

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA**

**ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE VIGAS PORTUÁRIAS DE
CONCRETO PROTENDIDO**

RAFAEL GONZALES ROCHA

Dissertação apresentada à Comissão de Curso de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Orientador: Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real

Rio Grande, agosto de 2014.

Este trabalho é dedicado à minha família, em especial aos meus pais, Bento e Noemi.

AGRADECIMENTOS

Ao orientador, professor e amigo Mauro de Vasconcellos Real, pelo apoio, dedicada orientação e transmissão de conhecimentos, fatores decisivos para conclusão deste trabalho.

Ao amigo e professor Márcio Wrague Moura, pelo companheirismo e suporte fornecido na reta final deste trabalho.

Aos professores Décio Rodrigues de Oliveira e Joaquim Vaz, que sempre forneceram apoio e incentivo nas conversas de corredor e na hora do cafezinho.

Aos professores do Curso de Graduação e Pós-Graduação, pelo conhecimento transmitido.

Aos meus pais e irmã, que sempre serão inspiração para cada passo dado.

A Cátia, namorada, mulher, companheira, incentivadora e guia que esteve lado a lado auxiliando a conclusão desta jornada.

Aos amigos presentes nos momentos de descontração, que sempre forneceram o apoio necessário para seguir em frente.

Aos colegas da Diretoria de Obras da FURG, em especial a Diretora Rita Gnutzmann, por possibilitar o desenvolvimento das atividades profissionais concomitantemente ao trabalho de pós-graduação.

A todos que de alguma forma colaboraram com sugestões e incentivos.

RESUMO

O objetivo do presente trabalho é avaliar a confiabilidade estrutural nos projetos de vigas portuárias de concreto protendido, conforme os critérios da NBR 6118/2014. O estudo é aplicado ao projeto de vigas protendidas de estruturas portuárias, devido à necessidade de se verificar a influência da variação dos parâmetros de projeto sobre a segurança da estrutura. Será verificada a confiabilidade em relação ao estado limite último de flexão.

Inicialmente desenvolveu-se um modelo para análise de estruturas portuárias de concreto, aplicável a seções transversais retangulares e “T”. Tal modelo foi validado confrontando os resultados obtidos com dados experimentais pré-existentes. Posteriormente procedeu-se a avaliação da probabilidade de falha segundo o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM – First Order Reliability Method). Para avaliação da confiabilidade utilizou-se rotinas computacionais desenvolvidas pelos Professores Márcio Wrague Moura e Mauro de Vasconcellos Real, com base nas planilhas desenvolvidas por Low e Tang (2008).

Depois de calculado o índice de confiabilidade foram realizados estudos paramétricos com vistas a observar a variação deste frente a três variáveis aleatórias: resistência característica à compressão do concreto; resistência característica de ruptura por tração da armadura ativa; relação entre carga permanente e carga total. Este estudo permite estimar a sensibilidade do nível de segurança do projeto em relação às variáveis aleatórias consideradas no modelo.

Em função dos dados observados se verificou que a maior variação no índice de confiabilidade ocorreu frente à variação da relação entre carga permanente e carga total, porém, destaca-se a importância da análise conjunta das variáveis envolvidas no processo, bem como a relevância de uma análise detalhada da confiabilidade frente à variação da resistência característica de ruptura a tração da armadura ativa.

Palavras-chave: estruturas portuárias, concreto protendido, viga, confiabilidade, FORM.

ABSTRACT

The objective of this study is to evaluate the structural reliability in the design of port prestressed concrete beams, according to the criteria of NBR 6118/2014. The study is applied to the design of port prestressed beams due to the necessity of verifying the influence of the variation of the design parameters on the safety of the structure. The reliability will be checked against the ultimate limit state of flexion.

Initially it was developed a model for analysis of port concrete structures, applied to rectangular and "T" cross sections. The model was validated by comparing its results with pre-existing experimental data. Subsequently it was carried out the evaluation the failure probability according to the First Order Reliability Method (FORM). For reliability assessment are used computational routines developed by Professors Márcio Wrague Moura and Mauro de Vasconcellos Real, based on spreadsheets developed by Low and Tang (2008).

After calculating the reliability index parametric studies were performed to observe its variation with the three main random variables: characteristic concrete compressive strength; characteristic tensile strength of the prestressed reinforcement; ratio between permanent load and live load. This study allows us to estimate the sensitivity of the project safety with respect to the random variables considered in the model.

According the observed data was found that the greatest variation in reliability index occurred due to the variation of the ratio between permanent load and live load, however, it is noteworthy the importance of joint analysis of the variables involved in the process as well as the relevance of a detailed reliability analysis to the variation of the characteristic tensile strength of the prestressed reinforcement.

Keywords: port structures, prestressed concrete, beam, reliability, FORM.

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS	9
LISTA DE ABREVIATURAS	12
LISTA DE TABELAS	13
LISTA DE FIGURAS	14
1. INTRODUÇÃO	17
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	17
1.2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
1.2.1. DADOS EXPERIMENTAIS	20
1.2.2. ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PROTENDIDO	22
1.2.3. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	24
1.3. OBJETIVO	27
1.4. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	28
2. PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PROTENDIDO EM OBRAS PORTUÁRIAS	29
2.1. PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PROTENDIDO	29
2.2. ESTADOS LIMITES	29
2.3. AÇÕES E COMBINAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	32
2.4. NÍVEIS DE PROTENSÃO	34
2.5. ESTIMATIVA DA FORÇA DE PROTENSÃO P_{∞}	37
2.6. ESTIMATIVA DA FORÇA DE PROTENSÃO P_i	39
2.7. DETERMINAÇÃO DOS VALORES REPRESENTATIVOS DA FORÇA P : P_a , P_0 e P_{∞}	40
2.8. VERIFICAÇÃO DE TENSÕES NORMAIS NO CONCRETO	40
2.9. ESTADO LIMITE ÚLTIMO: SOLICITAÇÕES NORMAIS	43
2.10. ESTADO LIMITE ÚLTIMO: RUPTURA NO ATO DA PROTENSÃO	47
2.11. ARMADURA MÍNIMA	50
2.12. ESTADO LIMITE ÚLTIMO: FORÇA CORTANTE	51
2.13. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO: FLECHA E FISSURAÇÃO	53
3. ANÁLISE DE VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO	56
3.1. INTRODUÇÃO	56
3.2. ANÁLISE DA ESTRUTURA PROTENDIDA – VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE	57
3.2.1. ANÁLISE DE TENSÕES	57
3.2.2. GEOMETRIA DA SEÇÃO	59

3.2.3. HIPÓTESES FUNDAMENTAIS	61
3.2.4. DEFORMAÇÕES NO REGIME DE RUPTURA.....	63
3.3. VALIDAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO.....	66
3.3.1. DADOS EXPERIMENTAIS	66
3.3.2. VALIDAÇÃO E ERRO DO MODELO	73
4. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	76
4.1. INTRODUÇÃO	76
4.2. CLASSIFICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CONFIABILIDADE.....	78
4.3. PROBLEMA DE CONFIABILIDADE.....	79
4.4. MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS.....	85
4.5. MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES.....	86
4.6. MÉTODO DE CONFIABILIDADE DE PRIMEIRA ORDEM	88
4.7. ÍNDICE DE CONFIABILIDADE	89
4.8. PROBABILIDADE DE FALHA.....	94
4.9. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE PARA VARIÁVEIS COM DISTRIBUIÇÃO DIFERENTE DA NORMAL	95
4.9.1. DISTRIBUIÇÃO NORMAL EQUIVALENTE	95
4.9.2. DISTRIBUIÇÃO DE VALORES EXTREMOS TIPO I - GUMBEL.....	98
4.10. AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO DE ESTRUTURAS PORTUÁRIAS	98
4.10.1. FUNÇÃO ESTADO LIMITE	98
4.10.2. VARIÁVEIS ALEATÓRIAS	99
4.10.3. PROCEDIMENTO PARA O CÁLCULO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE... 100	
5. APLICAÇÕES E RESULTADOS.....	103
5.1. DESCRIÇÃO DAS VIGAS.....	103
5.2. ESTUDO PARAMÉTRICO - DEFINIÇÃO	104
5.3. RESULTADOS.....	105
5.3.1. RESULTADOS OBTIDOS NO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS.....	105
5.3.2. ESTUDO PARAMÉTRICO - RESULTADOS	108
6. CONCLUSÕES.....	114
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	117

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

- A - área da seção transversal de concreto
- A_s - área da seção transversal da armadura passiva
- A_p - área da seção transversal da armadura ativa
- A_{sw} - área da seção transversal dos estribos
- E_{cm} - módulo de deformação longitudinal médio do concreto
- E_{cs} - módulo de deformação longitudinal secante do concreto
- E_s - módulo de elasticidade da armadura passiva
- E_p - módulo de elasticidade da armadura ativa
- F – força
- F_g – força proveniente da carga permanente
- F_q – força proveniente da carga variável
- I - matriz identidade
- M - momento fletor
- M_R - momento fletor resistente
- M_S - momento fletor solicitante
- M_g - momento solicitante devido a carga permanente
- M_q - momento solicitante devido a carga variável
- P - carga concentrada
- P_f - probabilidade de falha
- R - resistência ou carga de ruptura da estrutura
- S - ação ou solitação atuante
- V_d - força cortante de cálculo
- W_1 , módulo de resistência relativo a face inferior
- W_2 , módulo de resistência relativo a face superior

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

- b - largura da seção transversal retangular
- b_n - valor nominal da largura da seção transversal retangular
- b_w - largura da alma de seção transversal de viga T
- b_f - largura da mesa de seção transversal de viga T

d_s - altura útil da seção transversal, distância da armadura passiva ao topo da viga
 d_p - altura útil da seção transversal, distância da armadura ativa ao topo da viga
 e_p - excentricidade da armadura protendida resultante em relação ao baricentro da seção de concreto
 f_c - resistência à compressão do concreto
 f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto
 f_{cm} - resistência média à compressão do concreto
 f_{cd} - resistência de cálculo à compressão do concreto
 f_{ct} - resistência à tração direta do concreto
 f_{ctm} - resistência média à tração direta do concreto
 f_{se} - tensão efetiva instalada no cabo de protensão
 $f_X(x)$ - função de densidade de probabilidade da variável aleatória X
 f_y - resistência ao escoamento do aço da armadura passiva
 f_{yd} - resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura passiva
 f_{yk} - resistência característica ao escoamento do aço da armadura passiva
 f_{pt} - resistência à tração do aço da armadura ativa
 f_{ptd} - resistência de cálculo à tração do aço da armadura ativa
 f_{ptk} - resistência característica à tração do aço da armadura ativa
 f_{pyk} - resistência característica ao escoamento convencional do aço da armadura ativa
 g - carga distribuída permanente
 g_k - valor característico da carga distribuída permanente
 h_w - altura da alma da seção transversal
 h_f - altura da mesa da seção transversal
 h - altura total da seção transversal
 n - número de camadas de armadura
 q - carga distribuída variável
 q_k - valor característico da carga distribuída variável
 t - tempo
 x - coordenada cartesiana, valor assumido por uma variável aleatória, posição da linha neutra
 x_i - componentes do vetor de coordenadas cartesianas
 x_i^* - ponto de falha sobre a superfície de ruptura
 w_k - abertura característica de fissuras na superfície do concreto
 x_n, y_n - coordenadas cartesianas
 y - coordenada cartesiana

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

Δ - incremento

Σ - somatório

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

α - relação entre as tensões principais σ_1 e σ_2 , ângulo entre os estribos e o eixo da viga

β - índice de confiabilidade, ângulo entre o eixo da armadura e o eixo x

ε - deformação específica axial

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$ - deformações principais

ε_{cu} - deformação última para o concreto comprimido

ϕ - diâmetro da barra

η - erro do modelo numérico

μ - média de uma variável aleatória

ρ - taxa geométrica de armadura longitudinal de vigas

ρ_w - taxa geométrica de armadura transversal (estribos) em vigas

ρ_{ri} - taxa de armadura aderente em relação a área da região de envolvimento

σ_X - desvio padrão de uma variável aleatória

σ_X^2 - variância de uma variável aleatória

σ_{c1} - tensão de compressão no concreto na face inferior

σ - tensão normal

τ - tensão de corte

τ_{wd} - tensão de corte de cálculo

ψ_1 - fator de redução para combinação frequente de ações para Estado Limite de Serviço

ψ_2 - fator de redução para combinação quase permanente de ações para Estado Limite de Serviço

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

CEB – Comité Euro-International du Beton

FORM – Método de Confiabilidade de Primeira Ordem

NBR – Norma Brasileira

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Combinações de serviço.....	33
Tabela 2.2	Valores do coeficiente γ_{f2}	33
Tabela 2.3	Classe de agressividade ambiental.....	34
Tabela 2.4	Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função da CAA.....	35
Tabela 2.5	Níveis de protensão e estados limites a verificar.....	37
Tabela 2.6	Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	50
Tabela 3.1	Propriedades geométricas.....	67
Tabela 3.2	Propriedades dos materiais.....	68
Tabela 3.3	Momento de ruptura medido experimentalmente.....	69
Tabela 3.4	Propriedades geométricas.....	70
Tabela 3.5	Propriedades dos materiais.....	70
Tabela 3.6	Momento de ruptura medido experimentalmente.....	70
Tabela 3.7	Propriedades geométricas.....	71
Tabela 3.8	Propriedades dos materiais.....	71
Tabela 3.9	Momento de ruptura medido experimentalmente.....	71
Tabela 3.10	Propriedades geométricas.....	72
Tabela 3.11	Propriedades dos materiais.....	72
Tabela 3.12	Momento de ruptura medido experimentalmente.....	72
Tabela 3.13	Propriedades geométricas.....	73
Tabela 3.14	Propriedades dos materiais.....	73
Tabela 3.15	Momento de ruptura medido experimentalmente.....	73
Tabela 3.16	Erro do modelo (η).....	74
Tabela 4.1	Índice de Confiabilidade x Probabilidade de Falha.....	94
Tabela 4.2	Variáveis aleatórias.....	99
Tabela 4.3	Dados de entrada para cálculo do índice de confiabilidade.....	100
Tabela 4.4	Ponto de falha, média da distribuição normal equivalente e desvio padrão da distribuição normal equivalente.....	101
Tabela 4.5	Valores diante da convergência do sistema.....	101
Tabela 5.1	Dimensionamento de vigas retangulares – Resultado.....	106
Tabela 5.2	Dimensionamento de vigas T – Resultado.....	107

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Estacas pré-moldadas protendidas - Armadura passiva e forma das estacas	18
Figura 1.2	Estacas pré-moldadas protendidas - Protensão das cordoalhas.....	18
Figura 1.3	Estacas pré-moldadas protendidas - Estocagem das estacas.....	18
Figura 1.4	Estacas pré-moldadas protendidas - Linha de estacas cravadas.....	18
Figura 1.5	Vigas pré-moldadas protendidas tipo PI - Armadura passiva.....	19
Figura 1.6	Vigas pré-moldadas protendidas tipo PI - Estocagem de pré-moldados.....	19
Figura 1.7	Vigas pré-moldadas protendidas tipo PI - Montagem da estrutura.....	19
Figura 1.8	Vigas pré-moldadas protendidas tipo PI - Montagem da estrutura.....	20
Figura 1.9	Introdução de um estado prévio de tensões a uma fila de livros.....	22
Figura 1.10	Representação da pista de protensão.....	23
Figura 1.11	Construção da Ponte do Galeão (O Concreto no Brasil).....	23
Figura 2.1	Análise de tensões – ELS-D.....	30
Figura 2.2	Estado limite de descompressão parcial – ELS-DP	31
Figura 2.3	Estado limite de formação de fissuras – ELS-F.....	31
Figura 2.4	Estado limite de compressão excessiva – ELS-CE.....	32
Figura 2.5	Tensões no ato da protensão.....	42
Figura 2.6	Tensões em serviço.....	42
Figura 2.7	Estado de deformações.....	43
Figura 2.8	Estado de tensões.....	44
Figura 2.9	Forças atuantes sobre a seção.....	45
Figura 2.10	Estado de deformações – Ruptura no Domínio 3.....	46
Figura 2.11	Estado de deformações no ato da protensão.....	48
Figura 2.12	Estado de tensões no ato da protensão.....	48
Figura 2.13	Forças resultantes no ato da protensão.....	49
Figura 2.14	Componente tangencial causada pela curvatura do cabo.....	51
Figura 2.15	Compressão diagonal do concreto – Modelo I.....	52
Figura 3.1	Variação da deformação em função do acréscimo de carga.....	57
Figura 3.2	Análise de tensões no momento da protensão, regime elástico linear.....	58
Figura 3.3	Análise de tensões em serviço, regime elástico linear.....	58
Figura 3.4	Análise elástica linear de tensões da seção fissurada.....	59

Figura 3.5	Análise não linear de tensões, regime de ruptura dos materiais.....	59
Figura 3.6	Geometria da seção retangular e armaduras.....	60
Figura 3.7	Geometria da seção T e armaduras.....	60
Figura 3.8	Domínios de deformação – NBR 6118/2014.....	61
Figura 3.9	Diagrama tensão deformação – NBR 6118/2014.....	62
Figura 3.10	Diagrama parábola-retângulo/Diagrama simplificado.....	62
Figura 3.11	Diagrama bilinear, armadura ativa – NBR 6118/2014.....	63
Figura 3.12	Diagrama tensão deformação, armadura passiva – NBR 6118/2014.....	63
Figura 3.13	Ações atuantes sobre a seção no regime de ruptura.....	64
Figura 3.14	Processo da bissecante.....	65
Figura 4.1	Função densidade de probabilidade (PDF), R, S, R-S.....	81
Figura 4.2	Função densidade de probabilidade de solicitação e resistência.....	82
Figura 4.3	Domínios de segurança e falha no espaço bidimensional.....	84
Figura 4.4	Representação tridimensional – Função densidade de probabilidade conjunta f_{RS}	84
Figura 4.5	Domínio de segurança e de falha no espaço das variáveis reduzidas (Ang e Tang, 1990).....	89
Figura 4.6	β e cossenos diretores, representação geométrica.....	92
Figura 4.7	Índice de Confiabilidade x Probabilidade de Falha.....	95
Figura 5.1	Seção retangular – Dimensões em centímetros.....	103
Figura 5.2	Seção T – Dimensões em centímetros.....	103
Figura 5.3	Solicitações aplicadas sobre as vigas.....	104
Figura 5.4	Variação de β em função de f_{ck} ($f_{ptk} = 175kN/cm^2$; $r = 0,50$).....	108
Figura 5.5	Variação de β em função de f_{ck} ($f_{ptk} = 210kN/cm^2$; $r = 0,50$).....	108
Figura 5.6	Variação de β em função de f_{ck} ($f_{ptk} = 190kN/cm^2$; $r = 0,25$).....	109
Figura 5.7	Variação de β em função de f_{ck} ($f_{ptk} = 210kN/cm^2$; $r = 0,75$).....	109
Figura 5.8	Variação de β em função de f_{ptk} ($f_{ck} = 45MPa$; $r = 0,25$).....	110
Figura 5.9	Variação de β em função de f_{ptk} ($f_{ck} = 45MPa$; $r = 0,75$).....	110
Figura 5.10	Variação de β em função de f_{ptk} ($f_{ck} = 40MPa$; $r = 0,75$).....	111
Figura 5.11	Variação de β em função de f_{ptk} ($f_{ck} = 50MPa$; $r = 0,25$).....	111
Figura 5.12	Variação de β em função de r ($f_{ck} = 45MPa$; $f_{ptk} = 175kN/cm^2$).....	112
Figura 5.13	Variação de β em função de r ($f_{ck} = 50MPa$; $f_{ptk} = 190kN/cm^2$).....	112

Figura 5.14	Varição de β em função de r ($f_{ck} = 40MPa$; $f_{ptk} = 190kN/cm^2$)	113
Figura 5.15	Varição de β em função de r ($f_{ck} = 50MPa$; $f_{ptk} = 210kN/cm^2$)	113

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente trabalho avalia a confiabilidade de vigas portuárias de concreto protendido frente ao estado limite último de flexão.

Este estudo compreendeu o desenvolvimento de rotinas computacionais para a análise estrutural das vigas portuárias de concreto protendido e posteriormente a avaliação da confiabilidade.

As estruturas portuárias tem grande importância na logística de transportes utilizada mundialmente, visto que, o transporte hidroviário escoar grande parte da produção dos países, interna e externamente, necessitando para tanto de portos com grande capacidade estrutural.

A grande variabilidade nas características dos materiais componentes do concreto, bem como a alta variação da sua resistência, tornam de suma importância a aplicação de metodologias estatísticas na avaliação das estruturas.

Devido à exposição a diversos fatores climáticos, ambiente altamente agressivo, e ainda, ação de grandes carregamentos externos, as estruturas portuárias demandam alto rigor em relação à segurança estrutural. Sabe-se que, quanto mais robusta uma estrutura maior o custo empregado na sua execução, ou seja, uma estrutura 99% segura, possui custo mais elevado que uma estrutura 95% segura, sendo assim, se faz necessária uma análise visando conciliar segurança e economicidade.

Diante das elevadas cargas aplicadas às estruturas portuárias e da necessidade de reduzir a abertura de fissuras, devido à agressividade do ambiente, a aplicação do concreto protendido nas estruturas portuárias, principalmente em vigas, torna-se indispensável. Com a utilização do concreto protendido objetiva-se transportar grandes vãos, suportar grandes cargas e aumentar a vida útil da estrutura (limitando a ocorrência de fissuras).

Visando ilustrar alguns exemplos de estruturas de concreto protendido, a seguir são apresentadas estacas e vigas pré-moldadas protendidas utilizadas no berço III do cais do Terminal de Containers de Rio Grande (TECON-RG).

As estacas utilizadas no cais do TECON-RG, apresentadas nas figuras 1.1, 1.2, 1.3 e 1.4, possuíam comprimento de 48 metros, diâmetro de 80 cm, espessura da parede de 15 cm e 10 cordoalhas protendidas. A estrutura do cais desenvolve-se a partir da cravação das estacas com posterior montagem dos blocos pré-moldados.



Figura 1.1 – Estacas pré-moldadas protendidas – Armadura passiva e forma das estacas (TECON-RG).



Figura 1.2 – Estacas pré-moldadas protendidas – Protensão das cordoalhas (TECON-RG).



Figura 1.3 – Estacas pré-moldadas protendidas – Estocagem das estacas (TECON-RG).

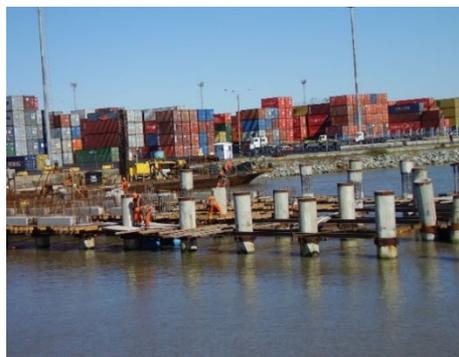


Figura 1.4 – Estacas pré-moldadas protendidas – Linha de estacas cravadas (TECON-RG).

As vigas pré-moldadas protendidas utilizadas no TECON-RG, apresentadas nas figuras 1.5, 1.6, 1.7 e 1.8, possuíam seção do tipo π , 6 cordoalhas protendidas e comprimento de 5,38 m. Estes elementos foram dispostos sobre as peças primárias (em concreto armado) e sobre as estacas protendidas. Para finalização do cais executou-se uma laje solidarizando os elementos.



Figura 1.5 – Vigas pré-moldadas protendidas tipo PI – Armadura passiva (TECON-RG).



Figura 1.6 – Vigas pré-moldadas protendidas tipo PI – Estocagem de pré-moldados (TECON-RG).



Figura 1.7 – Vigas pré-moldadas protendidas tipo PI – Montagem da estrutura (TECON-RG).



Figura 1.8 – Vigas pré-moldadas protendidas tipo PI – Montagem da estrutura (TECON-RG).

Os projetos estruturais devem considerar incertezas associadas às propriedades dos materiais, às propriedades geométricas e aos carregamentos. Essas incertezas tornam impossível a elaboração de um projeto que apresente segurança total ou probabilidade de falha nula, visto que, determinada combinação de valores das variáveis pode resultar em uma condição de falha. Com intuito de considerar-se a natureza probabilística destas incertezas, faz-se necessário identificar e definir estas variáveis como aleatórias no modelo de análise. Para consideração destas incertezas, as normas atuais indicam a aplicação de coeficientes de segurança de forma a majorar os esforços e minorar as resistências. Com este procedimento atinge-se um risco aceitável para a estrutura.

Visto que, tanto a resistência do concreto, como os carregamentos aplicados às estruturas são variáveis aleatórias, faz-se necessário um estudo de confiabilidade, visando diminuir ao máximo a probabilidade de falha da estrutura.

O principal objetivo da confiabilidade estrutural é determinar a probabilidade de ocorrência de um cenário de falha na estrutura. Uma análise de confiabilidade permite, também, estimar a sensibilidade da segurança do projeto em relação às variáveis aleatórias consideradas no modelo. Essa informação é importante porque possibilita saber qual a influência de cada variável aleatória na probabilidade de falha.

1.2.REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.2.1. DADOS EXPERIMENTAIS

Durante a década de 1950, alguns estudos experimentais foram realizados na Universidade de Illinois, dentre estes estudos destacam-se os trabalhos de Billet (1953), prosseguidos por Feldman (1954) e Warwaruk (1957), e Murphy (1957).

Billet (1953) estudou vigas de concreto protendido de seção retangular com ruptura por flexão. Foram ensaiadas vinte e sete vigas protendidas e com base nos dados obtidos pode-se confirmar que um grande número de variáveis afetam o comportamento, o modo de falha e a resistência final de vigas de concreto protendido. Visto que o estudo completo de cada uma dessas variáveis de forma empírica envolveria um número excepcionalmente grande de testes foi feita uma abordagem geral. Desta forma, os efeitos de muitas das variáveis e parâmetros envolvidos foram estudados analiticamente e a fase experimental que se seguiu, serviu para verificar as suposições feitas nas análises, avaliar certos parâmetros e para estudar o comportamento à flexão das vigas. Os ensaios de Billet (1953) foram complementados posteriormente por Feldman (1954) e Warwaruk (1957), onde foram estudadas vigas com e sem aderência, e ainda, algumas vigas com acréscimo de armadura passiva no bordo superior.

Murphy (1957) desenvolveu seus estudos sobre o comportamento de vigas protendidas submetidas a cargas de longa duração. Foram realizados ensaios experimentais em várias vigas protendidas pós-tracionadas a fim de determinar os efeitos das variáveis dependentes do tempo. Os resultados obtidos indicaram diferenças consideráveis entre as várias vigas, principalmente, no que tange a diferença entre a flecha calculada e a real. Nos primeiros ensaios, o modo de fabricação e as condições de cura e armazenamento, introduziram variáveis que não puderam ser medidas, mas que, no entanto, afetaram os resultados. Por estas razões, as demais vigas foram armazenadas numa sala de temperatura e umidade controlada. Embora a umidade e temperatura controlada não representem condições de campo, os testes puderam ser mais bem avaliados e as análises foram efetuadas com base no que é conhecido ou no que pode ser medido.

Posteriormente Tao e Du (1985) realizaram estudos experimentais em vigas de concreto parcialmente protendidas com cabos não aderentes. Armaduras não aderentes estavam sendo muito usadas na China. Isso ocorria porque os cabos não aderentes possuíam um custo menor em relação ao cabo aderente, além de oferecer simplicidade na construção. Eles confirmaram que a resistência final de vigas com armaduras ativas não aderentes podia ser elevada pela adição de armadura passiva. Embora a maioria dos projetos da época empregasse pelo menos uma quantidade mínima de aço passivo visando o combate de fissuras no concreto e a limitação da abertura das mesmas, a influência real desta armadura era negligenciada. Como a quantidade de aço passivo varia muito de acordo com o tipo de protensão, a pesquisa foi conduzida a fim de determinar o efeito deste aço na tensão de ruptura em armaduras não aderentes, bem como sobre a carga última da própria viga.

1.2.2. ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PROTENDIDO

A primeira proposta de se aplicar protensão ao concreto foi feita em 1886, por P. H. Jackson, de São Francisco (EUA), e a partir daí surgiram inúmeras patentes de métodos de protensão e ensaios sem êxito. O fracasso nos estudos foi devido aos efeitos reológicos do concreto e do aço.

Passados alguns anos, em 1928, Eugene Freyssinet apresentou o primeiro trabalho consistente sobre concreto protendido, reconhecendo a importância da protensão na armadura. Freyssinet pesquisou as perdas de protensão, produzidas pela retração e deformação lenta no concreto, concluindo que somente com a utilização de tensões elevadas no aço seria possível assegurar o efeito duradouro da protensão.

Conforme Pfeil (1983), protensão é o artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento sob a ação de diversas solicitações.

Para ilustrar a protensão deve-se imaginar, por exemplo, a situação em que uma pessoa carrega um conjunto de livros na forma de uma fila horizontal. Para que tais livros sejam levantados sem que caiam é necessária a aplicação de uma força horizontal que os comprima uns contra os outros, produzindo assim forças internas capazes de superar o peso próprio do conjunto, conforme mostra a figura 1.9.

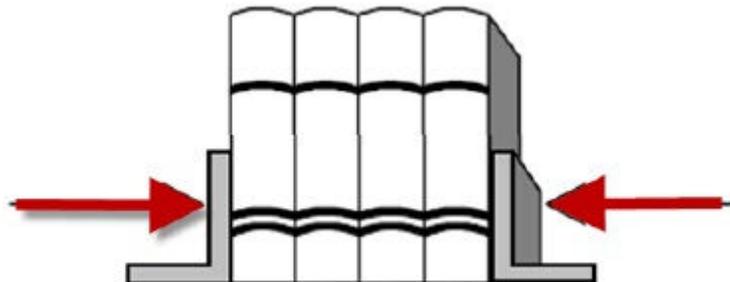


Figura 1.9 – Introdução de um estado prévio de tensões a uma fila de livros (Real, M. V. – Concreto Protendido - Notas de aula).

A protensão do concreto é tão antiga quanto à ideia do próprio concreto armado. Nas primeiras peças de concreto armado foi verificada a existência de fissuração na região tracionada, tal fato era considerado um problema, assim, foram desenvolvidos diversos procedimentos a fim de evitar essa manifestação patológica. Provavelmente a maneira mais eficiente era esticar a armadura previamente, o que corresponde a aplicar uma tensão de compressão no elemento. Esta força necessitava ter um valor tal que mesmo sob carregamento

máximo não existiriam tensões de tração e com isso não haveriam fissuras na peça. A figura 1.10 ilustra uma pista de protensão para vigas pré-moldadas de concreto protendido com aderência inicial.

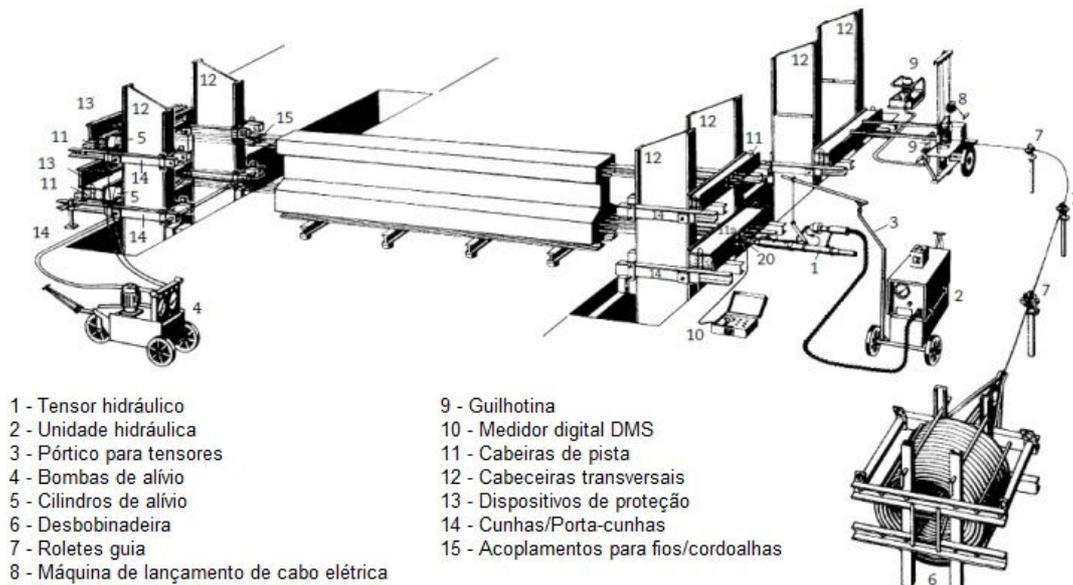


Figura 1.10 – Representação da pista de protensão (Paul - Maschinenfabrik GmbH & Co. KG)

Segundo Vasconcelos (1992) apud Moura (2004), o sistema Freyssinet foi usado na primeira obra de concreto protendido do continente americano. No Brasil, inexistiam aços de alta resistência, sendo necessário, inicialmente, usar aço importado. Na obra da ponte do Galeão, concluída em 20 de janeiro de 1949, tudo foi importado, desde o projeto, as ancoragens, o equipamento para aplicação da protensão, e também o aço. No entanto, esta foi a primeira grande aplicação do sistema Freyssinet no mundo.



Figura 1.11 – Construção da Ponte do Galeão (Vasconcelos, A. C. - O Concreto no Brasil).

Conforme Veríssimo (1998), o desenvolvimento do concreto armado e protendido deu-se a partir da invenção do cimento Portland em 1824. Nos anos seguintes, os franceses e os alemães desenvolveram várias formas de melhorar a capacidade resistente do concreto.

Com o decorrer dos anos surgiram diversos trabalhos sobre a análise de vigas de concreto protendido. Machado (2002) apresentou um modelo computacional baseado no método dos elementos finitos, para o estudo de estruturas de concreto armado e protendido, sob estados planos de tensão. O modelo computacional utilizava dois procedimentos distintos, baseados em um modelo elasto-viscoplástico. Tanto a armadura passiva quanto a armadura de protensão são introduzidas no modelo como uma linha de material mais rígido dentro do elemento de concreto. Considera-se aderência perfeita entre o concreto e o aço. Para verificar a precisão do modelo computacional, compararam-se resultados numéricos com valores experimentais disponíveis.

Moura (2004) apresentou um estudo sobre vigas isostáticas protendidas pós-tracionadas, com diversas condições de carregamento, geometria dos cabos e condições de ancoragem. Para tal estudo foi elaborado um programa computacional, em linguagem Visual Basic 6.0, que simula numericamente o comportamento de vigas isostáticas protendidas pós-tracionadas, sob a ação de carregamentos externos. Foram elaboradas rotinas para a verificação dos estados limites de serviço, segundo as normas brasileiras. Foram implementados os procedimentos apresentados pela NBR 6118/2003 e por Vasconcelos (1980).

Zanette (2006) estudou a aplicação do sistema de monocordoalhas engraxadas em vigas isostáticas e hiperestáticas de estruturas de edifícios. Os objetivos gerais do trabalho apresentado são discutir e sugerir critérios de projeto para o dimensionamento e verificação das vigas abordadas. O autor apresenta uma proposta para a verificação da capacidade resistente de seções no ELU por meio de processo iterativo em planilha eletrônica.

1.2.3. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Pandey (1997) avaliou a confiabilidade de estruturas de concreto com protensão aderente para contenção de radioatividade. O concreto protendido é amplamente utilizado na construção de contenção de material radioativo, no entanto, perdas excessivas causadas por deformações inesperadas e degradação de cabos podem resultar na perda de integridade e vazamento. Para proteger contra estes problemas, a norma canadense (CSA N287.7) recomenda a inspeção periódica e avaliação dos sistemas de protensão. Como os cabos

aderentes não são passíveis de inspeção direta, a avaliação é baseada na análise de um conjunto de vigas com características idênticas à de contenção. O trabalho apresenta uma abordagem baseada em confiabilidade para avaliar a integridade da contenção em termos da condição dos sistemas de protensão.

Ditlevsen (1997) apresentou um debate sobre a utilização de normas baseadas em confiabilidade estrutural. Para as aplicações práticas de métodos probabilísticos de confiabilidade é importante definir o nível de confiabilidade alvo. Princípios teóricos de decisão são aplicados para obter orientação sobre quais dos diferentes níveis de confiabilidade devem ser escolhidos como o nível de confiabilidade alvo. Mostra-se que o código probabilístico escolhido não só tem forte influência sobre a medida formal de confiabilidade, mas também sobre o custo. Um procedimento é sugerido para guiar a escolha do código probabilístico referência para confiabilidade constante. Na opinião do autor, há uma necessidade urgente de estabelecer um código de confiabilidade probabilística padrão.

Real (2000) apresentou um modelo para análise probabilística de estruturas de concreto armado, sob estado plano de tensões, através do método dos elementos finitos. O modelo desenvolvido permite mostrar como as incertezas presentes nos principais parâmetros do comportamento de vigas e pilares afetam a variabilidade da resposta destes elementos estruturais. Para a análise probabilística de estruturas, através do método de Monte Carlo, as propriedades do concreto têm a sua variabilidade modelada através de um campo estocástico bidimensional, gerado através do método da representação espectral. As propriedades da armadura e as dimensões da estrutura são consideradas como variáveis aleatórias de distribuição normal. Buscando a determinação do índice de confiabilidade β , é feita uma análise probabilística de vigas e de pilares projetados de acordo com as prescrições da NBR 6118/1980. Estas estruturas têm o seu nível de segurança avaliado tanto em relação aos Estados Limites de Serviço, como em relação aos Estados Limites Últimos.

Estes e Frangopol (2001) abordaram a confiabilidade de sistemas estruturais para minimizar o custo de manutenção durante a vida útil de uma estrutura. O estudo oferece vantagens significativas, como uma avaliação racional do risco assumido de falha, e uma compreensão da importância e da contribuição de cada componente para a confiabilidade geral da estrutura. Sendo a confiabilidade de um sistema estrutural, como um todo, a medida do seu desempenho global, esta medida tem de incluir os estados limites últimos (ruína por ruptura e deformação plástica excessiva) e a manutenção.

Biondini et al (2004) elaboraram uma abordagem numérica para a análise da confiabilidade de estruturas de concreto armado e protendido com comportamento não-linear

físico e geométrico. O problema foi formulado em termos do fator de segurança probabilística e a confiabilidade estrutural foi avaliada por simulação de Monte Carlo. A distribuição acumulada do fator de segurança associado a cada estado limite foi então derivado e um índice de confiabilidade foi encontrado. O procedimento proposto foi aplicado à análise de confiabilidade de uma ponte em arco de concreto protendido existente.

Low e Tang (2004) apresentam um procedimento prático para análise de confiabilidade envolvendo variáveis não-normais correlacionadas. A transformação em variáveis normais equivalentes é realizada tal como no método de confiabilidade de primeira ordem; a matriz de correlação é usada sem transformação ortogonal. As probabilidades de falha inferidas a partir de índices de confiabilidade são comparadas com simulações de Monte Carlo. A simplicidade, transparência e flexibilidades na abordagem da otimização orientada a objetos são demonstrados.

Low e Tang (2007) desenvolveram um algoritmo para o método de confiabilidade de primeira ordem. A planilha é proposta e ilustrada por casos com variáveis não-normais correlacionadas e funções explícitas e implícitas de estado limite. A nova abordagem difere do algoritmo apresentado anteriormente por eliminar a necessidade de cálculos das médias normais equivalentes e desvios padrões normais equivalentes. O algoritmo apresentado obtém a solução mais rápida e é mais eficiente e sucinto. Outras vantagens incluem a facilidade de inicialização antes de otimização restrita, a facilidade de randomização dos valores iniciais para verificar a robustez, e menos restrições de otimização necessários durante a busca automatizada em planilhas para o ponto de projeto. Dois casos com funções de desempenho implícita são analisados usando a nova abordagem e discutidos. Comparações também são feitas entre a abordagem proposta e a com base na transformação Rosenblatt.

Low e Tang (2008) apresentaram um novo algoritmo para o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM) aplicado ao projeto estrutural e geotécnico baseado em confiabilidade envolvendo variáveis aleatórias não normais correlacionadas e funções explícitas e implícitas de desempenho. A nova abordagem difere do algoritmo de 2004 na medida em que não exige cálculos de médias normais equivalentes e desvios padrões normais equivalentes. As vantagens incluem a facilidade de randomização de pontos iniciais para verificar a robustez, e menos restrições necessárias durante a busca de otimização para o ponto de projeto. O algoritmo novo é elaborado na plataforma de cálculo Excel. Foram analisados três exemplos envolvendo variáveis não-normais correlacionados, ou seja, um processo simples com função não-linear de desempenho, e a análise estocástica de um talude representando a variação espacial.

Nogueira (2010) desenvolveu uma modelagem mecânica de estruturas de barras em concreto armado, bem como no acoplamento entre modelos de confiabilidade e otimização do tipo RBDO (Reliability Based Design Optimization) para obtenção de dimensões ótimas, respeitando os requisitos de segurança especificados em projeto. Quanto à modelagem mecânica via Método dos Elementos Finitos (MEF), além do comportamento não-linear físico dos materiais, foi considerada a contribuição dos mecanismos complementares de resistência ao cisalhamento, dados pelo engrenamento de agregados e efeito de pino das armaduras longitudinais. Além disso, um modelo simplificado que avalia a contribuição da armadura transversal também foi proposto. Foi desenvolvida uma formulação de otimização que deixa a posição da linha neutra livre, ao contrário de formulações existentes. Na questão do acoplamento de confiabilidade e otimização, foram exploradas melhorias no Método de Superfície de Resposta e no acoplamento direto via Método de Confiabilidade de Primeira Ordem e Técnica dos Gradientes Numéricos. Estas resultaram em maior precisão dos resultados e aumento na velocidade de convergência. Os modelos mecânicos, incluindo análise não-linear e mecanismos complementares, a formulação de otimização e as técnicas de confiabilidade foram implementados em um programa computacional para dimensionamento ótimo de elementos em concreto armado. O programa foi utilizado na resolução de vários problemas-exemplo. O estudo mostrou que os custos da estrutura otimizada são menores quando se considera os efeitos de comportamento não-linear dos materiais.

Eraso (2011) analisou a Confiabilidade de Longarinas de Pontes Ferroviárias de Concreto Armado. Neste trabalho são aplicadas estratégias de avaliação da confiabilidade das vigas principais de uma ponte existente de concreto armado, as quais são verificadas no estado limite último na flexão simples e no estado limite de serviço na formação de fissuras, segundo as recomendações da NBR 6118/2003. Foram desenvolvidas rotinas com o auxílio do programa Matlab para avaliar a probabilidade de falha da ponte segundo o método de simulação de Monte Carlo e o método FORM (First Order Reliability Method). Também é realizada uma análise de sensibilidade para analisar a influência de cada variável na confiabilidade da ponte.

Diante dos estudos existentes elaborou-se uma análise de confiabilidade para vigas de concreto protendido de estruturas portuárias.

1.3.OBJETIVO

O objetivo do presente trabalho é avaliar a confiabilidade estrutural nos projetos de

vigas portuárias de concreto protendido, conforme os critérios da NBR 6118/2014.

O estudo é aplicado ao projeto de vigas protendidas de estruturas portuárias. Será verificada a confiabilidade em relação ao estado limite último de flexão.

Desenvolveu-se um modelo para análise de estruturas portuárias de concreto, aplicável a seções retangulares e “T”. Posteriormente procedeu-se a avaliação da probabilidade de falha segundo o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM – First Order Reliability Method). Para avaliação da confiabilidade utilizam-se rotinas computacionais desenvolvidas pelos Professores Márcio Wrague Moura e Mauro de Vasconcellos Real, com base nas planilhas desenvolvidas por Low e Tang (2008).

1.4. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho é apresentado em diversos capítulos organizados conforme descrito a seguir.

O presente Capítulo apresenta as considerações iniciais, revisão bibliográfica indicando estudos anteriores realizados na área de concreto, armado e protendido, e confiabilidade estrutural, objetivos e organização do trabalho.

O Capítulo 2 apresenta as orientações normativas para o projeto de vigas de concreto protendido conforme a NBR 6118/2014.

No Capítulo 3 apresenta-se a metodologia utilizada para determinação do momento resistente das vigas analisadas e a validação do modelo desenvolvido.

O Capítulo 4 apresenta os conceitos de confiabilidade estrutural.

No Capítulo 5 apresentam-se os exemplos avaliados e a análise inicial dos resultados obtidos.

Por fim é apresentado o Capítulo 6 constituído pelas conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2. PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PROTENDIDO EM OBRAS PORTUÁRIAS

2.1. PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PROTENDIDO

A fase de concepção de um projeto de engenharia deve englobar além da definição da estrutura, geometria da seção e especificação dos materiais, as verificações necessárias para o correto funcionamento da estrutura ao longo de sua vida útil.

A verificação da segurança deve seguir as disposições da *NBR 8681/2003 – Ações e Segurança nas Estruturas*. A metodologia encontra-se fundamentada em métodos semi-probabilísticos referenciados a Estados Limites, onde, após sua ocorrência a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção. Tais estados limites são classificados de acordo com o exposto abaixo.

2.2. ESTADOS LIMITES

No projeto de estruturas de concreto armado e protendido devem ser respeitados os estados limites últimos e os estados limites de serviço.

Estados Limites Últimos: Estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.

Estados Limites de Serviço: Estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

Os estados limites últimos a serem considerados no projeto são: perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como corpo rígido; ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais; transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático; instabilidade por deformação; instabilidade dinâmica.

Em se tratando de vigas de concreto protendido de estruturas portuárias, a verificação dos estados limites últimos se restringe a ruína por ruptura ou deformação plástica excessiva, a qual pode ocorrer devido às solicitações normais ou as solicitações tangenciais. No caso da ruína devido às solicitações normais, o cálculo deve ser feito no Estádio III, da mesma forma que para o concreto armado, acrescentando-se apenas o fato de que a armadura de protensão é previamente tracionada (deformação do pré-alongamento de protensão).

Para ruína devido às solicitações tangenciais procede-se da mesma maneira que para o concreto armado, considerando-se o efeito da força de protensão.

Os estados limites de serviço a serem considerados no projeto são: estado limite de descompressão (ELS-D); estado limite de descompressão parcial (ELS-DP); estado limite de formação de fissuras (ELS-F); estado limite de abertura de fissuras (ELS-W); estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF); estado limite de compressão excessiva (ELS-CE); estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE).

a) Estado limite de descompressão (ELS-D):

Conforme a NBR 6118/2014 “Estado no qual em um ou mais pontos da seção transversal a tensão é nula, não havendo tração no restante da seção”.

Tal estado corresponde à situação do concreto protendido, onde a seção é pré-comprimida pelo ato da protensão e posteriormente, devido à ação dos outros carregamentos aos quais a peça encontra-se sujeita, vai sendo descomprimida, até que atinge o estado de descompressão.

Esta verificação, conforme regulamentado pela NBR 6118/2014, deve ser feita no Estádio I, considerando-se o concreto não fissurado e o comportamento elástico dos materiais. A análise de tensões para tal estado limite é apresentada na figura 2.1.

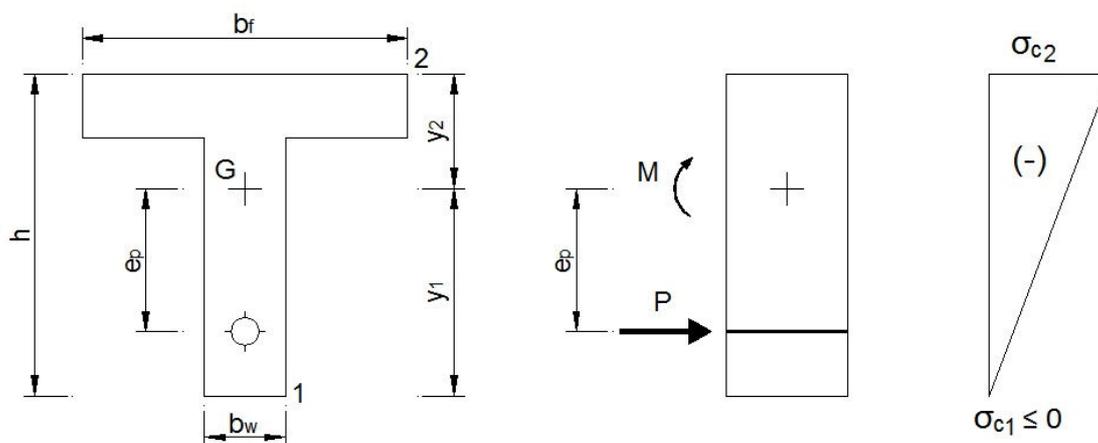


Figura 2.1 – Análise de tensões – ELS-D.

b) Estado limite de descompressão parcial (ELS-DP):

Conforme a NBR 6118/2014 “Estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve se estender até uma distância a_p da face mais próxima da cordoalha ou bainha de protensão”. A figura 2.2 ilustra as regiões, comprimida e tracionada, assim como a distância a_p em relação a face inferior da cordoalha.

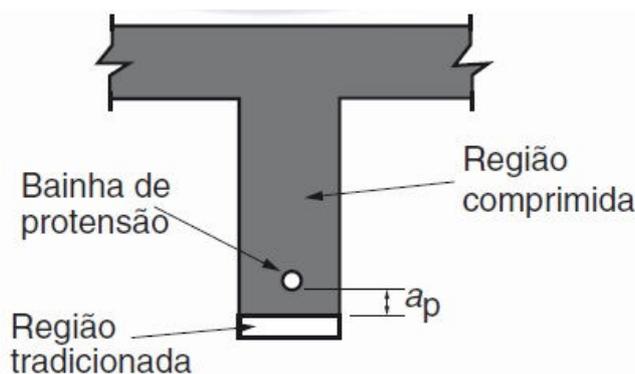


Figura 2.2 – Estado limite de descompressão parcial – ELS-DP (NBR 6118/2014, Figura 3.1).

De acordo com a Tabela 13.3 da NBR 6118/2014, poderá o projetista, a seu critério, substituir o ELS-D pelo ELS-DP com $a_p = 25$ mm.

c) Estado limite de formação de fissuras (ELS-F):

Conforme a NBR 6118/2014 “Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que o estado limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual à $f_{ct,f}$ ” (sendo $f_{ct,f}$ a resistência à tração na flexão). A análise de tensões para tal estado limite é apresentada na figura 2.3.

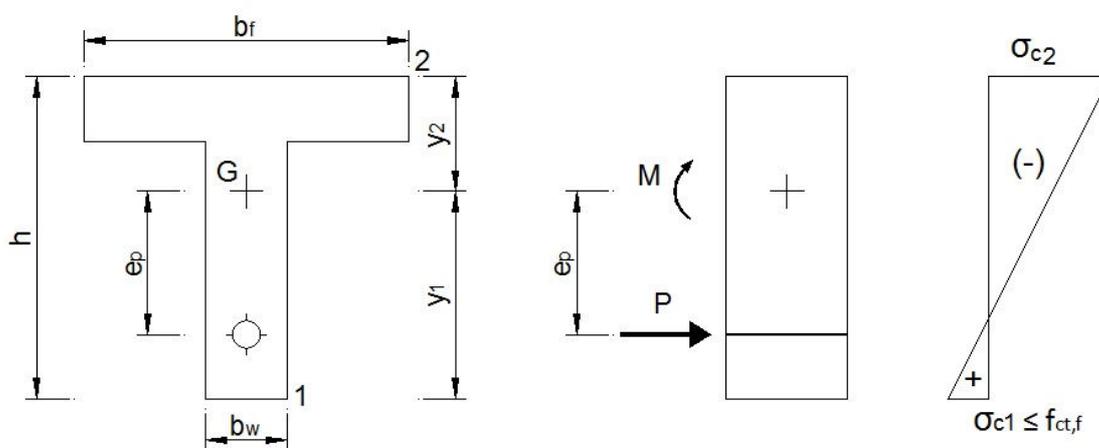


Figura 2.3 – Estado limite de formação de fissuras – ELS-F.

d) Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W):

Conforme a NBR 6118/2014 “Estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados em 13.4.2”. O item 13.4.2 da referida norma apresenta os limites para fissuração em função da classe de agressividade ambiental e do tipo de protensão ao qual o elemento está sujeito.

e) Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF):

Conforme a NBR 6118/2014 “Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal”. Corresponde a verificação das flechas, deslocamentos máximos, os quais devem ser verificados para todas estruturas de concreto.

f) Estado limite de compressão excessiva (ELS-CE):

Conforme a NBR 6118/2014 “Estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso de concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão”. É admitida uma verificação simplificada no ato da protensão, onde o limite de compressão é fixado em $0,70 f_{ckj}$, sendo j a idade fictícia no ato da protensão. A análise de tensões para tal estado limite é apresentada na figura 2.4.

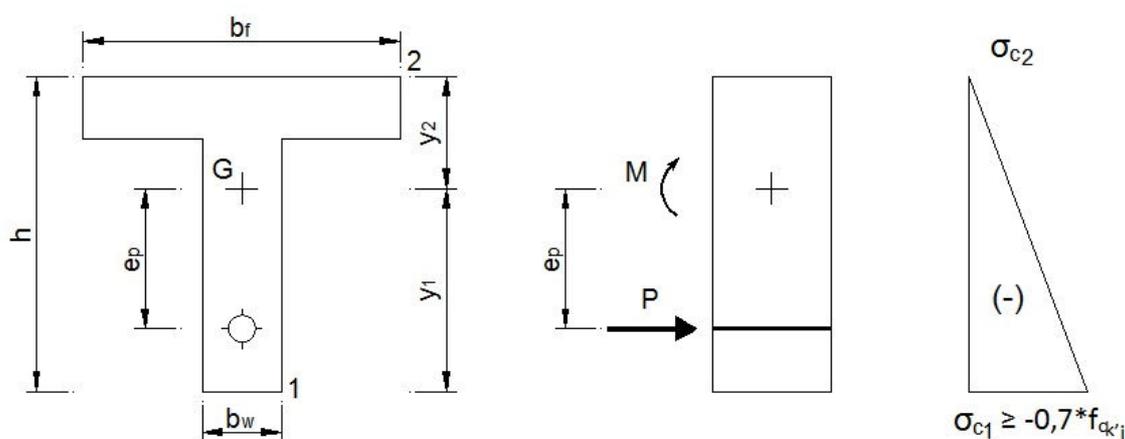


Figura 2.4 – Estado limite de compressão excessiva – ELS-CE.

g) Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE):

Conforme a NBR 6118/2014 “Estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para utilização normal da construção”.

2.3. AÇÕES E COMBINAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

As ações atuantes sobre a estrutura derivam do peso próprio, protensão, cargas acidentais (cargas verticais devido ao uso, cargas móveis), ação de vento, variações de temperatura, dentre outras devidamente especificadas no item 11 da NBR 6118/2014. As normas regulamentadoras classificam as ações como permanentes, variáveis e excepcionais. O carregamento é definido como uma combinação de ações com probabilidades não desprezíveis de ocorrer simultaneamente sobre uma estrutura em um dado período, sendo as combinações de serviço classificadas conforme sua permanência na estrutura e verificadas da seguinte forma:

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

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

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

As tabelas 2.1 e 2.2 apresentam, respectivamente, as combinações de serviço para o ELS e os valores para os coeficientes de majoração das solicitações.

Tabela 2.1 – Combinações de serviço (NBR 6118/2014, Tabela 11.4).

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \Psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\Psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Psi_1 F_{q1k} + \dots$ $\dots \Sigma \Psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\Psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + F_{q1k} + \dots$ $\dots \Sigma \Psi_1 F_{qjk}$

Onde: $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas; Ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS; Ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Tabela 2.2 – Valores do coeficiente γ_{f2} (NBR 6118/2014, Tabela 11.2).

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longo período de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais. ^c Edifícios comerciais, escritórios, estações e edifícios públicos.

2.4. NÍVEIS DE PROTENSÃO

No dimensionamento para concreto protendido a força de protensão, assim como as respectivas armaduras, é determinada para atender a segurança frente aos estados limites de serviço (ELS). Após definida a força de protensão e as respectivas armaduras, deve ser feita a verificação da segurança frente aos estados limites últimos (ELU).

Segundo Leonhardt e Mönning (1983) a definição do grau de protensão dá-se por:

$$K_p = \frac{M_0}{M_{(g+p),\text{máx}}} \quad (2.1)$$

Onde: M_0 é o momento fletor capaz de provocar um estado limite de descompressão na seção transversal; $M_{(g+p),\text{máx}}$ é o momento fletor característico máximo que pode atuar sobre a seção transversal.

Conforme dispõe a norma brasileira, NBR 6118/2014, há três níveis de protensão e a determinação do projetista deverá estar associada à Classe de Agressividade Ambiental (CAA) do local onde irá encontrar-se a estrutura a ser projetada. A classificação das classes de agressividade é apresentada na tabela 2.3. Em função do nível de protensão adotado definem-se as exigências a serem verificadas quanto à fissuração e proteção da armadura, conforme tabela 2.4.

Tabela 2.3 – Classe de agressividade ambiental (NBR 6118/2014, Tabela 6.1).

Classe de agressividade ambiental (CAA)	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 2.4 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função da CAA (NBR 6118/2014, Tabela 13.4).

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4 \text{ mm}$	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3 \text{ mm}$	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente
^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50 \text{ mm}$ (Figura 3.1). NOTAS: 1-As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2. 2-Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens. 3-No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.			

a) Protensão Parcial – Concreto Protendido Nível 1

Conforme apresentado na tabela 2.4, as condições de protensão parcial deverão ser atendidas para elementos com armadura pré-tração em ambientes de CAA I, ou ainda, para elementos com armadura pós-tração em ambientes de CAA I e II.

No caso de protensão parcial uma das seguintes condições deverá ser atendida:

- para combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de abertura de fissuras (ELS-W), com $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$.

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \leq 0,2 \text{ mm} \tag{2.3}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \leq 0,2 \text{ mm} \tag{2.4}$$

Onde: w_k , abertura característica de fissuras na superfície do concreto; ϕ_i , diâmetro da barra considerada; E_{si} , módulo de elasticidade do aço da barra considerada; ρ_{ri} , taxa de armadura aderente em relação a área da região de envolvimento; σ_{si} , tensão de tração no

centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II; η_1 , coeficiente de conformação superficial da armadura considerada; f_{ctm} , resistência média à tração direta do concreto.

b) Protensão Limitada – Concreto Protendido Nível 2

Da mesma maneira que foi apresentado para o CP nível 1 as condições de protensão limitada deverão ser atendidas para elementos com armadura pré-tracionada em ambientes de CAA II, ou ainda, para elementos com armadura pós-tracionada em ambientes de CAA III e IV.

No caso de protensão limitada, as duas condições apresentadas deverão ser atendidas:

- para combinações quase-permanentes de ações, conforme projeto, deve ser respeitado o estado limite de serviço de descompressão (ELS-D), o qual poderá ser substituído pelo ELS-DP a critério do projetista.

$$\sigma_{C1} = P_{\infty} * \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_1} \right) - \frac{M_g + \psi_2 * M_q}{W_1} \leq 0 \quad (2.5)$$

Onde: σ_{C1} , tensão de compressão no concreto na face inferior; A , área da seção transversal de concreto; e_p , excentricidade da armadura protendida resultante em relação ao baricentro da seção de concreto; M_g , momento solicitante devido a carga permanente; M_q , momento solicitante devido a carga variável; W_1 , módulo de resistência relativo a face inferior; ψ_2 , coeficiente de ponderação.

- para combinações frequentes de ações, conforme projeto, deve ser respeitado o estado limite de serviço de formação de fissuras (ELS-F).

$$\sigma_{C1} = P_{\infty} * \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_1} \right) - \frac{M_g + \psi_1 * M_q}{W_1} \leq f_{ct,f} \quad (2.6)$$

Onde: $f_{ct,f}$, resistência característica do concreto a tração na flexão.

c) Protensão Completa – Concreto Protendido Nível 3

Analogamente, as condições de protensão completa deverão ser atendidas para elementos com armadura pré-tracionada em ambientes de CAA III e IV.

Destaca-se que este é o tipo de protensão indicado para estruturas portuárias, visto que, tais estruturas encontram-se classificadas na CAA-IV.

No caso de protensão completa, as duas condições apresentadas deverão ser atendidas:

- para combinações frequentes de ações, conforme projeto, deve ser respeitado o estado limite de serviço de descompressão (ELS-D), o qual poderá ser substituído pelo ELS-DP a critério do projetista.

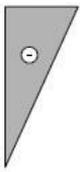
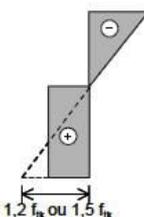
$$\sigma_{C1} = P_{\infty} * \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_1} \right) - \frac{M_g + \psi_1 * M_q}{W_1} \leq 0 \tag{2.7}$$

- para combinações raras de ações, conforme projeto, deve ser respeitado o estado limite de serviço de formação de fissuras (ELS-F).

$$\sigma_{C1} = P_{\infty} * \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_1} \right) - \frac{M_g + M_q}{W_1} \leq f_{ct,f} \tag{2.8}$$

Considerando-se uma viga de concreto protendido sujeita a momento fletor externo positivo, tem-se a verificação dos estados limites de serviço conforme mostrado na tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Níveis de protensão e estados limites a verificar – Viga sujeita a momento fletor externo positivo (J.B. Hanai – Concreto Protendido, Tabela 4.5).

Tabela 4.5- Níveis de protensão e estados limites de serviço a verificar (caso particular de viga sujeita a momento fletor externo positivo)			
Estados limites de serviço	Descompressão	Formação de fissuras	Abertura de fissuras
			
Nível de protensão	Combinação de ações de serviço		
	Quase-permanente (CQP)	Frequente (CF)	Rara (CR)
Completa Pré tração/CAA III, IV	Descompressão (ELS-D)	Descompressão (ELS-D)	Formação de Fissuras (ELS-F)
Limitada Pré tração/CAA II Pós tração/CAA III, IV	Descompressão (ELS-D)	Formação de Fissuras (ELS-F)	—
Parcial Pré tração/CAA I Pós tração/CAA I e II	—	Abertura de Fissuras (ELS-W, w_k=0,2mm)	—

2.5. ESTIMATIVA DA FORÇA DE PROTENSÃO P_{∞}

P_{∞} é o valor da força atuante sobre o cabo após terem sido descontadas todas as perdas imediatas e diferidas. Para estimar-se a força de protensão P_{∞} tem-se como partida os seguintes parâmetros:

- i. Cargas atuantes sobre a estrutura.
- ii. Propriedades mecânicas do concreto e das armaduras.
- iii. Propriedades geométricas da seção transversal conforme o pré-dimensionamento.
- iv. Solicitações devidas às cargas permanentes e variáveis.
- v. Grau de protensão k_p estabelecido ou nível de protensão conforme NBR 6118/2014.
- vi. Intensidade das perdas de protensão (estimativa inicial).

Poderão ser incluídos ainda outros parâmetros em função do tipo de estrutura a ser projetada.

a) Protensão Parcial – Concreto Protendido Nível 1

- Combinação quase-permanente de ações: $g + \psi_2 * q$

$$P_{\infty} \leq \frac{M_g + \psi_2 * M_q}{\left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_1}\right) * W_1} \quad (2.9)$$

A condição expressa acima, equação 2.9, visa garantir que as fissuras permaneçam fechadas para as combinações de ações quase-permanentes.

- Combinação frequente de ações: $g + \psi_1 * q$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 * \eta_i} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3 * \sigma_{si}}{f_{ctm}} \leq 0,2 \text{ mm} \quad (2.10)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 * \eta_i} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45\right) \leq 0,2 \text{ mm} \quad (2.11)$$

Escolher um valor para P_{∞} é verificar se pelo menos uma das condições acima, equação 2.10 e equação 2.11, é satisfeita.

b) Protensão Limitada – Concreto Protendido Nível 2

- Combinação quase-permanente de ações: $g + \psi_2 * q$

$$P_{\infty} \leq \frac{M_g + \psi_2 * M_q}{\left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_1}\right) * W_1} \quad (2.12)$$

- Combinação frequente de ações: $g + \psi_1 * q$

$$P_{\infty} \leq \frac{f_{ct,f} + \frac{M_{g+\psi_1 * M_q}}{W_1}}{\left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_1}\right)} \quad (2.13)$$

c) Protensão Completa – Concreto Protendido Nível 3

- Combinação frequente de ações: $g + \psi_1 * q$

$$P_{\infty} \leq \frac{M_{g+\psi_1 * M_q}}{\left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_1}\right) * W_1} \quad (2.14)$$

- Combinação rara de ações: $g + q$

$$P_{\infty} \leq \frac{f_{ct,f} + \frac{M_{g+M_q}}{W_1}}{\left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_1}\right)} \quad (2.15)$$

2.6. ESTIMATIVA DA FORÇA DE PROTENSÃO P_i

P_i é a força máxima aplicada a armadura pelo equipamento de tração. O projeto deve prever as diversas perdas de protensão em relação à força inicial aplicada pelo aparelho tensor, sejam elas, perdas iniciais, imediatas ou progressivas. A estimativa da força de protensão P_i é feita a partir do fator de perdas de protensão final r_{∞} , onde:

$$P_i = \frac{P_{\infty}}{r_{\infty}} \quad (2.16)$$

Por sua vez, a estimativa inicial de armadura ativa, A_p , será calculada por:

$$A_p = \frac{P_i}{\sigma_{pi}} \quad (2.17)$$

Onde: σ_{pi} é a máxima tensão na armadura ativa ao longo da operação de estiramento dos cabos conforme apresentado abaixo e de acordo com a NBR 6118/2014.

Para armadura pré-tracionada:

“- por ocasião da aplicação da força P_i , a tensão σ_{pi} da 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”.

Para armadura pós-tracionada:

“- por ocasião da aplicação da força P_i , a tensão σ_{pi} da 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”.

“- nos aços CP-85/105, fornecidos em barras, os limites passam a ser $0,72 * f_{ptk}$ e $0,88 * f_{pyk}$, respectivamente”.

2.7. DETERMINAÇÃO DOS VALORES REPRESENTATIVOS DA FORÇA P : P_a , P_0 e P_∞

Os valores de P em suas respectivas grandezas devem ser determinados em função do cálculo das perdas de protensão imediatas e diferidas.

$$P_a = P_i - \Delta P_{\text{atrito}} - \Delta P_{\text{ancoragens}} \quad (2.18)$$

$$P_0 = P_a - \Delta P_{\text{elástico}} \quad (2.19)$$

$$P_\infty = P_0 - \Delta P_{(t_\infty, t_0)} \quad (2.20)$$

Onde: ΔP_{atrito} são as perdas decorrentes do atrito entre o contato do cabo de protensão com a bainha (sistema pós-tracionado) e do contato dos cabos entre si. Ocorre devido à curvatura do cabo e as irregularidades no traçado provenientes de erros de construção; $\Delta P_{\text{ancoragens}}$ são as perdas decorrentes do retorno do cabo no momento da fixação das cunhas de ancoragem; $\Delta P_{\text{elástico}}$ são as perdas decorrentes do encurtamento elástico do concreto, pois quando é transferida a força de protensão ao concreto há um encurtamento do elemento que reduz o alongamento inicial do cabo; $\Delta P_{(t_\infty, t_0)}$ é o somatório das perdas decorrentes de retração do concreto, fluência do concreto e relaxação da protensão.

2.8. VERIFICAÇÃO DE TENSÕES NORMAIS NO CONCRETO

Tensões normais deverão ser verificadas no concreto tanto no ato da protensão quanto na situação de serviço. As combinações de carregamento, bem como as tensões limites a serem observadas, variáveis em função do Nível de Protensão adotado no projeto, devem respeitar o estabelecido na NBR 6118/2014.

a) Verificação das tensões no ato da protensão

A verificação das tensões em vazio, ou seja, no ato da protensão, conforme estabelece a NBR 6118/2014, poderá ser realizada de maneira simplificada, de acordo com o exposto abaixo.

Admite-se que a segurança em relação ao estado limite último no ato da protensão seja verificada no estágio I (concreto não fissurado e comportamento elástico dos materiais), desde que as seguintes condições sejam satisfeitas:

- *A tensão máxima de compressão na seção de concreto obtida através das solicitações ponderadas de $\gamma_p = 1,1$ e $\gamma_f = 1,0$ não deve ultrapassar 70% da resistência característica f_{ckj} prevista para a idade de aplicação da protensão [(17.2.4.3.1-a)]. Onde: γ_p , coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão; γ_f , coeficiente de ponderação das ações.*
- *A tensão máxima de tração do concreto não deve ultrapassar 1,2 vez a resistência a tração f_{ctm} correspondente ao valor f_{ckj} especificado;*
- *Quando nas seções transversais existirem duas tensões de tração, deve haver armadura de tração calculada no estágio II. Para efeitos de cálculo, nessa fase da construção, a força nessa armadura pode ser considerada igual à resultante das tensões de tração no concreto no estágio I. Essa força não deve provocar, na armadura correspondente, acréscimos de tensão superiores a 150 MPa no caso de fios ou barras lisas e a 250 MPa em barras nervuradas.*

Tensões normais no bordo superior:

$$\sigma_{c2} = \gamma_p * P_0 * \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_2} \right) - \frac{\gamma_f * M_{g1}}{W_2} \leq 1,2 * f_{ctm} \quad (2.21)$$

Onde: W_2 , módulo de resistência relativo a face superior.

Tensões normais no bordo inferior:

$$\sigma_{c1} = \gamma_p * P_0 * \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_1} \right) - \frac{\gamma_f * M_{g1}}{W_1} \geq -0,7 * f_{ckj} \quad (2.22)$$

As condições expressas nas equações 2.21 e 2.22 são ilustradas na figura 2.5.

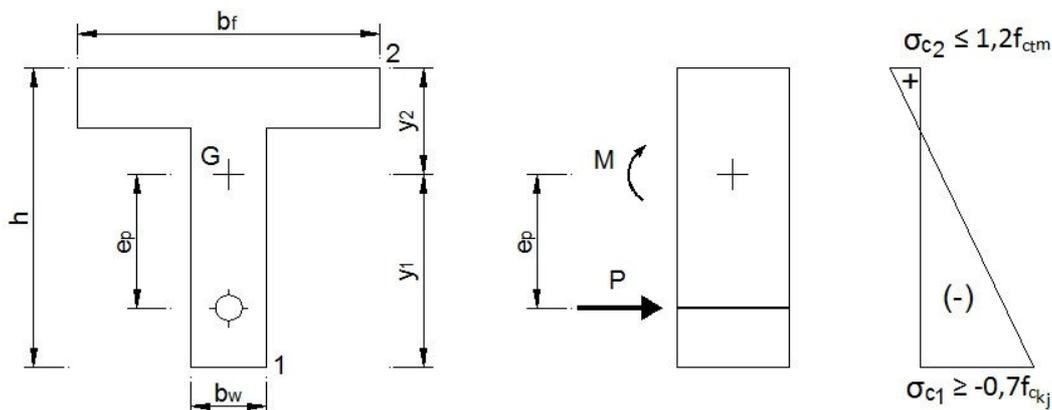


Figura 2.5 – Tensões no ato da protensão.

b) Verificação das tensões em serviço

A verificação das tensões no concreto em serviço, conforme estabelecido em norma, deverá considerar a carga proveniente da força de protensão, onde, $P = P_{\infty}$, e ainda, as ações provenientes das combinações de serviço, ou seja, $M_s = M_g + \psi * M_q$, conforme apresentado nas equações 2.23 e 2.24, assim como na figura 2.6.

Tensões normais no bordo superior:

$$\sigma_{c2} = P_{\infty} * \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_2} \right) - \frac{M_g + \psi * M_q}{W_2} \tag{2.23}$$

Tensões normais no bordo inferior:

$$\sigma_{c1} = P_{\infty} * \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W_1} \right) - \frac{M_g + \psi * M_q}{W_1} \tag{2.24}$$

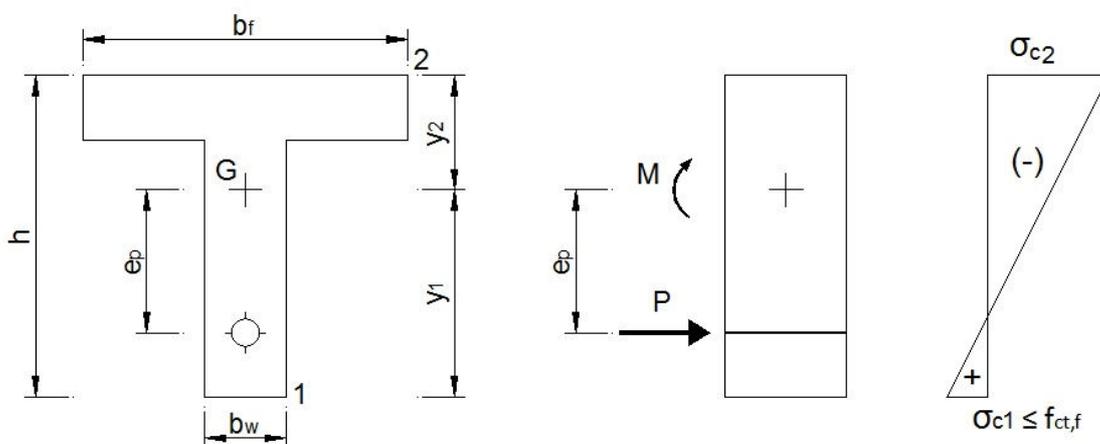


Figura 2.6 – Tensões em serviço.

2.9. ESTADO LIMITE ÚLTIMO: SOLICITAÇÕES NORMAIS

No Estado Limite Último deve ser garantida a condição de equilíbrio:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} = M_{gd} + M_{qd} \quad (2.25)$$

A armadura de protensão A_p é calculada de forma a atender as exigências dos Estados Limites de Serviço (ELS). Sendo assim, não se pode garantir que tal armadura irá assegurar o equilíbrio a ruptura.

Ao constatar-se o não atendimento da condição de equilíbrio, somente com uso da armadura ativa A_p , deverá ser calculada uma armadura passiva A_{s1} , tracionada, com tensão f_{yd} visando estabelecer o equilíbrio no ELU.

Considera-se que: as seções inicialmente planas e normais ao eixo da peça permanecem planas e normais ao eixo deformado; existe aderência perfeita entre a armadura e o concreto; a distribuição de deformações no regime de ruptura deve obedecer os domínios de deformações estabelecidos na NBR 6118/2014; a deformação na armadura de protensão deve incluir o alongamento prévio (ϵ_{pnd}), até ser atingido o “estado de neutralização”; o diagrama tensão-deformação do concreto é o parábola retângulo; a resistência a tração do concreto é desprezada na resistência aos esforços solicitantes; simplificada, pode-se adotar um diagrama retangular de tensões para o concreto; o diagrama tensão-deformação do aço de protensão é o bilinear; o diagrama tensão-deformação da armadura passiva é elasto-plástico perfeito.

Estado de deformações:

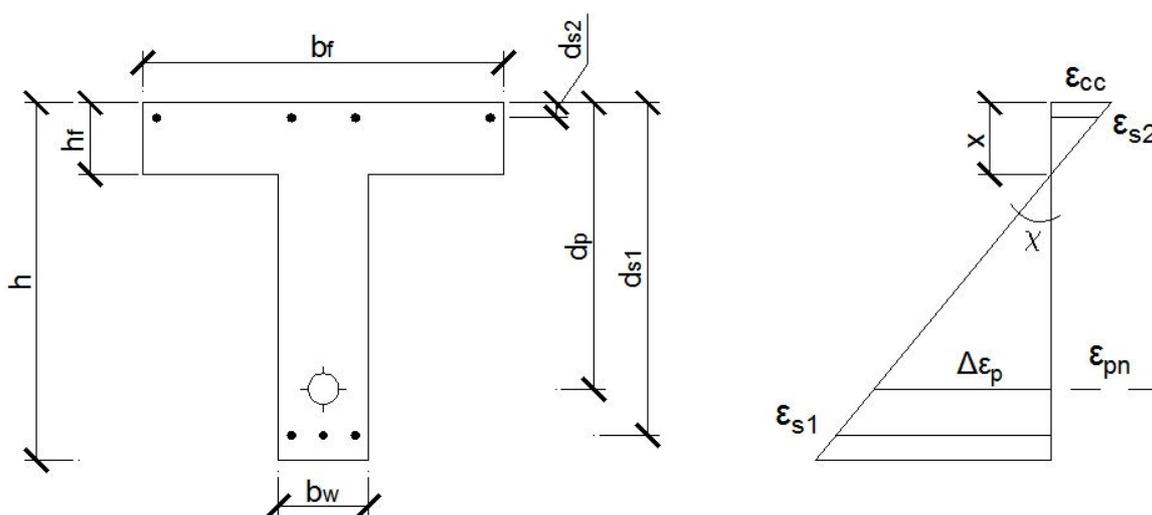


Figura 2.7 – Estado de deformações.

Onde:

$$\varepsilon_{cc} = \chi * x \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_{s2} = \chi * (x - d_{s2}) \quad (2.27)$$

$$\varepsilon_{s1} = \chi * (d_{s1} - x) \quad (2.28)$$

$$\varepsilon_{pnd} = \frac{\gamma_p * P_{\infty}}{E_p * A_p} + \frac{\gamma_p * \sigma_{c,p}}{E_c} \quad (2.29)$$

$$\Delta\varepsilon_p = \chi * (d_p - x) \quad (2.30)$$

$$\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{pnd} + \Delta\varepsilon_p \quad (2.31)$$

Estado de tensões:

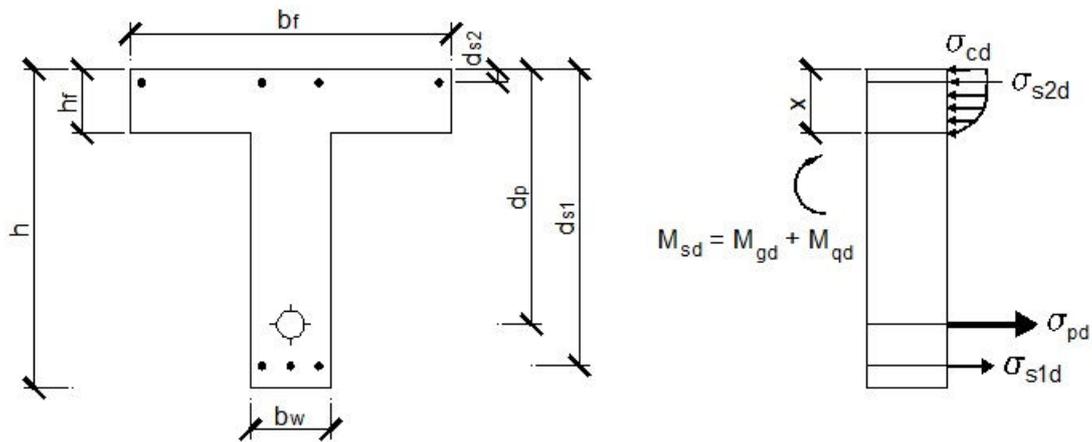


Figura 2.8 – Estado de tensões.

Onde:

$$\sigma_{s1d} = E_s * \varepsilon_{s1} = E_s * \chi * (d_{s1} - x), \text{ se } \varepsilon_{s1} < \varepsilon_{yd} \quad (2.32)$$

$$\sigma_{s1d} = f_{yd}, \text{ se } \varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd} \quad (2.33)$$

$$\sigma_{s2d} = E_s * \varepsilon_{s2} = E_s * \chi * (x - d_{s2}), \text{ se } \varepsilon_{s2} < \varepsilon_{yd} \quad (2.34)$$

$$\sigma_{s2d} = f_{yd}, \text{ se } \varepsilon_{s2} \geq \varepsilon_{yd} \quad (2.35)$$

$$\sigma_{pd} = E_p * \varepsilon_{pd}, \text{ se } \varepsilon_{pd} < \varepsilon_{pyd} \quad (2.36)$$

$$\sigma_{pd} = f_{pyd} + \frac{f_{ptd} - f_{pyd}}{\varepsilon_{ptd} - \varepsilon_{pyd}}, \text{ se } \varepsilon_{pd} \geq \varepsilon_{pyd} \quad (2.37)$$

Forças resultantes:

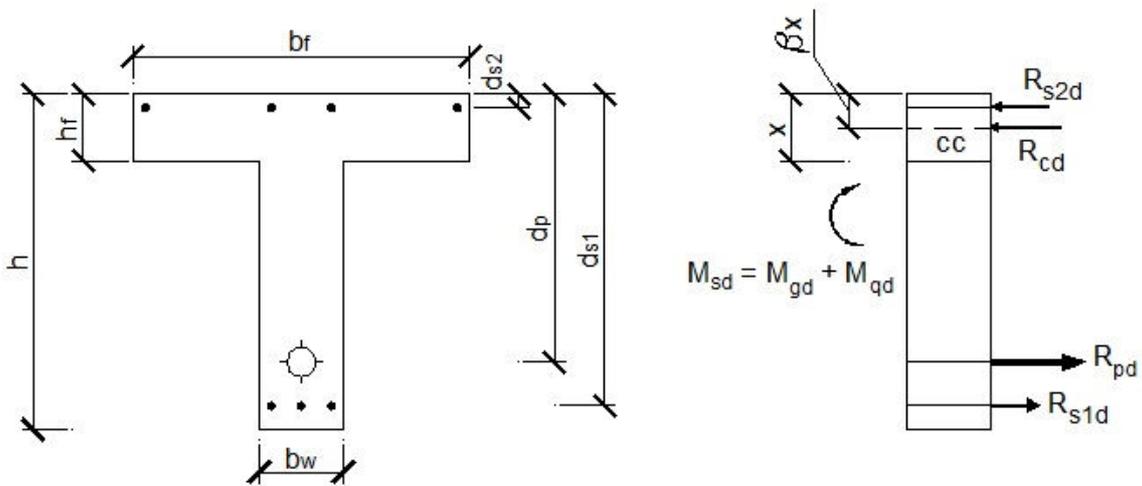


Figura 2.9 – Forças atuantes sobre a seção.

Onde:

$$R_{cd} = \int_0^x \sigma_{cd} * (y) * b_f * d_y \quad (2.38)$$

Utilizando-se o diagrama simplificado, retangular:

$$R_{cd} = \sigma_{cd} * 0,8 * x * b_f \quad (2.39)$$

$$R_{s2d} = \sigma_{s2d} * A_{s2} \quad (2.40)$$

$$R_{s1d} = \sigma_{s1d} * A_{s1} \quad (2.41)$$

$$R_{pd} = \sigma_{pd} * A_p \quad (2.42)$$

O equilíbrio de forças e momentos atuantes sobre a seção dá-se por:

$$\Sigma F = 0 \therefore R_{cd} + R_{s2d} - R_{pd} - R_{s1d} = 0 \quad (2.43)$$

$$\Sigma M_{As1} = 0 \therefore R_{cd} * (d_{s1} - \beta * x) + R_{s2d} * (d_{s1} - d_{s2}) - R_{pd} * (d_{s1} - d_p) - M_{sd} = 0 \quad (2.44)$$

Para o bloco retangular de tensões no concreto: $\beta = 0,4$

Expandindo a equação 2.43:

$$\int_0^x \sigma_{cd} * (y) * b_f * d_y + \sigma_{s2d} * A_{s2} - \sigma_{pd} * A_p - \sigma_{s1d} * A_{s1} = 0 \quad (2.45)$$

Empregando-se o diagrama retangular de profundidade $0,8 * x$:

$$\sigma_{cd} * 0,8 * x * b_f + \sigma_{s2d} * A_{s2} - \sigma_{pd} * A_p - \sigma_{s1d} * A_{s1} = 0 \quad (2.46)$$

Expandindo a equação 2.44 e empregando-se o diagrama retangular de tensões para o concreto com $\beta = 0,4$:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd} * 0,8x * b_f * (d_{s1} - 0,4 * x) + \sigma_{s2d} * A_{s2} * (d_{s1} - d_{s2}) \dots \\ \dots - \sigma_{pd} * A_p * (d_{s1} - d_p) - M_{Sd} = 0 \end{aligned} \quad (2.47)$$

A solução simplificada do problema decorre da hipótese de que a ruptura ocorre no Domínio 3. Assim, todas as armaduras atingem sua tensão de escoamento, onde, tem-se:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s1d} \geq \varepsilon_{yd}, \quad \varepsilon_{s2d} \geq \varepsilon_{yd}, \quad \varepsilon_{pd} \geq \varepsilon_{pyd} \\ \sigma_{s1d} \geq f_{yd}, \quad \sigma_{s2d} \geq f_{yd}, \quad \sigma_{pd} \geq f_{pyd} \end{aligned}$$

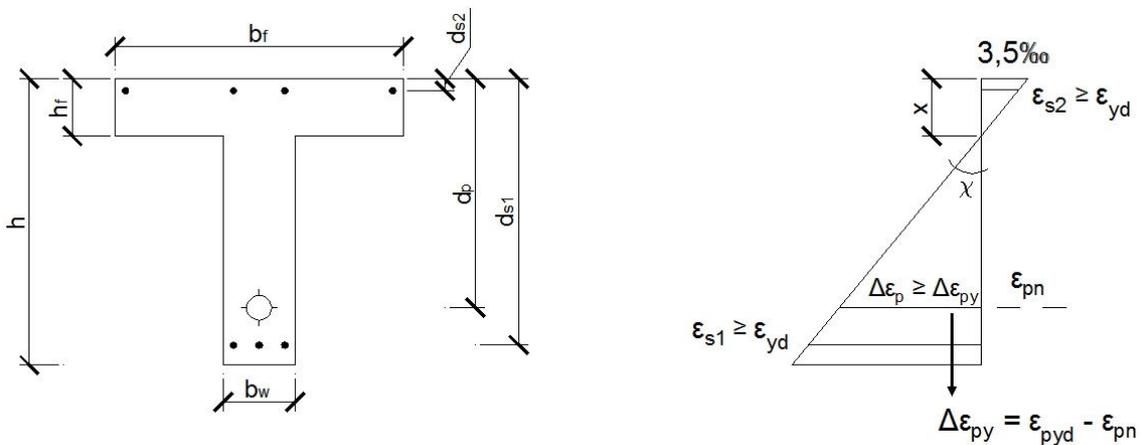


Figura 2.10 – Estado de deformações – Ruptura no Domínio 3.

A posição da linha neutra (x) é calculada com o uso da equação 2.47. Como simplificação, a contribuição da armadura comprimida A_{s2} pode ser desprezada.

$$\begin{aligned} \sigma_{cd} * 0,8x * b_f * (d_{s1} - 0,4 * x) + \sigma_{s2d} * A_{s2} * (d_{s1} - d_{s2}) \dots \\ \dots - \sigma_{pd} * A_p * (d_{s1} - d_p) - M_{Sd} = 0 \end{aligned} \quad (2.48)$$

$$a * x^2 + b * x + c = 0 \quad (2.49)$$

Onde:

$$a = -0,32 * \sigma_{cd} * b_f \quad (2.50)$$

$$b = 0,8 * \sigma_{cd} * b_f * d_{s1} \quad (2.51)$$

$$c = \sigma_{s2d} * A_{s2} * (d_{s1} - d_{s2}) - \sigma_{pd} * A_p * (d_{s1} - d_p) - M_{Sd} \quad (2.52)$$

Com a equação 2.46 determina-se a armadura tracionada A_{s1} , necessária para estabelecer o equilíbrio na ruptura:

$$A_{s1} = \frac{f_{pyd} * A_p - \sigma_{cd} * 0,8 * x * b_f - f_{syd} * A_{s2}}{f_{yd}}, \text{ com } \sigma_{cd} = 0,85 * f_{cd} \quad (2.53)$$

Feito isso deve-se verificar a hipótese inicial (ruptura no Domínio 3).

$$\text{Limite entre os Domínios 2 e 3: } x_{2-3} = \frac{0,35\%}{0,35\% + 1,00\%} * d_p$$

$$\text{Limite entre os Domínios 3 e 4: } x_{3-4} = \frac{0,35\%}{0,35\% + \Delta\varepsilon_{py}} * d_p$$

$$\text{Onde: } \Delta\varepsilon_{py} = \varepsilon_{pyd} - \varepsilon_{pn}$$

$$\text{Então: } x_{2-3} \leq x \leq x_{3-4}$$

2.10. ESTADO LIMITE ÚLTIMO: RUPTURA NO ATO DA PROTENSÃO

A NBR 6118/2014 exige ainda uma verificação da segurança com relação à ruptura no ato da protensão, assim, devem ser respeitadas ainda as seguintes hipóteses:

- Considera-se como resistência característica do concreto f_{ckj} aquela correspondente à idade fictícia j (em dias), no ato da protensão, sendo que a resistência de f_{ckj} deve ser claramente especificada no projeto.
- Para verificação, admitem-se os seguintes valores para os coeficientes de ponderação, com as cargas que efetivamente atuarem nessa ocasião:

$$\gamma_c = 1,2;$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

$$\gamma_p = 1,0, \text{ na pré-tração;}$$

$$\gamma_p = 1,1, \text{ na pós-tração;}$$

$$\gamma_f = 1,0, \text{ para ações desfavoráveis;}$$

$$\gamma_f = 0,9, \text{ para ações favoráveis.}$$

Estado de deformações:

$$\varepsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{0,35\%}{x} * (d_{s1} - x) \quad (2.54)$$

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{0,35\%}{x} * (d_p - x) \quad (2.55)$$

$$\varepsilon_{pnd} = \frac{\gamma_p * P_{\infty}}{E_p * A_p} + \frac{\gamma_p * \sigma_{c,p}}{E_c} \quad (2.56)$$

$$\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{pnd} + \Delta\varepsilon_p \quad (2.57)$$

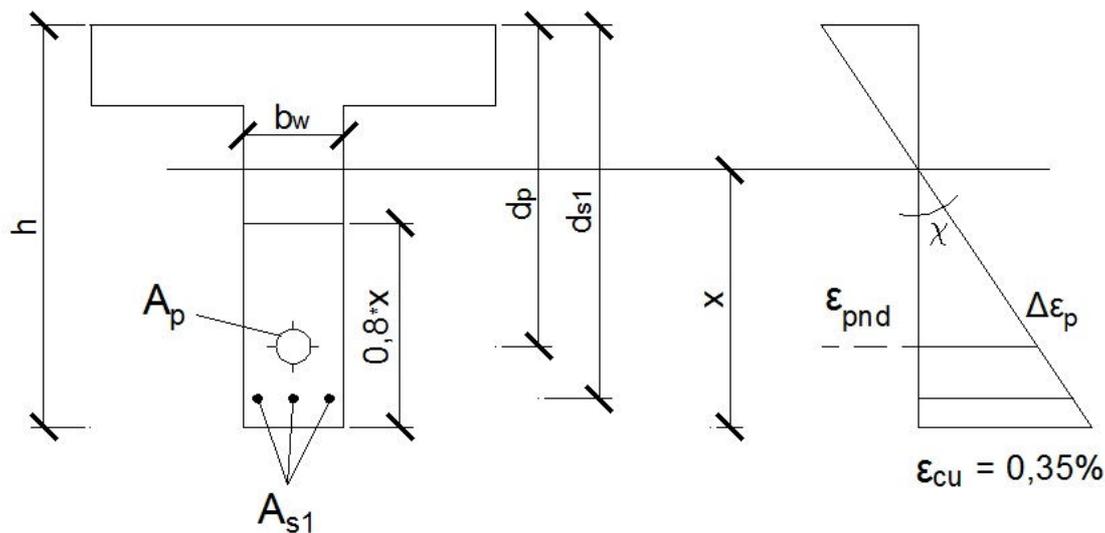


Figura 2.11 – Estado de deformações no ato da protensão.

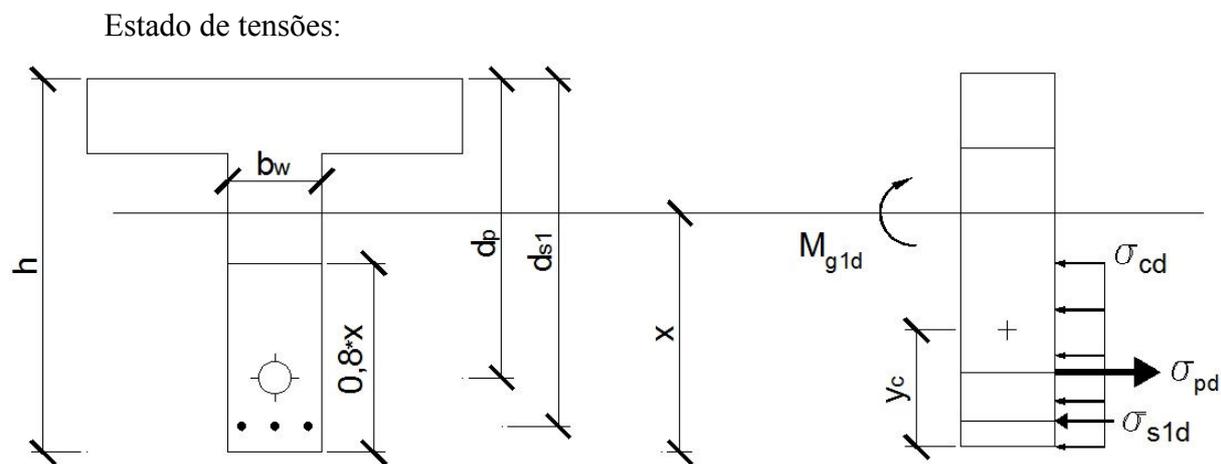


Figura 2.12 – Estado de tensões no ato da protensão.

$$\sigma_{s1d} = E_s * \varepsilon_{s1} = E_s * \chi * (d_{s1} - x), \text{ se } \varepsilon_{s1} < \varepsilon_{yd} \quad (2.58)$$

$$\sigma_{s1d} = f_{yd}, \text{ se } \varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd} \quad (2.59)$$

$$\sigma_{pd} = E_p * \varepsilon_{pd}, \text{ se } \varepsilon_{pd} < \varepsilon_{pyd} \quad (2.60)$$

$$\sigma_{pd} = f_{pyd} + \frac{f_{ptd} - f_{pyd}}{\varepsilon_{ptd} - \varepsilon_{pyd}} * (\varepsilon_{pd} - \varepsilon_{pyd}), \text{ se } \varepsilon_{pd} \geq \varepsilon_{pyd} \quad (2.61)$$

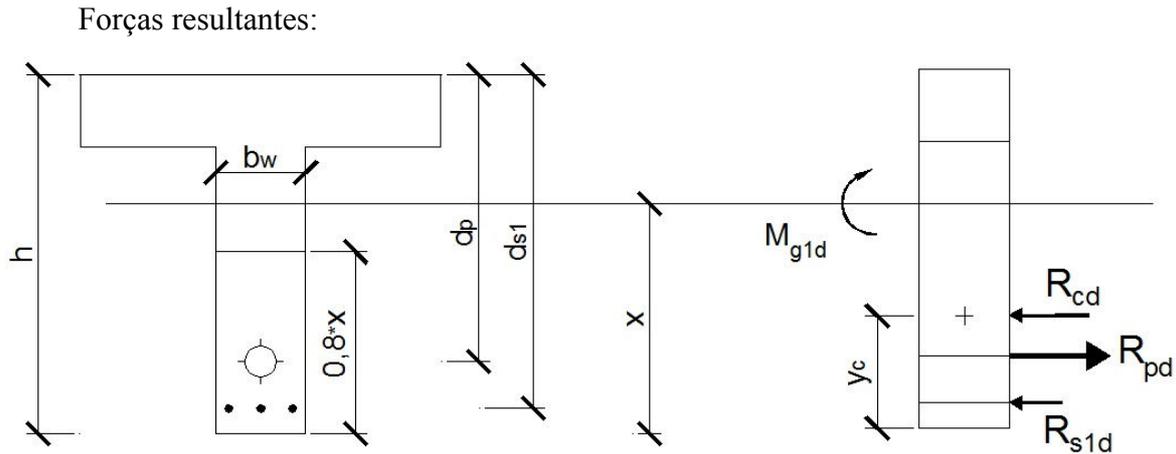


Figura 2.13 – Forças resultantes no ato da protensão.

Com o diagrama retangular:

$$R_{s1d} = \sigma_{s1d} * A_{s1} \quad (2.62)$$

$$R_{pd} = \sigma_{pd} * A_p \quad (2.63)$$

$$R_{cd} = \sigma_{cd} * [0,8 * x * b_w + (b_f - b_w) * h_f] \quad (2.64)$$

Equilíbrio:

$$\Sigma F = 0 \therefore R_{cd} + R_{s1d} - R_{pd} = 0 \quad (2.65)$$

$$\Sigma M_{cc} = 0 \therefore R_{pd} * (y_c - d'_p) - R_{s1d} * (y_c - d'_{s1}) - M_{sd} = 0 \quad (2.66)$$

Sendo:

$$A_{cc} = (b_{fi} - b_w) * h_{fi} + b_w * 0,8 * x \quad (2.67)$$

$$y_c = \frac{0,5 * (b_{fi} - b_w) * h_{fi}^2 + 0,32 * b_w * x^2}{A_{cc}} \quad (2.68)$$

Logo:

$$\Sigma F = 0 \therefore \sigma_{cd} * A_{cc} + \sigma_{s1d} * A_{s1} - \sigma_{pd} * A_p = 0 \quad (2.69)$$

$$\Sigma M_{cc} = 0 \therefore \sigma_{pd} * A_p * (y_c - d'_p) - \sigma_{s1d} * A_{s1} * (y_c - d'_{s1}) - M_{sd} = 0 \quad (2.70)$$

A solução simplificada do problema decorre da hipótese de que a armadura A_{s1} atinge a tensão de escoamento na ruptura.

$$\sigma_{s1d} = f_{yd} \quad (2.71)$$

A posição da linha neutra (x) é calculada com o uso da equação 2.70. Como simplificação, a contribuição da armadura comprimida A_{s1} pode ser desprezada. A seguir é calculada a tensão de compressão no concreto através da equação 2.69.

A segurança deve ser garantida através da manutenção da condição:

$$\sigma_{cd} \leq (0,85 * f_{ck,j})/\gamma_c \tag{2.72}$$

2.11. ARMADURA MÍNIMA

Conforme regulamentação da NBR 6118/2014, deve-se verificar a armadura mínima de tração da seção. Tal armadura deve resistir a um momento fletor mínimo na região tracionada de acordo com a expressão apresentada a seguir, respeitando-se a taxa mínima absoluta de armadura 0,15%.

$$M_{d,min} = 0,8 * W_0 * f_{ctk,sup} \tag{2.73}$$

Onde: W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada; $f_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração.

Pode-se ainda considerar atendida a armadura mínima através da aplicação das taxas mínimas apresentadas na tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas (NBR 6118/2014 – Tabela 17.3)

Forma da seção	Valores de ρ_{min}^a ($A_{s,min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.

2.12. ESTADO LIMITE ÚLTIMO: FORÇA CORTANTE

O dimensionamento de vigas de concreto protendido ao esforço cortante assemelha-se ao das vigas de concreto armado, com as seguintes diferenças:

- É possível descontar do esforço cortante causado pelo carregamento externo, $V_{gd} + V_{qd}$, uma parcela de esforço cortante gerado pela curvatura do cabo de protensão, V_{pd} ;
- A força de protensão exerce uma força normal de compressão sobre a seção retardando ou impedindo o surgimento de fissuras diagonais de esforço cortante, o que aumenta a capacidade resistente da seção;
- É preciso garantir que exista um banzo tracionado resistente na região dos apoios, que satisfaça a condição: $A_p * f_{pyd} + A_s * f_{yd} = V_{Sd}$

a) Efeito da componente tangencial da força de protensão

A figura 2.14 ilustra como um cabo inclinado produz uma componente de força na direção contrária da força cortante na seção, oriunda das ações externas. Com isto, tem-se a chamada *força cortante reduzida*.

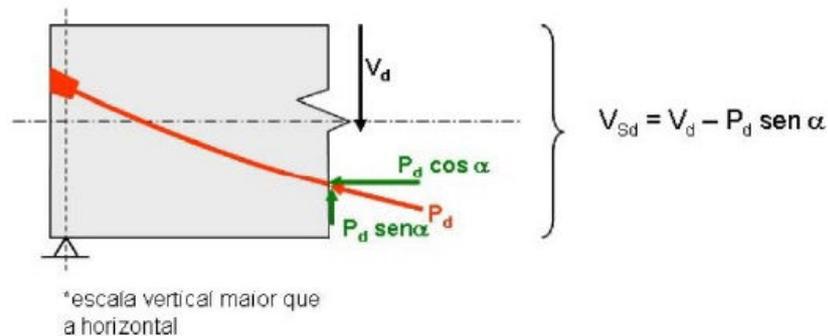


Figura 2.14 – Componente tangencial causada pela curvatura do cabo (J.B. Hanai – Concreto Protendido, Figura 6.5).

Conforme estabelece a NBR 6118/2014, no valor de V_{Sd} deve ser considerado o efeito da projeção da força de protensão na sua direção, com o valor de cálculo correspondente ao tempo t considerado. Porém, caso tal efeito seja favorável, a armadura longitudinal de tração junto à face tracionada deverá satisfazer a condição:

$$A_p * f_{pyd} + A_s * f_{yd} \geq V_{Sd} \quad (2.74)$$

b) Modelo de Cálculo I

O Modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{sd} .

Verificação da compressão no concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{V2} * f_{cd} * b_w * d \quad (2.75)$$

$$\alpha_{V2} = (1 - f_{ck}/250) \quad (2.76)$$

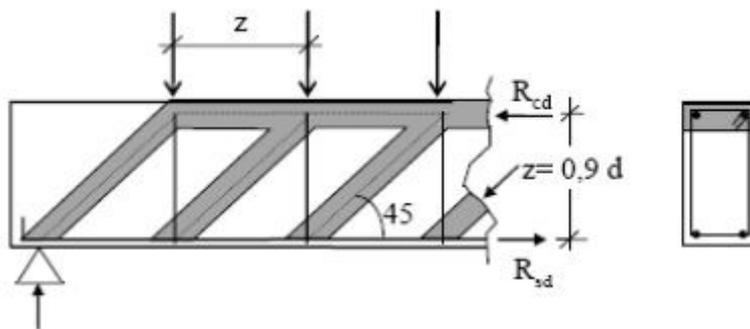


Figura 2.15 – Compressão diagonal do concreto – Modelo I.

Cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.77)$$

Onde:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) * 0,9 * d * f_{ywd} * (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha)$$

$V_c = 0$, nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção

$V_c = V_{c0}$, na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção

$$V_c = V_{c0} * \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,max}} \right) \leq 2 * V_{c0}, \text{ na flexo-compressão}$$

$$V_{c0} = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

Sendo: b_w a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d . Entretanto no caso de elementos estruturais protendidos, quando existirem bainhas injetadas com diâmetro $\phi > b_w/8$, a largura resistente a considerar deve ser $(b_w - \frac{1}{2}\Sigma\phi)$, na posição da alma em que essa diferença seja mais desfavorável, à exceção do nível que define o banzo tracionado da viga.

No cálculo desse fator, M_0 corresponde ao momento fletor que anula a tensão normal na borda menos comprimida, ou seja, corresponde ao momento de descompressão referente a uma situação inicial de sollicitação em que atuam:

- a força normal e o momento fletor (N_{pd} e M_{pd}) provocados pela protensão, ponderados por $\gamma_p = 0,9$;
- as forças normais oriundas de carregamentos externos (N_{gd} e N_{qd}), afetadas por $\gamma_f = 0,9$ ou $1,0$ desconsiderando-se a existência de momentos fletores concomitantes.

M_0 pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$M_0 = (\gamma_p * P_\infty + \gamma_f * N_{g+q}) * \frac{W_1}{A_c} + \gamma_p * P_\infty * e_p \quad (2.78)$$

O valor de $M_{Sd,máx}$ corresponde ao momento fletor máximo no trecho considerado, podendo ser tomado igual ao valor máximo do semitrampo, por simplicidade e a favor da segurança.

Portanto a relação ($M_0/M_{Sd,máx}$) entre esses momentos fornece uma indicação do estado de fissuração por flexão no trecho considerado, no estado limite último.

2.13. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO: FLECHA E FISSURAÇÃO

A verificação dos estados limites de utilização para vigas de concreto protendido assemelha-se a metodologia utilizada para vigas de concreto armado, com as seguintes diferenças:

- Se o traçado do cabo for curvo surgirá uma carga distribuída de baixo para cima, devido a tal curvatura, a ser considerada na verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva. Essa carga ajuda a reduzir as flechas.
- Devido ao esforço normal de compressão causado pela protensão, as vigas de concreto protendido normalmente trabalham no Estádio I, seção não fissurada, sob

as cargas de serviço. Diante de tal fato trabalha-se com a rigidez plena da seção transversal, o que diminui as flechas.

- Quanto à verificação do Estado Limite de Abertura de Fissuras para vigas em concreto protendido, é análoga à realizada para concreto armado, apenas a determinação das tensões nas armaduras ativas e passivas resultam em formulação mais complexa. Após a determinação das tensões pode-se calcular a abertura de fissuras conforme a formulação da norma.

Conforme dispõe a NBR 6118/2014, para verificação do Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva, é suficiente considerar $(EI)_{eq} = E_{cs} * I_c$, desde que não seja ultrapassado o estado limite de formação de fissuras. Caso contrário aplica-se a expressão completa, apresentada a seguir, onde, I_{II} , M_r e M_a , serão calculados considerando o elemento estrutural submetido à combinação de ações escolhida, acrescida da protensão representada como ação externa equivalente.

$$(EI)_{eq} = E_{cs} * \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] * I_{II} \right\} \leq E_{cs} * I_c \quad (2.79)$$

Sendo: I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto; I_{II} o momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II; M_a o momento fletor na seção crítica do vão considerado; M_r o momento de fissuração do elemento estrutural; E_{cs} o módulo de elasticidade secante do concreto.

Quanto à verificação ao Estado Limite de Abertura de Fissuras a NBR 6118/2014 dispõe que a influência de variações volumétricas da estrutura, assim como as condições de execução da estrutura, tornam difícil a avaliação da abertura de fissuras de forma suficientemente precisa. Desta forma os critérios estabelecidos devem ser tomados como avaliações aceitáveis do comportamento geral do elemento, mas não garantem a avaliação precisa da abertura de uma fissura específica.

Para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras passiva e ativa aderente, que controlam a fissuração do elemento estrutural, deve ser considerada uma área A_{cr} do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distam mais de $7,5 \phi$ do eixo da barra da armadura.

O valor característico da abertura de fissuras, w_k , determinado para cada parte da região de envolvimento, é o menor entre os obtidos pelas expressões a seguir.

$$W_k = \frac{\phi_i}{12,5*\eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3*\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (2.80)$$

$$W_k = \frac{\phi_i}{12,5*\eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (2.81)$$

Onde:

σ_{si} , ϕ_i , E_{si} , ρ_{ri} são definidos para cada área de exame;

A_{cri} , área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;

E_{si} , módulo de elasticidade do aço da barra considerada;

ϕ_i , diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

ρ_{ri} , taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à área da região de envolvimento;

σ_{si} , tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II.

Nos elementos estruturais com protensão, σ_{si} é o acréscimo de tensão, no centro de gravidade da armadura, entre o estado limite de descompressão e o carregamento considerado. Deve ser calculado no Estádio II, considerando toda armadura ativa, inclusive aquela dentro de bainhas. O cálculo no Estádio II pode ser feito considerando a relação α_e entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto igual a 15.

3. ANÁLISE DE VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO

3.1. INTRODUÇÃO

Para aplicação do estudo de confiabilidade faz-se necessário ter à disposição um modelo determinístico que represente adequadamente a resposta do problema a ser estudado. Com o intuito de se verificar a adequabilidade do modelo para cálculo do momento resistente de vigas de concreto protendido, foram testadas algumas vigas, as quais já haviam sido ensaiadas experimentalmente em momento anterior. Observando-se o resultado obtido através do modelo determinístico frente aos resultados dos testes experimentais pode-se avaliar a precisão do modelo utilizado.

O modelo desenvolvido neste trabalho permite a análise não-linear de vigas de concreto armado e protendido, de seções retangulares e T. São mostrados os resultados obtidos para quarenta e uma vigas, sendo vinte e sete referentes aos ensaios realizados por Billet (1953), duas por Mattock et al. (1971), três por Tao e Du (1985), três por Warwaruk (1957) e seis por Fieldman (1954). Primeiramente são apresentadas as características das seções transversais das vigas analisadas, bem como a resistência característica a compressão e dados referentes à armadura utilizada. Posteriormente apresenta-se o momento resistente calculado a partir do modelo numérico, o momento resistente obtido nos experimentos realizados e a relação entre dois.

Na interpretação dos resultados obtidos deve-se considerar as limitações do modelo, visto que, as estruturas de concreto protendido apresentam um comportamento mecânico não-linear. Conforme abordado por Real (2000) podem ser citadas como causas deste comportamento “*curvas tensão-deformação não-lineares dos materiais; a diferença entre as resistências a tração e à compressão do concreto; a aderência imperfeita entre o aço e o concreto adjacente; os fenômenos de retração e da fluência do concreto; a fissuração do concreto e a transmissão de esforços entre fissuras; o comportamento genérico da estrutura, etc*”. A análise completa da estrutura deveria levar em conta estes fatores, assim sendo, como o modelo numérico computacional desenvolvido não incluiu todas as variáveis presentes, devido a complexidade que seria exigida de tal modelo caso estas fossem consideradas, os resultados numéricos não acompanham exatamente os dados obtidos experimentalmente.

Acrescenta-se ainda que, os ensaios desenvolvidos em laboratório também apresentam algumas incertezas, como por exemplo, o valor da carga atuante, as grandezas referentes aos materiais, condições de apoio e variações nas dimensões das peças estruturais. Os dados a serem utilizados nos modelos numéricos tendem a diferir, em maior ou menor grau, das propriedades existentes nas estruturas testadas nos laboratórios, tal fato contribui para a divergência entre os valores medidos e calculados.

Diante do exposto, os resultados aqui apresentados devem ser avaliados corretamente, considerando a possibilidade de variações frente ao comportamento real da estrutura.

3.2. ANÁLISE DA ESTRUTURA PROTENDIDA – VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE

3.2.1. ANÁLISE DE TENSÕES

Uma viga de concreto protendido com cabos aderentes apresenta três fases distintas de comportamento em um ensaio de flexão, conforme apresentado abaixo:

Estádio I – Regime elástico

- Análise de tensões no momento da protensão
- Análise de tensões em serviço

Estádio II – Seção fissurada

Estádio III – Regime de Ruptura

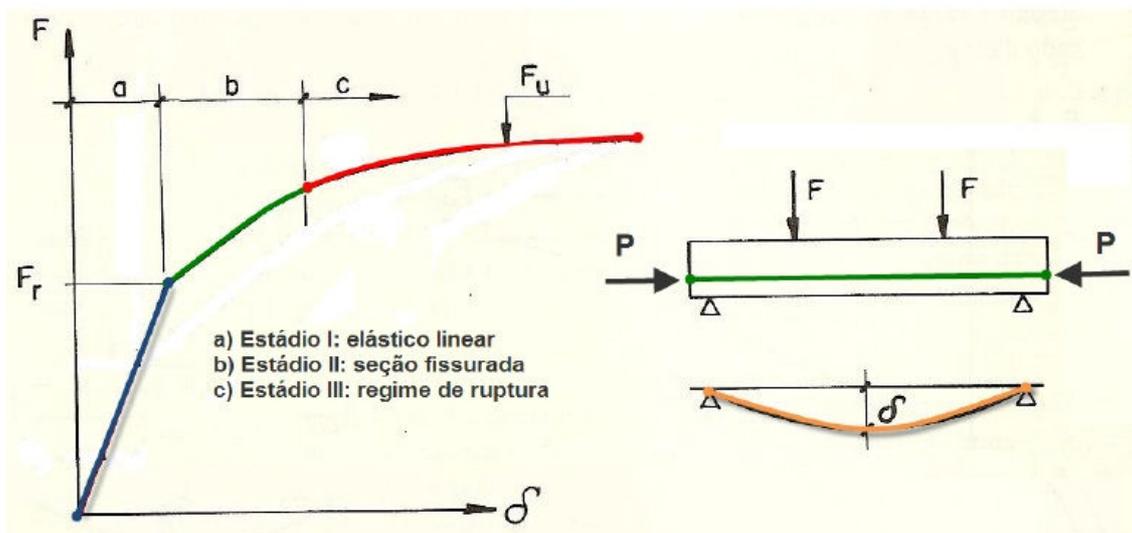


Figura 3.1 – Variação da deformação em função do acréscimo de carga (Pfeil, 1983).

O Estádio I corresponde à fase inicial de carregamento onde, o concreto apresenta comportamento elástico linear, assim como as armaduras, ativa e passiva, a máxima tensão de tração a qual o concreto está submetido é menor que a sua resistência a tração na flexão e a seção transversal colabora de forma integral na absorção dos esforços solicitantes. As seções inicialmente planas e normais ao eixo da peça permanecem planas e normais ao eixo deformado, ocorrem apenas pequenas deformações. A análise das tensões dá-se em dois momentos, na aplicação da protensão (em vazio), onde considera-se apenas o peso próprio do elemento e a força de protensão aplicada (figura 3.2) e para as cargas de serviço, onde há o acréscimo das sobrecargas (figura 3.3).

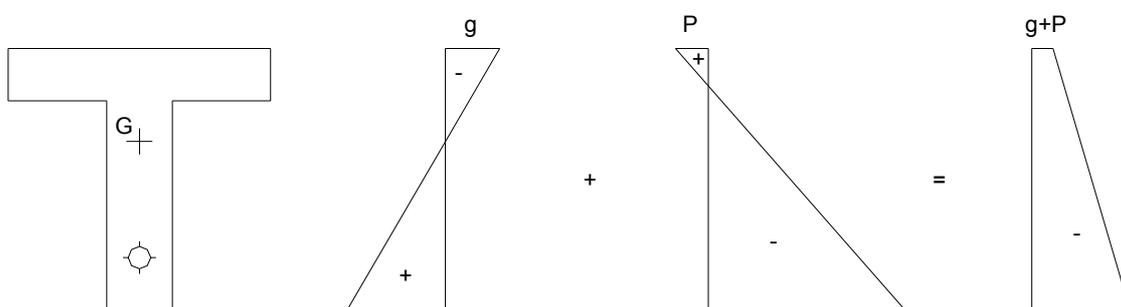


Figura 3.2 – Análise de tensões no momento da protensão, regime elástico linear.

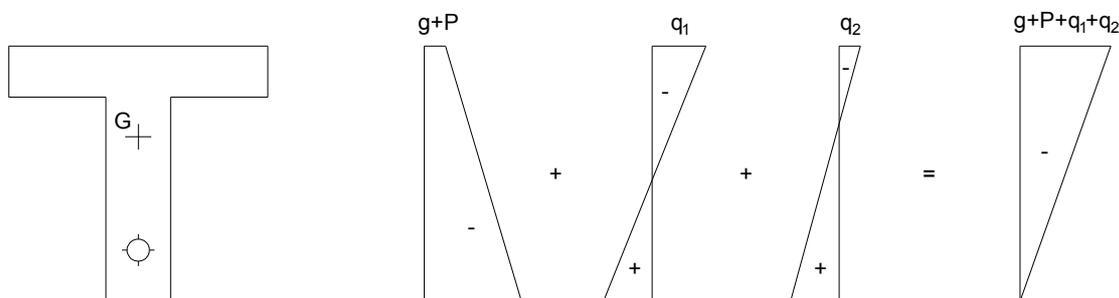


Figura 3.3 – Análise de tensões em serviço, regime elástico linear.

O Estádio II corresponde à fase de carregamento intermediário, onde tanto o concreto quanto as armaduras ainda apresentam comportamento elástico linear, porém, a máxima tensão de tração no concreto é maior que a sua resistência à tração na flexão. Desta maneira, a seção transversal encontra-se fissurada, a resistência à tração do concreto é desprezada, de forma que, somente a área comprimida da seção transversal colabora na absorção dos esforços solicitantes. As seções inicialmente planas e normais ao eixo da peça permanecem planas e normais ao eixo deformado, ocorrem apenas pequenas deformações. Para o cálculo e verificação da seção faz-se necessário a aplicação de métodos iterativos buscando determinar

o valor para posição e curvatura da linha neutra. A figura 3.4 ilustra as deformações e ações as quais a seção encontra-se sujeita.

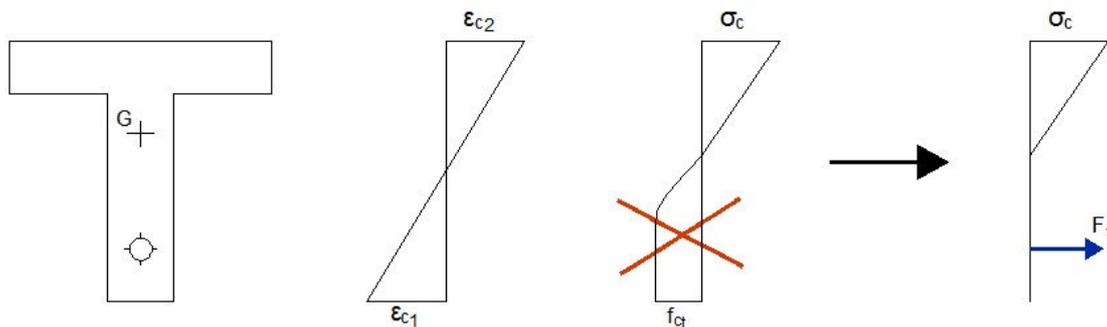


Figura 3.4 – Análise elástica linear de tensões da seção fissurada

O Estádio III corresponde à fase de carregamento final, próximo a ruptura. O concreto apresenta comportamento não-linear, as armaduras atingem o escoamento, a máxima tensão de tração no concreto é maior que sua resistência à tração na flexão, somente a área comprimida da seção transversal colabora na absorção dos esforços solicitantes. As seções inicialmente planas e normais ao eixo da peça permanecem planas e normais ao eixo deformado, considera-se que existe aderência perfeita entre as armaduras, ativas e passivas, e o concreto que às envolve. O diagrama tensão deformação do concreto é o parábola-retângulo. Para o cálculo e verificação da seção faz-se necessário a aplicação de métodos iterativos buscando determinar o valor para posição e curvatura da linha neutra. A figura 3.5 ilustra as deformações e ações as quais a seção encontra-se sujeita.

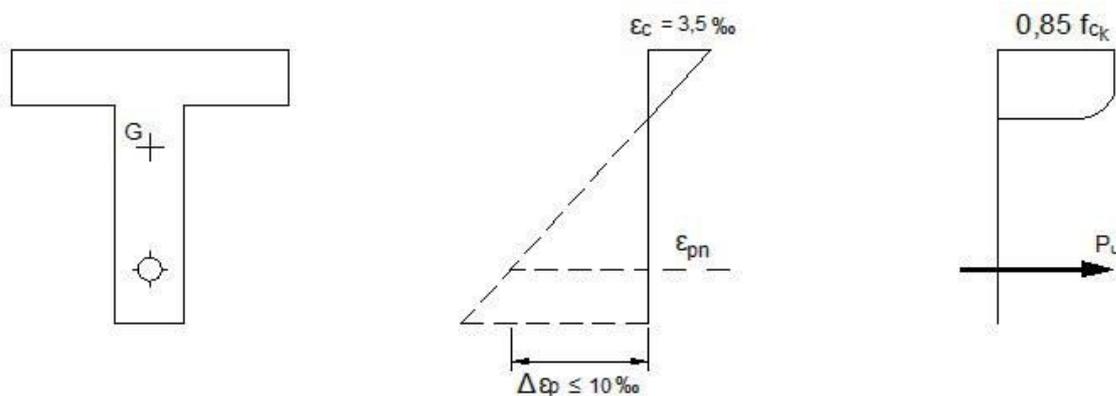
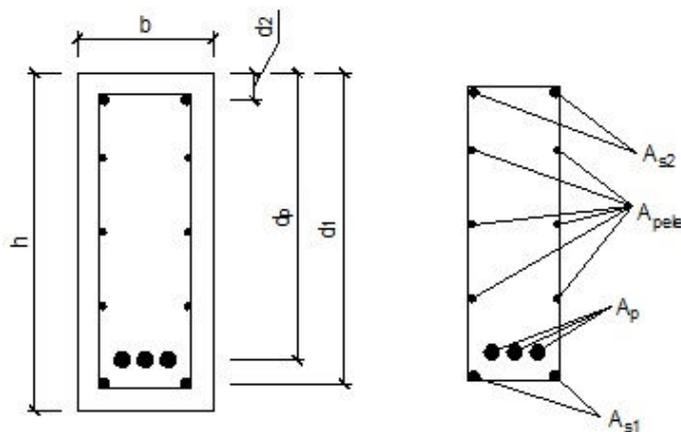


Figura 3.5 – Análise não linear de tensões, regime de ruptura dos materiais.

3.2.2. GEOMETRIA DA SEÇÃO

O modelo numérico elaborado aplica-se a seções retangulares e T, para “n” camadas de armadura. As dimensões da seção são tomadas como dados de entrada do modelo, devem ser lançados os valores referentes à largura da alma (b_w), largura da mesa (b_f), altura total da seção (h) e altura da mesa (h_f).

A seguir são apresentadas as figuras 3.6 e 3.7 visando ilustrar os elementos que compõe a geometria de uma seção típica retangular e outra T. Acrescenta-se ainda a identificação das armaduras presentes.



b = largura da seção

h = altura da seção

A_{s1} = área da seção da armadura passiva tracionada

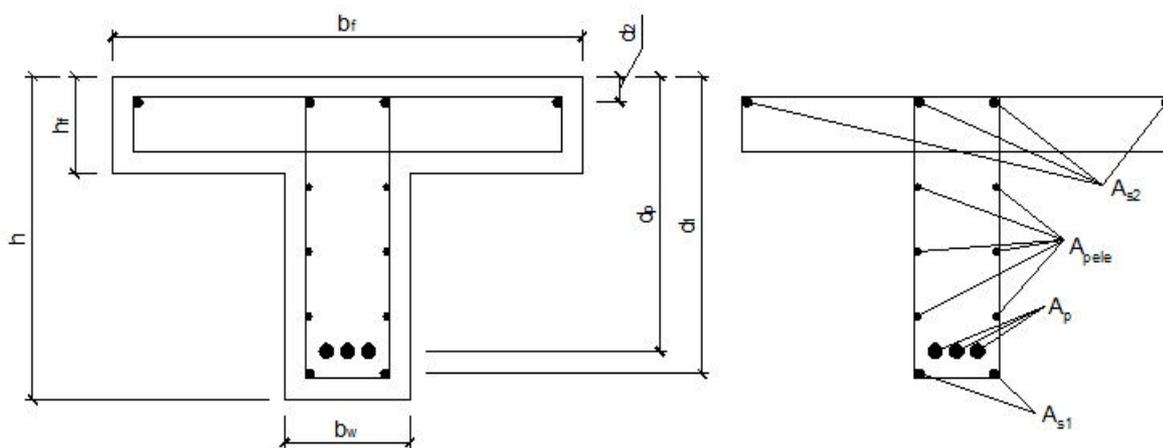
A_{s2} = área da seção da armadura passiva comprimida

A_p = área da seção da armadura ativa

A_{pele} = área da seção da armadura de pele

d_1 = altura útil - distância do centroide da armadura até a borda comprimida

Figura 3.6 – Geometria da seção retangular e armaduras.



b_f = largura da mesa

b_w = largura da alma

h = altura total da seção

h_f = espessura da mesa

d = altura útil - distância do centroide da armadura até a borda comprimida

A_{s1} = área da seção da armadura passiva tracionada

A_{s2} = área da seção da armadura passiva comprimida

A_p = área da seção da armadura ativa

A_{pele} = área da seção da armadura de pele

Figura 3.7 – Geometria da seção T e armaduras.

3.2.3. HIPÓTESES FUNDAMENTAIS

Visto que a verificação da capacidade resistente de vigas de concreto protendido objetiva a determinação do momento resistente (momento de ruptura), para uma dada seção, onde se conhece previamente as dimensões, armaduras e propriedades dos materiais aplicados, a análise dá-se no Estádio III. Abaixo são apresentadas as hipóteses fundamentais para análise em tal estágio.

As seções inicialmente planas e normais ao eixo da peça, assim permanecem em relação ao eixo deformado.

Existe aderência perfeita entre as armaduras, ativas e passivas, e o concreto que as envolve.

A distribuição das deformações no regime de ruptura deve obedecer ao disposto na NBR 6118/2014 no que se refere aos domínios de deformações.

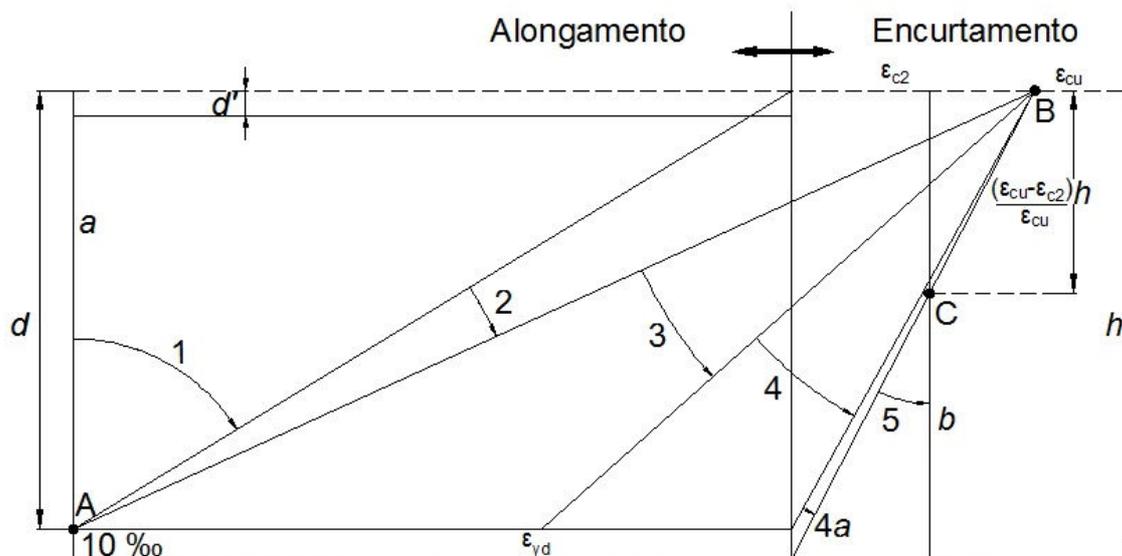


Figura 3.8 – Domínios de deformação - ELU (NBR 6118/2014, Figura 17.1).

O alongamento prévio, ϵ_{pn} , deve ser incluído na deformação da armadura.

$$\epsilon_{pn} = \frac{P_{\infty}}{E_p \cdot A_p} + \frac{\sigma_{c,p}}{E_c} \tag{3.1}$$

A resistência à tração do concreto é desprezada na resistência aos esforços solicitantes.

O diagrama tensão-deformação é o parábola-retângulo, conforme figura 3.9, porém, permite-se a adoção do diagrama retangular simplificado, apresentado na figura 3.10.

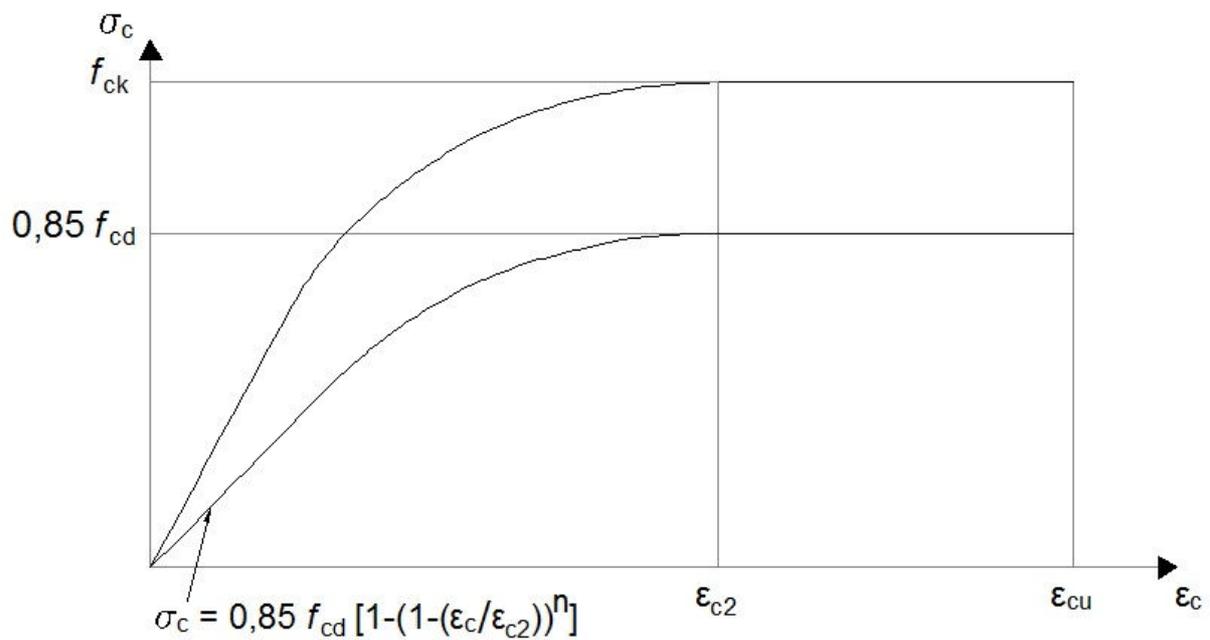


Figura 3.9 – Diagrama tensão deformação – NBR 6118/2014.

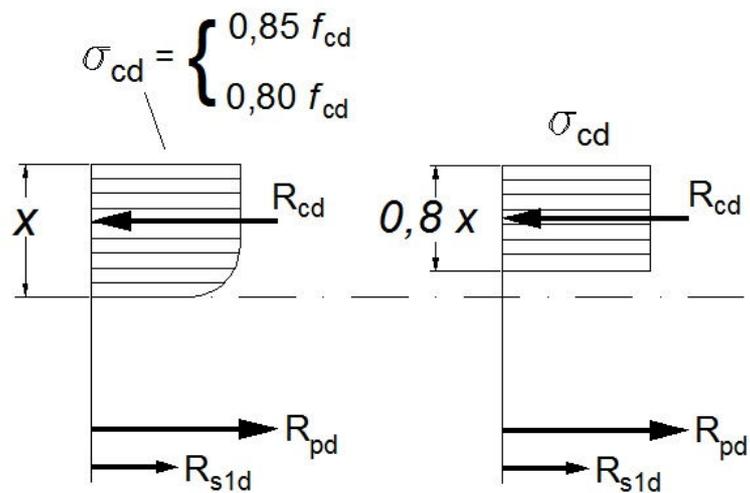


Figura 3.10 – Diagrama parábola-retângulo/Diagrama simplificado.

Aplica-se o diagrama bilinear para a relação tensão-deformação da armadura ativa, conforme apresentado na NBR 6118/2014 e figura 3.11.

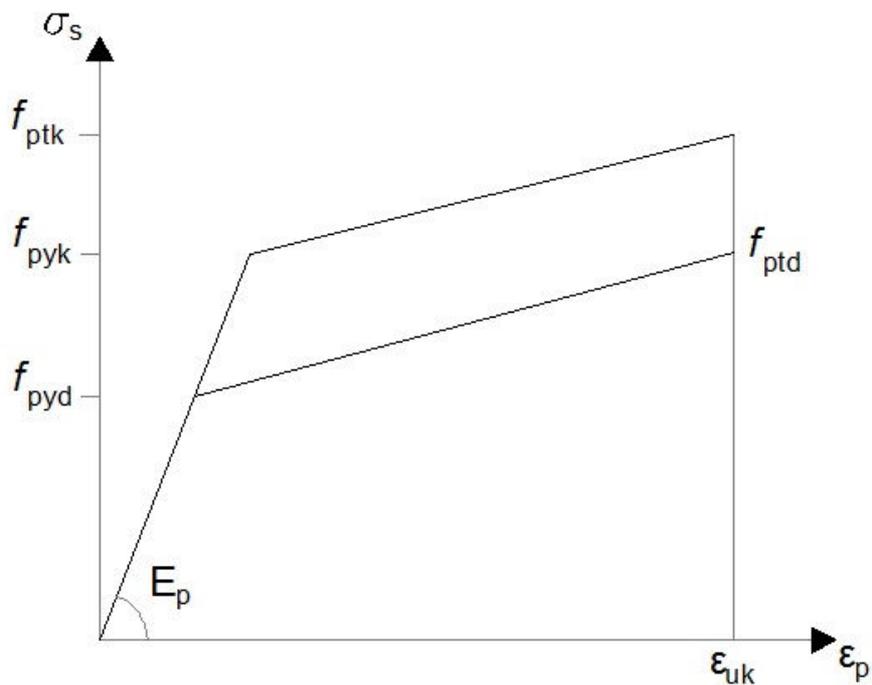


Figura 3.11 – Diagrama bilinear, armadura ativa – NBR 6118/2014.

Aplica-se o diagrama elasto-plástico perfeito para a relação tensão-deformação da armadura passiva, conforme apresentado na NBR 6118/2014 e figura 3.12.

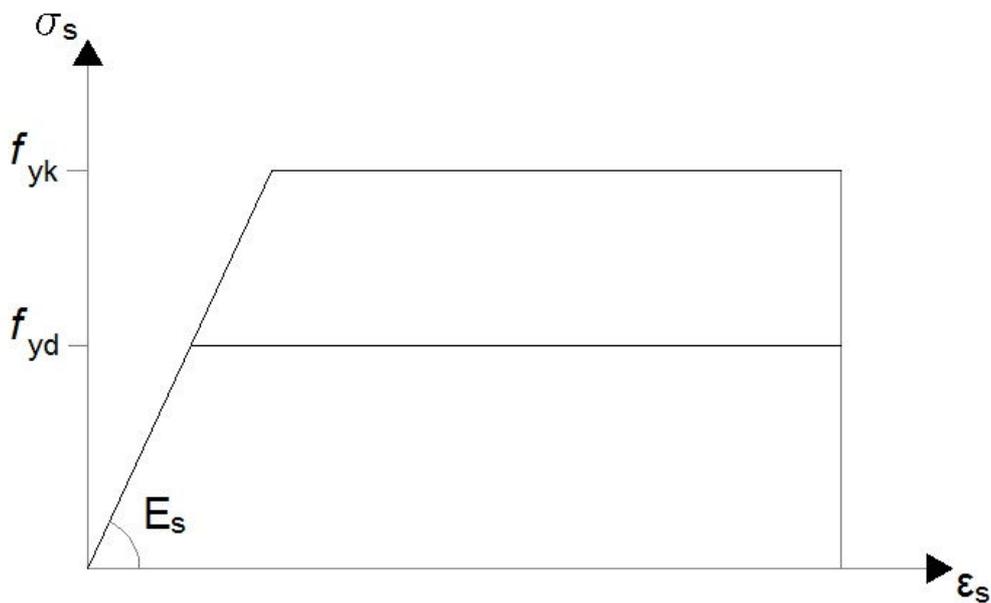


Figura 3.12 – Diagrama tensão deformação, armadura passiva – NBR 6118/2014.

3.2.4. DEFORMAÇÕES NO REGIME DE RUPTURA

O regime de ruptura, correspondente ao estado limite último, ocorre por ruptura do concreto ou por deformação excessiva da armadura. Nas vigas sujeitas a flexão simples a

ruptura pode ocorrer nos domínios 2, 3 ou 4, já apresentados na figura 3.8. Tais domínios se caracterizam da seguinte forma:

Domínio 2: flexão simples sem ruptura a compressão do concreto ($\epsilon_c < 3,5 \text{ ‰}$ e com o máximo de alongamento permitido do aço).

Domínio 3: flexão simples com ruptura a compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$).

Domínio 4: flexão simples com ruptura a compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$).

A distribuição de tensões e deformações dá-se conforme apresentado no capítulo 2 (2.1.8), assim tem-se o equilíbrio conforme expresso a seguir. Emprega-se o diagrama retangular (simplificado, $\beta = 0,8$) para o concreto.

Equilíbrio de forças:

$$\begin{aligned} \Sigma F &= 0 \\ \therefore \\ R_{cd} + R_{s1d} - R_{s2d} - R_{pd} &= 0 \end{aligned} \tag{3.2}$$

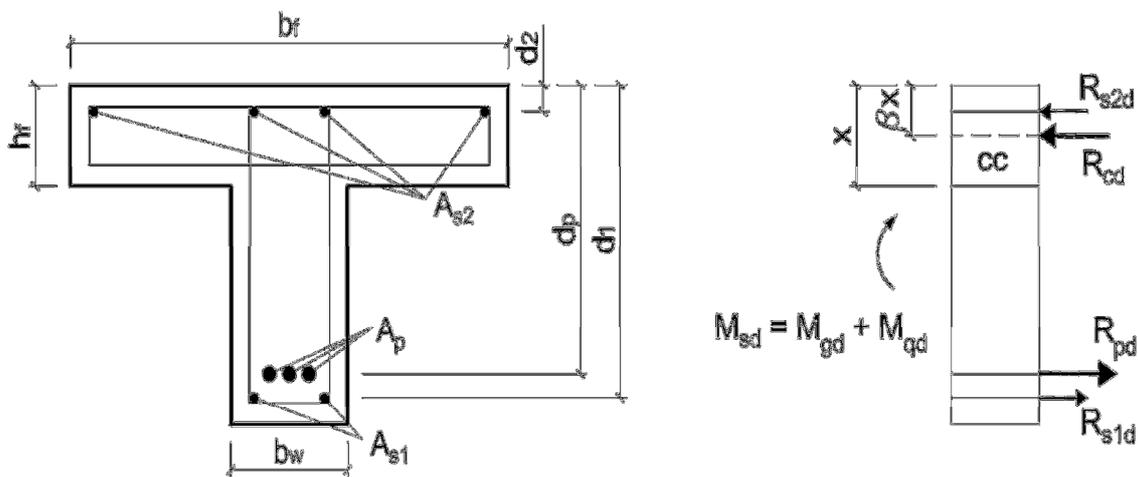


Figura 3.13 – Ações atuantes sobre a seção no regime de ruptura.

Equilíbrio de momentos:

$$\begin{aligned} \Sigma M_{cc} &= 0 \\ \therefore \\ M_{Rd} &= R_{pd} * (d_p - 0,4 * x) + R_{s2d} * (0,4 * x - d_2) + R_{s1d} * (0,4 * x - d_1) \end{aligned} \tag{3.3}$$

Onde: M_{Rd} , momento resistente de cálculo da seção.

A equação 3.2 é utilizada para obtenção da profundidade da linha neutra, x , enquanto que, a equação 3.3 fornece o momento resistente. Porém, a incógnita x , não pode ser obtida diretamente de tal equação, visto que, não é conhecido o Domínio de Deformação onde ocorre a ruptura. Sendo assim, para determinação de x deve-se empregar um algoritmo iterativo, onde arbitra-se um valor inicial para x e procede-se o cálculo até encontrar a convergência do sistema.

A equação 3.2 pode ser escrita de forma genérica, como uma função de x , conforme segue:

$$f(x) = R_{cc}(x) + \sum_{i=1}^n A_{si} * \sigma_{si}(x) + \sum_{i=1}^n A_{pi} * \sigma_{pi}(x) \quad (3.4)$$

A raiz da equação encontra-se compreendida no intervalo $[0, d_1]$, o qual engloba os domínios da flexão simples. Neste trabalho foi empregado o processo da bissecante para determinação de x . A figura 3.14 apresenta a representação gráfica do método utilizado.

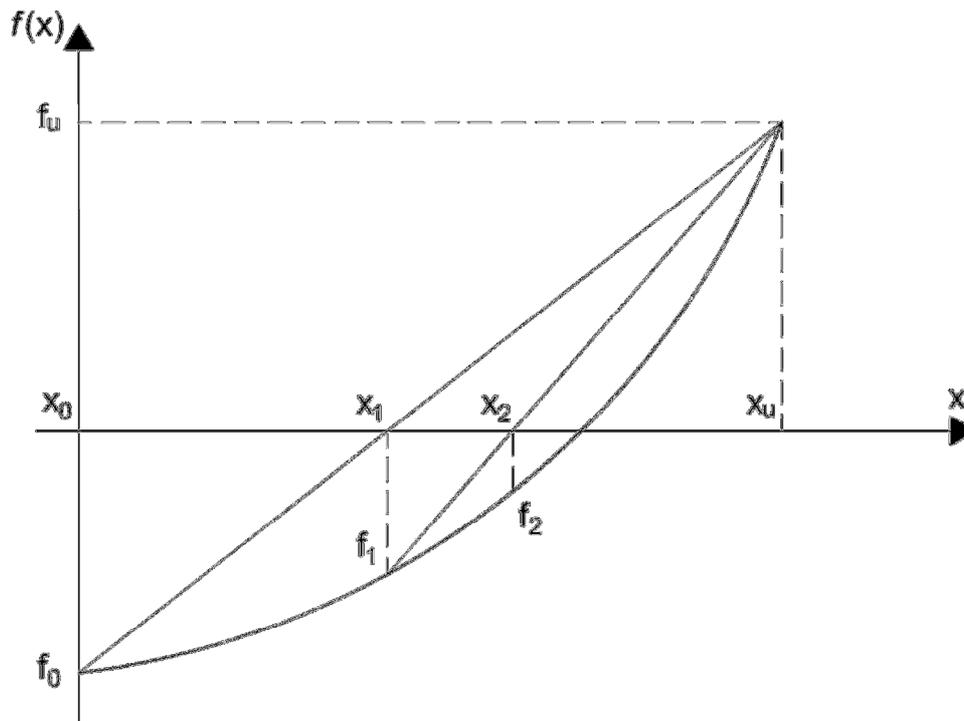


Figura 3.14 – Processo da bissecante, Araújo (2014).

A primeira aproximação de x , x_1 , pode ser arbitrada como uma intersecção de reta que passa pelos pontos (x_0, f_0) e (x_u, f_u) com o eixo x , assim:

$$x_1 = \frac{x_0 * f_u - x_u * f_0}{f_u - f_0} \quad (3.5)$$

A seguir é calculada $f(x_1)$ e sua convergência é testada, onde busca-se obter $|f(x_1)| \leq tol$, sendo “tol” a tolerância preestabelecida. Se a condição for satisfeita x_1 é a solução do problema, caso contrário o intervalo de solução é reduzido e procede-se nova iteração. A redução do intervalo é feita através da avaliação do produto “ p_1 ”, dado por $p_1 = f_0 * f_1$, se $p_1 > 0$, então adota-se $x_0 = x_1$ e $f_0 = f_1$, conseqüentemente, se $p_1 < 0$, $x_u = x_1$ e $f_u = f_1$.

O processo deve ser repetido até encontrar-se a convergência do sistema. Uma vez encontrada a profundidade da linha neutra, calcula-se o momento resistente utilizando-se a equação 3.3.

3.3. VALIDAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO

3.3.1. DADOS EXPERIMENTAIS

Com objetivo de desenvolver um método analítico, avaliar a tensão última e estudar o comportamento de vigas de concreto protendido com armadura aderente, Billet (1953) desenvolveu ensaios de ruptura em uma série de vinte e sete elementos, onde as principais variáveis entre estes foram, porcentagem de aço, tipo de aço, nível de protensão inicial e resistência do concreto. O modo de ruptura das vigas ensaiadas por Billet (1953) deu-se por esmagamento do concreto enquanto o aço ainda encontrava-se no regime elástico a pequenas deformações, e por esmagamento do concreto após o aço sofrer grandes deformações. Em nenhum dos casos houve falha por ruptura do aço anteriormente ao esmagamento do concreto. Em três das vigas (B4, B5 e B6) após um pequeno nível de esmagamento do concreto ocorreu à ruptura por cisalhamento.

As vigas ensaiadas possuíam mesma seção e comprimento nominal (15x30 cm e 2,75 m), a carga foi aplicada em dois pontos, $L/3$ e $2L/3$, sendo estas do tipo concentrada e de igual valor, estando as vigas sujeitas apenas a flexão normal. Os elementos foram divididos em quatro séries, B1-B8, B9-B14, B15-B19 e B20-B27. Na tabela 3.1 são apresentados os dados referentes à seção das peças e áreas de armaduras empregadas. A tabela 3.2, por sua vez, apresenta os valores referentes às propriedades dos materiais. Por fim, a tabela 3.3 traz o momento fletor de ruptura obtido no ensaio realizado.

Tabela 3.1 – Propriedades geométricas.

Viga	b (cm)	h (cm)	d_p (cm)	A_p (cm ²)
B1	15,24	30,48	23,14	1,497
B2	15,62	30,86	24,21	0,748
B3	15,24	30,78	24,43	0,374
B4	15,49	30,71	23,34	1,497
B5	15,49	30,63	23,70	1,606
B6	15,39	30,63	20,62	2,206
B7	15,57	30,81	20,55	3,013
B8	15,57	30,63	20,29	3,013
B9	15,39	30,63	23,44	1,510
B10	15,39	30,56	22,89	0,381
B11	15,39	30,63	23,39	1,510
B12	15,39	30,81	21,16	2,832
B13	15,29	30,73	20,70	2,077
B14	15,24	30,68	20,29	2,832
B15	15,32	30,71	23,60	1,510
B16	15,27	30,51	22,86	0,381
B17	15,24	30,51	23,09	1,510
B18	15,24	30,38	21,06	2,077
B19	15,44	30,66	21,01	2,832
B20	15,37	30,81	23,55	1,006
B21	15,44	30,66	22,99	1,006
B22	15,42	30,66	23,19	2,006
B23	15,34	30,56	20,83	3,013
B24	15,42	30,58	20,93	2,406
B25	15,39	30,58	20,35	2,006
B26	15,49	30,40	23,55	1,606
B27	15,42	30,66	21,23	3,013

Tabela 3.2 – Propriedades dos materiais.

Viga	f_c (kN/cm ²)	f_{se} (kN/cm ²)	E_p (kN/cm ²)	f_{pt} (kN/cm ²)	f_{py} (kN/cm ²)
B1	3,79	74,33	20684,27	169,34	142,03
B2	3,74	80,53	20684,27	169,27	142,03
B3	2,59	82,74	20684,27	169,34	142,03
B4	2,37	78,53	20684,27	169,34	142,03
B5	3,90	78,67	20684,27	171,68	151,55
B6	2,03	79,98	20684,27	171,68	151,55
B7	4,07	77,77	20684,27	171,68	151,55
B8	2,26	77,84	20684,27	171,68	151,55
B9	4,36	13,72	20684,27	165,47	142,51
B10	2,43	13,10	20684,27	165,47	142,65
B11	2,70	14,07	20684,27	165,47	142,51
B12	3,83	14,07	20684,27	165,47	142,65
B13	2,59	14,62	20684,27	165,47	142,51
B14	2,59	13,93	20684,27	165,47	142,51
B15	3,94	103,42	20684,27	165,47	142,65
B16	2,30	103,63	20684,27	165,47	142,65
B17	3,16	104,11	20684,27	165,47	142,65
B18	2,83	102,59	20684,27	165,47	142,51
B19	4,29	104,32	20684,27	165,47	142,65
B20	2,63	81,77	20684,27	171,68	151,55
B21	4,52	81,36	20684,27	171,68	151,55
B22	5,26	79,43	20684,27	171,68	151,55
B23	5,65	80,88	20684,27	171,68	151,55
B24	4,22	80,25	20684,27	171,68	151,55
B25	2,25	78,94	20684,27	171,68	151,55
B26	0,88	80,32	20684,27	171,68	151,55
B27	3,16	81,36	20684,27	171,68	151,55

Onde: f_{se} , tensão efetiva instalada no cabo de protensão.

Tabela 3.3 – Momento de ruptura medido experimentalmente.

Viga	$M_{R, exp}$ (kN*m)
B1	49,98
B2	29,68
B3	15,36
B4	45,16
B5	55,60
B6	50,94
B7	72,94
B8	67,17
B9	47,72
B10	13,31
B11	47,22
B12	62,03
B13	48,02
B14	53,09
B15	48,31
B16	14,14
B17	45,89
B18	52,17
B19	71,56
B20	31,75
B21	34,40
B22	66,94
B23	79,98
B24	66,96
B25	50,17
B26	38,99
B27	70,14

Posteriormente Feldman (1954) desenvolveu ensaios com seis vigas de concreto protendido com armadura aderente buscando dar continuidade aos estudos apresentados por Billet (1953). O principal ponto destacado nesta sequência de ensaios foi à variação nas propriedades da armadura de protensão, buscando compreender o comportamento na ruptura frente à variação na relação tensão-deformação, ainda que, outras propriedades tais como, porcentagem de aço, nível de protensão e resistência do concreto, não sejam constantes suas variações foram mínimas frente às características da armadura. Feldman (1954) também incluiu vigas com armadura não aderente, porém, estas não são apresentadas devido a não fazerem parte do escopo desta dissertação.

Nesta série de ensaios foi possível obter o terceiro modo de ruptura descrito por Billet (1953), falha por ruptura do aço anteriormente a ocorrência de esmagamento do concreto. Não

houve ruptura por cisalhamento ou por ancoragem da armadura.

A geometria dos elementos ensaiados, tanto em seção transversal como em comprimento, são as mesmas utilizadas no estudo anterior. As cargas foram aplicadas da mesma forma, em dois pontos a cada terço do comprimento médio, estando o terço médio da viga sujeito à flexão pura. Na tabela 3.4 são apresentados os dados referentes à seção das peças e áreas de armaduras empregadas. A tabela 3.5, por sua vez, apresenta os valores referentes às propriedades dos materiais. Por fim, a tabela 3.6 traz o momento fletor de ruptura obtido no ensaio realizado. As vigas são numeradas em sequência ao estudo de Billet.

Tabela 3.4 – Propriedades geométricas.

Viga	b (cm)	h (cm)	d _p (cm)	A _p (cm ²)
B-28	15,62	30,56	20,14	1,494
B-29	15,65	30,58	20,50	2,615
B-30	15,47	30,73	20,52	0,561
B-31	15,44	32,26	20,90	1,868
B-32	15,24	30,81	23,67	1,839
B-33	15,32	30,66	23,06	1,103

Tabela 3.5 – Propriedades dos materiais.

Viga	f _c (kN/cm ²)	f _{se} (kN/cm ²)	E _p (kN/cm ²)	f _{pt} (kN/cm ²)	f _{py} (kN/cm ²)
B-28	1,72	63,78	20477,43	128,24	97,91
B-29	2,95	63,91	20477,43	128,24	97,91
B-30	1,99	69,71	19925,85	170,99	137,90
B-31	2,38	64,88	19925,85	170,99	137,90
B-32	4,95	79,50	20408,48	176,51	169,61
B-33	5,74	80,60	20408,48	176,85	163,41

Tabela 3.6 – Momento de ruptura medido experimentalmente.

Viga	M _{R, exp} (kN*m)
B-28	30,70
B-29	50,63
B-30	17,64
B-31	44,93
B-32	65,31
B-33	43,36

Da mesma forma que Billet (1953) e Feldman (1954), Warwaruk (1957) também desenvolveu ensaios com intuito de ampliar o conhecimento quanto ao comportamento de vigas de concreto protendido. O ensaio realizado por Warwaruk (1957) incluiu vigas de concreto protendido sem aderência, com aderência total e com aderência parcial. Serão apresentadas somente as três vigas com aderência total, utilizando a mesma nomenclatura do autor.

A principal variável do ensaio apresentado é o percentual de aço utilizado em cada uma das três vigas, ainda que, haja variação de outras características, como por exemplo, a resistência do concreto. A seção transversal, o comprimento da viga ensaiada, bem como os pontos de aplicação de carga, são os mesmos apresentados nos estudos anteriores. Na tabela 3.7 são apresentados os dados referentes à seção das peças e áreas de armaduras empregadas. A tabela 3.8, por sua vez, apresenta os valores referentes às propriedades dos materiais. Por fim, a tabela 3.9 traz o momento fletor de ruptura obtido no ensaio realizado.

Tabela 3.7 – Propriedades geométricas.

Viga	b (cm)	h (cm)	d _p (cm)	A _p (cm ²)
J1	16,00	30,48	23,01	1,361
J3	15,27	30,48	23,11	0,587
J7	15,39	30,48	23,06	2,335

Tabela 3.8 – Propriedades dos materiais.

Viga	f _c (kN/cm ²)	f _{se} (kN/cm ²)	E _p (kN/cm ²)	f _{pt} (kN/cm ²)	f _{py} (kN/cm ²)
J1	2,74	78,60	20684,27	184,09	151,68
J3	3,64	81,50	20684,27	184,09	151,68
J7	3,61	76,67	20684,27	184,09	151,68

Tabela 3.9 – Momento de ruptura medido experimentalmente.

Viga	M _{R, exp} (kN*m)
J1	40,79
J3	22,37
J7	64,29

Com intuito de avaliar a influência do aço passivo na capacidade resistente de vigas de concreto protendido não aderente, Tao e Du (1985) desenvolveram ensaios em vinte e duas

vigas deste tipo. Para comparação dos resultados obtidos foram ensaiadas ainda outras quatro vigas, sendo uma em concreto armado sem armadura de protensão e outras três em concreto protendido com aderência. Estas últimas são apresentadas aqui e utilizadas para validação do modelo numérico utilizado na presente dissertação.

A seção transversal destas vigas possuía 16 x 28 cm, e o comprimento do vão submetido à aplicação de carga foi de 4,20 m. Da mesma forma que nos estudos apresentados anteriormente foram aplicadas cargas concentradas a cada um terço do comprimento (1,40 m e 2,80 m). Na tabela 3.10 são apresentados os dados referentes à seção das peças e áreas de armaduras empregadas. A tabela 3.11, por sua vez, apresenta os valores referentes às propriedades dos materiais. Por fim, a tabela 3.12 traz o momento fletor de ruptura obtido no ensaio realizado. A nomenclatura das vigas segue o indicado pelos autores.

Tabela 3.10 – Propriedades geométricas.

Viga	b (cm)	h (cm)	d _s (cm)	d _p (cm)	A _s (cm ²)	A _p (cm ²)
D1	16,00	28,00	25,00	22,00	1,57	0,588
D3	16,00	28,00	25,00	22,00	2,36	1,568
D10	16,00	28,00	25,00	22,00	1,00	1,960

Tabela 3.11 – Propriedades dos materiais.

Viga	f _c (kN/cm ²)	f _{se} (kN/cm ²)	E _s (kN/cm ²)	f _y (kN/cm ²)	E _p (kN/cm ²)	f _{pt} (kN/cm ²)	f _{py} (kN/cm ²)
D1	3,56	92,40	20000,00	26,70	20000,00	166,00	136,00
D3	3,56	87,90	20000,00	26,70	20000,00	166,00	136,00
D10	3,56	82,50	20000,00	26,70	20000,00	166,00	136,00

Tabela 3.12 – Momento de ruptura medido experimentalmente.

Viga	M _{R, exp} (kN*m)
D1	35,00
D3	61,60
D10	71,40

Mattock et al. (1971) realizaram ensaios com vigas de concreto protendido com aderência e sem aderência, bi-apoiadas e contínuas, de seção retangular e T. Para validação do modelo numérico aqui utilizado serão apresentadas duas das vigas utilizadas no ensaio, RB1 e

TB1, ou seja, seção retangular e seção T, ambas bi-apoiadas, com aderência. As cargas foram aplicadas em quatro pontos, 4,5 cm e 168,0 cm a partir do centro da viga, para direita e para esquerda. O comprimento das vigas foi de 28 pés, aproximadamente 8,53 m. Na tabela 3.13 são apresentados os dados referentes à seção das peças e áreas de armaduras empregadas. A tabela 3.14, por sua vez, apresenta os valores referentes às propriedades dos materiais. Por fim, a tabela 3.15 traz o momento fletor de ruptura obtido no ensaio realizado.

Tabela 3.13 – Propriedades geométricas.

Viga	b_f (cm)	b_w (cm)	h (cm)	h_f (cm)	d_s (cm)	d_p (cm)	A_s (cm ²)	A_p (cm ²)
RB1	15,24	15,24	30,48	0,00	28,58	25,40	0,620	2,534
TB1	96,52	15,24	30,48	5,08	28,58	25,40	0,620	2,534

Tabela 3.14 – Propriedades dos materiais.

Viga	f_c (kN/cm ²)	f_{se} (kN/cm ²)	E_s (kN/cm ²)	f_y (kN/cm ²)	E_p (kN/cm ²)	f_{pt} (kN/cm ²)	f_{py} (kN/cm ²)
RB1	2,76	129,76	21000,00	37,71	19500,00	192,36	175,89
TB1	2,76	125,90	21000,00	37,71	19500,00	192,36	175,89

Tabela 3.15 – Momento de ruptura medido experimentalmente.

Viga	$M_{R, exp}$ (kN*m)
RB1	93,44
TB1	109,93

3.3.2. VALIDAÇÃO E ERRO DO MODELO

De posse dos dados experimentais passou-se a verificação do modelo numérico desenvolvido, com objetivo de testar e calibrar o mesmo. Tal modelo trata-se de uma aplicação em VBA (Visual Basic for Application) executado sobre planilhas eletrônicas em Excel. A função criada busca dados de sub-rotinas para cálculo das tensões e deformações aos quais os elementos estejam submetidos, verificando os domínios em função da profundidade da linha neutra e calcula por final o momento resistente da viga.

O modelo permite a análise não-linear de vigas de concreto armado e protendido, aplicável à seções retangulares e T e foi testado para as 41 vigas apresentadas no item 3.3.1.

Para calibração do modelo foi determinada a relação entre o momento de ruptura

experimental ($M_{R,exp}$), conforme já apresentado, e o momento resistente calculado ($M_{R,calc}$). A média dos resultados observados expressa o erro do modelo (η). Os resultados obtidos para η , assim como a média e o desvio padrão do fator, são apresentados a seguir, juntamente com o momento resistente calculado.

$$\eta = \frac{M_{R,exp}}{M_{R,calc}} \quad (3.6)$$

$$\eta_{méd} = 1,052 \quad \sigma_{\eta} = 0,076$$

Tabela 3.16 – Erro do modelo (η).

Viga	$M_{R,exp}$ (kN*m)	$M_{R,calc}$ (kN*m)	$\frac{M_{R,exp}}{M_{R,calc}}$
B1	49,98	46,049	1,085
B2	29,68	25,226	1,177
B3	15,36	12,872	1,193
B4	45,16	43,951	1,028
B5	55,60	53,684	1,036
B6	50,94	47,026	1,083
B7	72,94	77,557	0,941
B8	67,17	54,800	1,226
B9	47,72	47,467	1,005
B10	13,31	12,157	1,095
B11	47,22	45,071	1,048
B12	62,03	67,702	0,916
B13	48,02	45,198	1,063
B14	53,09	48,060	1,105
B15	48,31	47,966	1,007
B16	14,14	12,260	1,153
B17	45,89	45,833	1,001
B18	52,17	52,538	0,993
B19	71,56	73,274	0,977
B20	31,75	33,621	0,944
B21	34,40	34,005	1,012
B22	66,94	65,933	1,015
B23	79,98	83,915	0,953
B24	66,96	66,650	1,005
B25	50,17	47,249	1,062
B26	38,99	30,326	1,286
B27	70,14	73,456	0,955
B-28	30,70	26,056	1,178
B-29	50,63	46,377	1,092
B-30	17,64	15,678	1,125
B-31	44,93	45,150	0,995
B-32	65,31	69,177	0,944
B-33	43,36	41,489	1,045
J1	40,79	44,74	0,912
J3	22,37	21,060	1,062
J7	64,29	71,916	0,894
D1	35,00	27,744	1,262
D3	61,60	58,039	1,061
D10	71,40	60,004	1,190
RB1	93,44	94,840	0,985
TB1	109,93	105,484	1,042

Diante dos resultados obtidos observou-se que alguns valores estiveram distantes da média, tal variação se justifica devido as incertezas presentes no modelo, como o comportamento mecânico não-linear do concreto, e ainda, às incertezas provenientes do estudo experimental (aplicação de cargas, dimensões, tensão efetiva instalada no cabo).

Ainda que alguns valores tendam a elevar o valor médio considerou-se adequado incluir os mesmo no cálculo de forma a não reduzir os elementos da amostra. O valor obtido para o erro médio do modelo, 1,052, encontra-se dentro da faixa de valores indicada por Nowak e Collins (2000) para vigas de concreto protendido pré-tracionadas, 1,04 - 1,06.

4. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

4.1. INTRODUÇÃO

De acordo com Nowak e Collins (2000) muitas fontes de incerteza são intrínsecas ao projeto estrutural. Ao contrário do que se imagina, os parâmetros da carga e da capacidade resistente dos elementos estruturais não são quantidades determinísticas. Elas são variáveis aleatórias, sendo assim, a segurança absoluta não pode ser alcançada. Conseqüentemente, as estruturas devem ser projetadas para servir a sua função com uma probabilidade finita de falha.

Para ilustrar a diferença entre quantidades determinísticas e aleatórias, consideremos as cargas impostas sobre um cais portuário. A carga sobre o cais, em qualquer momento depende de vários fatores, tais como o nível de operação do cais, os equipamentos presentes e o fluxo de carga. Tal fator varia diariamente em função da logística de operação dos portos. Diante destes fatores há certa incerteza sobre a carga total incidente sobre o cais, logo, a carga é uma variável aleatória.

A sociedade espera que todas as estruturas sejam projetadas com um nível de segurança razoável. Na prática, essas expectativas são alcançadas seguindo as exigências preconizadas por normas, especificando valores de cálculo para resistência mínima, máximo desvio padrão permitido, e assim por diante. Requisitos de Normas evoluíram para incluir critérios de projeto que levam em conta algumas das fontes de incerteza em projeto.

A confiabilidade de uma estrutura é a sua capacidade de cumprir o seu propósito de projeto para algum período de vida especificado. Confiabilidade é muitas vezes entendida como o complemento da probabilidade de que uma estrutura deixará de executar sua função pretendida. Esta probabilidade chama-se probabilidade de falha. Deve-se ter em mente que o termo "falha" não significa necessariamente uma falha catastrófica, mas é usado para indicar que a estrutura não mais funcionará como foi projetada.

Como mencionado anteriormente, é impossível ter uma estrutura absolutamente segura. Cada estrutura tem certa probabilidade, diferente de zero, de falha. Conceitualmente, podemos projetar a estrutura para reduzir a probabilidade de falha, mas o aumento da segurança além de certo nível ideal nem sempre é econômico.

Uma vez que o nível de segurança ideal é determinado, as previsões de projeto apropriadas devem ser estabelecidas para que as estruturas sejam projetadas em conformidade. A colocação em prática desta confiabilidade alvo pode ser conseguida através do desenvolvimento de Normas de projeto baseadas em confiabilidade.

Em geral, os códigos de projeto baseados em confiabilidade são eficientes porque eles tornam mais fácil de conseguir um dos seguintes objetivos:

- para um dado preço, projetar uma estrutura mais confiável.
- para uma determinada confiabilidade, criar uma estrutura mais econômica.

A confiabilidade de uma estrutura pode ser considerada como um critério de avaliação racional. Ela fornece uma boa base para as decisões sobre a reparação, reabilitação ou substituição.

Na maioria dos casos uma estrutura é um sistema de componentes, e a falha de um componente não significa, necessariamente, a falha do sistema estrutural. Quando um componente atinge a sua capacidade máxima, ele pode continuar a resistir a sua carga, enquanto as cargas são redistribuídas para outros componentes. A confiabilidade do sistema fornece uma metodologia para estabelecer uma relação entre a confiabilidade de um elemento e a confiabilidade do sistema, Nowak e Collins (2000).

Muitas das abordagens atuais, para alcançar a segurança estrutural, evoluíram ao longo de muitos séculos. Mesmo sociedades antigas tentaram proteger os interesses dos seus cidadãos através de regulamentos. Os requisitos mínimos de segurança foram aplicados por especificarem penalidades severas para os construtores de estruturas que não as realizam adequadamente.

Durante séculos, o conhecimento da concepção e construção foi passado de uma geração a outra. Um mestre de obras, muitas vezes tentou copiar uma estrutura bem-sucedida. Arcos de pedra pesadas muitas vezes tinham uma reserva de segurança considerável. As tentativas para aumentar a altura ou intervalo foram baseadas em intuição. O procedimento era essencialmente experimental por tentativa e erro. Se ocorresse uma falha, o projeto era abandonado ou modificado.

Com o tempo, as leis da natureza tornaram-se mais bem compreendidas, teorias matemáticas de comportamento estrutural dos materiais evoluíram, proporcionando uma base mais racional para o projeto estrutural. Por sua vez, estas teorias forneceram a base necessária, na qual os métodos de probabilidade puderam ser aplicados para quantificar a segurança e a confiabilidade estrutural.

A primeira formulação matemática do problema de segurança estrutural pode ser

atribuída a Mayer (1926), Streletzki (1947), e Wierzbicki (1936) apud Nowak e Collins (2000). Eles reconheceram que os parâmetros de carga e resistência são variáveis aleatórias e, por conseguinte, para cada estrutura, há uma probabilidade finita de falha.

O processo de construção inclui o planejamento, projeto, construção, operação/uso, e demolição. Todos os componentes do processo envolvem várias incertezas. Estas incertezas podem ser colocadas em duas categorias principais no que diz respeito às causas: naturais e humanas.

As incertezas referentes às causas naturais resultam da imprevisibilidade de cargas tais como vento, terremoto, neve, gelo, a pressão da água, ou carga variável. Outra fonte de incerteza atribuível a causas naturais é o comportamento mecânico dos materiais utilizados para execução da estrutura. Por exemplo, as propriedades do concreto podem variar de lote para lote e também dentro de um determinado lote.

Causas humanas incluem situações pretendidas e não pretendidas de um projeto ideal. Exemplos dessas incertezas durante a fase de projeto incluem aproximações, erros de cálculo, problemas de comunicação, omissões e falta de conhecimento. Da mesma forma, durante a fase de construção, incertezas podem surgir devido ao uso de materiais inadequados, métodos de construção, ou alterações sem análise. Durante a operação/uso, a estrutura pode ser submetida a sobrecarga, manutenção inadequada, uso indevido, ou até mesmo um ato de sabotagem.

Devido a essas incertezas, cargas e resistências são variáveis aleatórias.

4.2. CLASSIFICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CONFIABILIDADE

Conforme Nogueira (2006), devido à grande variedade de idealizações nos modelos de confiabilidade estrutural e às diversas maneiras de combinar estas idealizações de modo a adequá-las a um tipo de dimensionamento, é necessária uma classificação. Os métodos de confiabilidade estrutural são divididos em níveis, conforme a quantidade de informação usada e disponível sobre o problema estrutural. Madsen (1986) apud Nogueira (2006) apresenta a seguinte classificação para os métodos de confiabilidade:

- Métodos de nível Zero: são aqueles que usam o formato das “tensões admissíveis”. No método das tensões admissíveis todas as cargas são tratadas similarmente e as tensões elásticas são reduzidas por um fator de segurança.

- Métodos de nível I: são aqueles que empregam um valor característico para cada valor “incerto”. Como exemplo tem-se os formatos do tipo LRFD (Load and Resistance

Factor Design) ou Método dos Estados Limites.

- Métodos de nível II: são aqueles que empregam dois valores para cada parâmetro “incerto” (usualmente média e variância) e uma medida da correlação entre parâmetros (usualmente covariância). Os métodos do índice de confiabilidade são exemplos de métodos do nível II.

- Métodos de nível III: são aqueles que empregam a probabilidade de falha da estrutura como medida de sua confiabilidade. Para tal, as funções de densidade de probabilidade das variáveis básicas são requeridas.

O princípio de um método de confiabilidade tem sua justificativa em termos de outro de nível mais elevado. Então um método de nível I pode ser justificado no nível II, no qual o nível I resulte em índices de confiabilidade próximos a um valor objetivo, pré-estabelecido. Os parâmetros para um dado método são determinados por calibração para aproximar o nível mais elevado. Os métodos do nível I nas novas normas de dimensionamento são rotineiramente calibrados pelos métodos do nível II ou nível III, conforme Madsen (1986) apud Nogueira (2006).

4.3. PROBLEMA DE CONFIABILIDADE

Anteriormente à análise de confiabilidade estrutural, faz-se necessário definir os termos "segurança" e "confiabilidade". É de suma importância também a definição já apresentada no item 2.2 deste estudo, relativa aos estados limites.

Cabe ainda esclarecer o significado do termo "fracasso/falha", visto que, poderíamos dizer que uma estrutura falha se ela não consegue desempenhar a sua função pretendida. Porém, a definição é insuficiente, porque não foi especificada a função da estrutura. Para ilustrar a questão, considere uma viga, simplesmente apoiada. Pode-se dizer que a falha ocorre quando o deslocamento máximo excede o deslocamento limite. Porém, uma viga pode "falhar" através do desenvolvimento de uma rótula plástica, perdendo a estabilidade global, ou por flambagem local da mesa de compressão. Torna-se claro que o termo "falha" pode ter significados diferentes. Anteriormente a análise de confiabilidade estrutural, o fracasso/falha deve estar claramente definido. O termo "estado limite" é usado para definir o insucesso no contexto de análises de confiabilidade estrutural. Estado limite é o limítrofe entre o desempenho desejado e indesejado de uma estrutura.

Tal limite é geralmente representado matematicamente por uma função de estado limite ou função de desempenho. Por exemplo, em estruturas portuárias, o fracasso pode ser

definido como a incapacidade de operar um cais. Esse desempenho indesejado pode ocorrer por muitos modos de falha: fissuras excessivas, corrosão, deformações excessivas, forças cortantes ou momentos fletores que excedam a capacidade portante e por flambagem local ou global. Alguns membros podem falhar de forma frágil, enquanto outros podem falhar de forma dúctil. Na abordagem tradicional, cada modo de falha é considerado em separado, e cada um pode ser definido utilizando o conceito de estado limite.

Em análises de confiabilidade estrutural há dois tipos de estados limites a se considerar, conforme já definido no item 2.2, Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço. Destaca-se que, o Estado Limite referente à Fadiga, em algumas doutrinas é considerado como estado limite de serviço e em outras como estado limite último.

Visando complementar a definição já apresentada, a seguir são citados exemplos referentes aos estados limites citados.

Estado Limite Último:

- Perda da estabilidade global.
- Flambagem de um elemento estrutural.
- Formação de uma rótula plástica.
- Esmagamento do concreto em compressão.

Estado Limite de Serviço:

- Abertura de fissuras.
- Formação de fissuras.
- Deformações excessivas.
- Vibrações excessivas.

O conceito de "margem de segurança" está associado aos estados limites últimos. Tem-se como exemplo que, o modo de falha pode ser definido quando o momento solicitante exceder a capacidade resistente de uma viga de concreto protendido, sendo, a resistência "R" e a solicitação "S". Diante do exposto, conforme Nowak e Collins (2000), a função de desempenho ou função de estado limite, pode ser definida para este modo de falha como:

$$g(R, S) = R - S \quad (4.1)$$

O estado limite entre o desempenho desejado e indesejado ocorre quando $g = 0$, ou seja, se $g > 0$, a estrutura atua com o desempenho desejado (em segurança), se $g < 0$, a estrutura encontra-se sob regime de ruptura (desempenho indesejado). A probabilidade de falha, P_f , é igual à probabilidade de que ocorrerá ruína, ou seja, haverá o desempenho indesejável. Pode-se expressar a função de desempenho em termos matemáticos como:

$$Pf = P(R - S < 0) = P(g < 0) \quad (4.2)$$

Sendo R e S variáveis aleatórias, cada uma possui determinada função de densidade de probabilidade (PDF) conforme mostrado na figura 4.1. Tem-se, ainda, que a quantidade de $R - S$ também é uma variável aleatória, com a sua respectiva função densidade de probabilidade. Ademais, na figura 4.1 é mostrada uma medida qualitativa da probabilidade de falha.

Generalizando-se os conceitos apresentados, pode-se dizer que, todos eventos em relação a segurança de uma estrutura serão discriminados em uma das seguintes categorias:

Evento seguro (solicitação \leq resistência);

Evento de Falha (solicitação \geq resistência).



Figura 4.1 – Função densidade de probabilidade (PDF), R , S , $R-S$, Nowak e Collins (2000).

O estado de uma estrutura pode ser descrito através de vários parâmetros X_1, X_2, \dots, X_n , que são características de carga, resistência, geometria, como por exemplo, carga permanente, carga variável, comprimento, resistência à compressão, tensão de escoamento e momento de inércia. A função de desempenho é função destes parâmetros de forma que:

$g(X_1, X_2, \dots, X_n) > 0$, para estruturas no regime seguro;

$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$, para estruturas no limite do regime de segurança e falha;

$g(X_1, X_2, \dots, X_n) < 0$, para estruturas no regime de falha.

Cada função de estado limite está associada a um determinado estado limite. Estados limites diferentes podem ter diferentes funções, Nowak e Collins (2000). A seguir apresentam-se alguns exemplos:

Sendo S = solicitação (demanda total) e R = resistência (capacidade de uma viga de concreto protendido), a função de estado limite pode ser definida tanto como expresso na equação 4.3, quanto como na equação 4.4:

$$g(R, S) = R - S \quad (4.3)$$

$$g(R, S) = \frac{R}{S} - 1 \quad (4.4)$$

Considerando a equação 4.3 e desmembrando as parcelas correspondentes ao carregamento em três componentes, tem-se, carga permanente (DL), carga variável (LL) e carga de vento (WL), logo, se $S = DL + LL + WL$, resulta a equação:

$$g(R, DL, LL, WL) = R - DL - LL - WL \quad (4.5)$$

Em regra geral, a função de desempenho pode ser uma função de diversas variáveis: componentes de carga, parâmetros de resistência, propriedades dos materiais, dimensões, entre outros. Um cálculo da Probabilidade de Falha usando a equação 4.2 torna-se muito difícil e em alguns casos é praticamente impossível. Assim, é adequado medir a segurança estrutural em função de um índice de confiabilidade.

Apresenta-se a seguir a determinação da probabilidade de falha para a função de desempenho apresentada na equação 4.1.

Conforme Nowak e Collins (2000) a probabilidade de falha, P_f , pode ser derivada considerando as funções de densidade de probabilidade das variáveis aleatórias R e S, como mostrado na figura 4.2.

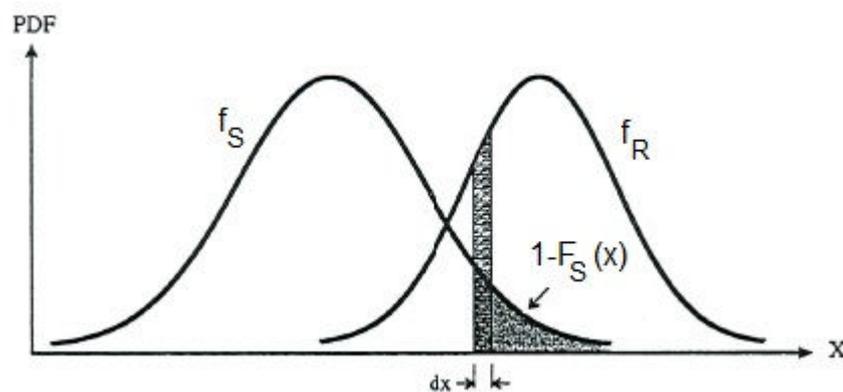


Figura 4.2 – Função densidade de probabilidade de solicitação e resistência, Nowak e Collins (2000).

A estrutura “falha” quando a solicitação excede a resistência. Se R é igual a um valor específico r_i , então a probabilidade de falha é igual à probabilidade de que a carga seja maior do que a resistência, ou $P(S > r_i)$. No entanto, sendo R uma variável aleatória, existe uma probabilidade associada a cada valor de r_i . Logo, a probabilidade de falha é constituída por

todas as combinações possíveis de $R = r_i$, e $S > r_i$, o qual pode ser escrito na forma:

$$P_f = \sum P(R = r_i \cap S > r_i) = \sum P(S > R | R = r_i) P(R = r_i) \quad (4.6)$$

A probabilidade $P(S > R | R = r_i)$ é simplesmente $F_S(r_i)$, logo:

$$1 - P(S \leq R | R = r_i) = 1 - F_S(r_i) \quad (4.7)$$

No limite, a probabilidade $P(R = r_i) \approx f_R(r_i) dr_i$. Combinando todas as modificações na equação 4.7 tem-se:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} [1 - F_S(r_i)] f_R(r_i) dr_i = 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} F_S(r_i) f_R(r_i) dr_i \quad (4.8)$$

Segundo Nowak e Collins (2000) existe uma formulação alternativa que se pode utilizar. Se a carga S é igual a um valor específico s_i então a probabilidade de falha é igual à probabilidade de que a resistência seja menor do que a carga, ou $P(R < s_i)$. Então, desde que S seja uma variável aleatória, há uma probabilidade associada a cada valor de s_i . Logo, a probabilidade de falha é constituída por todas as combinações possíveis de $S = s_i$ e $R < s_i$, que pode ser escrita na forma:

$$P_f = \sum P(S = s_i \cap R < s_i) = \sum P(R < S | S = s_i) P(S = s_i) \quad (4.9)$$

Seguindo a mesma lógica apresentada anteriormente, esta equação pode ser escrita na forma integral:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(s_i) f_S(s_i) ds_i \quad (4.10)$$

Embora as equações 4.8 e 4.10 pareçam simples, geralmente esta integração é de difícil solução. A integração requer técnicas numéricas especiais, e a precisão dessas técnicas pode não ser adequada. Portanto, na prática, a probabilidade de falha é calculada indiretamente utilizando-se outros procedimentos.

Para começar a análise, precisamos definir as variáveis de estado do problema. As variáveis de estado são os parâmetros básicos de carga e resistência utilizados para formular a função de desempenho. Para n variáveis de estado, a função de estado limite é uma função de n parâmetros. Se todas as cargas (ou efeitos de carga) são representados pela variável S e a

resistência (ou capacidade) pela variável R, o espaço das variáveis de estado é um espaço bidimensional como mostrado na Figura 4.3.

Dentro deste espaço, podemos separar o "domínio seguro" do "domínio falha". O limite entre os dois domínios é descrito pela função de estado limite $g(R, S) = 0$.

Uma vez que R e S são variáveis aleatórias, que podem definir uma função de densidade de probabilidade conjunta $f_{RS}(r, s)$, a função de densidade de probabilidade conjunta geral é mostrada na Figura 4.4.

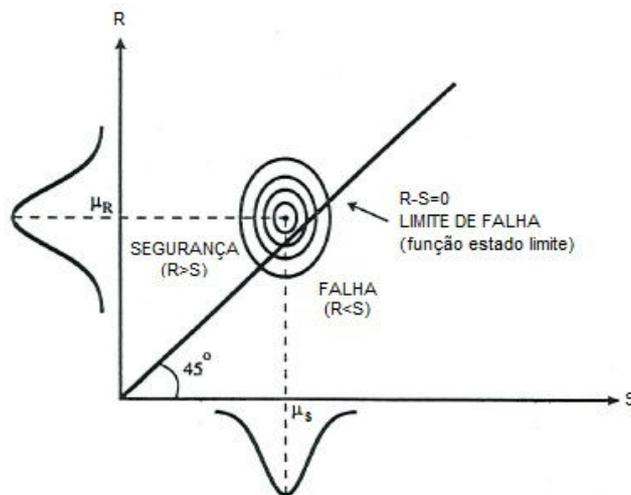


Figura 4.3 – Domínios de segurança e falha no espaço bidimensional, Nowak e Collins (2000).

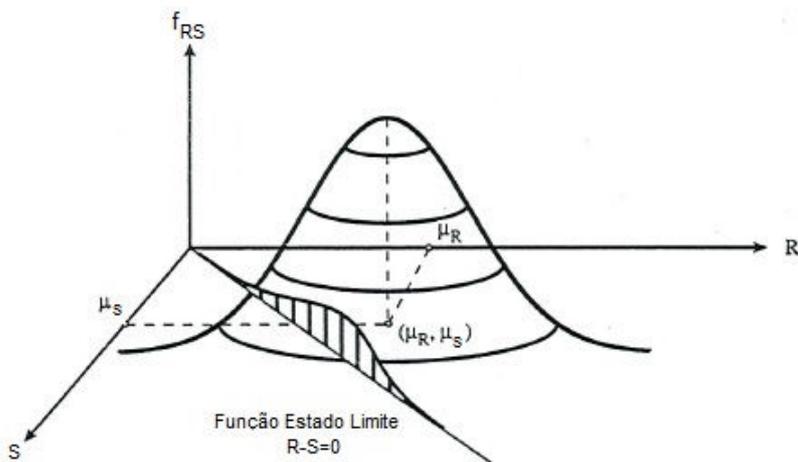


Figura 4.4 – Representação tridimensional – Função densidade de probabilidade conjunta f_{RS} , Nowak e Collins (2000).

Mais uma vez, a função de estado limite separa os domínios seguros e de falha. A probabilidade de falha é calculada pela integração da função de densidade probabilidade conjunta sobre o domínio falha, isto é, a região em que $g(R, S) < 0$. Conforme abordado por Nowak e Collins (2000) esta probabilidade é normalmente muito difícil de ser avaliada, de modo que o conceito de um índice de confiabilidade é utilizado para quantificar a confiabilidade estrutural.

4.4. MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS

O método das tensões admissíveis é uma forma de projeto que se desenvolveu a partir da aplicação da Teoria da Elasticidade. Tal teoria parte do princípio da linearidade entre tensões e deformações na estrutura. O dimensionamento consiste em calcular-se a tensão σ , no regime elástico-linear, para o carregamento máximo esperado, e compará-la à tensão admissível σ_{adm} , que é uma fração da tensão limite σ_{lim} . A tensão limite define o nível de tensão a partir do qual o comportamento elástico-linear não mais se aplica.

Tal critério de projeto é definido pela equação a seguir:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{FS} \quad (4.11)$$

Sendo: FS, fator de segurança.

Para o método das tensões admissíveis tem-se a seguinte interpretação:

- a estrutura tem um comportamento elástico-linear para cargas de serviço;
- ainda que, resistência e carregamento sejam incertos, é definido que um limite superior para a solicitação e um limite inferior para a resistência podem ser estabelecidos.

Diversos são os contrapontos apresentados à utilização deste método para tratativa do problema de segurança estrutural. Galambos (1982) apud Nogueira (2006) apresenta o seguinte:

- 1 – tensões e deformações nem sempre são lineares, por exemplo, a curva tensão-deformação do concreto é não-linear mesmo para baixas tensões;
- 2 – efeitos do tempo (fluência e retração do concreto), efeitos ambientais (umidade na resistência da madeira, corrosão de metais) e efeitos de taxa de carregamento introduzem não-linearidades no espaço e no tempo;
- 3 – efeito de carga e deformação nem sempre são lineares;
- 4 – comportamento carga-deformação pós-escoamento pode ser: dúctil, com grande ou pequena reserva de resistência, ou frágil;
- 5 – sob algumas circunstâncias é necessário utilizar a capacidade de absorção de energia da região não-linear para resistir a terremotos ou a explosões;
- 6 – a chance de exceder o estado limite de início da não-linearidade depende da variabilidade das cargas, dos materiais e do modelo de cálculo utilizado. A confiabilidade dos elementos dentro da estrutura ou de diferentes estruturas pode então variar consideravelmente;
- 7 – novos materiais de construção e técnicas de projeto podem demandar anos de testes até

que um fator de segurança possa ser definido;

8 – todas as cargas são assumidas como tendo a mesma variabilidade;

9 – a probabilidade de falha é desconhecida e o mesmo fator de segurança pode corresponder a distintas probabilidades de falha.

Tais objeções ao método são em sua maioria conhecidas dos pesquisadores há décadas. Estudos visando o desenvolvimento de um método de projeto que suprisse tais contrapontos começaram na década de 30, na União Soviética, e posteriormente, na década de 40, na Inglaterra e Estados Unidos, resultando no que hoje é conhecido como o Método dos Estados Limites.

4.5. MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

Visando diminuir as objeções referentes ao Método das Tensões Admissíveis, desenvolveu-se o Método dos Estados Limites. Conforme já apresentado, um estado limite é a situação onde a estrutura, ou um elemento estrutural, apresenta comportamento inadequado para desempenhar a função para o qual foi projetado. No Método dos Estados Limites, inicia-se o projeto estrutural com a verificação da resistência última, e posteriormente procede-se a verificação do estado limite de utilização.

O ponto central do critério é que as resistências devem ser diminuídas (fator de minoração ϕ) e as cargas devem ser elevadas (fator de majoração γ).

O formato geral deste critério de projeto, segundo Galambos (1982) pode ser dado por:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i S_i \quad (4.12)$$

Sendo:

$\phi < 1,0$, o fator de minoração da resistência.

Ou, $\phi = \frac{1}{\gamma_m}$, com $\gamma_m > 1,0$, onde γ_m é o fator referente ao material.

R_n , a resistência do elemento estrutural, para a solicitação considerada.

γ_i , o fator de majoração de cargas, para a carga i ;

S_i , o valor da solicitação i considerada.

A parte da equação 4.12 referente à carga de cálculo $\sum \gamma_i S_i$ está apresentada de forma geral. O formato deste carregamento de cálculo difere de norma para norma. O formato apresentado pela NBR 8681/2003 é apresentado a seguir:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k}] \quad (4.13)$$

O trecho da equação 4.12 referente à resistência ϕR_n pode ser expresso de diversas maneiras, destacando-se as seguintes:

$$\text{Resistência minorada} = \phi R_n(f_y, f_c, \dots) \quad (4.14)$$

$$\text{Resistência minorada} = R_n(\phi_y f_y, \phi_c f_c, \dots) \quad (4.15)$$

Onde ϕ_y e ϕ_c são os fatores de minoração da resistência do aço (f_y) e do concreto (f_c), respectivamente.

A formatação apresentada na equação 4.14 usa fatores de minoração da resistência para cada tipo de solicitação. Conforme estabelecido por Ellingwood et al. (1982) apud Nogueira (2006) a vantagem principal deste formato é levar em consideração a variabilidade entre modelos de dimensionamento e o efeito do modo de falha do componente estrutural na seleção de ϕ . A desvantagem é que ϕ não é aplicado diretamente às fontes de incerteza (resistência do material, dimensões, etc.), como resultado, fica mais difícil manter um nível constante de confiabilidade nas diversas situações de projeto.

Na formatação apresentada pela equação 4.15, fatores de minoração de resistência são aplicados a cada material para se determinar a resistência nominal. Segundo Ellingwood et al. (1982) apud Nogueira (2006) a vantagem deste formato é que os fatores de minoração de resistência são aplicados diretamente às fontes de incerteza, tornando mais fácil manter um nível constante de confiabilidade para muitas situações de projeto. A desvantagem é que a variabilidade entre modelos de dimensionamento, o efeito do modo de falha e a importância do componente estrutural não são levados em conta.

O Método dos Estados Limites, conhecido como semi-probabilístico, é adotado como critério de segurança pela NBR 6118/2014 bem como pela NBR 8681/2003, tendo a resistência minorada conforme apresentado na equação 4.15, de forma que, são utilizados fatores de minoração individualmente para cada material.

Procede-se o ajuste dos fatores de majoração (solicitações) e minoração (resistências) buscando-se obter maior uniformidade da probabilidade de falha, a qual é determinada aceitável ou não em função de cada tipo de estrutura. Tal processo de ajuste é chamado de calibração da norma.

4.6. MÉTODO DE CONFIABILIDADE DE PRIMEIRA ORDEM

O cálculo da probabilidade de sucesso ou da probabilidade de fracasso (falha) demanda que as funções densidade de probabilidade da resistência e solicitação ($f_R(r)$ e $f_S(s)$) ou que a função densidade de probabilidade conjunta $f_{R,S}(r, s)$ sejam conhecidas, porém, via de regra tal informação não está disponível ou é de difícil obtenção devido à escassez de dados. Ainda assim, quando se dispõe das funções de densidade, a avaliação da probabilidade de falha (ou de sucesso), geralmente, requer uma integração numérica da equação 4.10, o que pode tornar-se impraticável, conforme Ang e Tang (1990).

Quando não se dispõe das distribuições de probabilidade das variáveis, a confiabilidade pode ser obtida inteiramente como uma função do primeiro e do segundo momento (média e variância, respectivamente), pelo método de confiabilidade de Primeira Ordem e Segundo Momento (“First Order Second Moment” – FOSM). Quando se conhecem as distribuições de probabilidade o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (“First Order Reliability Method” – FORM) ou a simulação de Monte Carlo podem ser utilizados, Ang e Tang (1990).

A confiabilidade de uma estrutura ou componente estrutural depende de múltiplas variáveis aleatórias. O nível de desempenho de um sistema, por sua vez, depende das propriedades deste sistema. Com intuito de definir o desempenho de uma estrutura, é usada uma função de desempenho:

$$g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (4.16)$$

Onde:

$X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$, é um vetor das variáveis básicas de projeto e a função $g(X)$ determina o desempenho do sistema.

De acordo com Ang e Tang (1990) o desempenho limite pode ser definido como $g(X) = 0$, que é o estado limite do sistema.

Tem-se que:

$[g(X) > 0]$ = domínio de segurança.

$[g(X) < 0]$ = domínio de falha.

Geometricamente, a equação do estado limite, $g(X) = 0$, é uma superfície n-dimensional, que pode ser chamada de superfície de falha. De um lado da superfície de falha

tem-se o domínio de segurança, onde $g(X) > 0$, e do outro o domínio de falha, onde $g(X) < 0$, conforme apresentado por Ang e Tang (1990).

4.7. ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

Considerando-se o conjunto de variáveis reduzidas não correlacionadas:

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}; i = 1, 2, \dots, n \quad (4.17)$$

Em termos das variáveis reduzidas, X'_i , a função do estado limite é dada pela equação:

$$g(\sigma_{X_1} X'_1 + \mu_{X_1}, \dots, \sigma_{X_n} X'_n + \mu_{X_n}) = 0 \quad (4.18)$$



Figura 4.5 – Domínio de segurança e de falha no espaço das variáveis reduzidas, Ang e Tang (1990).

Observando-se a figura 4.5 pode-se concluir que, a superfície de falha, $g(X) = 0$, pode estar mais afastada ou mais próxima da origem, de forma que a região de segurança aumente ou diminua. Sendo assim, a posição da superfície de falha em relação à origem das variáveis reduzidas determina a confiabilidade do sistema. A posição da superfície de falha pode ser representada pela distância mínima da superfície $g(X) = 0$ até a origem das variáveis reduzidas, Ang e Tang (1990). Segundo Shinozuka (1983) tem-se que o ponto na superfície de falha com distância mínima até a origem é o ponto mais provável de falha.

Conforme Nogueira (2006), tem-se que a distância de um ponto $X' = (X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$, na superfície de falha $g(X) = 0$, até a origem de X' é:

$$D = \sqrt{X'^2_1 + \dots + X'^2_n} = (X'^t X')^{1/2} \quad (4.19)$$

O ponto na superfície de falha, $(x'^*_1, x'^*_2, \dots, x'^*_n)$ cuja distância até a origem é mínima,

pode ser determinado através da minimização da função D, obedecendo à condição $g(X) = 0$.

Usando-se o método dos multiplicadores de Lagrange (λ é o multiplicador de Lagrange), tem-se:

$$L = D + \lambda g(X) = (X'^t X')^{1/2} + \lambda g(X) \quad (4.20)$$

Em notação escalar:

$$L = \sqrt{X_1'^2 + X_2'^2 + \dots + X_n'^2} + \lambda g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (4.21)$$

Onde: $X_i = \sigma_{X_i} X_i' + \mu_{X_i}$.

Derivando a equação 4.21 em relação à X_i' e ao multiplicador de Lagrange λ , obtém-se um sistema de $n + 1$ equações com $n + 1$ incógnitas.

$$\frac{\partial L}{\partial X_i'} = \frac{X_i'}{\sqrt{X_1'^2 + X_2'^2 + \dots + X_n'^2}} + \lambda \frac{\partial g}{\partial X_i'} = 0; i = 1, 2, \dots, n \quad (4.22)$$

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda} = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (4.23)$$

A solução do sistema de equações acima fornece o ponto mais provável de falha $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$.

Introduzindo o vetor gradiente:

$$G = \left(\frac{\partial g}{\partial X_1'}, \frac{\partial g}{\partial X_2'}, \dots, \frac{\partial g}{\partial X_n'} \right) \quad (4.24)$$

Onde:

$$\frac{\partial g}{\partial X_i'} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \frac{\partial X_i}{\partial X_i'} = \sigma_{X_i} \frac{\partial g}{\partial X_i} \quad (4.25)$$

Substituindo a equação 4.19 em 4.22, e escrevendo-a em notação matricial, obtém-se:

$$X' = -\lambda DG \quad (4.26)$$

Substituindo a equação 4.26 na 4.19, tem-se que $\lambda = (G^t G)^{-1/2}$, e usando este resultado na equação 4.26, obtém-se:

$$X' = -\frac{GD}{(G^t G)^{1/2}} \quad (4.27)$$

Pré-multiplicando a equação 4.27 por G^t , tem-se:

$$D = \frac{-G^t X'}{(G^t G)^{1/2}} \quad (4.28)$$

Substituindo a equação 4.27 no sistema de equações 4.22, obtém-se uma única equação com incógnita D , a solução desta equação é a distância mínima $d_{\min} = \beta$, então:

$$\beta = \frac{-G^{*t} X'^*}{(G^{*t} G^*)^{1/2}} \quad (4.29)$$

Onde:

G^* é o vetor gradiente no ponto mais provável de falha $(x'_1, x'_2, \dots, x'_n)$. Então o ponto mais provável de falha é:

$$X'^* = \frac{-G^* \beta}{(G^{*t} G^*)^{1/2}} \quad (4.30)$$

Em sua forma escalar, os componentes de X'^* são:

$$x'_i = -\alpha_i^* \beta; i = 1, 2, \dots, n \quad (4.31)$$

Onde:

$$\alpha_i^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X'_i}\right)^*}{\sqrt{\sum_i \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i}\right)^2}} \quad (4.32)$$

α_i^* , são os cossenos diretores ao longo dos eixos x'_i , conforme pode-se observar a seguir por meio da representação geométrica (figura 4.6).

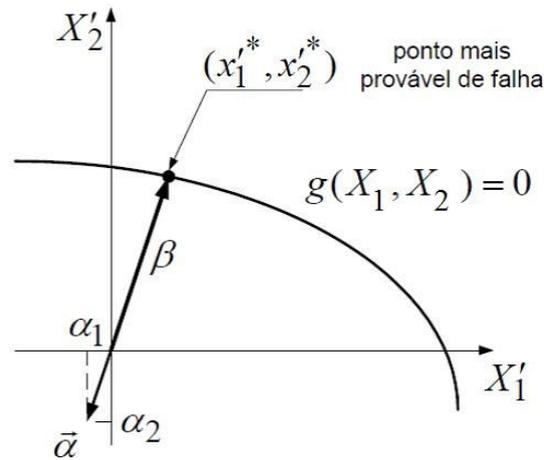


Figura 4.6 – β e cossenos diretores, representação geométrica.

Os resultados obtidos nas equações 4.29 e 4.30 podem ser interpretados baseados em aproximações de primeira ordem para função $g(X)$, como se segue, conforme apresentado por Ang e Tang (1990).

Expandindo a função $g(X)$ em série de Taylor no ponto x^* , que está na superfície de falha $g(x^*) = 0$, ou seja:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \dots + \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_* + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) (X_j - x_j^*) \left(\frac{\partial^2 g}{\partial X_i \partial X_j} \right)_* + \dots \quad (4.33)$$

Onde as derivadas são calculadas em $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$. Como $g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$ na superfície de falha, tem-se:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = \dots = \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_* + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) (X_j - x_j^*) \left(\frac{\partial^2 g}{\partial X_i \partial X_j} \right)_* + \dots \quad (4.34)$$

Lembrando que:

$$X_i - x_i^* = (\sigma_{X_i} X'_i + \mu_{X_i}) - (\sigma_{X_i} X'_{i^*} + \mu_{X_i}) = \sigma_{X_i} (X'_i - x'_{i^*}) \quad (4.35)$$

e

$$\frac{\partial g}{\partial X_i} = \frac{\partial g}{\partial X'_i} \left(\frac{dX'_i}{dX_i} \right) = \frac{1}{\sigma_{X_i}} \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right) \quad (4.36)$$

Portanto,

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = \sum_{i=1}^n (X'_i - x'_{i^*}) \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)_* \quad (4.37)$$

Em uma aproximação de primeira ordem, isto é, truncada a série acima no termo de primeira ordem, o valor médio da função $g(X)$ é:

$$\mu_g \cong - \sum_{i=1}^n x_i'^* \left(\frac{\partial g}{\partial x_i'} \right)_* \quad (4.38)$$

Enquanto a variância aproximada correspondente em primeira ordem (para variáveis não correlacionadas) é:

$$\sigma_g^2 \cong \sum_{i=1}^n \sigma_{x_i'}^2 \left(\frac{\partial g}{\partial x_i'} \right)_*^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i'} \right)_*^2 \quad (4.39)$$

Das equações 4.38 e 4.39, tem-se a razão:

$$\frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{- \sum_{i=1}^n x_i'^* \left(\frac{\partial g}{\partial x_i'} \right)_*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i'} \right)_*^2}} \quad (4.40)$$

Com base no estudo apresentado (Nogueira, 2006), é possível concluir que ao comparar-se a equação 4.40 com as equações 4.29 e 4.32, verifica-se que a razão acima é a mesma obtida através das equações 4.29 e 4.32. Logo, μ_g/σ_g é também a distância do plano tangente à superfície de falha em x^* até a origem das variáveis reduzidas. Sendo assim, definiu-se o índice de confiabilidade como:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad (4.41)$$

A aproximação de primeira ordem de μ_g e σ_g não deve ser calculada com valores médios e sim em um ponto da superfície de falha $g(X) = 0$, pois o cálculo em função dos valores médios implica em erros consideráveis para as funções de desempenho não-lineares. Acrescenta-se ainda que, o cálculo das aproximações de primeira ordem com valores médios de variáveis básicas ocasionam o problema da invariância para estados limites equivalentes, ou seja, o resultado será dependente da definição do evento estado limite. Pode-se citar como exemplo os eventos de estado limite equivalente ($R-S < 0$) e ($R/S < 1$), onde, na hipótese de utilizarem-se os valores médios das variáveis básicas, resultarão índices de confiabilidade diferentes. Diante do exposto, deve-se calcular as aproximações de primeira ordem em um ponto sobre a superfície de falha, de modo a contornar o problema da invariância, conforme Ang e Tang (1990).

4.8. PROBABILIDADE DE FALHA

Ao utilizar-se o método de análise de confiabilidade de nível III, confiabilidade de primeira ordem, tem-se como medida resultante a probabilidade de falha, obtida sobre a análise das funções densidade de probabilidade das variáveis aleatórias.

O cálculo da probabilidade de falha (P_f) é realizado a partir do índice de confiabilidade, para tanto deve ser utilizada a equação $P_f = \Phi(-\beta)$, sendo que, $\Phi()$ é a função de distribuição acumulada da variável Normal Padrão.

A seguir apresentam-se alguns valores para probabilidade de falha (P_f) em função do índice de confiabilidade (β). A figura 4.7 denota a não-linearidade da relação, onde verifica-se que grandes reduções na probabilidade de falha são ocasionadas por pequenas elevações do índice de confiabilidade.

Tabela 4.1 – Índice de Confiabilidade x Probabilidade de Falha

β	P_f
0,0	$5,00 \times 10^{-1}$
0,5	$3,08 \times 10^{-1}$
1,0	$1,58 \times 10^{-1}$
1,5	$6,68 \times 10^{-2}$
2,0	$2,27 \times 10^{-2}$
2,5	$6,20 \times 10^{-3}$
3,0	$1,34 \times 10^{-3}$
3,5	$2,32 \times 10^{-4}$
4,0	$3,16 \times 10^{-5}$
4,5	$3,39 \times 10^{-6}$
5,0	$2,86 \times 10^{-7}$
5,5	$1,89 \times 10^{-8}$
6,0	$9,86 \times 10^{-10}$

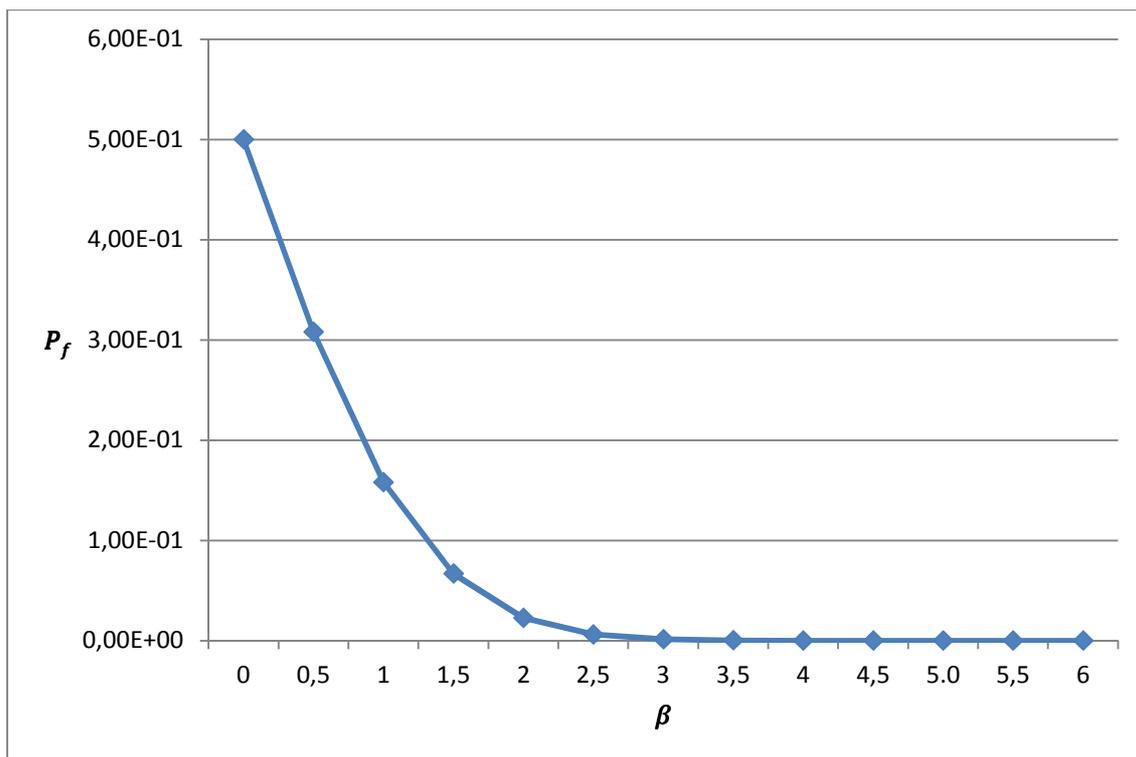


Figura 4.7 – Índice de Confiabilidade x Probabilidade de Falha

4.9. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE PARA VARIÁVEIS COM DISTRIBUIÇÃO DIFERENTE DA NORMAL

4.9.1. DISTRIBUIÇÃO NORMAL EQUIVALENTE

Visto que, ao utilizar-se o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) supõe-se que as variáveis básicas do sistema possuem distribuição normal, somente será válida a estimativa da probabilidade de falha se as distribuições de probabilidade reais das variáveis básicas puderem ser aproximadas por uma distribuição normal.

Nos casos práticos da engenharia ocorre que as distribuições de probabilidade de algumas variáveis básicas se afastam da normal, neste caso, deve-se determinar uma distribuição normal equivalente para as variáveis no ponto mais provável de falha x^* , com intuito de manter válidas as equações para o cálculo do índice de confiabilidade (β).

As distribuições normais equivalentes podem ser obtidas através da Transformação de Rosenblatt, conforme apresentado por Real (2010). Para uma variável individual X , a distribuição normal equivalente pode ser obtida ao impor-se duas condições em um ponto x^* sobre a superfície de falha. A primeira determina que a densidade de probabilidade acumulada

da distribuição normal equivalente deve ser igual à da distribuição não-normal no ponto x^* . Já a segunda impõe que o valor da função densidade de probabilidade da distribuição normal equivalente deve ser igual à densidade de probabilidade da distribuição não-normal no ponto x^* .

Igualando-se as densidades de probabilidade acumuladas no ponto de falha x^* , resulta:

$$\Phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{X_i}^N}{\sigma_{X_i}^N}\right) = F_{X_i}(x_i^*) \quad (4.42)$$

Onde:

$\mu_{X_i}^N$ e $\sigma_{X_i}^N$ são a média e o desvio padrão equivalentes

$F_{X_i}(x_i^*)$ é a distribuição acumulada original

$\Phi(\)$ é a distribuição acumulada normal padrão

Logo:

$$\mu_{X_i}^N = x_i^* - \sigma_{X_i}^N \Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i^*)] \quad (4.43)$$

Igualando-se as densidades de probabilidade no ponto x^* , resulta:

$$\frac{1}{\sigma_{X_i}^N} \phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{X_i}^N}{\sigma_{X_i}^N}\right) = f_{X_i}(x_i^*) \quad (4.44)$$

Onde:

$\phi(\)$ é a função densidade de probabilidade da distribuição normal padrão $N(0,1)$.

Logo:

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i^*)]\}}{f_{X_i}(x_i^*)} \quad (4.45)$$

A distribuição normal equivalente no ponto x^* será dada por $N(\mu_{X_i}^N, \sigma_{X_i}^N)$.

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i^*)]\}}{f_{X_i}(x_i^*)} \quad (4.46)$$

$$\mu_{X_i}^N = x_i^* - \sigma_{X_i}^N \Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i^*)] \quad (4.47)$$

No caso de uma função de desempenho linear:

$$g(X) = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i X_i \quad (4.48)$$

Os cossenos diretores serão dados por:

$$\alpha_i = \frac{a_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n a_i^2}} \quad (4.49)$$

O índice de confiabilidade β será dado por:

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{X_i}^N}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{X_i}^N)^2}} \quad (4.50)$$

Onde:

N denota que a média e o desvio padrão são de uma distribuição normal equivalente.

O ponto de falha x^* será dado por:

$$x^* = \sigma_{X_i}^N x_i^* + \mu_{X_i}^N = \alpha_i \beta \sigma_{X_i}^N + \mu_{X_i}^N \quad (4.51)$$

Em resumo, pode-se concluir que determinar a distribuição normal equivalente consiste em substituir-se a média e o desvio padrão da distribuição original, μ_{X_i} e σ_{X_i} , pelos valores equivalentes $\mu_{X_i}^N$ e $\sigma_{X_i}^N$.

No caso de não se dispor dos valores médios e desvios padrões das distribuições normais equivalentes, visto que tais valores dependem do ponto de falha x^* , deve-se lançar mão de um processo iterativo, de forma a ajustar as equações apresentadas abaixo até a convergência.

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i^*)]\}}{f_{X_i}(x_i^*)} \quad (4.52)$$

$$\mu_{X_i}^N = x_i^* - \sigma_{X_i}^N \Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i^*)] \quad (4.53)$$

Em busca da convergência do sistema arbitra-se um valor para x^* . De posse deste calculam-se os valores para $\mu_{X_i}^N$ e $\sigma_{X_i}^N$. A seguir determina-se o valor de β , e posteriormente dos cossenos diretores α_i . Por final calcula-se o novo ponto de falha e testa-se a convergência do sistema. O processo deve ser repetido até que se atinja a convergência esperada.

4.9.2. DISTRIBUIÇÃO DE VALORES EXTREMOS TIPO I - GUMBEL

No presente trabalho foram consideradas oito variáveis aleatórias, sendo que, sete destas possuem distribuição normal e uma possui distribuição de valores extremos tipo I. Sendo assim, a seguir são apresentados os parâmetros específicos para conversão da distribuição Gumbel em normal conforme apresentado por Real (2010).

Função densidade de probabilidade acumulada:

$$F_X(x) = \exp[-e^{-\alpha_X(x-u_X)}] \quad (4.54)$$

Função densidade de probabilidade:

$$f_X(x) = \alpha_X e^{-\alpha_X(x-\mu_X)} \exp[-e^{-\alpha_X(x-u_X)}] \quad (4.55)$$

Onde:

$$\alpha_X = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \frac{1}{\sigma_X} \quad (4.56)$$

$$u_X = \mu_X - \frac{0,577}{\alpha_X} \quad (4.57)$$

4.10. AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO DE ESTRUTURAS PORTUÁRIAS

4.10.1. FUNÇÃO ESTADO LIMITE

Conforme já apresentado a função estado limite é caracterizada pela relação entre a capacidade resistente e o somatório das ações solicitantes, matematicamente é expressa por:

$$g(x) = R - S \quad (4.58)$$

No presente estudo a capacidade resistente das vigas de concreto protendido são representadas pelo seu Momento Resistente, M_R , e as ações solicitantes são definidas pelo somatório dos momentos provenientes da carga permanente, M_g , e carga variável, M_q , de forma que resulta a seguinte função de estado limite:

$$g(x) = M_R - M_g - M_q \quad (4.59)$$

Para determinação do momento resistente foi utilizado o modelo de cálculo apresentado no capítulo 3 do presente trabalho, e para determinação dos momentos solicitantes procedeu-se o cálculo direto em função das ações, assim:

$$g(x) = M_R - \frac{g \cdot l^2}{8} - \frac{q \cdot l^2}{8} \quad (4.60)$$

Sendo: l o vão de cálculo.

4.10.2. VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

Diversas são as variáveis presentes no estudo de vigas protendidas de estruturas portuárias, tanto no que se refere aos materiais componentes das estruturas, quanto as cargas aplicadas. Para o estudo desenvolvido foram consideradas como variáveis aleatórias a resistência do concreto, f_c , a resistência do aço da armadura passiva, f_y , a resistência do aço da armadura ativa, f_{pt} , a distância do bordo superior da viga até o centro da armadura passiva tracionada, d_s , a distância do bordo superior da viga até o centro da armadura ativa, d_p , a carga permanente, g , a carga variável, q , e o erro do modelo, η . As oito variáveis consideradas foram tomadas como independentes. A tabela 4.2 apresenta as variáveis utilizadas, e ainda, as respectivas médias, coeficientes de variação e tipos de distribuição. Os tipos de distribuição e o coeficiente de variação foram definidos conforme os estudos de Galambos (1982).

Tabela 4.2 – Variáveis aleatórias.

Variável	μ_x	$V_x = \sigma_x/\mu_x$	Distribuição
f_c	$\frac{f_{ck}}{(1 - 1,65 * V)}$	0,15	Normal
f_y	$\frac{f_{yk}}{(1 - 1,65 * V)}$	0,05	Normal
f_{pt}	$\frac{f_{ptk}}{(1 - 1,65 * V)}$	0,05	Normal
d_s	$d_{s, nom}$	$\frac{0,5 \text{ cm}}{d_{s, nom}}$	Normal
d_p	$d_{p, nom}$	$\frac{1,0 \text{ cm}}{d_{p, nom}}$	Normal
g	g_{nom}	0,1	Normal
q	q_{nom}	0,25	Valores extremos tipo I
η	1,052	0,072	Normal

4.10.3. PROCEDIMENTO PARA O CÁLCULO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

Para o cálculo do índice de confiabilidade das vigas estudadas utilizou-se uma planilha eletrônica no software *Excel*. Através da ferramenta de solução de equações não-lineares e de minimização, *Solver*, tal ferramenta busca determinar um valor conforme restrições impostas na própria planilha pela função de estado limite, conforme metodologia proposta por Low e Tang (2008) combinada ao modelo de cálculo elaborado para determinação do momento resistente. Trabalha-se com um grupo de células variáveis, que neste caso são os pontos de falha referentes a cada uma das variáveis aleatórias. A restrição imposta é a própria função estado limite, $g(x) = 0$, admitida uma tolerância máxima. A seguir são apresentados os elementos da planilha eletrônica para uma das vigas estudadas. A tabela 4.3 apresenta os tipos de distribuição, as variáveis aleatórias e suas respectivas unidades, e ainda, os valores nominais de projeto para cada uma das variáveis aleatórias e suas respectivas médias, desvios padrão e coeficientes de variação.

Tabela 4.3 – Dados de entrada para cálculo do índice de confiabilidade – variáveis aleatórias.

Distribuição	Variável	Unidade	Nominal	Média	Desv. Padrão	Coef. Var.
Normal	f_c	kN/cm ²	4,000	5,316	0,797	0,150
Normal	f_y	kN/cm ²	50,000	54,496	2,725	0,050
Normal	f_{pt}	kN/cm ²	175,000	190,736	9,537	0,050
Normal	d_s	cm	93,500	93,500	0,500	0,005
Normal	d_p	cm	85,000	85,000	1,000	0,012
Normal	g	kN/m	25,000	25,000	2,500	0,100
Extvalue1	q	kN/m	75,000	75,000	18,750	0,250
Normal	η	adimensional	1,052	1,052	0,076	0,072

Além do disposto acima, devem ainda ser inseridos como dados de entrada as dimensões da seção (b_w, b_f, h_f, h), o vão de cálculo (l), o módulo de elasticidade dos aços utilizados (E_s, E_p), a deformação inicial da armadura ativa (ε_{pn}) e a área de aço das armaduras (A_s, A_p), necessários para o cálculo dos momentos resistente e solicitante.

Na tabela 4.4 são apresentados os valores para a primeira aproximação do ponto de falha, definida como o valor médio da distribuição, e ainda, a média e o desvio padrão da distribuição normal equivalente, e por fim as variáveis reduzidas equivalentes ao ponto de falha (X_i^*).

Após o lançamento dos dados de entrada e a definição dos valores referentes a primeira aproximação do ponto de falha deve-se inserir a matriz de correlação das variáveis

aleatórias que para o caso estudado, variáveis independentes, é uma matriz identidade 8x8. Finalizada a entrada de dados executa-se a ferramenta *Solver* estabelecendo-se a restrição desejada.

Tabela 4.4 – Primeira aproximação do ponto de falha, média e desvio padrão normal, variável reduzida.

Variável	x_i^*	μ_i^N	σ_i^N	X_i^*
f_c	5,316	5,316	0,797	0,000
f_y	54,496	54,496	2,725	0,000
f_{pt}	190,736	190,736	9,537	0,000
d_s	93,500	93,500	0,500	0,000
d_p	85,000	85,000	1,000	0,000
g	25,000	25,000	2,500	0,000
q	75,000	71,821	17,928	0,177
η	1,052	1,052	0,076	0,000

A tabela 4.5 apresenta os valores do ponto de falha diante da convergência do sistema, assim como média e desvio padrão normal, variável reduzida e cossenos diretores. O valor do ponto de falha, após informada a aproximação inicial, é calculado automaticamente pela ferramenta utilizada. A tolerância utilizada, em todos os casos, para a convergência do sistema foi de 10^{-6} .

Tabela 4.5 – Valores diante da convergência do sistema.

Variável	x_i^*	μ_i^N	σ_i^N	X_i^*	α_i
f_c	4,974	5,316	0,797	-0,429	0,1142
f_y	54,496	54,496	2,725	0,000	0,0000
f_{pt}	185,497	190,736	9,537	-0,549	0,1462
d_s	93,500	93,500	0,500	0,000	0,0000
d_p	84,806	85,000	1,000	-0,194	0,0516
g	25,399	25,000	2,500	0,160	-0,0425
q	190,075	-4,169	55,152	3,522	-0,9374
η	0,970	1,052	0,076	-1,078	0,2869

O momento resistente é determinado com base nos valores do ponto de falha para as variáveis aleatórias e nos valores de entrada para as demais variáveis. Sobre o valor obtido é aplicado o erro do modelo η^* (respectivo ao ponto de falha). O momento solicitante total ($M_g + M_q$) é calculado tomando por base os valores do ponto de falha para as ações g e q , e ainda, utilizando o valor de entrada para o vão de cálculo.

O índice de confiabilidade (β) é determinado através da ferramenta *Solver* do programa *Excel* buscando determinar a menor distância β entre a origem das variáveis padronizadas, x_i^* , que satisfaça a restrição $g(X) = 0$. Trata-se, portanto de um problema de minimização, que é resolvido através da ferramenta citada.

5. APLICAÇÕES E RESULTADOS

5.1. DESCRIÇÃO DAS VIGAS

Visando avaliar a confiabilidade de vigas portuárias de concreto protendido foram definidas duas seções típicas, sendo uma retangular e outra do tipo T. O vão de cálculo utilizado foi o mesmo para todos os casos, $l = 10\text{ m}$. Para o projeto e dimensionamento foi estipulada uma carga total ($g + q$) de 100 kN/m , sendo g , a soma das parcelas referente ao peso próprio e sobrecarga permanente, e q , a carga variável. A seguir são apresentadas as figuras 5.1 e 5.2 ilustrando as dimensões das seções e as cargas aplicadas sobre as vigas.

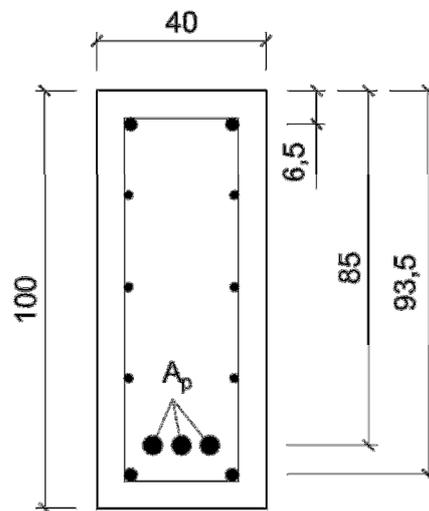


Figura 5.1 – Seção retangular – Dimensões em centímetros.

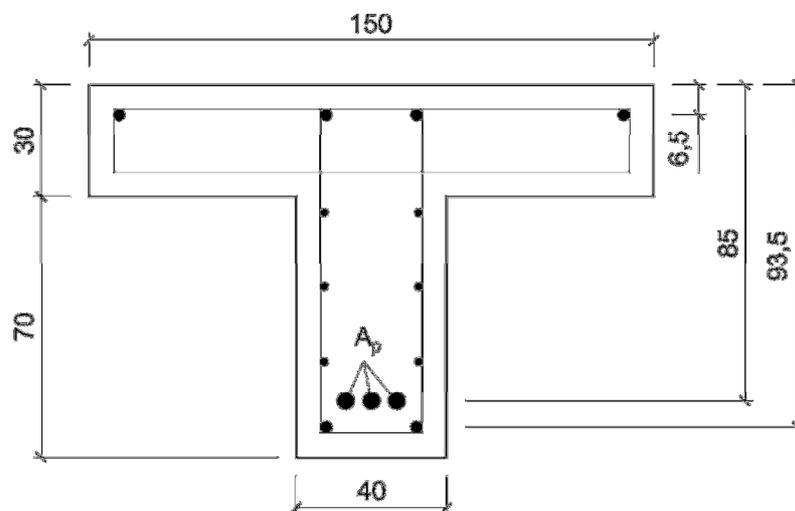


Figura 5.2 – Seção T – Dimensões em centímetros.

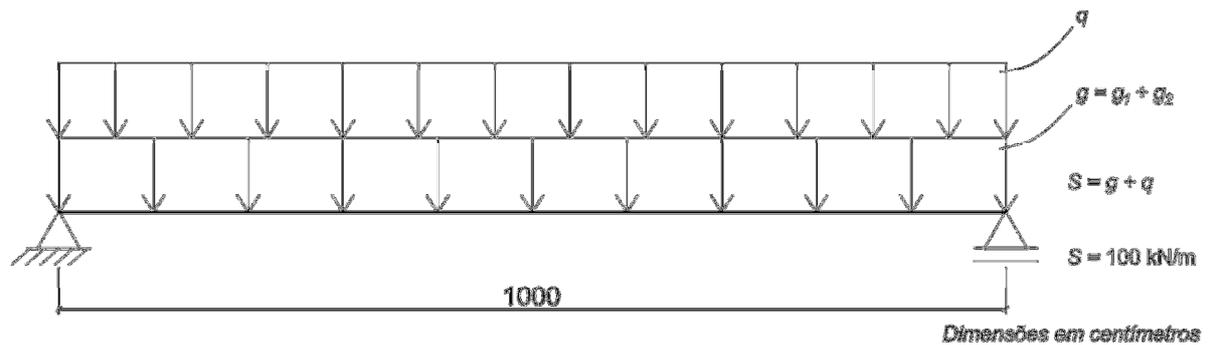


Figura 5.3 – Cargas aplicadas sobre as vigas.

5.2. ESTUDO PARAMÉTRICO - DEFINIÇÃO

Definidas as dimensões das vigas a serem projetadas, foram escolhidos os materiais a serem utilizados no projeto, com base nas regulamentações previstas em norma, com intuito de gerar um número suficiente de resultados para posterior estudo paramétrico. A seguir apresentam-se as resistências de projeto utilizadas.

a) Resistência característica do concreto, f_{ck} :

As vigas foram projetadas para três valores, 40 MPa, 45 MPa e 50 MPa, a fim de desenvolver-se a análise da variação do índice de confiabilidade frente a cada um dos valores.

b) Resistência característica da armadura passiva, f_{yk} :

Para tal parâmetro foi utilizado apenas um valor, 500 MPa, que representa o Aço CA 50. Nenhum estudo paramétrico foi desenvolvido para análise da confiabilidade frente a armadura passiva.

c) Resistência característica da armadura ativa, f_{ptk} :

Para o dimensionamento das vigas considerou-se três tipos de aço utilizados na armadura ativa, CP-175-RB, CP-190-RB e CP-210-RB, ou seja, foram utilizados três valores de resistência característica, 1750 MPa, 1900 MPa e 2100 MPa.

Quanto ao tipo de protensão, em todos os casos estudados, ou seja, todas as vigas projetadas, utilizou-se protensão completa, Nível 3, conforme exigido pela NBR 6118/2014, para a classe de agressividade CAA IV, na qual encontram-se as estruturas portuárias.

Referente ao carregamento, conforme já apresentado, determinou-se uma carga total de 100 kN/m. Porém, com intuito de verificar a variação do índice de confiabilidade frente a relação entre carga permanente e carga variável definiu-se o índice r , que representa a relação entre carga permanente e carga total. Para tal índice foram utilizados três valores, 0,25, 0,50 e 0,75.

$$r = \frac{g_k}{S} = \frac{g_k}{g_k + q_k} \quad (5.1)$$

Definidos a geometria da seção, as características dos materiais empregados e a carga aplicada, partiu-se para o dimensionamento das vigas de concreto protendido, conforme critérios de projeto apresentados no capítulo 2. Diante da variabilidade dos parâmetros definidos necessitou-se projetar vinte e sete vigas de seção retangular e outras vinte e sete de seção T, possibilitando assim a posterior análise paramétrica.

5.3. RESULTADOS

5.3.1. RESULTADOS OBTIDOS NO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Para identificação das vigas foi utilizada a seguinte nomenclatura: seção da viga; resistência característica do concreto; resistência característica do aço utilizado na armadura ativa; relação entre cargas (índice r). Assim, para uma viga de seção retangular, com $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$, $f_{ptk} = 175 \text{ kN/cm}^2$ e $r = 0,25$, tem-se a seguinte nomenclatura: VR.40.175.25.

A tabela 5.1 apresenta os resultados obtidos no dimensionamento das vinte e sete vigas projetadas em seção retangular, indicando os dados respectivos à f_{ck} , f_{ptk} , r , A_p , ε_{pn} , e ainda, o valor do índice de confiabilidade, β , a cada grupo de três vigas.

A tabela 5.2 apresenta os resultados obtidos no dimensionamento das vinte e sete vigas projetadas em seção T, indicando os dados respectivos à f_{ck} , f_{ptk} , r , A_p , ε_{pn} , e ainda, o valor do índice de confiabilidade, β , a cada grupo de três vigas.

A área de armadura longitudinal passiva não foi considerada no dimensionamento a flexão e no cálculo da capacidade resistente, visto que, o momento solicitante foi suportado adequadamente pela armadura ativa longitudinal dimensionada, logo, $A_s = 0$. Considerou-se o critério adotado em função da área de armadura protendida existente ser superior a área de armadura mínima calculada conforme item 2.11. Assim sendo, a armadura passiva existente nas seções foi considerada somente como armadura construtiva.

Tabela 5.1 – Dimensionamento de vigas retangulares – Resultado.

Viga	f_{ck} (MPa)	f_{ptk} (kN/cm ²)	r (%)	A_p (cm ²)	β	ϵ_{pn}
VR.40.175.25*	40	175	25	22,22	3,7570	0,0045
VR.40.175.50	40	175	50	22,22	4,5789	0,0047
VR.40.175.75	40	175	75	23,23	6,1860	0,0050
VR.40.190.25	40	190	25	20,20	3,7165	0,0050
VR.40.190.50	40	190	50	20,20	4,5315	0,0052
VR.40.190.75	40	190	75	22,22	6,3365	0,0052
VR.40.210.25	40	210	25	18,18	3,6969	0,0056
VR.40.210.50	40	210	50	18,18	4,5109	0,0059
VR.40.210.75	40	210	75	20,20	6,3496	0,0058
VR.45.175.25	45	175	25	21,21	3,6952	0,0047
VR.45.175.50	45	175	50	22,22	4,6774	0,0048
VR.45.175.75	45	175	75	23,23	6,3238	0,0051
VR.45.190.25*	45	190	25	20,20	3,7978	0,0050
VR.45.190.50	45	190	50	20,20	4,6301	0,0053
VR.45.190.75	45	190	75	22,22	6,4802	0,0053
VR.45.210.25	45	210	25	18,18	3,7781	0,0056
VR.45.210.50	45	210	50	18,18	4,6111	0,0059
VR.45.210.75	45	210	75	20,20	6,4933	0,0058
VR.50.175.25	50	175	25	21,21	3,7404	0,0047
VR.50.175.50	50	175	50	22,22	4,7406	0,0048
VR.50.175.75	50	175	75	23,23	6,4342	0,0051
VR.50.190.25	50	190	25	19,19	3,6810	0,0052
VR.50.190.50	50	190	50	20,20	4,6897	0,0053
VR.50.190.75	50	190	75	22,22	6,5944	0,0053
VR.50.210.25	50	210	25	17,17	3,6436	0,0059
VR.50.210.50	50	210	50	18,18	4,6668	0,0059
VR.50.210.75	50	210	75	20,20	6,6118	0,0059

***viga que teve sua armadura elevada em função da verificação ao ELS-F**

Tabela 5.2 – Dimensionamento de vigas T – Resultado.

Viga	f_{ck} (MPa)	f_{ptk} (kN/cm ²)	r (%)	A_p (cm ²)	β	ϵ_{pn}
VT.40.175.25	40	175	25	17,17	3,2455	0,0048
VT.40.175.50	40	175	50	18,18	4,2197	0,0050
VT.40.175.75	40	175	75	19,19	5,8362	0,0052
VT.40.190.25	40	190	25	15,15	3,0940	0,0055
VT.40.190.50	40	190	50	16,16	4,0727	0,0057
VT.40.190.75	40	190	75	18,18	5,9844	0,0055
VT.40.210.25	40	210	25	14,14	3,1993	0,0059
VT.40.210.50	40	210	50	15,15	4,2141	0,0060
VT.40.210.75	40	210	75	16,16	5,8917	0,0063
VT.45.175.25	45	175	25	16,16	3,0432	0,0051
VT.45.175.50	45	175	50	18,18	4,2332	0,0050
VT.45.175.75	45	175	75	19,19	5,8569	0,0053
VT.45.190.25	45	190	25	15,15	3,1026	0,0054
VT.45.190.50	45	190	50	16,16	4,0858	0,0057
VT.45.190.75	45	190	75	18,18	6,0028	0,0055
VT.45.210.25	45	210	25	14,14	3,2081	0,0058
VT.45.210.50	45	210	50	15,15	4,2299	0,0061
VT.45.210.75	45	210	75	16,16	5,9099	0,0063
VT.50.175.25	50	175	25	16,16	3,0515	0,0051
VT.50.175.50	50	175	50	18,18	4,2440	0,0050
VT.50.175.75	50	175	75	19,19	5,8712	0,0053
VT.50.190.25	50	190	25	15,15	3,1129	0,0055
VT.50.190.50	50	190	50	16,16	4,0963	0,0057
VT.50.190.75	50	190	75	18,18	6,0202	0,0056
VT.50.210.25	50	210	25	14,14	3,2187	0,0059
VT.50.210.50	50	210	50	15,15	4,2407	0,0061
VT.50.210.75	50	210	75	16,16	5,9243	0,0063

5.3.2. ESTUDO PARAMÉTRICO - RESULTADOS

a) Influência da Resistência Característica do Concreto sobre β

Para as vigas retangulares analisadas, pode-se observar que a variação isolada do f_{ck} possui baixa influência sobre o valor de β . É reconhecido o fato de que ao elevar-se o valor de f_{ck} cresce linearmente a confiabilidade do sistema, porém, observou-se que tal elevação, nos estudos realizados, foi inferior a dois décimos no valor de β para cada 5 MPa elevados na resistência do concreto. A seguir são apresentados dois gráficos, figuras 5.4 e 5.5, ilustrando essa relação para algumas das vigas estudadas.

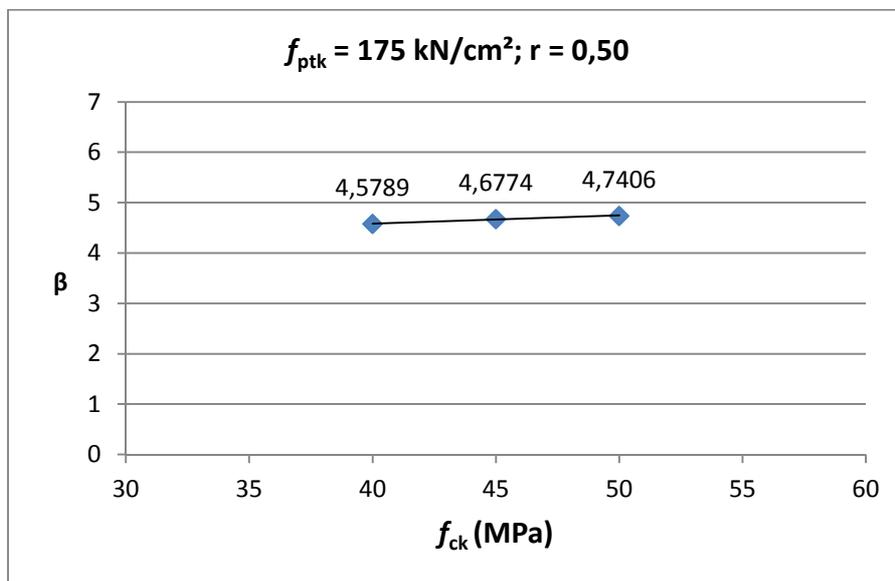


Figura 5.4 – Variação de β em função de f_{ck} ($f_{ptk} = 175kN/cm^2$; $r = 0,50$)

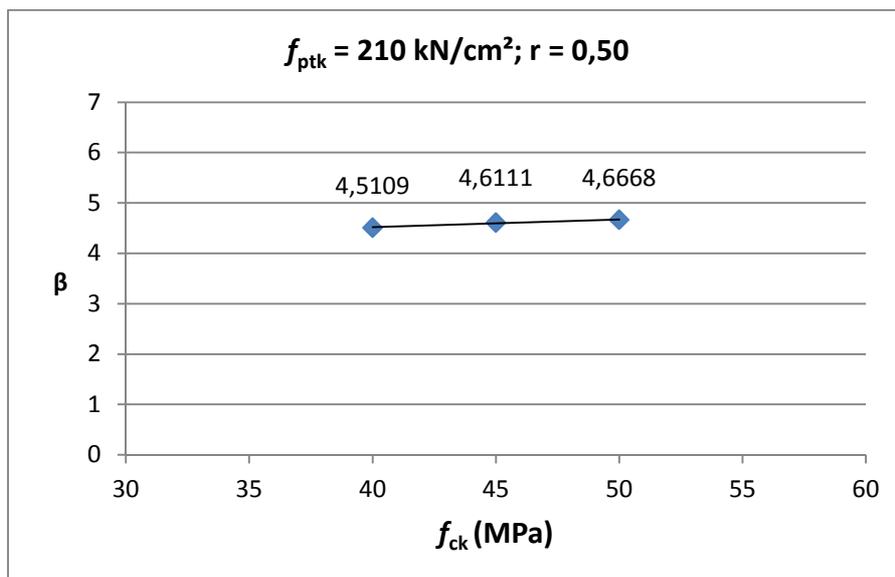


Figura 5.5 – Variação de β em função de f_{ck} ($f_{ptk} = 210kN/cm^2$; $r = 0,50$)

Na análise das vigas T, observou-se a mesma tendência, porém, com variação ainda menor, pois para cada 5 MPa acrescidos na resistência do concreto a elevação do índice de confiabilidade foi menor que cinco centésimos. Apresentam-se a seguir gráficos, figuras 5.6 e 5.7, ilustrando a tendência observada.

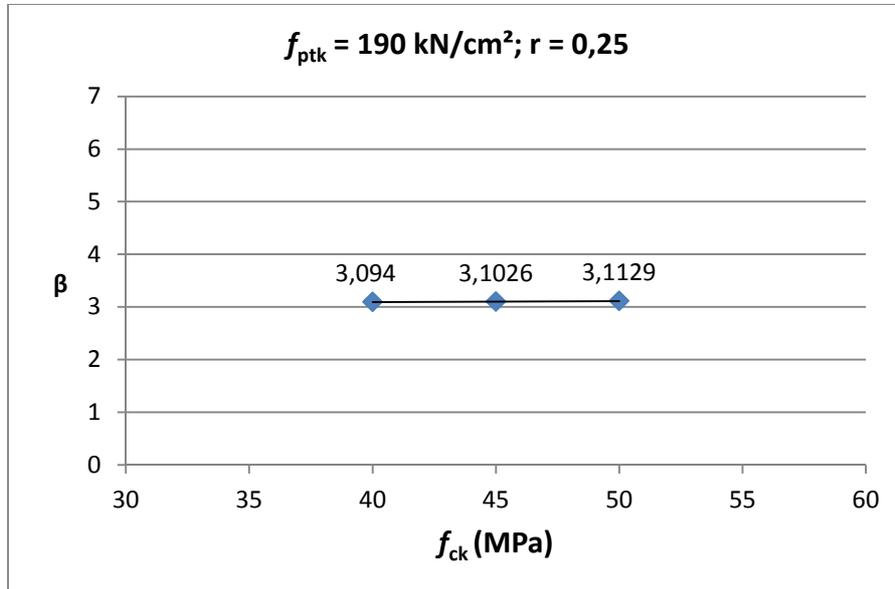


Figura 5.6 – Variação de β em função de f_{ck} ($f_{ptk} = 190kN/cm^2$; $r = 0,25$)

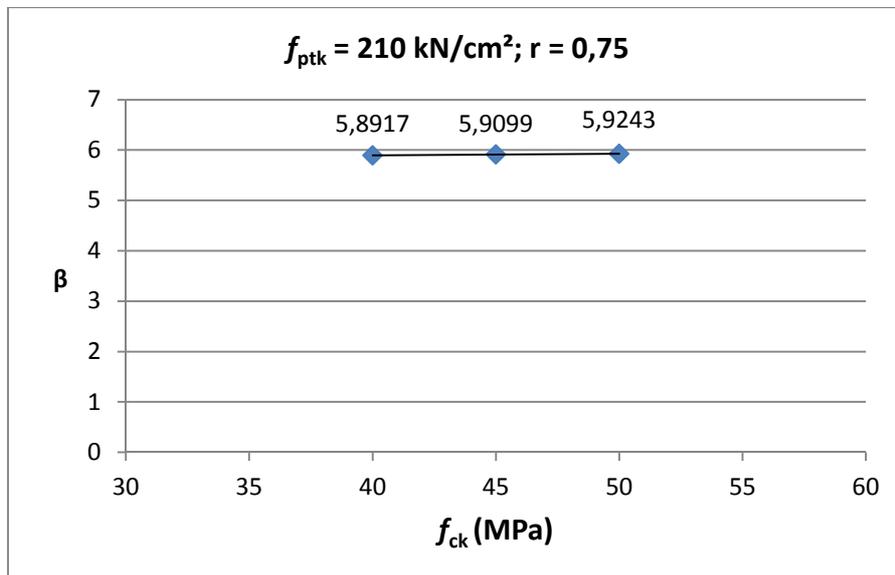


Figura 5.7 – Variação de β em função de f_{ck} ($f_{ptk} = 210kN/cm^2$; $r = 0,75$)

O comportamento observado se deve ao fato de que no estado limite último de flexão, para vigas de concreto protendido, a zona de concreto comprimido é bastante reduzida em relação à altura da seção, o que diminui a influência da resistência à compressão no cálculo do índice de confiabilidade.

b) Influência da Resistência Característica da Armadura Ativa sobre β

Ao analisar os resultados obtidos para as vigas de seção retangular, observou-se em alguns casos um pequeno crescimento da confiabilidade mediante a elevação da resistência do aço, porém, houve casos em que se verificou uma queda do índice de confiabilidade. Os comportamentos observados foram influenciados pela redução da área de aço, ocorrida após o aumento da resistência do mesmo, pois, o fato isolado do aumento da resistência, mantida a área de armadura ativa, tende a elevações consideráveis no valor do índice de confiabilidade.

A elevação da resistência da armadura ativa aumenta a confiabilidade do sistema. Porém, se ao elevar a resistência do aço o projetista optar por reduzir a área de armadura da seção, poderá a confiabilidade ficar prejudicada. A seguir apresentam-se gráficos, figuras 5.8 e 5.9, a fim de ilustrar o comportamento observado.

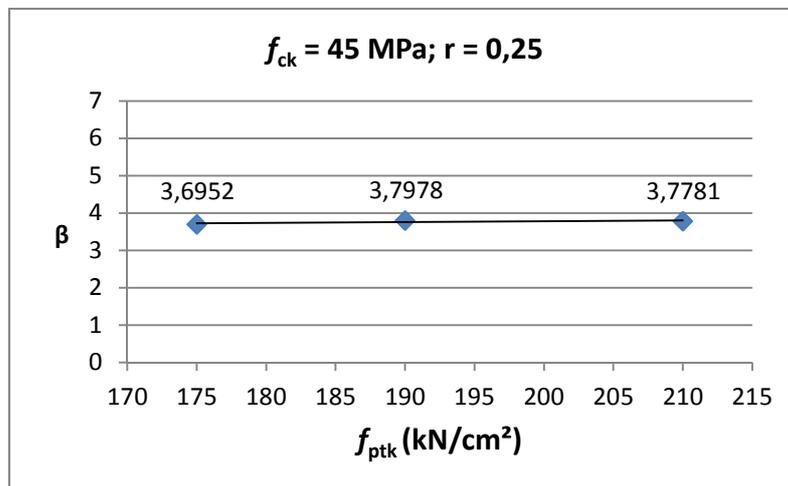


Figura 5.8 – Variação de β em função de f_{ptk} ($f_{ck} = 45MPa$; $r = 0,25$)

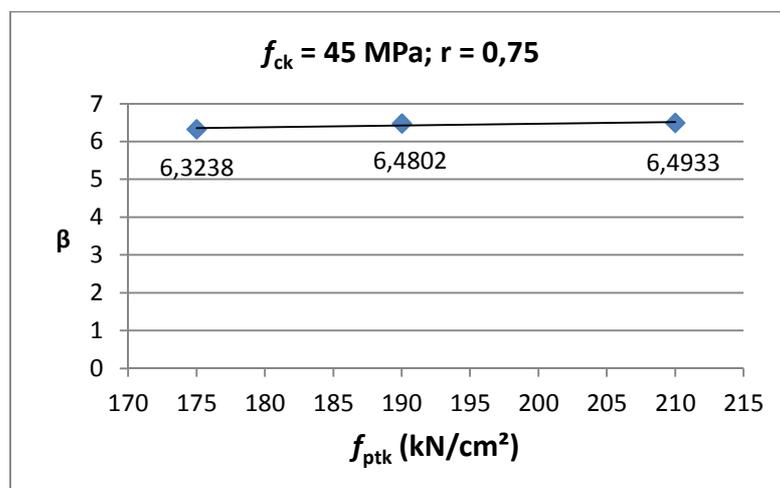


Figura 5.9 – Variação de β em função de f_{ptk} ($f_{ck} = 45MPa$; $r = 0,75$)

Para as vigas T projetadas foi observado o mesmo comportamento identificado para as vigas de seção retangular. A confiabilidade do sistema foi influenciada pela redução da armadura ativa, possibilitada pelo aumento da resistência do aço. Os gráficos a seguir, figuras 5.10 e 5.11, apresentam o comportamento observado.

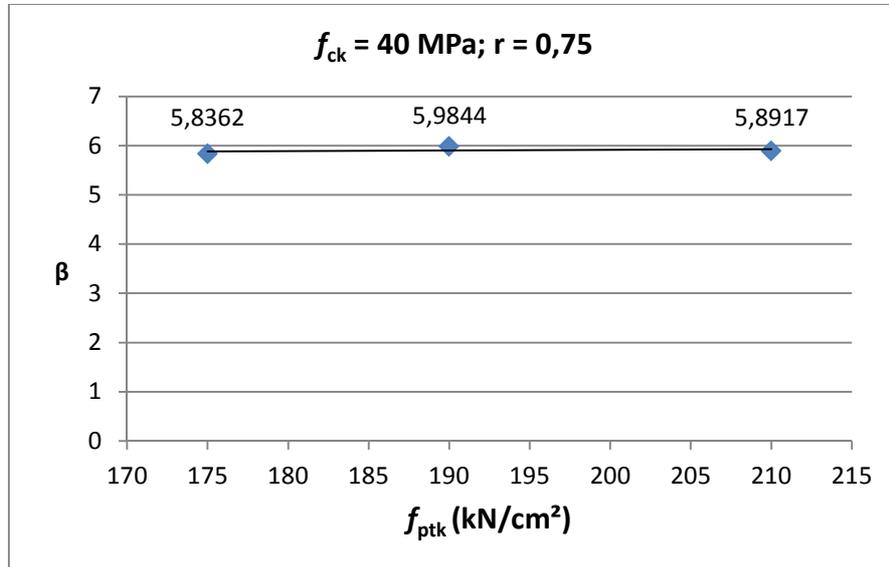


Figura 5.10 – Variação de β em função de f_{ptk} ($f_{ck} = 40MPa$; $r = 0,75$)

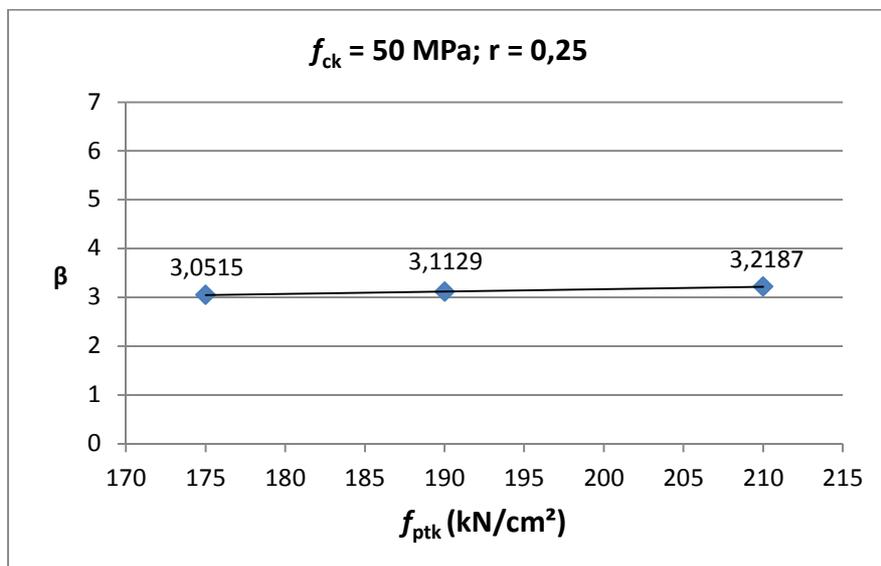


Figura 5.11 – Variação de β em função de f_{ptk} ($f_{ck} = 50MPa$; $r = 0,25$)

c) Influência da Relação entre Carga Permanente e Total sobre β

Para conclusão dos estudos paramétricos foi observado o índice de confiabilidade frente à variação da relação entre a carga permanente e a carga total [$g_k/(g_k + q_k)$], mantendo-se constante a carga total de 100 kN/m, conforme já apresentado.

Nesta análise, observando-se as vigas de seção retangular, constatou-se que há uma tendência linear de crescimento do índice de confiabilidade mediante a elevação da carga permanente e consequente diminuição da carga variável. Pode-se observar ainda que, a partir do ponto em que as cargas se igualam há uma pequena mudança de inclinação na reta que representa a variação do índice de confiabilidade. Para valores da carga permanente menores que os da carga variável a confiabilidade cresce com menor intensidade, porém, para valores da carga permanente maiores que os da carga variável a confiabilidade cresce com maior intensidade, tal fato é observado nas figuras 5.12 e 5.13.

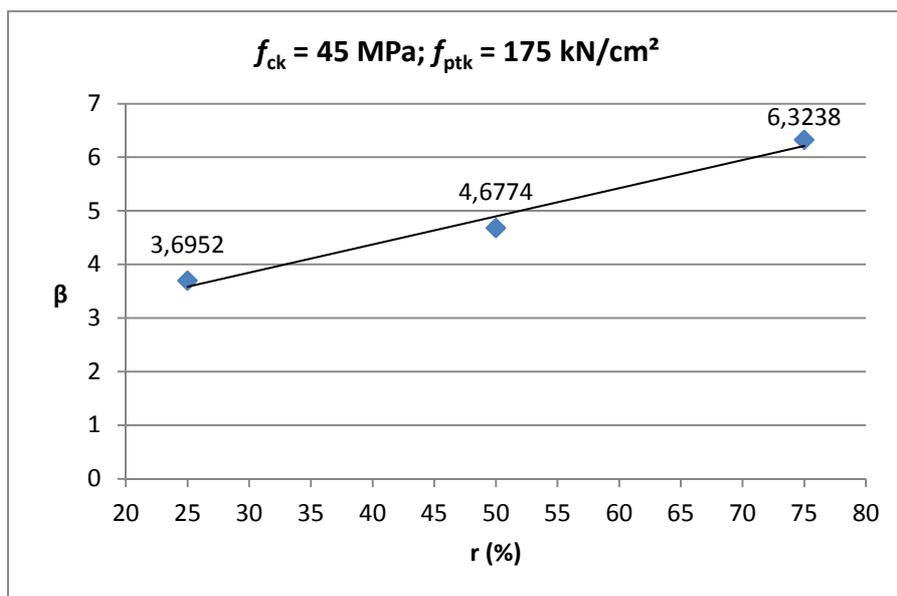


Figura 5.12 – Variação de β em função de r ($f_{ck} = 45 \text{ MPa}; f_{ptk} = 175 \text{ kN/cm}^2$)

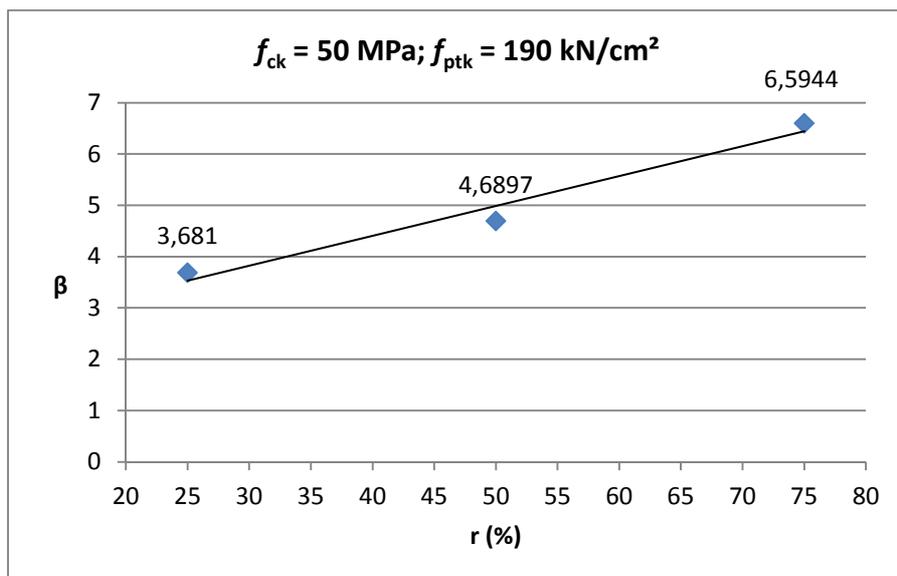


Figura 5.13 – Variação de β em função de r ($f_{ck} = 50 \text{ MPa}; f_{ptk} = 190 \text{ kN/cm}^2$)

Ao avaliar-se o comportamento do índice de confiabilidade para as vigas T, diante da variação da relação entre cargas, observou-se também a tendência de elevação da confiabilidade mediante o aumento da carga permanente e diminuição da carga variável. Verificou-se o mesmo comportamento em relação a inclinação da linha de tendência frente a proporção entre as duas cargas para preponderância da carga variável constatou-se menor inclinação, enquanto que, para preponderância da carga permanente houve maior inclinação. As figuras 5.14 e 5.15 ilustram o observado.

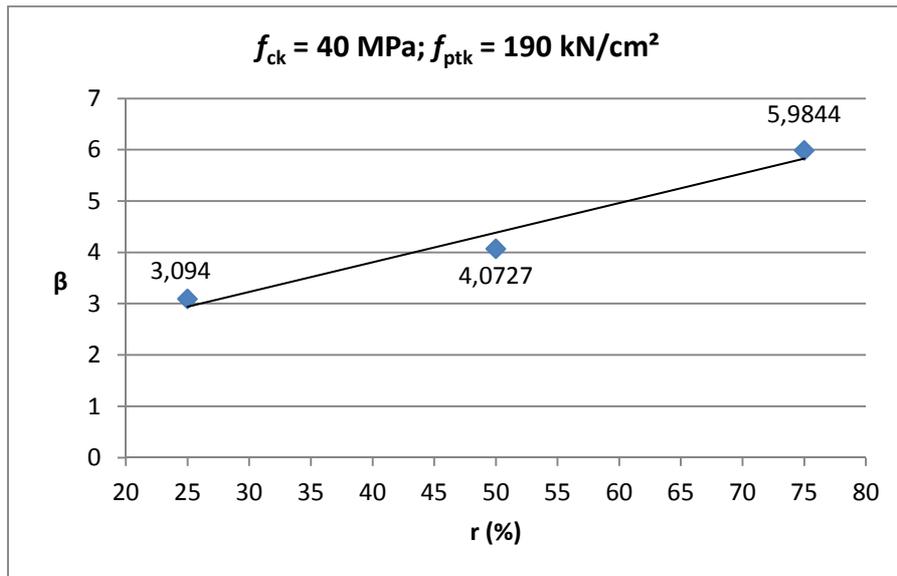


Figura 5.14 – Variação de β em função de r ($f_{ck} = 40MPa$; $f_{ptk} = 190kN/cm^2$)

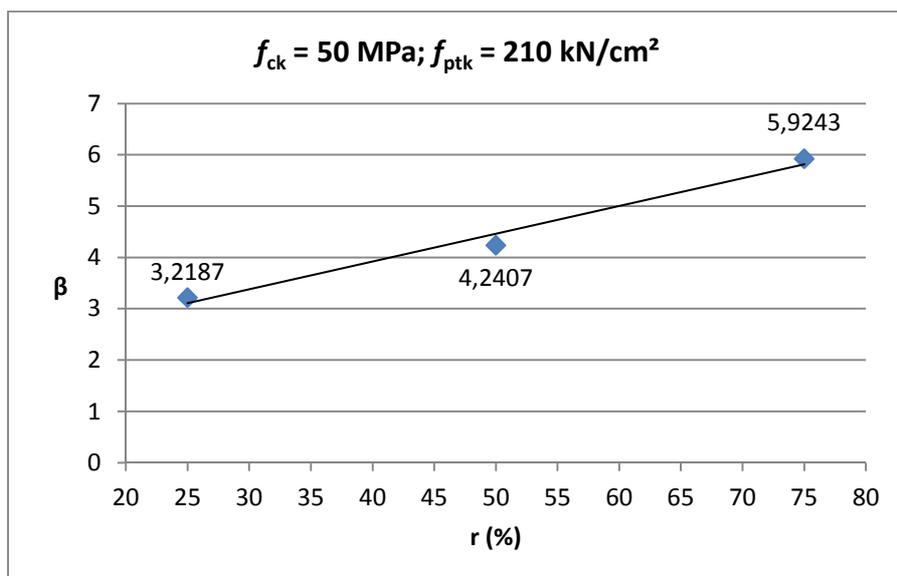


Figura 5.15 – Variação de β em função de r ($f_{ck} = 50MPa$; $f_{ptk} = 210kN/cm^2$)

6. CONCLUSÕES

O presente trabalho apresentou um modelo analítico para determinação do momento resistente em vigas portuárias de concreto protendido e posterior análise do índice de confiabilidade através do método FORM.

O modelo apresentado se mostrou adequado à verificação da capacidade resistente, uma vez que, os resultados estudados acompanharam os dados obtidos nos ensaios experimentais pré-existentes. A determinação do erro médio e desvio padrão do modelo serviram de base para correção do momento resistente determinado nas análises de confiabilidade.

A aplicação do método FORM através de planilha eletrônica, no software Excel, com uso da ferramenta Solver, mostrou-se bastante eficiente e prático para determinação do índice de confiabilidade. Visto que as normas brasileiras não especificam um índice de confiabilidade alvo foi adotado neste trabalho o valor referenciado por Nowak e Szerszen (2003), $\beta_{alvo} = 3,5$. O índice de confiabilidade calculado para os elementos estruturais projetados esteve conforme o esperado, com exceção dos resultados obtidos para as vigas de seção T com relação entre cargas de 0,25. Nestes casos, onde houve a preponderância da carga variável sobre a carga permanente, necessita-se de uma revisão dos coeficientes de segurança apresentados nas normas brasileiras.

Os testes paramétricos, realizados sobre os resultados obtidos, permitiram a identificação dos parâmetros que afetam a confiabilidade do sistema, permitindo estabelecer uma relação da taxa de influência da variação de cada parâmetro sobre o valor do índice de confiabilidade.

Estudos sobre dois tipos de seções permitiram inferir sobre a relação de influência da geometria das vigas diante da confiabilidade do sistema. Ainda que seja esperada uma maior confiabilidade para vigas com seções de maior rigidez, como é o caso da utilização de uma seção T no lugar de uma seção retangular, há que se verificar a influência da alteração da área de armadura ativa quando da substituição de seção. Ao reduzir-se a área de armadura, tende-se a reduzir o Momento Resistente, causando a queda do Índice de Confiabilidade.

A avaliação do índice de confiabilidade frente à variação da resistência característica do concreto tornou possível concluir que a elevação de tal resistência acarreta no aumento da confiabilidade, porém, verificou-se que esta variação positiva do índice de confiabilidade não é significativa frente aos outros parâmetros analisados. Este comportamento foi verificado para ambas seções estudadas. O comportamento observado se deve ao fato de que no estado

limite último de flexão, para vigas de concreto protendido, a zona de concreto comprimido é bastante reduzida em relação à altura da seção, o que diminui a influência da resistência à compressão no cálculo do índice de confiabilidade.

A segunda relação paramétrica analisada foi à variação do índice de confiabilidade em função da alteração da resistência característica de ruptura por tração da armadura ativa. Para tal parâmetro constatou-se elevação da confiabilidade mediante a utilização de aços com resistências maiores. Verificou-se que para uma mesma seção transversal, com a simples elevação da resistência característica do aço, por exemplo, 175 kN/cm² para 190 kN/cm², o valor da confiabilidade se eleva, porém, se ao realizar esta alteração na resistência da armadura o projetista decidir diminuir a área de armadura, este fator irá tender a diminuir o nível de confiabilidade da estrutura, conforme observado em alguns casos. Visto que, o coeficiente de variação da resistência característica da armadura ativa foi mantido constante, em 0,05, e ainda, que o desvio padrão desta variável cresce mediante o crescimento da própria variável, ao combinar-se estes fatos com a redução da área de aço de protensão pode-se provocar a queda da confiabilidade em alguns caso, como observado. Conclui-se que para uma mesma seção transversal, mantendo-se a área de armadura ativa e utilizando-se aços de resistência característica mais elevada a confiabilidade aumenta consideravelmente. Porém, sugere-se que diante do problema aqui levantado, a queda da confiabilidade mediante a diminuição da área de protensão, quando da utilização de aços de mais alta resistência para vigas de concreto protendido, empregue-se um estudo mais detalhado de confiabilidade. Ainda que, a geometria da seção transversal influa no resultado da confiabilidade a proporção de elevação do índice de confiabilidade permaneceu constante para as seções estudadas.

O terceiro estudo paramétrico desenvolvido observou a relação do índice de confiabilidade com a variação entre carga permanente e carga variável, mantendo-se constante a carga total aplicada sobre as vigas. Observou-se para o referido parâmetro que há crescimento do nível de confiabilidade conforme a carga permanente é aumentada e a carga acidental diminuída. Tal fato se deve a relação entre o coeficiente de variação das duas parcelas de carga. O coeficiente de variação da carga permanente considerado neste estudo foi de 0,10, já o da carga acidental foi de 0,25, conforme já apresentado. Diante do exposto concluiu-se que a preponderância de cargas com menor coeficiente de variação, frente a outras cargas com maior coeficiente de variação, mantida a carga total, tende a elevar a confiabilidade do sistema.

Em função dos dados observados se verificou que a maior variação no índice de confiabilidade ocorreu frente à variação da relação entre carga permanente e carga total,

porém, destaca-se a importância da análise conjunta das variáveis envolvidas no processo, bem como a relevância de uma análise detalhada da confiabilidade frente à variação da resistência característica de ruptura a tração da armadura ativa.

Sugere-se, para trabalhos futuros, a verificação do índice de confiabilidade frente à variação de outros parâmetros, tais como, a taxa de armadura ativa, o coeficiente de variação da resistência do concreto e ainda o vão de cálculo da viga. Outros estudos interessantes são a ampliação do modelo de cálculo para seções genéricas e a comparação dos resultados obtidos neste estudo com os provenientes de uma análise da segurança segundo o Método de Monte Carlo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANG, A. H.; TANG, W. H.. **Probability concepts in engineering planning and design. Volume I: basic principles.** John Wiley & Sons, 1975.

ANG, A. H.; TANG, W. H.. **Probability concepts in engineering planning and design. Volume II: decision, risk and reliability.** John Wiley & Sons, 1990.

ARAÚJO, J. M.. **Curso de concreto armado. Volume I.** Editora Dunas, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento: NBR-8681.** Rio de Janeiro, 2003.

BILLET, D. F.. **Study of prestressed concrete beams failing in flexure.** Thesys, University of Illinois, 1953.

BIONDINI, F; BONTEMPI, F; FRANGOPOL, D. M.; MALERBA, P. G.. **Reliability of material and geometrically non-linear reinforced and prestressed concrete structures.** Computers & Structures, 82, 2004.

DITLEVSEN, O.. **Structural reliability codes for probabilistic design - a debate paper based on elementary reliability and decision analysis concepts.** Structural Safety, Vol. 19, No. 3, 1997.

ELLINGWOOD, B.; MacGREGOR, J. G.; GALAMBOS, T. V.; CORNELL, C. A.. **Probability Based Load Criteria: Load Factor and Load Combinations.** Journal of Structural Divison, Vol.108, No. 5, 1982.

ERASO, A. I. R.. **Análise de confiabilidade de longarinas de ponte ferroviárias de concreto armado**. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2011.

ESTES, A. C.; FRANGOPOL, D.M.. **Load rating versus reliability analysis**. Journal of Structural Engineering, 131:843-847, May, 2005.

FELDMAN, A.. **Bonded and unbonded prestressed concrete beams failing in flexure**. University of Illinois, 1954.

GALAMBOS, T. V.. **Design Codes, Engineering Safety**. MC Graw Hill, 1982.

HANAI, J. B.. **Fundamentos do concreto protendido. E-Book para o Curso de Engenharia Civil**. USP. São Carlos, 2005.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E.. **Construções de concreto. Vol. 5 – Concreto protendido**. Editora Interciência Ltda., 1983.

LOW, B. K.; TANG, W. H.. **Efficient spreadsheet algorithm for first-order reliability method**. Journal of Engineering Mechanics, 133:1378-1387, December, 2007.

LOW, B. K.; TANG, W. H.. **New FORM algorithm with example applications**. Proceedings of the Fourth Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Applications, Hong Kong, June, 2008.

LOW, B. K.; TANG, W. H.. **Reliability analysis using object-oriented constrained optimization**. Structural Safety, 26, 2004.

MACHADO, M. A. S.. **Aplicação do método dos elementos finitos para a análise elasto-viscoplástica de peças de concreto armado e protendido submetidas a estados planos de tensão**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002.

MATTOCK, A. H.; YAMAZAKI, J.; KATTULA, B. T.. **Comparative study of concrete prestressed beams, with and without bond**. ACI Journal, title no. 68-13, February, 1971.

MOURA, M. W.. **Estudo sobre o traçado de cabos pós-tracionados em vigas isostáticas.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, 2004.

MURPHY, P. E.. **Behavior of prestressed concrete beams under long-time loading.** University of Illinois, 1957.

NOGUEIRA, H. A. T.. **Avaliação da confiabilidade de pilares curtos em concreto armado segundo a NBR 6118:2003.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.

NOGUEIRA, C. G.. **Desenvolvimento de modelos mecânicos de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado.** Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, 2010.

NOWAK, A. S.; COLLINS, K. R.. **Reliability of Structures.** MC Graw Hill, 2000.

NOWAK, A. S.; SZERSZEN, M. M.. **Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability analysis and resistance factors.** ACI Structural Journal, title no. 100-S42, May/June, 2003.

PANDEY, M. D.. **Reliability-based assessment of integrity of bonded prestressed concrete containment structures.** Nuclear Engineering and Design, 176, 1997.

PFEIL, W.. **Concreto protendido.** Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1983.

REAL, M. V.. **Análise probabilística de estruturas de concreto armado, sob estado plano de tensão, através do método dos elementos finitos.** Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2000.

REAL, M. V.. **Concreto protendido** (Notas de aula). Escola de Engenharia, FURG, 2012.

REAL, M. V.. **Confiabilidade em Engenharia Oceânica** (Notas de aula). Escola de Engenharia, FURG, 2010.

SHINOZUKA, M.. **Basic Analysis of Structural Safety**. Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 3, 1983.

TAO, X.; DU, G.. **Ultimate stress of unbonded tendons in partially prestressed concrete beams**. Journal of Building Structures, December, 1985.

VASCONCELOS, A. C.. **Manual prático para a correta utilização dos aços no concreto protendido em obediência as normas atualizadas**. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1980.

VASCONCELOS, A. C.. **O Concreto no Brasil: Recordes - Realizações - História**. Copiare, 1985.

VERÍSSIMO, G. S.; LENZ, K. M.. **Concreto protendido – Fundamentos básicos**. Universidade Federal de Viçosa, 1998.

WARWARUK, J.. **Strength in flexure of bonded and unbonded prestressed concrete beams**. University of Illinois, 1957.

ZANETTE, D. S.. **Projeto de vigas de pequeno porte parcialmente protendidas com monocordoalhas engraxadas**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, 2006.