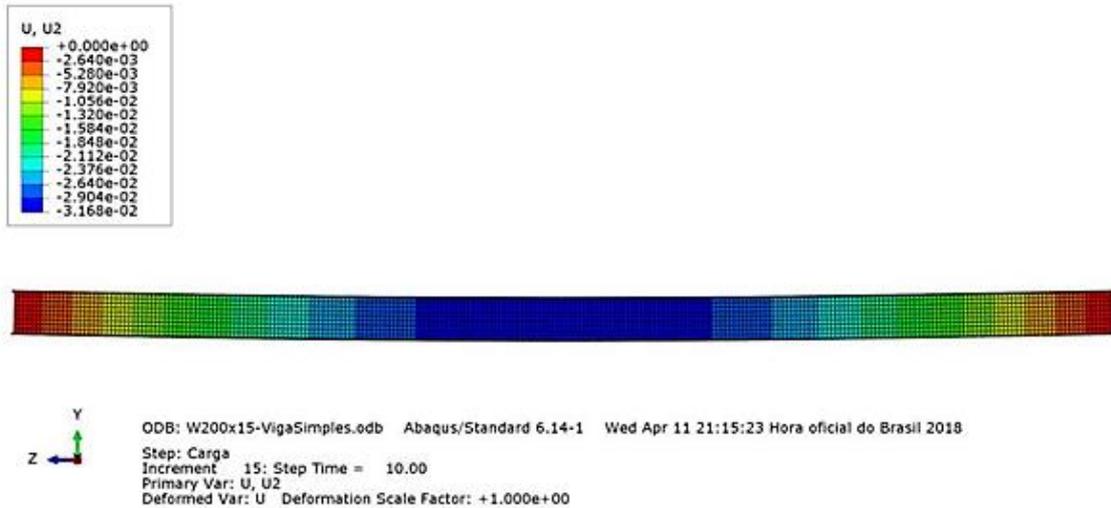
### 5.3.2 Resultados Abaqus

Figura 45 - Modelo Abaqus com aplicação de cargas



Fonte: Autor.

**Figura 46-** Resultado deslocamento maximo ao meio vão - Abaqus



Fonte: Autor.

### 5.3.3 Resultados Planilha CBCA

**Figura 47-** Entrada de dados da viga na planilha

<b>Material</b>	
Aço do Perfil	
Tensão de Escoamento ( $f_y$ )	350 MPa
Módulo de Elasticidade ( $E_s$ )	200000 MPa

<b>Perfil</b>	
Monte perfil customizado selecionando espessuras das chapas: Obs.: valores em mm	
Altura ( $d$ ):	Atual: 200    Opções: 200    apagar
Alt. Alma ( $h$ ):	189,6
Esp. Alma ( $t_w$ ):	4,3    4,3    ..
Larg. Mesa Sup. ( $b_{fs}$ ):	100    100    ..
Esp. Mesa Sup. ( $t_{fs}$ ):	5,2    5,2    ..
Larg. Mesa Inf. ( $b_{fi}$ ):	100    100    ..
Esp. Mesa Inf. ( $t_{fi}$ ):	5,2    5,2    ..

Pos. CG (inferior):	100,0 mm
Massa:	14,6 kg/m
Área:	18,6 cm <sup>2</sup>
Inércia x ( $I_x$ ):	1231 cm <sup>4</sup>
Módulo Resistente x ( $W_{xx}$ ):	123 cm <sup>3</sup>
Módulo Resistente x ( $W_{xi}$ ):	123 cm <sup>3</sup>
Raio de Giração x ( $r_x$ ):	8,15 cm
Módulo Plástico ( $Z_x$ ):	140 cm <sup>3</sup>
Inércia y ( $I_y$ ):	87 cm <sup>4</sup>
Módulo Resistente ( $W_y$ ):	17 cm <sup>3</sup>
Raio de Giração y ( $r_y$ ):	2,16 cm
Módulo Plástico y ( $Z_y$ ):	27 cm <sup>3</sup>
Raio de Giração Torção ( $r_t$ ):	2,57 cm
Inércia Torção ( $I_t$ ):	1,45 cm <sup>4</sup>
Coef. Empenamento ( $C_w$ ):	8222 cm <sup>6</sup>
$h/t_w$	44
$b_{fs}/2t_{fs}$	10
$b_{fi}/2t_{fi}$	10

Fonte: Autor.

Figura 48 - Entrada de cargas na planilha

Dados da Viga			
Vão livre:	5,00 m		
Vão lajes esquerda:	0,00 m		
Carregamentos:			
Permanentes:	kN/m <sup>2</sup>	(kN/m)	Vigas diretamente apoiadas (máx. 5 em cada lado):
Peso Próprio Viga:		0,15	Reações sobre viga de aço (em kN)
Peso Próprio Laje:	0,00	-	x (m) P(kN)
Paredes (direta):	-	0,00	1 1,7 17,2
Revestimento:	0,00	-	2 3,3 17,2
Divisórias:	0,00	-	3
Paredes (dist.):	0,00	-	4
Forro:	0,00	-	5
Proteção:	0,00	-	
Variáveis:			
Sobrecarga:	0,00	-	
Carga Perm. Dist Área (unid):		0,00	
Carga Var. Dist Área.:		0,00	
Carga Perm. Dist. Linear:		0,15	
Reações de Apoio (sem majoração, em kN)			
$R_A$	17,56		
$R_B$	17,56		

Fonte: Autor.

Figura 49 - Momento fletor máximo calculado pela planilha ao meio do vão

1. Verificações Estado Limite Último			
Coefficientes de Segurança:	Carga Permanente( $\gamma_g$ ):	1	Carga Variável( $\gamma_q$ ):
Combinação de Ações:	$F_d = \gamma_g \times F_{gk} + \gamma_q \times F_{qk}$ (reações de vigas consideradas permanentes)		
Esforços de Cálculo	$x = 0$	$= 1,66666x = 3,33333$	$x = 5$
Cortante Esq. (kN):	17,32	-0,12	-17,56
Cortante Dir. (kN):	17,56	0,12	-17,32
Mom. Fletor (kNm):	0,00	29,07	29,07
Mom. Máximo (kNm):	29,12	em $x = 2,5$	Cortante Máximo (kN):
			17,56

Fonte: Autor.

Figura 50- Flecha máxima calculada pela planilha ao meio do vão.

2. Verificações Estados Limites de Serviço	
2.1. Estado Limite de Deformação Excessiva	
Flecha Cargas Permanentes (cm):	3,11
Flecha Máxima (cm):	3,11

Fonte: Autor.

### 5.3.4 Resumo Comparativo

Temos, então, para a viga metálica submetida ao carregamento equidistante de duas cargas pontuais de 17,2 KN e o peso próprio da viga de 15kg/m, os resultados para os deslocamentos em dois softwares de elementos finitos e uma planilha de cálculo, assim como, para os momentos fletores, temos o resultado para o Autodesk Robot e a planilha de cálculo. Para a melhor comparação dos resultados, segue a tabela 4 com os valores:

**Tabela 4-** Comparativo dos resultados para viga metálica

	<b>Robot</b>	<b>Abaqus</b>	<b>Planilha</b>	<b>Diferença</b>
<b>Momento Max. (KN*m)</b>	29,12	x	29,12	0 %
<b>Flecha Max. (cm)</b>	3,1	3,168	3,11	2,19 %

Fonte: Autor.

Vemos claramente, através da tabela de comparativo, que os resultados são praticamente iguais, de forma que, temos uma segurança nos resultados quanto a viga metálica secundária sob o carregamento determinado para análise. Estes resultados servirão como base comparativa para os valores obtidos após a aplicação da técnica de protensão na viga, logo, poderemos medir o ganho gerado pela aplicação da protensão.

Obtidos os valores de momento fletor máximo e deslocamento máxima para o carregamento imposto a viga metálica, devemos, então, avaliar segundo a norma brasileira NBR8800 se o perfil predimensionado para a viga secundária está de acordo com o que a norma determina para esta situação.

Segundo a NBR 8800, deverá ser verificado, no dimensionamento de vigas metálicas, a possível ocorrência de flambagem lateral por torção (FLT), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA), sendo calculado o momento resistente para cada caso. O menor deles determina o momento resistente final.

Segundo a NBR8800, para o cálculo de cada tipo de flambagem temos:

- Flambagem Local da Alma (FLA)

Limite de esbeltez:

$$\lambda = \frac{h}{t_w}; \quad \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

Momento Resistente:

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_a};$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow M_{rd} = \left(\frac{1}{\gamma_a}\right) \left( M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right)$$

$\lambda > \lambda_r \rightarrow$  Não é permitido pela NBR8800

- Flambagem Local da Mesa (FLM)

Limite de esbeltez:

$$\lambda = \frac{b_{fs}}{2t_{fs}}; \quad \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{Es}{f_y}}; \quad \lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{Es}{((f_y - \sigma_r)k_c)}}$$

$$M_{cr} = \frac{0,9Ek_c W_c}{\lambda^2}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$$

Momento Resistente:

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_a};$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow M_{rd} = \left(\frac{1}{\gamma_a}\right) \left( M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right)$$

$$\lambda > \lambda_r \rightarrow M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_a}$$

- Flambagem Lateral por Torção (FLT)

Limite de esbeltez:

$$\lambda = \frac{l}{r_y}; \quad \lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{Es}{f_y}}; \quad \lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{\frac{I_y}{I_t}} \sqrt{\left(1 + \sqrt{\frac{1+27C_w \beta_1^2}{I_y}}\right)}}{(r_y I_t \beta_1)}$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w}\right)}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{EJ}$$

Momento Resistente:

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_a};$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow M_{rd} = \left(\frac{C_b}{\gamma_a}\right) \left( M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right) \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_a}$$

$$\lambda > \lambda_r \rightarrow M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_a} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_a};$$

$$M_{rd} \leq M_{el} = \frac{1,5w_x f_y}{\gamma_a}$$

Aplicando, então, as formulações para o caso em análise, temos o resultado obtido na planilha apresentada na figura 51:

**Figura 51- Resultado para FLT**

<b>1.1. Flambagem Lateral por Torção (FLT)</b>		(desconsidere FLT se houver contenção lateral)		<b>NÃO OK</b>
Comprimento destravado:	<b>5,00</b>	$\lambda$	231,2	$M_r$ 30,2 kNm
<u>Momento Solicitante:</u>	<b>29,1</b> kNm	$\lambda_p$	42,1	$1,5 M_{el}$ 58,8 kNm
<u>Momento Resistente:</u>	<b>10,0</b> kNm	$\lambda_r$	119,7	$M_{cr}$ 11 kNm

Fonte: Autor.

Observando, inicialmente, apenas o resultado para a flambagem lateral por torção, e considerando todo o comprimento da viga metálica destravada lateralmente, o momento resistente de cálculo seria determinado pela FLT com um valor de 10 KN.m menor que o obtido de 29,12 KN.m. Desta forma, o perfil seria insuficiente para tal esforço. Porém, o perfil em análise está simulando um carregamento de uma laje *steel deck* sobre este, de forma que a fixação do *steel deck* sobre a viga permite a consideração do travamento lateral da viga realizado pelo *steel deck* na mesa superior da viga, podendo, então, ser desconsiderada a flambagem lateral por torção para este caso.

Partindo para os demais valores de momentos resistentes para cada tipo de flambagem temos os resultados apresentados na figura 52.

**Figura 52-Resultado para FLA e FLM**

<b>1.2. Flambagem Local da Mesa (FLM)</b>				<b>OK</b>
<i>Momento Solicitante:</i>	<b>29,1</b> kNm	$\lambda$	9,6	Mesa Não-Compacta
<i>Momento Resistente:</i>	<b>43,8</b> kNm	$\lambda_p$	9,08	$M_{cr}$ 144,4 kNm
		$\lambda_r$	21,1	$M_r$ 30,2 kNm
<b>1.3. Flambagem Local da Alma (FLA)</b>				<b>OK</b>
<i>Momento Solicitante:</i>	<b>29,1</b> kNm	$\lambda$	44,1	Alma compacta
<i>Momento Resistente:</i>	<b>44,5</b> kNm	$\lambda_p$	89,9	
		$\lambda_r$	137,7	

Fonte: Autor

Vemos, então, que o momento resistente de cálculo para a viga metálica é dado pelo FLM, com valor de 43,8 KN.m, maior que o momento solicitante encontrado de 29,12 KN.m.

Sabemos, assim, que o perfil determinado W200x15 resiste ao carregamento imposto para o estado limite último. Devemos, pois, avaliar o estado limite de serviço observando as deformações decorrentes do carregamento aplicado. Segundo a NBR8800 (2008), para vigas de piso a deslocamento limite é dada pelo comprimento do vão da viga (L), dividido por 350 (Figura 53).

**Figura 53-Limite de deformações segundo NBR8800**

<b>2. Verificações Estados Limites de Serviço</b>				<b>NÃO OK</b>
<b>2.1. Estado Limite de Deformação Excessiva</b>				<b>NÃO OK</b>
Flecha Cargas Permanentes (cm):	<b>3,11</b>			
Flecha devido a 60% da sobrecarga (cm):	<b>0,00</b>			
Flecha Máxima (cm):	<b>3,11</b>	Limite (L/350):	<b>1,43</b> cm	

Fonte: Autor

Vemos, portanto, que o limite do deslocamento vertical da viga é de 1,43cm. Este limite representa o carregamento final, ou seja, com todas as cargas permanentes e sobrecargas. Porém, para as sobrecargas é utilizado um valor de 60% para o cálculo do deslocamento final. Como apresentado anteriormente, a deslocamento da viga secundária analisada, apenas para o peso próprio da laje (transformado em duas cargas pontuais), é de 3,11cm, ou seja, estamos com um deslocamento de aproximadamente 1,68cm que representa 117,48% a mais do que o permitido pela norma.

## 5.4 VIGA METÁLICA COM PROTENSÃO

A análise das vigas metálicas protendidas surge como uma forma de redução nas deformações sofridas pela viga metálica, e também como uma opção do aumento da capacidade de carga destas. O resultado que temos observado para a viga secundária analisada é o que geralmente se encontra nos escritórios de cálculo para o dimensionamento de vigas metálicas. O fator determinante para a escolha da bitola do perfil metálico são, geralmente, as deformações e não a capacidade de cargas, isto gera um desperdício de aço considerável.

Para uma análise da viga metálica submetida a protensão foi utilizado um modelo numérico de elementos finitos com a utilização do programa Abaqus. O modelo da viga simples, como mostrado nas seções anteriores, foi também desenvolvido para servir de parâmetro para os resultados.

### 5.4.1 Modelo viga protendida - Abaqus

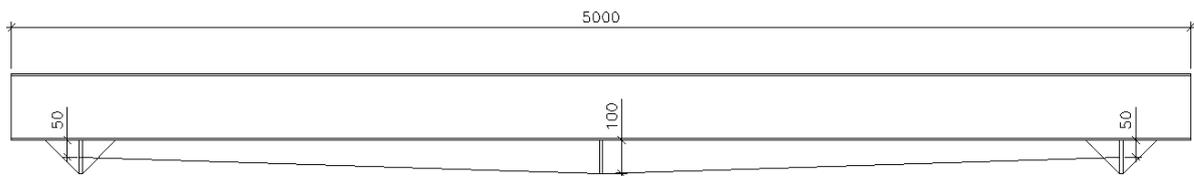
Os modelos de viga desenvolvidas no Abaqus são resolvidas através dos modelos de elementos finitos. Este método nada mais é que uma forma aproximada de cálculo de sistemas contínuos, onde o contínuo é subdividido em um número finito de elementos, conectados entre si por intermédio de nós. A subdivisão da estrutura em elementos denomina-se malha. A discretização produz um número elevado de equações algébricas, que são geradas e resolvidas com o auxílio de computadores digitais.

A biblioteca do Abaqus dispõe de vários elementos finitos, tais como: elementos sólidos, de casca, de viga, de membrana, etc. Para o modelo da viga e do cabo, foram escolhidos os modelos do tipo: elemento 3D, sólidos homogêneos e deformáveis. Desta forma, está representado o elemento como composto por materiais isotrópicos que exibem um comportamento geométrica e fisicamente linear.

O material do aço do perfil, assim como do cabo de protensão, foi adicionado ao software com as principais propriedades como densidade, plasticidade, elasticidade, conforme informações obtidas pelo fabricante do aço de cada material. Para o perfil foi utilizado o aço ASTM A572-50,  $F_y=350\text{MPa}$  e  $E=200\text{GP}$ . Para o cabo de protensão considerou-se o aço CP-190 RB, com tensão limite de tração igual a  $140,22\text{KN/cm}^2$ , conforme recomendações de Nunziata (2004).

Conforme demonstrado por Nelsen(2013), Ronghe e Gupta (2002) e Abdelnabi (2013), o aumento da excentricidade aumenta a capacidade de carga do perfil para uma mesma força de protensão. Conforme analisado por estes autores e por Park (2010) e Ferreira(2007), o traçado do cabo de forma externa ao perfil metálico permite uma maior excentricidade. Também levando em consideração a fabricação e aplicação da protensão nos ensaios experimentais, foi determinado que o traçado do cabo fosse de forma externa (Figura 54).

**Figura 54**– Traçado do cabo externo



Fonte: Autor

Para a determinação das excentricidades foram considerados ainda, aspectos construtivos, como a distância da viga até o centro de ancoragem do cabo considerada de 50 mm. Levou-se em consideração a chapa de encunhamento (Figura 55) necessária para a fixação do cabo.

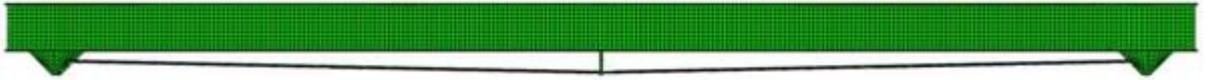
**Figura 55** - Chapa de encunhamento.



Fonte: Autor

Com o traçado do cabo determinado, foi desenvolvido o modelo conjunto de cabo e viga no Abaqus (Figura 56).

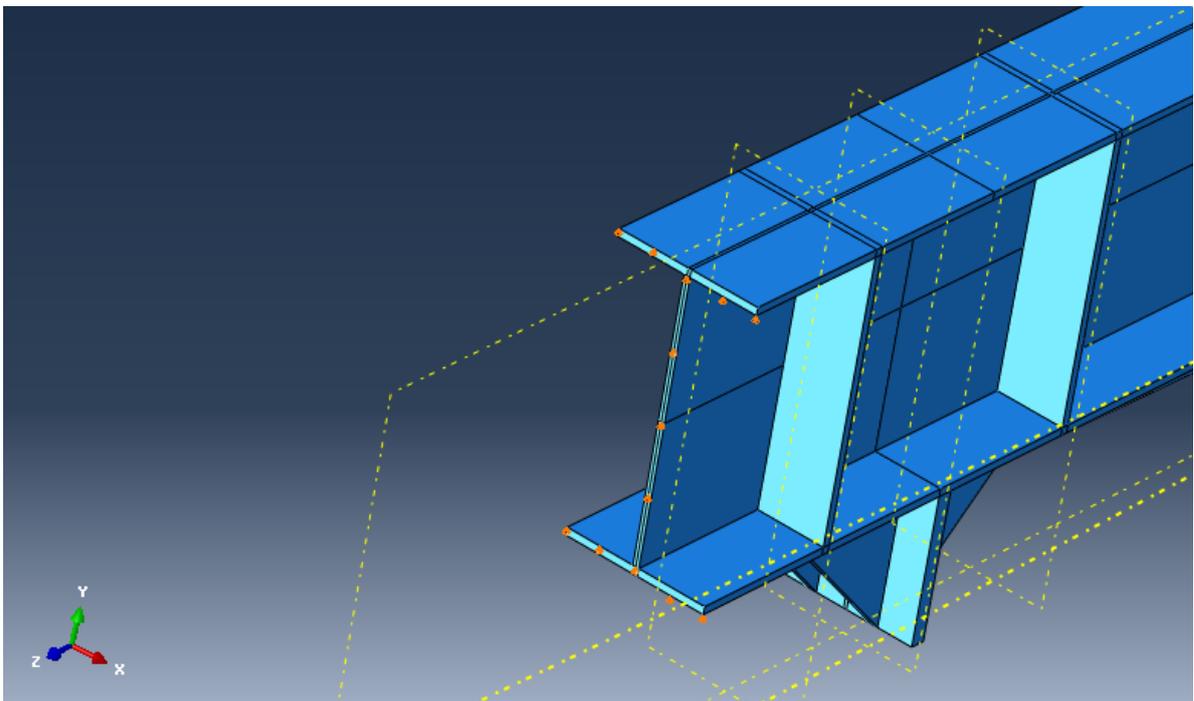
**Figura 56-** Modelo viga com cabo de protensão - Abaqus



Fonte: Autor

As condições de contorno para a viga, ou seja, os apoios, são um aspecto importante para a solução final apresentada pelo software. A viga protendida foi modelada de forma isostática, biapoiada. Para a simulação dos apoios no modelo, as duas faces de extremidade da viga foram impedidas de deslocamentos na vertical (Figura 57). Em uma das faces, a extremidade inferior foi impedida de deslocamento horizontal e, para a simulação do travamento lateral, foi impedido o deslocamento transversal do nó central, sendo os cabos conectados a viga por ligação tipo TIE.

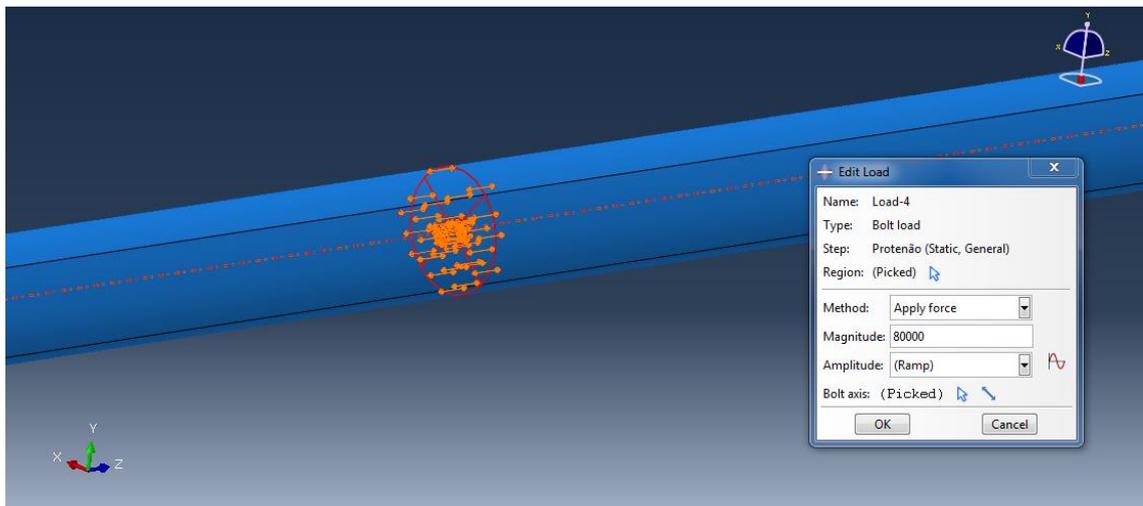
**Figura 57-** Condição de contorno para o modelo em uma das extremidades.



Fonte: Autor

A aplicação da protensão teve como recurso uma ferramenta do Abaqus para a aplicação de cargas em parafusos (*bolt load*). Esta ferramenta permite que seja determinada uma carga concentrada ou uma variação do comprimento a uma seção transversal da peça. Desta forma, a carga aplicada gera um deslocamento interna reduzindo o comprimento do cabo, gerando, então, uma tensão interna a peça (Figura 58).

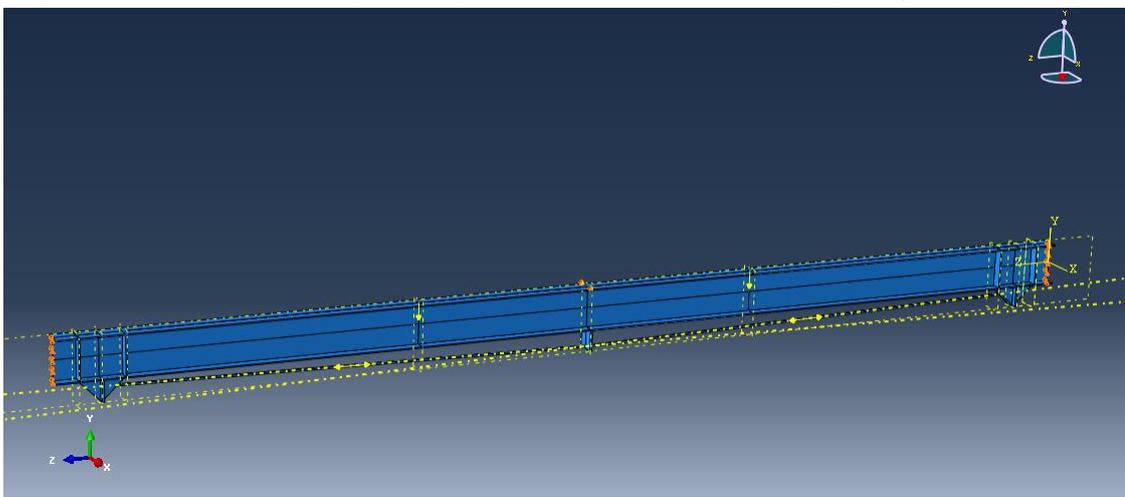
**Figura 58** – Aplicação da força de protensão a seção trasnversal do cabo.



Fonte: Autor

Utilizando, assim, esta ferramenta, foi aplicado a uma seção transversal do cabo em cada lado da viga, um valor para carga de protensão de 8 toneladas, simulando o ato de protensão na viga (Figura 59).

**Figura 59**-Modelo de viga com protensão enfatizando a aplicação das cargas



Fonte: Autor

Para obtermos um determinado valor de contra-flecha existem duas variáveis que podem ser alteradas: a excentricidade do cabo e a força de protensão. Com a excentricidade do cabo previamente determinada, optou-se por variar o valor da protensão aplicada no cabo de forma a obter a contra-flecha desejada. Esta contra-flecha foi determinada de forma que, após a aplicação da carga final, o deslocamento da viga fosse menor que a estabelecida pela norma NBR8800 (1,43 cm).

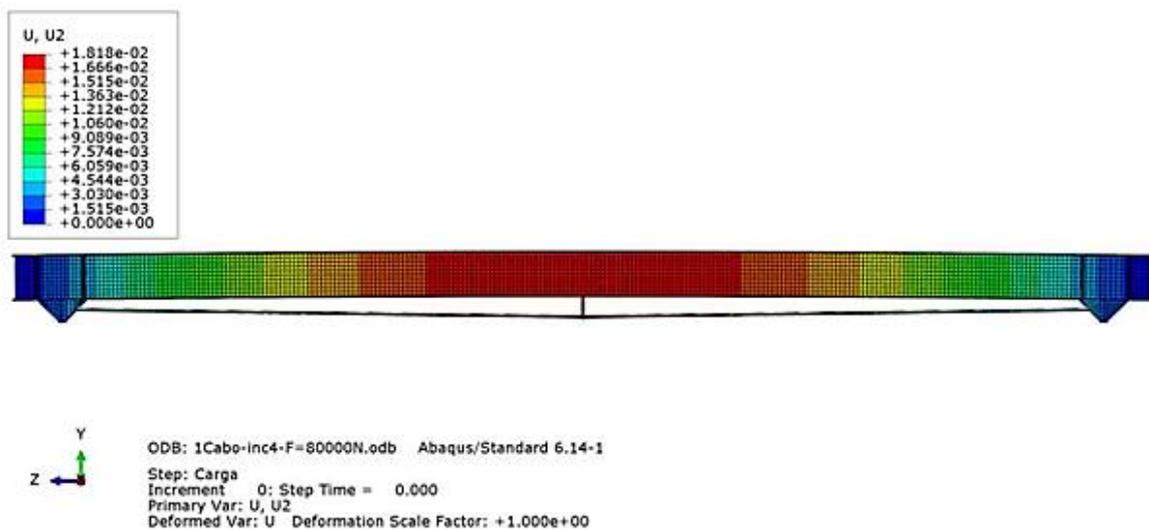
**Tabela 5** - Força de protensão x Contra-flecha e flecha

Força de protensão (N)	Contra-flecha (cm)	Flecha (cm)
50.000	-1,146	2,085
60.000	-1,369	1,866
70.000	-1,593	1,647
80.000	-1,818	1,427

Fonte: Autor

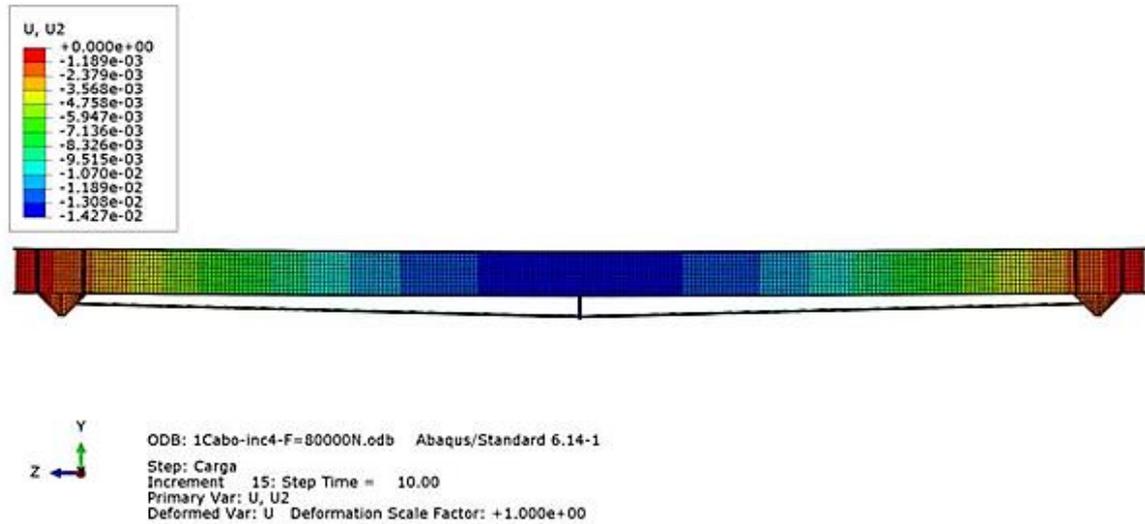
Observamos nas imagens abaixo os resultados obtidos para o modelo da viga protendida pelo valor definido de 80 KN. A viga, inicialmente, é submetida apenas a protensão, causando uma contra-flecha de -1,818 cm positivo (Figura 60). É importante ressaltar que o sentido adotado como positivo para os resultados é para baixo. Posteriormente, temos a aplicação das duas cargas concentradas no valor de 17,2KN gradativamente. Ao final da aplicação desta carga observamos um valor da flecha de 1,427 cm, estando a viga dentro do limite permitido pela NBR8800 (Figura 61).

**Figura 60-** Contra-flecha para protensão de 80KN



Fonte: Autor

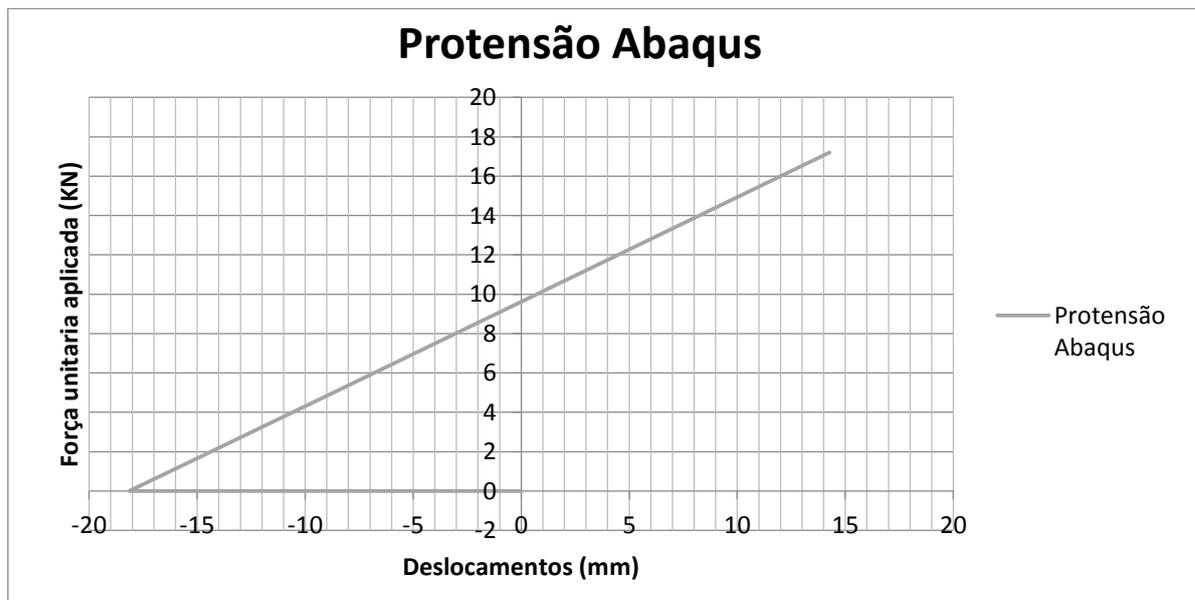
**Figura 61- Flecha final para 80KN**



Fonte: Autor

No gráfico 4, observamos o comportamento da viga durante a fase de protensão e posteriormente a aplicação da carga.

**Gráfico 4 - Força aplicada x Deslocamento para a viga protendida**



#### 5.4.2 Ensaio experimental de vigas metálicas

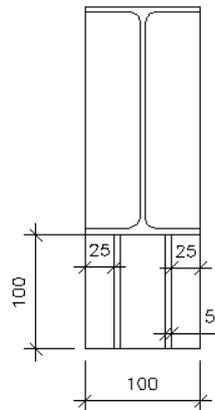
O ensaio experimental realizado teve como principal objetivo o comparativo entre a realidade dos resultados obtidos para uma viga metálica protendida e a

avaliação da realidade da execução da técnica de protensão em vigas metálicas, observando os pormenores construtivos e as dificuldades operacionais da realização da técnica. Todos esses fatores são primordiais para que a técnica de protensão em vigas metálicas se torne viável economicamente no mercado.

Foram realizados ensaios em vigas metálicas simples e vigas metálicas protendidas, a fim de comparar ambos os resultados com os analisados nos modelos de elementos finitos. As vigas foram definidas com VS01 e VS02 para as vigas simples (sem protensão) e as vigas protendidas foram denominadas VP01 e VP02.

As medidas foram iguais ao modelo previamente analisado, todas as vigas com 5m do perfil W200x15, Aço ASTM A572-50 (Figuras 62, 63 e 64).

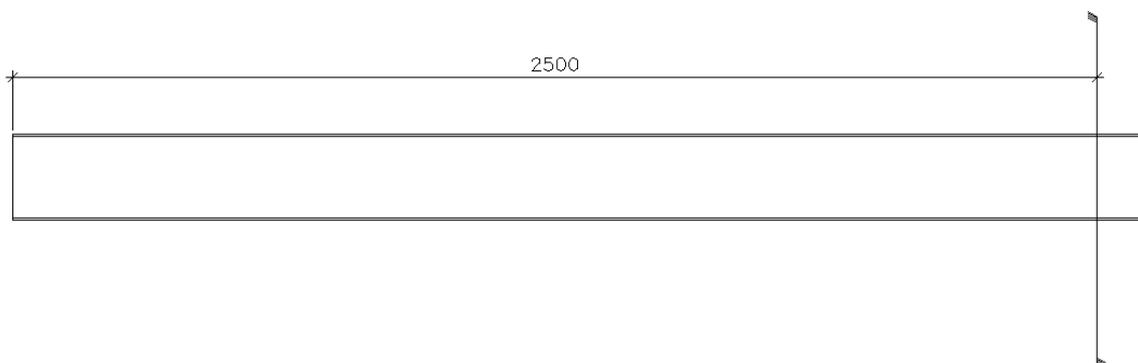
**Figura 62-** Detalhe chapas de reforço para a chapa de ancoragem da VP



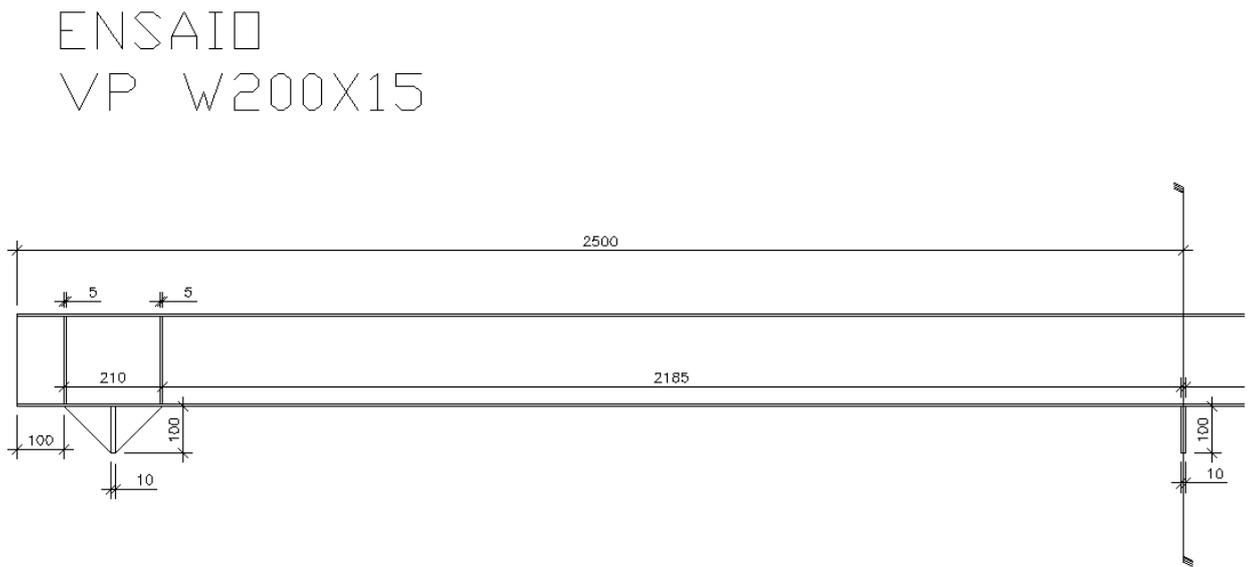
Fonte: Autor

**Figura 63-** Detalhamento de vigas VS

ENSAIO  
VS W200X15



Fonte: Autor

**Figura 64-** Detalhamento de vigas VP

Fonte: Autor

As vigas foram fornecidas e fabricadas em uma empresa de estrutura metálica localizada em Campina Grande - PB, que se apresentou como parceira fornecendo, de forma gratuita, as vigas para o estudo e desenvolvimento de estruturas metálicas. A fabricação foi acompanhada gradativamente, para garantir as medidas conforme projeto (Figura 65).

**Figura 65-** Fabricação das vigas utilizadas na pesquisa

Fonte: Autor

Para o desviador central do cabo de protensão foi utilizado um tubo de 32mm de diâmetro para suavizar e reduzir o atrito do cabo com o desviador (Figura 66). Foi ainda promovida uma leve concavidade para o centro, de forma que o cabo tendesse a centralizar para o eixo da viga durante o processo de protensão.

**Figura 66-** Desviador central – VP



Fonte: Autor

Os pontos de ancoragem foram fabricados conforme a medida para o encaixe da chapa de ancoragem (Figura 67). As chapas de reforço são necessárias para reduzir as tensões localizadas, devido a elevada carga gerada pela protensão em um único ponto da viga.

**Figura 67**-Chapa de ancoragem e chapas de reforço para as VP.



Fonte: Autor

#### 5.4.2.1 Ensaio experimental de vigas simples

Para as vigas metálicas simples foram realizados os ensaios em duas vigas: VS01 e VS02. As vigas metálicas ensaiadas foram fixadas por cantoneiras nas vigas principais, semelhante ao que ocorre na realidade da montagem de vigas metálicas. As vigas principais, por sua vez, possuem uma dimensão e uma rigidez elevada, para que não ocorra o deslocamento transversal nem vertical de tal forma que interfira nos resultados obtidos durante o ensaio.

As vigas principais descarregam num pórtico de reação do laboratório de estruturas, UFPE (Figura 68). As cantoneiras de fixação entre a viga ensaiada e a viga principal (Figura 69), exercem um papel fundamental de travamento no sentido lateral da viga, garantindo uma rigidez lateral. Desta forma, reproduzimos as fixações conforme o modelo de análise.

**Figura 68**-Ligação entre viga ensaiada, viga principal de suporte e pórtico de reação.



Fonte: Autor

**Figura 69**-Fixação das vigas ensaiadas



Fonte: Autor

Para a aplicação das cargas pontuais na viga metálica utilizou-se dois macacos hidráulicos, de forma que a aplicação da força entre os dois macacos fossem semelhante e simultânea sobre a viga, como se vê na Figura 70.

**Figura 70**–Macacos hidráulicos de aplicação de carga



Fonte: Autor

Entre o macaco hidráulico de aplicação da força pontual e a viga foram instaladas células de carga para a medição da força aplicada em cada ponto, garantindo assim, a semelhança entre as cargas aplicadas e o registro do valor final atingido (Figura 71). Para a transmissão entre a célula de carga e a viga foram utilizados roletes metálicos para garantir a aproximação da carga aplicada a uma carga pontual.

**Figura 71**–Esquema de aplicação da carga



Fonte: Autor

Para a medição dos deslocamentos foram instalados 2 LVDTs (Linear Variable Differential Transformer) do tipo caneta, com uma capacidade de medida máxima de 5cm. Foram instalados de forma independente da viga, por hastes de suporte, para que não ocorressem medidas diferenciais (Figura 72). Os sensores foram fixados no centro da viga e próximos as extremidades, visando a medição de um possível deslocamento diferencial entre a mesa, caracterizando uma rotação ou flambagem da viga.

**Figura 72**–Fixação dos LVDTs



Fonte: Autor

Após toda a instrumentação concluída, foram realizados os ensaios para as vigas simples, conforme figuras 73 e 74.

**Figura 73-Viga simples: início do ensaio**

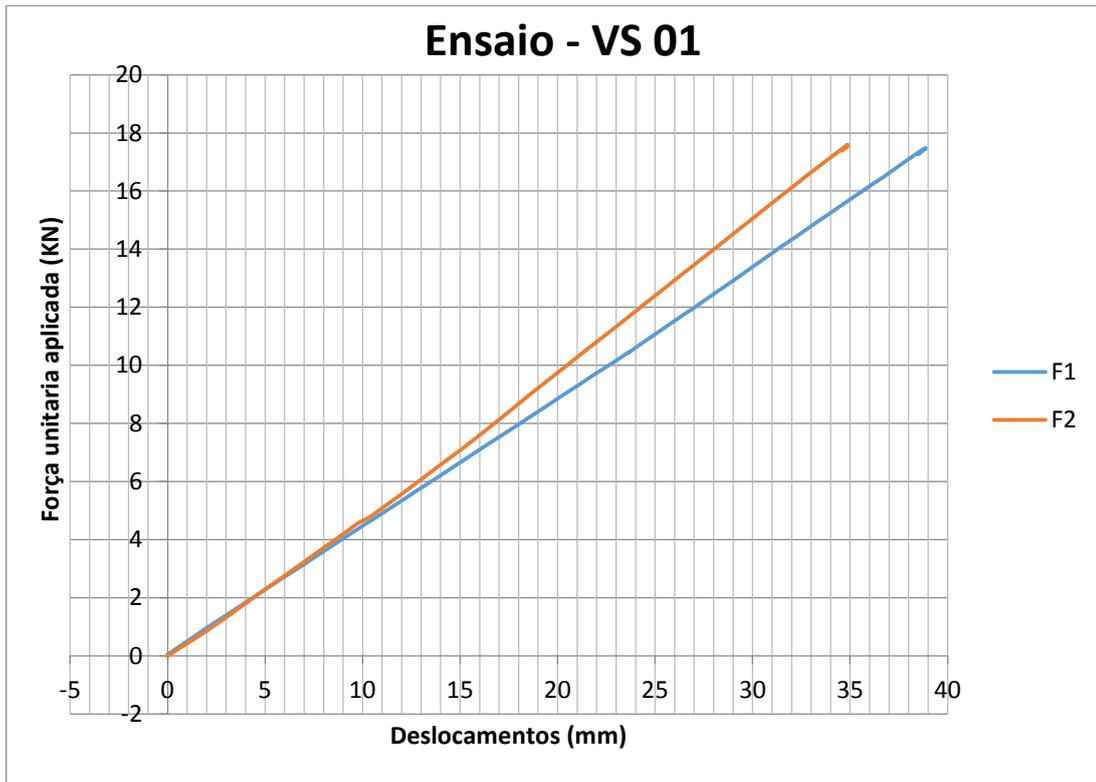
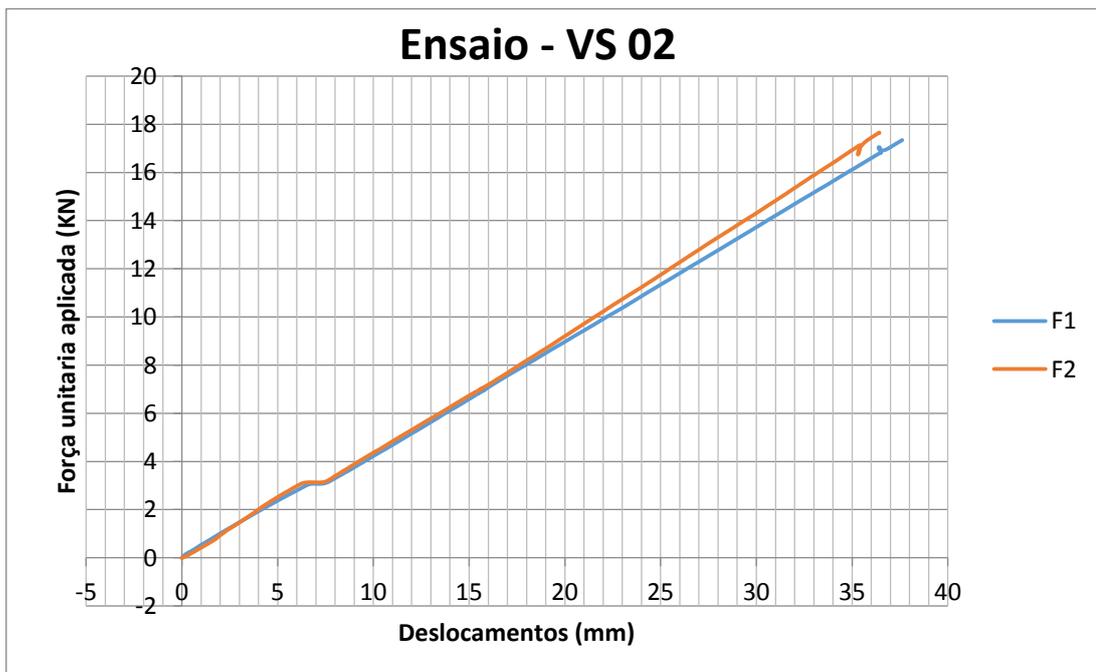


Fonte: Autor

**Figura 74-Viga simples: durante o ensaio**



Fonte: Autor

**Gráfico 5-Força x Deslocamento VS 01****Gráfico 6 - Força x Deslocamento VS 02**

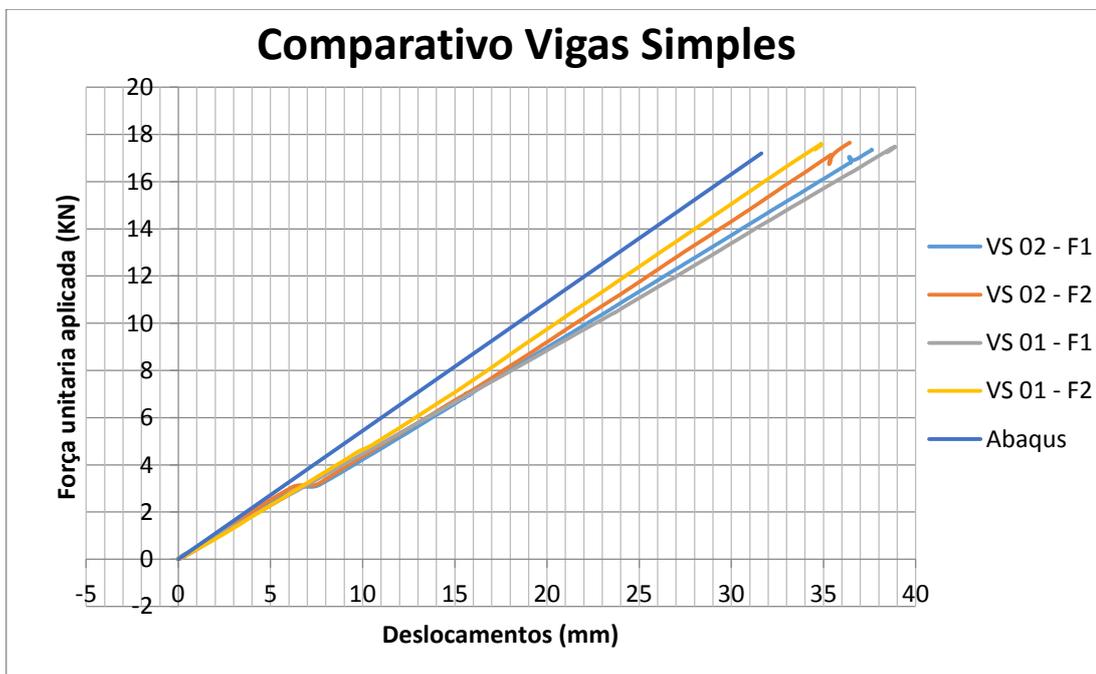
Observamos nos gráficos (Gráficos 5 e 6) apresentados para os ensaios das vigas metálicas sem protensão, que existe uma pequena diferença nas cargas

pontuais aplicadas. Esta diferença é relativamente baixa, girando em torno de 3% do valor da carga.

Outro ponto importante para observamos é a diferença de deslocamentos obtidos entre os LVDT's para o ensaio da Viga VS01. O valor chegou a uma diferença de 3,89mm, o que representa 11,2 % entre os deslocamentos Esta é uma diferença considerável, que poderia representar uma rotação da viga e sinalizar um início de flambagem, porém, durante a execução do ensaio não foi observado qualquer tipo de rotação ao centro da viga, o que leva a conclusão de que, para o LVDT que apresentou tal diferença, ocorreu um erro de instalação, e este foi instalado de forma levemente inclinada, conclui-se que, ao longo do deslocamento vertical da viga, a diferença de valores aumenta gradativamente.

Em seguida, observamos o gráfico comparativo entre os ensaios para as duas vigas simples e o modelo analisado no Abaqus (Gráfico 7). Constata-se que existe certa diferença entre os resultados obtidos experimentalmente e o analisado pelo Abaqus. O maior valor encontrado para os experimentos foi de 38,44 mm de deslocamento vertical e o menor valor foi de 34,54 mm. Para o Abaqus, conforme visto anteriormente, o valor encontrado foi de 31,63mm, de forma que temos uma diferença de 2,91mm para o menor valor e 6,81mm para o maior valor.

**Gráfico 7** - Comparativo Força x Deslocamento VS 01, VS 02 e Abaqus.



Apesar do possível problema com o LVDT, as diferenças são razoáveis e, considerando uma média entre os valores do experimento, chegamos a um valor médio de 4,8mm de diferença.

#### 5.4.2.2 Ensaio experimental de vigas protendidas

Seguindo com os ensaios experimentais, após os ensaios das vigas simples VS1 e VS2 foram realizados os experimentos adicionando a técnica de protensão externa para as vigas VP01 e VP02.

A fixação foi semelhante a utilizada para as vigas simples com utilização de cantoneiras para o travamento lateral e simulação dos apoios obtidos na realidade das montagens de estruturas metálicas. A instrumentação foi a mesma utilizada nas vigas simples, sendo duas células de carga, uma para cada ponto de aplicação da carga, utilizando um rolete metálico para aproximação de uma carga concentrada.

Para a leitura dos deslocamentos tivemos alguns ajustes com relação à altura do pistão de medida, visto que, neste experimento com aplicação da protensão, teremos um deslocamento vertical positivo (Figura 75).

**Figura 75-** Posição LVDT's viga protendida



Fonte: Autor

As cordoalhas utilizadas nos ensaios e a execução da protensão foram possíveis pela parceria realizada com a uma empresa de protensão de Recife - PE. A empresa forneceu a mão de obra e os materiais necessários para os ensaios. A cordoalha foi fixada em uma das extremidades da viga (Figura 76), conforme o projeto, utilizando as chapas de fixação e uma cunha metálica. A cunha utilizada foi a do tipo bi-partida e a denominação para essa fixação da ancoragem passiva é preblocagem da cordoalha. Para a realização da fixação do cabo através do encunhamento foi necessário uma preparação no cabo para garantir o isolamento total do mesmo. Esta preparação foi realizada pelo pessoal especializado.

**Figura 76-** Ancoragem da cordoalha utilizando cunha e chapa de ancoragem na viga metálica



Fonte: Autor

A preparação, apesar de necessitar de uma pessoa especializada, é relativamente simples, de forma que demorou cerca de 15 minutos para a viga estar pronta para a realização do ensaio. Após a fixação em uma das extremidades, o cabo foi posicionado no meio do desviador central da viga e, em seguida, foi inserido na outra extremidade de fixação dentro do macaco hidráulico de protensão (Figura 77). Da mesma forma, foi feita a preblocagem do cabo para a fixação do mesmo dentro do macaco hidráulico.

**Figura 77-** Fixação da cordoalha de protensão no macaco hidráulico



Fonte: Autor

O macaco hidráulico utilizado na protensão é um equipamento portátil que permite o transporte com relativa leveza (FIGURA 78). Este macaco tem capacidade de forças máximas entre 20 e 30 toneladas, porém a cordoalha utilizada CP 190 RB de 12,7 mm de diâmetro possui carga mínima de ruptura de 187 KN.

**Figura 78 -** Macaco hidráulico



Fonte: Autor

Após o processo de fixação da viga, instrumentação dos equipamentos de medição e preparação da cordoalha e do macaco hidráulico, iniciou-se o processo de protensão das vigas metálicas (FIGURA 79). A aplicação da carga de protensão foi realizada por acréscimo de uma a uma tonelada até o limite determinado em projeto.

**Figura 79**-Viga protendida pronta para ensaio.



Fonte: Autor

Conforme demonstrado no item 7.4.1, a carga nominal de projeto é de 80 KN, além deste valor, devemos acrescentar uma carga prevendo as perdas de protensão. Nunziata(2004) recomenda que, de maneira simplificada, para se obter a carga de protensão a ser aplicada na cordoalha, pode-se utilizar um fator de 1,1 multiplicado pela força de protensão nominal de projeto. Desta forma, teríamos, inicialmente, 80 KN. Contemplando as perdas de protensão, a força a ser aplicada deve ser de 88 KN.

Para a aplicação da força no macaco hidráulico foi necessário a conversão de Kilonewtons para tonelada força, ficando, então, com a força de 8,97tf como carga de aplicação no cabo de protensão. Entretanto, o macaco hidráulico não possui uma precisão de aplicação de força nessa magnitude, visto que a carga aplicada é transformada ainda de tonelada força para bar, de acordo com o diâmetro do cabo utilizado. Então, durante a execução do ensaio, a variação da força aplicada pode

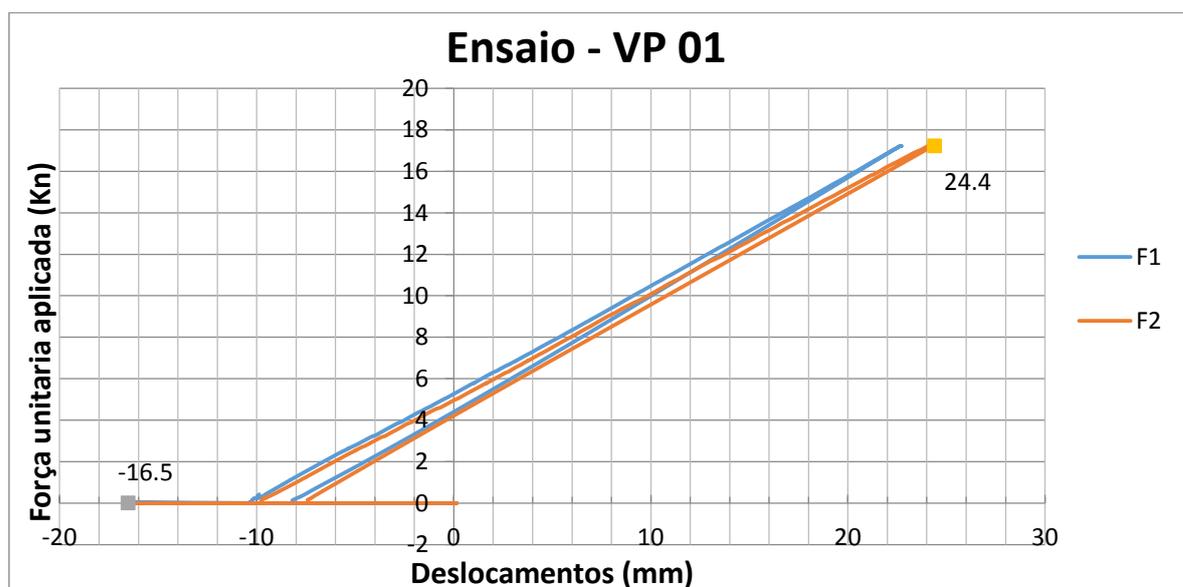
chegar a 1tonelada força, conforme explicou o engenheiro da empresa responsável pela execução da protensão(FIGURA 80).

**Figura 80-** Execução do ensaio de viga metálica protendida



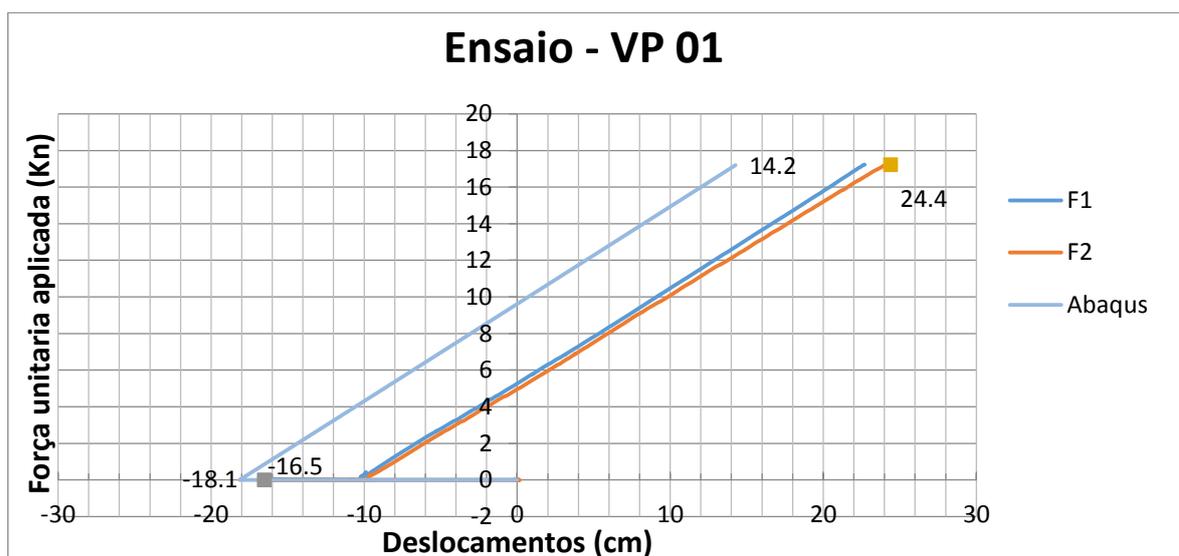
Fonte: Autor

Para as execuções dos ensaios com as vigas protendidas ocorreram algumas dificuldades em relação à aplicação da carga. Devido a falta de sensibilidade do macaco hidráulico, a carga aplicada não foi precisamente a predeterminada.

**Gráfico 8 - Força X Deslocamento VP 01**

Observando o gráfico 8, feito a partir do primeiro ensaio realizado com a viga protendida, vê-se que, inicialmente, no ato da protensão, não existe aplicação de carga, de forma que temos apenas o deslocamento vertical negativo de -1,65 cm. Após a aplicação da protensão, o macaco hidráulico libera o cabo que está tracionado e tende a retornar ao estado inicial, sendo travado pela cunha. Neste momento, ocorre a perda de protensão por acomodação. Esta perda de protensão no ensaio da VP01 representou uma perda de, aproximadamente, 0,65cm de contra-flecha.

Observa-se no gráfico que, no início da aplicação da carga, a viga está com uma contra-flecha de -1 cm aproximadamente, enquanto que, ao final da aplicação das duas cargas de 17,2 KN, a flecha atingida pela viga é de 2,44 cm. Ao atingirmos a marca de 17,2 KN, retirou-se as cargas aplicadas, afim de observar se a viga que permanecia protendida, retornaria a mesma contra-flecha do início da aplicação das cargas, porém, os resultados demonstram que ocorreu uma perda de protensão por relaxação do cabo, gerando uma diferença de contra-flecha de aproximadamente 0,2 cm. Posteriormente, o cabo foi desprotendido, retirando todas as cargas aplicadas na viga e de forma que esta retornou a posição inicial.

**Gráfico 9** - Comparativo Força x Deslocamento VP 01, e Abaqus.

No gráfico comparativo acima (Gráfico 9), entre os resultados obtidos pelo ensaio de protensão da viga VP01 e os resultados do modelo analítico realizado no Abaqus, inicialmente observamos que a viga não atingiu a contra-flecha esperada de -1,81cm, chegando apenas ao valor de 1,65cm. Isto se deve ao fato da provável não aplicação da carga necessária, devido a falta de sensibilidade do equipamento. Posteriormente, a perda de protensão acentuada reduziu ainda mais a contra-flecha da viga. Esta diferença de contra-flecha representou, após a aplicação da carga a diferença entre as flechas de 1,42 cm, obtida no modelo do Abaqus e 2,44 cm, apresentada no ensaio experimental da viga VP1.

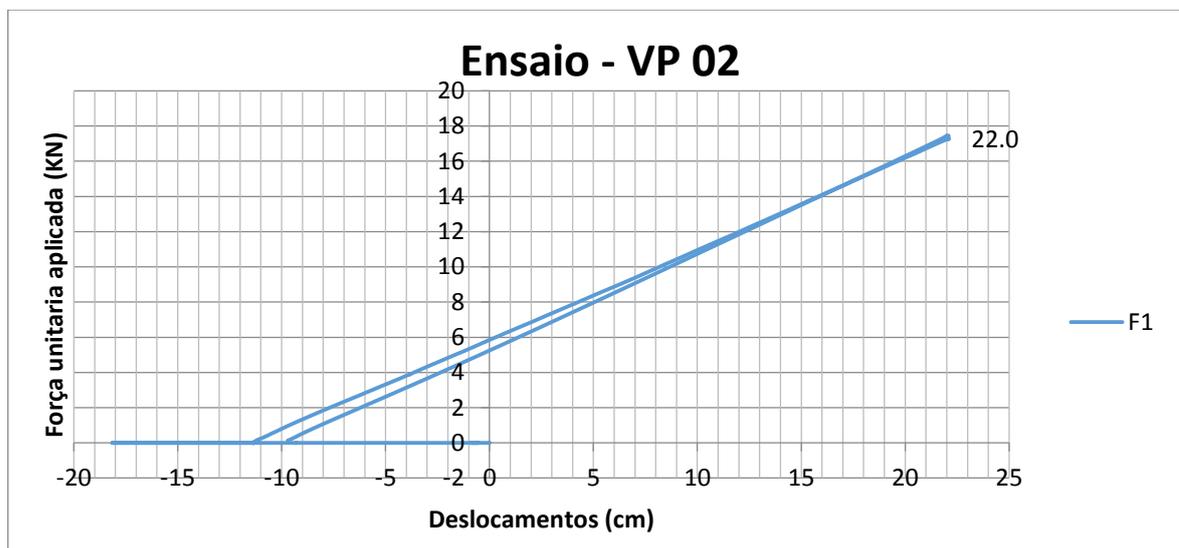
Para a execução do segundo ensaio conseguiu-se atingir uma contra-flecha maior, devido ao leve aumento de carga aplicada na protensão em relação ao primeiro ensaio. Atingiu-se o valor de -1,81 cm de contra-flecha, porém ainda foi abaixo do previsto observando que este seria o valor da contra-flecha referente à carga de 80 KN, entretanto a carga necessária para contemplar as perdas de protensão seria 88kN.

Novamente, neste ensaio, após a liberação do cabo de protensão ocorreu a perda de protensão por acomodação, e novamente, essa perda gerou uma redução de aproximadamente 0,65cm de contra-flecha. O valor para a flecha final obtido foi de 2,2cm, assim, é fácil notar que o aumento da contra-flecha gerado pelo acréscimo de protensão gerou uma redução da flecha final. Observa-se também, que após a retirada da carga, conforme o primeiro ensaio, a viga não retorna para o ponto do

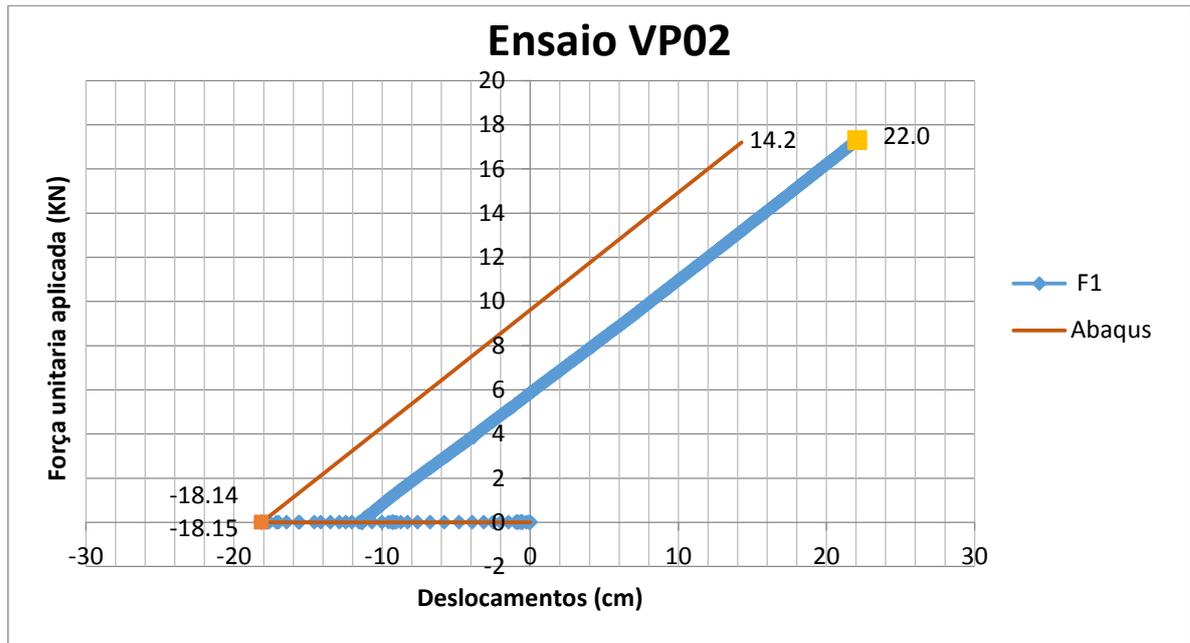
início de aplicação da carga, caracterizando mais uma pequena perda de protensão, nesse caso, por relaxação do cabo.

Para o segundo ensaio ocorreu uma falha na leitura dos dados obtidos pelo segundo LVDT, por isso o gráfico 10 do ensaio na viga VP 02 apenas relaciona uma carga com um deslocamento diferente da viga VP01.

**Gráfico 10 - Força X Deslocamento VP 02**



Comparando os resultados do segundo ensaio com os obtidos pela análise numérica no Abaqus, observamos, no gráfico 11, que a protensão atingiu a contra-flecha conforme o modelo, chegando ao valor de contra-flecha de -1,81 cm. Posteriormente, devido a perda de protensão, a viga reduz o valor da contra-flecha para -1,2 cm e, após a aplicação gradual da carga, atinge o valor de 2,2 cm de flecha. Apesar da diferença de 0,78 cm entre o resultado encontrado no ensaio e o obtido pela análise numérica, é fácil observarmos, novamente, que essa diferença representa a perda de protensão pela acomodação.

**Gráfico 11** - Comparativo Força x Deslocamento VP 02, e Abaqus.

## **6 IDEAL DE SISTEMA DE PROTENSÃO PARA VISTAS MISTAS.**

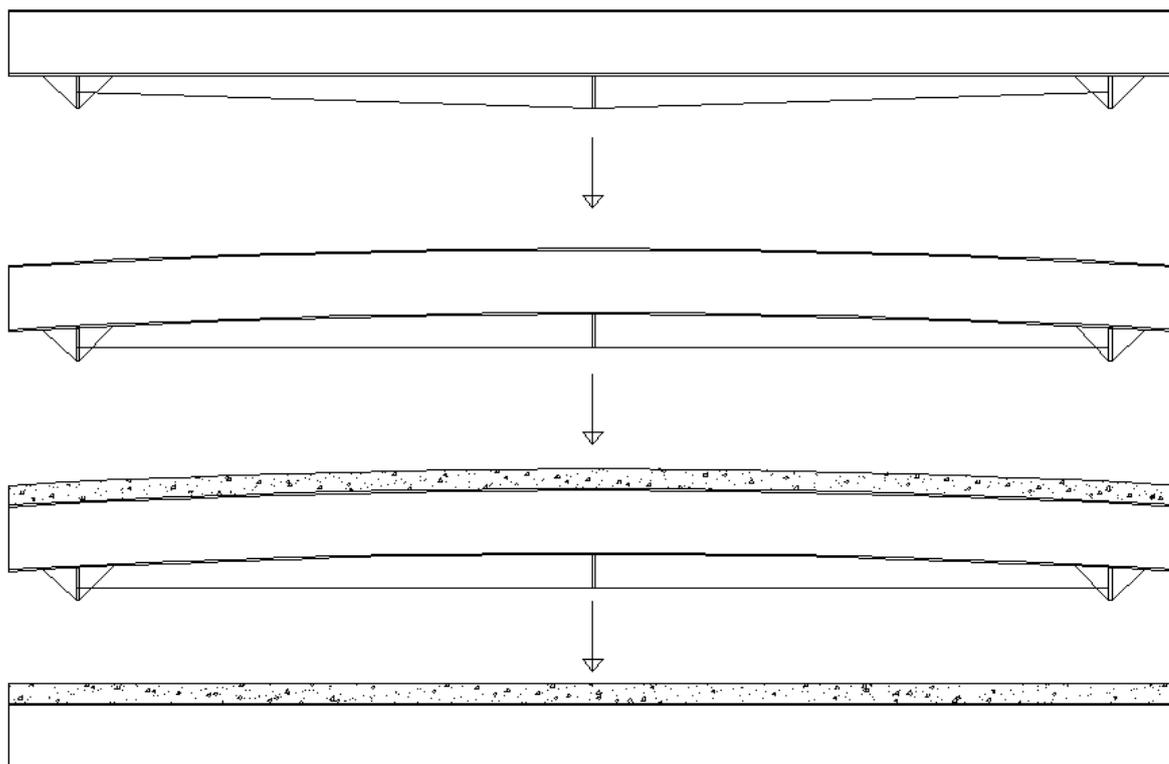
Para que a técnica de protensão em vigas metálicas se popularize e se torne usual em obras corriqueiras, conforme observamos para o concreto protendido, é necessário que o sistema se mostre relativamente simples de execução e que apresente uma redução de custo que viabilize a introdução sistema. Observando esses fatores apresenta-se, a seguir, uma idéia para utilização da protensão em vigas metálicas, de forma a reduzir as deformações totais das vigas metálicas mistas, utilizando a rigidez introduzida após a cura do concreto.

Conforme observamos no item 7.3.4, geralmente o dimensionamento das vigas metálicas é limitado pelo deslocamento da viga, ultrapassando o limite determinado pela NBR 8800, o que torna necessária a modificação do perfil para uma seção de maior peso e, conseqüentemente, maior valor. Atualmente, as vigas metálicas podem contar com uma contra-flecha executada na fábrica, dessa forma, reduzem a flecha final, melhorando a utilização do perfil. Porém, essa execução de contra-flecha é de custo elevado e poucas fábricas, no Brasil, possuem o maquinário necessário para a execução correta dessa técnica.

Outra alternativa para reduzir as deformações totais das vigas mistas é a utilização de escora antes da concretagem das vigas, de forma que eliminasse o deslocamento da viga devido ao peso próprio do concreto antes da viga atingir uma elevada rigidez com a cura do concreto e, posteriormente, com a viga mista as deformações seriam bastante reduzidas. Esta solução resolve a questão das deformações das vigas, porém acarreta o inconveniente da utilização das escoras nos pavimentos por alguns dias de obra, aumentando o tempo de execução da obra e impedindo o trabalho nos pavimentos escorados, indo contra algumas das vantagens oferecidas pela estrutura metálica.

Partindo dessa problemática, o sistema consiste na utilização da protensão como uma técnica para aplicação da contra-flecha na viga simples. Dessa maneira, durante a concretagem, a viga teria seu deslocamento reduzido até a obtenção da rigidez do concreto, tornando-a viga mista e capaz de suportar as demais cargas do pavimento (FIGURA 81).

**Figura 81-** Sequência executiva para o sistema.



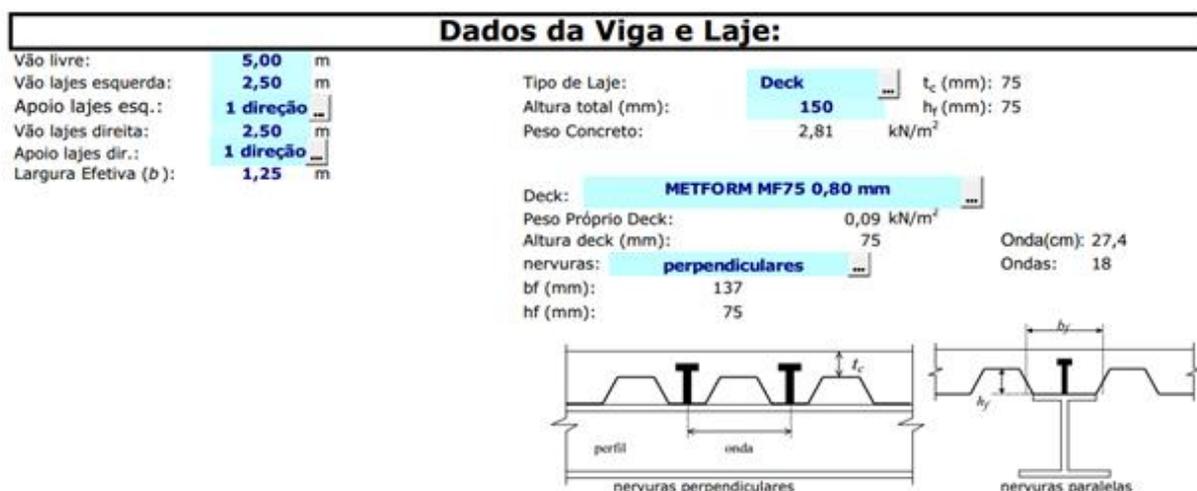
Fonte: Autor

### 6.1 EXEMPLO DE UTILIZAÇÃO DO SISTEMA

Tomando por base a viga analisada para os exemplos de vigas simples e vigas protendidas, utilizou-se da planilha de cálculo de vigas mistas do CBCA para a análise da capacidade de carga e deformações após a aplicação do concreto resultando na viga mista (FIGURA 82):

- V1 – 5m – Viga secundária:
  - Laje Steel deck: 2,75 Kn/m<sup>2</sup>
  - Piso + Revestimento: 1,5 Kn/m<sup>2</sup>
  - Sobrecarga: 2,0 Kn/m<sup>2</sup>

Figura 82-Dados da laje apoiada sobre a viga em análise



Fonte: Autor

Relembrando o resultado obtido para a viga simples, o momento resistente de cálculo para a viga metálica dado pelo FLM, com valor de 43,8 KN.m (FIGURA 83).

Figura 83- Resultado para FLA e FLM

### 1.2. Flambagem Local da Mesa (FLM)

Momento Solicitante: 29,1 kNm  
Momento Resistente: 43,8 kNm

$\lambda$  9,6 Mesa Não-Compacta  
 $\lambda_p$  9,08  $M_{cr}$  144,4 kNm  
 $\lambda_r$  21,1  $M_r$  30,2 kNm

OK

### 1.3. Flambagem Local da Alma (FLA)

Momento Solicitante: 29,1 kNm  
Momento Resistente: 44,5 kNm

$\lambda$  44,1 Alma compacta  
 $\lambda_p$  89,9  
 $\lambda_r$  137,7

OK

Fonte: Autor

O deslocamento obtida para a viga simples foi de 3,11 cm enquanto que o limite permitido pela NBR é de 1,43 cm (FIGURA 84).

Figura 84 - Deslocamento obtida para a viga simples

2. Verificações Estados Limites de Serviço				NÃO OK
2.1. Estado Limite de Deformação Excessiva				NÃO OK
Flecha Cargas Permanentes (cm):	3,11			
Flecha devido a 60% da sobrecarga (cm):	0,00			
Flecha Máxima (cm):	3,11	Limite (L/350):	1,43	cm

Fonte: Autor

Analisando agora os resultados obtidos para a viga metálica com incremento da rigidez do concreto temos:

**Figura 85-Momento resistente de cálculo para a viga mista.**

<b>Verificação para solicitações depois da cura</b>			
<b>1.1. Momento Fletor</b>	<i>(para <math>h/t_w \leq 3,76(E/f_y)^{1/2}</math>) (Análise Plástica)</i>		<b>OK</b>
<i>Momento Resistente de Cálculo:</i>	<b>122,41</b> kNm	<i>Momento Solicitante (kNm):</i>	<b>70,5</b>
Resistência Máxima Parcela de Concreto:	1138,4 kN	$R_c = (0,85f_{ck}/\gamma_c)t_c b$	
Resistência Máxima Parcela de Aço:	590,3 kN	$R_s = (f_y/\gamma_{a1})A_{perfil}$	
Resistência da Conexão:	472,3 kN	$Q_{rd}$	
Posições das Linhas Neutras (a partir do topo da laje e do topo do perfil)	31,1 mm	1,86 mm	
Interação Parcial de grau 0,8			

Fonte: Autor

Observamos que o momento resistente da viga, inicialmente, de 43,8KN.m, passa para 122,41 KN.m, um aumento de quase 3 vezes no valor do momento resistente para o mesmo perfil.

Observamos nos resultados obtidos para as deformações da viga, conforme figura 84, que durante a concretagem a viga possui uma flecha de 2,46 cm e após a adição da rigidez do concreto, as deformações, pelo acréscimo das demais cargas como piso, revestimento e sobrecarga somam 0,5cm (FIGURA 86).

**Figura 86-Deformações para viga mista**

<b>2.1. Estado Limite de Deformação Excessiva</b>	Limite (L/350): 1,43cm	<b>OK</b>
(a) flecha antes da cura do concreto (cm):	<b>2,46</b>	(inércia do perfil, peso próprio laje e viga)
(b) acréscimo após a cura do concreto (cm):	<b>0,35</b>	(inércia mista, com efeitos de longa duração)
(c) flecha devido a 60% da sobrecarga (cm):	<b>0,15</b>	(inércia mista, sem efeitos de longa duração)
<b>Importante:</b> caso <u>a laje seja escorada</u> , a parcela (a) deverá ser reduzida!		

Fonte: Autor

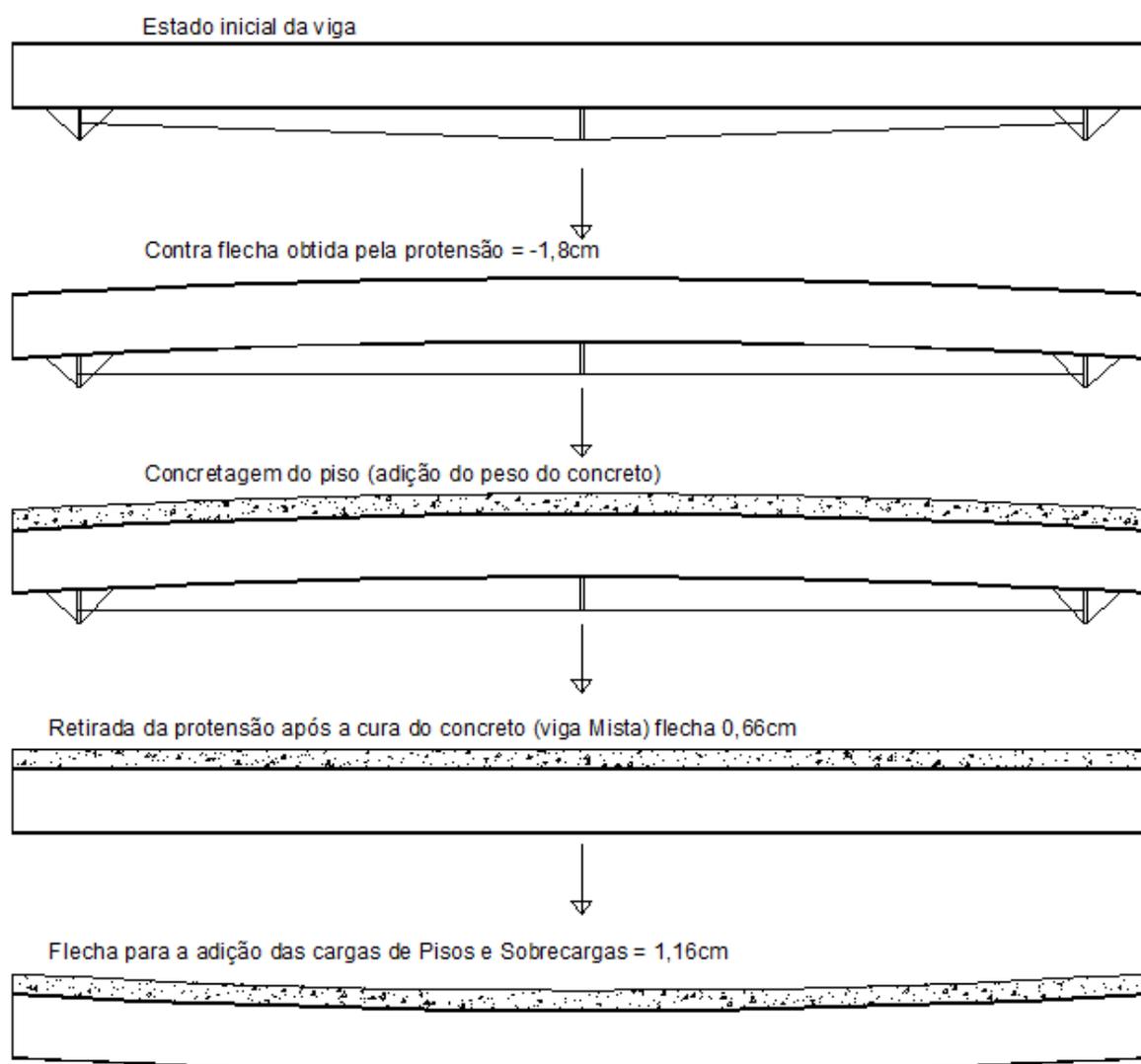
Partindo, então, para a solução proposta pelo sistema, é necessário que a viga metálica seja protendida de tal forma, que após a soma das flechas a viga permaneça abaixo do permitido pela norma. Vamos assim, considerar que a viga seja protendida conforme o modelo de análise no software Abaqus com uma força de protensão de 80KN e que os resultados obtidos já estejam livres das perdas de protensão (TABELA 6).

**Tabela 6**-Contra-flecha e flecha obtida com a aplicação da protensão

Força de protensão (N)	Contra-flecha (cm)	Flecha (cm)
80.000	-1,818	0,66

Fonte: Autor

Desta forma, teremos o resultado para a viga conforme o seguinte esquema, exposto na figura 87.

**Figura 87** - Sequência de deslocamentos para o sistema proposto

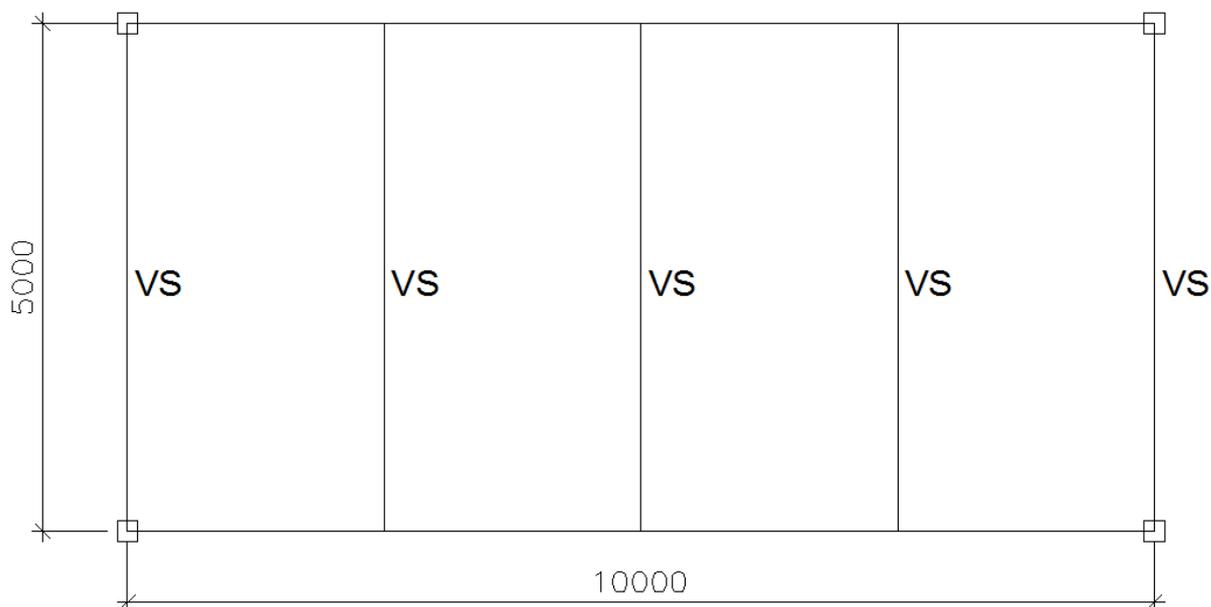
Fonte: Autor

Desta forma, com a utilização da protensão para a aplicação de uma contra-flecha na viga, o resultado final para as deformações no estado limite último estariam

conforme o limite da norma 1,43cm e com uma capacidade de carga superior introduzida pela rigidez do concreto.

Considerando para um pavimento de 5m x 10m, onde teríamos cinco vigas secundárias, conforme as analisadas previamente (FIGURA 88):

**Figura 88-** Esquema pavimento



Fonte: Autor

Para a utilização de vigas mistas sem escora no processo normal teríamos o seguinte peso para as estruturas:

- Viga mista para o vão de 5m: W310x23.8 (23.8 kg/m);
- Quantidade de Vigas: 5 Unidades;
- Peso por viga:  $5\text{m} \times 23.8\text{kg/m} = 119\text{ kg}$ ;
- Peso das vigas secundarias por pavimento =  $119\text{ kg} \times 5 = 595\text{ kg}$ .

Vemos, então, como ficaria a redução de peso de estrutura considerando o sistema de vigas protendidas:

- Viga protendida mista para o vão de 5m: W200x15 (15 kg/m);
- Quantidade de Vigas: 5 Unidades;
- Peso por viga:  $5\text{m} \times 15\text{kg/m} = 75\text{ kg}$ ;
- Peso das vigas secundarias por pavimento =  $75\text{ kg} \times 5 = 375\text{ kg}$ .

Para a utilização do sistema de vigas protendidas mistas apenas nas vigas secundárias para o pavimento analisado teríamos uma redução de 220kg, o que representa uma redução de 37% de aço. Vale observar que o sistema ainda dispensa o uso de escoras, porém essa redução de custo ainda deve levar em consideração o custo da aplicação da protensão nas vigas metálicas.

O custo para a aplicação da protensão das vigas metálicas, inicialmente não se mostra elevado, sendo necessária apenas a aquisição do macaco hidráulico, valor que será diluído ao longo da vida útil do equipamento; o custo da cordoalha engraxada; e uma equipe de duas pessoas devidamente treinadas para a realização dos ensaios. Apesar de aparentemente termos um custo baixo para a aplicação da técnica, é necessário um estudo aprofundado nos valores de cada item para se obter um custo final da aplicação da protensão. Além disso, existe um custo adicional de fabricação para a adição dos reforços e desviadores na viga, podendo, caso seja necessário, outro custo a mais aparecer também na retirada desses reforços após a concretagem.

## 7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 7.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS E CONCLUSÕES.

O objetivo geral deste trabalho foi estudar o comportamento de vigas metálicas protendidas por cabos externos, analisando as diversas variáveis em modelos analíticos em softwares de elementos finitos. Além disso, foram realizados ensaios experimentais de vigas metálicas protendidas para avaliar as dificuldades práticas da execução da técnica de protensão e analisar o comportamento da viga protendida, comparando os resultados entre as análises numérica e experimental. Por fim, apresenta-se um ideal de sistema para utilização de vigas metálicas mistas protendidas, que se apresenta como uma opção para redução de custos das estruturas metálicas.

- a) Como o modelo proposto para as vigas metálicas considera que estas estarão sempre travadas lateralmente, o ato da protensão não apresentou mudanças no comportamento das vigas metálicas. Observamos nos modelos analíticos e experimentais que estas sempre se comportam de forma linear, não apresentando qualquer tipo de flambagem ou deformações diferenciais. Esse comportamento também leva em conta a baixa carga aplicada, visto que, geralmente, em vigas metálicas de edificações usuais o grande problema gira em torno das deformações verticais apresentadas;
- b) Os modelos analíticos desenvolvidos no software Abaqus de elementos finitos comparados ao trabalho experimental de Park (2010) apresentam uma boa aproximação das deformações obtidas. Este resultado permite uma confirmação dos modelos analíticos desenvolvidos;
- c) Da mesma forma, ao trabalho realizado com os resultados de Park (2010) foram comparados os resultados obtidos por Ferreira (2007) e, da mesma forma, os resultados se aproximaram de forma satisfatória. Levando em consideração que ambos os modelos são analíticos e desenvolvidos em softwares de elementos finitos, cada trabalho teve uma forma de modelagem diferente;
- d) Para o modelo de elementos finitos desenvolvidos para análise deste trabalho foi possível observar o comportamento de tensões na viga e nas chapas de ancoragem garantindo a eficiência do sistema de ancoragem para a execução do ensaio. Foi ainda de grande importância, a avaliação das tensões no cabo

de protensão, visto que, após protendido, a aplicação da carga na viga gera um aumento de tensão do cabo. Dessa forma, foi importante avaliar a tensão no cabo ao final da aplicação da carga. Ainda foram medidas as deformações verticais obtidas para a viga analisada, afim de comparar com os resultados experimentais;

e) A execução do ensaio propiciou resultados como:

1. A avaliação da fabricação das vigas metálicas visando a melhor forma de se aproximar com o modelo analisado de forma prática, que não onerasse a fabricação destas;
2. Foi possível analisar a forma de fixação da viga a ser protendida de forma que garantisse segurança e boa representatividade em relação ao modelo analisado, chegando à forma utilizada de fixação por cantoneiras que usualmente é utilizado nas montagens de vigas metálicas. Este modelo garante um travamento lateral e vertical de forma que a viga se comporta como o modelo analítico;
3. A forma precisa de fixação da chapa de ancoragem da cordoalha de modo que o encaixe na chapa de fixação da viga metálica garanta a transferência de cargas de forma correta.

f) O ensaio ainda trouxe a possibilidade de avaliação das dificuldades e problemáticas inerentes a execução da protensão em vigas metálicas:

1. Foi detectada a necessidade de um espaço entre a chapa de ancoragem da viga metálica secundária e a viga metálica protendida, de forma que seja possível, de um lado, executar a preblocagem e ancoragem do cabo, e do outro, a entrada do macaco de protensão para a execução da mesma;
2. Uma grande dificuldade encontrada na execução da protensão foi a falta de precisão na carga aplicada de protensão. É necessária a transformação de toneladas força para Bar de acordo com o diâmetro da cordoalha utilizada. A aplicação ainda é medida por um manômetro, desta forma, é extremamente difícil garantir a aplicação exata da força. Tendo isso em consideração, deve-se sempre considerar esta variação em futuros ensaios.

3. Além da dificuldade de garantir a carga aplicada, outro ponto de grande relevância observado na execução do ensaio e nos resultados obtidos é a elevada perda de protensão por acomodação da cunha de fixação da cordoalha. Em ambos os ensaios, a acomodação da cunha gerou uma perda de contra-flecha de aproximadamente 0,65cm, o que, para o ensaio, resultaria na viga estar fora das deformações exigidas por norma. Desta forma é necessário incrementar este valor à contra-flecha inicialmente, observando que para outras configurações de viga protendida este valor de perda de contra-flecha deve ser diferente do observado para esta configuração.
- g) Comparando, então, os resultados obtidos entre os ensaios experimentais e a análise numérica, conclui-se, na análise da viga simples, que existe uma boa aproximação entre os resultados;
- h) Para a comparação entre os ensaios de vigas protendidas e os modelos de vigas protendidas é fácil observar que a perda de protensão ocasionou um deslocamento da linha no gráfico, reduzindo o valor da contra-flecha e, conseqüentemente, aumentando a flecha final obtida nos ensaios. Apesar desta diferença ocasionada pela perda de protensão, podemos considerar o resultado dos ensaios como positivos.
- i) A idealização do sistema de protensão para vigas metálicas vem como uma proposta de utilização usual da protensão em vigas metálicas. O sistema representou uma redução de 37% no peso de aço utilizado para uma mesma área comparada a utilização normal das vigas metálicas mistas. Além da redução com a utilização do sistema, não é necessário a utilização de escoras para as vigas, permitindo uma economia direta e uma redução do tempo final de obra. Porém, é importante ressaltar que esta redução de aço não representa uma economia direta deste valor, são necessários: o acréscimo do custo da protensão; o aumento no custo da produção e outros fatores como tempo de execução da protensão.

## 7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As pesquisas no campo de protensão em vigas metálicas ainda necessitam de um grande avanço para se popularizarem e entrarem no mercado com um sistema construtivo usual. Para a continuidade dos estudos e desenvolvimentos futuros nesta área seguem algumas sugestões:

- Expandir o estudo realizado neste trabalho, para vigas de maiores dimensões como vãos de 8, 10 e 12 que são de grande usabilidade e podem gerar uma economia ainda maior de aço e um ganho de vãos maiores com menores alturas de perfil;
- A re-execução do ensaio aqui realizado, porém utilizando a carga real distribuída e aplicando concreto sobre a viga, de forma a analisar também os resultados das deformações após a cura do concreto;
- Desenvolver equações simplificadas para o cálculo de vigas protendidas utilizando o sistema aqui proposto;
- Analisar e experimentar uma forma de redução das perdas de protensão por acomodação das cunhas na hora da ancoragem;
- Analisar o efeito das deformações provocadas pelo efeito de longa duração, observando o fenômeno da retração e fluência do concreto e relaxação do cabo;
- Avaliar os custos precisos da utilização do sistema idealizado, introduzindo os custos de fabricação, execução da protensão, tempo de execução, verificando a viabilidade econômica do sistema para pequenas e grandes obras.

Os temas acima citados podem representar um avanço significativo no estudo de protensão em estruturas metálicas, podendo representar a disponibilidade de um novo sistema construtivo para a sociedade.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto e edifícios. Rio Janeiro, 2008.

ABDELNABI O. N., **Stability of Externally Prestressed Steel Plate Girders**. 2013. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculty of Engineering at Shoubra, Benha University, (2013).

ALMEIDA, T. G. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de cabos externos protendidos**, 2001, 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 2001.

BELLETTI, B; GASPERI, A. Behavior of prestressed steel beams. **Journal of Structural Engineering**, [S.I.], v. 136, no. 9, p. 1131-1139, Sept. 2010.

BRADFORD, M. A. Buckling of prestressed steel girders. **Engineering Journal**, American Institute of Steel Constructions, [S.I.], v. 34, p. 98-101, 1991.

CARDOSO, D. C. T. **Protensão em vigas mistas de aço-concreto**. Rio de Janeiro: Programa de Engenharia Civil – COPPE / UFRJ. 38 p. Apostila.

CHEN, S. Experimental study of prestressed steel-concrete composite beams with external tendons for negative moments. **Journal of Constructional Steel Research**, [S.I.], v. 61, n. 12, p. 1613-1630, Dec. 2005.

CHEN, S.; JIA, Y. Numerical investigation of inelastic buckling of steel-concrete composite beams prestressed with external tendons. **Thin-Walled Structures**, [S.I.], v. 48, p. 233-242, Nov. 2010.

CHEN, S.; GU, P. Load carrying capacity of composite beams prestressed with external tendons under positive moment. **Journal of Constructional Steel Research**, [S.I.], v. 61, p. 515-530, Apr. 2005.

DUNKER, K. F., KLAIBER, F. W., BECK, B. L., et al. **Strengthening of Existing Single Span Steel Beam and Concrete Deck Bridges**. Final Report – Part II, Iowa DOT Project HR-238, ISU-ERI- Ames- 85231., Engineering Research Institute, Iowa State University, Ames, (1985)

DUNKER, K. F., KLAIBER, F. W., DAOUD, F. K., et al. **Strengthening of Existing Continuous Composite Bridges**. Iowa DOT Project HR State University, Ames, (1987)

FERREIRA, A. C. **Vigas metálicas protendidas**: análise estática, modal e de ruptura do cabo de protensão e aplicativo computacional para projetos. 2007. 276 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

GONÇAVES, R. M. **Alguns aspectos relativos à inspeção e recuperação de pontes de aço: ênfase em pontes ferroviárias**. 1992. 309 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992.

KLAIBER, F. W.; DUNKER, K. F.; SANDERS, W. W. Jr. **Feasibility study of strengthening existing single span steel beam concrete deck bridges**. 141 p. Final Report, Department of Civil Engineering, Engineering Research Institute, Iowa State University, Ames, June 1981.

LORENC, W.; KUBICA, E. Behavior of composite beams prestressed with external tendons: experimental study. **Journal of Constructional Steel Research**, [S.I.], v.62, n.12, p. 1353-1366, Dec. 2006.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**: vol. 5: concreto protendido. Tradução João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro: Ed. Interciência, 1983.

MUKHANOV, K.K. Design of metal structures. Moscow: Mir Publishers, 1968.

NELSEN, A. C. H., **Comportamento estrutural de vigas mistas de aço e concreto com protensão externa**. 2013. 148 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2013.

NUNZIATA, V., **Prestressed steel structure**, studio tecnico di Ingegneria Civile, Palma Campania (NA), Napoli, Italy, (1999).

Park, S., Kim, T., Kim, K., and Hong, S., Flexural behavior of continuous steel girder with external post-tensioning and section enhancement, **Journal of Constructional Steel Research**, 66 (2010) 248\_55.

Park, S., Kim, T., Kim, K., and Hong, S., Flexural behavior of steel I-beam prestressed with externally un-bonded tendons, **Journal of Constructional Steel Research**, 66 (2010) 125\_132.

REIS, F. J. C. **Influência do nível da protensão na deformação de estruturas executadas com protensão externa**. 118 p. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

REZENDE, C. R. **Análise estrutural de vigas metálicas protendidas**. 2007. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Espírito Santo, 2007.

RONGHE, G. N.; GUPTA, L. M. Parametric Study of tendon profiles in prestressed steel plate girder. **Advances in Structural Engineering**, [S.l.], v. 5, n. 2, p 75-85, Apr. 2002.

Russel D. Snyder, Prestressed Steel Girders for Single Span Bridges, **Engineering Journal**, AISC, 3rd quarter, p 83-86, 1195.

RUBIN, M.; BOTTI, A. Hotel Hilton São Paulo Morumbi, São Paulo. **ArcoWeb**. 2003. Disponível em:<https://www.arcoweb.com.br/finestra/arquitetura/marc-rubin-e-alberto-botti-hotel-hilton-morumbi-01-12-2002>. Acesso em: 01 set. 2017.

Saadatmanesh, H., Albrecht, P. **Analytical and experimental study of prestressed composite steelconcrete beams**, Ph.D. thesis submitted to university of Maryland, 1986.

Saadatmanesh, H., Albrecht, P. and Ayyub, B. M., Analytical study of prestressed composite beams., **Journal of Structural Engineering**, [S.I.], v, 115, n. 9, p. 2364-2381, Sep. 1989-a

Saadatmanesh, H., Albrecht, P., and Ayyub, B. M., Experimental study of prestressed composite beams., **Journal of Structural Engineering**, [S.I.], v, 115, n. 9, p. 2348-2363, Sep. 1989-b

SAMPAIO JR., C. F. **Dimensionamento econômico de vigas protendidas de aço**. 1976. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1976

Tocháček, M. e Ferjencik, P, Parametric study of continuous prestressed composite girders,**Journal Construction Steel Research**,[S.I.], n, 22, p. 79-86, 1992.

Tong, W. and Saadatmanesh, H., Parametric study of continuous prestressed composite girders.,**Journal of Structural Engineering**, ASCE 1992;118(1):186\_206.

Trahair, N. S., Bradford, M. A., Nethercot, D. A. and Gardner, L., **The behavior and Design of Steel Structures to EC**, Fourth Edition, Taylor and Francis, New York, USA, 2008.

Troitsky, M. S., Zielinski, Z. A. and Nouraeyan, A., Pre-tensioned and posttensioned composite girders., **Journal of Structural Engineering**, [S.I.], v, 7, n. 1, 2004.

Troitsky, M. S., **Prestressed Steel Bridges: Theory and Design**. New York, NY, Van Nostrand Reinhold, 1990. 386 p.

Zhang, N., and Fu, C. C., Experimental and theoretical studies on composite steelconcrete box beams with external tendons, **Engineering Structures** 31p 275-283, 2009.