

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – Mestrado

LUCAS HENRIQUE SOARES

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA PERDA DA FORÇA DE
PROTENSÃO POR ATRITO EM VIGAS DE CONCRETO COM
PÓS-TENSÃO NÃO ADERENTE**

MARINGÁ
2022

LUCAS HENRIQUE SOARES

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA PERDA DA FORÇA DE
PROTENSÃO POR ATRITO EM VIGAS DE CONCRETO COM
PÓS-TENSÃO NÃO ADERENTE**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Vanalli

MARINGÁ
2022

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

| | |
|-------|--|
| S676s | <p>Soares, Lucas Henrique</p> <p>Simulação numérica da perda da força de protensão por atrito em vigas de concreto com pós-tensão não aderente / Lucas Henrique Soares. -- Maringá, PR, 2022. 103 f.: il. color., figs., tabs.</p> <p>Orientador: Prof. Dr. Leandro Vanalli. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2022.</p> <p>1. Vigas de concreto protendido. 2. Perdas por atrito (Engenharia Civil). I. Vanalli, Leandro, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.</p> |
| | CDD 23.ed. 624 |

LUCAS HENRIQUE SOARES

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA PERDA DA FORÇA DE
PROTENSÃO POR ATRITO EM VIGAS DE CONCRETO COM
PÓS-TENSÃO NÃO ADERENTE**


Dissertação de Mestrado apresentada no dia 24/05/2022, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

BANCA EXAMINADORA



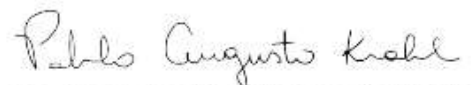
Prof. Dr. Leandro Vanalli

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Orientador



Prof. Dr. Rodrigo Mazia Enami

Departamento de Tecnologia
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. Pablo Augusto Krahl

Escola de Engenharia
Universidade Presbiteriana Mackenzie

MARINGÁ
2022

Dedico este trabalho aos meus pais e a minha avó Elfrida Pereira (*in memoriam*).

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelo dom da vida, e pelo discernimento nos momentos em que precisei realizar escolhas. Ao apoio incondicional, que sempre recebi dos meus pais Mauro e Bernadete Soares, também de minha noiva Fernanda Acosta. Ao amigo e orientador Professor Dr. Leandro Vanalli pela paciência, por encarar mais essa longa jornada e por tornar tudo isso possível. Aos professores Pablo Augusto Krahl e Ricardo Carrazedo pela grande ajuda com as simulações numéricas. Ao professores e amigos Rodrigo Mazia e Alan Rizato Espessato pelo suporte ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Finalmente agradeço a todos que, me influenciaram de maneira direta ou indireta ao longo destes anos e que de alguma maneira me ajudaram a alcançar essa conquista.

RESUMO

Este trabalho tem como foco principal o desenvolvimento de um modelo numérico para avaliação de vigas de concreto protendido, especificamente com o sistema de pós tensão não aderente, a partir da utilização do *software* Abaqus[®]. A partir de um modelo físico encontrado na literatura, foi desenvolvido um modelo tridimensional utilizando de elementos hexagonais do tipo C3D8 e C3D6 para representação do concreto e dispositivos de ancoragem. Para representação da cordoalha foram adotados elementos de cunha do tipo C3D6 e por fim, as armaduras passivas foram representadas por elementos de barra do tipo T3D2. Os aços utilizados para armadura ativa e passiva, possuem lei constitutiva bi-linear proposto pela NBR 6118:2014. O modelo utilizado para determinação do comportamento reológico do concreto foi o de Carreira e Chu (1986). Estas informações foram implementadas no modelo através do *Concrete Damaged Plasticity* – CDP. O modelo foi validado através da comparação da trajetória de equilíbrio da viga com os resultados obtidos por outros autores. Foi feita avaliação da distribuição de tensões normais na seção da cordoalha para os valores de atrito 0, 0,3 e 0,6. Para fins de comparação, foi desenvolvido um perfil de tensões considerando a perda por atrito utilizando o modelo proposto pela NBR 6118:2014. Os perfis de tensões obtidos foram aplicados no modelo e foi constatado que para o modelo adotado houveram alterações significativas na trajetória de equilíbrio da viga.

Palavras-chave: Vigas de Concreto Protendido, Pós tensão não aderente, Simulação Numérica, Perdas por Atrito.

ABSTRACT

The main focus of this work is the development of a numerical model for the evaluation of prestressed concrete beams, specifically with the unbonded tendons, using the Abaqus® software. From a physical model found in the literature, a three-dimensional model was developed using hexagonal elements of the type C3D8 and C3D6 to represent the concrete and anchor devices. C3D6-type wedge elements were adopted to represent the strand and, finally, the passive reinforcements were represented by T3D2-type bar elements. The steels used for active and passive reinforcement have a bi-linear constitutive model proposed by NBR 6118:2014. The model used to determine the behavior of concrete was from Carreira and Chu (1986). This information was implemented in the model through Concrete Damaged Plasticity – CDP. The model was validated by comparing the beam's equilibrium trajectory with the results obtained by other authors. The normal stress distribution in the strand section was evaluated for friction values: 0, 0.3 and 0.6. For comparison purposes, a stress profile was developed considering the friction loss using the model proposed by NBR 6118:2014. The stress profiles obtained were applied to the model and it was found that for the adopted model there were significant changes in the beam's equilibrium trajectory.

Keywords: Prestressed Concrete Beams, unbonded tendons, Numerical Simulation, Friction Loss.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 – Fios, Cordoalhas e Cabos | 16 |
| Figura 2.2 – Traçados para os cabos de protensão | 17 |
| Figura 2.3 – Sistema de ancoragem proposto por Freyssinet | 20 |
| Figura 2.4 - Ponte Luzancy sobre o Rio Marne – França | 20 |
| Figura 2.5 – Ponte do Galeão – Rio de Janeiro – Brasil..... | 21 |
| Figura 2.6 – Ponte do Juazeiro – Bahia – Brasil..... | 22 |
| Figura 2.7 – Ponte Rio-Niterói – Rio de Janeiro – Brasil. | 23 |
| Figura 2.8 – Cidade Administrativa de Minas Gerais – Belo Horizonte – Brasil. | 23 |
| Figura 2.9 – Torre de Telecomunicações Namur – Bélgica..... | 24 |
| Figura 2.10 – Marquise de entrada do H.M. Ceará – BR. | 25 |
| Figura 2.11 – Pista de protensão..... | 26 |
| Figura 2.12 – Edifício residencial com Lajes Lisas Protendidas | 26 |
| Figura 2.13 – Laje Nervurada, com nervuras protendidas..... | 27 |
| Figura 2.14 – Bloco de salas de aula CAU – UEM – Umuarama – PR. | 28 |
| Figura 2.15 – Sistema de Pós-Tensão Aderente..... | 28 |
| Figura 2.16 – Forças externas representando a protensão em viga bi-apoiada..... | 31 |
| Figura 2.17 – Modelo de viga mista de aço e concreto protendida | 32 |
| Figura 2.18 – Representação dos elementos do trabalho de Rosa (2018). | 33 |
| Figura 2.19 – Modelo para representação de protensão não aderente | 33 |
| Figura 5.1 – Modelo físico de Tao e Du (1985). | 38 |
| Figura 6.1 - Comportamento mecânico das vigas | 41 |
| Figura 6.2 – Mono Cordoalha engraxada de sete fios..... | 43 |
| Figura 6.3 – Processo de trefilação do aço. | 43 |
| Figura 6.4 – Bainha metálica para protensão com aderência posterior..... | 45 |
| Figura 6.5 – Dispositivos de ancoragens embutidos no concreto..... | 46 |
| Figura 6.6 – Dispositivos de ancoragem e confinamento das armaduras | 47 |
| Figura 7.1 – Sistemas de Protensão. | 49 |
| Figura 7.2 – Sistemas de Pré-tração. | 50 |
| Figura 9.1 – Viga pós tensionada com mais de um cabo. | 55 |
| Figura 9.2 – Viga com cabo de protensão em traçado parabólico..... | 57 |
| Figura 9.3 - Decomposição de vetores em trecho curvilíneo..... | 57 |
| Figura 9.4 – Curvatura da cordoalha de protensão | 58 |
| Figura 9.5 – Ângulos de desvio de um cabo de protensão..... | 58 |
| Figura 9.6 – Ondulação Parasita na Bainha..... | 59 |
| Figura 9.7 – Ancoragem da armadura ativa por encunhamento..... | 61 |
| Figura 9.8 – Perdas por encunhamento. | 61 |
| Figura 9.9 - Deformação em função do tempo em concreto submetido a carga constante..... | 63 |
| Figura 10.1 – Fluxograma com procedimento de resolução de problemas numéricos | 66 |
| Figura 10.2 – Subprogramas utilizados na análise..... | 67 |
| Figura 11.1 – Elementos Finitos utilizados na Modelagem | 68 |
| Figura 12.1 – Modelos reológicos do aço para armaduras passivas..... | 70 |
| Figura 12.2 – Modelo reológico do aço para armaduras ativas..... | 71 |
| Figura 12.3 – Modelo reológico do concreto desenvolvido por Carreira e Chu (1985). | 72 |
| Figura 12.4 - Estados de tensão em relação à superfície de falha..... | 74 |

| | | |
|---------------------|--|----|
| Figura 13.1 | – Espécime A-2 ensaiado por Tao e Du (1985). | 77 |
| Figura 13.2 | – Acoplamento da armadura passiva | 79 |
| Figura 13.3 | – Elementos conectados com <i>tie</i> | 80 |
| Figura 13.4 | – Pontos de aplicação do carregamento. | 80 |
| Figura 13.5 | – Simetria e vinculação do modelo..... | 81 |
| Figura 13.6 | – Superfície de interação entre cabo e concreto. | 82 |
| Figura 13.7 | – Malha de elementos finitos..... | 83 |
| Figura 13.8 | – Aplicação da tensão de protensão. | 84 |
| Figura 13.9 | – Perfil de tensões aplicado no cabo..... | 85 |
| Figura 13.10 | – <i>Coupling</i> para aplicação do carregamento. | 86 |
| Figura 14.1 | – Método de aplicação do carregamento. | 88 |
| Figura 14.2 | – Comparação dos resultados obtidos para validação. | 89 |
| Figura 14.3 | – Comparação dos resultados obtidos para validação. | 90 |
| Figura 14.4 | – Comparação com modelo analítico de perda por atrito parasita. | 91 |
| Figura 14.5 | – Trajetória de equilíbrio com consideração do atrito. | 92 |
| Figura 14.6 | – Simulação do efeito de encunhamento. | 93 |
| Figura 14.7 | – Tensões de Von Mises. | 94 |
| Figura 14.8 | – Deslocamentos na direção de y. | 94 |
| Figura 14.9 | – Tensões na direção x. | 95 |

LISTA DE QUADROS

| | |
|---|----|
| Quadro 11.1 – Graus de liberdade nos nós dos Elementos | 69 |
| Quadro 12.1 – Parâmetros de entrada para o modelos CDP | 75 |
| Quadro 12.2 - Modelo constitutivo Concreto 30,6 MPa (Carreira e Chu) | 76 |
| Quadro 13.1 – Consistência de unidades..... | 78 |
| Quadro 13.2 – Características dos elementos finitos por componente. | 83 |
| Quadro 13.3 – Modelo analítico para perdas por atrito. | 84 |

SUMÁRIO

| | |
|--|----|
| 1. INTRODUÇÃO..... | 13 |
| 2. PROTENSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO..... | 16 |
| 2.1 HISTÓRICO DA PROTENSÃO | 17 |
| 2.2 APLICAÇÕES DA PROTENSÃO..... | 24 |
| 2.3 ESTADO DA ARTE..... | 29 |
| 3. JUSTIFICATIVA | 35 |
| 4. OBJETIVOS | 37 |
| 4.1 Objetivo Geral..... | 37 |
| 4.2 Objetivos Específicos..... | 37 |
| 5. ESTRUTURA DO TRABALHO..... | 38 |
| 6. MATERIAIS | 39 |
| 6.1 Concreto | 39 |
| 6.2 Aços para Protensão | 42 |
| 6.2.1 Bainhas..... | 45 |
| 6.2.2 Ancoragens..... | 46 |
| 6.2.3 Nata de Injeção..... | 47 |
| 7. SISTEMAS DE PROTENSÃO..... | 49 |
| 7.1 Pré-tração | 49 |
| 7.2 Pós-tração | 50 |
| 8. NÍVEIS DE PROTENSÃO | 52 |
| 8.1 Protensão Completa..... | 52 |
| 8.2 Protensão Limitada..... | 52 |
| 8.3 Protensão Parcial..... | 53 |
| 9. PERDAS DE PROTENSÃO | 54 |
| 9.1 Perdas Imediatas | 54 |
| 9.1.1 Perdas por deformação imediata do concreto | 55 |
| 9.1.2 Perdas por atrito em curvas..... | 56 |
| 9.1.3 Perdas por atrito parasitas..... | 59 |
| 9.1.4 Perdas por acomodação da ancoragem..... | 60 |
| 9.2 Perdas Diferidas | 62 |
| 9.2.1 Fluência do Concreto..... | 63 |
| 9.2.2 Retração do Concreto..... | 64 |
| 9.2.3 Relaxação do aço | 64 |
| 10. ABAQUS® SOFTWARE | 66 |

| | |
|---|----|
| 11. ELEMENTOS FINITOS | 68 |
| 12. MODELOS REOLÓGICOS | 70 |
| 12.1 Aço para armadura passiva | 70 |
| 12.2 Aço para armadura Ativa | 71 |
| 12.3 Concreto | 71 |
| 12.3.1 <i>Concrete Damaged Pasticity</i> - CDP | 73 |
| 13. METODOLOGIA..... | 77 |
| 13.1 modelo físico - viga de tao & du (1985) | 77 |
| 13.2 Acoplamentos e condições de contorno | 78 |
| 13.3 Condições de Contato | 81 |
| 13.4 Malha | 82 |
| 13.5 Perfil de tensões gerados pela perda por atrito | 83 |
| 13.6 Aplicação da Força de Protensão | 85 |
| 13.7 CARregamento | 85 |
| 14. Resultados | 87 |
| 14.1 Influência no método de aplicação do Carregamento..... | 87 |
| 14.2 Comparação com outros modelos | 88 |
| 14.3 Influência do atrito na trajetória de equilíbrio..... | 89 |
| 14.4 Avaliação do Encunhamento | 92 |
| 14.5 Avaliação dos níveis de tensão | 93 |
| 15. CONCLUSÕES | 96 |
| REFERÊNCIAS | 98 |

1. INTRODUÇÃO

O concreto armado, amplamente utilizado na construção civil, consiste na inserção de barras de aço no interior dos elementos, para combater principalmente tensões de tração atuantes nas seções dos elementos. Quando se tratam de vigas, o principal efeito considerado é a flexão. Sendo as tensões de tração oriundas desta.

Em relação ao desempenho mecânico, o concreto possui um bom comportamento quando solicitado à compressão, todavia, possui uma baixa resistência à tração. Sendo esta da ordem de 8 a 14% da resistência à compressão (NAWY, 2006).

Elevadas tensões de tração, podem levar a formação de fissuras. De acordo com o grau de fissuração, pode ocorrer a exposição das armaduras, prejudicando assim a durabilidade do elemento. Do ponto de vista do comportamento mecânico, após o surgimento das fissuras, deve ser considerada uma redução da rigidez flexional da seção transversal, impactando negativamente no seu desempenho em serviço.

De maneira geral, a protensão consiste em introduzir um estado prévio de tensões. Para isso, podem ser utilizadas barras de aço ou cabos de protensão formados por cordoalhas de fios de aço trançados. As tensões podem ser introduzidas previamente ou posteriormente à concretagem, com a utilização de macacos hidráulicos. De maneira técnica, a ABNT NBR 6118 (2014), denomina como armaduras ativas, aquelas que são submetidas a um alongamento, prévio ou posterior ao processo de concretagem.

O objetivo principal da protensão em vigas, é reduzir, ou até mesmo, de acordo com o sistema de protensão adotado, eliminar as tensões de tração na seção transversal, oriundas da flexão.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), são admitidos diferentes níveis de protensão, estes são tratados de maneira mais específica nos subseqüentes deste trabalho. Existe um nível, em que, para a situação de serviço, o concreto não apresenta tensões de tração ao longo de sua seção transversal. Outra maneira, consiste em limitar o valor da tensão de tração, seguindo algum critério de projeto. Em ambos os casos, busca-se reduzir, ou eliminar a formação de fissuras. Admite-se ainda, que com baixo nível de tensões de tração, o concreto possua um

comportamento elástico linear, equivalente ao Estádio I. Ainda possui rigidez flexional superior à de um elemento fissurado.

A aplicação da protensão é viabilizada pela elevada capacidade do concreto em resistir tensões de compressão. Possibilitando oferecer soluções mais eficientes quando comparadas com as estruturas de concreto armado convencionais, reduzindo sua robustez e permitindo o aumento os vãos livres.

Os aços empregados na protensão, são os de alta resistência. Do ponto de vista do processo de produção, possuem um maior teor de carbono em sua liga. Como consequência do aumento da resistência, o aço acaba perdendo características de ductilidade.

Moreira (2016), afirma que a protensão permite um melhor aproveitamento do aço, uma vez que, o alongamento de maneira isolada, permite que sejam atingidas tensões mais elevadas, próximas ao limite de resistência, sem custar a deformação do concreto, evitando assim esmagamento ou fissuração do mesmo.

Não somente o aço, mas o concreto utilizado em elementos protendidos também possui uma resistência à compressão superior, quando comparado ao utilizado no concreto armado convencional. Tudo isso para resistir aos esforços de compressão aplicados e também melhorar o desempenho mecânico da do conjunto.

Após a aplicação da protensão, pode ocorrer um decaimento da tensão atuante na armadura ativa ao longo do seu comprimento. Este fenômeno é denominado de Perda da Força de Protensão. Por sua vez, são divididas em dois mecanismos principais. Ao longo do tempo, ocorrem as perdas associadas relaxação do aço e também à fluência e retração do concreto. Existem ainda as perdas durante o processo de aplicação da força de protensão. Sendo estas, associadas com a deformação imediata sofrida pelo concreto, à existência de atrito entre a armadura ativa e folgas ou deslocamentos durante o processo de ancoragem das armaduras ativas.

Pfeil (1984) destaca algumas vantagens na utilização do concreto protendido em relação ao concreto armado convencional:

- Peças mais esbeltas nas estruturas, ou seja, reduzindo a altura útil das vigas utilizadas para vencer os mesmos vãos. Estima-se que em concreto convencional, a altura de uma viga seja da ordem de 10% do vão livre, enquanto para o concreto protendido seja de apenas 5%;

- Redução no volume de concreto consumido, conseqüentemente a estrutura se tornará mais leve, aliviando as cargas de peso próprio atuantes sobre as fundações;
- Favorecendo à arquitetura, a protensão de vigas e lajes, permite uma maior medida de pé direito para um mesmo pé esquerdo quando comparada com o método convencional. Existe também uma compensação na inclinação de rampas de acesso, na altura da edificação e também nos volumes de escavação;
- Controle e até mesmo eliminação das fissuras, aumentando a durabilidade dos artefatos;
- Melhora o desempenho em serviço, com menor deflexão das lajes e vigas em serviço, reduzindo os efeitos da fadiga dos materiais;
- De acordo com o nível de protensão, o concreto não sofre fissuração, assumindo comportamento descrito pelo Estádio I, permitindo que análises numéricas adotem um comportamento físico linear;
- Permite que seja utilizado um maior espaçamento entre as juntas de dilatação em estruturas com grande comprimento.

Com a evolução da engenharia estrutural, as estruturas de concreto protendido tornaram-se tema de diversos estudos. O foco desses trabalhos, consiste em avaliar o comportamento complexo dessas estruturas. Em elementos estruturais de concreto armado convencional considera-se um comportamento coeso, sendo assim, a não linearidade do problema fica associada aos materiais. Nos elementos protendidos, a presença da armadura ativa e das perdas de protensão, provoca um comportamento ainda mais não linear destes elementos.

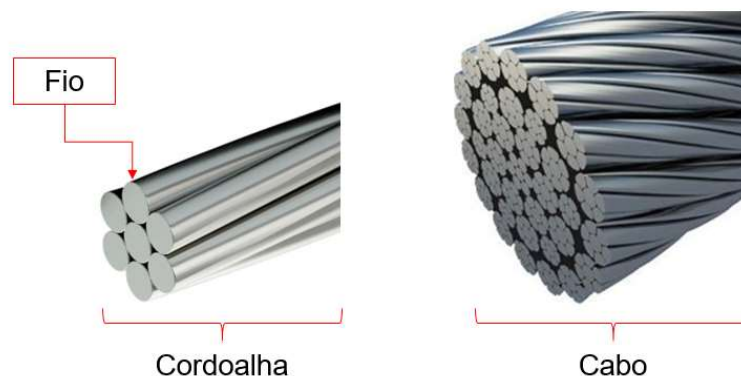
Com base no exposto, o desenvolvimento de modelos físicos e numéricos são fundamentais para avaliar o comportamento mecânico e a distribuição das tensões nesses elementos, culminando no desenvolvimento de métodos de dimensionamento seguros e eficientes.

2. PROTENSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Conforme o capítulo anterior, a protensão é viabilizada pela capacidade do concreto em resistir aos esforços de compressão. Pfeil (1984) define como um artifício que consiste em introduzir um estado prévio de tensões na estrutura, capaz de melhorar comportamento mecânico em serviço. Ao mesmo tempo a norma NBR 6118 (2014) define como elementos de concreto protendidos como aqueles, nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência.

As armaduras ativas podem ser barras de aço roscadas e fios em alguns elementos específicos. Contudo na grande maioria dos casos são utilizadas cordoalhas e os cabos de protensão. Conforme observado na Figura 2.1, a cordoalha tem um formato helicoidal, constituída por fios de aço de alta resistência. Por sua vez os cabos são obtidos a partir da união das cordoalhas.

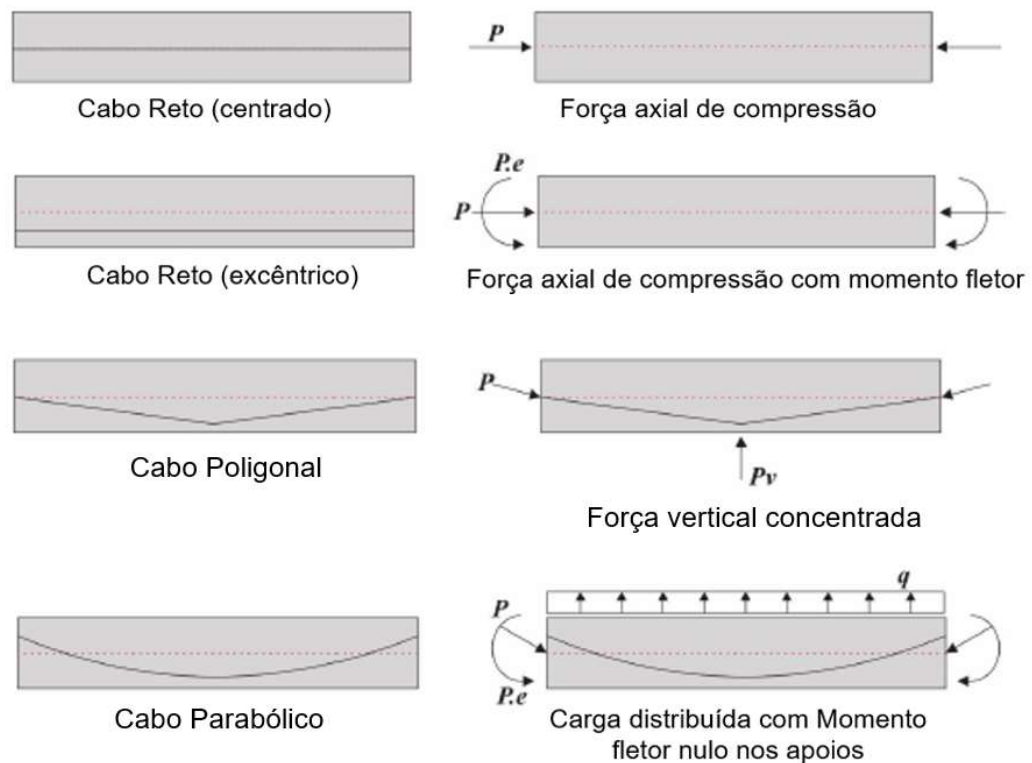
Figura 2.1 – Fios, Cordoalhas e Cabos.



Fonte: Do Autor (2022).

Rodrigues (2019) expões que o cabo pode possuir diferentes configurações de trajetória ao longo do elemento. A Figura 2.2 exemplifica uma viga prismática com diferentes traçados de cabo, e o tipo de esforço que cada um deles causa na viga.

Figura 2.2 – Traçados para os cabos de protensão.



Fonte: Adaptado de Rodrigues (2019).

Nos itens deste capítulo, serão apresentados um breve histórico da utilização da protensão e algumas de suas aplicações. Além disso, são abordados os conceitos básicos sobre os materiais empregados, os sistemas, os níveis e as eventuais perdas da força de protensão.

2.1 HISTÓRICO DA PROTENSÃO

Este item elucida os pontos principais, desde o surgimento da técnica, passando por obras importantes dentro do contexto nacional e internacional. Além deste, outros trabalhos também trazem uma abordagem histórica em suas revisões bibliográficas. Dentre eles podemos destacar, Rodrigues (2019), Rosa (2018), Moreira (2016) Sanabra-Loewe e Capella-Llovera (2014), Dinges (2009), Nawy (2006), Marrey e Grote (2003), Casson (1971), Torr (1964), entre outros.

Junior, (2009) afirma que a técnica de protensão remonta aos tempos mais antigos, mais precisamente ao ano de 2100 a.C. no Egito. Nessa época os egípcios faziam uso do encurtamento de lâminas de ferro pré-aquecidas para a confecção de

embarcações, pois com o resfriamento posterior das lâminas era possível pré-comprimir os pranchões de madeira do casco, tornando-os estanques. Em suma, faziam uso do processo das deformações térmicas para introduzir um estado prévio de tensão às peças. Este mesmo processo também é empregado na confecção de tonéis e em determinada época nas rodas de carroças.

Por volta de 1855 foi criada a tecnologia do concreto armado. Seu marco se deu com a embarcação desenvolvida pelo francês Lambot e alguns anos depois, a partir de 1867, ocorreram as subseqüentes aplicações da tecnologia em vasos, tubos, lajes e pontes. Partindo dos estudos empíricos desenvolvidos por Monier.

Em 1877, o americano Thaddeus Hyatt obteve importantes conclusões acerca do trabalho conjunto e da aderência do concreto com o aço, comprovando dessa forma as hipóteses sobre o posicionamento correto da armadura na região tracionada da peça de concreto.

De acordo com Rodrigues (2019) ainda no século XIX, por volta do ano de 1886, na cidade de São Francisco – Califórnia, o engenheiro P. H. Jackson aplicou protensão em arcos de concreto. Na ocasião patenteou a aplicação da mesma em pedras para lajes e pisos.

Segundo Nawy (2006) na Alemanha, em 1888, C. E. W. Doehring, protendeu lajes de concreto armado que já se encontravam em condições de serviço. Ao final do século XIX, começaram a surgir várias patentes de diferentes sistemas de protensão. Contudo, com o pouco conhecimento acerca dos efeitos de relaxação do aço e da fluência e retração do concreto, a força de protensão acabava se perdendo com o tempo devido à relaxação do aço.

Diante deste problema da perda da força de protensão, no início do século XX, em 1908 nos Estados Unidos, um norueguês Lund e G. R. Steiner sugeriram que a força fosse aplicada novamente após um determinado tempo, em que supostamente as perdas de protensão já teriam se desenvolvido. Esse efeito foi compreendido somente por volta de 1912 por Koenen e Mörsch. Foi constatado que para manter os efeitos da protensão, seria necessária a utilização de aços com elevada resistência. Contudo os efeitos da fluência e da retração ainda permaneciam desconhecidos (DINGES, 2009).

Segundo Moreira (2016), Nos Estados Unidos em 1925, R. E. Dill, notou is efeitos da retração e da fluência do concreto. Então sugeriu a utilização de barras de aço com alta resistência encamisadas para restringir o atrito com o concreto. Sua

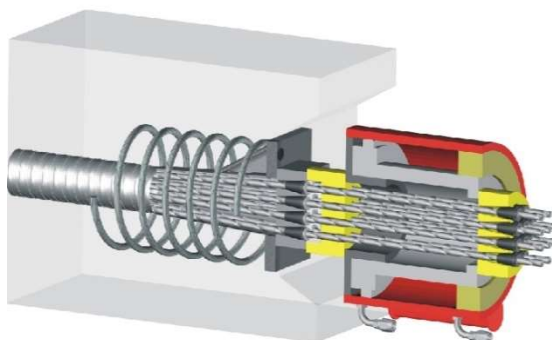
tentativa acabou sendo frustrada, pois não apresentou viabilidade econômica.

Na década de 20, conhecendo os efeitos da fluência e retração, a fim de compensar as perdas, foi proposto um sistema de protensão não aderente de barras sucessivas. Na mesma época, W. H. Hewett desenvolveu princípios para aplicação de protensão circular. Esta técnica era utilizada em reservatórios para combater a fissuração nas paredes devido a pressão hidrostática exercida pela água reservada. Esta técnica foi amplamente desenvolvida e aplicada nos Estados Unidos ao longo dos próximos 30 anos (LIN E BURNS, 1981).

Em 1928, o Engenheiro francês Eugene Freyssinet elaborou o primeiro trabalho consistente sobre concreto protendido a partir da introdução do aço de alta resistência para execução de protensões. Experiências anteriores haviam sido feitas com aços de baixa resistência e muita ductilidade, o que levava a um resultado insatisfatório quando consideradas as perdas lentas (progressivas) de protensão. A partir de seu trabalho foi possível superar algumas deficiências existentes no uso de protensão de estruturas. Os aços por ele empregados tinham a forma de arames trefilados, e seu princípio de protensão em estruturas é empregado até os dias atuais. Em resumo, a tecnologia do concreto protendido desenvolveu-se cientificamente no início do século XX, e ganhou força a partir dos anos quarenta (SOUZA, 2014).

Depois das aplicações realizadas nos Estados Unidos e na Alemanha, em 1938 Freyssinet foi o grande responsável pela viabilização em termos práticos da aplicação da protensão. O sistema que leva seu próprio nome, lhe rendeu o título de pai da protensão, consistiu na utilização de um sistema de ancoragem para os fios de aço de alta resistência ora utilizados. O objetivo principal era amenizar o escorregamento dos cabos junto as ancoragens. Este deslizamento permitia o encurtamento da armadura ativa, caracterizando uma perda imediata da força de protensão. O sistema Freyssinet possui sistema de cones (macho e fêmea) apresentados na Figura 2.3. Por sua vez, força de protensão era aplicada através de um dispositivo hidráulico que alongava a armadura e ainda realizava a cravação do cone (LEONHARDT, 1964).

Figura 2.3 – Sistema de ancoragem proposto por Freyssinet.



Fonte: Site da empresa TEC Indústria ¹(2022).

Rodrigues (2019) destaca que nas regiões da Europa Central e Ocidental, após a segunda Guerra Mundial, houve a necessidade de se reconstruir diversas pontes. Estas haviam sido destruídas durante o conflito. Este episódio abriu espaço para que G. Magnel, da Bélgica e Y. Guyon, francês, também pudessem aplicar suas técnicas para a construção de pontes em concreto protendido.

A primeira obra oficialmente realizada em todo o mundo em concreto protendido foi projetada por Freyssinet em 1941. A ponte sobre o rio Marne em Luzancy na França, foi finalizada após a segunda Guerra mundial em 1945 (Figura 2.4).

Figura 2.4 - Ponte Luzancy sobre o Rio Marne – França.



Fonte: Rezende (2016)

Segundo Veríssimo e Kléos, (1998) a primeira obra em concreto protendido no Brasil foi a ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, a qual foi concluída em 1948. Todo o

¹ Disponível em: < <https://tec.ind.br/2016/02/09/concreto-protendido/>>, acessado em maio de 2022.

material utilizado na construção, desde o aço ancoragens, bainhas e equipamentos foram trazidos da França. Além do sistema de protensão, o projeto também era do Engenheiro francês Eugène Freyssinet. A Figura 2.5 mostra a montagem das vigas com protensão total. Ou seja, as seções foram projetadas para que suas seções estejam totalmente comprimidas em serviço.

Figura 2.5 – Ponte do Galeão – Rio de Janeiro – Brasil.



Fonte: Veríssimo e Kléos (1998).

O sistema não aderente de então consistia em se pintar os fios com betume, envolvê-los com uma ou mais camadas de fitas de papel Kraft enroladas helicoidalmente sobre os fios, formando uma bainha para isolá-los do concreto e permitindo o deslizamento dos fios em seu interior. Essas fitas de papel foram substituídas por plástico, mas ainda não estanques, pois permitiam que a nata de cimento do concreto pudesse muitas vezes penetrar em seu interior. (CAUDURO, 2006).

Em seguida, na Europa e no Brasil, desenvolveu-se o uso de bainhas metálicas, tubos feitos de chapa fina de aço que poderiam conter diversos fios de aço de protensão em seu interior e que possibilitavam a injeção de uma mistura de cimento, areia e água, pasta protetora contra a corrosão do aço, deixando-se, então, de pintar os fios com betume para protegê-los. Anos depois, com o avanço das técnicas de produção de pasta e da operação de injeção em si, os projetistas estruturais passaram a considerar essa pasta não só protetora contra a corrosão, mas também como interveniente na aderência do aço de protensão à massa de concreto que envolvia a bainha. É a protensão aderente. (CADURO, 2006).

Ao mesmo tempo, nos Estados Unidos, desenvolveu-se o uso de bainhas

plásticas em forma de tubos, que também poderiam conter os fios em seu interior e permitiam a injeção de pasta de cimento. Paralelamente a isso, também nos Estados Unidos, iniciava-se a protensão leve, assim denominada por ser aplicada por cabos de pequena potência espalhados principalmente em lajes de edifícios. Os cabos eram formados por fios de aço de protensão, engraxados para proteção contra a corrosão, e envolvidos por fitas plásticas enroladas helicoidalmente. Passaram para uso de fitas longitudinais dando uma ou duas voltas sobre o cabo e seladas longitudinalmente com máquinas. Esse período foi marcado por uma série de incidentes em obras, devido à não estanqueidade das bainhas, que permitiam o acesso de agentes agressivos ao aço, principalmente da água com os sais muito utilizados no país para derreter a neve caída sobre os edifícios de estacionamentos de automóveis. (CADURO, 2006).

Em 1952, o sistema começou a ser difundido no país após o início da fabricação de aço de protensão pela empresa Belgo Mineira. Sua aplicação era restrita a estruturas de pontes e viadutos. Nesses elementos adotava-se ainda uma protensão com aderência posterior (BASTOS, 2015). A partir de 1997 a mesma empresa passou a produzir cordoalhas engraxadas e envoltas por bainhas plásticas. Disponibilizando aos projetistas e construtores uma nova opção para soluções estruturais com maior viabilidade econômica e construtiva. Viabilizando assim a utilização do sistema até mesmo em edificações residenciais, nas quais as cargas acidentais não são tão significativas quando comparadas as pontes e viadutos.

A apresenta segunda obra em concreto protendido no Brasil também foi projetada por Freyssenet. A ponte do Juazeiro, situada no estado da Bahia, ao contrário da anterior, foi construída com aço produzido no Brasil (VIVER AS CIDADES, 2013).

Figura 2.6 – Ponte do Juazeiro – Bahia – Brasil.



Fonte: Viver as cidades (2013).

Considerada um marco das estruturas em concreto protendido, a ponte Rio-Niterói (Figura 2.7), é considerada a maior ponte em concreto protendido do hemisfério sul. Com comprimento total de 13,29 km e 72 metros acima do nível do rio, a ponte possui três vãos centrais. Dois destes possuem 200m de vão enquanto um apresenta 300m, sendo este considerado um dos maiores vãos em viga contínua do mundo (SANTOS, 2018).

Figura 2.7 – Ponte Rio-Niterói – Rio de Janeiro – Brasil.



Fonte: Diário do Rio ²(2022).

Tavares (2020) destaca em seu trabalho a obra Cidade Administrativa de Minas Gerais. Localizada na cidade de Belo Horizonte e projetada por Oscar Niemeyer, possui um vão livre de 147 metros, com largura de 26 metros. Sendo considerado o maior edifício em concreto protendido suspenso do mundo (Figura 2.8).

Figura 2.8 – Cidade Administrativa de Minas Gerais – Belo Horizonte – Brasil.



² Disponível em: <<https://diariodorio.com/historia-da-construcao-da-ponte-rio-niteroi/>>, acessado em maio de 2022.

Fonte: Blog Galeria da Arquitetura ³(2022).

Em um cenário Mundial, uma estrutura em concreto protendido que deve ser destacada, é apresentada na Figura 2.9. A torre de telecomunicações Namur situada na Bélgica é considerada a estrutura em concreto protendido mais alta do mundo (RIGOT E GASPART, 1999).

Figura 2.9 – Torre de Telecomunicações Namur – Bélgica.



Fonte: Tavares (2020).

De maneira resumida podemos corroborar com Sanabra-Loewe e Capellà-Llovera (2014) que dividem a técnica da protensão em quatro fases. Sendo a primeira equivalente à aplicação intuitiva dos projetistas idealizadores. A segunda fase consiste na racionalização da prática pelos engenheiros através das aplicações físicas e matemáticas. Na terceira fase foram detectadas as perdas da força de protensão. Por fim, na quarta fase, houve uma compreensão dos mecanismos responsáveis pelas perdas de protensão. Possibilitando aos engenheiros o desenvolvimento de técnicas específicas para combatê-las.

2.2 APLICAÇÕES DA PROTENSÃO

A aplicação da protensão não aderente foi normatizada pela NBR 7197 (1989),

³ Disponível em: < <https://blog.galeriadaarquitetura.com.br/post/edificio-projetado-por-oscar-niemeyer-sera-desativado-em-minas-gerais>>, acessado em maio de 2022.

que fazia uma restrição quanto ao emprego de cordoalhas não aderentes somente aos casos de protensão total. Esta restrição inviabilizava economicamente a protensão não aderente. Contudo, esta norma atualmente encontra-se incorporada na NBR 6118 (2014), que por sua vez não apresenta mais esta restrição (ROSA, 2018).

Moreira (2016) afirma que a utilização da protensão em edificações residenciais e comerciais se deu a partir de alguns fatores como o domínio da técnica pelos projetistas, a produção de cordoalhas não aderentes a custos atrativos, a consolidação de empresas especializadas na execução de estruturas protendidas e ainda pela ousadia dos projetos arquitetônicos conforme a Figura 2.10.

Figura 2.10 – Marquise de entrada do H.M. Ceará – BR.



Fonte: Moreira (2016)

Atualmente uma das aplicações mais correntes do concreto protendido, consiste na confecção de nervuras ou painéis de lajes alveolares com pré-tensionamento dos cabos. A Figura 2.11 ilustra uma pista de protensão, na qual os cabos são previamente estirados antes da aplicação do concreto.

Figura 2.11 – Pista de protensão.



Fonte: Site da empresa WCH-Weiler ⁴(2022).

A Figura 2.12 apresenta uma edificação residencial, atualmente em construção na cidade de Umuarama, na qual foi adotado o sistema de lajes lisas protendidas. Este sistema possui algumas vantagens, tais como o aumento na produtividade devido à ausência de formas de vigas, redução na altura do pé direito dos pavimentos refletindo diretamente na altura final da edificação, maior flexibilidade dos *layouts* residenciais, entre outros.

Figura 2.12 – Edifício residencial com Lajes Lisas Protendidas.



Fonte: Acervo Construtora Morena – Umuarama - PR (2019)

⁴ Disponível em: < <https://www.aecweb.com.br/empresa/wch-weiler/8129/conteudo/maquinas-da-wch-weiler-produzem-dormentes-protendidos-de-qualidade/18711>>, acessado em maio de 2022.

Outra técnica utilizada consiste nas lajes nervuradas com vigotas/nervuras protendidas. Devido ao aumento da altura, estas possuem uma maior rigidez flexional em relação às lajes lisas citadas anteriormente. Também contam com formas plásticas em forma de cuba, que além de reduzir o peso próprio da laje, são reutilizáveis quando comparados formas em painéis de madeira. Ambas oferecem a flexibilidade arquitetônica, entretanto, para grandes vãos as lajes nervuradas apresentam um peso reduzido.

Figura 2.13 – Laje Nervurada, com nervuras protendidas.



Fonte: Site da empresa Carpeggiani ⁵(2022).

Em algumas situações, pode ser aplicada a protensão apenas nas vigas, como é o caso do bloco de salas de aula construído no campus regional da Universidade Estadual de Maringá, construído na cidade de Umuarama – PR (Figura 2.14).

⁵ Disponível em: < <https://carpeggiani.eng.br/project/concreto-protendido/>>, acessado em maio de 2022.

Figura 2.14 – Bloco de salas de aula CAU – UEM – Umuarama – PR.



Fonte: Acervo do Autor (2014).

Ainda na Figura 2.14 é possível notar a utilização de cordoalhas engraxadas, que por sua vez, promovem uma protensão não aderente. Entretanto, quando se tratam de obras rodoviárias, com altos níveis de solicitações como pontes e viadutos, pode ser utilizado o sistema de pós tensão aderente. Essa aderência posterior é dada pelo preenchimento das bainhas metálicas com uma nata de concreto após o estiramento dos cabos que podem ser observadas na Figura 2.15.

Figura 2.15 – Sistema de Pós-Tensão Aderente.



Fonte: Site da empresa “PROTENFOR”⁶.

O aço tensionado em grande intensidade pode sofrer um processo de facilitação da corrosão. Sendo assim, usualmente é injetada uma nata de concreto

⁶ Disponível em: <<https://www.protenfor.com.br/Produtos-Servi%C3%A7os/Vigas-Protendidas-Sistema-Aderente/43>> Acesso em maio. 2020.

nas bainhas após a aplicação da força de protensão. Outra opção consiste na utilização de cabos, ou cordoalhas envoltas em graxa e encapados com capa plástica protetora como pode ser visto na Figura 2.14. Desta forma a capa faz a função da bainha isolando o concreto do cabo e a graxa além de preencher os vazios entre cabo e capa plástica ajuda na fase de protensão, permitindo o seu estiramento reduzindo significativamente o atrito na superfície do cabo (CARVALHO, 2004).

Além das aplicações citadas anteriormente, pode-se destacar ainda aplicações da protensão em algumas grandes obras como silos, pisos industriais, pontes, entre outras.

2.3 ESTADO DA ARTE

Depois de introduzir os conceitos fundamentais ao entendimento do mecanismo, histórico e aplicações do concreto protendido, foi feita uma revisão na literatura em busca de trabalhos que envolvessem temas similares ao deste trabalho. Além deste, o objetivo principal da revisão, foi de encontrar um modelo físico que pudesse ser modelado numericamente. Com relação aos elementos finitos foram avaliadas as técnicas utilizadas para a representação de elementos protendidos.

Em seu trabalho Da Silva & De Souza (2018), afirmam que os primeiros estudos acerca da utilização da protensão consistem em ensaios experimentais. Dos quais se destacam os trabalhos de Lee (1952), Sterian (1969), Szilard (1959), Hoadley (1963), Tachibana et al. (1963), Belenya (1977). Os estudos voltados a modelos analíticos foram iniciados somente a partir da década de 1980. Estes trabalhos também abordam detalhes construtivos e critérios para o projeto destas estruturas.

Du & Tao (1985) realizaram um estudo analítico e experimental de um conjunto de 24 vigas protendidas considerando protensão aderente, não aderente e parcialmente aderente. Além de avaliar os efeitos da aderência na resistência flexional das vigas, os autores desenvolveram uma equação analítica para estimar a carga última em cabos não aderentes.

Prates *et al.* (1995) desenvolveram um modelo computacional, com baseado no Método dos Elementos Finitos, para estruturas de concreto armado e protendido submetidos a um estado plano de tensões. Foram considerados carregamentos de curto e longo prazo, também foi considerada a fluência e retração no concreto e por fim o relaxamento do aço da armadura ativa. Foram utilizados modelos constitutivos

elasto-viscoplásticos para representar o comportamento dos materiais. O modelo desenvolvido contempla a protensão em situações de pré-tensionamento e pós-tensão, adotando armaduras aderentes quanto armaduras não aderentes.

Wu, Otani e Shiohara (2001) desenvolveram um modelo numérico em elementos finitos, capaz de simular a interação entre cordoalha de protensão e o concreto. O modelo permite simular o deslizamento da cordoalha dentro da bainha, podendo assim, quantificar a quantidade da força de protensão transmitida por atrito lateral. Da mesma maneira avaliar de forma mais eficiente as estruturas com protensão aderente, ou seja, sem a utilização das cordoalhas engraxadas. O modelo estabelece um procedimento numérico para análise não linear física e geométrica de estruturas de concreto protendido. Assim como os demais modelos, também permite que sejam considerados os efeitos da retração e fluência do concreto e o relaxamento do aço de protensão. O modelo é capaz de prever as respostas mecânicas, tais como deformações elástica e plástica e a formação de fissuras, em estruturas de concreto planas pré-tensionadas ou pós-tensionadas.

Menezes & Filho (2002) abordam a utilização da protensão não aderente em lajes de edifícios residenciais e comerciais. Com o auxílio do *software* de análise estrutural TQS®, estuda três sistemas estruturais: laje plana maciça apoiada sobre pilares, laje plana nervurada apoiada sobre pilares e laje nervurada armada apoiada em vigas faixa protendidas.

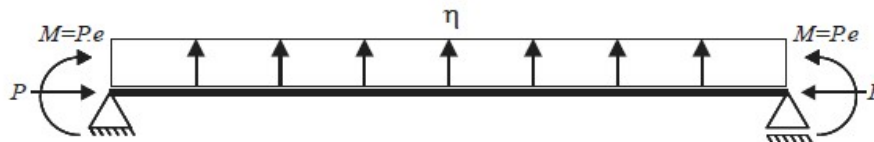
Barbieri (2003) realizou um estudo numérico avaliando o comportamento de elementos com protensão aderente e não aderente submetidos à flexão. Foi realizada uma compatibilização cinemática entre as cordoalhas e a matriz de concreto. Desta maneira a interação e a curvatura do cabo era representada através de uma distribuição de forças. O autor empregou o elemento finito de pórtico associado ao modelo de Maxwell para representar o comportamento viscoso dos materiais.

Em seu trabalho Queiroz (2005), realizou um modelagem numérica de vigas protendidas internamente. Foi utilizado o programa CARPE para aplicação de uma rotina que permitia determinar os deslocamentos globais da estrutura considerando a não linearidade física e geométrica dos materiais.

Lou et al. (2006) inicialmente desenvolveu um modelo analítico para vigas com protensão externa. A Figura 2.16 apresenta o modelo, que por sua vez, considera a protensão como uma carga externa aplicada de maneira distribuída, momento fletor e forças normais de compressão. As deformações das armaduras ativas foram

adotadas como constantes.

Figura 2.16 – Forças externas representando a protensão em viga bi-apoiada.



Fonte: Rodrigues (2019).

No ano de 2013, o mesmo autor aprimorou o modelo, aplicando uma deformação média para as cordoalhas. A deformação era calculada a partir do deslocamento das armaduras junto às ancoragens. Desta maneira, as vigas com protensão não aderente, passaram a apresentar uma resposta não linear. Partindo deste mesmo conceito e aliando a aplicação do método dos elementos finitos Moreira, Sousa Jr. e Parente Jr. (2018) desenvolveram modelos para simular vigas de concreto protendido com cordoalhas não aderentes, submetidas a carregamentos de curta duração. Além da não linearidade geométrica, foi utilizada uma abordagem lagrangeana total e elementos de Euler- Bernoulli, para considerar a não linearidade física dos materiais.

Trabalhos como o de Lima *et al.*, (2016) utilizam a implementação computacional de rotinas computacionais com base no método dos elementos finitos em duas dimensões para análise de vigas protendidas.

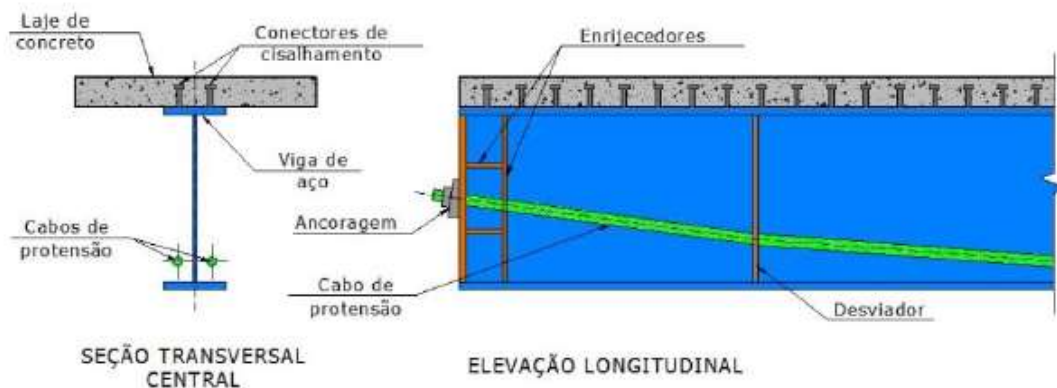
Zhang, Fu e Che (2011) buscavam obter o valor da máxima tensão em cordoalhas engraxadas partindo de princípios mecânicos. Ao invés de utilizarem a fórmula de ajuste de dados experimentais, desenvolveram um método avançado de análise não linear para cálculo da tensão. O modelo foi estabelecido usando a teoria de placas de espessura média desenvolvida por Reissner-Mindlin, que contempla a influência da deformação de cisalhamento transversal.

No trabalho desenvolvido por Hussien *et al.* (2012) foram analisadas um conjunto de 9 vigas, sendo estas divididas em três conjuntos. Vigas sem protensão, com protensão aderente e não aderente respectivamente. Foi analisado o comportamento à flexão das vigas quando estas foram submetidas a carregamentos cíclicos. Também foi feita uma comparação com métodos analíticos.

Nie *et al.* (2009) e Nie *et al.* (2011) realizaram estudos analíticos sobre vigas

protendidas mistas de aço e concreto. Este mesmo tipo de estrutura mista também foi estudado por Da Silva & De Souza (2018). Em seu trabalho eles afirmam que a partir da década de 1990, modelos de vigas mistas de aço e concreto com protensão passaram a ter seu comportamento investigado e simulado por meio de análises numéricas. Em seu trabalho, foi realizada a simulação numérica utilizando o *software* ABAQUS® considerando a utilização de protensão externa. O modelo é apresentado na Figura 2.17.

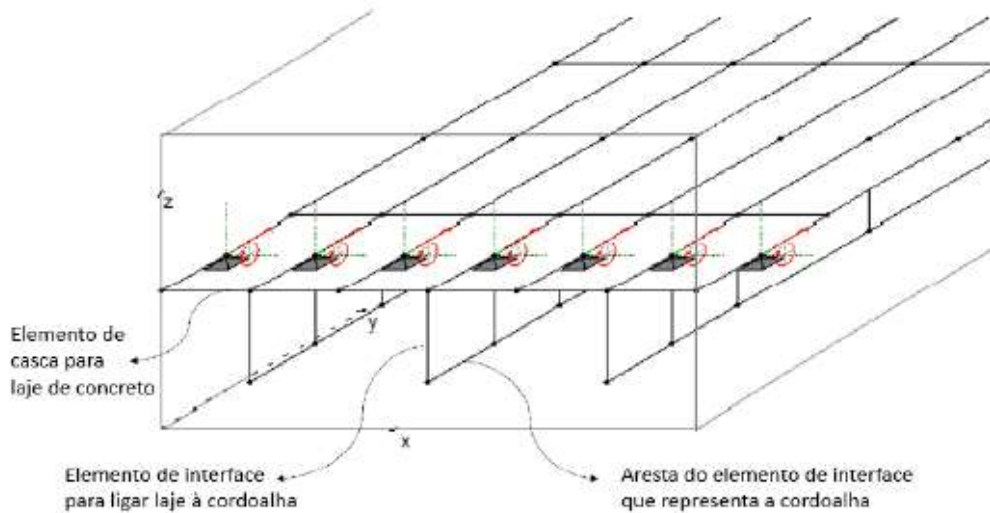
Figura 2.17 – Modelo de viga mista de aço e concreto protendida.



Fonte: Da Silva & De Souza (2018).

Por sua vez, Rosa (2018) desenvolveu e implementou um modelo numérico em elementos finitos para análise numérica não linear de vigas e lajes de concreto protendido. Os modelos foram resolvidos com o auxílio de uma rotina implementada no *software* FEMOOP (*Finite Element Method Object Oriented Program*). Em seu trabalho são utilizados elementos de casca para representação das lajes e elementos de viga para representação das vigas. Foi proposto e implementado um elemento que possibilitava a discretização da armadura ativa e também da interface da conexão (livre ou total) da armadura com os elementos de placa ou viga. A Figura 2.18 apresenta uma representação dos elementos para o modelos de Lajes.

Figura 2.18 – Representação dos elementos do trabalho de Rosa (2018).

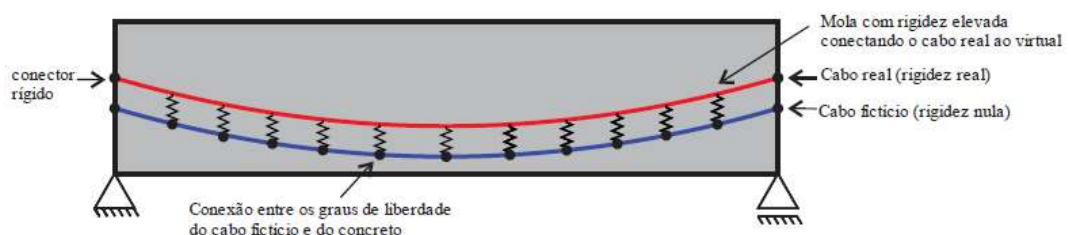


Fonte: Rosa (2018).

Moreira (2016) implementou no *software* MATLAB® um modelo em elementos finitos para análise não linear, física e geométrica de vigas de concreto protendido. O autor descreve os métodos numéricos utilizados e valida seu modelo a partir dos modelos físicos de Du e Tao (1985) e Hussien et al. (2012).

Brenkus et al (2019) validou um modelo capaz de simular o comportamento de vigas com protensão aderente e não aderente. A Figura 2.19 demonstra a solução empregada pelo autor para representar a protensão não aderente. Foram utilizadas molas para conectar um cabo fictício com rigidez nula e outro cabo com rigidez real. De maneira resumida, o alongamento é aplicado através de uma variação de temperatura no cabo de rigidez nula, que por sua vez transmite as forças radiais ao elemento de rigidez real através do sistema de molas. O modelo foi validado através de análise experimental com comparação da resistência última à flexão, modo de ruptura e da tensão nas cordoalhas.

Figura 2.19 – Modelo para representação de protensão não aderente.



Fonte: Adaptado de Brenkus et al. (2019).

Vários pesquisadores documentaram sobre análises não lineares de concreto armado e estruturas de concreto protendido. Para análises não lineares, muitos softwares comerciais estão disponíveis, como ANSYS, ABAQUS, NASTARAN e ADINA. Todos esses softwares não são aplicativos personalizáveis, por sua vez, podem funcionar automaticamente a partir de dados de entrada fornecidos pelo usuário. (V.CHAUDHARI & A. CHAKRABARTI, 2012).

A revisão apresentada anteriormente apresentou algumas técnicas e as diversas formulações complexas empregadas para a representação do comportamento dos elementos protendidos. Também foi selecionado um espécime dentre os modelos estudados por Tao e Du (1986) para realizar a validação da simulação numérica. Garantindo assim uma maior confiabilidade aos resultados obtidos a partir da metodologia proposta por este trabalho.

3. JUSTIFICATIVA

A escolha pela simulação de vigas se deve ao fato de que a protensão é predominantemente aplicada em elementos submetidos à flexão. Uma vez que, ela introduz uma carga axial adicional ao elemento, reduzindo os esforços de tração nas seções, causados pelas ações impostas à estrutura. Esta mesma força de compressão auxilia no controle de abertura de fissuras, que também é um dos problemas associado às vigas de concreto. Sendo assim a utilização da protensão também favorece as questões de durabilidade. Por fim ainda podemos citar o melhor aproveitamento dos materiais, gerando uma redução nas dimensões da seção transversal de concreto. Além dos benefícios arquitetônicos providos pela adoção de elementos mais esbeltos, em grandes edificações esta economia pode impactar sensivelmente no peso próprio da edificação.

Com a constante evolução dos projetos de arquitetura, e também da tecnologia de aplicação, a utilização da protensão em vigas tende a aumentar. Sendo assim, faz-se necessário compreender de maneira intrínseca o comportamento desses elementos. A escolha por estudar o sistema de pós-tensão não aderente com utilização de mono-cordoalhas engraxadas. Também chamada de protensão leve, se deve ao fato de ser uma tecnologia recente e a cada dia mais acessível técnica e financeiramente.

Tavares (2020) afirma que estimar de maneira incorreta os valores da perda de protensão pode levar a um dimensionamento ineficiente. Pode ocorrer uma curvatura indesejada no sentido oposto ao causado pelo carregamento, quando a perda de protensão é superestimada, de maneira contrária, quando as perdas são subestimadas, a tendência é ocorrer uma ineficiência no combate ao deslocamento excessivo causado pela atuação das cargas de serviço ao longo do período de utilização da estrutura. Este caso resulta em uma fissuração da estrutura e até mesmo seu colapso.

O sistema escolhido para este estudo, consiste em uma evolução do empregado para a construção da primeira obra em concreto protendido no Brasil e das américas, a Ponte do Galeão no estado do Rio de Janeiro no ano de 1949. Na ocasião os fios eram pintados com betume para protegê-los da corrosão e para evitar a aderência, foram empregadas camadas e papel Kraft enroladas helicoidalmente ao longo do cabo. A evolução para o sistema praticado atualmente levou

aproximadamente mais 20 anos (CADURO, 2006).

Para analisar estruturas de concreto protendido sofisticadas e complexas com precisão e eficiência, modelos não-lineares para estruturas de concreto protendido foram propostas durante as décadas passadas (WU, OTANI, & SHIOHARA, 2001).

Atualmente, existem diversos trabalhos sobre o assunto. Quando se fala em protensão, existe um arcabouço que engloba uma série de possibilidades. Pode ser utilizada protensão com ou sem aderência, interna ou externa, durante o processo construtivo ou como reforço e ainda existem diferentes sistemas de aplicação da força, sendo estas pré ou pós-tensionadas.

Diante do atual estado da arte, os trabalhos relacionados à simulação numérica de vigas protendidas utilizando o *software* ABAQUS®, consideram um esquema estático com as tensões pré-definidas nos elementos ativos. Outros, porém realizam a implementação do método dos elementos finitos com formulações específicas para considerar a interface, curvatura e as perdas da força de protensão associadas ao sistema modelado.

Da Silva e De Souza (2018) afirmam que as análises numéricas permitem uma calibração do modelo por meio de resultados experimentais presentes na literatura, o que possibilita que haja uma extrapolação para que sejam analisados os casos que não foram ensaiados experimentalmente.

A construção de modelos físicos aparelhados, para avaliar o comportamento dessas estruturas, possui um razoável custo financeiro. Além disso, são necessários equipamentos específicos para o ensaio destas peças. Neste contexto, norteado pelos modelos analíticos propostos pela NBR 6118:2014, este trabalho propõe a utilização das ferramentas disponíveis no *software* ABAQUS®, para modelar a dinâmica da aplicação e as perdas da força de protensão em vigas de concreto com pós-tensão não aderente.

De acordo com Madureira e Avila (2012) as soluções obtidas a partir de *softwares* de cálculo estrutural utilizados no ambiente técnico de desenvolvimento de projetos estruturais de edificações, não são muito precisas quando se trata da análise de elementos especiais.

4. OBJETIVOS

4.1 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como objetivo geral, utilizar as ferramentas do *software* ABAQUS®, para simular numericamente a influência do atrito na trajetória de equilíbrio de uma viga retangular de concreto, submetida à pós tensão não aderente.

4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Simular numericamente as etapas do processo de aplicação da força de protensão de modo a avaliar a distribuição das tensões nos cabos e na viga;
2. Quantificar as perdas da força de protensão nos cabos durante o processo de ativação da armadura;
3. Comparar a perda da força de protensão com as obtidas a partir dos modelos analíticos propostos pela NBR 6118:2014;
4. Avaliar o comportamento da trajetória de equilíbrio em relação ao modelo sem atrito;
5. Avaliar numericamente o efeito das perdas por encunhamento da ancoragem.

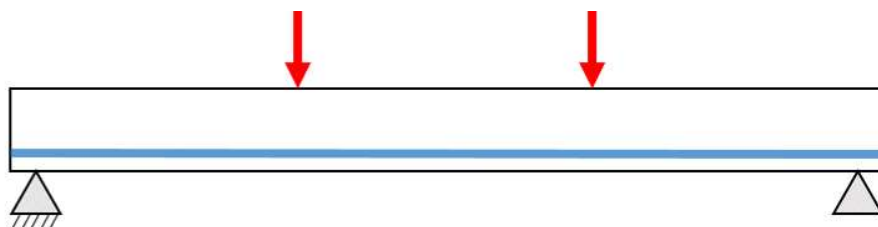
5. ESTRUTURA DO TRABALHO

A partir dos objetivos propostos, este trabalho se divide em três partes principais. Sendo estas uma revisão bibliográfica, seguida da elaboração e validação do modelo numérico. A parte final consiste nas verificações propostas através de análise paramétrica do modelo.

De maneira específica, a revisão bibliográfica abrange os assuntos pertinentes à vigas de concreto protendidas, perdas da força de protensão e modelagem numérica de vigas protendidas utilizando o *software* Abaqus®.

A segunda parte trata da modelagem e validação do modelo numérico. Que por sua vez consiste em uma viga extraída da série de vigas ensaiadas por Tao e Du (1985). Conforme a Figura 5.1, o modelo consiste em uma viga de concreto com seção retangular, reforçada com duas barras de aço (armadura passiva) e um cabo de protensão de trajetória retilínea. Após a concretagem, cura e ativação da armadura, a viga foi submetida à um ensaio de flexão por 4 pontos.

Figura 5.1 – Modelo físico de Tao e Du (1985).



Fonte: Adaptado de Tao & Du (1985).

A validação do modelo foi feita a partir da trajetória de equilíbrio do ponto central da viga, em específico a deflexão.

Em seguida, foram aplicadas as ações metodológicas propostas. Sendo estas, a determinação do perfil de tensões ao longo do cabo após a aplicação da força de protensão. Em seguida, estes valores foram comparados com os obtidos através dos modelos propostos pela NBR 6118 – 2014. A análise final consistiu em aplicar o estado de tensões no cabo e avaliar a influência na trajetória equilíbrio da viga em relação ao modelo ideal de protensão não aderente.

Ao final são apresentadas as conclusões, seguidas das referências bibliográficas utilizadas para a elaboração deste trabalho.

6. MATERIAIS

O concreto utilizado em peças protendidas é constituído por cimento, agregados e água. A principal diferença em relação ao concreto armado convencional consiste na utilização de um traço de concreto com maior resistência à compressão. É fito um complemento da armadura passiva, com a utilização de armaduras ativas, compostas por aços de elevada resistência. Por fim, existe uma diferença no procedimento construtivo (CARVALHO, 2004).

Quando comparado ao procedimento convencional, existem ainda dispositivos auxiliares como as ancoragens (passiva e ativa), bainhas e macacos hidráulicos (dispositivos para introdução da força de protensão). Por mais que possuam a mesma função, para cada tipo de protensão, existe um conjunto mais adequado de dispositivos a serem utilizados.

Nesta seção serão apresentadas as principais características reológicas dos aços e do concreto utilizado na protensão.

6.1 CONCRETO

De maneira geral, o concreto utilizado em estruturas protendidas deve possuir resistência a compressão superior à utilizada nas estruturas de concreto armado convencionais Segundo a NBR 6118:2014, para o concreto armado convencional as resistências usuais variam entre 20 e 35 MPa, enquanto na pratica do concreto protendido essa resistência variam entre 30 e 55 MPa.

Um Estudo desenvolvido por Lin e Burns (1982), constatou que a utilização de concretos entre 28 e 34 MPa conduzem a projetos mais econômicos. O trabalho complementa que quando for adotada a protensão com aderência posterior, este valor pode chegar a 41 MPa. Tudo isso deve-se ao fato de que a produção deste concreto se torna viável *in loco* com um custo relativamente baixo, quando comparado proporcionalmente com o incremento de resistência na peça. Contudo cada projeto deve ser criteriosamente avaliado.

Os concretos de resistência superior são empregados em peças protendidas pré-moldadas, uma vez que, estas são geralmente empregadas em obras de grande porte. Também possuem um maior controle tecnológico e devem resistir as cargas de transporte e montagem antes de seu uso final.

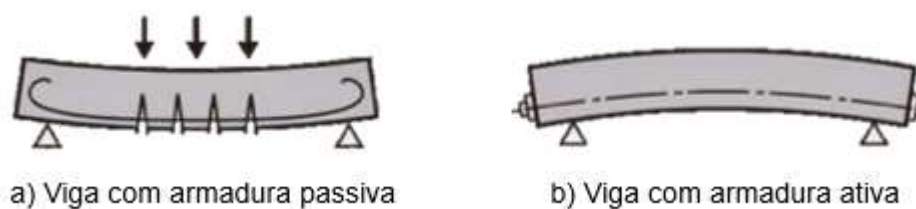
A utilização de concreto de alta resistência nas estruturas de concreto protendido pode ser justificada com base nos seguintes aspectos:

- Quando ocorre a aplicação da protensão, a região de ancoragem das armaduras ativas fica submetida a uma elevada concentração de tensões;
- Com o aumento da resistência dos concretos, também aumenta o módulo de elasticidade. Desta maneira ocorre uma redução nas perdas de protensão causadas pelo encurtamento elástico. Consequentemente à fluência e à retração;
- Com a compressão axial do elemento, as dimensões transversais podem ser reduzidas. Consequentemente ocorre uma redução no peso próprio da viga, permitindo assim que sejam vencidos maiores vãos;
- A redução na fissuração do elemento promove uma melhor proteção das armaduras. Considerando o fato de que o aço sob elevadas tensões fica mais suscetível à corrosão.

Grande parte das seções internas dos elementos protendidos estão sujeitos a uma elevada tensão de compressão. Por isso, na confecção das vigas protendidas, o controle tecnológico deve ser rigoroso, de modo que os valores mínimos de resistência a compressão sejam atingidos. Para que a peça não venha a romper durante a aplicação da protensão ou ainda durante a aplicação das cargas de serviço.

Na Figura 6.1a pode ser observada uma viga simplesmente apoiada, construída em concreto armado convencional. Com a aplicação do carregamento transversal nota-se que, nas regiões próximas da seção central, há uma tendência de compressão do concreto na parte superior e uma tração na parte inferior. Por outro lado, observando a Figura 6.1b tem-se uma viga protendida, na qual, pode ser constatada a presença de tensões de compressão na parte inferior e também nas regiões próximas dos apoios, onde estão posicionadas as ancoragens. Com a aplicação da protensão as tensões de compressão se propagam para o restante da peça a partir dos pontos de ancoragem.

Figura 6.1 - Comportamento mecânico das vigas.



Fonte: Site “Engenheiro do Aço”⁷.

Para obtenção das formulações relacionadas ao concreto protendido, devem ser levados em conta os conceitos normativos relacionados a NBR 8593 (2015). Um deles consiste na idade fictícia do concreto, que consiste em uma correlação matemática que ajusta as propriedades reológicas do concreto para os casos em que o processo de cura (endurecimento) ocorre em temperaturas diferentes de 20°C (ROSA, 2018).

Pereira (1987) recomenda que em favor da segurança, para concretos executados em obra, o cálculo leve em consideração uma variação de 20°C. Segundo a NBR 6118 (2014) define-se então a idade corrigida do concreto pela Equação (6.1).

$$t = \alpha \sum \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,i} \quad (6.1)$$

Em que:

- t – Idade fictícia do concreto;
- α – Coeficiente da velocidade de endurecimento;
- T_i – Temperatura média diária do ambiente em graus Celsius;
- $\Delta t_{ef,i}$ – Período em dias em que a temperatura T_i pode ser admitida com constante.

Outro parâmetro utilizado é a espessura fictícia da peça, que consiste na utilização de um coeficiente para representação de uma parede (equivalente) com duas faces expostas à atmosfera submetidas à variação de umidade relativa do ar, influenciando nos efeitos da retração e fluência da peça avaliada. A NBR 6118 (2014) determina o valor da espessura fictícia pela Equação (6.2)

⁷ Disponível em: <<http://www.engenheirodoaco.com.br/2018/03/28/concreto-protendido-com-cordoalhas-de-aco/>> Acesso em maio. 2020.

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} \quad (6.2)$$

Em que:

- h_{fic} – Espessura fictícia da peça de concreto;
- γ – Coeficiente dependente da umidade relativa do ar, em porcentagem;
- A_c – Área da seção de concreto;
- u_{ar} – Perímetro externo da seção em contato com o ar.

6.2 AÇOS PARA PROTENSÃO

Para a protensão são utilizados predominantemente aços com alta resistência, quando comparados aos aços utilizados nas armaduras passivas. As elevadas tensões são garantidas pelo pré-alongamento do aço sem que ocorra a fissuração significativa do concreto.

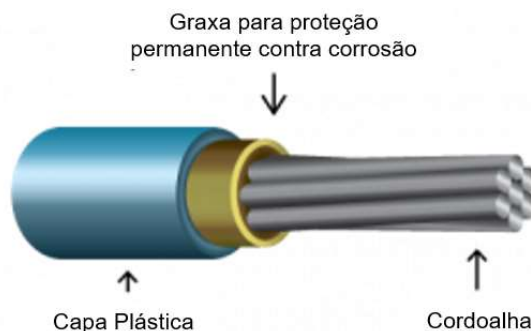
A grande diferença no comportamento mecânico dos aços de alta resistência em relação aos aços de armadura passiva, consiste na ausência de um patamar de escoamento bem definido.

De acordo com Moreira (2016), na protensão podem ser utilizados os seguintes tipos de aço:

- Fios de aço carbono trefilados a frio e tratados termicamente;
- Cordoalhas com 2,3 ou 7 fios, com um fio central de diâmetro nominal no mínimo 2% maior que os fios externos, no caso da cordoalha de 7 fios. Os fios são trançados de maneira helicoidal com um passo equivalente a 12 a 16 vezes o diâmetro nominal da cordoalha;
- Barras de laminadas a quente (barras mecânicas).

A Figura 6.2 apresenta um dos tipos mais usuais de aço utilizado nas estruturas protendidas com aderência posterior. Consiste na cordoalha engraxada de sete fios com 12,7mm cada. Este conjunto possui uma resistência a tração última da ordem de 1860 MPa.

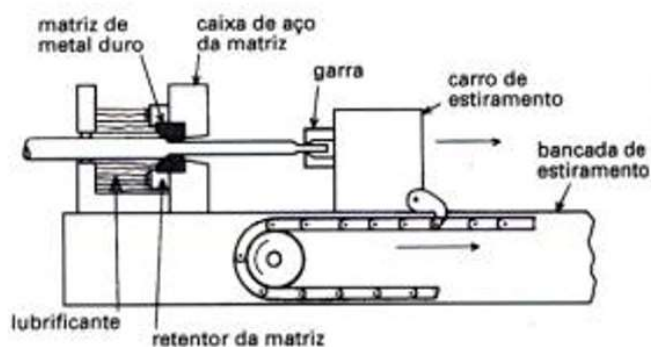
Figura 6.2 – Mono Cordoalha engraxada de sete fios.



Fonte: Adaptado do site da empresa “Impacto”⁸.

O processo de fabricação dos aços utiliza o processo de trefilação (Figura 6.3). O processo é inverso ao procedimento de extrusão, e através dele o aço possui uma redução significativa de sua sessão transversal. Devido ao rearranjo da estrutura cristalina do aço, ele sofre um ganho significativo de resistência, todavia a deformação referente ao limite de elasticidade se torna baixa. Para aliviar as tensões internas residuais do processo de trefilação, os fios são aquecidos à uma temperatura de 400°C. Com isso o aço tem um aumento no valor da tensão de escoamento, contando também com um ganho de ductilidade. Este processo é chamado de “Revenimento”.

Figura 6.3 – Processo de trefilação do aço.



Fonte: site da empresa “GIASSI Ferro & Aço”⁹.

A aplicação de tratamentos gera uma série de interferência nas propriedades

⁸ Disponível em: <<http://impactoprotensao.com.br/servicos/protensao/protensao-nao-aderente/>> Acesso em maio. 2020.

⁹ Disponível em: <<https://giassiferroeaco.com.br/laminado-e-trefilado-qual-a-diferenca/>> Acesso em maio. 2020.

do aço. Com a elevação da temperatura para o processo de revenimento, o aço apresenta uma maior relaxação (uma das causadoras da perda da força de protensão). Sendo assim, para evitar este problema, os aços são aquecidos sob tensão. Este processo é chamado de estabilização e dá origem aos aços de relaxação baixa.

Moreira (2016) aponta que de acordo com o tipo de tratamento utilizado no processo de revenimento, podemos classificar o aço como:

- Aço de Relaxação Baixa (RB) ou aliviados: aço no qual é realizado o processo de estabilização, no qual o mesmo é aquecido sob aplicação de tensão, conferindo uma relaxação máxima de 2 a 3% para tensões iniciais iguais a 70 e 80% da tensão limite de resistência especificada, respectivamente.
- Aço de relaxação normal (RN) ou estabilizado: aço no qual o processo de revenimento é feito sem aplicação de tensão no aço, conferindo uma relaxação máxima de 5 a 8,5% para tensões iniciais iguais a 70 e 80% da tensão limite de resistência especificada, respectivamente.

Mesmo com a elevada resistência dos cabos de protensão, a NBR 6118 (2014) estabelece coeficientes que limitam a força aplicada conforme os itens a seguir:

- Na pré-tração, por ocasião da aplicação da força de protensão, a tensão na armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites $0,77 f_{ptk}$ e $0,90 f_{pyk}$ para aços da classe de relaxação normal e $0,77 f_{ptk}$ e $0,85 f_{pyk}$ para aços da classe de relaxação baixa;
- Na pós-tração com aderência posterior, por ocasião da aplicação da força de protensão, a tensão na armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites $0,74 f_{ptk}$ e $0,87 f_{pyk}$ para aços da classe de relaxação normal, e $0,74 f_{ptk}$ e $0,82 f_{pyk}$ para aços da classe de relaxação baixa;
- Na pós-tração sem aderência, para as cordoalhas engraxadas, com aços da classe de relaxação baixa, os valores-limites da tensão na armadura de protensão na saída do aparelho de tração podem ser elevados para $0,80 f_{ptk}$ e $0,88 f_{pyk}$;
- Nos aços CP-85/105, fornecidos em barras, os limites passam a ser 0,72

f_{ptk} e $0,88 f_{pyk}$, respectivamente.

6.2.1 Bainhas

Os tubos condutores, nos quais são inseridos os cabos de protensão são chamados de bainhas. Sua função é garantir que após a concretagem a armadura ativa ainda possa deslizar, para que possa ser aplicada a protensão. Deste modo podemos afirmar que as bainhas são utilizadas somente nos casos de protensão com aderência posterior ou sem aderência.

Para os casos de protensão com aderência posterior, são fabricadas as bainhas com chapas metálicas (Figura 6.4). São confeccionadas em aço laminado e possuem uma superfície ondulada (rugosa) para aumentar o atrito com o concreto.

Figura 6.4 – Bainha metálica para protensão com aderência posterior.



Fonte: site da empresa “MTT-MAXIM”¹⁰.

Para os casos de protensão não aderente, são utilizadas bainhas de plástico de alta resistência como por exemplo o Polietileno de Alta Densidade (PEAD). Conforme observado na Figura 6.2 apresentada no início do item 2.2.2, entre o cabo contínuo e a bainha existe a presença da graxa.

¹⁰ Disponível em: < <https://mtt-maxim.com/pt-pt/bainha-duto-pos-tensionado/> > Acesso em maio. 2020.

6.2.2 Ancoragens

Segundo Moreira, (2016), a ancoragem do aço pode ser feita de duas maneiras. A primeira consiste na aderência entre o aço protendido e o concreto. A segunda utiliza dispositivos auxiliares, como roscas, porcas, cunhas, entre outros.

A ancoragem por aderência tem um comportamento análogo ao da ancoragem das armaduras passivas no concreto, ou seja, é necessário um certo comprimento para que ocorra a transferência das tensões por atrito sem danificar o concreto. Este tipo de ancoragem é utilizado em elementos com protensão inicial. Considerando que as forças de ancoragem de uma armadura ativa são de 3 a 4 vezes superiores aos valores das armaduras passivas, as barras utilizadas devem possuir um perfil adequado. A presença de saliências ou moças promovem um aumento da aderência mecânica necessária para a transferência dos esforços de protensão para o concreto.

Em peças com protensão posterior também pode ser utilizada a ancoragem por aderência nas regiões próximas dos apoios. Mesmo que os fios que compõem a cordoalha sejam lisos, para que o comprimento de ancoragem não se torne muito longo, são utilizados arranjos específicos, como exemplificados na **Figura 6.5**. Entretanto este tipo de ancoragem pode ser utilizado somente no lado oposto da ancoragem ativa.

Figura 6.5 – Dispositivos de ancoragens embutidos no concreto.



Fonte: Extraído do catálogo digital da empresa “Rudloff”¹¹.

Nos casos de pos-tração, a ancoragem da armadura ativa pode ser feita por meio de porcas rosqueadas (quando são utilizadas barras mecânicas circulares), cunhas de cravação ou dispositivos específicos.

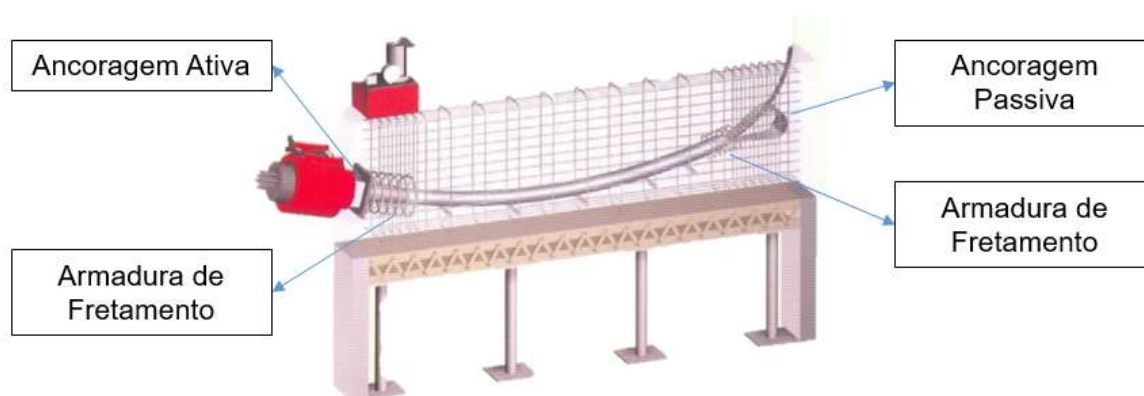
Tradicionalmente são utilizados os cones macho e fêmea, que por sua vez se

¹¹ Disponível em: < <http://www.rudloff.com.br/download/>> Acesso em maio. 2020.

comportam como cunha. Este modelo foi pioneiro e tem sua patente designada a Freyssinet. Além deste modelo outros foram desenvolvidos por empresas especialistas.

Vale ressaltar que, a aplicação da protensão faz com que sejam criadas regiões com altas tensões nas extremidades das vigas, com isso conforme a Figura 6.6, surge a necessidade da utilização de armaduras de reforço nas regiões de ancoragem dos cabos. Entre estas armaduras podemos destacar a armadura de fretamento, que mantém o confinamento do concreto controlando eventuais tensões ortogonais ao plano principal de compressão.

Figura 6.6 – Dispositivos de ancoragem e confinamento das armaduras.



Fonte: Adaptado de Schmidt (1998).

6.2.3 Nata de Injeção

No sistema de protensão com aderência posterior, é injetada uma nata, ou calda de cimento dentro da bainha com intuito de preencher os espaços entre a armadura ativa e a bainha. Após a cura da nata de injeção ocorre um aumento do atrito entre a armadura ativa e a bainha que por sua vez está conectada ao concreto.

A nata de cimento promove uma camada protetora para a armadura tensionada. Ela deve estar livre de aditivos químicos que possam favorecer a corrosão das armaduras.

Para um correto preenchimento das bainhas, antes da concretagem da peça,

devem ser posicionados pontos de injeção da nata e também pontos de respiro (purgadores), para evitar que a presença do ar comprometa o processo de injeção.

7. SISTEMAS DE PROTENSÃO

De maneira geral, os sistemas de protensão são classificados em Sistema de protensão com cabo pré-traçado e Sistema de protensão com cabo pós-traçado.

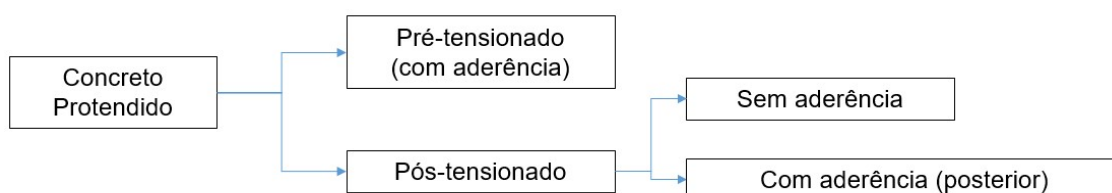
A fim de compreender o mecanismo das estruturas protendidas, inicialmente é necessário o definir os sistemas de protensão. Eles são classificados segundo a existência ou não de atrito e pelo momento que é feita a ativação das armaduras. Sendo estas:

- Concreto protendido com aderência inicial ou pré-tração,
- Concreto protendido com aderência posterior ou pós-tração aderente
- Concreto protendido sem aderência ou pós-tração não aderente.

Dentre os processos citados, a pré-tensão oferece ganhos significativos na qualidade, velocidade de produção e custo (SACKS; EASTMAN; LEE, 2004).

A Figura 7.1 destaca os sistemas de protensão. Por sua vez, estes são explicados de maneira mais detalhada nos itens subsequentes.

Figura 7.1 – Sistemas de Protensão.



Fonte: Do autor (2022).

7.1 PRÉ-TRAÇÃO

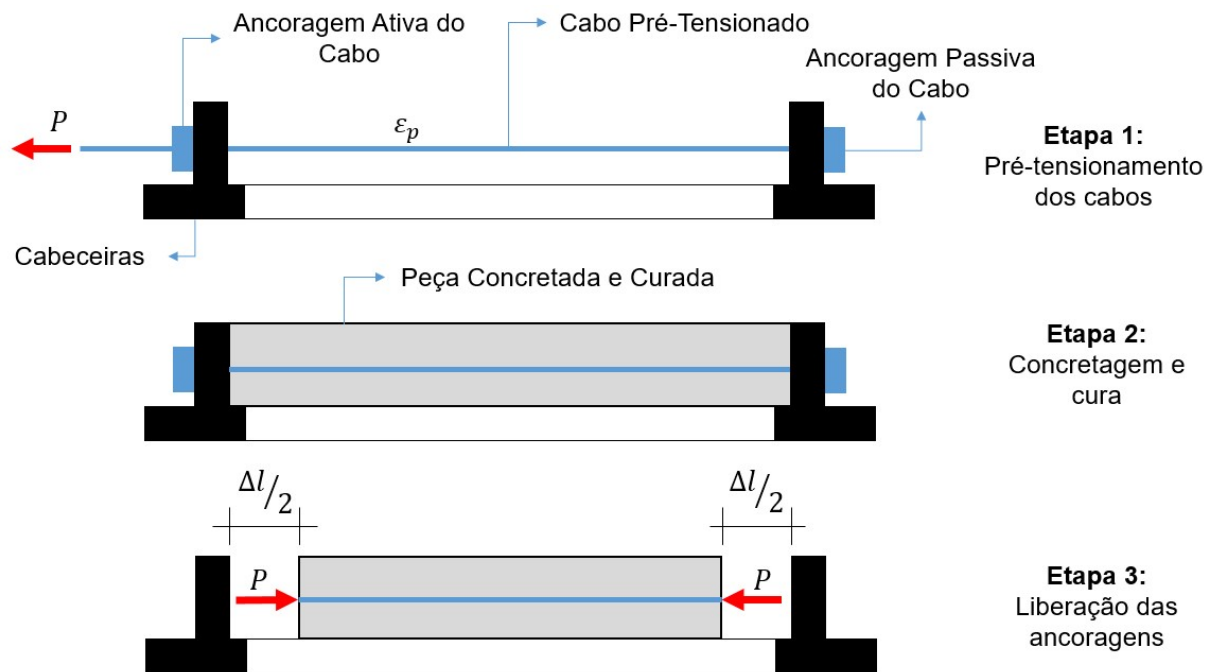
Também chamado de protensão com aderência inicial, o sistema com cabo pré-traçado, consiste na aplicação da protensão no cabo antes da concretagem da peça. Esta técnica é empregada na fabricação de elementos pré-fabricados.

Durante o processo de fabricação destes elementos as armaduras são ancoradas nas extremidades de bancadas ou pistas de protensão. Somente após a cura do concreto as ancoragens são liberadas para que a protensão possa ser transferida ao concreto por aderência.

Por restrições do método, os cabos não possuem curvatura. Podem ser usados

desviadores para posicionamento das armaduras ativas. Em seguida posiciona-se as armaduras passivas e por fim é feito o lançamento do concreto. A Figura 7.2 representa de maneira simplificada o procedimento para aplicação da pré-tração.

Figura 7.2 – Sistemas de Pré-tração.



Fonte: Do autor (2022).

Em que:

- P - Força de Protensão;
- ϵ_p - Deformação da armadura protendida;
- Δl - Variação no comprimento da peça;

7.2 PÓS-TRAÇÃO

O sistema de pós-tração pode ser subdividido em protensão com aderência posterior e protensão sem aderência.

Segundo Moreira (2016), a protensão com aderência posterior consiste na aplicação da protensão após o endurecimento do concreto. A armadura ativa (fios ou cordoalhas) ficam ancorados na própria peça. Nesse sistema de protensão, a armadura de protensão é colocada em bainhas, nas quais permanece inicialmente

livre para se deslocar. Esse conjunto dado pelo aço de protensão no interior da bainha é chamado de cabo, que por sua vez é fixado nas formas segundo os requisitos de projeto. Antes da concretagem são adicionadas as armaduras passivas.

Após o endurecimento do concreto, as armaduras ativas são tracionadas por meio de dispositivos (macacos hidráulicos) que se apoiam na própria peça.

Após a aplicação da protensão, a aderência entre o aço de protensão e a bainha, é conferida pela injeção da calda de cimento.

A protensão sem aderência segue o mesmo procedimento da protensão com aderência posterior. Todavia não é feita a injeção da nata, uma vez que os cabos já possuem a graxa em seu interior.

A protensão sem aderência também pode ser feita por meio de cabos fixados externamente às peças de concreto. A protensão externa prejudica a estética do elemento, por isso, esse procedimento é usualmente adotado para o reforço/recuperação de estruturas de concreto.

8. NÍVEIS DE PROTENSÃO

Podemos definir o nível de protensão pelo grau aplicado. O grau estabelece o quanto a formação de fissuras é limitada pela ação da protensão. Os tipos de protensão são:

- Protensão completa (total);
- Protensão limitada;
- Protensão parcial.

8.1 PROTENSÃO COMPLETA

De acordo com Leonhardt (1983), em uma protensão completa, a ação da protensão anula qualquer tração na direção resistente principal da peça. A NBR 6118 (2014) considera a protensão como completa quando duas condições são verificadas:

- Para as combinações frequentes de ações, é respeitado o estado limite de descompressão (ELS-D);
- Para as combinações raras de ações é respeitado o estado limite de formação de fissuras (ELS-F).

8.2 PROTENSÃO LIMITADA

Leonhardt (1983), afirma que em uma protensão limitada, faz com que a maior tensão de tração atuante na direção axial da peça, seja menor ou igual que a tensão de tração admissível no concreto.

Segundo a NBR 6118 (2014) a protensão é dita limitada quando duas condições são verificadas:

- Para as combinações quase permanente de ações, é respeitado o estado limite de descompressão (ELS-D).
- Para as combinações frequentes de ações é respeitado o estado limite de formação de fissuras (ELS-F).

8.3 PROTENSÃO PARCIAL

Segundo Leonhardt (1983), na protensão parcial, as tensões de tração na direção resistente principal da peça são restritas a um determinado valor mínimo admissível.

Segundo a NBR 6118 (2014) a protensão é dita parcial quando as combinações frequentes de ações é respeitam o estado limite de abertura de fissuras (ELS-W), com $w \leq 0.2$ mm.

Em todos os casos de aplicação de protensão existem a formação de tensões de tração ortogonais aos eixos longitudinais da peça. Essas tensões devem ser previstas e combatidas pelas armaduras passiva e de fretamento.

9. PERDAS DE PROTENSÃO

Nos elementos de concreto protendido, a previsão do comportamento ao longo do tempo é fundamental para o dimensionamento. As perdas da força de protensão durante a sua vida útil influenciam diretamente no comportamento em serviço do elemento (TADROS; GHALI; DILGER, 1975).

Os fatores de maior impacto na perda da força de protensão estão relacionados ao comportamento reológico do concreto como retração e fluência e, também do aço quando se trata de relaxação (BAŽANT et al., 2010; BURGOYNE; SCANTLEBURY, 2006).

De acordo com a norma NBR 6118 (2014), os projetos devem considerar as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial aplicado pelo aparelho tensor. Estas perdas ocorrem antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais, na pré-tração), durante essa transferência (perdas imediatas) e ao longo do tempo (perdas progressivas).

Nos itens a seguir, são apresentadas as perdas de protensão que ocorrem em estruturas de concreto com pós tensão não aderente, objeto deste trabalho. Inicialmente são descritas as perdas imediatas e, em seguida, as perdas ao longo do tempo.

9.1 PERDAS IMEDIATAS

São as perdas que acontecem no momento da transferência da força de protensão para o elemento estrutural, portanto, são as perdas que dependem do sistema construtivo adotado. Segundo Pfeil (1980) as perdas imediatas podem ser divididas em três tipos:

- Perdas por deformação imediata do concreto.
- Perdas por atrito;
 - Curvas;
 - Ondulação parasita;
- Perdas por acomodação das ancoragens;

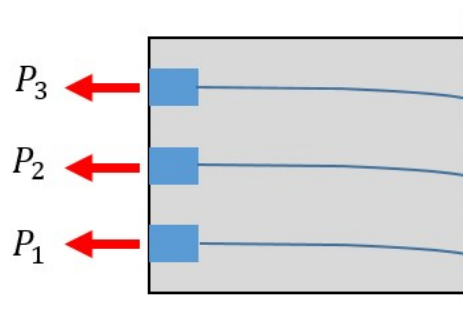
9.1.1 Perdas por deformação imediata do concreto

A perda da força por deformação imediata do concreto está restrita à dois casos específicos, sendo que o primeiro deles é o da pré-tração. O segundo ocorre nos casos de pós-tensão em vigas com mais de um cabo de protensão.

Quando existem vários cabos na mesma peça, usualmente os mesmos são tracionados individualmente e a deformação do concreto provocada pela força no cabo que está sendo tracionado acarreta perda de tensão nos cabos já ancorados. Neste caso deve-se calcular um valor médio para o alongamento dos cabos ou então sobretensioná-los de modo que, após todas as operações de distensão, todos eles fiquem com a mesma força de protensão (VERÍSSIMO & CÉSAR JUNIOR, 1998).

Para elucidar o caso anterior, tomemos como exemplo a Figura 9.1 u que representa uma viga com três cabos que serão pós-tensionados na sequência P_1 , P_2 , P_3 respectivamente.

Figura 9.1 – Viga pós tensionada com mais de um cabo.



Fonte: Do autor (2022).

A partir desta, podemos observar que o cabo P_3 não sofre com o efeito da deformação imediata do concreto. O cabo P_2 sofre os efeitos de deformação imediata no momento da protensão de P_3 . Por fim, o cabo P_1 sofre os efeitos de deformação imediata (acumulativa) nos momentos da protensão de P_2 e P_3 .

O encurtamento total que a peça sofre ao final da ativação de todos os cabos pode ser dado pelo somatório do encurtamento nos cabos (9.1).

$$\Delta L_c = \left[\frac{n(n-1)}{2} \right] \cdot \frac{\sigma_{cp0} \cdot L}{E_c} \quad (9.1)$$

Em que:

- ΔL_c - Variação no comprimento da viga de concreto;
- L - Comprimento da viga;
- n - Número de cabos de protensão;
- σ_{cp0} - Tensão no centro de gravidade da seção da viga, produzida por um cabo;
- E_c - Módulo de elasticidade do concreto;

A partir do encurtamento sofrido pela peça, pode-se afirmar que este equivale ao encurtamento médio sofrido pelos cabos. Desta maneira pode ser calculada a perda total da força de protensão utilizando a Equação (9.2). De maneira análoga, a NBR 6118:2014 propõe a Equação (9.3).

$$\Delta\sigma_p = \alpha_E \cdot \sigma_c \cdot P_0 \cdot \frac{(n - 1)}{2n} \quad (9.2)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_E \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \cdot (n - 1)}{2n} \quad (9.3)$$

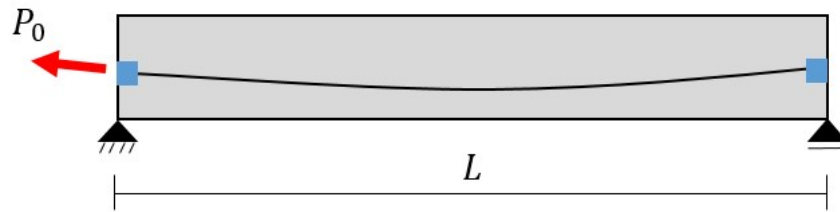
Em que:

- $\Delta\sigma_p$ – Perda de tensão por deformação imediata do concreto;
- α_E - Coeficiente de proporcionalidade entre os módulos de elasticidade;
- P_0 - Força após perdas imediatas;
- n - Número de cabos de protensão;
- σ_{cp} - Tensão no concreto, no centro de gravidade da armadura de protensão devido a protensão dos n cabos;
- σ_{cg} - Tensão no centro de gravidade da armadura de protensão devido à carga permanente mobilizada pela protensão;

9.1.2 Perdas por atrito em curvas

Para evitar o surgimento de elevadas tensões de tração, geralmente em regiões de momento fletor nulo, os cabos são posicionados junto ao eixo baricentro da seção. Todavia o cabo deve possuir uma continuidade, sendo assim quando visto da perspectiva longitudinal, podemos observar traçados parabólicos dos cabos conforme o exemplo da Figura 9.2.

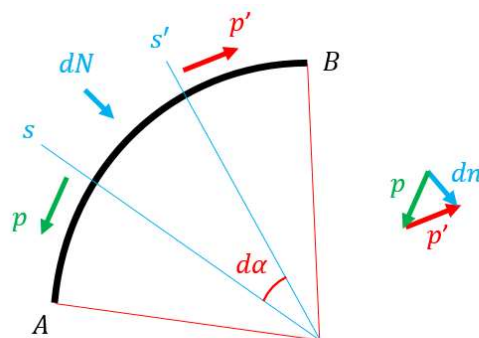
Figura 9.2 – Viga com cabo de protensão em traçado parabólico.



Fonte: Do autor (2022).

De maneira mais específica, a Figura 9.3 representa um determinado trecho curvilíneo do cabo em uma viga protendida qualquer. Ao realizar o tensionamento da armadura ativa e analisar a direção dos vetores da força de protensão, nota-se que para um determinado comprimento de arco existirá uma componente normal que prime o cabo contra a bainha.

Figura 9.3 - Decomposição de vetores em trecho curvilíneo.



p = Componente da força de protensão

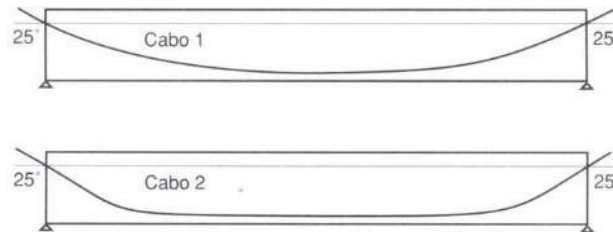
dN = Componente Normal da força de protensão

Fonte: Do autor (2022).

Com a existência do atrito no trecho curvo, podemos afirmar que existirá uma perda da força de protensão, considerando que o cabo sofra uma deformação (movimento) no sentido da aplicação da força de protensão pelo equipamento hidráulico. Na Figura 9.3, considera-se que o ângulo formado entre A e B, é chamado de ângulo de desvio do cabo, que é diretamente proporcional à intensidade da componente normal responsável pelo atrito contrário ao movimento, ou seja, um cabo com curvatura mais branda tende sofrer uma menor perda da força de protensão por

atrito em curvas (Figura 9.4).

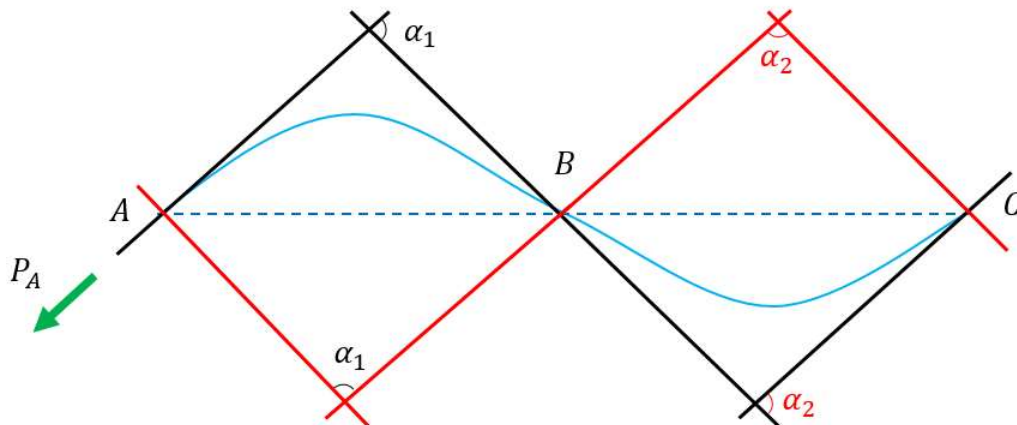
Figura 9.4 – Curvatura da cordoalha de protensão.



Fonte: Schmidt (1998).

Para quantificar as perdas por atrito em curvas, a NBR 6118:2014 utiliza uma expressão generalizada baseada nos ângulos de desvio (α_i), que podem ser observados na Figura 9.5.

Figura 9.5 – Ângulos de desvio de um cabo de protensão.



Fonte: Do autor (2022).

A força de protensão em um ponto (P_N), é obtida a partir da força aplicada no ponto inicial (P_A), pode ser obtida a partir da Equação (9.4) apresentada a seguir.

$$P_N = P_A \cdot e^{-\mu \cdot \sum \alpha} \quad (9.4)$$

Em que:

- P - Força de protensão no cabo;
- μ - Coeficiente de atrito;

- α – Ângulos de desvio do cabo;

9.1.3 Perdas por atrito parasitas

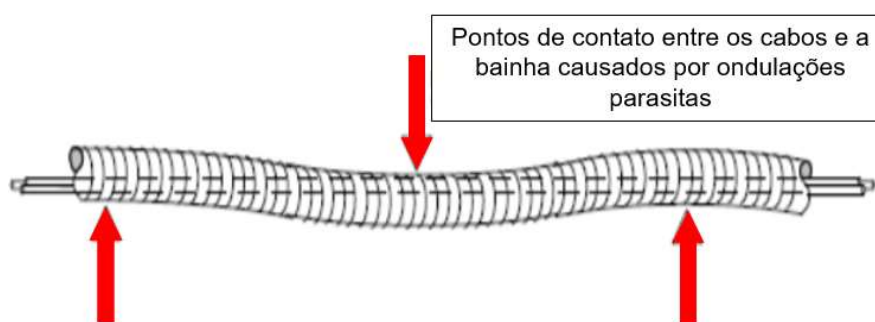
A perda por atrito corre no momento que os cabos são tracionados, fazendo com que os mesmos entrem em contato direto entre si e/ou com a superfície interna da bainha (BASTOS, 2006).

Schmid (1998) afirma que, nas peças pós-tracionadas, a armadura ativa ao ser posta em tensão pelo macaco sofre um alongamento gradativo que varia de zero até o valor final. Por sua vez, a bainha apresenta quase sempre desenvolvimento curvo e sinuosidades involuntárias, surge assim, o inevitável atrito entre o aço de protensão e a bainha. Neste caso, são chamadas de perdas por atrito parasita.

Mesmo em trechos retilíneos, pode ocorrer sinuosidade involuntária da bainha, que provoca as perdas por atrito parasita (Figura 9.6). Podemos associar as perdas desse tipo aos seguintes fatores:

- Rigidez insuficiente do cabo ou cordoalha;
- Defeitos de montagem da armadura de protensão;
- Insuficiência de pontos de amarração do cabo;
- Empuxo do concreto durante a concretagem;

Figura 9.6 – Ondulação Parasita na Bainha.



Fonte: Adaptado de Veríssimo e Lenz (1998).

As perdas por atrito são desenvolvidas ao longo do comprimento do cabo quando ocorre seu estiramento para introdução da força de protensão. Este valor pode ser avaliado a partir da variação no valor das forças medidas na seção da armadura ativa, nas proximidades da ancoragem ativa e da ancoragem passiva, no instante de

aplicação da força de protensão. A diferença entre essas forças representa a perda de força devida ao atrito (SOARES, CALIXTO, & CHUMBINHO, 2008).

Observando novamente a Equação (9.4), nota-se que além do ângulo de desvio a perda da força de protensão depende do coeficiente de atrito (μ). A NBR 6118:2014 estabelece os seguintes valores para o coeficiente de atrito:

- $\mu = 0,20$ Fios, Cordoalhas em Bainha Metálica;
- $\mu = 0,10$ Fios, Cordoalhas em Bainha Lubrificada;
- $\mu = 0,05$ Cordoalhas engraxadas;

Além do coeficiente de atrito, para quantificar os efeitos das perdas por atrito parasita, a norma adota um valor de ondulação mínimo dado em função do comprimento do cabo. Este valor consiste no fator ($K = 0,01\mu$). Deste modo, podemos ajustar a equação anterior e obter a (9.5).

$$\Delta P(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \cdot \Sigma \alpha + Kx)}] \quad (9.5)$$

Em que:

- P_i - Força de protensão inicial;
- μ - Coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;
- α - Ângulos de desvio do cabo;
- K - Coeficiente de angulação mínima para atrito parasita ($K = 0,01\mu$);
- x - Comprimento do cabo.

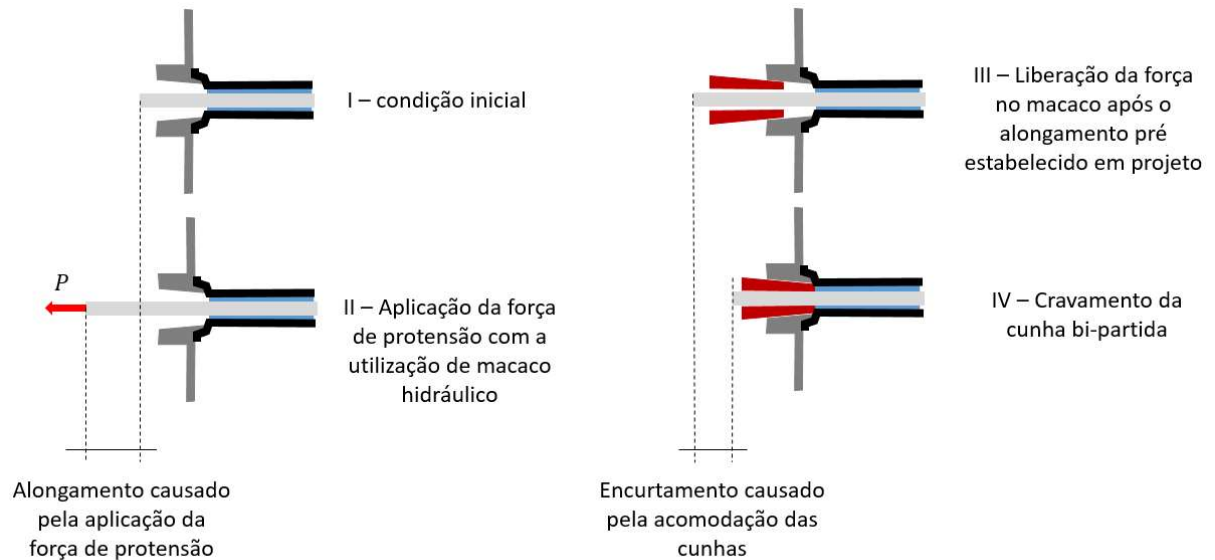
9.1.4 Perdas por acomodação da ancoragem

Também chamadas de perdas por encunhamento, estas ocorrem nos pontos de ancoragem ativa do cabo, geralmente situados nas extremidades das vigas. Segundo Carvalho (2012) quando se realiza a ancoragem de um cabo há sempre um pequeno retrocesso no cabo que estava esticado, provocando uma queda de tensão no mesmo.

No processo de protensão que utiliza macacos hidráulicos para promover o estiramento dos cabos e também cunhas para fixação dos mesmos ao término da aplicação da força, ocorre a cravação da cunha para o descarregamento do macaco hidráulico, durante este efeito existe uma pequena penetração (Figura 9.7) da cunha na ancoragem e por consequência, uma perda na elongação do cabo que caracteriza

uma parcela de perda da força de tensão. (BUCHAIM, 2008).

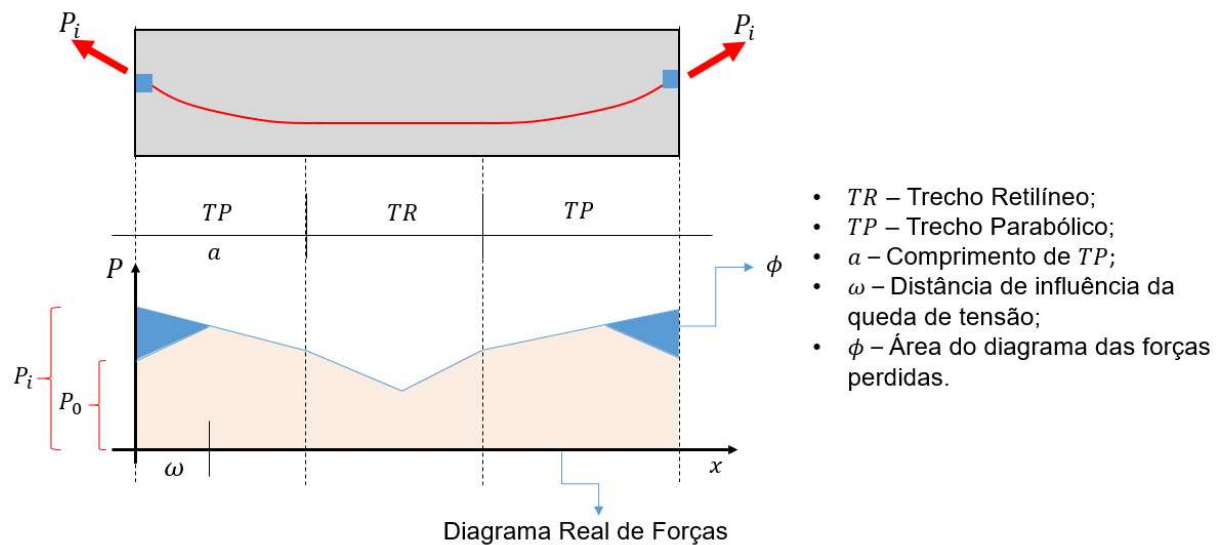
Figura 9.7 – Ancoragem da armadura ativa por encunhamento.



Fonte: Do autor (2022).

A Figura 9.8 exemplifica de maneira gráfica as perdas de protensão por acomodação das ancoragens em uma viga protendida pelas duas extremidades.

Figura 9.8 – Perdas por encunhamento.



Fonte: Do autor (2022).

Em elementos pré-tracionados, o esforço é transmitido ao concreto pelo contato ao longo da superfície do cabo. Desta maneira, o comportamento demonstrado

graficamente na figura anterior, ocorre de maneira mais explícita nos casos de protensão com aderência posterior. Nos casos de pós-tensão não aderente, a tendência é que quando não há força de atrito, a tensão no cabo se equipare em todos os pontos ao longo de seu comprimento.

Usualmente os dispositivos de ancoragem apresentam um parâmetro (δ) equivalente ao recuo sofrido pelo dispositivo durante o processo de ancoragem dos cabos. Mesmo sem representar o seu comportamento ao longo do cabo, de maneira simplificada pode ser feita a quantificação da perda da força de protensão partindo da deformação específica na armadura ativa (Equação (9.6)). Em seguida utiliza-se a Equação (9.7) para calcular a perda da força de protensão por encunhamento.

$$\delta = \Delta\varepsilon_p = \frac{\Delta L}{L} \quad (9.6)$$

$$\Delta\sigma_p = E_p \cdot \Delta\varepsilon_p \quad (9.7)$$

Em que:

- δ – Recuo do cabo junto ao dispositivo de ancoragem;
- ΔL – Variação no comprimento do cabo;
- L – Comprimento do cabo;
- $\Delta\sigma_p$ - Perda de tensão de protensão;
- E_p - Módulo de Elasticidade da Armadura de Protensão;
- $\Delta\varepsilon_p$ - Perda de deformação de protensão;

9.2 PERDAS DIFERIDAS

As perdas diferidas são aquelas que ocorrem depois da aplicação da força de protensão. Estas ocorrem ao longo de toda a vida útil da estrutura. São deformações relacionadas com características físico-químicas do aço e do concreto (VERISSIMO E CESAR JR, 1998).

Também chamadas de perdas progressivas da força de protensão, estas são associadas ao concreto, quando se trata da Fluência e Retração. Por sua vez, associadas ao aço quando se trata do efeito da relaxação. Nos subitens a seguir, os efeitos serão descritos de forma individual, todavia a quantificação destas perdas é

feita através de modelos matemáticos, que por sua vez não são relevantes ao objeto de estudo deste trabalho.

9.2.1 Fluência do Concreto

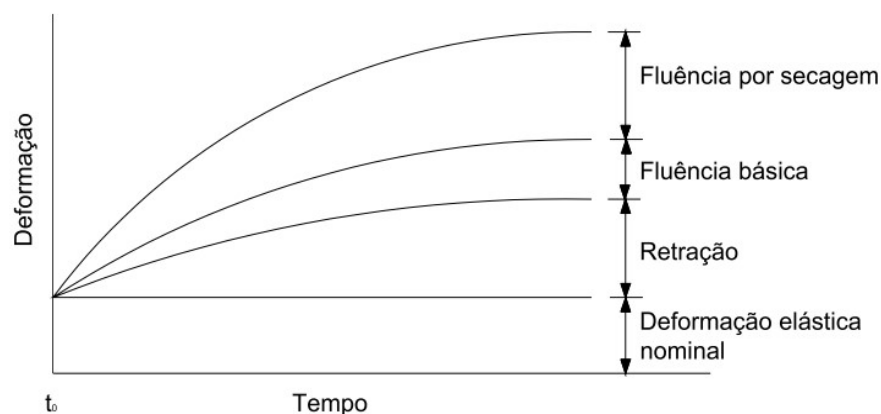
De acordo com Neville (1997), a fluência do concreto pode ser definida como o aumento de deformação sob um determinado nível de tensões. A fluência geralmente é representada em termos de fluência específica que é a deformação por fluência por unidade de tensão.

Metha e Monteiro (2008), conceituam como fluência básica como todo aumento de deformação ao longo do tempo com tensão constante sob condições de umidade relativa de 100%. Esta condição geralmente surge em estruturas de grande porte onde a retração por secagem pode ser desprezada. A fluência por secagem é uma fluência adicional que ocorre quando a peça está sob carga e sob secagem.

Kataoka (2010), afirma que a fluência total é a soma de duas parcelas, sendo estas a fluência básica e por secagem. A deformação total é a soma das deformações por fluência e a deformação por retração.

De maneira simplificada a fluência é calculada como a diferença entre a deformação total com o tempo do elemento carregado e a retração de um elemento semelhante descarregado observado nas mesmas condições durante igual período de tempo conforme a Figura 9.9.

Figura 9.9 - Deformação em função do tempo em concreto submetido a carga constante.



Fonte: Neville (1997).

Em condições normais de carregamento, a deformação instantânea registrada, depende da velocidade da aplicação da carga e inclui, portanto, não apenas a deformação elástica, mas também uma parte da fluência. É difícil distinguir a deformação elástica imediata e a fluência inicial, mas isto não tem importância prática, pois é a deformação total devido à aplicação da carga que interessa. Como o módulo de elasticidade do concreto aumenta com a idade, a deformação elástica decresce progressivamente e, a rigor, a fluência deveria ser tomada como a deformação que excede a deformação elástica no momento em que a fluência está sendo determinada (NEVILLE, 1997).

De maneira prática, a deformação que ocorre imediatamente ou simultaneamente à aplicação do carregamento é considerada elástica. O aumento de deformação ao longo do tempo devido à carga constante é considerado como fluência (SAMPAIO, 2004).

9.2.2 Retração do Concreto

A retração é a redução do volume do concreto causada pela reação de hidratação do cimento após o início da pega. É consequência da remoção de umidade dos poros capilares pela hidratação do cimento ainda não hidratado. A redução de volume que ocorre não é causada pela perda ou ganho de umidade para o ambiente ou pela variação de temperatura e restrições (TAZAWA; MIYAZAWA, 1993 e NEVILLE, 1997).

A reação química entre o cimento e a água se dá com redução de volume, de tal forma que a água quimicamente combinada (22 a 32%) sofre uma contração de 25% de seu volume original (KALINTZIS; KUPERMAN, 2001).

A contração da pasta de cimento é restringida pelo esqueleto rígido da pasta de cimento já hidratada e também pelas partículas do agregado. A retração tende a aumentar em temperaturas muito altas, teores de cimento maiores e relações água/cimento muito baixas (NEVILLE, 2016).

9.2.3 Relaxação do aço

A relaxação do aço, consiste no alívio de tensão, sem variação ao longo do tempo que a armadura de protensão sofre depois de ser mantida estirada

(VERÍSSIMO E CÉSAR JR, 1998).

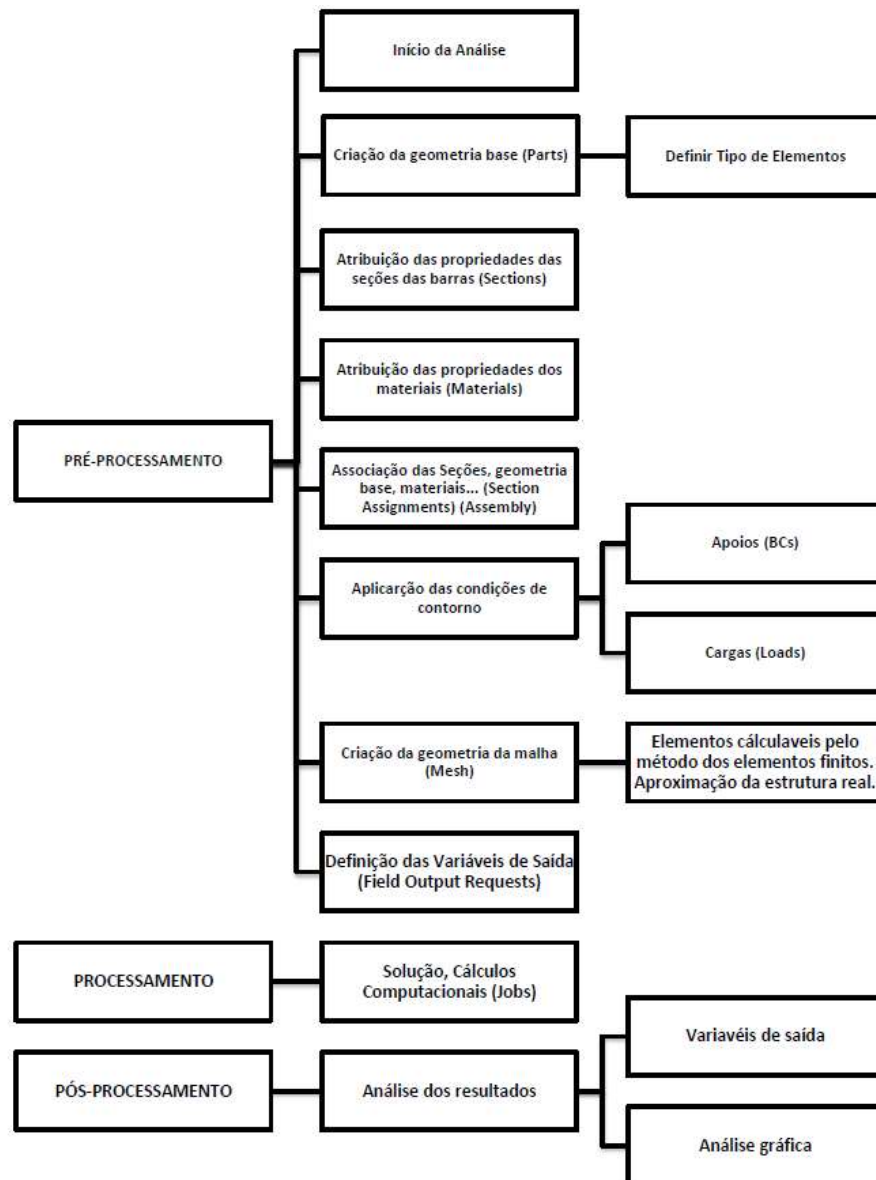
Para combater este efeito, podem ser empregados os aços estabilizados ou de relaxação baixa. Por sua vez, estes recebem um tratamento específico durante o processo de produção que melhora as características mecânicas, reduzindo as perdas por relaxação (VERÍSSIMO E KLÉOS, 1998).

A quantificação das perdas por relaxação e das demais perdas diferidas podem ser feitas de forma individualizada em parcelas. Entretanto a NBR 6118:2014 adota um processo simplificado que permite calcular as perdas de maneira concomitante se algumas restrições forem seguidas.

10. ABAQUS® SOFTWARE

Uma análise completa, utilizando o ABAQUS®, pode ser resumida em três etapas distintas. O pré-processamento, que consiste na entrada dos dados pelo usuário. A simulação, responsável pela realização dos cálculos numéricos e gerando um arquivo de saída. Por fim o pós-processamento, que permite ao usuário selecionar e visualizar os resultados. A Figura 10.1 apresenta um fluxograma mais específico dos procedimentos adotados para a resolução de modelos numéricos de vigas.

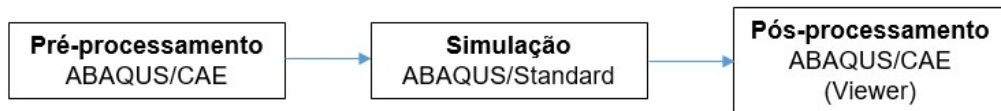
Figura 10.1 – Fluxograma com procedimento de resolução de problemas numéricos.



Fonte: Adaptado de Simulia (2012).

Cada uma das etapas do processo de análise está associada a um subprograma. A Figura 10.2 relaciona as etapas e os subprogramas utilizados para análise de vigas com cargas monotônicas.

Figura 10.2 – Subprogramas utilizados na análise.



Fonte: Do autor (2020).

O ABAQUS/CAE consiste em um ambiente, no qual o usuário pode criar o modelo. Ele é dividido em módulos (geometria, materiais, malha, etc.) para auxiliar no processo lógico da modelagem.

O ABAQUS/Standard é executado em segundo plano, por sua vez ele é responsável pela resolução dos problemas estáticos, dinâmicos, entre outros, com respostas lineares ou não lineares. De maneira geral o subprograma resolve um sistema de equações implícitas com incrementos a cada solução.

O ABAQUS/Viewer consiste em um subproduto do ABAQUS/CAE, que possui apenas recursos de visualização dos resultados obtidos.

11. ELEMENTOS FINITOS

A escolha dos elementos finitos de um modelo numérico que busca representar a geometria de um modelo físico deve possuir características mais próximas da realidade o possível.

De acordo com Silva (2018) a união de todos os elementos é feita através de nós e a discretização destes elementos constituem uma malha de elementos finitos. A quantidade e o tipo dos elementos, afetam significativamente os resultados.

Para simular o concreto, foram utilizados elementos sólidos lineares do tipo C3D8. Este elemento possui oito nós com três graus de liberdade por nó, sendo estes as translações em relação aos eixos X,Y e Z. Enquanto para os elementos de ancoragem e cabo de protensão foram adotados elementos de cunha partindo do eixo axial. Por sua vez o elemento C3D6 possui dois nós a menos com a mesma quantidade de graus de liberdade.

As armaduras passivas estão submetidas de maneira predominante á esforços axiais, sendo assim, foram representadas por elementos de barra do tipo T3D2. Os elementos citados anteriormente são apresentados na Figura 11.1.

Figura 11.1 – Elementos Finitos utilizados na Modelagem.



Fonte: Adaptado de Simulia (2012).

Outra característica dos elementos, consiste nos graus de liberdade, ou seja, nas translações ou rotações que cada nó do elemento pode sofrer. O

Quadro 11.1 apresenta o sistema adotado pelo *software* para representar os graus de liberdade dos nós.

Quadro 11.1 – Graus de liberdade nos nós dos Elementos.

| | |
|---|---------------------------------|
| 1 | Translação na direção do eixo X |
| 2 | Translação na direção do eixo Y |
| 3 | Translação na direção do eixo Z |
| 4 | Rotação em torno do eixo X |
| 5 | Rotação em torno do eixo Y |
| 6 | Rotação em torno do eixo Z |

Fonte: Adaptado de Simulia (2012).

A quantidade de nós que constituem um determinado modelo interfere diretamente na precisão dos resultados da análise. Um modelo com elevada quantidade de nós demanda de um maior custo computacional para o processamento (SILVA, 2018). Para isso realizou-se uma análise de convergência para determinar o refinamento da malha do modelo. Ainda em função do objetivo proposto, foi adotada uma malha mais refinada nos elementos do cabo de protensão e na sua região adjacente.

A resolução do modelo numérico também depende da formulação teórica do elemento. De maneira geral, os elementos podem utilizar formulação Lagrangiana ou Euleriana. Contudo no estudo de problemas estáticos, avaliando tensões e deformações, adota-se a formulação Lagrangiana (SILVA, 2018).

O ABAQUS® utiliza técnicas numéricas para integração de quantidades sobre o volume de cada elemento. Para a maioria dos elementos, adota uma quadratura Gaussiana. Os elementos podem usar integração completa ou integração reduzida, o que pode gerar um efeito significativo no custo computacional e na precisão dos resultados obtidos (ROLIM, 2019).

12. MODELOS REOLÓGICOS

O software ABAQUS® possui uma biblioteca com diversos materiais utilizados na engenharia. Entre eles borrachas, metais, plásticos, espumas, materiais compósitos, rochas, concreto, solos granulares, etc. (SILVA, 2018).

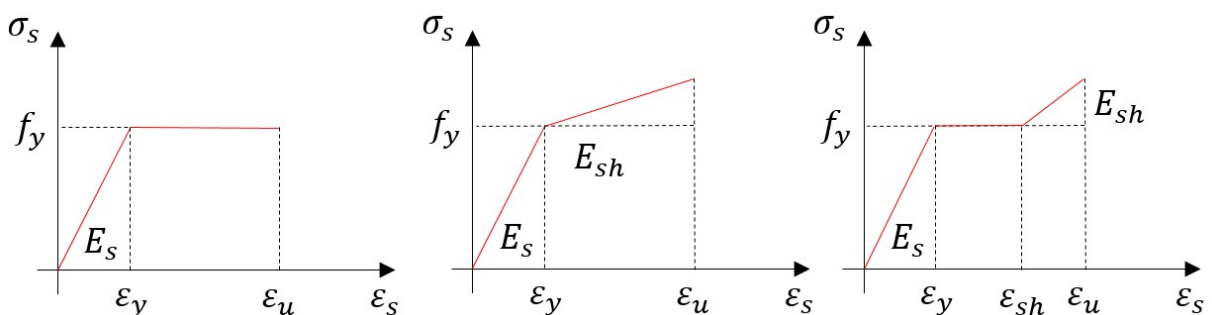
A não linearidade física, consiste em uma não proporcionalidade entre a resposta tensão-deformação dos materiais. Para que a simulação numérica seja capaz de representar este comportamento, se faz necessária a introdução de dados que representem esta resposta mecânica dos materiais. Os itens subsequentes apresentam os modelos constitutivos adotados para representação dos materiais na simulação numérica realizada.

12.1 AÇO PARA ARMADURA PASSIVA

Por se tratar de um material homogêneo e isotrópico, o aço possui um comportamento similar na compressão e na tração. Quando tracionado, o mesmo possui um comportamento linear até que seja atingida a tensão de escoamento. Após um trecho de deformação inelástica sem acréscimo de tensão o aço passa por um rearranjo de sua estrutura cristalina. O encruamento confere um novo ganho de rigidez antecedendo à tensão de ruptura do aço.

De modo geral o comportamento do aço da armadura passiva pode ser admitido como elasto-plástico perfeito ou com endurecimento linear. A Figura 12.1 demonstra estes e também um modelo tri-linear para representação do comportamento reológico dos aços de armaduras passivas.

Figura 12.1 – Modelos reológicos do aço para armaduras passivas.



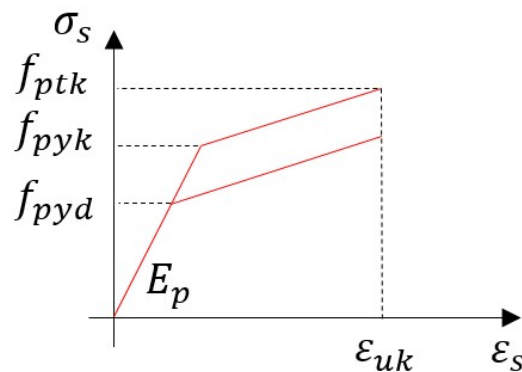
Fonte: Adaptado de Stramandinoli (2007).

12.2 AÇO PARA ARMADURA ATIVA

O aço utilizado para protensão possui uma elevada resistência em comparação aos aços utilizados como armaduras passivas. Seu comportamento reológico é definido por um trecho inicial elástico linear. Após a tensão de escoamento o aço apresenta uma perda gradativa de sua resistência até chegar ao ponto de ruptura.

A NBR 6118 (2014) utiliza um modelo bi-linear para representar o aço de protensão (Figura 12.2). Visto que segundo a mesma norma, a diferença predominante em relação ao comportamento dos aços de armadura passiva, é que este não possui um patamar de escoamento.

Figura 12.2 – Modelo reológico do aço para armaduras ativas.



Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2014).

12.3 CONCRETO

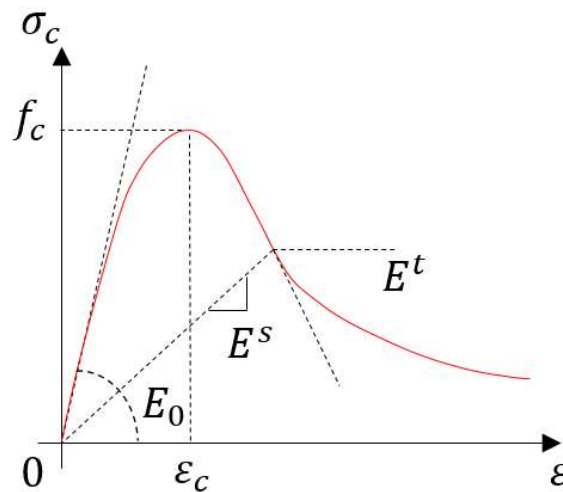
Stramandinoli (2007), afirma que o mesmo antes de qualquer carregamento, o concreto já apresenta um estágio de micro fissuração. Essas microfissuras estão associadas ao processo de cura, especificamente com a retração. Após a liberação da água, os vazios ocupados por ela formam regiões de fragilidade. Desta maneira a rigidez do concreto sofre uma gradativa redução, caracterizando assim uma não linearidade física, mesmo em baixos níveis de tensão.

Entre as particularidades do concreto, deve ser ressaltada a sua baixa proporção de resistência à esforços de tração em relação aos esforços de compressão. Após atingir sua tensão de pico, o concreto sofre um amolecimento gradual até sua ruptura.

Para análises de baixa complexidade, podemos utilizar modelos lineares ou até mesmo o modelo parábola-retângulo proposto pela NBR 6118 (2014). Entretanto o modelo numérico desenvolvido neste trabalho utiliza o *software Abaqus®*, que por sua vez, possui em sua biblioteca um modelo baseado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano, chamado de *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*. Além de seus parâmetros específicos, que serão explanados posteriormente, foi empregado um modelo reológico que descreve o comportamento pós pico do concreto tanto na tração como na compressão.

A Figura 12.3 apresenta o modelo desenvolvido por Carreira e Chu (1985) e (1986), que utiliza uma única equação para descrever os trechos ascendente e descendente.

Figura 12.3– Modelo reológico do concreto desenvolvido por Carreira e Chu (1985).



Fonte: Adaptado de Stramandinoli (2007).

As equações (12.1) e (12.2) representam o comportamento à compressão e à tração do concreto respectivamente.

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\beta \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'_c}\right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'_c}\right)^\beta} \quad (12.1)$$

$$\frac{f_t}{f'_t} = \frac{\beta \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'_t}\right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'_t}\right)^\beta} \quad (12.2)$$

Com $\beta = \left(\frac{f_c}{32,4}\right)^3 + 1,5$ [MPa]

Em que:

f_c – Resistência à compressão do concreto;

f'_c – Resistência à compressão de pico do concreto;

f_t – Resistência à tração do concreto;

f'_t – Resistência à tração de pico do concreto;

ε – Deformação total do concreto;

ε'_c – Deformação de compressão de pico do concreto;

ε'_t – Deformação de Tração de pico do concreto.

12.3.1 Concrete Damaged Plasticity - CDP

Na biblioteca do *software*, existe um modelo para simulação da perda de rigidez do concreto após atingir sua tensão máxima. Por sua vez, o CDP foi idealizado por Lubliner et al. (1989) e mais tarde modificado por Lee e Fenves (1998) (SIMULIA, 2012).

O modelo baseia-se na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano. Considera-se que os dois principais mecanismos responsáveis pela perda de rigidez do concreto são as fissuras causada pela tração e o esmagamento do concreto comprimido. Conforme a Equação (12.3), o modelo admite que a deformação total é constituída por duas fases distintas, sendo uma parcela elástica (ε^e) e uma plástica (ε^{pl}).

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{pl} \quad (12.3)$$

Chen *et al.*, (2012) afirma que o CDP assume elasticidade de dano isotrópico combinada com plasticidade de tração e compressão isotrópica para representar o comportamento inelástico do concreto. A formação de microfissuras elásticas é representada macroscopicamente com uma relação de tensão de tensão de amolecimento (ou relação de energia de fratura de tensão) e sua resposta plástica de compressão é representada pelo endurecimento de tensão seguido de amolecimento de tensão além da máxima resistência à compressão.

Sob baixas pressões de confinamento, o concreto age de maneira frágil e os

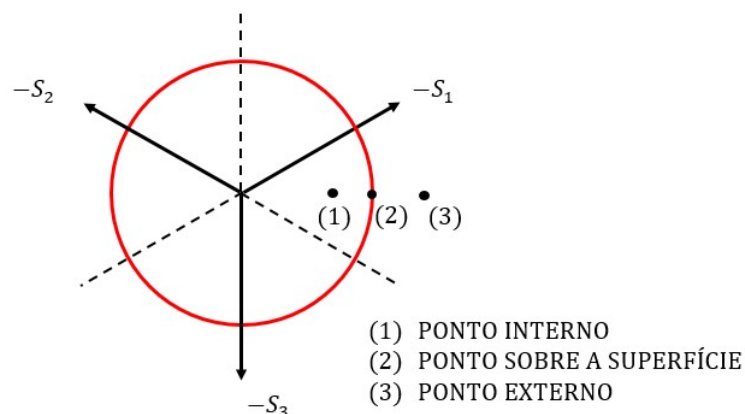
principais mecanismos de falha são rachaduras quando tracionado e esmagamento na compressão do mesmo. Se a pressão de confinamento for suficientemente grande para evitar a rachadura, o comportamento frágil do concreto desaparecerá. O dano em materiais quase frágeis pode ser definido avaliando a energia de fratura dissipada necessária para gerar micro fissuras. Os principais componentes do modelo Concrete Damaged Plasticity são os componentes plástico e elástico. (V.CHAUDHARI & A. CHAKRABARTI, 2012).

No espaço de Haigh-Westergaard, para um elemento infinitesimal qualquer, o estado de tensões é caracterizado pelas tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 . Caso as tensões principais representem um ponto interno à superfície de falha, tem-se um comportamento elástico, ou seja, não há escoamento do material. Se o ponto estiver exatamente sobre a superfície de falha, tem-se o início do escoamento do sólido infinitesimal e caso a tensão de escoamento seja ultrapassada o ponto estará fora da superfície de falha, sendo que neste caso duas situações são possíveis (MARQUES & ARAÚJO, 2016):

- Aumento na deformação sem mudança na tensão (plasticidade ideal);
- Ruptura do material.

Este comportamento é exemplificado através da Figura 12.4, que representa possíveis estados de tensão em relação à superfície de falha. Observada a partir do plano desviador.

Figura 12.4 - Estados de tensão em relação à superfície de falha.



Fonte: Adaptado de Kmiecik & Kaminski (2011).

Os parâmetros que definem a plasticidade do modelo são:

- ψ – Ângulo de dilatação;
- e – Excentricidade;
- ν – Viscoplasticidade;
- K – Proporção das distâncias entre o eixo hidrostático e os meridianos de compressão e tração na seção transversal;
- $\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$ – Razão entre a resistência a compressão nos estados biaxial e uniaxial.

A evolução da superfície de escoamento (ou falha) é controlada por duas variáveis de endurecimento, ligados a mecanismos de falha sob tensão e carga de compressão, respectivamente (GODOI, 2020).

De maneira física, o ângulo de dilatação é interpretado como ângulo de atrito interno do concreto, segundo Kochem (2018), usualmente são adotados valores entre $36^\circ \leq \psi \leq 40^\circ$.

A excentricidade (e) não possui um sentido físico específico, mas pode contribuir para a convergência do modelo. Seu valor consiste no comprimento medido ao longo do eixo hidrostático do segmento entre o vértice da hipérbole e a intersecção das assíntotas da mesma, obtido pela relação f_t/f_c (JANKOWIAK e LODYGOWSKI, 2005).

Kochem (2018) afirma que a viscoplasticidade (ν) é um parâmetro que regulariza as equações constitutivas de materiais que possuem perda de rigidez, afim de melhorar a convergência. Seguindo recomendação do manual do pacote computacional *Abaqus*[®], devemos adotar ($K = 2/3$) e assumir a razão ($\frac{f_{b0}}{f_{c0}} = 1,16$).

De maneira geral, os trabalhos que realizam a modelagem do concreto adotam os parâmetros apresentados no Quadro 12.1.

Quadro 12.1 – Parâmetros de entrada para o modelos CDP.

| | |
|-------------------------------|-------|
| Ângulo de Dilatação | 36 |
| Excentricidade (ϵ) | 0,1 |
| f_{b0}/f_{c0} | 1,16 |
| K | 0,667 |
| Parâmetro de Viscosidade | 0 |

Fonte: Adaptado de Marques & Araújo (2016).

A avaliação do dano do concreto é feita a partir da tensão plástica. Sendo que

o dano à compressão é calculado pela (12.4) e o dano à tração é calculado pela (12.5).

$$D_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (12.4)$$

$$D_t = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{ctm}} \quad (12.5)$$

Em que:

σ_c – Tensão no concreto;

f_{cm} – Resistência média à compressão do concreto;

f_{ctm} – Resistência média à tração do concreto.

O Quadro 12.2 apresentado a seguir contempla os dados obtidos através de planilha eletrônica, programada com o modelo constitutivo de Carreira e Chu (1985) e as equações para quantificação do dano elucidadas anteriormente.

Quadro 12.2 - Modelo constitutivo Concreto 30,6 MPa (Carreira e Chu).

| Comportamento à Compressão | | | | Comportamento à Tração | | | |
|----------------------------|-----------------------|---------|-----------------------|------------------------|-----------------------|--------|-----------------------|
| $f_{c,real}(Pa)$ | $\epsilon_{plastica}$ | Dano | $\epsilon_{plastica}$ | $f_{c,real}(Pa)$ | $\epsilon_{plastica}$ | Dano | $\epsilon_{plastica}$ |
| 30060274 | 0 | 0 | 0 | 3E+06 | 0 | 0 | 0 |
| 29071731 | 0.00156 | 0.03289 | 0.00156 | 2E+06 | 0.0001 | 0.2698 | 0.0001 |
| 11306524 | 0.00714 | 0.62387 | 0.00714 | 240065 | 0.0011 | 0.9171 | 0.0011 |
| 5957356 | 0.01228 | 0.80182 | 0.01228 | 106731 | 0.0021 | 0.9632 | 0.0021 |
| 3846932 | 0.0173 | 0.87203 | 0.0173 | 64605 | 0.003 | 0.9777 | 0.003 |
| 2768091 | 0.02226 | 0.90792 | 0.02226 | 44880 | 0.004 | 0.9845 | 0.004 |
| 2127860 | 0.02718 | 0.92921 | 0.02718 | 33717 | 0.0049 | 0.9884 | 0.0049 |
| 1709896 | 0.03207 | 0.94312 | 0.03207 | 26646 | 0.0059 | 0.9908 | 0.0059 |
| 1394120 | 0.03742 | 0.95362 | 0.03742 | 21417 | 0.0069 | 0.9926 | 0.0069 |

Fonte: Do autor (2022).

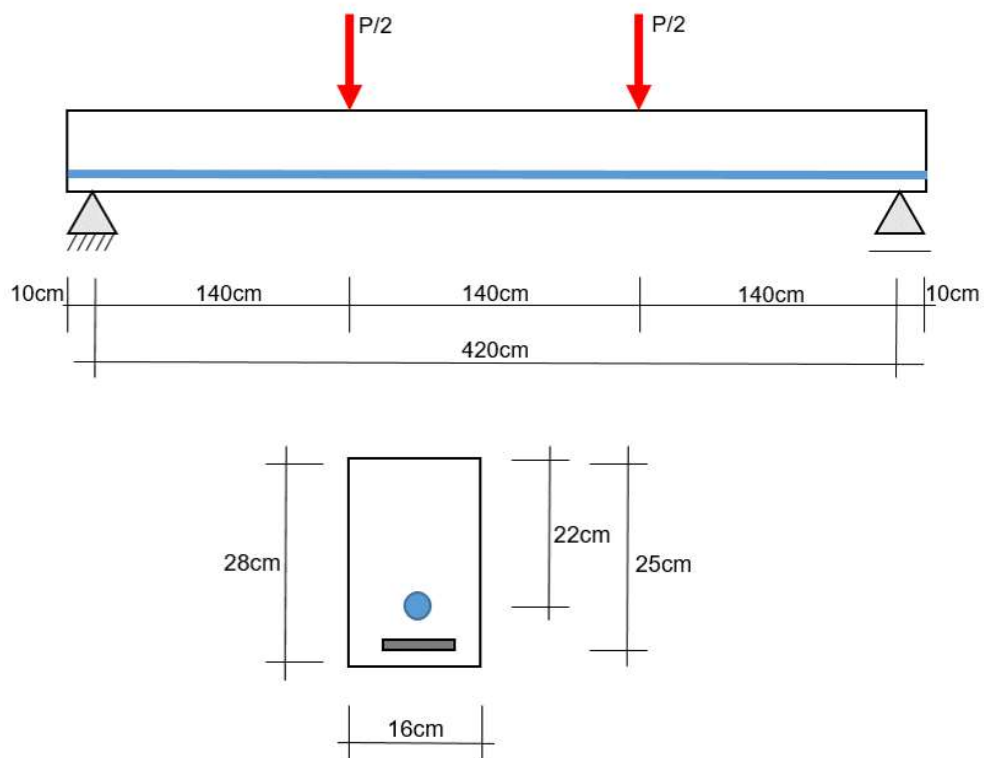
13. METODOLOGIA

Esta pesquisa busca aplicar a ferramenta computacional, especificamente o *software* ABAQUS®, para a modelagem numérica de vigas de concreto protendido. As potencialidades do *Software*, permitem que sejam modelados numericamente problemas complexos da engenharia. Envolvendo por sua vez, geometrias de difícil discretização, relações constitutivas não lineares, deformações, carregamentos diversos e a interação entre os materiais. Este capítulo apresenta de maneira detalhada os procedimentos adotados para atingir os objetivos propostos.

13.1 MODELO FÍSICO - VIGA DE TAO & DU (1985)

Para a validação das simulações numéricas foi selecionada uma das vigas com protensão não aderente, dentre a série de vigas ensaiadas por Tao e Du (1985). A Figura 13.1 – a seguir apresenta as características geométricas do espécime A-2.

Figura 13.1 – Espécime A-2 ensaiado por Tao e Du (1985).



Fonte: Adaptado de Tao e Du (1985).

Além da Geometria, o autor relatou que a resistência do concreto utilizado foi de $f_c = 30,6 \text{ MPa}$. A armadura de protensão possui área $A_p = 98 \text{ mm}^2$. A mesma possui uma tensão de escoamento $f_{pyk} = 1465 \text{ MPa}$, tensão de ruptura $f_{puk} = 1790 \text{ MPa}$ e módulo de elasticidade $E_p = 205\,000 \text{ MPa}$. A armadura passiva possui módulo de elasticidade $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$, com área $A_s = 157 \text{ mm}^2$, equivalente a duas barras de 10mm de diâmetro. A tensão de escoamento da armadura passiva é $f_y = 403 \text{ MPa}$. O Autor representou de maneira genérica a faixa de altura das armaduras passivas, mas não indicou a quantidade de barras nem a distribuição das mesmas. A tensão de protensão aplicada na armadura ativa foi de $f_p = 904 \text{ MPa}$. E o método utilizado para ancoragem não foi especificado. Foi deduzido pelas imagens que o dispositivo utilizado foi do tipo *buttonhead*.

A modelagem dentro do *Abaqus*[®] necessita que o usuário adote um sistema de unidades consistente para que não haja prejuízo aos resultados obtidos. O quadro apresenta o padrão de unidade adotado neste trabalho.

Quadro 13.1 – Consistência de unidades.

| Quantidade | Unidade (SI) |
|-------------|-----------------------|
| Comprimento | m |
| Força | N |
| Massa | kg |
| Tempo | s |
| Tensão | Pa = N/m ² |
| Densidade | kg/m ³ |

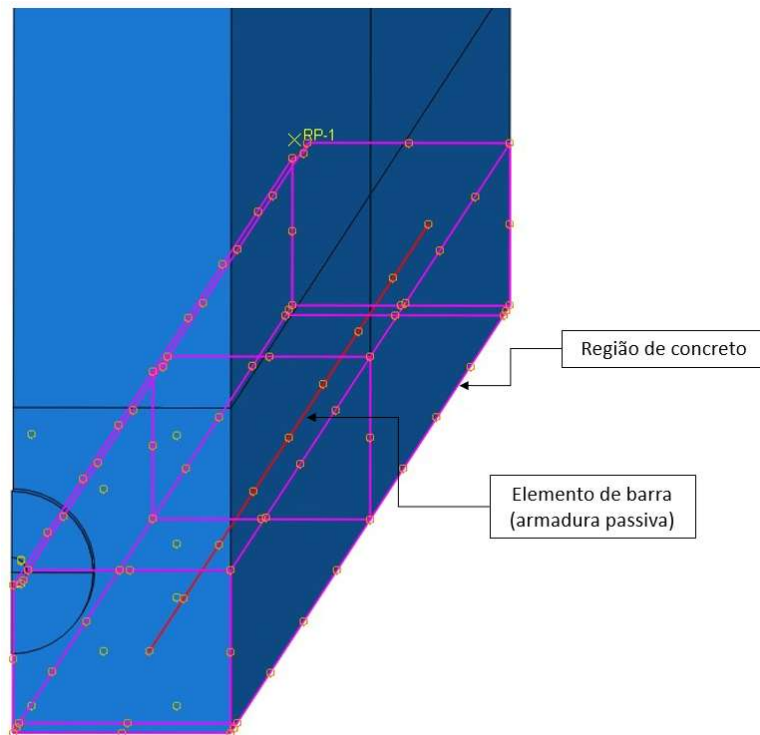
Fonte: Do autor (2022).

13.2 ACOPLAMENTOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO

A construção da geometria do modelo foi feita através do ambiente de modelagem do *Abaqus*[®], que consiste no desenvolvimento de uma série de partes com características individuais de materiais, conectadas umas às outras através das configurações de contato entre os nós.

A armadura passiva está completamente aderida ao concreto, portanto para representar sua interação, foi adotado o *embedded region*, que vincula os graus de liberdade de translação da armadura com o concreto (Figura 13.2).

Figura 13.2 – Acoplamento da armadura passiva.

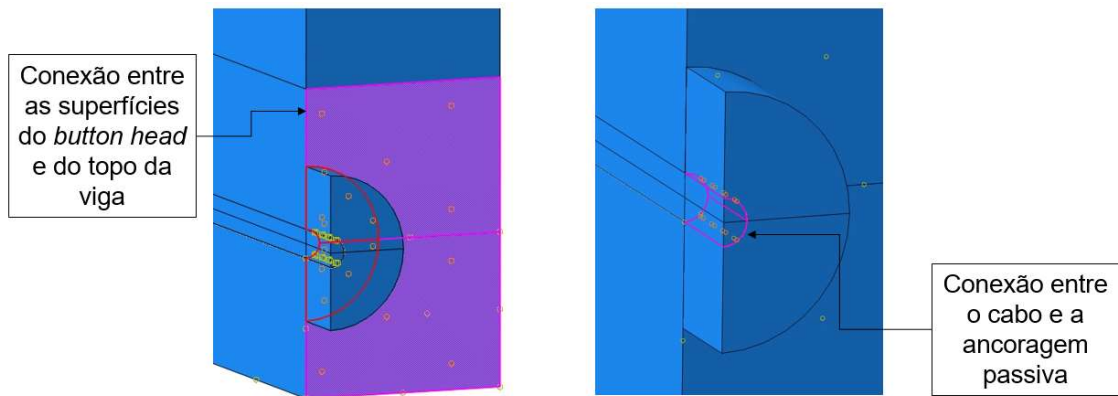


Fonte: Do autor (2022).

A seguir, na Figura 13.3 é apresentado o comando *tie*, que permite a transferência de tensões entre os elementos sem que haja separação ou escorregamento relativo entre as superfícies. Desta maneira, o comando foi utilizado para unir os seguintes elementos:

- Entre o cabo de protensão e os dispositivos de ancoragem (*buttonhead*).
- Entre os dispositivos de ancoragem e a superfície do concreto nas extremidades da viga.

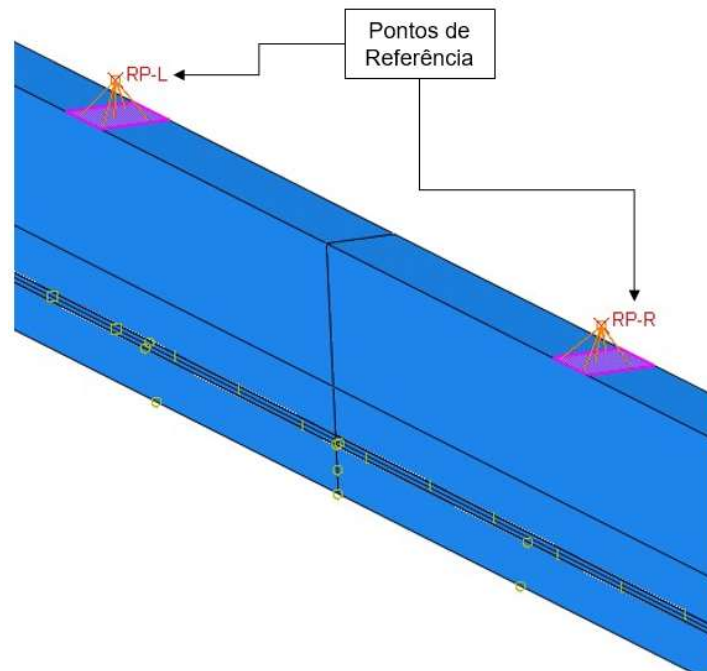
Figura 13.3 – Elementos conectados com *tie*.



Fonte: Do autor (2022).

Para simular os pontos de apoio dos macacos de aplicação da carga e ao mesmo evitar a concentração de carga em uma área muito pequena, foram criados pontos de referência, em seguida os pontos foram conectados à viga pelo comando *coupling* (Figura 13.4)

Figura 13.4 – Pontos de aplicação do carregamento.

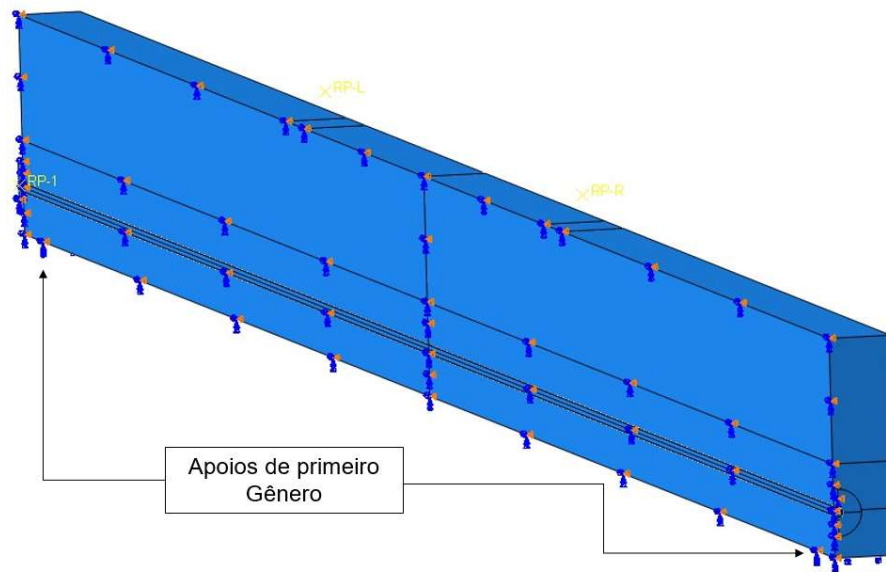


Fonte: Do autor (2022).

Para simular os roletes de suporte do ensaio de quatro pontos, na parte inferior da viga, foi adotada uma condição de apoio que restringe somente o movimento de

translação na direção vertical (alinhada com a direção de aplicação do carregamento). Considerando que o modelo possui uma simetria em relação ao plano que passa pelo eixo longitudinal, foi adotado o comando *XSYMM* (Figura 13.5), para reduzir a quantidade de elementos do modelo, conseqüentemente o custo computacional demandado para a análise.

Figura 13.5 – Simetria e vinculação do modelo.



Fonte: Do autor (2022).

13.3 CONDIÇÕES DE CONTATO

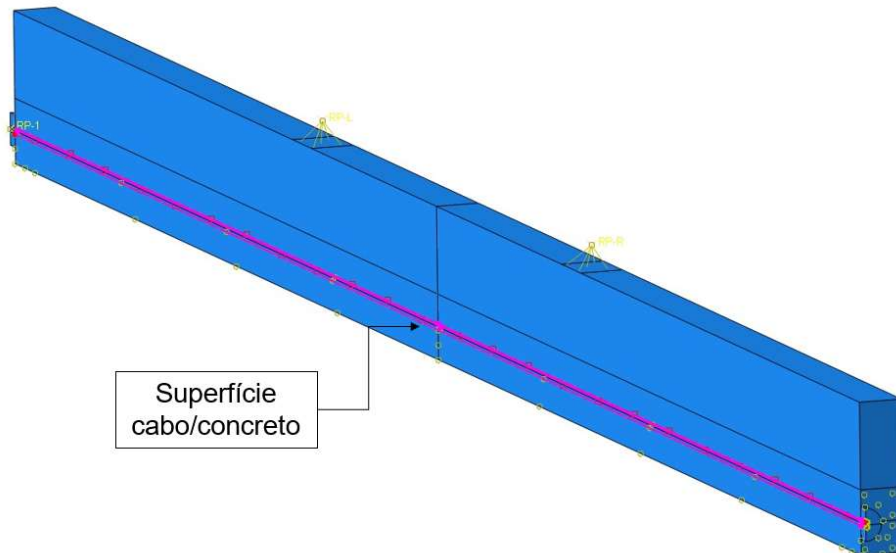
Dentro do pacote computacional, podem ser encontradas diversos modelos de interações entre componentes como contato, acústica, transferência de calor, entre outras. Todavia com a definição de condições de contato, faz com que o modelo se torne mais realista. Além da característica não linear, os modelos de contato aumentam o custo computacional para análise (KOCHEM, 2018).

O foco deste trabalho está no comportamento mecânico de uma viga protendida, sendo assim as interações entre os componentes consideram somente parâmetros mecânicos.

Diferente das demais interações, a configurada entre o cabo e a matriz de concreto, possui uma parametrização, permitindo que sejam configurados parâmetros específicos. Conforme observado na Figura 13.6, foram criadas duas superfícies e atribuídas as configurações de *Hard Contact*, permitindo a separação dos nós. Para o

processo de validação, as condições de atrito foram definidas como *frictionless*. Posteriormente foi adotado um valor de penalização (atrito).

Figura 13.6 – Superfície de interação entre cabo e concreto.

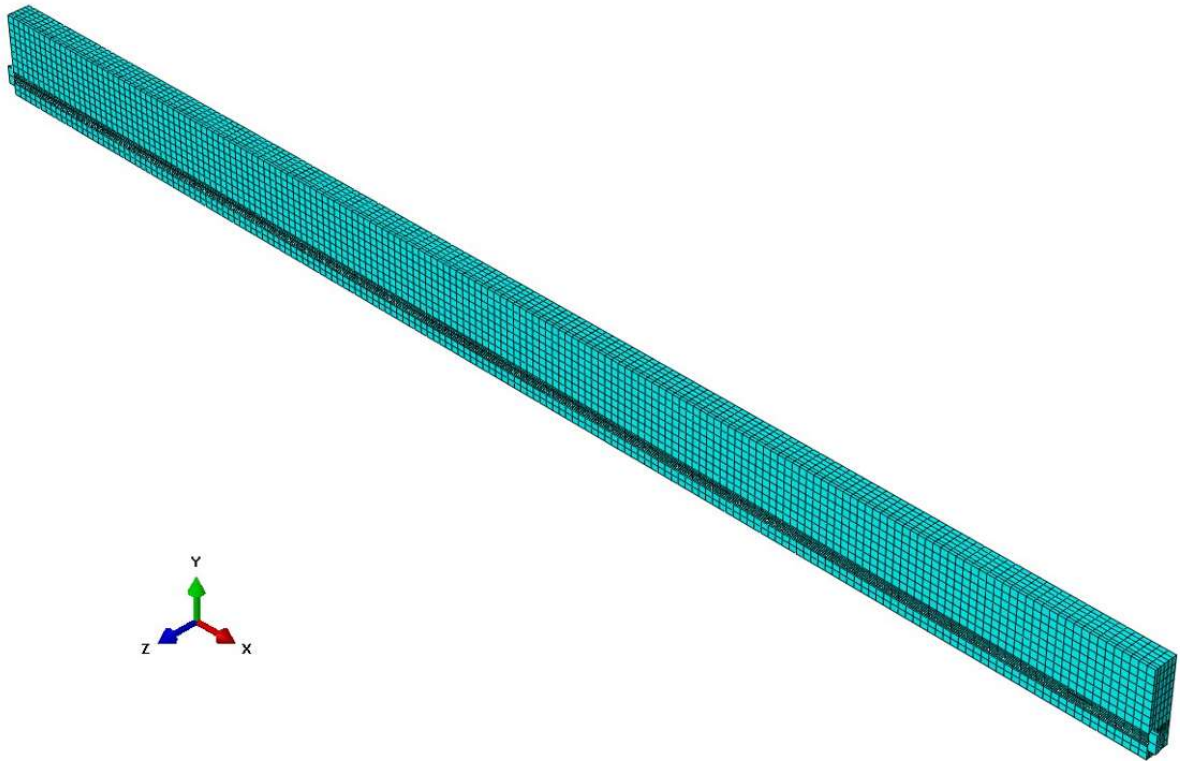


Fonte: Do autor (2022).

13.4 MALHA

Para obtenção de resultados considerados representativos, é necessário que haja um certo refinamento da malha. Os elementos devem ser particionados em células com controles de geração de malha adequados a fim de constituírem malhas regulares e com pontos coincidentes nas regiões de interface. O modelo foi construído com base em elementos de barra, hexagonais e de cunha. O controle da quantidade de elementos foi definido pelo comando *seed edges*. Para a geração da malha foi utilizada a técnica do *sweep* com algoritmo *Medial Axis*. A malha do modelo é apresentada na Figura 13.7.

Figura 13.7 – Malha de elementos finitos.



Fonte: Do autor (2022).

Os tipos e quantidades de nós e elementos utilizados em cada um dos componentes do modelo, são listados no Quadro 13.2 a seguir.

Quadro 13.2 – Características dos elementos finitos por componente.

| Componente | Tipo do elemento finito | Quantidade de Elementos | Quantidade de Nós |
|--------------------|--|-------------------------|-------------------|
| <i>Button Head</i> | Elemento linear de cunha do tipo C3D6 | 8 | 20 |
| Cordoalha | Elemento linear de cunha do tipo C3D6 | 1408 | 1770 |
| Vergalhão | Elemento linear de barra do tipo T3D2 | 176 | 177 |
| Viga | Elemento linear hexagonal do tipo C3D8 | 20416 | 25488 |

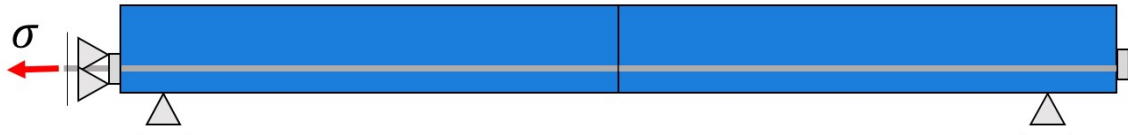
Fonte: Do autor (2022).

13.5 PERFIL DE TENSÕES GERADOS PELA PERDA POR ATRITO

Antes da aplicação do carregamento foi realizada uma ação metodológica para avaliar a distribuição de tensões no cabo para três níveis de coeficiente de atrito entre

o cabo e o concreto. Sendo estes 0, 0,3 e 0,6. O perfil de tensões foi obtido a partir da remoção dos dispositivos de ancoragem de uma das faces, seguido da aplicação da tensão de protensão de $\sigma = 904 \text{ MPa}$ na superfície do cabo. Este procedimento é ilustrado pela Figura 13.8.

Figura 13.8 – Aplicação da tensão de protensão.



Fonte: Do autor (2022).

Depois de definir os perfis de tensão para os três níveis propostos, foi definido um *range*. Em seguida, através de planilha eletrônica desenvolvida pelo autor, foi aplicado o modelo proposto pela NBR 6118:2014 para perdas imediatas por atrito, para definir de o perfil de tensões de maneira analítica. Os valores obtidos através do modelo analítico são apresentados no Quadro 13.3 a seguir.

Quadro 13.3 – Modelo analítico para perdas por atrito.

| x (m) | σ (MPa) |
|-------|----------------|
| 0 | 904 |
| 0.2 | 903.9096 |
| 0.4 | 903.7288 |
| 0.6 | 903.4577 |
| 0.8 | 903.0961 |
| 1 | 902.6442 |
| 1.2 | 902.102 |
| 1.4 | 901.4694 |
| 1.6 | 900.7465 |
| 1.8 | 899.9333 |
| 2 | 899.0297 |
| 2.2 | 898.0359 |
| 2.4 | 896.9517 |
| 2.6 | 895.7773 |
| 2.8 | 894.5126 |
| 3 | 893.1576 |
| 3.2 | 891.7124 |
| 3.4 | 890.1769 |
| 3.6 | 888.5511 |
| 3.8 | 886.8352 |
| 4 | 885.029 |
| 4.2 | 883.1326 |

Fonte: Do autor (2022).

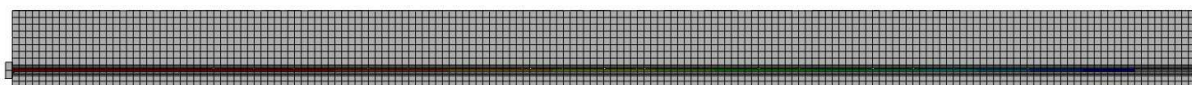
13.6 APLICAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO

A metodologia adotada para aplicar a protensão da cordoalha foi utilizando a função *Predefined Fields / stress*. Através desta função é possível atribuir um estado prévio de tensões a determinados elementos do modelo.

Para a etapa de validação as propriedades de interação foram definidas para *Hard Contact* e *Frictionless*. Depois de avaliar a distribuição de tensões com variação da força de atrito e comparar com os valores obtidos no item 13.5 foi estabelecido o coeficiente de atrito 0,3 para a análise principal do trabalho.

Para a aplicação do perfil de tensões no cabo antes da aplicação do carregamento foi feita a divisão do elemento em trechos de 20cm e a cada intervalo foi aplicado o valor respectivo de tensão. A figura a seguir demonstra o estado de tensões no cabo antes do início da aplicação do carregamento.

Figura 13.9 – Perfil de tensões aplicado no cabo.

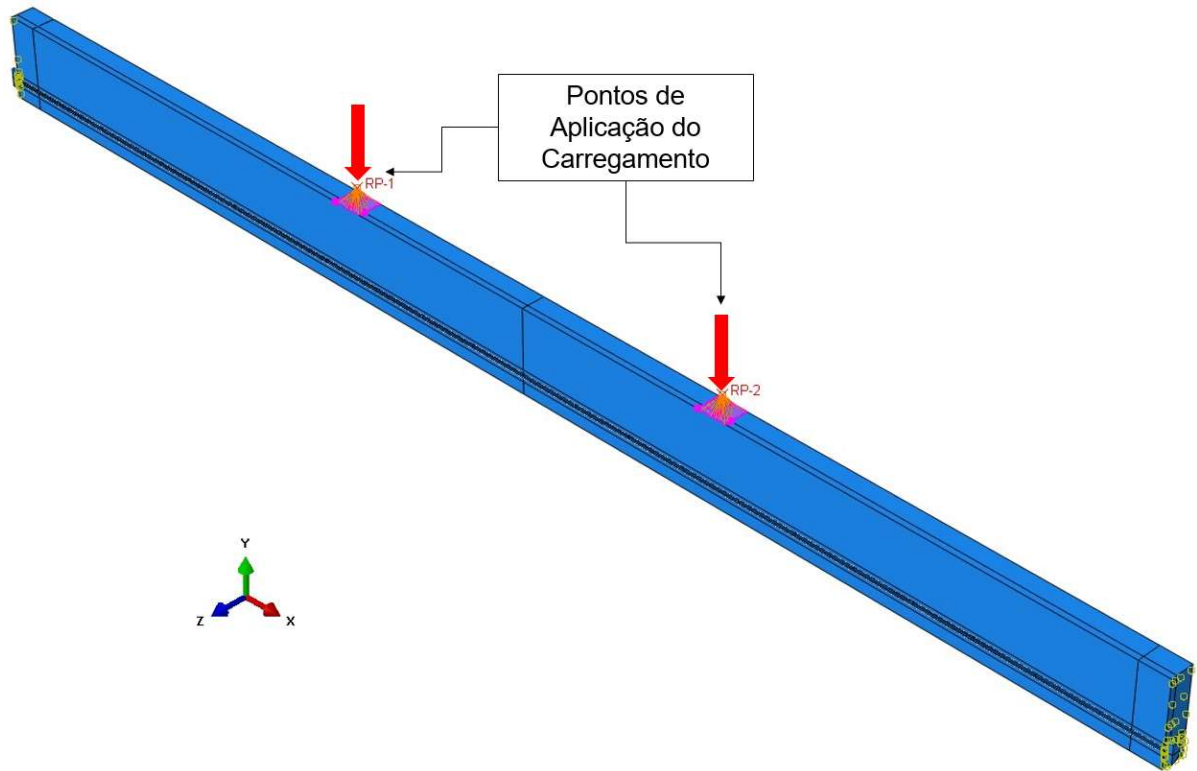


Fonte: Do autor (2022).

13.7 CARREGAMENTO

Para determinação da trajetória de equilíbrio, ou seja, a deflexão do ponto central da viga, o modelo físico foi ensaiado em quatro pontos. Desta maneira, para representar as condições do ensaio foi adotado um carregamento de gravidade para simular os efeitos do peso próprio da viga. Duas faixas de apoios de primeiro gênero na parte inferior da viga. Para evitar a concentração de tensões durante a aplicação da carga, foram definidos dois pontos de referência acoplados à superfície superior da viga pelo comando *coupling*. (Figura 13.10)

Figura 13.10 – Coupling para aplicação do carregamento.



Fonte: Do autor (2022).

O modo de aplicação do carregamento foi avaliado por aplicação de deslocamento e de força. Em ambos os casos o valor inicial do incremento foi de 0,01, com mínimo de $1,10E^{-10}$ e o tamanho máximo igual a 0,1.

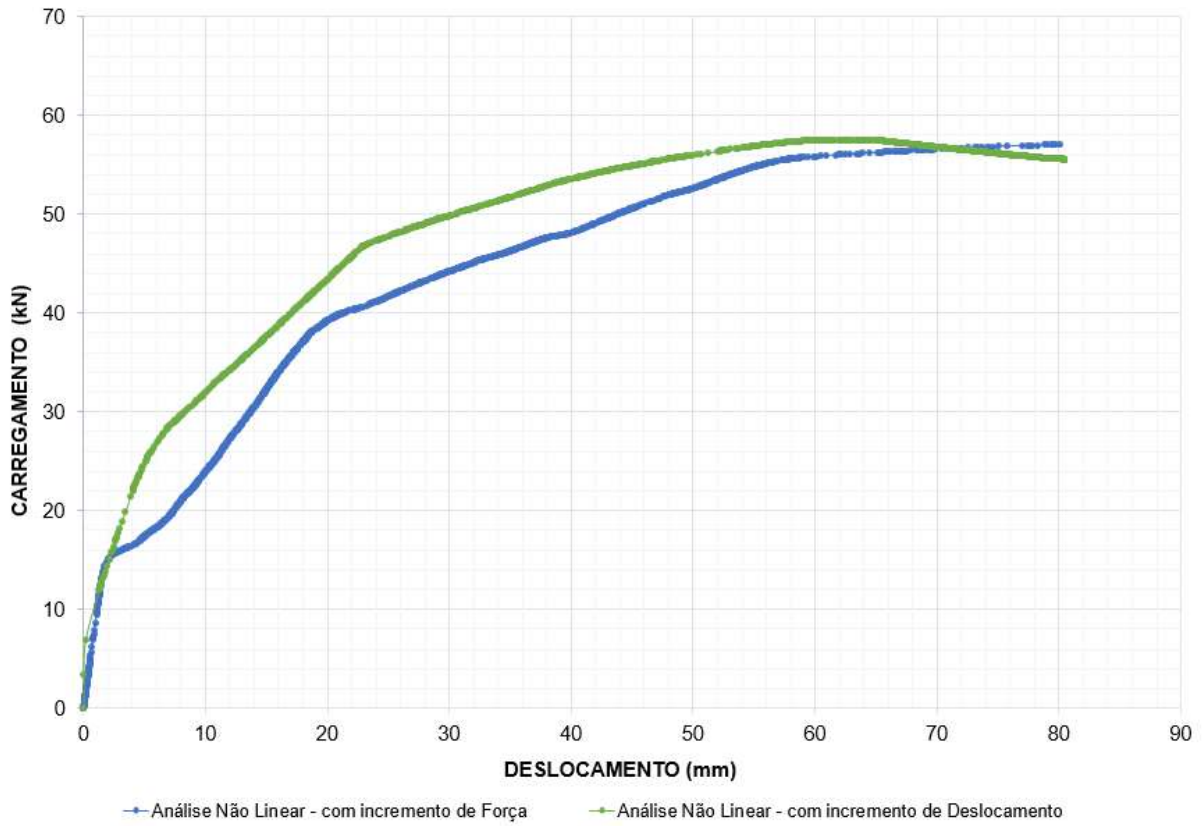
14. RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir das simulações numéricas, considerando os parâmetros descritos anteriormente na metodologia deste trabalho. As primeiras análises foram desenvolvidas desconsiderando a influência do atrito no ato da aplicação da força de protensão, considerando uma distribuição uniforme da tensão ao longo da armadura protendida. Depois de representar satisfatoriamente a trajetória de equilíbrio do modelo físico ensaiado por Tao e Du (1985), foi proposta a inserção de um coeficiente de atrito entre armadura e a matriz de concreto. Por mais que o sistema de protensão adotado seja o não aderente, os modelos de cálculo para perdas de protensão adotam valores mínimos para perdas por atrito. Seguindo os modelos de perdas da força de protensão apresentados pela NBR 6118 (2014), foi determinado um perfil de tensões ao longo do cabo. Para fins comparativos, foi avaliada a distribuição de tensões ao longo do cabo, considerando o estiramento do cabo de protensão. Por derradeiro foi feita uma nova avaliação da trajetória de equilíbrio com o cabo dividido em seções com diferentes níveis de tensão, de acordo com os valores obtidos analiticamente.

14.1 INFLUÊNCIA NO MÉTODO DE APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO

Para avaliar o comportamento mecânico de estruturas o pacote computacional *Abaqus*[®] permite que sejam realizadas análises com incremento de força ou deslocamento. A Figura 14.1 a seguir apresenta os resultados obtidos de modo a comparar os métodos de aplicação do carregamento, considerando um incremento inicial de 0,01, com valor mínimo de $1,10E^{-10}$ e máximo de 0,1.

Figura 14.1 – Método de aplicação do carregamento.

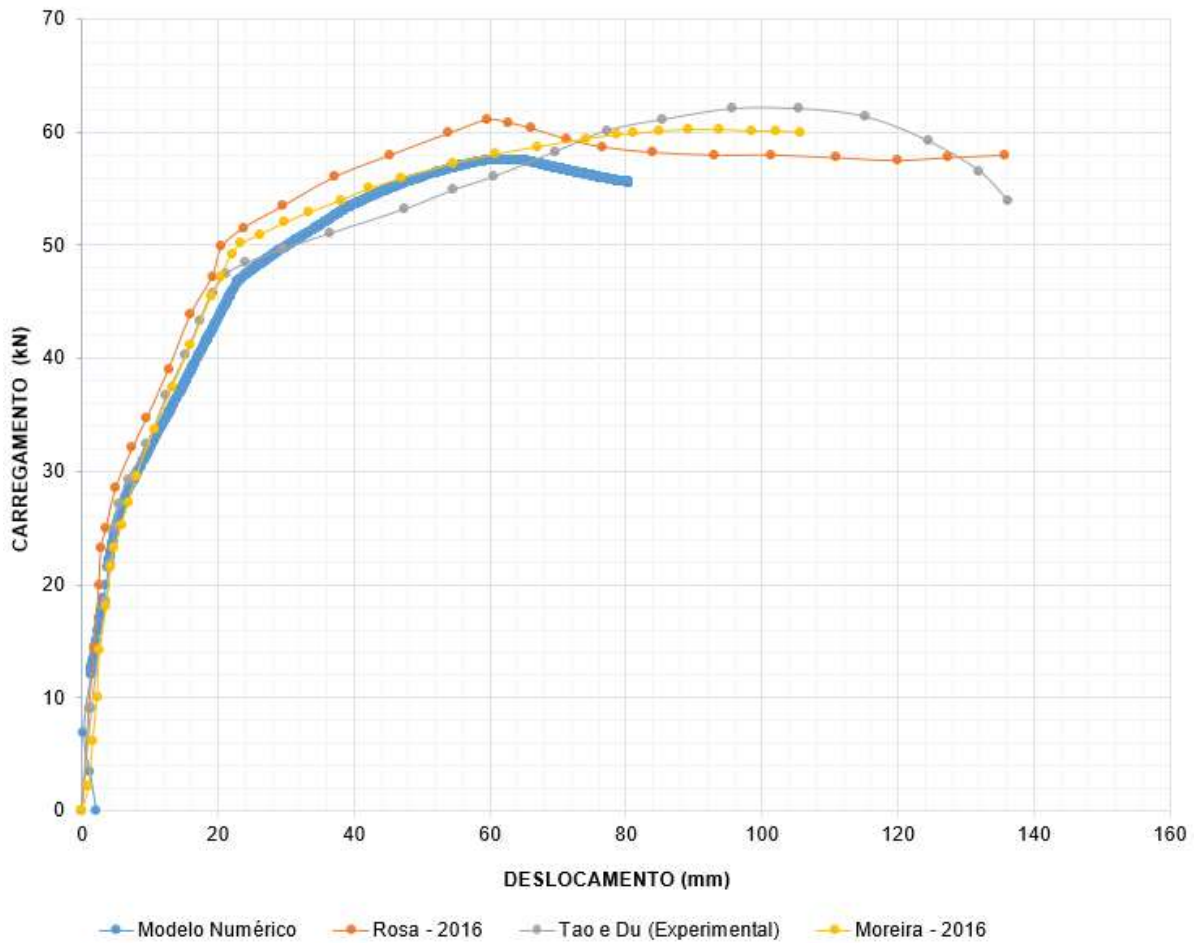


Fonte: Do autor (2022).

14.2 COMPARAÇÃO COM OUTROS MODELOS

Depois de realizar a análise de convergência do modelo, foi feita a comparação dos resultados da validação com os resultados obtidos pelas simulações de Rosa (2018) e Moreira (2016). A Figura 14.2 apresenta graficamente a comparação das trajetórias de equilíbrio obtidas por este trabalho e pelos autores citados anteriormente, ambos comparados com o resultado experimental obtido por Tao e Du (1985).

Figura 14.2 – Comparação dos resultados obtidos para validação.



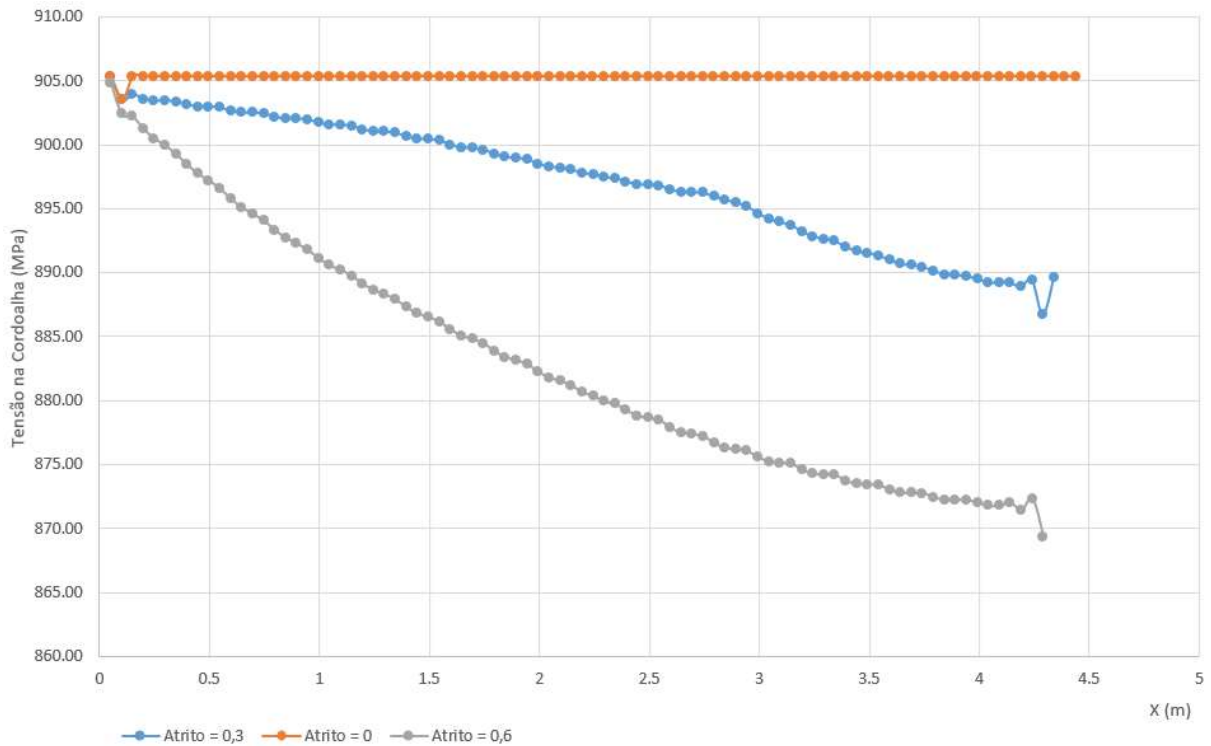
Fonte: Do autor (2022).

14.3 INFLUÊNCIA DO ATRITO NA TRAJETÓRIA DE EQUILÍBRIO

Os resultados apresentados anteriormente consideram que haja um escorregamento perfeito entre o cabo e o concreto, ou seja, livre de atrito. Seguindo os objetivos deste trabalho, foram adotados três níveis de atrito, sendo estes 0, para simular uma protensão não aderente (perfeita) e 0,3 e 0,6 para simular uma protensão com aderência. A Figura 14.3 apresenta graficamente o comportamento das tensões de protensão ao longo do comprimento do cabo.

Nota-se que o modelo foi capaz de representar a perda da força de protensão ao longo do comprimento. Foi quantificada uma perda da força de protensão de aproximadamente 1,7% para o atrito de 0,3 e 3,5% para o atrito 0,6.

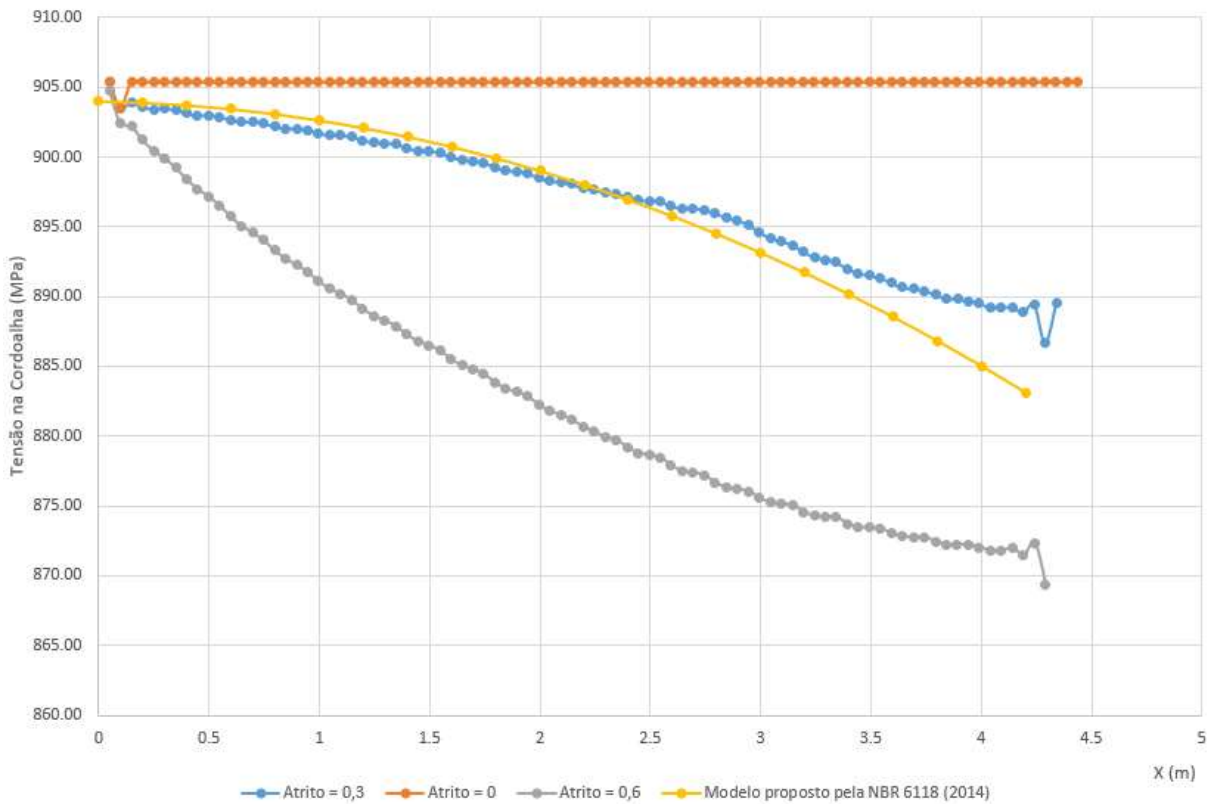
Figura 14.3 – Distribuição de tensões ao longo do cabo para diferentes níveis de atrito.



Fonte: Do autor (2022).

Conforme o gráfico visto anteriormente, foi criado um *range*, em seguida sobre os valores obtidos foi plotada uma nova curva, desta vez utilizando o modelo de perdas por atrito parasita apresentado no item 9.1.3 deste trabalho para definir através de interpolação o valor mais adequado de coeficiente de atrito para a realização das análises subsequentes. O resultado é apresentado na Figura 14.4.

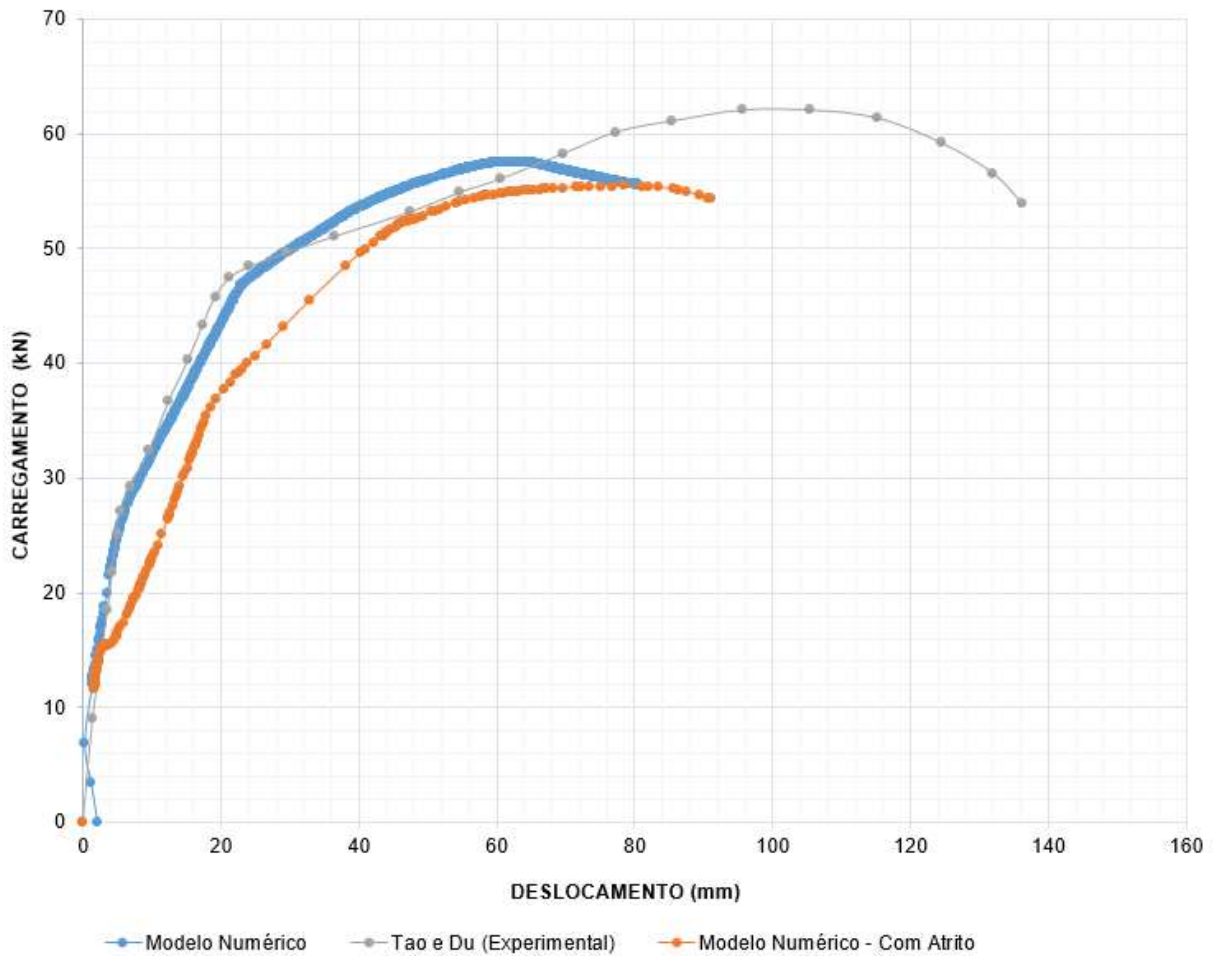
Figura 14.4 – Comparação com modelo analítico de perda por atrito parasita.



Fonte: Do autor (2022).

Após o ajuste das configurações do modelo com o perfil de tensões obtido e o parâmetro de atrito configurado para 0,3, foi realizada uma nova simulação para verificar possíveis alterações na trajetória de equilíbrio. A Figura 14.5 apresenta graficamente a trajetória de equilíbrio da viga.

Figura 14.5 – Trajetória de equilíbrio com consideração do atrito.



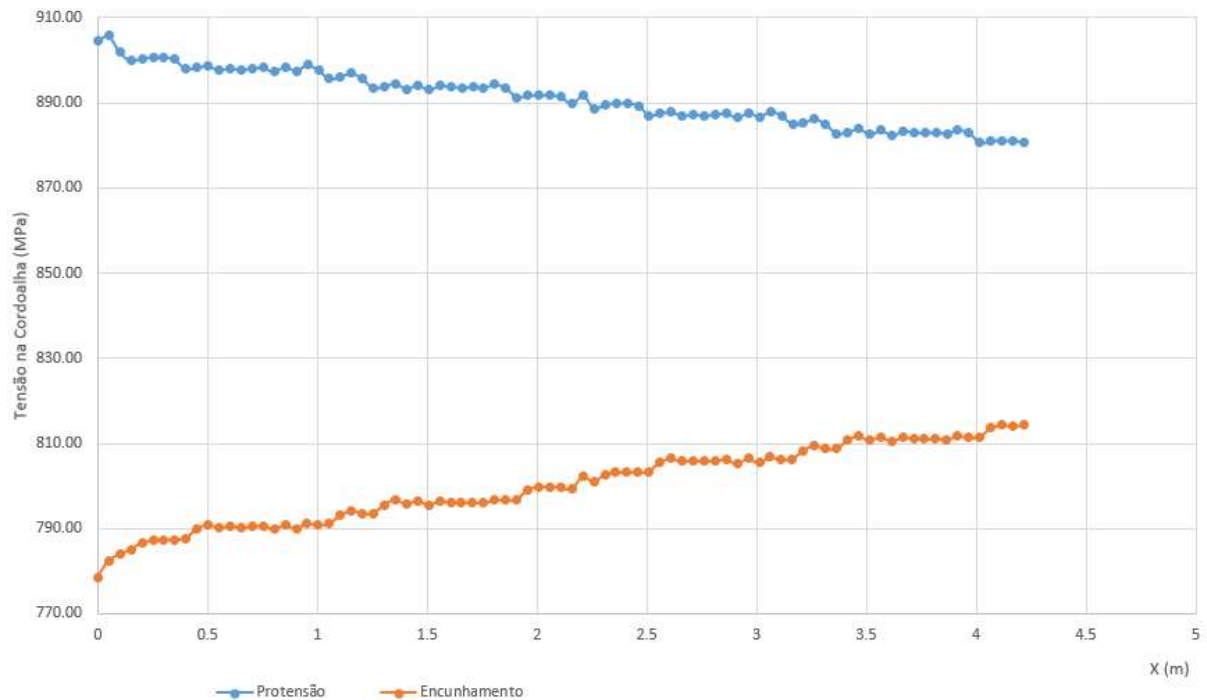
Fonte: Do autor (2022).

14.4 AVALIAÇÃO DO ENCUNHAMENTO

Utilizando a capacidade paramétrica do modelo para alcançar os objetivos específicos deste trabalho, foi feita a simulação do efeito do encunhamento. Para isso foi feita a aplicação de um estiramento do cabo seguido de um pequeno retrocesso que representa o deslocamento necessário para travamento da cunha da ancoragem ativa.

A Figura 14.6 compara de maneira gráfica o perfil de tensões no cabo em dois momentos distintos, sendo estes ao final da aplicação da força de protensão e após o retrocesso do cabo respectivamente.

Figura 14.6 – Simulação do efeito de encunhamento.

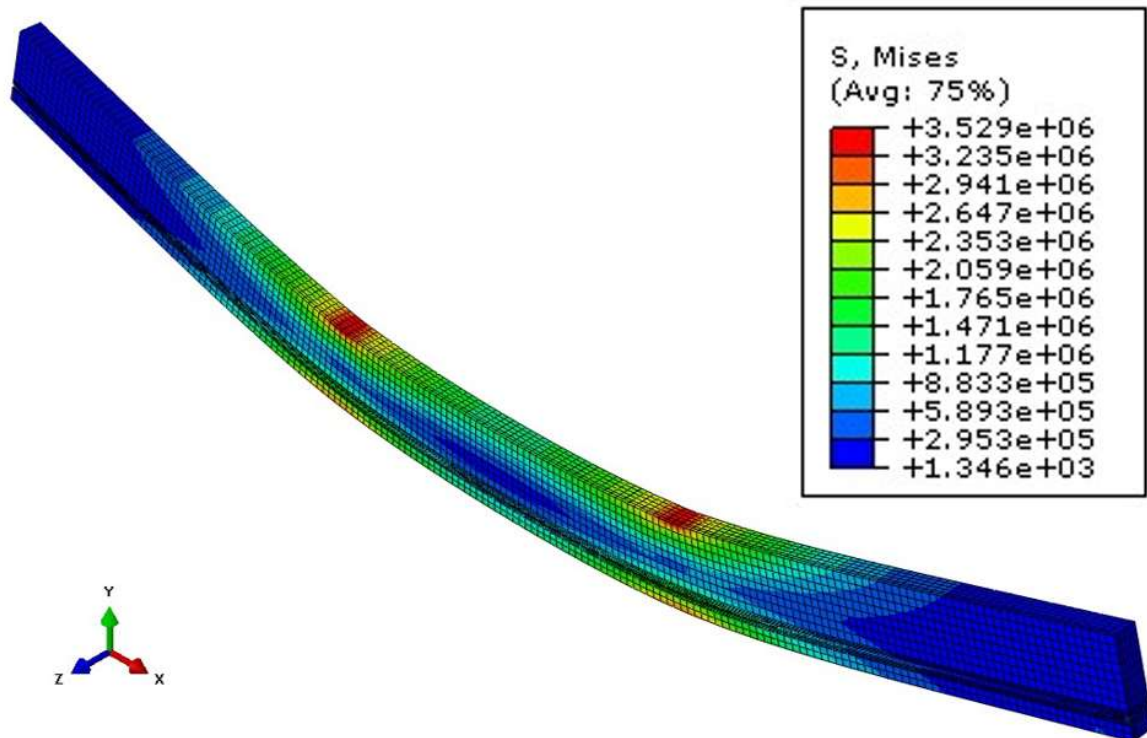


Fonte: Do autor (2022).

14.5 AVALIAÇÃO DOS NÍVEIS DE TENSÃO

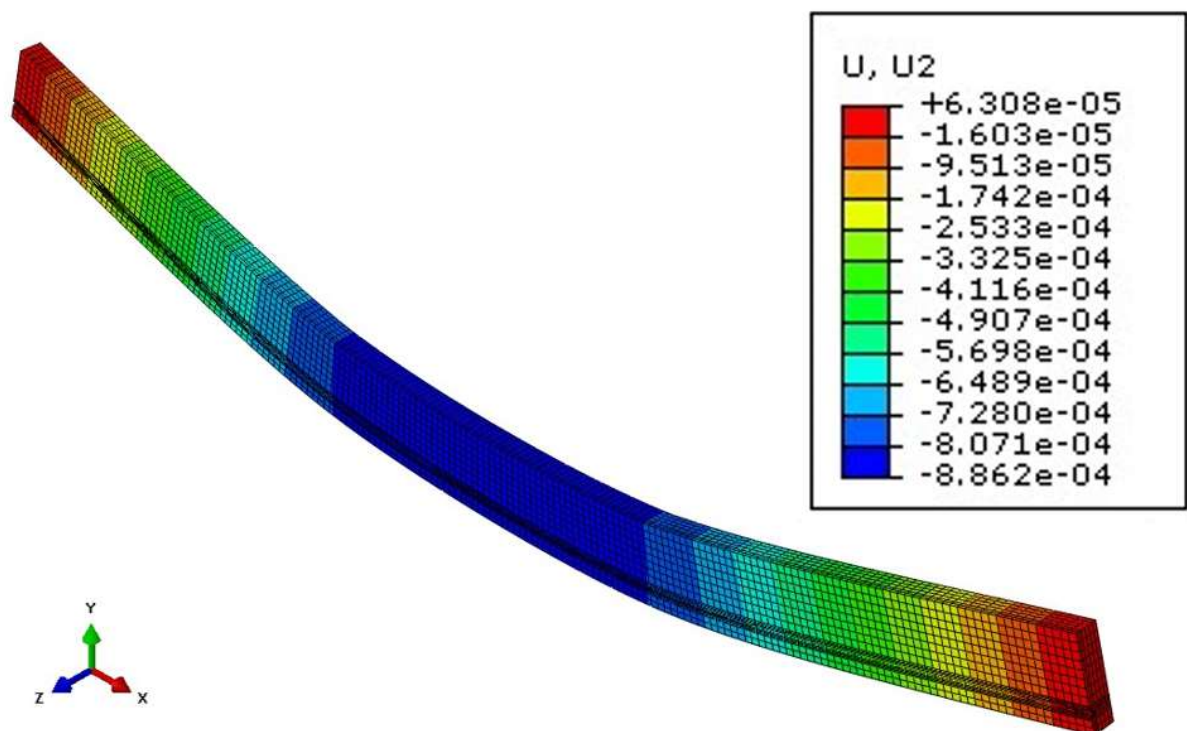
De acordo com os objetivos de cada simulação, existe uma gama de variáveis que pode ser analisada com a utilização do *software Abaqus*[®]. Entre elas, a verificação das tensões de von mises (Figura 14.7), os deslocamentos verticais (Figura 14.8) e as tensões de compressão ao longo do eixo axial (.). Estas informações permitem uma avaliação crítica do usuário acerca das configurações adotadas para a simulação.

Figura 14.7 – Tensões de Von Mises.



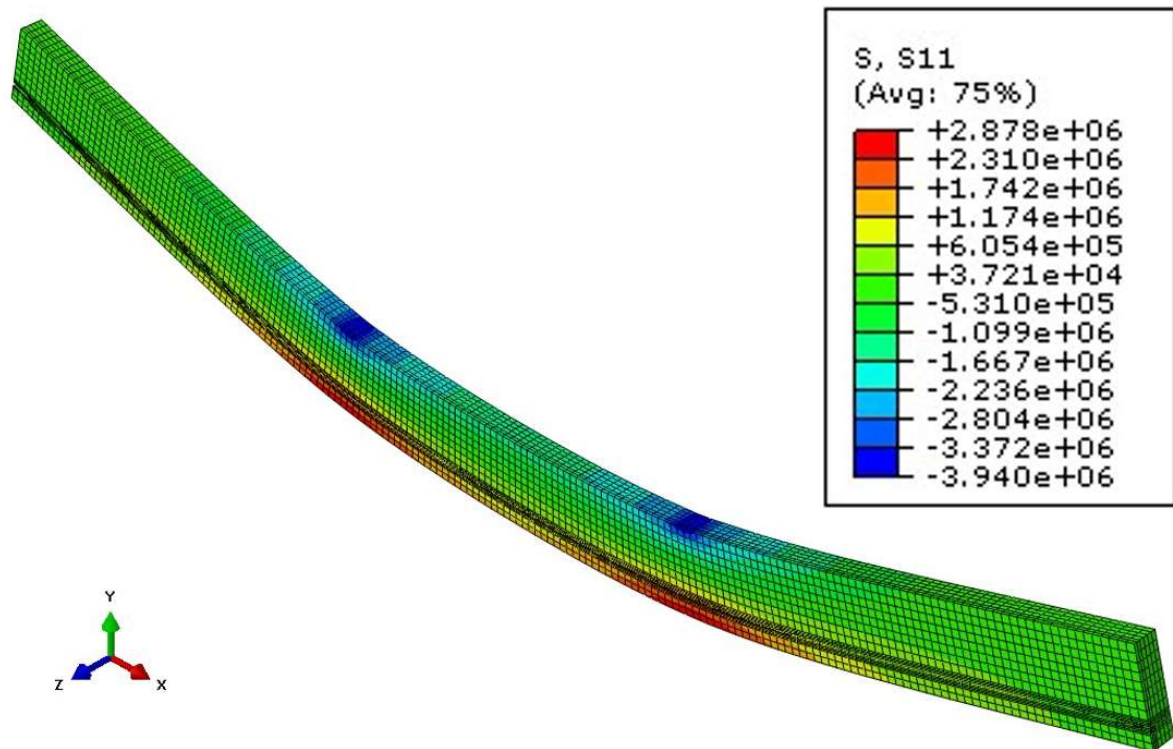
Fonte: Do autor (2022).

Figura 14.8 – Deslocamentos na direção de y.



Fonte: Do autor (2022).

Figura 14.9 – Tensões na direção x.



Fonte: Do autor (2022).

A avaliação dos resultados permite que sejam identificados pontos de concentração excessiva de tensões ou inconsistências entre as ligações permitindo ao usuário realizar ajustes para um novo processamento da estrutura.

15. CONCLUSÕES

A partir da revisão bibliográfica realizada, foi possível constatar a relevância do trabalho proposto, tendo em vista que o comportamento de vigas protendidas são relativamente complexos devido a presença da armadura ativa e, ainda, cercados de incertezas. Pelo estado da arte verificou-se que existem diversos trabalhos utilizando a simulação numérica para desenvolver estudos relacionados ao tema.

Neste sentido, a modelagem numérica constitui-se numa importante ferramenta de análise, visto que a construção de modelos físicos demandaria de tempo e considerável investimento financeiro, além de que, a quantidade de variáveis que pode ser alterada em cada modelo torna-se muito limitada quando se compara com uma simulação numérica. Entretanto, as não linearidades envolvidas na simulação numérica de vigas retangulares com protensão não aderente levaram a modelos extremamente complexos, demandando de um hardware com alta capacidade de processamento.

Os resultados do modelo numérico podem sofrer grandes variações de acordo com o refinamento da malha utilizada. Além deste, trabalhos futuros podem avaliar a influência nos resultados com a utilização de diferentes modelos constitutivos para os materiais. Também podem ser feitas variações nas geometrias e nos parâmetros do modelo CDP. Outro fator relevante, seria a utilização de uma outra técnica metodológica para introduzir o estado prévio de tensões ao modelo.

Como conclusão geral, o modelo numérico desenvolvido neste trabalho mostrou-se capaz de representar o comportamento do problema proposto, sendo validado através de resultados do modelo físico e de outros resultados encontrados na literatura. Com a aplicação do gradiente de tensões obtido através da simulação da aplicação da força de protensão e através do modelo analítico proposto pela norma, foi possível concluir que o atrito tem influência na distribuição de tensões ao longo do cabo e também na trajetória de equilíbrio de vigas com pós-tensão não aderente.

De maneira prática, foi possível concluir que mesmo controlando a tensão e o alongamento do cabo durante o processo de aplicação da força de protensão, falhas executivas, ou no desempenho da lubrificação da cordoalha, podem provocar uma distribuição não uniforme de tensões ao longo do cabo. Diante disso fica evidente a adoção de 20% a 30% no valor usual adotado para as perdas de protensão durante os métodos de cálculo analíticos.

Para uma aplicação mais confiável da protensão, de maneira idealizada, seria a realização da ativação da armadura por apenas um dos lados, monitorando tensão e deslocamento ao longo do processo. Ao mesmo tempo deveria ser desenvolvido um dispositivo capaz de monitorar a tensão na armadura ativa, junto à ancoragem passiva na outra extremidade. Este procedimento permitiria constatar a perda real da força de protensão e ao mesmo tempo confiaria uma maior segurança ao elemento. Permitindo assim uma redução nos coeficientes adotados nos modelos de cálculo para a perda de protensão por atrito e deformação imediata do concreto.

Os efeitos do encunhamento foram simulados e através dos resultados pode-se concluir que em vigas de menores vãos e baixos valores de atrito (advindos de curvas ou Ondulações Parasitas), o encunhamento causar perda de protensão ao longo de todo elemento. E dependendo do tipo de ancoragem adotado pode possuir valores muito significativos de perda em relação a força de protensão aplicada.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

BARBIERI, R.A. **Modelo numérico para análise à flexão de elementos estruturais com protensão aderente e não aderente**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 2003. 305 p. Tese de doutorado em Engenharia Civil.

BASTOS, P. S. DOS S. Fundamentos Do Concreto Armado. **Universidade Estadual Paulista**, v. 1, p. 98, 2006.

BASTOS, P. S. S. Disciplina de Concreto Protendido: Notas de Aula. **Universidade Estadual Paulista**, Departamento de Engenharia Civil, Bauru, 2015.

BAZANT, Z.P. and BAWEJA, S.,(1995a). “**Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures-model B3, RILEM recommendations.**” *Materials and Structures*, 28,357-365.

BAZANT, Z. P.; WU, S. T. **Rate-Type Creep Law of Aging Concrete Based on Maxwell Chain**. *Materials and Structures*, v.7, n.37, p.45-60, 1974.

BORTONE, T. P. Avaliação das Tensões no Estado Limite de Serviço em Seções de Concreto Protendido. p. 1–20, 2013.

BUCHAIM, R. **CONCRETO PROTENDIDO Tração Axial, Flexão Simples e Força Cortante**. 1ª ed. Londrina - PR: [s.n.].

CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. *ACI Journal*, v. 82, p. 797–804, 1985.

CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for reinforced concrete in tension. *ACI Journal*, v. 83, p. 21–28, 1986.

CAPELLÀ-LLOVERA, J.; SANABRA-LOEWE, M. **The four ages of early prestressed concrete structures**, Chicago, v. 59, p. 121.

CARVALHO, R. C. Estruturas em concreto protendido: Cálculo e detalhamento. **Pini**, /v. 1, n. 1978, 2004.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em Concreto Protendido: POS-TRAÇÃO PRE-TRAÇÃO E CALCULO E DETALHAMENTO**. 1. ed. [s.l: s.n.].

CASSON, L. *Ships and seamanship in the ancient world*, Princeton: Princeton University Press. 1971.

CAUDURO, E.L. Aços para Protensão. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2005, v.1, p.265-294.

CAUDURO, E. L. Em Favor da Leveza. *Téchne*, São Paulo, PINI, n. 26, 1997.

CAVALCANTI, M. B.; HOROWITZ, B. Modelos de verificação à flexão de estruturas protendidas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 1, n. 4, p. 331–364, 2008.

CHEN, L. et al. Modeling Structural Performance of Ultrahigh Performance Concrete I-Girders. v. 17, n. October, p. 754–764, 2012.

CHEN, YW. **The experimental researches on unbonded partially prestressed concrete continuous beams** (Master's thesis). Changsha: Hunan University; 2008

CODA, H. B. An exact FEM geometric non-linear analysis of frames based on position description. 17th International Congress of Mechanical Engineering. 2003, São Paulo. Anais...São Paulo: ABCM, 2003.

DA SILVA, E. N.; DE SOUZA, A. S. C. SIMULAÇÃO NÚMERICA DO COMPORTAMENTO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO PROTENDIDAS [Numerical behavior analysis of prestressed steel-concrete composite beams]. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 15, n. 1, p. 52–68, 2018.

DINGES, T. The History of prestressed concrete. Report submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science. Department of Architectural Engineering and Construction Science. College of Engineering. Kansas State University. Manhattan, Kansas. 2009.

DU, G.; TAO, X. Study of the Ultimate Stress of Unbonded Tendons in Partially Prestressed Concrete Beams. **Jianzhu Jiegou Xuebao/Journal of Building Structures**, v. 6, n. 6, p. 2–13, 1985.

FREITAS, M. P. DE; REAL, M. D. V.; MOURA, M. W. Análise das Perdas de Protensão em Vigas de Concreto Protendido. p. 10, 2018.

GODOI, R. M. **Comparação de modelos constitutivos para concreto reforçado com fibras utilizando diferentes taxas de reforço**. Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá - 2020.

HUSSIEN, O. F. et al. Behavior of bonded and unbonded prestressed normal and high strength concrete beams. **HBRC Journal**, v. 8, n. 3, p. 239–251, 2012.

JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundations of Civil and Environmental Engineering**, v. 06, p. 53–69, 2005.

JUNIOR, H. A. G. Vigas Protendidas - Estudo da Norma e Modelagem com Auxílio de Programa de Análise Comercial. p. 92, 2009.

KALINTZIS, C. A. A.; KUPERMAN, S. C. Estudo da fluência de concreto de elevado desempenho. **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil**, p. 24, 2001.

KATAOKA, L. T. ANÁLISE DA DEFORMABILIDADE POR FLUÊNCIA E RETRAÇÃO E SUA UTILIZAÇÃO NA MONITORAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO. **Projeto de pesquisa apresentado à FAPE SP para solicitação de bolsa de doutorado**, p. 20, 2010.

KMIECIK, P., KAMINSKI M., 2011. Modelling of Reinforced Concrete Structures and Composite Structures with Concrete Strength Degradation Taken into Consideration. Archives of Civil and Mechanical Engineering.

LEONHARDT, F. Prestressed concrete –Design and Construction. Ed. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlim, 1964.

LEONHARDT, F. Construções de Concreto: Concreto Protendido. Ed. Interciência, vol.5, Rio de Janeiro, 1983.

LIMA, D. M. et al. Encontros Universitários da UFC 2016. **Encontros Universitários da UFC**, v. 1, n. 2004, p. 2550, 2016.

LIN, T. Y & BURNS, N. H. Design of Prestressed Concrete Structures. 3ª ed. New York: John Wiley & Sons, 1982.

MARQUES, E. A. DE F.; ARAÚJO, T. D. Modelagem numérica do comportamento de pilares de concreto armado reforçados com prfc usando o modelo constitutivo concrete damaged plasticity. **Xxxvii iberian latin american congress on computational methods in engineering**, n. November, 2016.

MARREY, B., GROTE, J. The story of prestressed concrete from 1930 to 1945: A step towards the European Union. Proceedings of the First International Congress in Construction History, Madrid. 2003.

MARTINEZ, I. M. R. **Modelagem Numérica do Processo de Corte em Rocha para Perfuração de Poços de Petróleo**; orientador: Sergio Augusto Barreto da Fontoura. – 2012. 101 f

MENEGOTTO, M.; PINTO P. E. Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames, including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. IABSE preliminary report for symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on well-defined repeated loads, Lisbon. p 15–22, 1973.

MENEZES, F.; FILHO, D. A. Estruturas de pisos de edifícios com a utilização de cordoalhas engraxadas. 2002.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **CONCRETO: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 3. ed. São Paulo: [s.n.].

MOREIRA, L. S. **Análise não linear de vigas de concreto com protensão não aderente via elementos finitos**. [s.l.] UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ, 2016.

NAWY, E.G. Prestressed concrete: A fundamental approach. Upper Saddle River, N.J: Pearson/Prentice Hall. 2nd ed. 789 p. 2006.

NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto. 2ª ed. Pini, São Paulo, 1997.

NIE, J. et al. Deformation analysis of prestressed continuous steel-concrete composite beams. **Journal of Structural Engineering**, v. 135, n. 11, p. 1377–1389, 2009.

NIE, J. et al. Analytical and numerical modeling of prestressed continuous steel-concrete composite beams. **Journal of Structural Engineering**, v. 137, n. 12, p. 1405–1418, 2011.

PFEIL, W. Concreto Protendido Vol.1 – Introdução. LTC Editora, Rio de Janeiro, 1984.

PRATES JUNIOR, N.P., SILVA, C.S.B., CAMPOS FILHO, A., & GASTAL, F.P.S.L. ROCHA, M.M. (Ed.) (1995). Elasto-viscoplastic finite element model for prestressed concrete structures. Brazil: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

QUEIROZ, W. L. R. DE. Modelagem numérica de vigas protendidas com cabos internos e externos pelo programa carpe. p. 120, 2005.

RIGOT, G., GASPART, M. The Tower at Namur – World’s Tallest Precast Prestressed Concrete Structure. PCI Journal May – June 1999. P. 16 – 24, 1999.

ROLIM, C. P. M. **Análise Numérica Do Comportamento De Conectores De Cisalhamento Tipo Pino Com Cabeça Para Vigas Mistas Aço-Concreto Com Lajes Alveolares**. [s.l.] Universidade Estadual de Maringá, 2019.

RODRIGUES, M. A. **Simulação numérica do comportamento de vigas de concreto protendido pós-tracionado**. 2019. 123p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil (Estruturas)) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

ROSA, J. P. D. S. **Análise numérica não linear de vigas e lajes de concreto protendido**. [s.l.] UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO. ESCOLA DE MINAS, 2018.

SACKS, R.; EASTMAN, C. M.; LEE, G. Process Model Perspectives on Management and Engineering Procedures in the Precast/Prestressed Concrete Industry. **Journal of Construction Engineering and Management**, v. 130, n. 2, p. 206–215, 2004.

SAMPAIO, C. D. C. Comparação Entre a Modelagem Numérica E Experimental Da deformação por fluência em vigas de concreto armado. **Dissertação de mestrado Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações**, p. 146, 2004.

SANTOS, A. Edifícios aquecem mercado de concreto protendido, **Cimento Itambé**, 2018b. Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/edificios-aquecem-mercado-de-concretoprotendido>>. Acesso em: 12 de dez. 2021.

SANTOS, G. S. et al. Sistema de reforço à punção de lajes lisas de concreto armado com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC). **RIEM - IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 7, n. 4, p. 592–625, 2014.

SCHMID, M. T. Perdas da força de protensão. p. 1–17, 1998.

SILVA, J. V. M. DE A. **Avaliação Numérica Do Comportamento De Ligações Viga-Pilar Em Estruturas De Concreto Pré-Moldado**. [s.l.] Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, 2018.

SIMULIA, Dassault Systèmes Corp, **“ABAQUS Documentation v. 6.12”**, RI, USA; 2012

SOARES, S. J.; CALIXTO, J. M.; CHUMBINHO, H. In Situ Measurement of Stress Losses in Unbonded Tendons of Post Tensioned Flat Slabs Avaliação “ in loco ” das perdas de protensão. v. 1, n. 3, 2008.

SOUSA JR., João Batista M. Curso de Análise Não-Linear de Estruturas: Notas de Aula. Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Fortaleza, 2014.

STRAMANDINOLI, R. S. DE B. **Modelos de elementos finitos para análise não linear física e geométrica de vigas e pórticos planos de concreto armado**. [s.l.] Universidade Federal de Santa Catarina, 2007.

TADROS, M.K., GHALI, A., e MEYER, A.W., **“Prestress Loss and Deflection of Precast Concrete Members,”** PCI Journal, Vol.30, No.1, Chicago, IL (January-February 1985) pp.114-141.

TAVARES, M. **Simulação numérica da perda de protensão em elementos de concreto**. 2020. 133p. Dissertação (Mestrado em Ciências - Engenharia Civil(Engenharia de Estruturas)) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2020.

TAZAWA, E. and MIYAZAWA, S., **‘Autogenous shrinkage of concrete and its importance in concrete technology,’** (E&FN Spon, London, 1993) 159–168.

TORR, C. Ancient ships, Chicago: Argonaut. 1964.

V.CHAUDHARI, S.; A. CHAKRABARTI, M. Modeling of Concrete for Nonlinear Analysis using Finite Element Code ABAQUS. **International Journal of Computer Applications**, v. 44, n. 7, p. 14–18, 2012.

VERÍSSIMO, G. DE S.; CÉSAR JUNIOR, K. M. L. Concreto Protendido: Perdas de protensão. **Universidade federal de viçosa**, p. 39, 1998.

VERÍSSIMO, G. DE S.; KLÉOS, L. C. J. Concreto Protendido: Fundamentos Básicos. **Universidade Federal De Viçosa Centro De Ciências Exatas E Tecnológicas Departamento De Engenharia Civil**, p. 1–78, 1998.

VIVER AS CIDADES. Disponível em:
<<http://viverascidades.blogspot.com/2013/02/totens-urbanos-ponte-juazeiro-petrolina.html>>. Acesso em: 15 de fevereiro de 2022.

WU, X.-H.; OTANI, S.; SHIOHARA, H. tendon model for nonlinear analysis of prestressed concrete structures. v. 127, n. April, p. 398–405, 2001.

YANG, K., MUN, J. Flexural Capacity and Stress in Unbonded Tendons of Post Tensioned Lightweight Concrete Beams, v. 16, p.1297–1310, 2013.

ZHANG, N.; FU, C. C.; CHE, H. Experiment and numerical modeling of prestressed concrete curved slab with spatial unbonded tendons. **Engineering Structures**, v. 33, n. 3, p. 747–756, 2011.

ZHANG, X., WANG, L., ZANG, J., MA, Y., LIU, Y. Flexural behavior of bonded post-tensioned concrete beams under strand corrosion. *NuclearEngineering and Design*, v. 313, p. 414–424, 2017.