PAULO VITOR CALMON NOGUEIRA DA GAMA

Contribuições ao dimensionamento de torres eólicas de concreto

SÃO PAULO

2015

PAULO VITOR CALMON NOGUEIRA DA GAMA

Contribuições ao dimensionamento de torres eólicas de concreto

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

SÃO PAULO

2015

PAULO VITOR CALMON NOGUEIRA DA GAMA

Contribuições ao dimensionamento de torres eólicas de concreto

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt

SÃO PAULO
2015

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catalogação-na-publicação

Gama, Paulo Vitor Calmon Nogueira
Gama, Paulo Vitor Calmon Nogueira da / P. V. C. N. Gama -- versão corr. -- São Paulo, 2015.
203 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Dimensionamento de estruturas 2.Análise não linear de estruturas 3.Processo dos deslocamentos 4.Materiais fibrosos I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

Agradecimentos

Agradeço primeiramente a Deus pela vida.

Aos meus pais e minha família por serem minha base, meu exemplo, sinônimos de justiça para com as pessoas.

A meu orientador, Prof. Dr. Túlio, pela confiança depositada em mim e pelos auxílios prestados durante a elaboração do trabalho.

Aos Professores Dr. João Cyro André e Dr. Marcos Massao Futai pelas valiosas sugestões dadas e pelas palavras de incentivo, impulsionando-me na realização do presente trabalho.

Aos Professores Dr. João Luiz e Dr. Lorenzo Augusto pelo constante estímulo à investigação científica.

À Escola Politécnica pela oportunidade de realização do curso de mestrado.

À Coordenação de Aperfeiçoamento Profissional de Nível Superior pelo financiamento parcial dessa pesquisa por concessão de bolsa de mestrado.

A todos os meus amigos do LEM pelo convívio, ajuda, amizade, ideias e por estarem ao meu lado no caminho da incessante busca pelo conhecimento.

Aos meus amigos da banda Sabará, distantes por ora, pelos preciosos momentos de convívio não apenas musical, mas pela certeza de que nosso encontro não foi ao acaso.

E a todos aqueles que de forma direta ou indireta contribuíram não só para esta dissertação, mas para me tornar o que sou hoje.

"Todo o conhecimento é redutor de dificuldades, reduzir a complexidade do objeto da experiência é uma necessidade inafastável para se obter o próprio conhecimento." –

Paulo de Barros Carvalho

Resumo

GAMA, P. V. C. N. **Contribuições ao dimensionamento de torres eólicas de concreto.** 2015. 203 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

O trabalho dedica-se ao estudo das torres eólicas protendidas de concreto, com a finalidade de promover a discussão sobre os critérios de dimensionamento, tema de grande relevância na atualidade. Para tal, foi considerada uma torre eólica de 100 m de altura provida de turbina de 5 MW, cujas ações foram obtidas da literatura. O carregamento de vento ao longo da torre foi tratado como estático equivalente de acordo com disposições normativas, através de uma forma simplificada para a adoção de uma velocidade de projeto equivalente à incidente no rotor. Com base na literatura, apenas as condições mais críticas foram adotadas no dimensionamento. As combinações entre os carregamentos e os coeficientes parciais de segurança foram delineados a partir do método dos estados limites, o qual se encontra amplamente difundido em normas de projeto. Os esforços e deslocamentos na torre foram obtidos pelo método dos elementos finitos com discretização em elementos finitos unidimensionais, considerando as não linearidades física e geométrica por intermédio do acoplamento de um programa comercial de elementos finitos com algoritmo desenvolvido em linguagem MATLAB, que tanto define as diversas geometrias de cada elemento ao longo da torre (seção variável), como obtém para cada um: a armadura ativa longitudinal a partir de perdas de protensão recalculadas, o diagrama momento-curvatura-força normal, e a armadura passiva longitudinal escalonada, que é otimizada durante o processo do dimensionamento. Quanto à resistência ao esforço cortante das seções anulares, foi proposto um modelo que apresentou boa concordância com os resultados experimentais obtidos na literatura. Além dos concretos convencionais, é discutido o estado-da-arte do concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras, CUADRF, tratando sobre seu desenvolvimento histórico, composição, diferentes tipos, propriedades mecânicas, aplicações, recomendações para projeto e as simplificações adotadas quanto ao seu uso nas torres eólicas. Ao final foram realizadas análises paramétricas relativas à geometria e à classe de concreto para dois tipos de torres: em tronco de cone e de variação parabólica. Uma das principais conclusões do trabalho é que a otimização da área de aço passivo ocorre de forma sistemática para as torres de frequência natural mais baixa, tornando indispensável o uso de um modelo não linear para o correto dimensionamento. Além disso, as torres obtidas foram comparadas através do custo material total, constatando-se que as torres mais econômicas possuíam variação parabólica. Isso permitiu aferir um valor inicial para o qual o uso do CUADRF em torres eólicas passaria a ser competitivo.

Palavras-chave: Torres eólicas de concreto protendido. Dimensionamento de estruturas. Análise não linear. Concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras. CUADRF.

Abstract

GAMA, P. V. C. N. **Contributions to design of concrete wind towers.** 2015. 203 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

The work is dedicated to the study of prestressed wind towers of concrete, in order to promote discussion on the design criteria, highly relevant topic today. For this purpose, it was considered a wind tower 100 m high provided with 5 MW turbine, whose actions were obtained from the literature. The wind loading along the tower was treated as static equivalent in accordance with design codes, through a simplified way for the adoption of a design speed equivalent to that incident on the rotor. Based on the literature, only the most critical conditions were adopted in the design. The combinations between loads and partial safety factors were outlined by the limit states method, which is widespread in design standards. The forces and displacements in the tower were obtained by the finite element method with discretization in frame elements, through material and geometric nonlinearities. This was done through coupling of a commercial finite element program with algorithm developed in MATLAB language, which defines both the various geometries of each element along the tower (variable section), and obtains for each: prestressing reinforcement from recalculated prestressing losses, the moment-curvature-normal diagram, and the stepped longitudinal passive reinforcement that is optimized during the design process. For the shear strength of the annular sections, a model that showed good agreement with the experimental results obtained in the literature was proposed. In addition to conventional concrete, the state-of-the art of ultra-high performance fiber reinforced concrete, UHPFRC, is discussed, dealing on its historical development, composition, different types, mechanical properties, applications, recommendations for design and simplifications adopted on its use in wind towers. At the end were performed parametric analyzes of the geometry and the concrete class for two types of towers: frustoconical and with parabolic variation. One of the main conclusions is that the optimization of passive steel area occurs systematically to the lower natural frequency towers, making it essential to use a nonlinear model for proper design. Moreover, the towers obtained were compared with the total material cost, having noticed that most economical towers had parabolic variation for the constraints here imposed. This allowed the assessment of an initial value for which the use of UHPFRC in wind turbine towers would be competitive.

Keywords: Prestressed concrete wind towers. Design of structures. Nonlinear analysis. Ultra-high performance fiber reinforced concrete. UHPFRC.

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Coeficientes de potência de diferentes rotores eólicos (Wilson; Lissaman, 1974 *apud* Hau, 2006) 10

Figura 2.2 – Principais componentes de uma turbina eólica de eixo horizontal (adaptado de Manwell *et al.*, 2009) 11

Figura 2.3 – Exemplo das seções transversais de aerofólios de uma pá (Gasch, 1996 *apud* Manwell *et al.*, 2009) 12

Figura 2.4 – Nomenclatura de um aerofólio 12

Figura 2.5 – Possibilidades básicas de configurações do eixo de transmissão para uma turbina eólica (adaptado de Hau, 2006) 14

Figura 2.6 – Curva de potência típica de uma turbina eólica (adaptado de Manwell *et al.,* 2009) 15

Figura 2.7 – Geometria da pá de uma turbina de eixo horizontal e decomposição de forças para análise (adaptado de Manwell *et al.*, 2009) 18

Figura 2.8 – Construção de uma torre de concreto armado moldado in-loco, com forma deslizante, para uma Enercon E-66 (Hau, 2006) 20

Figura 2.9 – Produção de segmentos de uma torre pré-fabricada de concreto protendido (Hau, 2006) 21

Figura 2.10 – Configuração típica de uma torre de concreto pré-fabricado (Concrete Wind Towers, 2005) 22

Figura 2.11 – Acoplamento dos cabos na junta entre os anéis pré-fabricados de concreto (adaptado de Grünberg; Göhlmann, 2013) 23

Figura 2.12 – Detalhe da junção entre o anel de topo de concreto e o anel adaptador metálico (à esquerda) e da junção entre o anel de base de concreto e a fundação (à direita) (adaptado de Grünberg; Göhlmann, 2013) 24

Figura 2.13 – Rigidez da torre em um diagrama de ressonância (diagrama de Campbell) de turbina eólica de duas e três pás (adaptado de Hau, 2006) 25

Figura 2.14 – Diagrama de ressonância de uma turbina do tipo Tjaereborg com três pás do tipo *upwind* com torre flexível de concreto (Hau, 2006) 26

Figura 2.15 – Fundação em sapata para uma torre de aço e uma torre pré-fabricada de concreto (adaptado de Hau, 2006) 27

Figura 2.16 – Detalhe da disposição do estaqueamento de uma torre de concreto protendido com altura de 120 m (Grünberg; Göhlmann, 2013) 28

Figura 3.1 – Casos de carregamento de acordo com (DIBt Guideline, 2004 *apud* Grünberg e Göhlmann, 2013) 38

Figura 3.2 – Comparação entre as pressões dinâmicas levando em consideração as respostas de rajada de acordo com a DIN 1055-4 e a DIN 1056 (Grünberg; Göhlmann, 2013) 48

Figura 3.3 – Primeiro modo de vibração da torre eólica 58

Figura 3.4 – Força total de vento dado pelo modelo discreto da NBR 6123 (1988) 59

Figura 4.1 – Diagrama tensão-deformação do concreto para cargas de curta duração 62

Figura 4.2 – Diagrama tensão-deformação para cargas de curta duração do concreto em compressão uniaxial (FIB, 2010) 66

Figura 4.3 – Diagrama tensão-deformação para diversas classes de concreto utilizada no dimensionamento (FIB, 2010) 67

Figura 4.4 – Diagrama tensão-deformação e relação tensão-abertura de fissuras para o concreto em tração uniaxial (FIB, 2010) 68

Figura 4.5 – Diagrama tensão-deformação bilinear de tração 69

Figura 4.6 – Diagramas tensão-deformação para o concreto 71

Figura 4.7 – Diagrama tensão-deformação para o aço da armadura passiva 71

Figura 4.8 – Diagrama tensão-deformação para o aço da armadura ativa 72

Figura 4.9 – Relação momento-curvatura para uma seção transversal retangular de concreto protendido (adaptado de Grünberg; Göhlmann, 2013)..... 75

Figura 4.10 – Exemplo de discretização em lamelas retangulares e circunferenciais para seção anular 76

Figura 4.11 – Diagrama momento-curvatura para uma seção anular sujeita a diferentes forças normais (adaptado de Grünberg; Göhlmann, 2013) 76

Figura 4.12 – Diagrama momento-curvatura referente a cada número de divisões 77

Figura 4.13 – Detalhe do diagrama momento-curvatura referente a cada número de divisões 78

Figura 4.14 – Diferença percentual entre os momentos obtidos (número máximo de divisões de n=350)..... 78

Figura 4.15 – Diferença percentual entre os momentos obtidos (número máximo de divisões de n=950)..... 79

Figura 4.16 – Convergência para o valor do momento fletor relativo ao número de divisões para uma determinada curvatura..... 79

Figura 4.17 – Evolução da diferença percentual em relação ao último momento fletor obtido para uma determinada curvatura..... 80

Figura 4.18 - Diagrama momento-curvatura para a seção analisada..... 81

Figura 4.19 – Variação do momento fletor em relação à quantidade de barras para uma dada curvatura 81

Figura 4.20 – Diferença percentual em valor absoluto em relação à quantidade de barras para uma dada curvatura (variação de barras de 10 em 10) 82

Figura 4.21 – Máxima diferença percentual, em valor absoluto, relativa à quantidade de barras (variação de barras de 50 em 50) 82

Figura 4.22 - Máxima diferença percentual, em valor absoluto, relativa à quantidade de barras (variação de barras de 50 em 50) 83

Figura 4.23 – Diagrama momento-curvatura com adoção da tração para o concreto 84

Figura 4.24 – Diferença entre momentos em porcentagem em relação à curvatura 85

Figura 4.25 – Domínios de dimensionamento para uma seção transversal (adaptado da NBR 6118, 2014) 85

Figura 4.26 – Diagramas de interação adimensional gerado pelo programa 86

Figura 4.27 – Momentos fletores devido às imperfeições geométricas e ao carregamento de vento 90

Figura 5.1 – Diagramas tensão-deformação na compressão para o CUADRF e concretos convencionais no dimensionamento 99

Figura 5.2 – Parâmetros característicos da curva tensão-deformação à compressão do CUADRF (adaptado de Spasojević, 2008) 106

Figura 5.3 – Comportamento do CUADRF à tração uniaxial e notações para os valores característicos (adaptado de Spasojević, 2008) 109

Figura 5.4 – Parâmetros característicos da curva tensão-deformação (adaptado de Spasojević, 2008) 110

Figura 5.5 – Diagrama tensão-deformação com lei de endurecimento no ELU (AFGC, 2002) 112

Figura 5.6 – Diagramas tensão-deformação para o CUADRF proposto 117

Figura 6.1 – Representação do modelo unidimensional torre eólica discretizado 118

Figura 6.2 – Consideração da rigidez em cada elemento 119

Figura 6.3 – Discretização ao longo do comprimento do anel da torre e representação tridimensional da torre com o programa SAP 2000 120

Figura 6.4 – Perdas de protensão referidas à tensão na cordoalha 133

Figura 6.5 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 1.A_p 139

Figura 6.6 – Convergência da área de aço passivo para 1.A_p..... 139

Figura 6.7 – Convergência da área de aço passivo para 1.A_p..... 140

Figura 6.8 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,7.A_p 140

Figura 6.9 – Convergência da área de aço passivo para 0,7.A_p..... 141

Figura 6.10 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,5.A_p .. 141

Figura 6.11 – Convergência da área de aço passivo para 0,5.A_p..... 142

Figura 6.12 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,3.A_p .. 142

Figura 6.13 – Convergência da área de aço passivo para 0,3.A 143

Figura 6.14 – Convergência da área de aço passivo para 0,25.A_p..... 143

Figura 6.15 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,25.A_p 144

Figura 6.16 – Convergência da área de aço passivo para 0,25.A_p sem adoção de A_s constante para cada anel 144

Figura 6.17 – Convergência da área de aço passivo para 0,25.A_p sem adoção de A_s constante para cada anel 145

Figura 6.18 – Convergência da área de aço passivo para 0,25.A_p sem adoção de A_s constante para cada anel 145

Figura 6.19 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 1.A_p 146

Figura 6.20 – Convergência da área de aço passivo para 1.A_p..... 146

Figura 6.21 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,7.A_p .. 147

Figura 6.22 – Convergência da área de aço passivo para 0,7.A_p..... 147

Figura 6.23 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,5.A_p .. 148

Figura 6.24 – Convergência da área de aço passivo para 0,5.A_p..... 148

Figura 6.25 – Convergência da área de aço passivo para 0,3.A 149

Figura 6.26 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,3.A_p .. 149

Figura 6.27 – Comparação entre os deslocamentos obtidos pelo modelo, método dos momentos de área (por trapézio e Simpson) e dupla integração 150

Figura 6.28 – Detalhe da comparação entre os deslocamentos 150

Figura 6.29 – Tensão de cisalhamento em seção anular não fissurada (Turmo *et al.*, 2009). 152

Figura 6.30 – Esforço solicitante de cálculo e V_{c0} adotado..... 158

Figura 6.31 – Relação entre V_{sd} e $V_{c0,adotado}$ para cada seção ao longo da torre 158

Figura 6.32 – Modelo de molas para fundação de torre (Grünberg; Göhlmann, 2013) 161

Figura 7.1 – Variação da espessura ao longo da altura 165

Figura 7.2 – Variação dos raios interno e externo ao longo da altura 166

Figura 7.3 – Custo material total para torres TC/PROP com engastamento na base 168

Figura 7.4 – Custo material total para torres TC/CONS com engastamento na base..... 169

Figura 7.5 – Custo total para torres TC/CONS-C50 com engastamento na base e restrição $\Delta \boldsymbol{máx} = \boldsymbol{L/250}$ 170

Figura 7.6 – Composição do custo total para torres TC/CONS-C50, espessura de 35 cm, com engastamento na base e restrição $\Delta \boldsymbol{máx} = \boldsymbol{L/250}$..... 171

Figura 7.7 – Custo total em relação ao volume do concreto das torres tronco de cones dimensionadas 171

Figura 7.8 – Custo relativo à classe de concreto para as torres tronco de cones mais econômicas 172

Figura 7.9 – Volume da torre relativa a cada classe de concreto para as torres tronco de cones mais econômicas 172

Figura 7.10 – Massa de aço ativo em relação à classe de concreto 173

Figura 7.11 – Massa de aço passivo em relação à classe de concreto 174

Figura 7.12 – Custo material total para torres TC/PROP com mola de fundação 174

Figura 7.13 – Custo material total para torres TC/CONS com mola de fundação 175

Figura 7.14 – Custo do material em relação ao volume do concreto das torres tronco de cones dimensionadas (considerando mola na fundação) 176

Figura 7.15 – Custo para cada classe de concreto considerando fundação engastada e com mola 176

Figura 7.16 – Volume de concreto para cada classe de concreto considerando fundação com mola e engastada 177

Figura 7.17 – Relação entre fundação com mola e engastada considerando custo material total e volume de concreto da torre 177

Figura 7.18 – Geometria das torres eólicas com variação parabólica 178

Figura 7.19 – Custo material referente ao volume de concreto para cada classe de concreto 179

Figura 7.20 – Área de aço passivo relativo ao número de iterações para torre econômica classe C80 182

Figura 10.1 – Diagrama momento-curvatura de pilar-parede sujeito à compressão axial 200

Figura 10.2 – Pilar parede protendido pré-moldado do exemplo referido 201

Figura 10.3 – Momento fletor ao longo do comprimento relativo a cada excentricidade de carregamento 202

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 – Classes de turbinas eólicas (adaptado de IEC 61400-1, 2005) 35

Tabela 3.2 – Parâmetros meteorológicos para categoria II (NBR 6123, 1988) 43

Tabela 3.3 – Parâmetros $\boldsymbol{b, p, Fr, II}$ para categoria II (NBR 6123, 1988) 43

Tabela 3.4 – Pressão dinâmica de pico (adaptado de DIN 1055-4, 2005) 44

Tabela 3.5 – Expoente p e parâmetro b (NBR 6123,1988) 45

Tabela 3.6 – Parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos (adaptado de NBR 6123, 1988) 46

Tabela 3.7 – Velocidade média de vento (adaptado de DIN 1055-4, 2005) 47

Tabela 3.8 – Dados para classe de turbina eólica II 51

Tabela 3.9 – Esforços solicitantes considerados no topo da torre eólica para uma turbina de 5 MW 56

Tabela 4.1 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\boldsymbol{\Delta c = 10}$ mm (NBR 6118, 2014) 83

Tabela 4.2 – Coeficientes parciais de segurança para as ações (IEC 61400-1,2005) 92

Tabela 4.3 – Coeficiente parcial de majoração das ações (DIBt Guideline, 2009) 93

Tabela 4.4 – Requisitos para limitação da abertura de fissuras e descompressão (DIN 1045-1) 94

Tabela 4.5 – Coeficientes $\boldsymbol{\gamma f = \gamma f 1 \,.\, \gamma f 2}$ (NBR 6118, 2014) 98

Tabela 5.1 – Composição do BSI® 104

Tabela 6.1 – Correspondência entre $\boldsymbol{\gamma}$ e a quantidade de traçados 126

Tabela 6.2 – Valores de $\boldsymbol{\psi 1000}$ em porcentagem (adaptado da NBR 6118, 2014) 130

Tabela 6.3 – Valores característicos superiores da deformação específica de retração $\boldsymbol{\varepsilon cst, t0}$ e do coeficiente de fluência $\boldsymbol{\varphi(t\infty, t0)}$ (adaptado da NBR 6118, 2014) 134

Tabela 6.4 – Comparação entre ensaio experimental de Völgyi *et al.* (2014) e modelo proposto 154

Tabela 6.5 – Valores para $\boldsymbol{\rho sw}$ em porcentagem para o aço CA-50 156

Tabela 6.6 – Comparações entre esforços na base com o modelo discreto, frequência natural e massa de aço ativo em relação à rigidez de mola 161

Tabela 7.1 – Diâmetro externo e espessura de torre eólica em concreto de 3,6 e 5 MW (La Nier, 2005) 164

Tabela 7.2 – Custo unitário referente a cada material 167

Tabela 7.3 – Diferença percentual entre o comprimento calculado e estimado de cabos e bainhas 171

Tabela 7.4 – Torres de baixo custo em concreto convencional e CUADRF e seu custo competitivo relativo a cada classe 180

Tabela 7.5 – Torres de baixo custo em concreto convencional e CUADRF e seu custo competitivo relativo a cada classe 181

Tabela 10.1 – Resposta momento-curvatura de pilar parede sujeito a cargas de compressão axial (adaptado de Collins; Mitchell, 1997) 201

Lista de Abreviaturas

AFGC – Association Française de Genié Civil

CAD – Concreto de Alto Desempenho

CPR – Concreto de Pós Reativos

CUAD – Concreto de Ultra Alto Desempenho

CUADRF – Concreto de Ultra Alto Desempenho Reforçado com Fibras

DSP – Densified with Small Particles

EWM – Extreme Wind Speed Model

EOG – Extreme Operating Gust

EDC – Extreme Wind Direction Change

ECG – Extreme Coeherent Gust

ECD – Extreme Coeherent Gust with Wind Direction

EWS – Extreme Wind Shear

FIB – Fédération Internationale du Béton

MC – Model Code

MDF – Macro Defect Free

NWP – Normal Wind Profile Model

NTM – Normal Turbulent Model

RPC – Reactive Powder Concrete

UHPC – Ultra High Performance Concrete

UHPFRC – Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete

Lista de Símbolos

Letras maiúsculas:

A_c – área da seção transversal de concreto

A_e – área frontal efetiva

A_{ef} – área efetiva

C_a – coeficiente de arrasto

E – módulo de elasticidade

E_b – módulo de elasticidade do CUADRF

E_{ci} – módulo de elasticidade tangente inicial do concreto

E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto

E_s – módulo de elasticidade do aço da armadura passiva

E_p – módulo de elasticidade do aço da armadura ativa

F_a – força de arrasto

F_r – força de rajada

G – peso próprio

G_s – módulo de cisalhamento do solo

I_{15} – intensidade de turbulência para ventos a 15 m/s

I_c – momento de inércia da seção de concreto

L – comprimento total da torre

K – coeficiente de orientação das fibras

M_d – momento fletor de cálculo

N_d – esforço normal de cálculo

N_p – força na armadura de protensão

S_1 – fator topográfico

S_2 – fator que considera a influência da rugosidade, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno

S_3 – fator baseado em conceitos probabilísticos

U – velocidade do vento em fluxo livre

V_c – parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça

V_d – esforço cortante de cálculo

V_f – teor de fibras

V_m – velocidade média de vento na altura do cubo da turbina

$\overline{V}_p$ – velocidade de projeto

V_{rd2} – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

V_{rd3} – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal

V_{ref} – velocidade de referência do vento na altura do cubo da turbina

V_{raj50} – velocidade extrema de vento ou rajada com período de retorno de 50 anos

V_{raj1} – velocidade extrema de vento ou rajada com período de retorno de 1 ano

V_{sw} – parcela da força cortante resistida pela armadura transversal

X_i – força total de vento

$\overline{X}_i$ – força média de vento

$\hat{X}_i$ – componente flutuante da força total de vento

Letras minúsculas:

b – parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2

b_w – largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção

d – altura útil

d' – distância da face ao centroide da armadura (em cada face)

d_f – diâmetro das fibras

e – espaçamento entre centroides das barras da armadura considerando uma das faces da seção anular

e_{cabos} – espaçamento entre centroides dos cabos da seção anular

f_{bk} – resistência característica à compressão do CUADRF

f_{btk} – resistência característica à tração do CUADRF

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto

f_{ct} – resistência do concreto à tração direta

f_{ctm} – resistência média à tração do concreto

f_{yk} – resistência característica ao escoamento do aço

f_{ywk} – resistência característica ao escoamento do aço da seção transversal

h – altura da seção transversal

l_f – comprimento das fibras

m_i – massa discreta correspondente à coordenada i

n_{cord} – número de cordoalhas por cabo

n_{ramos} – número de ramos do estribo

p – expoente da lei potencial de variação de S_2

q – pressão dinâmica do vento

q_B – pressão dinâmica de pico

q_{ref} – pressão dinâmica do vento de referência

r_{ext} – raio interno da seção anular

r_{int} – raio interno da seção anular

$r_{méd}$ – raio médio da seção anular

s – comprimento de arco do setor circular

– espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural

$s_{máx}$ – espaçamento máximo dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural

t_r – quantidade de traçados da armadura ativa

v – velocidade de vento

v_0 – velocidade básica de vento

v_k – velocidade característica de vento

v_{ref} – velocidade de referência do vento

w – abertura de fissuras

x – profundidade da linha neutra

z – braço de alavanca

– cota acima do terreno

Letras Gregas:

α – ângulo de ataque

– efeito de carga mantida (efeito Rüsch)

– expoente de Hellman

γ_c – coeficiente de minoração da resistência do concreto

γ_{bf} – coeficiente de minoração da resistência do CUADRF

γ_f – coeficiente de ponderação do carregamento

γ_s – coeficiente de minoração da resistência do aço

ε – deformação específica de encurtamento

ζ – razão de amortecimento crítico

θ – ângulo de inclinação das bielas de compressão

θ_1 – desaprumo vertical

θ_p – ângulo de passo

ξ – coeficiente de amplificação dinâmica

ρ – massa específica do ar

ρ_c – massa específica do concreto

ρ_s – massa específica do aço

τ – tensão de cisalhamento

φ – ângulo de vento relativo (ângulo de incidência)

Δ – deslocamento no topo da torre

χ – curvatura do eixo baricentro da barra

Sumário

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 Aspectos gerais 1

1.2 Motivação 2

1.3 Revisão Bibliográfica 3

1.4 Contribuições da dissertação 6

1.5 Estruturação do trabalho 7

2 TURBINAS EÓLICAS 9

2.1 Principais Subconjuntos 10

2.2 Componentes 11

2.2.1 Cubo 11

2.2.2 Pás 12

2.2.3 Nacele e seus componentes 13

2.3 Aspectos Gerais 14

2.3.1 Curva de potência 14

2.3.2 Controle de potência 16

2.3.3 Forças aerodinâmicas no aerofólio 18

2.4 Tipos de Torres de Concreto 19

2.4.1 Concreto moldado in-loco 19

2.4.2 Concreto pré-fabricado 20

2.4.3 Classificação da torre quanto à frequência natural 24

2.5 Fundações 26

2.5.1 Fundações superficiais 27

2.5.2 Fundações profundas 28

3 AÇÕES NAS TURBINAS EÓLICAS 30

3.1 Operação da Turbina 30

3.2 Modelos Aeroelásticos 31

3.2.1 Modelos aeroelásticos: parte aerodinâmica 31

3.2.2 Modelos aeroelásticos: parte estrutural 33

3.3 Perfil de Vento 34

3.3.1 Perfil de velocidades médias 34

3.3.2 Influência da característica do terreno 34
3.4 Classes de Turbinas Eólicas 35
3.4.1 Condições de operação 36
3.4.2 Condições Normais de Vento 38
3.4.3 Condições Extremas de Vento 39
3.4.4 Casos de carregamentos adotados 41
3.5 Forças Estáticas Equivalentes 41
3.5.1 Estruturas não suscetíveis à vibração 42
3.5.2 Efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica 45
3.6 Análise das vibrações 48
3.6.1 Módulo de elasticidade 48
3.6.2 Método de Rayleigh 48
3.6.3 Método da energia 50
3.6.4 Análise modal 50
3.7 Exemplo Utilizado 51
3.7.1 Considerações adotadas 53
4 COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DOS MATERIAIS 61
4.1 Concreto em Compressão: Diagramas Tensão-Deformação 61
4.1.1 Diagramas tensão-deformação da NBR 6118 62
4.1.2 Diagramas tensão-deformação da DIN 1045-1 64
4.1.3 Diagramas tensão-deformação FIB MC-2010 66
4.2 Concreto em Tração: Diagramas Tensão-Deformação 67
4.2.1 Trecho ascendente 67
4.2.2 Trecho descendente 68
4.2.3 Consideração para análise não linear de segunda ordem 69
4.2.4 Capacidade resistente 70
4.3 Diagramas tensão-deformação para o Aço 71
4.3.1 Armadura passiva 71
4.3.2 Armadura ativa 72
4.4 Diagramas Momento-Curvatura-Força Normal 72
4.4.1 Seção de concreto armado e protendido 75
4.4.2 Seção anular 75
4.4.3 Análise de convergência 77

4.4.4 Concreto em tração 84
4.5 Domínios de Dimensionamento 85
4.6 Introdução da Segurança no Projeto Estrutural 86
4.6.1 Método dos Estados Limites 87
4.7 Condições relativas ao Estado Limite Último 88
4.7.1 Combinação Última Normal 88
4.7.2 Não linearidade 88
4.7.3 Condições relativas à perda de equilíbrio como corpo rígido 89
4.7.4 Imperfeições geométricas globais 89
4.8 Condições relativas ao Estado Limite de Serviço 91
4.9 Coeficientes Parciais e Combinações 91
4.9.1 Norma alemã 92
4.9.2 Combinações e coeficientes parciais adotados 95
5 CONCRETO DE ULTRA-ALTO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS: ESTADO DA ARTE 99
5.1 Desenvolvimento Histórico 100
5.2 Composição 100
5.3 Diferentes Tipos de CUADRF 102
5.4 Aplicações Existentes 102
5.4.1 Passarelas 103
5.4.2 Pontes Rodoviárias 103
5.5 Propriedades Mecânicas do CUADRF 104
5.5.1 Módulo de elasticidade inicial 105
5.5.2 Coeficiente de poisson 105
5.5.3 Compressão uniaxial 105
5.5.4 Tração uniaxial 108
5.5.5 Recomendações de projeto para o CUADRF 111
5.6 Comportamento reológico 114
5.6.1 Fluência 114
5.6.2 Retração 114
5.7 Diagramas tensão-deformação 115
5.7.1 Estados Limites de Serviço 115
5.7.2 Estado Limite Último 115

6 MODELO ESTRUTURAL 118

6.1 Método dos Elementos Finitos 118

6.1.1 Cálculo dos momentos e deformações através da teoria de 2ª ordem 120

6.1.2 Análise não linear 120

6.2 Parâmetros da Armadura Passiva 122

6.2.1 Espaçamento entre barras 122

6.2.2 Disposição vertical 123

6.2.3 Taxa de armadura longitudinal 123

6.3 Parâmetros da Armadura Ativa 124

6.3.1 Propriedades das cordoalhas 124

6.3.2 Espaçamento entre cabos 125

6.3.3 Traçado da armadura ativa longitudinal 125

6.3.4 Perdas de protensão 126

6.3.5 Considerações sobre as perdas de protensão 130

6.4 Cálculo da Área de Aço Passivo Longitudinal 135

6.4.1 Concreto Protendido 135

6.4.2 Procedimento 136

6.4.3 Exemplo 138

6.5 Dimensionamento ao Esforço Cortante 151

6.5.1 Eficiência dos estribos 151

6.5.2 Cálculo de V_c 152

6.5.3 Cálculo de V_{Rd2} 155

6.5.4 Armadura mínima transversal 156

6.5.5 Exemplo 157

6.6 Rotação da Fundação 159

6.6.1 Exemplo 160

6.7 Estabilidade da Torre quanto ao Solo 161

6.7.1 Considerações 162

7 ANÁLISE PARAMÉTRICA 163

7.1 Restrições Geométricas 163

7.1.1 Forma externa em tronco de cone 163

7.1.2 Base com variação parabólica 165

7.2 Abordagem apenas por custo do material 167

7.2.1 Torres tronco de cone 168
7.2.2 Torres com variação parabólica 178
8 CONCLUSÕES 183
8.1 Sugestões a trabalhos futuros 186
9 BIBLIOGRAFIA 189
10 ANEXO A 196
10.1 Fluxograma de dimensionamento 196
10.2 Algoritmos implementados 199
10.2.1 Método da bissecante 199
10.2.2 Método de Newton 199
10.3 Exemplos de validação 200
10.3.1 Momento-curvatura em pilar protendido 200
10.3.2 Efeito P-Δ em pilar esbelto 201

1 INTRODUÇÃO

1.1 Aspectos gerais

A demanda cada vez mais crescente por energias renováveis no mundo emerge da atual dependência de geração de energia por meio de combustíveis fósseis, como por exemplo, petróleo, carvão e gás natural, que possuem reservas limitadas. Além disso, a dependência econômica global a uma dessas fontes não renováveis é capaz de até mesmo provocar uma recessão econômica mundial, como a que ocorreu na crise do petróleo nos anos de 1973 a 1979. Esses fatores impulsionaram definitivamente o desenvolvimento no uso da *energia eólica* em larga escala, a partir dos anos de 1980. Entretanto, o aproveitamento desta energia cinética do vento por meio de uma máquina que a transforme em trabalho mecânico-rotatório não é novidade. Desde 644 d.C é relatada a existência de moinhos de vento de eixo vertical na região de fronteira do Sistão (Vowles, 1932).

O melhor aproveitamento da energia contida no vento se dá com maiores alturas, uma vez que o vento é quase sempre mais forte e menos turbulento quanto maior a altura. Deste modo, a evolução das turbinas eólicas, com capacidade cada vez maior na geração de energia (atualmente em 8 MW), veio acompanhada também de um aumento na dimensão de seus componentes, como o rotor, a nacele e a torre; sendo que esta última vem sendo feita principalmente com seção circular em aço ou em concreto protendido, com protensão externa ou interna, *in loco* e pré-fabricada (Grünberg; Göhlmann, 2013).

Além disso, conforme Hau (2006), o uso do concreto tem se tornado favorável para torres acima de 80 metros de altura. E ainda, segundo Grünberg e Göhlmann (2013), nos anos mais recentes, o uso de torres híbridas, consistindo de um mastro de concreto protendido e de uma seção metálica de topo vem provando ser uma solução muito econômica para turbinas eólicas de categoria multi-megawatt.

Muitas vezes, tem-se utilizado nas torres de concreto protendido, concretos de classe até C50, como se pode ver em Cavalcanti *et al.* (2014), La Nier (2005) e Grünberg e Göhlmann (2013), deixando de lado concretos de resistências superiores.

Logo, não é possível afirmar que as torres das turbinas eólicas experimentaram o mesmo nível de desenvolvimento de seu rotor, como a exemplo quanto aos materiais utilizados na sua

fabricação como a *fibra de vidro* e mais recentemente a *fibra de carbono*. Contudo, o *Concreto de Ultra-Alto Desempenho Reforçado com Fibras* (CUADRF ou *UHPFRC: Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete*), que é um material com notáveis características mecânicas, como resistência à compressão de mais de 150 MPa (AFGC, 2002), resistência à tração de cerca de 10 MPa, e de durabilidade quando comparado a concretos convencionais e até de alto desempenho, se apresenta como uma alternativa aos concretos empregados até então nas torres eólicas. Além do mais, a existência de fibras em sua composição garante a ductilidade necessária para que esse tipo de concreto possa ser utilizado sem armadura passiva, ou até mesmo ativa, dependendo do tipo de estrutura e dos carregamentos aos quais ela está submetida.

1.2 Motivação

Como descrito anteriormente, a diversificação do parque energético contribui para uma maior estabilidade na geração de energia e, por conseguinte, em uma maior estabilidade econômica e social. O Brasil possui um grande potencial na geração de energia a partir da força do vento, estimado na ordem de 143 GW (Amarante, 2001), e deste modo, torna-se de absoluta relevância o estudo da implantação de torres eólicas, o que também traz à luz o estudo de seus componentes, como as pás e as famílias de aerofólios que a compõem, o sistema de controle da turbina eólica, a torre e a fundação.

Quanto às torres eólicas, sua implantação passa pela escolha de qual material adotar e para isto, segundo Duarte (2014), devem ser analisados o aspecto de comportamento estrutural e o aspecto de custo global (materiais, serviços, transporte e montagem), assim como facilidades na obtenção dos materiais em cada região em que serão implantadas. Ainda, enquanto as torres metálicas perdem capacitação no campo das ações dinâmicas devido à pequena espessura da parede, as torres de concreto já apresentam uma espessura maior devido às solicitações estáticas, o que a favorece no campo das solicitações dinâmicas, sendo a torre de concreto, mais adequada às maiores alturas.

A forma encontrada de abreviar o longo processo de construção em torres de concreto armado foi utilizando segmentos de concreto pré-fabricado, o que torna possível construir torres de grande altura sem causar problemas insuperáveis quanto ao transporte dos elementos (Hau, 2006).

A torre eólica pode ser considerada um pilar com elevado índice de esbeltez, portanto, sua segurança deve ser comprovada por meio de um processo rigoroso que leve em consideração, de forma exata, as não linearidades física e geométrica (Araújo, 2011). Além disso, devem ser utilizados dois diagramas tensão-deformação para cada material na obtenção dos diagramas momento-curvatura-força normal: um para o cálculo dos esforços e deslocamentos, e outro para o dimensionamento da seção. Entretanto, nesse primeiro de acordo com a norma brasileira, para concretos convencionais a tração é desprezada. A consideração tanto do trecho ascendente quanto descendente da tração (colaboração entre fissuras ou *tension stiffening*), pode levar a menores deflexões e consequentemente a uma menor área de aço.

Além disso, se a fundação é considerada, a depender da rigidez da mola rotacional que a representa, a frequência da torre pode variar aproximando-se das frequências de operação do rotor e da passagem de pá (o número de pás vezes a frequência do rotor) introduzindo o efeito de ressonância que deve ser sempre evitado. Ainda, haverá um aumento nos esforços (momentos fletores) ao longo da torre o que aumenta a área de aço obtida em relação àquela sem a consideração da fundação.

Também o uso de concretos de resistências superiores pode se mostrar mais adequado em torres de maior altura, seja pela redução do volume de concreto usado ou até mesmo pelo custo total dos materiais empregados na torre. E em razão disso, o concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras pode apresentar vantagens em torres eólicas de grande altura, uma vez que possivelmente reduziria a massa das aduelas pré-moldadas já que possui maior resistência à compressão e uma resistência à tração não negligenciável.

1.3 Revisão Bibliográfica

O CUADRF, embora relativamente recente, vem sendo empregado com sucesso em obras de infraestrutura, como passarelas e pontes rodoviárias (seção-π, seção-I e seção caixão), coberturas, e também em obras de reabilitação e reforço (Brühwiler; Denarié, 2008). Neste último caso, fica evidente uma grande vantagem da aplicação desse material que é o de reduzir o número de intervenções na estrutura, garantindo que seu desempenho reduza lentamente ao longo de toda sua vida útil (SAMARIS, 2005).

As primeiras recomendações quanto à caracterização e aos métodos de cálculo do CUADRF podem ser encontrados nas Recomendações Provisórias da *Association Française de Genié*

Civil (AFGC, 2002). No entanto, importantes contribuições vêm sendo feitas com o intuito de melhor caracterizar seu comportamento estrutural, como é possível ver em Spasojević (2008), que propõe modelos para as curvas em compressão e tração uniaxiais; e inclusive associando-o juntamente com concretos convencionais (Habel, 2004; Habel; Denarié; Brühwiler, 2006, Noshiravani; Brühwiler, 2013). Outros modelos para descrever o CUADRF também existem na literatura, como o modelo *unidimensional* e *tridimensional* do MIT (Davila, 2007).

Com relação à utilização desse tipo de concreto para as *torres eólicas*, em vista da não existência de recomendações específicas nas normas de projeto, o seu dimensionamento se dá através da combinação entre recomendações e normas existentes, como por exemplo, é possível citar o trabalho de Jammes (2009), que combina o modelo unidimensional do MIT e as recomendações provisórias da AFGC, entretanto não é feito uso da protensão.

É possível citar o trabalho de Lewin (2010), que investiga a utilização do CUADRF no dimensionamento de dois diferentes conceitos de torre eólicas protendidas: uma treliçada, com pilares dispostos em uma forma hexagonal, e outra de seção circular.

O processo construtivo concernente às torres eólicas de concreto, fundamental para a concepção de uma torre que seja exequível, pode ser encontrado tanto em Hau (2006) como em Grünberg e Göhlmann (2013). Alguns detalhes de montagem também podem ser vistos nos supracitados.

Em se tratando dos esforços na torre eólica proveniente da operação do rotor (pás e nacele), é necessária a utilização de modelos aeroelásticos que necessitam de um *histórico temporal* do vento incidente no rotor, sendo que este deve conter no mínimo propriedades físicas corretas como um espectro de potência realístico e uma coerência espacial (Hansen *et al.,* 2006). Em geral, nos trabalhos que tratam da análise e projeto de torres eólicas, como por exemplo, em Lavassas *et al.* (2003) que estuda uma torre eólica de aço de 1 MW, os esforços são fornecidos pelo próprio fabricante, sendo os casos de carregamento de vento determinados pela combinação entre as condições externas e as condições de operação da turbina. Já no trabalho de La Nier (2005), os esforços no rotor levados em consideração no projeto são provenientes do WindPact Rotor Design Study do *National Renewable Energy Laboratory,* nos Estados Unidos (Malcolm; Hansen, 2002), e são tratados como cargas estáticas.

As combinações de carregamento no projeto de turbinas eólicas são normatizadas de acordo com a IEC 61400-1 (2005), que define 8 condições de operação: *produção de energia; produção de energia mais falha; ligação; desligamento normal; desligamento de emergência; repouso (parked); parada mais falha; e transporte, montagem, manutenção e reparo.* Além disso, estão definidos quase 30 casos de carregamento que associam as diversas condições de operação às várias condições de vento, com inclusive algumas condições específicas. Assim, não é objetivo do presente trabalho lidar com todos os casos de carregamento.

Em suma, os trabalhos como de La Nier (2005), Jammes (2009), Lewin (2010) fazem uso de duas velocidades de rajada de vento de 3s correspondente a duas condições de vento: a de maior velocidade para o *Estado Limite Último (ELU)*, que é corresponde ao colapso da estrutura; e a de menor velocidade para prover o carregamento no *Estado Limite de Serviço (ELS)*. No caso de La Nier (2005), a EOG50 (Extreme Operating Gust com período de retorno de 50 anos) e a EWM50 sem o uso dos coeficientes parciais na combinação do carregamento são usados no ELS; e a EWM50 com coeficientes parciais, no ELU.

Com relação à análise de torres de concreto protendido (convencional), La Nier (2005) em seu estudo de torres de concreto protendido faz uso de uma **análise de primeira ordem,** a partir do carregamento estático equivalente do vento de acordo com a norma americana ASCE 7 (1998), com o *método do momento majorado (moment magnification method)*, uma vez que em sua análise as cargas de gravidade, ou seja o peso próprio, não contribuem significativamente para o momento ao longo da torre, sendo que o fator de majoração do momento proveniente de uma análise P- Δ resultou em menos de 2%. Trata-se de um método clássico utilizado por diversas normas como a ACI 318-95 e o Eurocode 2 para a consideração dos efeitos de segunda ordem no projeto dos pilares de concreto armado, sendo que as diferenças nas diversas apresentações desse método residem na expressão para a rigidez equivalente (Araújo, 2012).

Entretanto, segundo Grünberg e Göhlmann (2013) em relação às torres eólicas, o estado de equilíbrio em relação à estrutura deformada submetida à flexo-compressão deve ser calculado utilizando-se de uma *teoria não linear geométrica* (teoria de segunda ordem), uma vez que o carregamento último é reduzido em relação àquele proveniente de uma análise provendo-se de uma *teoria de primeira ordem*. A deformação lateral proveniente desses carregamentos desenvolve um momento fletor adicional que é relevante para a estrutura, sendo este o chamado *efeito* P- Δ. Não somente no que diz respeito à consideração da não linearidade

geométrica, mas o cálculo dos deslocamentos no Estado Limite Último (ELU) deve levar em consideração a *não linearidade física* dos materiais constituintes da estrutura. Para o concreto, por exemplo, deve levar em consideração a formação de fissuras na região tracionada, assim como a curva não linear de tensão-deformação, esta que também deve ser considerada para as armaduras ativa ou passiva (Grünberg; Göhlmann, 2013). Na colaboração do concreto entre fissuras na tração podem ser utilizadas as curvas propostas na literatura, como Araújo (2003) ou então Collins e Mitchell (1997).

Quanto a trabalhos de otimização do custo de torres eólicas de concreto é possível citar o de Jammes (2009), para concreto de ultra-alto desempenho, e o de Silva *et al.* (2008). Diferentemente do trabalho de Jammes, Silva considera torres de concreto armado sujeitas à carga dinâmica de vento e aos efeitos de vibração devido aos componentes da turbina eólica. Para a função custo são considerados os preços do concreto e do aço. As restrições impostas foram relacionadas à tensão, deslocamentos e frequências de vibração e o problema de otimização foi resolvido utilizando-se do método lagrangeano aumentado.

Por fim, recentemente, Ma e Meng (2014) propuseram a otimização de uma torre eólica protendida de 100 m, com seção octogonal vazada, que suporta uma turbina de 5 MW. As condições de vento utilizadas pelos autores foram também a EOG50 e a EWM50, respectivamente para as combinações nos estados limites de serviço e último, de mesmo modo como em La Nier (2005). Os carregamentos de vento foram tratados como estático equivalente e o método de otimização foi desenvolvido empregando o software Abaqus e o método dos algoritmos genéticos.

1.4 Contribuições da dissertação

Uma das principais contribuições desta dissertação consiste no desenvolvimento de um modelo numérico capaz de dimensionar uma torre eólica com dimensão variável com armadura passiva e ativa através de uma análise não linear física e geométrica, apresentando uma abordagem para este dimensionamento. Contribuições conjuntas são:

- Um programa para a obtenção de diagrama momento-curvatura-força normal e de dimensionamento de seções anulares de concreto com armação ativa e passiva;
- Comparações entre a obtenção do carregamento na torre eólica na direção de vento com o modelo discreto, simplificado e estático;

- Análises de convergência para a seção anular relativas às quantidades de barras e lamelas;
- Otimização da área de aço passivo em uma análise não linear física e geométrica e da área de aço de protensão através do recálculo das perdas de protensão ao longo da estrutura;
- Avaliação nas diferenças obtidas quando na consideração de mola rotacional para a fundação;
- Um modelo proposto para descrever a resistência ao esforço cortante de seções anulares de concreto armado e protendido, comparando-o com resultados experimentais presentes na literatura;
- Análise paramétrica da geometria da torre e sua influência no dimensionamento e no custo material, com concreto convencional e com concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras.

1.5 Estruturação do trabalho

Esta dissertação é organizada em dez capítulos. O capítulo 1 contém a introdução. As descrições dos componentes de uma turbina eólica de três pás e a justificativa em seu uso são feitas no capítulo 2. O objetivo aqui é além de ressaltar a forma de operação da turbina eólica, evidenciar os tipos de torres de concreto existentes, suas características e detalhes de construção, e os tipos de fundação mais comumente utilizados.

O capítulo 3 trata dos esforços de vento e aborda genericamente os modelos existentes para predição da resposta aeroelástica das turbinas eólicas. São expostas as classes de turbinas eólicas juntamente com suas condições de operação e de vento, das quais são adotadas para o dimensionamento com base na literatura apenas as condições mais críticas. A partir de um exemplo de uma torre e de uma forma simplificada para a adoção de uma velocidade de projeto equivalente à incidente no rotor, são comparados e discutidos os modelos discreto, simplificado e estático para a obtenção das respostas dinâmica e estática no caso de torres eólicas na direção do vento.

No capítulo 4 são descritas as propriedades mecânicas dos materiais empregados, o concreto, o aço passivo e o aço de protensão. São indicados os diagramas tensão-deformação para cada material, um para o cálculo das deformações e esforços internos, e o outro para o cálculo da capacidade resistente. Os diagramas momento-curvatura-força normal são obtidos para alguns

exemplos considerando (e não considerando) os trechos ascendentes e descendentes (colaboração do concreto entre fissuras) do diagrama tensão-deformação do concreto e são comparados com aqueles existentes na literatura. Aqui também são feitas análises de convergência considerando a quantidade de barras de aço e de divisões em lamelas, permitindo uma análise mais eficiente. Ao final do capítulo são expostas as combinações e os coeficientes parciais adotados tanto para o Estado Limite Último e para o Estado Limite de Serviço.

O capítulo 5 trata do estado da arte do concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras, discorrendo-se sobre seu desenvolvimento histórico, sua composição, os diferentes tipos de CUADRF, suas propriedades mecânicas, aplicações, recomendações para projeto e considerações feitas para o seu uso nas torres eólicas.

No capítulo 6, é apresentado o modelo numérico utilizado no dimensionamento e otimização da área de aço passivo e ativo da torre de concreto protendido com seção variável. É utilizado um exemplo de uma torre evidenciando o número de iterações e dos valores das áreas de aço obtidas em cada iteração para todas as seções na análise convergência. As rigidezes ao longo das seções da torre obtidas ao final do dimensionamento são expostas graficamente variando o percentual da área de aço ativo. É discutida a influência da rigidez de mola rotacional para representar a fundação nos esforços finais obtidos ao dimensionamento pelo modelo descrito.

No capítulo 7, são realizadas análises paramétricas relativas à geometria externa para duas configurações de torre visando o custo material da torre. Na primeira, é utilizada uma variação linear, bilinear e até sem variação para a espessura. Na segunda, é utilizada uma variação parabólica para os raios da metade inferior da torre e também uma variação linear para os raios da metade superior. A espessura também pode se manter constante, ou variar linearmente e bilinearmente. As restrições quanto aos valores máximos e mínimos para os raios, espessuras, espaçamento entre barras, espaçamento entre cabos, e as adoções do traçado da armadura ativa longitudinal e disposição vertical das barras são discutidos.

Finalmente, conclusões gerais e sugestões para trabalhos futuros são debatidos no capítulo 8.

A bibliografia consultada é apresentada no capítulo 9 e demais informações estão expostas em anexos no capítulo 10.

2 TURBINAS EÓLICAS

Embora existam vários tipos de turbinas eólicas, tanto de eixo horizontal como vertical, de variado número de pás, de configuração *upwind* (contra o vento ou a montante) ou *downwind* (a favor do vento ou a jusante), um tipo se tornou o padrão das modernas turbinas eólicas: a turbina de *eixo horizontal*, com *três pás* e de configuração *upwind.*

Pinto (2013) explica que a superioridade desse modelo, principalmente no que se refere ao seu eixo horizontal, é baseada nas seguintes características: *a velocidade do rotor e a saída de potência podem ser controladas pelo controle do ângulo das pás*, sendo este o sistema mais eficiente de controle das grandes turbinas eólicas; *o formato das pás do rotor pode ser otimizado aerodinamicamente para melhor aproveitamento do vento*; e a *tecnologia já disponível* no desenvolvimento em projetos de hélices. Também com a utilização do *eixo horizontal* se tornou possível o acesso a velocidades de vento maiores devido à altura da torre, sendo essa uma importante vantagem desse modelo.

Quanto à configuração, muito embora as turbinas *downwind* (a jusante) apresentem a vantagem de serem orientadas pelo próprio vento incidente, elas apresentam o chamado *efeito de sombra*, que é quando a pá passa por detrás da torre, onde a velocidade do vento é reduzida, flexionando a pá. Isso pode levar à fadiga da pá, assim como aumenta o ruído produzido pela turbina e reduz o potencial de saída (Pinto, 2013). Em compensação, apesar das turbinas *upwind* (a montante) precisarem de um mecanismo mais avançado de orientação, sua operação é mais suave, fornecendo uma potência maior.

Não por menos, o uso de *três pás* também contribui para essa operação suave. Enquanto que com poucas pás, o rotor se tornaria assimétrico, tornando sua dinâmica desfavorável, e também aumentando o ruído produzido devido ao valor elevado da *razão da velocidade de ponta* λ; com muitas pás, que teoricamente apresentaria um *coeficiente de potência* maior, o rotor passa a demonstrar uma queda no coeficiente de potência. Os respectivos **coeficientes de potência** em relação aos diferentes tipos de rotores eólicos podem ser observados na Figura 2.1 (Wilson; Lissaman, 1974 *apud* Hau, 2006).

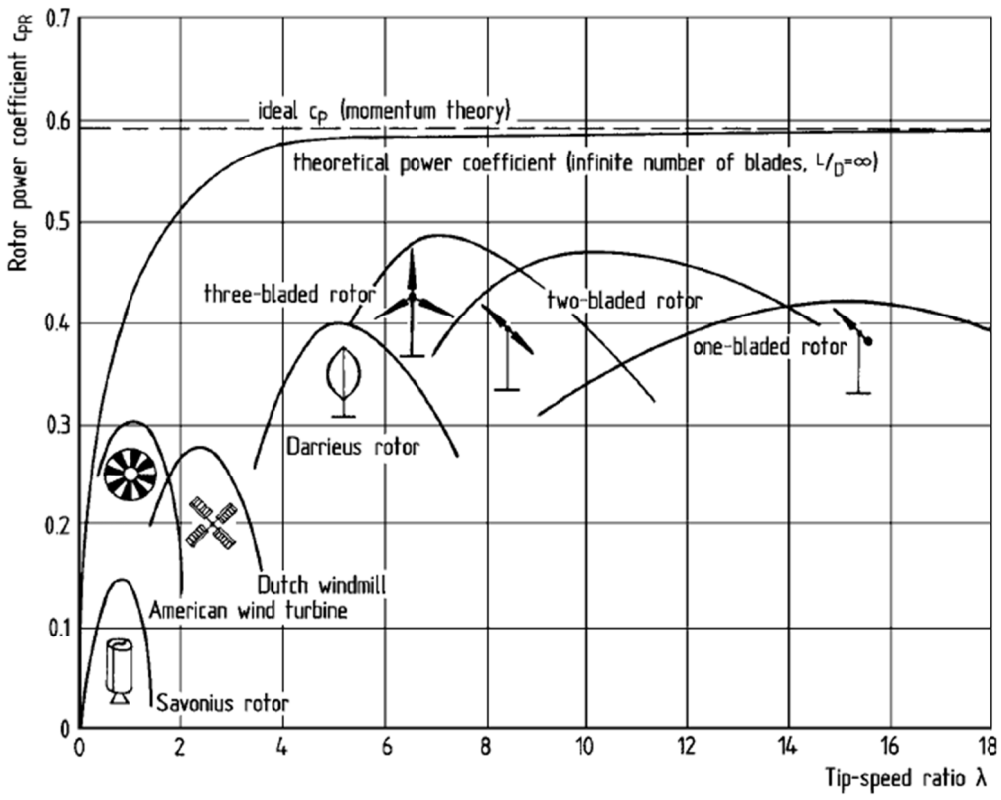


Figura 2.1 – Coeficientes de potência de diferentes rotores eólicos (Wilson; Lissaman, 1974 *apud* Hau, 2006)

2.1 Principais Subconjuntos

A turbina eólica de **eixo horizontal**, a qual possui ênfase no presente trabalho, é constituída pelos principais subconjuntos:

- *Rotor:* consiste nas pás e no cubo (*hub)* do rotor, no qual essas estão conectadas. A maioria das turbinas eólicas possui *três pás*;
- *Sistema de transmissão:* designa-se como todas as partes rotativas da turbina eólica, excetuando-se o rotor, o que inclui: o eixo de baixa velocidade (*eixo do rotor*), a caixa de engrenagem, o eixo de alta velocidade (*eixo de acionamento do gerador)*, o acoplamento (*coupling*), o freio mecânico e o gerador;
- *Sistema de controle:* é importante na operação da maquinaria e na produção de energia. Constituem-se nos: sensores (velocidade, posição, temperatura, voltagem, corrente, etc.), controladores (mecanismos mecânicos e circuitos elétricos), amplificadores de potência (chaves, amplificadores elétricos, bombas hidráulicas e válvulas), atuadores (motores, pistões, imãs e solenoides), e componentes inteligentes (computadores e microprocessadores);

- *Nacele:* é a casa de máquinas da turbina eólica. Ela é formada pelo *sistema de transmissão*, pelo *gerador*, pelo *sistema de orientação direcional* e pelos *sistemas de controle* da turbina;
- *Torre e fundação:* são os componentes estruturais da turbina eólica. As torres podem ser treliçadas ou de seções tubulares de aço, ou ainda de concreto.

A Figura 2.2 esquematiza os principais componentes e subconjuntos citados anteriormente.

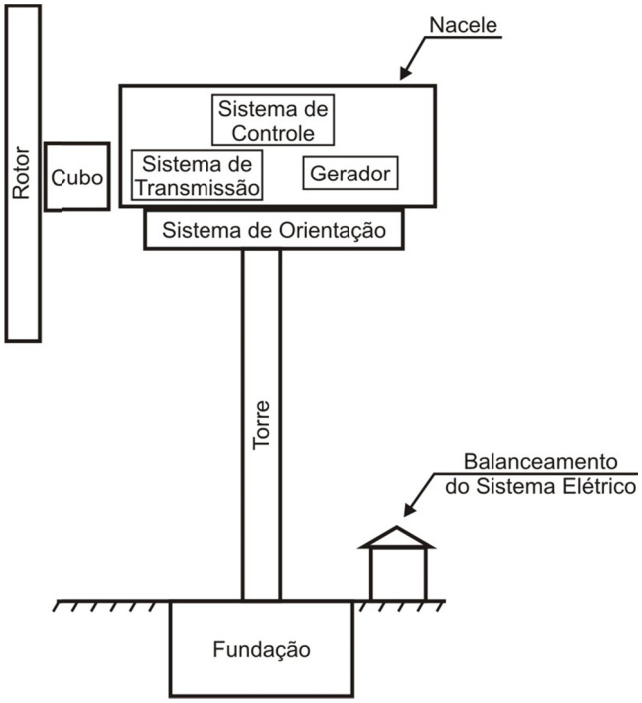


Figura 2.2 – Principais componentes de uma turbina eólica de eixo horizontal (adaptado de Manwell *et al.*, 2009)

2.2 Componentes

2.2.1 Cubo

Segundo Spera (2009), os dois principais tipos de cubo de rotor são: rígido (*rigid*) e articulado *(teetered* ou *hinged*); sendo que os **rotores de três pás** geralmente utilizam um cubo do tipo **rígido**. Neste tipo, cada pá é conectada ao cubo e este é rigidamente ligado ao eixo da turbina, transferindo a este todo o carregamento dinâmico diretamente; entretanto, devido a este rotor ser *dinamicamente simétrico*, as cargas cíclicas transferidas ao eixo da turbina são muito menores quando comparadas a um rotor de duas pás com cubo rígido. Justamente em razão dos carregamentos cíclicos, os *rotores de duas pás* possuem o cubo *articulado*, que permite reduzir esses carregamentos a um nível aceitável (Spera, 2009).

2.2.2 Pás

As pás das modernas turbinas eólicas são formadas, em geral, por diferentes tipos de aerofólios ao longo de seu comprimento. Conforme Manwell (2009) ressalta, é mais comum, mas nem sempre, que os aerofólios sejam todos da mesma família (NACA, FX77, dentre outros), variando sua espessura relativa.

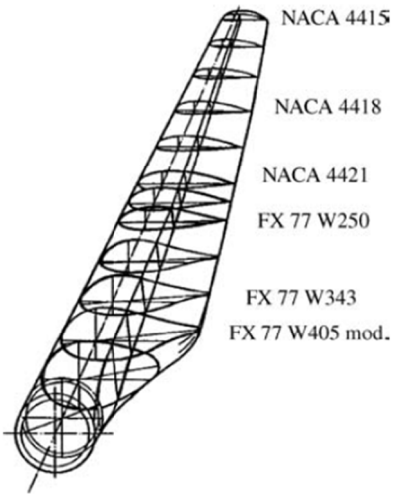


Figura 2.3 – Exemplo das seções transversais de aerofólios de uma pá (Gasch, 1996 *apud* Manwell *et al.*, 2009)

2.2.2.1 Elementos característicos de um aerofólio

São descritos na Figura 2.4, os componentes que constituem a geometria da seção transversal de um aerofólio. Conforme é possível notar, a *linha média* corresponde à metade da altura entre o *extrado* e o *intrado*, tomados perpendicularmente em relação ao eixo da *linha de corda* do aerofólio. Em relação a este também é descrita a espessura do aerofólio. O *ângulo de ataque* α que é o ângulo entre a *linha de corda* e a direção do *vento relativo* U_{rel} também se encontra exemplificado na figura.

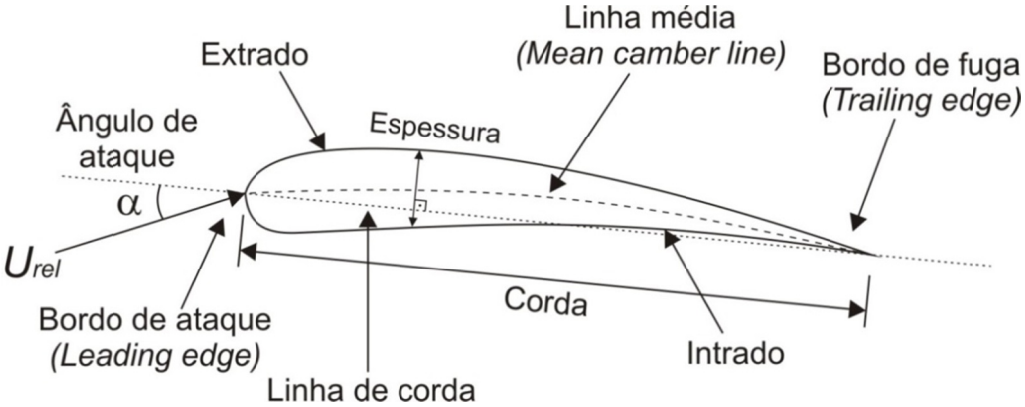


Figura 2.4 – Nomenclatura de um aerofólio

2.2.2.2 Materiais

Como cita Pinto (2013), as pás até aproximadamente 1915 eram feitas de *madeira com cobertura de tecido*, entretanto o uso da madeira encontrava problemas quanto à durabilidade relativa à decomposição, assim quanto à manutenção. A busca por um material **leve e resistente** na produção das pás de grandes turbinas eólicas passou até mesmo pelo *aço*. Por exemplo, até metade do século XX as pás das grandes turbinas eram feitas de aço, como a turbina de Smith-Putnam de 1250 kW, na década de 40, e a turbina de Gedser de 200 kW, na década de 50 (Manwell *et al*, 2009).

O desenvolvimento de novos materiais, como *compostos de fibras reforçados*, havia se tornado um dos principais objetivos da indústria aeronáutica e aeroespacial no final dos anos de 1960. A partir da década de 70, muitas de turbinas de eixo horizontal já passariam a ser fabricadas com compostos.

Um tipo de fibra largamente utilizado hoje é a *fibra de vidro*, que possui uma alta resistência, porém um baixo módulo de elasticidade que confere assim uma rigidez não muito alta às estruturas compostas por esse material. Por esse motivo, até pode ser utilizada em pás de grande porte em turbinas eólicas, mas com restrições (Pinto, 2013).

Uma fibra que vem ganhando relevância cada vez maior é a *fibra de carbono*, que alia alta resistência a um alto módulo de elasticidade, assim como uma boa resistência à fadiga e não sofrem corrosão. Devido ao custo deste material, ele é frequentemente utilizado em conjunto com materiais como fibra de vidro em pás de grande porte (Hau, 2006).

2.2.3 Nacele e seus componentes

Embora seja possível dispor os componentes elétricos e mecânicos de uma torre eólica (o gerador e a caixa de engrenagens) em posições diferentes na estrutura da mesma, atualmente o padrão estabelecido consiste em concentrar esses componentes na nacele. Segundo Pinto (2013), a transmissão mecânica nessa configuração possui o caminho mais curto e os problemas de natureza dinâmica são resolvidos mais facilmente. Na Figura 2.5 encontram-se as configurações básicas de uma turbina com caixa de engrenagens e seu gerador.

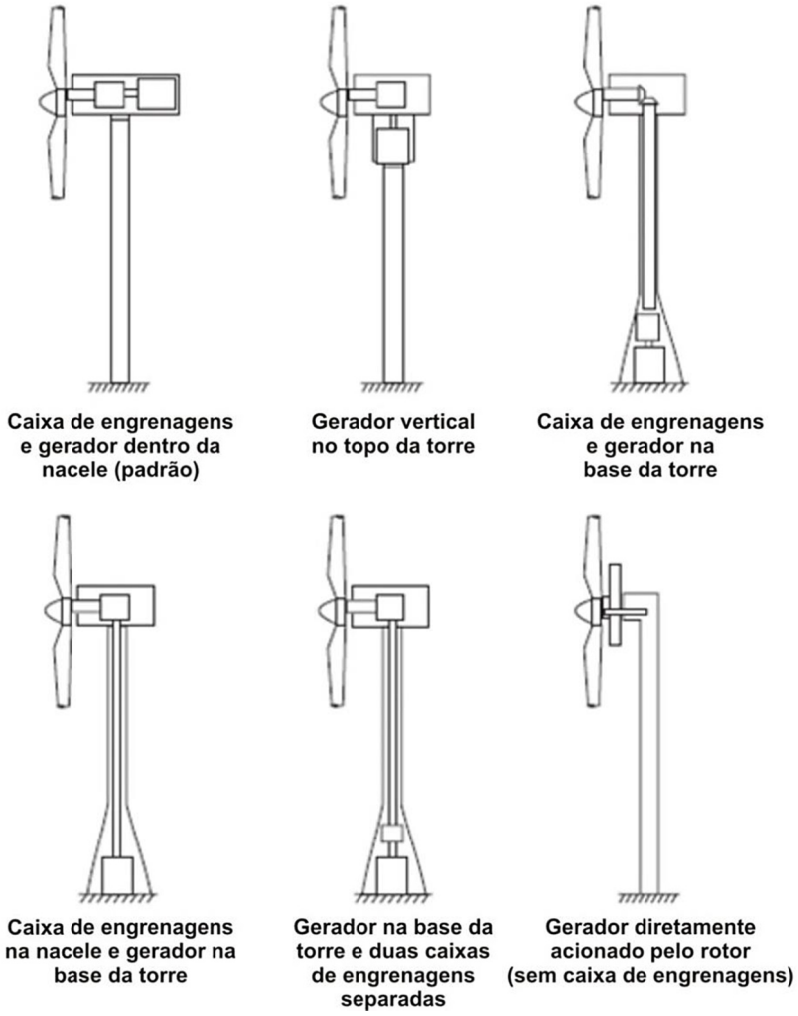


Figura 2.5 – Possibilidades básicas de configurações do eixo de transmissão para uma turbina eólica (adaptado de Hau, 2006)

Contudo, conforme Hau (2006), há um *segundo padrão de projeto* relativo aos componentes elétricos e mecânicos numa turbina eólica. A fabricante alemã Enercon passou a desenvolver, a partir de 1995, turbinas eólicas sem caixa de engrenagens, de velocidade variável, e geradores síncronos com conversores de frequência. O que embora represente um avanço na confiabilidade, por outro lado leva a um peso mais elevado da turbina quando comparado a conceitos convencionais.

2.3 Aspectos Gerais

2.3.1 Curva de potência

O *desempenho do rotor de uma turbina eólica* é geralmente caracterizado pelo seu coeficiente de potência C_p, que representa a razão entre a potência extraída do vento (pelo rotor) e a potência disponível pelo vento:

$$C_p = \frac{Potência\ do\ Rotor}{Potência\ do\ Vento} = \frac{P_{rotor}}{\frac{1}{2}\rho U^3 A}$$

Onde ρ é a densidade do ar, A é a área do rotor e U é a velocidade em fluxo livre do vento. O *coeficiente de potência de um rotor* pode ser caracterizado pela razão da velocidade de ponta λ, que é a relação entre a velocidade tangencial e a velocidade incidente de vento U, sendo descrito como:

$$\lambda = \frac{\Omega R}{U}$$

Onde Ω é a velocidade angular e R é o raio do rotor. A *potência gerada pela turbina eólica* varia com a velocidade do vento, sendo que toda turbina tem uma curva de potência característica. A velocidade do vento que se refere à curva é dada em relação à altura do cubo do rotor. É possível perceber na Figura 2.6, a caracterização de três velocidades importantes:

- Velocidade de partida ($v_{cut\ in}$): é a mínima velocidade do vento em que a máquina entregará potência útil;
- Velocidade nominal do vento (v_{rated}): é a velocidade em que a potência nominal é alcançada (e geralmente a potência máxima fornecida do gerador elétrico);
- Velocidade de corte ($v_{cut\ out}$): a máxima velocidade de vento em que é permitida à turbina eólica fornecer potência (comumente limitada pelo projeto de engenharia e por restrições de segurança) (Manwell *et al.,* 2009).

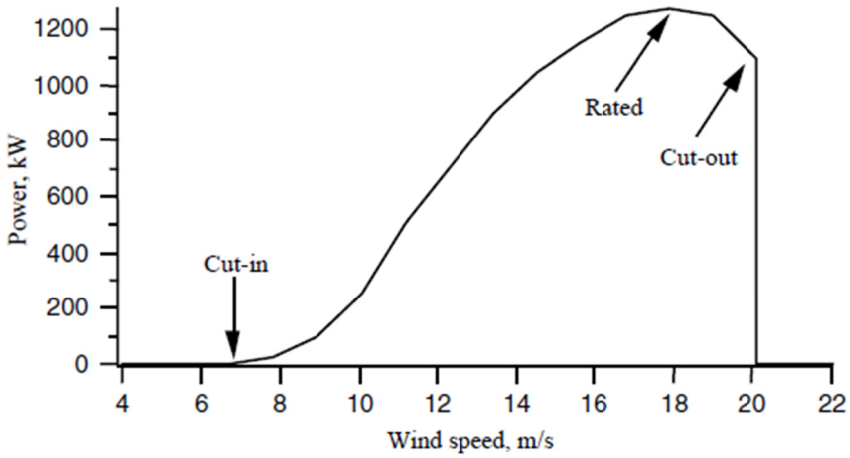


Figura 2.6 – Curva de potência típica de uma turbina eólica (adaptado de Manwell *et al.,* 2009)

2.3.2 Controle de potência

Enquanto que em velocidades abaixo da de partida, a potência que seria gerada é sumariamente desperdiçada, uma vez que esse vento geraria pouca energia, em velocidades de vento acima da de corte, a turbina é desligada a fim de evitar que a mesma seja danificada (Pinto, 2013). Assim, as modernas turbinas eólicas oferecem um completo *sistema de controle* que possui **dois objetivos básicos**: otimizar a potência e limitá-la. Conforme Pinto (2013), essas fases são descritas a seguir para um exemplo típico de turbina eólica com controle de passo:

- *Otimização da potência:* essa fase ocorre até ser atingida a velocidade nominal do vento. É dividida em duas zonas: na primeira, é feito o *controle de torque* para obter a máxima eficiência aerodinâmica e assim o máximo coeficiente de potência C_p; na segunda, chamada de *zona de transição*, caracterizada por uma boa eficiência e por não ser possível alcançar a velocidade de ponta desejada (da lâmina);
- *Limitação da potência:* essa fase ocorre a partir de atingida a velocidade nominal até a velocidade de corte. Pode ser dividida também em mais duas zonas: nessa terceira zona, é feito o *controle de passo*, **predominante em sistemas eólicos de alta potência**, que consiste em modificar o ângulo de passo das pás com objetivo de limitar a potência, controlar a velocidade do rotor e minimizar suas cargas ao mesmo tempo. Por limitar a potência entende-se mantê-la em níveis constantes, fornecendo a potência nominal. Na quarta zona, em que os ventos possuem valores muito elevados, a redução das cargas extremas é feita mediante a limitação de velocidade do rotor. Isto até que se atinja a velocidade de corte.

É imprescindível que uma turbina eólica disponha de meios aerodinâmicos a fim de limitar sua potência e sua velocidade rotacional. Para tal, além do controle de potência através de um sistema de controle de passo, há outros dois tipos de controle: um por estol passivo e um por estol ativo. Esses três tipos de sistemas de controle são descritos a seguir, conforme Pinto (2013):

- *Controle de passo (pitch control) ou* ***controle ativo****:* neste caso, as turbinas apresentam um sistema eletrônico que monitora a saída de potência para que esta seja mantida dentro das especificações exigidas. Ao ultrapassar estas especificações, reduz-se a inclinação das pás até atingirem um valor ótimo para o *ângulo de ataque do vento* α, podendo limitar desta forma a potência, fornecendo apenas a potência nominal e

mantendo-a em níveis constantes. O torque pode ser mantido quase constante, alterando-se o ângulo de passo θ_p (geralmente a 20 ou 30º), ou até mesmo ser anulado, alterando o valor de θ_p para 90º. Desta forma, a turbina pode operar em velocidades variáveis de rotação.

- Dentre as **vantagens** deste sistema, pode-se citar: uma maior produção de energia sem diminuir a eficiência na adaptação ao estol da pá; controle de potência ativa sob as diversas condições do vento; e partida simples do rotor.
- Quanto às **desvantagens**, Pinto explica que a energia exigida pelos mecanismos hidráulicos e elétricos, que controlam o ângulo de ataque do vento, α, tem que ser transmitida ao cubo do rotor. Assim, se o mecanismo for elétrico, então escovas e anéis de escorregamento são exigidos, estando sujeitos à devida manutenção.

- *Controle por estol passivo (passive stall) ou* ***controle passivo****:* neste sistema, as pás do rotor estão fixas, de forma que são projetadas para perderem eficiência quando o vento atinge valores muito elevados. O funcionamento desse sistema de controle se dá da seguinte forma: o ângulo de passo θ_p é fixado, enquanto o ângulo de incidência φ (ângulo de vento relativo ou também *angle of relative wind*) aumenta naturalmente mediante a velocidade incidente do vento, sendo a velocidade rotacional praticamente constante. Este aumento gera um aumento no arrasto e, consequentemente, um progressivo estol da pá.
    - Uma **vantagem** desse tipo de sistema é que o modelo não precisa ter um sistema auxiliar de intervenção elétrica ou mecânica.
    - A **desvantagem** é que a potência capturada pela turbina é em função da velocidade do vento e da velocidade rotacional, que têm que permanecer praticamente constantes. Ao ocorrer uma falha na rede, conforme Pinto explica, é importante que se tenha um bom sistema de frenagem para absorver a energia cinética da turbina.
- *Controle por estol ativo (active stall) ou* ***controle híbrido****:* este é o tipo de sistema geralmente indicado para máquinas de grande porte, acima de 1 MW. O funcionamento desse sistema ocorre da seguinte forma: as pás giram inicialmente por meio do sistema de controle de passo (controle ativo), e assim que a velocidade do vento ultrapassa a velocidade nominal, o sistema aumenta o ângulo de ataque para provocar o estol, controlando esta separação do fluxo de ar por meio de *variação*

automática do ângulo das pás (Pinto, 2013). As **vantagens** deste sistema são duas: controlar a potência de forma simples por leves ajustes no ângulo de passo, e por meio do controle híbrido, as turbinas são mais simples de serem construídas.

2.3.3 Forças aerodinâmicas no aerofólio

Devido ao formato do aerofólio, quando o ar percorre suas superfícies surgem zonas de alta pressão na parte inferior do aerofólio (*intrado*) e de baixa pressão na parte superior (*extrado*), originando a força de sustentação (Figura 2.7). Essas variações de pressão que são causadas pela mudança na velocidade do ar são descritas pelo *princípio de Bernoulli* que afirma que a soma da pressão estática e da pressão dinâmica (desprezando-se o atrito) é constante:

$$p + \frac{1}{2}\rho U^2 = constante$$

Nota-se que o *ângulo de passo* θ_p é um parâmetro de projeto (ângulo entre o plano de rotação e a linha de corda), enquanto o *ângulo de ataque* α é um parâmetro aerodinâmico (ângulo entre a linha de corda e a direção da velocidade do *vento relativo* U_{rel}). A velocidade do vento em *fluxo livre* é denotado por U.

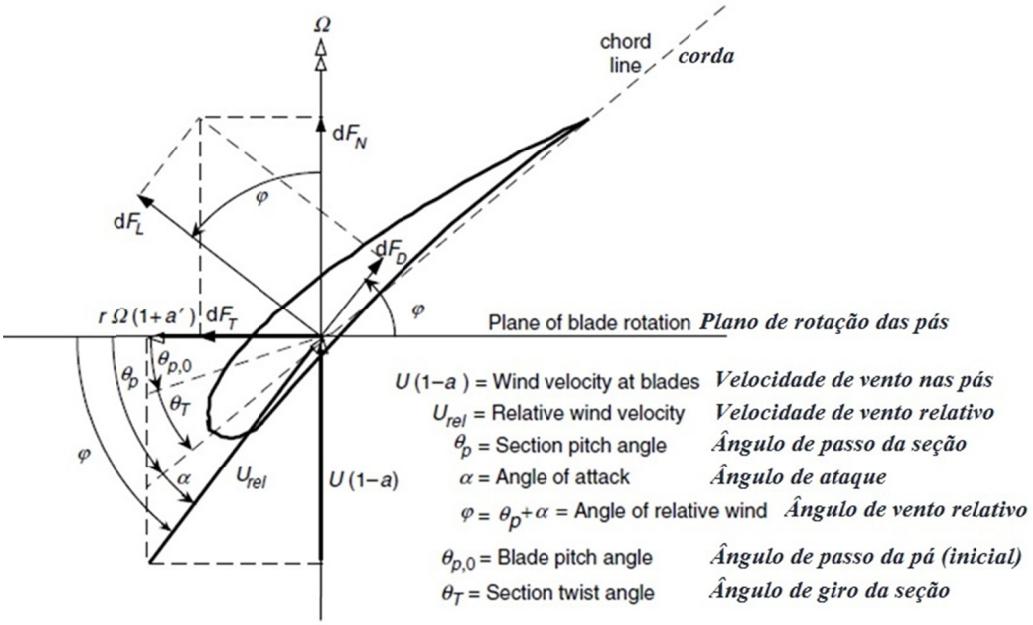


Figura 2.7 – Geometria da pá de uma turbina de eixo horizontal e decomposição de forças para análise (adaptado de Manwell *et al.*, 2009)

2.4 Tipos de Torres de Concreto

A utilização do concreto na construção de torres eólicas, que é foco deste trabalho, permite atingir alturas muito elevadas (Hau, 2006; Grünberg; Göhlmann, 2013). Existem duas formas de construção deste tipo de torre de concreto: moldado in-loco e pré-fabricado. A escolha entre os dois métodos de construção depende certamente de vários fatores, podendo se destacar: a acessibilidade ao local da construção, a disponibilidade de engenharia de infraestrutura, o tempo de construção, entre outros, que são fatores de custo da obra.

2.4.1 Concreto moldado in-loco

Quanto às torres de *concreto moldado in-loco*, podem ser tanto construídas com *concreto armado*, como também *protendido*. A sua forma de construção é de tal modo que a cada etapa de concretagem, a fôrma para moldagem do concreto vai sendo deslizada para cima, "escalando" a torre. É sem dúvidas um processo de construção mais longo, uma vez que cada novo segmento da torre é sempre dependente da concretagem do segmento inferior. Esse tipo de construção também depende da instalação de infraestrutura quanto à produção e entrega de concreto, e, portanto, o emprego deste método construtivo só pode ser uma alternativa econômica para um parque eólico com um grande número de turbinas eólicas, de acordo com Hau (2006). Um exemplo de turbina eólica que utilizou esse método de *forma deslizante* foi a da empresa alemã Enercon, a E-66 (ver Figura 2.8).

Outro modelo de torre moldada in-loco é a do modelo E-112. Sua torre de concreto protendido possui aproximadamente 124 metros de altura e o diâmetro do rotor, 112 metros. A potência nominal desse modelo é de 4,5 a 6 MW.

Figura 2.8 – Construção de uma torre de concreto armado moldado in-loco, com forma deslizante, para uma Enercon E-66 (Hau, 2006)

Frequentemente, as torres *moldadas in-loco* são construídas com **protensão externa**, ou seja, com **protensão não aderente**. Os cabos são posicionados dentro da torre eólica e inclusive seu posicionamento pode ser melhorado por meio de desviadores, dando aos cabos um traçado poligonal e impedindo que na decorrência de uma deflexão pronunciada da mesma os cabos toquem a face interna da torre (Grünberg; Göhlmann, 2013).

2.4.2 Concreto pré-fabricado

Um modo de abreviar o longo processo de construção em torres de concreto armado é utilizando segmentos de concreto pré-fabricado, o que torna possível construir torres de grande altura sem causar problemas insuperáveis quanto ao transporte dos elementos.

Para turbinas eólicas de pequeno e médio porte, um tipo de construção pré-fabricada frequentemente utilizada é a torre de *concreto armado centrifugado.* Segundo Hau (2006), as partes da torre de até 35 m de comprimento e 50 tf de peso são fabricadas em máquinas especiais e também protendidas durante o processo. Como exemplo, uma torre de 50 m de altura é constituída de 2 a 3 segmentos, enquanto torres menores são construídas em uma peça única.

Ainda conforme explica Hau (2006), outro método de pré-fabricação consiste em produzir segmentos com tamanhos de aproximadamente 3,8 metros em fôrmas metálicas na fábrica

(Figura 2.9). Estes segmentos são então colocados uns sobre os outros no local de construção, sendo unidos por uma mistura de concreto/resina. Cada segmento possui dutos vazios distribuídos ao redor da circunferência (internos à seção) aos quais serão inseridos durante o processo construtivo os *cabos de protensão*, que ajudam no aumento da fixação e no tensionamento dos segmentos. Após a protensão dos seguimentos, é inserido o *grout* nos dutos de protensão por meio dos tubos de injeção.

Figura 2.9 – Produção de segmentos de uma torre pré-fabricada de concreto protendido (Hau, 2006)

A Figura 2.10 exemplifica a configuração típica de uma torre de concreto pré-fabricado ao longo de sua altura. A torre mostrada na figura possui uma torre de concreto de 100 m de altura cujos anéis que a compõem possuem alturas de 3 e 4 m, e são divididos em até três segmentos dependendo da posição em que se encontram.

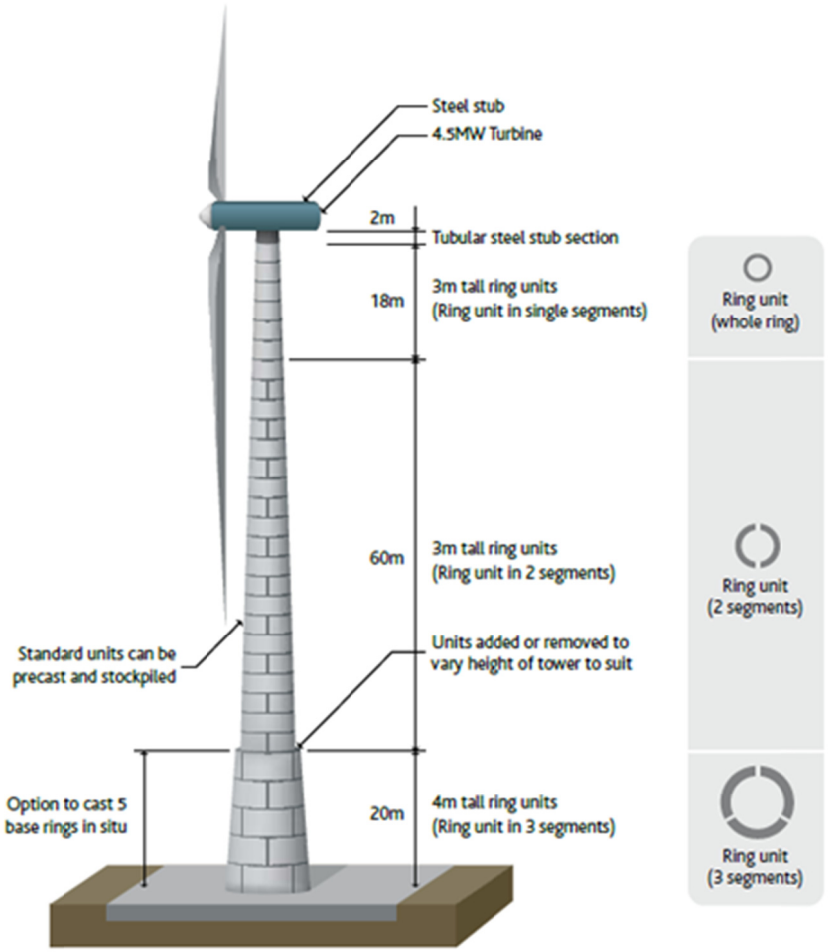


Figura 2.10 – Configuração típica de uma torre de concreto pré-fabricado (Concrete Wind Towers, 2005)

2.4.2.1 Detalhes das juntas

Como explicam Grünberg e Göhlmann (2013), os elementos de concreto pré-fabricado são colocados sobre espaçadores plásticos em uma junta de argamassa fresca e os cabos são geralmente protendidos como um todo a partir de suas extremidades superiores. Assim, são arranjados de tal forma que a protensão necessária possa ser aplicada na condição final.

Para garantir a estabilidade da estrutura durante a fase de construção, também é possível protender alguns cabos nos pontos intermediários. A Figura 2.11 destaca o acoplamento dos cabos na junta entre os anéis, evidenciando a nomenclatura utilizada. Especificamente, nesta figura, a protensão é feita por meio de barras e não por cordoalhas.

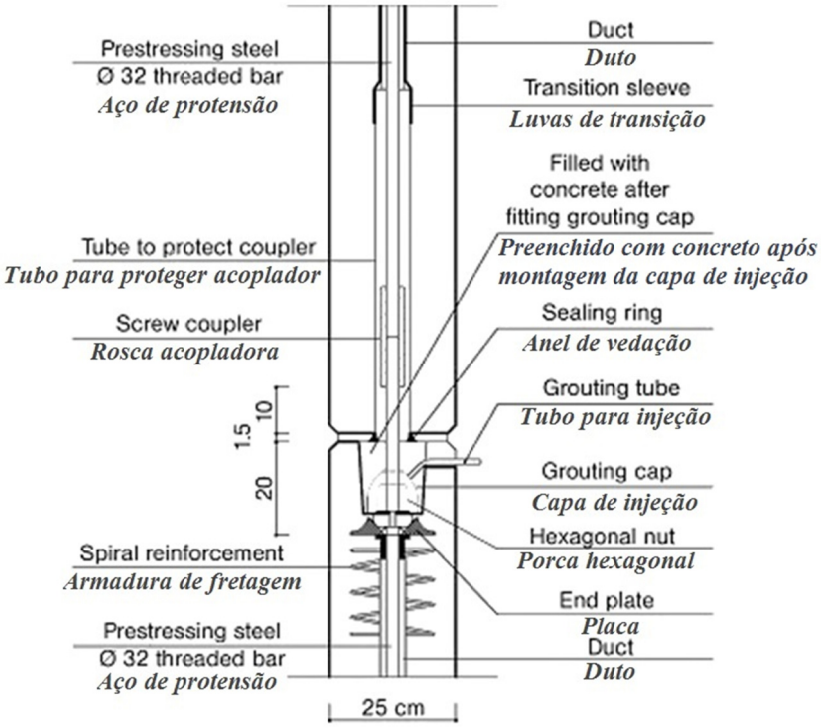


Figura 2.11 – Acoplamento dos cabos na junta entre os anéis pré-fabricados de concreto (adaptado de Grünberg; Göhlmann, 2013)

Quanto à montagem da turbina eólica, há ainda um anel adaptador metálico ligado ao anel de concreto de topo da torre, utilizado para conectar a nacele da turbina eólica a torre. O detalhe desta e da junção entre o anel de base de concreto e a fundação é mostrado na Figura 2.12. Os elementos individuais da torre e a fundação são conectados por cabos internos (à seção) de protensão no interior dos dutos localizados no perímetro do raio médio da seção anular. É importante destacar que embora os cabos sejam introduzidos a partir do topo, eles são protendidos através de um espaço dentro da fundação, portanto, na base da torre (Grünberg; Göhlmann, 2013).

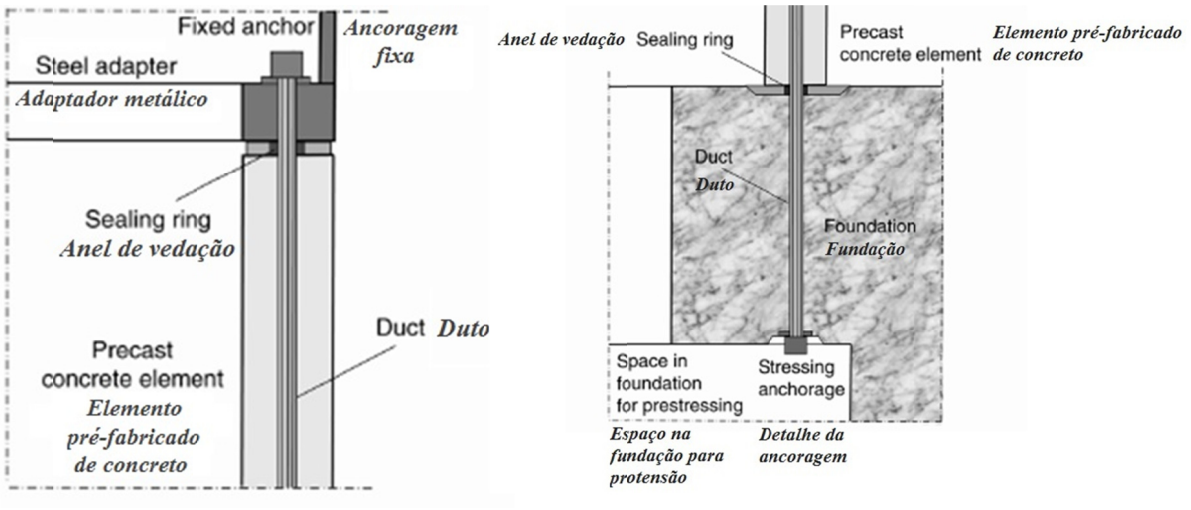


Figura 2.12 – Detalhe da junção entre o anel de topo de concreto e o anel adaptador metálico (à esquerda) e da junção entre o anel de base de concreto e a fundação (à direita) (adaptado de Grünberg; Göhlmann, 2013)

Os mesmos autores descrevem que as faces verticais entre os segmentos de cada anel possuem a forma de "bolso", projetado para resistir às forças cortantes devido ao carregamento transversal e à torção contendo barras de arranque em forma de laço para a conexão com os outros segmentos.

2.4.3 Classificação da torre quanto à frequência natural

O primeiro e mais importante requisito para manter sob controle o comportamento de vibração das torres eólicas é prevenindo que as forças de excitação do rotor entrem em ressonância com as frequências naturais de flexão da torre. E comumente em projetos de torres, o critério decisivo para o comportamento de vibração é a posição da *primeira frequência natural* da torre em relação às frequências de excitação do rotor, que são classificadas em duas categorias (Hau, 2006):

- Forças de excitação que ocorrem com a frequência de rotação do rotor. São forças provenientes do desequilíbrio de massas;
- Forças de excitação que ocorrem com a frequência de rotação do rotor multiplicada pelo número de pás do rotor. São os chamados desequilíbrios aerodinâmicos como o *efeito de sombreamento* e o *vertical wind shear*. Estas forças são mais críticas do que as primeiras, pois diferentemente daquela, não podem ser evitadas.

O projeto de uma turbina em relação ao seu comportamento de vibração depende naturalmente do número de pás do rotor. Enquanto que em turbinas de duas pás, a frequência

de excitação aerodinâmica ocorre em duas vezes a frequência de rotação do rotor (2*P*), em turbinas de três pás essa frequência ocorre em três vezes a frequência de rotação do rotor (3*P*).

A designação que se dá ao tipo de torre diferencia-se mediante a posição que a primeira frequência de flexão da mesma se encontra em relação à frequência dominante de excitação do rotor. Quanto a turbinas de *três pás*, se a primeira frequência de flexão estiver acima desta, então se trata de uma torre *rígida* (4*P*-3*P*), e quando ela está nos intervalos possíveis abaixo desta, pode ser denominada como uma torre *flexível* (3*P*-2*P*), *muito flexível* (2*P*-1*P*) ou *extremamente flexível* (1*P*-0*P*), conforme se pode observar na Figura 2.13. Nela se encontra o diagrama de ressonância, também chamado de **diagrama de Campbell**, que é capaz de fornecer uma visão geral das características de turbinas.

Embora no início as torres fossem concebidas **rígidas** (eliminando o perigo de ressonância nos *procedimentos de partida e desligamento*), ao longo do tempo os fabricantes foram passando a adotar um *design* cada vez mais flexível, uma vez que com turbinas eólicas cada vez maiores, a redução do peso da torre com um *design flexível* passava a representar um benefício importante. E conforme explica Hau, um **projeto de torre flexível** é tanto considerado uma forma mais avançada de projeto, como praticamente tornou-se obrigatório para turbinas eólicas de **grande porte**.

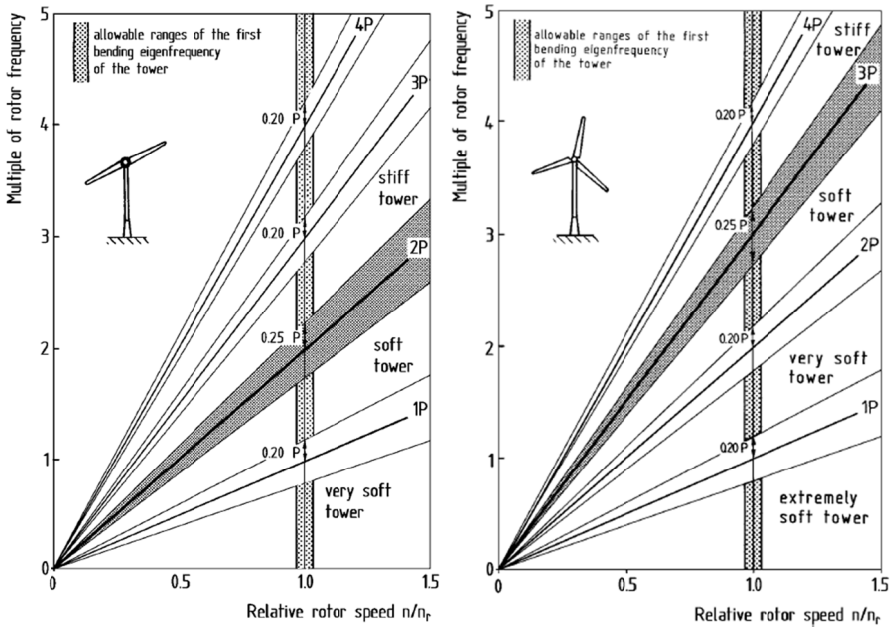


Figura 2.13 – Rigidez da torre em um diagrama de ressonância (diagrama de Campbell) de turbina eólica de duas e três pás (adaptado de Hau, 2006)

Um exemplo do diagrama de *Campbell* para uma turbina eólica de três pás é descrito na Figura 2.14. Trata-se de uma turbina eólica dinamarquesa *Tjaereborg* (2 MW) que possui uma *torre flexível de concreto* (3*P*-2*P*), em que o rotor passa pela frequência de ressonância da torre durante a sequência de partida (Hau, 2006).

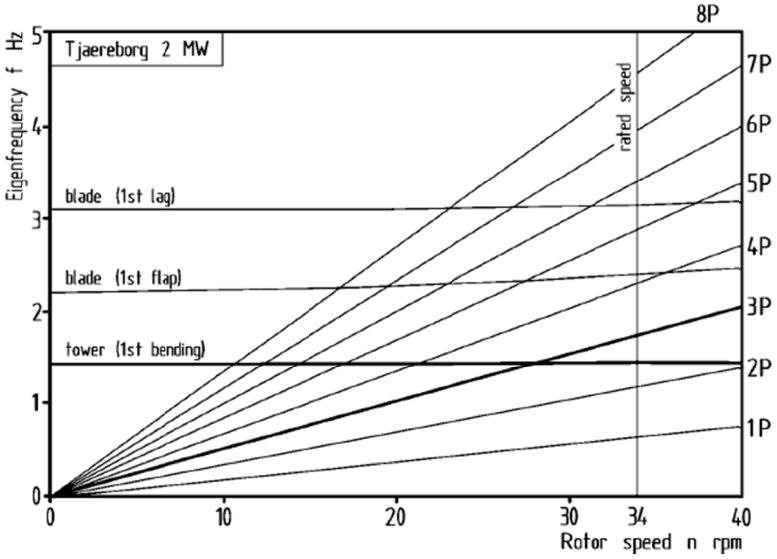


Figura 2.14 – Diagrama de ressonância de uma turbina do tipo Tjaereborg com três pás do tipo *upwind* com torre flexível de concreto (Hau, 2006)

Segundo Hau (2006), uma torre rígida é sempre uma solução mais simples e segura com relação ao comportamento de vibração, entretanto a massa da torre necessária para atingir esta solução torna-se demasiadamente elevada. E em turbinas com torres de altura maior do que 80 metros, uma torre rígida pode ainda ser inviável de ser realizada na prática e por esta razão sua *rigidez deve ser mantida tão baixa quanto possível*.

2.5 Fundações

A fundação de torres eólicas pode ser de dois tipos: *superficiais* ou *profundas*. No primeiro tipo utiliza-se uma *sapata* para transmitir os esforços na estrutura para o solo, enquanto no segundo tipo é utilizado *bloco de fundação sobre estacas*. Dependendo de como as camadas de solo irão absorver essas cargas em cada profundidade, é utilizado um ou outro tipo de fundação. A exemplo, as estacas são utilizadas quando o solo é pouco resistente até uma grande profundidade, e também quando a fundação deve resistir a ações horizontais importantes.

O fator determinante no dimensionamento da fundação é a maior velocidade assumida pelo vento, que é chamada de *velocidade de sobrevivência do vento* (ou também velocidade

extrema do vento). De acordo com Hau, turbinas que não possuem controle de estol não possuem opção de "desligar" as pás, o que pode provocar o surgimento de elevadas cargas estáticas que são importantes no dimensionamento e no custo da fundação.

Outro fator importante, que é um segundo caso de carregamento a ser verificado é o carregamento mais alto atingido durante a operação da turbina. O máximo momento na base, em operação, é determinado pelo empuxo do rotor. Enquanto que em turbinas com controle de passo das pás, o empuxo do rotor atinge seu pico na potência nominal, em turbinas com controle por estol o empuxo continua a aumentar mesmo depois de ser atingida a potência nominal, segundo Hau (2006).

2.5.1 Fundações superficiais

As sapatas utilizadas em torres eólicas podem ser tanto *circulares*, *anulares*, *retangulares* ou *poligonais*. As dimensões e a massa requerida da sapata são determinadas pelo momento de tombamento da estrutura, que é resistido pelo peso de todos os elementos estruturais: a turbina, a torre e a fundação (Hau, 2006).

Em casos de torres de seção tubular de aço, as mesmas são ancoradas à fundação mediante uma seção especial, chamada de *seção de base da torre.* Essa seção é ligada a armadura do concreto da fundação. A Figura 2.15 exemplifica para os dois tipos de torres.

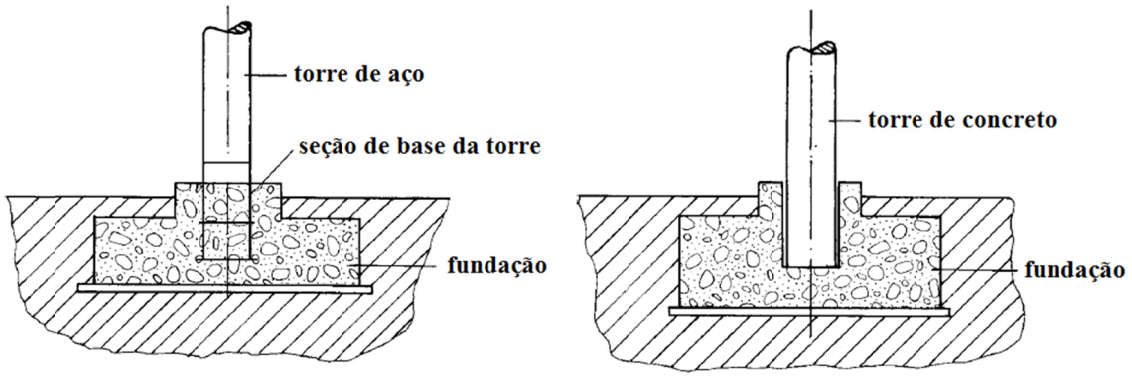


Figura 2.15 – Fundação em sapata para uma torre de aço e uma torre pré-fabricada de concreto (adaptado de Hau, 2006)

É importante notar que a rotação da fundação deve ser levada em consideração como uma imperfeição geométrica. Segundo Grünberg e Göhlmann (2013), a consideração do suporte elástico no subsolo pode ser feita para o modelo por meio do cálculo de molas rotacionais,

que depende entre outros parâmetros, do tipo de solo (coesivo ou não), da forma da fundação, do módulo dinâmico ou estático de compressibilidade.

2.5.2 Fundações profundas

No caso do solo ser pouco resistente, é necessário fazer uso de fundações profundas, que consistem na utilização de blocos sobre estacas.

Conforme cita Araújo (2003), havendo uma força horizontal H_d, é possível inclinar algumas estacas em um ângulo α determinado para que as forças sejam equilibradas. Ainda, se essa força horizontal atuar em várias direções diferentes, torna-se necessário determinar um arranjo para as estacas capaz de garantir o equilíbrio da estrutura. No caso de uma torre eólica, um arranjo simétrico para as estacas contribui para a segurança da estrutura, tendo em vista a incerteza presente na direção de atuação do vento e consequentemente do seu carregamento, além do fato de aproveitar da axissimetria da estrutura.

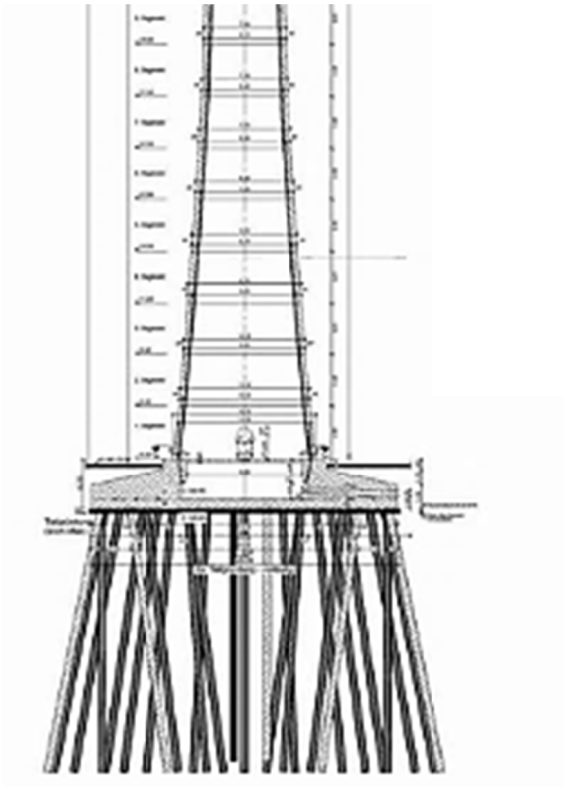


Figura 2.16 – Detalhe da disposição do estaqueamento de uma torre de concreto protendido com altura de 120 m (Grünberg; Göhlmann, 2013)

Segundo Hau (2006), um exemplo da utilização de fundação estaqueada é na região pantanosa e costeira da Alemanha próxima ao Mar do Norte. Nessas áreas, as camadas sólidas de areia da plataforma continental, em alguns casos, localizam-se a profundidades de 20 a 25 metros. Desta forma, para turbinas de porte médio, estacas de até 20 metros de comprimento são necessárias para garantir a transferência dos esforços para o solo. Também explica o autor que isso aumenta os custos da fundação de 30 a 50%.

O detalhe do posicionamento das estacas em uma torre eólica protendida de concreto pode ser visto na Figura 2.16.

3 AÇÕES NAS TURBINAS EÓLICAS

As ações presentes nas turbinas eólicas e nas torres eólicas podem ser classificadas basicamente em *ações permanentes* e *ações variáveis.* Nas ações permanentes, além de se incluírem o *peso próprio do rotor e da nacele* (maquinaria), *da torre e da fundação* (estrutura), também são classificados assim os itens que se encontram dentro da torre, a exemplo de *cabos, plataformas intermediárias,* e equipamentos elétricos, como *transformadores* e os *sistemas de ventilação*. Todas estas ações referem-se a **ações permanentes diretas.** A *protensão* da torre também é uma forma de ação permanente, no entanto, é denominada **ação permanente indireta,** assim como os recalques de apoio e retração dos materiais.

Já em relação às *ações variáveis*, encontram-se incluídas as cargas acidentais das construções, assim como efeitos, tais como *forças de frenação*, de *impacto* e *centrífugas*, os *efeitos do vento* e das *variações de temperatura.* E podem em função da probabilidade de ocorrência durante a vida útil ser classificadas em **normais** ou **especiais,** a exemplo da NBR 8681 (2003). As ações variáveis normais referem-se àquelas com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção e nestas se enquadra a *ação do vento* nas estruturas.

3.1 Operação da Turbina

Conforme Manwell *et al.* (2009), o carregamento ao longo da torre resulta das cargas aerodinâmicas, do peso da turbina e da torre, e de todos os esforços atuantes na própria máquina, sendo esses de natureza **constante**, **cíclica** (ex.: rotação do rotor, ressonância-induzida), **transiente** (ex.: impulsiva) e **estocástica**.

Naturalmente, o carregamento no topo da torre (*momentos e forças*) proveniente da **turbina** se deve na forma como os esforços nas pás são transferidos para o cubo do rotor (com *conexão rígida ou articulada*) e consequentemente para a seção do topo da torre.

Por exemplo, segundo Burton *et al.* (2001), o momento fletor na base de uma torre eólica é tão dependente do tipo de turbina que para uma máquina do tipo *estol passivo*, o carregamento no rotor é o componente predominante desse momento, enquanto que para uma

máquina com *controle de passo* as contribuições do carregamento na torre e no rotor são de magnitudes semelhantes.

Esses tipos de carregamentos podem ser definidos em relação a três origens (Manwell *et al.,* 2009):

- Aerodinâmica: inclui o *empuxo do rotor durante operação normal, o momento gerado pelo torque do rotor* e o *carregamento das rajadas extremas de vento* (com a turbina em operação e não operação);
- Vibração da torre: é fundamental evitar as frequências naturais de vibração da torre em relação à frequência de operação do rotor;
- Dinâmica: cargas na torre resultantes da resposta dinâmica da própria turbina eólica (a exemplo, para um cubo do tipo rígido, os momentos das pás são a principal fonte do carregamento dinâmico).

A predição dos carregamentos atuantes no rotor de uma turbina eólica e mais ainda, no topo da torre eólica, por si só já não é uma tarefa simples, uma vez que essa depende: da quantidade de pás do rotor, do tipo de conexão entre as pás e o cubo do rotor, das várias famílias de aerofólios que compõem cada pá, do ângulo de passo das seções da pá que varia da raiz até a ponta, além de uma série de outros parâmetros concernentes à operação da turbina.

3.2 Modelos Aeroelásticos

A predição da resposta aeroelástica de uma turbina eólica é feita por meio de modelos aeroelásticos que necessitam de um *histórico temporal* do vento incidente no rotor, sendo que este deve conter no mínimo propriedades físicas corretas como um espectro de potência realístico e uma coerência espacial (Hansen *et al.*, 2006).

Estes modelos aeroelásticos são compostos por duas partes: uma **aerodinâmica**, utilizada na determinação dos carregamentos de vento; e uma **estrutural**, utilizada para descrever o comportamento dinâmico da turbina eólica.

3.2.1 Modelos aeroelásticos: parte aerodinâmica

Conforme descreve Hansen *et al.* (2006), quanto à parte aerodinâmica muitos códigos usam a teoria do *Blade Element Momentum (BEM),* uma vez que é um método muito rápido e leva a

resultados precisos, dispondo-se de dados confiáveis sobre os aerofólios. Esta teoria utiliza tanto o *Princípio da Conservação da Quantidade de Movimento*, que se refere à análise do volume de controle das forças atuantes nas pás baseado na conservação dos momentos linear e angular, quanto a *Teoria do Elemento de Pá*, que se refere à análise das forças na seção da pá, como uma função da geometria da pá.

Porém, como afirma Manwell *et al.* (2009), em algumas situações, outras abordagens tornam-se mais interessantes para predizer o desempenho das pás, uma vez que a teoria *BEM* inclui erros sob condições em que as velocidades induzidas são muito elevadas ($U_1 a$ que é a perda de velocidade considerando o fluxo livre de vento U_1 e a velocidade de vento imediatamente antes do rotor U_2), mudanças na direção do fluxo e sua incapacidade de predizer o *estol atrasado* devido aos efeitos de rotação.

Além do *BEM*, existem ainda os modelos como *lifting line, panel* e *vortex* (vórtice). Esses modelos foram desenvolvidos com o objetivo de obter uma descrição mais detalhada do *comportamento tridimensional* do fluido através de uma turbina eólica, no entanto, a viscosidade não é considerada nesses modelos. A exemplificar, os modelos de vórtice, embora de custo computacionalmente mais elevado, tem sido utilizados na indústria de helicópteros e calculam o campo de velocidade induzida determinando a distribuição dos vórtices na esteira, apresentando vantagens com relação à mudança na direção de fluxo (Manwell *et al.,* 2009).

Outro a ser citado é o modelo do *disco atuador generalizado.* Conforme explica Hansen *et al.* (2006), o clássico modelo de disco atuador que é baseado na conservação de massa, de momento e de energia, quando combinado com a análise do elemento de pá, dá origem à já supracitada *teoria do Momento do Elemento de Pá* (ou *BEM).* Entretanto, em sua forma geral, o disco atuador também pode ser combinado com as equações de Euler ou de Navier-Stokes, e ser extendido para um caso tridimensional, o que possibilita estudar em detalhes a dinâmica da esteira, os vórtices na ponta das pás e sua influência nas velocidades induzidas no plano do rotor.

Por fim, simulações numéricas do escoamento utilizando-se da Dinâmica dos Fluidos Computacional (*CFD – Computational Fuid Dynamics*) também podem ser utilizadas na obtenção do carregamento no rotor da turbina eólica. Seu acoplamento com a *parte estrutural* do modelo aeroelástico (que pode utilizar-se, a exemplo, do Método dos Elementos Finitos), é chamada *interação fluido-estrutura.* Para um caso geral, neste tipo de análise o acoplamento

pode ser feito de forma **unidirecional**, em que somente a análise fluidodinâmica influencia sobre a análise estrutural, ou **bidirecional**, quando as duas análises trocam informações continuamente, correspondendo a um comportamento muito mais real da estrutura. Este último caso corresponderia ao comportamento do rotor de uma turbina eólica.

Mais informações sobre os métodos de obtenção do carregamento podem ser encontrados em Burton *et al.* (2001), Hansen *et al.* (2006), Manwell *et al.* (2009).

3.2.2 Modelos aeroelásticos: parte estrutural

De um modo geral, há três formas de se modelar a resposta estrutural de uma turbina eólica: uma é a partir de uma discretização pelo Método dos Elementos Finitos (MEF); outra a partir de uma análise multicorpo (*multi-body formulation*), onde diferentes partes rígidas são conectadas através de molas e articulações; e por último, a descrição das deflexões da pá e da torre pode ser feita através da combinação linear de alguns modos de vibração fisicamente realísticos (Hansen *et al.*, 2006).

O método dos elementos finitos é mais utilizado no estudo dos componentes individuais de um sistema maior, como por exemplo, na variação das tensões de um componente. A estrutura é discretizada em um número relativamente pequeno de elementos e interagem com outros elementos a partir de seus nós de extremidade que incluem graus de liberdade como os deslocamentos e as rotações. Para sistemas mais complexos, com vários componentes movendo-se diferentemente em relação a cada um, são usadas outras abordagens, como uma *análise multicorpo*, sendo a análise em MEF utilizada posteriormente (Manwell *et al.*, 2009).

Um exemplo de método de parâmetros discretos é o método de Myklestad (Manwell *et al.*, 2009). Neste método, um corpo não uniforme, como a pá de uma turbina eólica, é considerado feito de corpos menores que podem ser caracterizados pela massa, ou também, incluir outros parâmetros como a rigidez. Essas massas são ligadas umas às outras por meio de elementos de barra sem massa.

O método de análise modal é utilizado para resolver as equações do movimento em sistemas de múltiplos graus de liberdade, permitindo desacoplar as equações do movimento que são resolvidas separadamente. Assim, a resposta dinâmica pode ser obtida levando em conta a contribuição de cada modo de vibração por meio de superposição.

A análise multicorpo envolve a criação de equações dinâmicas envolvendo os vários corpos e suas restrições. Aqui os corpos podem ser rígidos ou flexíveis e são unidos por ligações que podem incorporar certas restrições. Esses corpos podem se mover em uma variedade de formas em relação ao outro. O sistema multicorpo é mais detalhado do que o modelo de parâmetros discretos.

3.3 Perfil de Vento

Naturalmente, o carregamento de vento a ser aplicado ao longo dos componentes da turbina eólica depende do conhecimento sobre a estrutura do vento dentro das camadas inferiores da atmosfera. No caso das turbinas eólicas de grande porte, a camada-limite de interesse é a chamada superficial. Nesta, a análise do perfil de velocidades médias do vento pode ser feita através de dois modelos: exponencial ou logarítmico.

3.3.1 Perfil de velocidades médias

A lei exponencial, comumente adotada em disposições normativas, é descrita a seguir:

$$v(z) = v(z_0)\left(\frac{z}{z_0}\right)^{\propto} \therefore \frac{v(z)}{v(z_0)} = \left(\frac{z}{z_0}\right)^{\propto} \quad \textbf{(3.1)}$$

Onde $\propto$ é um expoente chamado coeficiente de atrito, ou ainda coeficiente de Hellman, que depende das características do terreno, como sua rugosidade, z é a altura sobre o terreno, z_0 é a altura de referência (em geral, 10 metros), v é a velocidade do vento e $v(z_0)$ é a velocidade do vento na altura de referência.

3.3.2 Influência da característica do terreno

A velocidade do vento é influenciada pelas características do terreno, como as *variações do relevo* e por sua *rugosidade*.

Tomando como exemplo a NBR 6123 (1998), em relação à *variação do relevo*, por exemplo, apresenta três categorias: **terreno plano ou fracamente acidentado** ($S_1 = 1{,}0$**), taludes e morros** ($S_1 = 1{,}0$ no sopé de talude e a partir de uma determinada distância do topo do talude; já no topo de taludes e morros e a depender do ângulo de inclinação média dos mesmos, S_1 é uma função da altura), e **vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção** ($S_1 = 0{,}9$).

Já em relação à *rugosidade do terreno*, a norma brasileira a classifica em cinco categorias, de I a V, sendo a I a de **menor rugosidade** (mar calmo, lagos e rios e pântanos sem vegetação) e a V a de **maior rugosidade** (florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades e complexos industriais bem desenvolvidos). Em analogia com as categorias da norma alemã DIN 1055-4 (2005), e de acordo com Grünberg e Göhlmann (2013), no projeto de torres eólicas devem ser consideradas apenas as *pressões dinâmicas de referência* relativas às categorias de **terreno I e II**, esta última referente a terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados (por exemplo: zonas costeiras, pântanos com vegetação rala, pradarias e charnecas, etc). Isto se deve ao fato de que os efeitos da rugosidade do terreno reduzem-se na medida em que a altura da torre aumenta. Neste trabalho será adotada apenas a *categoria II.*

3.4 Classes de Turbinas Eólicas

De acordo com a International Electrotechnical Commission (IEC), em sua norma EN 61400-1 (2005), as turbinas eólicas são divididas em quatro classes, sendo uma delas a *classe S.* As classes de turbinas eólicas são definidas em termos de velocidade do vento e parâmetros de turbulência que objetivam representar os diversos locais de implantação das turbinas atentando-se para o projeto e às condições do vento local. A Tabela 3.1 a seguir evidencia as classes em questão, assim como os valores correspondentes:

Tabela 3.1 – Classes de turbinas eólicas (adaptado de IEC 61400-1, 2005)

Classe de turbina eólica		I	II	III	S
$\boldsymbol{V_{ref}}$ (m/s)		50	42,5	37,5	Valores especificados pelo projetista
$\boldsymbol{V_m}$ (m/s)		10	8,5	7,5	
$\boldsymbol{V_{raj50}}$		70	59,5	52,5	
$\boldsymbol{V_{raj1}}$		52,5	47,6	42	
A	$\boldsymbol{I_{15}}$ (%)	16			
B		14			
C		12			

A classe S é definida para uso quando um tipo especial de vento, ou fatores externos, ou ainda uma classe especial de segurança é requerida pelo projetista. Conforme a IEC EN 61400-1 (2005), condições externas definidas para as classes I, II e III não se destinam a cobrir condições marítimas, ou condições de ventos em tempestades tropicais, furacões, ciclones e tufões, sendo que nessas situações um projeto de *classe S* pode ser requerido.

As seguintes definições são importantes:

- V_{ref} é o parâmetro básico para definir as classes de turbinas eólicas. E conforme a IEC 61400-1, a *velocidade de referência do vento* é a máxima velocidade que se espera na altura do cubo da turbina (o centro do rotor) como um valor médio com uma duração de 10 minutos para um período de retorno de 50 anos;
- V_m é a *velocidade média anual do vento.* De acordo com a ICE EN 61400-1, esta velocidade é tal que $V_m = 0{,}2V_{ref}$;
- V_{raj50} é a máxima *velocidade extrema do vento* (ou *velocidade de sobrevivência do vento,* ou ainda rajada) com duração de 3 segundos e período de retorno de 50 anos.
- V_{raj1} é a máxima *velocidade extrema do vento* com duração de 3 segundos e período de retorno de 1 ano;
- I_{15} é a *intensidade de turbulência* para ventos a 15 m/s.

As categorias A, B e C caracterizam o projeto para diferentes condições de turbulência (A corresponde a maior turbulência e C, a menor turbulência), que independem da velocidade do vento das classes citadas.

3.4.1 Condições de operação

Ao se tratar de projeto e dos casos de carregamento, várias são as condições em que uma turbina deve operar (EN 61400-1, 2005; DIBt Guideline, 2004): *produção de energia, produção de energia mais falha, partida, desligamento normal, desligamento de emergência, parada (paralisada ou em marcha lenta), parada após falha,* e por fim*, transporte, montagem, manutenção e reparo.*

Na avaliação de cada uma dessas oito condições de operação descritas encontram-se estabelecidos diferentes conjuntos de *condições de vento,* que se dividem em *condições normais de vento* e *condições extremas de vento,* dentre as que estão dispostas a seguir (EN 61400-1, 2005; DIBt Guideline, 2004):

- Condições Normais de Vento:
    - *NWP – Normal Wind Profile Model;*
    - *NTM – Normal Turbulent Model;*
- Condições Extremas de Vento:
    - *ETM – Extreme Turbulence Model;*
    - *EWM – Extreme Wind Speed Model;*

- *EOG – Extreme Operating Gust;*
- *EDC – Extreme Wind Direction Change;*
- *ECG – Extreme Coeherent Gust;*
- *ECD – Extreme Coeherent Gust with Wind Direction;*
- *EWS – Extreme Wind Shear.*

Ainda, cada *condição de vento* associada a uma *condição de operação* pode ser classificada em pelo menos um dos grupos de casos de carregamento, sendo eles: N (normal e extremo), A (acidental) e T (transporte e montagem), que devem ser verificados separadamente quanto à *falha* em relação à *resistência* e *estabilidade*; e também o grupo F (fadiga). Neste último, na verificação da *falha por fadiga,* devem ser consideradas todas as condições de operação individuais do grupo F de forma **acumulada**. A Figura 3.1 evidencia cada um dos casos de carregamento a serem considerados no projeto de turbinas eólicas *onshore* (*em terra).*

Operating conditions (with ref. to section 7.4.x of DIN EN 61400-1:2004[a])	DLC	Wind condition		Other conditions	DLC group
1. Power production (7.4.1)	1.0[b]	NTM	$V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$	Action effects with a frequency of exceedance $> 10^{-4}$	N
	1.1	NTM	$V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		N
	1.2	NTM	$V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		F
	1.3	ECD	$V_{hub} = V_r$		N
	1.4	NWP	$V_{hub} = V_r$ or V_{out}	External electrical fault	N
	1.5	EOG_1	$V_{hub} = V_r$ or V_{out}	Grid loss	N
	1.6	EOG_{50}	$V_{hub} = V_r$ or V_{out}		N
	1.7	EWS	$V_{hub} = V_r$ or V_{out}		N
	1.8	EDC_{50}	$V_{hub} = V_r$ or V_{out}		N
	1.9	ECG	$V_{hub} = V_r$		N
	1.10[b]	NWP	$V_{hub} = V_r$	Ice loads	F
	1.11[b]	NWP	$V_{hub} = V_r$ or V_{out}	Thermal actions	N
	1.12[b]	NWP	$V_{hub} = V_r$ or V_{out}	Earthquake	A
2. Power production plus fault (7.4.2)	2.1	NWP	$V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$	Failure of control system	N
	2.2	NWP	$V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$	Failure of control system or prior electrical fault	A
	2.3	NTM	$V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$	Failure of control or safety system	F
3. Start-up (7.4.3)	3.1	NWP	$V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		F
	3.2	EOG_1	$V_{hub} = V_{in}$, V_r or V_{out}		N
	3.3	EDC_1	$V_{hub} = V_{in}$, V_r or V_{out}		N
4. Normal shutdown (7.4.4)	4.1	NWP	$V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$		F
	4.2	EOG_1	$V_{hub} = V_r$ or V_{out}		N
5. Emergency shutdown (7.4.5)	5.1	NWP	$V_{hub} = V_r$ or V_{out}		N
	5.2[b]	NWP	$V_{hub} = V_r$ or V_{out}	Earthquake	A
6. Parked (standstill or idling) (7.4.6)	6.0[b]	NWP	$V_{hub} = V_{m,1}$ (h)[c]		N
	6.1	EWM	50-year return period[c]		N
	6.2	EWM	50-year return period[c]	Grid loss	A
	6.3	EWM	1-year return period[c]		N
	6.4	NTM	$V_{hub} \leq 0.7 \cdot V_{m,50}$ (h)[c]		F
	6.5[b]	EDC_{50}	$V_{hub} = V_{m,50}$ (h)[c]	Ice loads	A
	6.6[b]	NWP	$V_{hub} = V_{m,1}$ (h)[c]	Thermal actions	N
7. Parked after a fault (7.4.7)	7.1	EWM	1-year return period[c]		A
8. Transport, erection, maintenance and repairs (7.4.8)	8.1	To be specified by the manufacturer			T
	8.2[b]			Vortex-induced transverse vibrations	F

[a] The respective section of DIN EN 61400-1 is also valid for the additional design load cases of the corresponding operating condition.
[b] Design load case to be considered in addition to DIN EN 61400-1.
[c] Wind conditions to DIN 1055-4.

Figura 3.1 – Casos de carregamento de acordo com (DIBt Guideline, 2004 *apud* Grünberg e Göhlmann, 2013)

3.4.2 Condições Normais de Vento

3.4.2.1 Distribuição da velocidade de vento

A função utilizada para descrever a distribuição do valor médio da velocidade de vento sobre um período de 10 minutos (neste caso, na altura do cubo do rotor) é a função densidade de probabilidade de Weibull dada por:

$$f_W(v) = (k/c)(v/c)^{k-1}\exp[-(v/c)^k] \quad \textbf{(3.2)}$$

Onde v é a velocidade do vento, k é o fator de forma e c é o fator de escala. Ao se tratar das classes das turbinas eólicas e seu projeto, como a IEC 61400-1 (2005), o fator de forma é assumido como $k = 2$, dando origem à chamada *distribuição de probabilidade de Rayleigh*:

$$f_R(v) = (2v/c^2)\exp[-(v/c)^2] \quad \textbf{(3.3)}$$

Considerando a distribuição de Rayleigh ($k = 2$), a velocidade média v_m encontra-se relacionada ao fator c como:

$$v_m = \frac{c\sqrt{\pi}}{2} \therefore c = \frac{2v_m}{\sqrt{\pi}} \quad \textbf{(3.4)}$$

Substituindo, na equação anterior:

$$f_R(v) = \left(2v/\left(\frac{2v_m}{\sqrt{\pi}}\right)^2\right)\exp\left[-(v/\left(\frac{2v_m}{\sqrt{\pi}}\right))^2\right] = \frac{\pi}{2}\frac{v}{v_m^2}\exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{v}{v_m}\right)^2\right] \quad \textbf{(3.5)}$$

O que origina a seguinte função de distribuição de probabilidades acumulada de Rayleigh:

$$P_R(v \leq v_{cubo}) = 1 - \exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{v_{cubo}}{v_m}\right)^2\right] \quad \textbf{(3.6)}$$

3.4.2.2 Modelo de Perfil de Vento Normal (Normal Wind Profile Model - NWP)

Este modelo é utilizado para definir a velocidade média de vento através da área varrida pelo rotor da turbina eólica. O perfil de velocidade de vento, $v(z)$, é assumido pela IEC 61400-1 (2005) como uma função da lei de potência:

$$v(z) = v_{cubo}\left(\frac{z}{z_{cubo}}\right)^{\alpha} \quad \textbf{(3.7)}$$

Onde para o expoente α é assumido um valor de 0,2 de acordo com a IEC 61400-1.

3.4.3 Condições Extremas de Vento

As condições extremas de vento são consideradas no cálculo dos carregamentos extremos de vento nas turbinas eólicas, em que de acordo com a IEC 61400-1, se incluem a velocidade de vento de pico durante tempestades, mudanças repentinas na velocidade de vento e em sua direção, podendo incluir os efeitos de turbulência.

3.4.3.1 Modelo de Velocidade Extrema de Vento (Extreme Wind Speed Model – EWM)

Segundo a IEC 61400-1 (2005), a velocidade do vento em função da altura, para um *modelo de velocidade extrema de vento constante*, é dado a partir das seguintes equações para um período de retorno de 50 anos e 1 ano (duração de 3 segundos):

$$v_{raj50}(z) = f v_{ref}\left({}^{z}/_{z_{cubo}}\right)^{\alpha} \quad \textbf{(3.8)}$$

$$v_{raj1}(z) = 0{,}8 v_{raj50}(z) \quad \textbf{(3.9)}$$

Onde f é um fator de conversão de um período de 10 minutos para outros períodos. No caso de um período de 3 s, $f = 1{,}4$. O expoente α depende da rugosidade do terreno e é adotado pela IEC 61400-1 como sendo $\alpha = 0{,}11$. Esse modelo também se aplica para um *modelo de velocidade extrema de vento turbulento*, sendo que a velocidade do vento média, aqui indicada para um período de 10 minutos, é dada pelas seguintes equações:

$$v_{50}(z) = v_{ref}\left({}^{z}/_{z_{cubo}}\right)^{\alpha} \quad \textbf{(3.10)}$$

$$v_{1}(z) = 0{,}8 v_{50}(z) \quad \textbf{(3.11)}$$

Com o desvio padrão $\sigma = 0{,}11 v_{cubo}$ para levar em conta o efeito da turbulência.

Entretanto, de acordo com a Germanischer Lloyd WindEnergie GmbH (2005), o expoente α possui um valor de 0,14, enquanto o fator f para transformar o período de 10 minutos para o de 3 s é de 1,25.

3.4.3.2 Rajada Extrema em Operação (Extreme Operating Gust – EOG)

Segundo as normas de projeto de turbinas eólicas, neste caso a GL WindEnergie GmbH (2005), a velocidade de rajada para um período de retorno de N anos na altura do cubo é calculada de acordo com a determinada classe da turbina eólica:

$$V_{gust,N} = \beta \frac{\sigma_L}{1 + 0{,}1\, D/\Lambda_L} \quad \textbf{(3.12)}$$

Onde $\sigma_L = I_{15}(15 + a v_{cubo})/(a + 1)$, a é o parâmetro de inclinação para as características de turbulência, D é o diâmetro do rotor, β é um coeficiente que varia para o período de retorno especificado ($\beta = 4{,}8$ para $N = 1$ e $\beta = 6{,}4$ para $N = 50$), e Λ_L é um parâmetro de escala de turbulência calculado por:

$$\Lambda_L = \begin{cases} 0{,}7 z_{cubo} \; para \; z_{cubo} < 30\, m \\ 21\, m \quad para \;\; z_{cubo} \geq 30\, m \end{cases}$$

A mudança na velocidade de vento provocada pela rajada de vento é dada por:

$$v(z,t) = \begin{cases} v(z) - 0{,}37V_{gust,N}\text{sen}\left(\frac{3\pi t}{T}\right)\left[1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right)\right] & para\ 0 \leq t \leq T \\ v(z) & para\ t < 0\ e\ t > T \end{cases}$$

Onde o período T vale 10,5 s para $N = 1$ e 14 s para $N = 50$. O valor de $v(z)$ é o mesmo apresentado para o *Modelo de Perfil de Vento Normal* (*NWP)*.

3.4.4 Casos de carregamentos adotados

De todos os casos de carregamento de projeto apresentados, por motivo de simplificação, ao menos quatro devem ser considerados no dimensionamento da torre:

- *Turbina em Produção de Energia* ($DLC\ 1.6, N$): corresponde à **rajada de vento durante a operação da turbina**. A condição de vento é o EOG_{50};
- *Turbina Parada* ($DLC\ 6.1, N$): corresponde à **rajada de vento durante o repouso da turbina**. A condição de vento é o EWM_{50} e o cálculo da carga de vento é dado, por exemplo, de acordo com a DIN 1055-4;
- *Transporte, montagem, manutenção e reparos* ($DLC\ 8.1, T$): a condição de vento deve ser especificada pelo fabricante;
- *Fadiga:* os casos de carregamento pertinentes à fadiga para cada condição de operação são considerados de forma acumulada.

Contudo, este trabalho limitar-se-á apenas aos dois primeiros casos de carregamento descritos: a rajada de vento durante a operação da turbina e a rajada de vento durante o repouso da turbina. Ma e Meng (2014) também levam em consideração no seu trabalho os mesmos dois primeiros casos aqui citados, no entanto, também consideram a fadiga.

3.5 Forças Estáticas Equivalentes

A velocidade total do vento v_T pode ser decomposta em uma velocidade média $\overline{v}$ e uma parte flutuante v, designada por *rajada.* De acordo com a NBR 6123 (1988): "a velocidade média do vento, considerada constante durante 10 minutos ou mais, produz efeitos puramente estáticos na estrutura, designados como *resposta média*. Já as flutuações da velocidade média podem induzir em estruturas muito flexíveis oscilações importantes na direção da velocidade média, chamada de *resposta flutuante*".

Uma vez que para turbinas eólicas de grande porte é essencial manter a **frequência fundamental da torre tão baixa quanto possível**, é possível que as mesmas apresentem importante resposta flutuante na direção do vento médio, e assim, a resposta dinâmica total é igual à superposição das respostas média e flutuante.

A seguir são apresentadas algumas formas de obtenção dos carregamentos estáticos equivalentes, tanto para estruturas não suscetíveis à vibração, quanto para estruturas suscetíveis.

3.5.1 Estruturas não suscetíveis à vibração

3.5.1.1 Norma brasileira – NBR 6123 (1988)

A norma brasileira de vento utiliza na composição da velocidade característica de vento v_k a seguinte formulação:

$$v_k = S_1 S_2 S_3 v_0 \tag{3.13}$$

Onde S_1 é o fator topográfico, S_2 é o fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e sua altura sobre o terreno, S_3 é o fator baseado em conceitos probabilísticos, e v_0 é a *velocidade básica do vento*, correspondente a uma rajada de 3 s, a 10 m acima do terreno, excedida em média uma vez em 50 anos, em campo aberto e plano. A velocidade básica pode ser obtida através do gráfico de isopletas. Assim, o cálculo do carregamento de vento em estruturas não suscetíveis à vibração é feito a partir da *pressão dinâmica do vento* q*:*

$$q = \frac{\rho}{2} v_k^2 \tag{3.14}$$

Onde ρ é a massa específica do ar, sendo $\rho = 1{,}225\ kg/m^3$, v_k é a velocidade característica do vento. Por fim, o carregamento de vento na estrutura, ou seja, a força de arrasto F_a é dada por:

$$F_a = C_a q A_e \tag{3.15}$$

Onde C_a é o coeficiente de arrasto e A_e é a área frontal efetiva. A força de arrasto pode ser escrita de forma mais geral do seguinte modo:

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10}\right)^p \therefore F_a = C_a A_e \frac{\rho}{2} S_1^2 S_3^2 v_0^2 b^2 F_r^2 \left(\frac{z}{10}\right)^{2p} \tag{3.16}$$

Conforme já explicitado, a categoria do terreno a ser considerada é a II, entretanto a norma brasileira também leva em consideração as dimensões da edificação na composição do fator

S_2, dispondo as edificações em classes, cada qual com um respectivo intervalo de tempo para o cálculo da velocidade média (NBR 6123, 1988):

- Classe A: toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m. Intervalo de tempo de 3 s para o cálculo da velocidade média;
- Classe B: toda edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 m. Intervalo de tempo de 5 s para o cálculo da velocidade média;
- Classe C: toda edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m. Intervalo de tempo de 10 s para o cálculo da velocidade média.

A Tabela 3.2 a seguir reúne os valores para os seguintes parâmetros do fator S_2:

Tabela 3.2 – Parâmetros meteorológicos para categoria II (NBR 6123, 1988)

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
II	300	b	1,00	1,00	**1,00**
		F_r	1,00	0,98	**0,95**
		p	0,085	0,09	**0,10**

Para o cálculo da velocidade média sobre outros intervalos de tempo, a norma também apresenta em seu anexo a seguinte tabela:

Tabela 3.3 – Parâmetros $b, p, F_{r,II}$ para categoria II (NBR 6123, 1988)

Cat.	t (s)	3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3600
II	b	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	p	0,085	0,09	0,10	0,105	0,11	0,115	0,12	0,125	0,135	0,145	0,15	0,16
	F_r	1,00	0,98	0,95	0,93	0,90	0,87	0,84	0,82	0,77	0,72	0,69	0,65

3.5.1.2 Norma alemã – DIN 1055-4

As condições ambientais na Alemanha são divididas em **quatro zonas** de vento. Em cada uma dessas zonas o vento possui uma velocidade de referência específica v_{ref} e consequentemente uma pressão dinâmica q_{ref} referente. Pela norma alemã v_{ref} (=v_{m50}) refere-se a:

- Média sobre um período de 10 minutos;

- Uma probabilidade de 0,02 de ser excedida em um ano, que corresponde a uma probabilidade de 0,63 de ser excedida em 50 anos;
- Uma altura de 10 metros sobre o nível do terreno;
- Terreno plano, aberto, que corresponde ao terreno de categoria II na DIN 1055-4 anexo B.

A pressão dinâmica de vento de referência, tomando a massa específica do ar $\rho = 1{,}25 kg/m^3$, é dada por:

$$q_{ref}[Pa] = \frac{\rho}{2}\left(v_{ref}[m/s]\right)^2 = \frac{1{,}25}{2}\left(v_{ref}[m/s]\right)^2 = \frac{\left(v_{ref}[m/s]\right)^2}{1{,}6}$$

Quanto à norma alemã, as forças de vento agindo em **estruturas não suscetíveis à vibração** são calculadas baseadas na *pressão dinâmica de pico* q_B, que é a média da rajada com duração de 2 a 4 segundos. Portanto:

Tabela 3.4 – Pressão dinâmica de pico (adaptado de DIN 1055-4, 2005)

$q_B(z_j) = c.q_{ref}.\left(\frac{z_j}{10}\right)^d \ (ou\ c_{min}.q_{ref} \ \ para\ z_j < z_{min})$				
Categoria do Terreno	I	**II**	III	IV
Fator c	2,6	**2,1**	1,6	1,3
Expoente d	0,19	**0,24**	0,31	0,4
z_{min}	2,00	**4,00**	8,00	16,00
c_{min}	1,9	**1,7**	1,5	1,3

Reescrevendo a pressão dinâmica de pico:

$$q_B(z_j) = q_{ref}.\mathrm{c}.\left(\frac{z_j}{10}\right)^d = \frac{\rho}{2}.v_{ref}^2.c.\left(\frac{z_j}{10}\right)^d$$

Para transformar a velocidade média de vento sobre um período de 10 minutos para a velocidade de rajada (2 a 4 s), com período de retorno de 50 anos, para altura de referência de 10 m acima do solo, a norma alemã utiliza a seguinte equação:

$$v_{e50} = v_0 = \sqrt{2{,}1}v_{ref} = 1{,}449.v_{ref} \cong \mathbf{1{,}45.}\boldsymbol{v_{ref}}$$

O valor de $\sqrt{2{,}1} = 1{,}45$ é exatamente o mesmo valor utilizado pela norma brasileira para transformar a velocidade medida em 10 minutos em uma velocidade de rajada.

3.5.2 Efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica

3.5.2.1 Norma brasileira – NBR 6123 (1988)

A norma brasileira define duas formas de calcular a resposta dinâmica na direção do vento: o *modelo contínuo simplificado* e o *modelo discreto.*

O modelo discreto leva em consideração a contribuição de cada modo de vibração na obtenção da força total X_i devido ao vento na direção da coordenada i. A força total é dada por:

$$X_i = \overline{X}_i + \hat{X}_i \tag{3.17}$$

Onde $\overline{X}_i$ é a força média, $\hat{X}_i$ é a componente flutuante da força total de vento, sendo cada um dado por:

$$\overline{X}_i = \overline{q}_0 b^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_r}\right)^{2p} \tag{3.18}$$

$$\hat{X}_i = \overline{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^{n} \beta_i \, x_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{m_i}{m_0} x_i^2} \xi \frac{m_i}{m_0} x_i \tag{3.19}$$

Onde:

$$\overline{q}_0 = \frac{\rho}{2} \overline{v}_p^2 = \frac{\rho}{2} (0{,}69 \, . \, v_0 \, . \, S_1 \, . \, S_3)^2 \tag{3.20}$$

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left(\frac{z_i}{z_r}\right)^p \tag{3.21}$$

Onde m_0 é uma área arbitrária de referência com valor de 10^6 pela norma brasileira, A_0 é uma área arbitrária de referência, ξ é o coeficiente de amplificação dinâmica, $\overline{v}_p$ é a velocidade de projeto que corresponde a uma velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura. Os parâmetros p e b são determinados para cada categoria de rugosidade de terreno:

Tabela 3.5 – Expoente p e parâmetro b (NBR 6123,1988)

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
b	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50

A razão de amortecimento crítico ζ, importante na obtenção do coeficiente de amplificação dinâmica ξ, e consequentemente no carregamento de vento pode ser obtida através da Tabela 19 da NBR 6123 (1988).

Tabela 3.6 – Parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos (adaptado de NBR 6123, 1988)

Tipo de edificação	γ	ζ	$T_1 = 1/f_1$
Torres e chaminés de concreto, seção variável	2,7	0,015	0,02h
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,010	0,015h

3.5.2.2 Norma alemã – DIN 1055-4

Como descreve Grünberg e Göhlmann (2013), e de acordo com a DIN 1055-4, em um exemplo de uma torre de concreto protendido (altura do cubo em 130 m), as forças de vento agindo em estruturas não suscetíveis à vibração são baseadas na *pressão dinâmica de pico* e podem ser calculadas por um método simplificado, desde que a seguinte condição seja satisfeita:

$$\frac{x_s}{h} \leq \frac{\delta}{\left(\sqrt{\frac{h_{ref}}{h}\frac{h+b}{b}} + 0{,}125\sqrt{\frac{h}{h_{ref}}}\right)^2} \tag{3.22}$$

Onde: $h_{ref} = 25\ m$, x_s é o deslocamento no topo da estrutura sobre peso próprio assumido a agir na direção do vento (em m), δ é o decremento logarítmico do amortecimento, b é a largura da estrutura (em m) e h é a altura da estrutura (em m).

No entanto, caso a **estrutura seja suscetível à vibração,** o efeito de vibração da torre na direção do vento causado pela rajada de vento em condição ***não operacional da turbina***, deve ser levado em conta através de um carregamento estático equivalente, o que de acordo com a DIN 1055-4, anexo C, é calculado por:

$$F_{wj} = G\ .\ c_{fj}\ .\ q_m(z_j).\ A_j \tag{3.23}$$

Onde G é o *fator de resposta de rajada*, c_{fj} é o *coeficiente de força aerodinâmic*a para cada segmento, $q_m(z_j)$ é a *pressão dinâmica média* na *altura média* z_j de cada segmento e A_j é a *área de referência* de cada segmento. A pressão dinâmica média q_m (média de 10 minutos) pode ser calculada por:

$$q_m(z_j) = \frac{\rho}{2}\left[v_m(z_j)\right]^2 \tag{3.24}$$

Onde $\rho = 1{,}25\ kg/m^3$ é a densidade do ar, v_m é a velocidade média do vento.

Tabela 3.7 – Velocidade média de vento (adaptado de DIN 1055-4, 2005)

$v_m(z_j) = a.v_{ref}.(z_j/10)^b$ $(ou\ a_{min}.v_{ref}\ \ para\ z_j < z_{min})$				
Categoria do Terreno	I	II	III	IV
Fator a	1,18	1,00	0,77	0,56
Expoente b	0,12	0,16	0,22	0,3
z_{min}	2,00	4,00	8,00	16,00
a_{min}	0,97	0,86	0,73	0,64

O *fator de resposta de rajada* G, relacionado à pressão dinâmica média é descrito pela norma alemã como:

$$G = 1 + 2.g.I_v(z_e)\sqrt{Q_0^2 + R_x^2} \quad \textbf{(3.25)}$$

O fator de resposta de rajada G depende de uma série de outros parâmetros como podem ser vistos na norma DIN 1055-4 e em Grünberg e Göhlmann (2013): fator de pico g, intensidade de turbulência I_v na altura efetiva z_e, componente quase estática da resposta de rajada Q_0, componente ressonante da resposta R_x, valor esperado para a frequência de resposta de rajada v_E, dentre outros. Ao final, a *pressão dinâmica* q_j levando em conta a resposta de rajada pode ser feita de duas formas:

- De acordo com a DIN 1055-4, lembrando que $q_{m,j}$ é a **pressão dinâmica média** (média em um período de 10 minutos:

$$q_j = G.q_{m,j}$$

- E um cálculo simplificado de acordo com a DIN 1056:

$$q_j = \varphi_B.q_{B,j}$$

Onde $q_{B,j}$ é a pressão dinâmica de pico (correspondente a rajada de 3 segundos) que leva em conta a resposta de rajada no segmento j e φ_B é o fator de resposta de rajada de acordo com a DIN 1056, dado por:

$$\varphi_B = [máximo(1{,}05 - h/1000\,;1{,}0)].[1 + (0{,}042.T_1 - 0{,}019.T_1^2).\delta^{-0{,}63}] \quad \textbf{(3.26)}$$

Onde δ é o *decremento logarítmico de amortecimento* para o concreto armado no estado fissurado ou no estado limite último ($\delta = 0{,}10$) e T_1 é o período fundamental de oscilação. A Figura 3.2 evidencia as diferenças encontradas para a pressão dinâmica, mostrando um caráter conservador na adoção do método simplificado da DIN 1056.

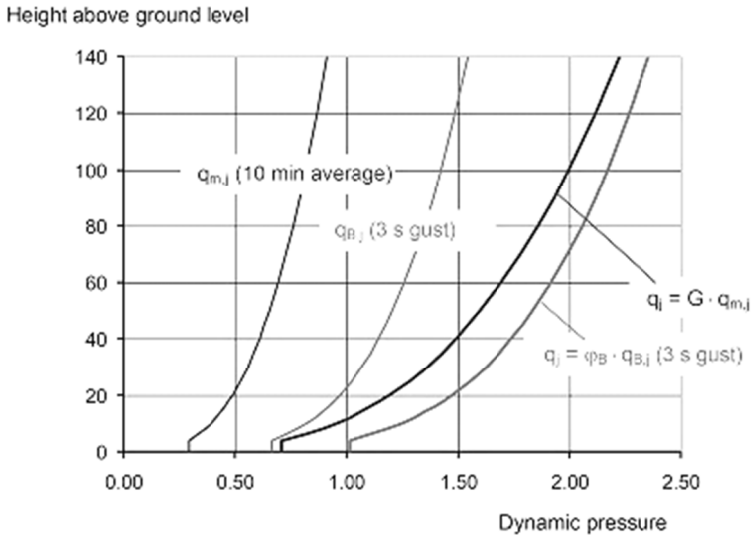


Figura 3.2 – Comparação entre as pressões dinâmicas levando em consideração as respostas de rajada de acordo com a DIN 1055-4 e a DIN 1056 (Grünberg; Göhlmann, 2013)

3.6 Análise das vibrações

3.6.1 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade a ser utilizado no cálculo do modo de vibração e da frequência natural da estrutura é o módulo de elasticidade secante do concreto uma vez que, de acordo com Grünberg e Göhlmann (2013), a excitação da estrutura permanece no nível das ações frequentes, ou seja, a tensão de compressão no concreto fica em torno de 40% de sua resistência à compressão. Esta última se trata da resistência média à compressão, uma vez que este é o valor utilizado no cálculo de deformações segundo a DIN 1045-1.

Assim, no presente trabalho também será utilizado o *módulo de elasticidade secante* para a seção bruta de concreto, fornecido pela norma brasileira, até mesmo porque não faria sentido utilizar outro módulo de elasticidade a priori, pois não nesta situação ainda não se sabe a quantidade de aço das armaduras passiva e ativa, ao se tratar de dimensionamento.

3.6.2 Método de Rayleigh

Tendo em vista a relevância da frequência natural de flexão da torre, uma forma simples de cálculo provém do *método de Rayleigh*, que através do princípio da conservação de energia (que deve permanecer constante considerando um sistema em vibração livre sem amortecimento), permite encontrar uma boa aproximação para a frequência natural de flexão da torre (comumente a frequência mais baixa). Assumindo a função de forma verdadeira de vibração $\psi(x)$, ou seja, aquela que a torre assumirá em seu modo fundamental de vibração, o

método permite transformar um sistema com um número infinito de graus de liberdade (a exemplo: uma barra não uniforme) em um sistema de um *grau de liberdade*.

A seguir é mostrado o exemplo da aplicação do método de Rayleigh para as torres eólicas, considerando o modelo de uma barra engastada com uma carga concentrada em sua ponta:

$$v(x,t) = \psi(x)Z(t) = \psi(x)Z_0\text{sen}(\omega t)$$

Onde $Z(t)$ é a coordenada generalizada selecionada como o deslocamento de um ponto de referência conveniente no sistema, como o topo da torre.

A energia cinética para a massa distribuída e para a massa concentrada é dada por:

$$T = \frac{1}{2}\int_0^L m(x)(\dot{v})^2 dx + m_{Turbina}\psi_{x,Turbina}$$

$$\dot{v}^2 = [\psi(x)]^2 Z_0^2 \omega^2 \cos^2(\omega t);\ T_{máx} \rightarrow \cos(\omega t) = 1 \therefore \omega t = 2\pi \therefore t = \frac{2\pi}{\omega}$$

A energia potencial para o sistema é dada por:

$$V = \frac{1}{2}\int_0^L EI(x)\left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}\right)^2 dx$$

$$\left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}\right)^2 = [\psi''(x)]^2\ \mathrm{Z}_0^2\ \text{sen}^2(\omega t);\ V_{máx} \rightarrow \text{sen}(\omega t) = 1 \therefore \omega t = \frac{\pi}{2} \therefore t = \frac{\pi}{2\omega}$$

Igualando as máximas energias cinética e potencial:

$$T_{máx} = V_{máx}$$

$$\omega^2 Z_0^2 \frac{1}{2}\int_0^L m(x)[\psi(x)]^2 dx + m_{Turbina}\psi_{x,Turbina} = \mathrm{Z}_0^2 \frac{1}{2}\int_0^L EI(x)[\psi''(x)]^2 dx$$

$$\omega^2 = \frac{\int_0^L EI(x)[\psi''(x)]^2 dx}{\int_0^L m(x)[\psi(x)]^2 dx + m_{Turbina}\psi_{x,Turbina}} \qquad \textbf{(3.27)}$$

Assumindo uma função de forma apropriada que satisfaça as condições geométricas nos apoios é possível encontrar a frequência natural com boa aproximação. Podem ser utilizadas como função de forma tanto uma função polinomial quanto trigonométrica, como seguem:

- Função de forma polinomial para massa concentrada na ponta:

$$\psi(x) = (3x^2L - x^3)/2L^3$$

- Função de forma trigonométrica:

$$\psi(x) = 1 - \cos(\pi x)/2L$$

A utilização da função de *forma polinomial* leva a seguinte equação para a frequência natural referente ao modo de flexão da torre, considerando uma seção constante (e assim o momento de inércia, a massa específica e a área):

$$\boldsymbol{\omega^2} = \frac{\boldsymbol{EI}\int_0^L[\boldsymbol{\psi''(x)}]^2\boldsymbol{dx}}{\boldsymbol{\rho A}\int_0^L[\boldsymbol{\psi(x)}]^2\boldsymbol{dx} + \boldsymbol{m_{Turbina}\psi_{x,Turbina}}} = \frac{1}{2\pi}\frac{3EI}{L^3}\frac{1}{\rho AL\frac{33}{140} + m_{Turbina}}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{3EI}{L^3\left(\rho AL\frac{33}{140} + m_{Turbina}\right)}} \therefore f = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{3EI}{L^3(0{,}2357m_{Torre} + m_{Turbina})}}$$

Sendo ω a frequência angular em rad/s e f a frequência natural fundamental em Hertz, E é o módulo de elasticidade, I é o momento de inércia da seção transversal da torre, m_{Torre} é a massa da torre, $m_{Turbina}$ é a massa da turbina e L é o comprimento da torre.

3.6.3 Método da energia

Outra forma de obter a frequência fundamental da estrutura e seu modo de vibração também através do princípio de conservação de energia seria substituindo o peso próprio distribuído por cargas concentradas horizontais discretas referentes aos pesos dos nós G_i e aplicadas nos próprios nós da estrutura (Grünberg e Göhlmann, 2013). Deste modo, são obtidas as respectivas deflexões y_i, e assim é possível obter a frequência fundamental:

$$f = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{g\sum_i G_i y_i}{\sum_i G_i y_i^2}} \tag{3.28}$$

3.6.4 Análise modal

A obtenção do modo de vibração e da frequência natural da estrutura será feita por meio do programa SAP2000 (CSI, 2009), que obtém a solução do problema de autovalores para estruturas constituídas por sistemas de vários graus de liberdade *em vibração livre* e *sem amortecimento*:

$$[K - \Omega^2 M]\Phi = 0 \tag{3.29}$$

Onde K é a matriz de rigidez, M é a matriz diagonal de massa, Ω^2 é a matriz diagonal de autovalores, e Φ é a matriz de autovetores.

Embora não seja essencial, a estrutura pode ser analisada com uma quantidade de graus de liberdade por nó maior do que o necessário, por exemplo, considerando um elemento de pórtico espacial que possui 6 graus de liberdade por nó, em vez de ser analisada no plano.

3.7 Exemplo Utilizado

Considerando uma torre de 100 metros de altura em relação ao cubo de seu rotor, com uma turbina eólica de classe II, ou seja, projetada para suportar uma velocidade de rajada de vento de 59,5 m/s com duração de 3 s e período de retorno de 50 anos na altura do cubo do rotor, tal como descrito por La Nier (2005), tem-se:

Tabela 3.8 – Dados para classe de turbina eólica II

Classe de turbina eólica II						
$\boldsymbol{V_{ref}}$ (m/s)	$\boldsymbol{V_m}$ (m/s)	$\boldsymbol{V_{raj50}}$	$\boldsymbol{V_{raj1}}$	$\boldsymbol{I_{15}}$ (%)		
				A	B	C
42,5	8,5	59,5	47,6	16	14	12

Uma vez que as normas para obtenção do carregamento de vento em estruturas não possuem suas equações referentes à altura do cubo do rotor, mas sim em relação a uma altura de 10 m, é necessário obter a velocidade correspondente a esta. A IEC EN 61400-1 utiliza um expoente $\alpha = 0{,}2$ nas leis de potência para o perfil de velocidade de vento com a turbina em condições de operação (*NWP, NTM, EOG, ETM, EDC, ECD, EWS)*, enquanto para a condição de não operação, utiliza um expoente $\alpha = 0{,}11$ nas leis de potência (*EWM).* A lei de potência pode ser escrita como:

$$\frac{v(10)}{v(z_{cubo})} = \left(\frac{10}{z_{cubo}}\right)^{\alpha}$$

Para o *EWM-50,* com altura do cubo em 100 m, a velocidade de rajada a 10 m é dada por:

$$\frac{v(10)}{v(100)} = \left(\frac{10}{100}\right)^{0{,}11} \therefore v(10) = 59{,}5\left(\frac{10}{100}\right)^{0{,}11} \cong 46{,}19 \text{ m/s}$$

Nota-se que nesta equação, o valor utilizado por La Nier para α é de 0,1 e não de 0,11, como se encontra na IEC 61400-1 (2005). Para o *EOG-50,* utilizando uma velocidade de 35 m/s, que é a velocidade de rajada para uma velocidade de corte da turbina, $v_{cut\ out}$, de 25 m/s para a altura do cubo em 100 m, a velocidade de rajada a 10 m torna-se:

$$\frac{v(10)}{v(100)} = \left(\frac{10}{100}\right)^{0{,}2} \therefore v(10) = 35\left(\frac{10}{100}\right)^{0{,}2} \cong 22{,}08 \text{ m/s}$$

Ainda, deve-se lembrar de que os *expoentes aqui utilizados visam abranger diversos locais de implantação* e que se trata de simplificação. Uma vez dispondo das velocidades de rajada de 3 s a 10 m de altura também definida na norma americana por *velocidade básica de vento,* são utilizados os procedimentos de cada normatização para o cálculo das cargas de vento. De acordo com a ASCE7 (1998), utilizada por La Nier (2005), o cálculo da pressão de vento se dá por:

$$q(z) = \frac{\rho}{2} K_z K_{zt} K_d V^2 I$$

O fator topográfico $K_{zt} = 1$ para terrenos planos e abertos, o fator de direcionalidade do vento $K_d = 0{,}95$ para uma torre circular, I é o fator de importância que depende da categoria da estrutura (I a IV) dada na Tabela 1-1 da ASCE7, e o coeficiente de exposição do terreno K_z é determinado por:

$$K_z = \begin{cases} 2{,}01 \left(\dfrac{15\,ft}{z_g}\right)^{2/\alpha} & para\ z < 15\,ft \\ 2{,}01 \left(\dfrac{z}{z_g}\right)^{2/\alpha} & para\ \ z \geq 15\,ft \end{cases}$$

A *categoria de exposição* adotada por La Nier é a D, que corresponde a rugosidade de superfície D descrita por (ASCE7, 1998): terreno plano, sem obstáculos e superfícies aquáticas **fora de regiões sujeitas a furacões**. Para a categoria de exposição D, os valores de $z_g = 213\ m$ (700 *ft)* e $\alpha = 11{,}5$, de acordo com a Tabela 6-2, portanto:

$$K_z = 2{,}01 \left(\frac{z}{21{,}3\,.\,10}\right)^{0{,}174} = 1{,}181 \left(\frac{z}{10}\right)^{0{,}174} \quad para\ z \geq 15\,ft$$

O *fator de importância* I, como já dito, depende da categoria da estrutura. Esta, por sua vez, depende do risco que representa à vida humana um evento de falha da mesma. Enquanto a categoria I representa pequeno risco, nelas se enquadrando instalações agrícolas, temporárias e de pequena armazenagem, na categoria III, de risco substancial, se incluem edifícios de fator elevado de ocupação e usinas geradoras de energia. Entretanto, a categoria adotada por La Nier é uma intermediária, a II, justificando que as usinas de energia eólica possuem um baixo fator de ocupação. Para esta categoria II, considerando uma região não sujeita a furacões, o *fator de importância* vale $I = 1{,}0$.

Assim, a pressão de vento pode ser escrita por:

$$q(z) = \frac{\rho}{2} 1{,}122 \left(\frac{z}{10}\right)^{0{,}174} V^2$$

A força estática equivalente aplicada torna-se:

$$F_z = q_z G C_f A_f$$

Onde C_f é o coeficiente de força que depende da forma da estrutura, dado na Figura 6-19 da ASCE7, e G é o fator de resposta de rajada. Para uma torre cilíndrica com as dimensões de uma torre eólica o coeficiente C_f vale aproximadamente 0,62, como é possível ver em La Nier (2005).

O cálculo do fator de resposta de rajada G é calculada de acordo com a seção 6.5.8 da ASCE7, que distingue o cálculo para **estruturas rígidas** (frequência fundamental maior ou igual a 1 Hz, tal como na NBR 6123, 1998) e **estruturas flexíveis ou dinamicamente sensíveis.** Referente a este último caso, o fator de resposta de rajada G_f é dado por:

$$G_f = 0{,}925 \left(\frac{1 + 1{,}7 I_{\overline{z}} \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1{,}7 g_v I_{\overline{z}}} \right)$$

Para o EWM50, $G_f = 1{,}159$, e para EOG50, $G_f = 0{,}981$.

3.7.1 Considerações adotadas

3.7.1.1 Sobre a consideração da resposta em rajada

De acordo com Grünberg e Göhlmann (2013), as vibrações na torre na direção do vento podem ser levadas em conta da seguinte forma, para um estado da turbina *em operação* e *em não operação*:

- Turbina em não operação:
    - Se a torre for suscetível à vibração, é utilizado o Modelo de Velocidade Extrema de Vento Turbulento, no qual as forças internas são resultado da velocidade média de vento (média em 10 minutos) multiplicada pelo fator de resposta de rajada G de acordo com a DIN 1055-4 (2005).
    - Se a torre não for suscetível à vibração, é utilizado o Modelo de Velocidade Extrema de Vento Constante, no qual as forças internas são resultado da velocidade de rajada de 3 s, sem considerar o fator de resposta de rajada G.

- Turbina em operação:
    - A resposta em rajada não precisa ser considerada neste caso.

É essencial que a estrutura da torre possua uma frequência natural tão baixa quanto possível, portanto, será considerada para **todas as condições**, a menos que explicitado, a suscetibilidade da torre à vibração, ou seja, a **resposta em rajada** (ou *resposta flutuante).*

3.7.1.2 Sobre a obtenção da velocidade básica e de projeto

Conforme visto na seção anterior, no cálculo da carga de vento pela ASCE7 foram utilizadas as *velocidades básicas de vento*, rajadas de 3 s, obtidas a partir da transformação da velocidade referente a cada *condição de vento (EWM50 - constante e EOG50),* logo, também rajadas de 3 s, da altura do cubo para a altura de referência de 10 m.

O expoente da lei de potência utilizado pela IEC 61400-1 (2005) é assumido $\alpha = 0{,}2$ para o *Modelo de Perfil de Vento Normal* e $\alpha = 0{,}11$ para o *Modelo de Velocidade Extrema de Vento.* Já a norma alemã, GL WindEnergie GmbH (2005), utiliza para ambos as condições de vento $\alpha = 0{,}14$, que corresponde a uma rugosidade de 0,002 m para uma estabilidade atmosférica neutra. Entretanto, serão usados no presente trabalho os expoentes fornecidos pela IEC 61400-1.

Adotando as velocidades de rajada de 3 s obtidas na altura de 10 m a partir das leis de potência presentes na norma IEC 61400-1, de forma simplificada, poderia ser transformada em velocidades de projeto, ou seja, a velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura. Assim, assumindo o exemplo de La Nier (2005) e pelo cálculo da NBR 6123 (1988):

$$EWM50: \overline{v}_p = 0{,}69 v_0 S_1 S_3 = 0{,}69 \,.\, V_{e50}(10) \,.\, 1 \,.\, 1 \cong 0{,}69 . 46{,}19 = 31{,}87\ m/s$$

$$EOG50: \overline{v}_p = 0{,}69 v_0 S_1 S_3 = 0{,}69 \,.\, V_{gust}(10) \,.\, 1 \,.\, 1 \cong 0{,}69 . 22{,}08 = 15{,}24\ m/s$$

Nota-se que estas velocidades de projeto são muito próximas às velocidades utilizadas por Ma e Meng (2014) para a torre de 100 m de altura de uma turbina de 5 MW também de classe II.

3.7.1.3 Diferenças na obtenção do carregamento estático equivalente

No exemplo de La Nier (2005), a partir destas *velocidades básicas* e da categoria de exposição de terreno são calculados fatores de resposta de rajada G tanto para estruturas rígidas quanto para estruturas flexíveis, e por fim, resultando no carregamento estático equivalente. A categoria de exposição de terreno utilizado foi a D (terreno plano, sem

obstáculos, superfícies aquáticas) que equivaleria à categoria I, uma vez que trata de superfícies lisas de grandes dimensões, sem obstáculos (mar calmo, lagos e rios, pântanos sem vegetação).

Também seria possível implantar uma torre eólica em terreno de **categoria II**, o que representaria um perfil de velocidade obtido a partir de um expoente de Hellman diferente do terreno de categoria I, que possui outra rugosidade. É possível ainda interpolar convenientemente os parâmetros de duas categorias de terreno, segundo a própria NBR 6123 (1988), obtendo um valor intermediário.

Além disso, os expoentes de Hellman adotados pela IEC 61400-1 visam abranger variados locais de implantação para torres eólicas, e não um local específico. Uma vez que não se está fazendo um estudo de caso de um local específico, mas sim, utilizando valores normativos para velocidades de vento correspondentes às classes de turbinas eólicas, não é incorreta a adoção em um primeiro momento destes mesmos valores normativos, que devem ser depois adequadamente calibrados com as condições locais.

O cálculo do carregamento estático equivalente para estruturas flexíveis pela NBR 6123 (1988) apresenta concordância com a DIN 1055-4: utiliza a velocidade média sobre 10 minutos a 10 m de altura; embora não multiplique pelo *fator de resposta de rajada G,* fazendo uso do modelo discreto (ou também pode fazer uso do modelo simplificado) onde leva em conta a contribuição do modo de vibração (ou modos) na c*omponente flutuante da força total de vento*.

3.7.1.4 Ações provenientes da turbina

O carregamento no topo da torre eólica proveniente das cargas de vento e de operação da turbina adotados neste trabalho são aqueles usados por La Nier (2005) e oriundos do "*WindPACT Turbine Rotor Design Study"* (Malcolm; Hansen, 2002) para turbinas de 5 MW para as condições de vento *EOG50 e EWM50.* Os valores dos esforços solicitantes característicos são descritos na Tabela 3.9. Nota-se que são utilizadas as resultantes tanto para o esforço axial quanto para o momento fletor, pois a seção transversal é axissimétrica, e que para o esforço axial no topo da torre considera-se aqui apenas o peso da turbina para ambos. Embora presente na tabela, o *momento torçor será desprezado* por simplificação.

Para a condição de não operação, *EWM50*, foi usada uma rajada de vento de 3 s de 59,5 m/s (turbina de Classe II), enquanto que para a condição em operação, *EOG50*, tem-se uma rajada de vento de 3 s de 35 m/s, ambas na altura do cubo do rotor da turbina eólica (100 metros). O momento torçor será desconsiderado ao longo do presente trabalho. Os carregamentos expostos aqui serão utilizados ao longo deste trabalho.

Tabela 3.9 – Esforços solicitantes considerados no topo da torre eólica para uma turbina de 5 MW

EOG50	***EWM50***
$P_T = m_T g \cong 480.076\ \text{kg} \times 9{,}81\ \text{m/s}^2 \cong 4709{,}55\ \text{kN}$	
$V_T = \sqrt{F_{y,T}^2 + F_{y,T}^2} = \sqrt{1057^2 + 128^2} \cong 1064{,}72\ \text{kN}$	$V_T = \sqrt{F_{y,T}^2 + F_{y,T}^2} = \sqrt{199^2 + 543^2} \cong 578{,}32\ \text{kN}$
$M_T = \sqrt{M_{y,T}^2 + M_{y,T}^2} = \sqrt{5.822^2 + 18.440^2} \cong 19.337{,}25\ \text{kN.m}$	$M_T = \sqrt{M_{y,T}^2 + M_{y,T}^2} = \sqrt{21.820^2 + 18.440^2} \cong 28.568{,}27\ \text{kN.m}$
$T_T = 3.714\ \text{kN.m}$	$T_T = 5.834\ \text{kN.m}$
P_T – Esforço axial, V_T – Esforço cortante, M_T – Momento fletor, T_T – Momento torçor, m_T – massa da turbina	

3.7.1.5 Exemplo de torre eólica

A torre de 100 m de altura que suporta uma turbina eólica de 5 MW, visto em La Nier (2005), possui um *diâmetro externo* com variação *tronco de cone* ao longo da altura ($h = 100$ m), embora sua *espessura* varie linearmente de duas formas diferentes, uma para cada metade da torre. Os valores para os diâmetros e espessuras da base, do meio e do topo são:

- Diâmetro externo da base e espessura: $d_{ext,base} = 7{,}62\ m$, $t_{base} = 0{,}762\ m$;
- Diâmetro externo do meio e espessura: $d_{ext,meio} = 5{,}639\ m$, $t_{meio} = 0{,}686\ m$;
- Diâmetro externo do topo e espessura: $d_{ext,topo} = 3{,}658\ m$, $t_{topo} = 0{,}457\ m$.

A *massa da turbina eólica* é considerada concentrada no topo da torre eólica e seu valor é de 480.076 kg. O concreto utilizado possui uma resistência à compressão dado pela norma americana ACI 318 por $f_c' = 7\ ksi = 48$ MPa. Ao transformar esta última para a resistência característica f_{ck}, não é possível tomar o mesmo valor, pois as distribuições estatísticas são diferentes entre a norma brasileira e americana. Uma correspondência que pode ser adotada entre as duas resistências pode ser encontrada em Souza e Bittencourt (2003), desde que não

exista valor de desvio padrão proveniente de ensaios experimentais e que haja um rigoroso controle na produção, a qual é dada por:

$$f_c' = f_{ck} - 2{,}04 \therefore f_{ck} = f_c' + 2{,}04 \ \text{(MPa)} \qquad \textbf{(3.30)}$$

Com isso, percebe-se que o valor da resistência característica do concreto em questão é $f_{ck} \cong 50\ MPa$. Para o módulo de elasticidade secante será utilizada a expressão anterior da NBR 6118:

$$E_{cs} = 0{,}85\ .\ 5600\ \sqrt{f_{ck}} = 0{,}85\ .\ 5600\ \sqrt{50} = 33658\ \text{MPa} \qquad \textbf{(3.31)}$$

O módulo de elasticidade utilizado por La Nier utilizado na obtenção frequência natural do primeiro modo de vibração da torre em questão, por meio da análise modal descrita na seção 3.6.4, é de $E_c = 34972$ MPa, e o valor da frequência natural, considerando a base engastada, é de $f_1 = 0{,}4125$ Hz. Utilizando o mesmo valor que La Nier para o módulo de elasticidade, a frequência natural obtida foi de $f_1 = 0{,}4152$ Hz. Este pequeno aumento na frequência natural foi provocado pela forma de discretização da estrutura, pela qual cada elemento possui seção constante ao longo de seu comprimento (1 m), totalizando 100 elementos ao longo da estrutura de 100 m de altura.

Ao utilizar o módulo de elasticidade secante $E_{cs} = 33658$ MPa, a frequência natural obtida foi de $f_1 = 0{,}4074$ Hz, o que representa 98,8% da frequência natural obtida por La Nier.

A utilização de molas para representar a fundação reduz a rigidez da estrutura, e no caso de La Nier a frequência natural reduziu-se a $f_1 = 0{,}3564$ Hz, 86,4% do valor quando considerada a base engastada.

A forma modal do primeiro modo de vibração, obtido através da análise modal realizada pelo programa SAP2000 (*estrutura em vibração livre e sem amortecimento*), considerando a estrutura com a base engastada, demonstra que os valores do coeficiente γ dado pela norma brasileira NBR 6123 (1988) para o modelo contínuo simplificado, no caso de torres de seção uniforme e variável ($\gamma = 1{,}7$ e $\gamma = 2{,}7$), podem não corresponder ao caso de uma torre eólica. Assumindo $\gamma = 2{,}0$, que é o valor utilizado pela DIN 1055-4 no caso de torres e mastros, o primeiro modo de vibração se aproxima muito melhor da forma modal obtida. A estrutura foi discretizada em elementos de 1 m de comprimento, totalizando 100 elementos.

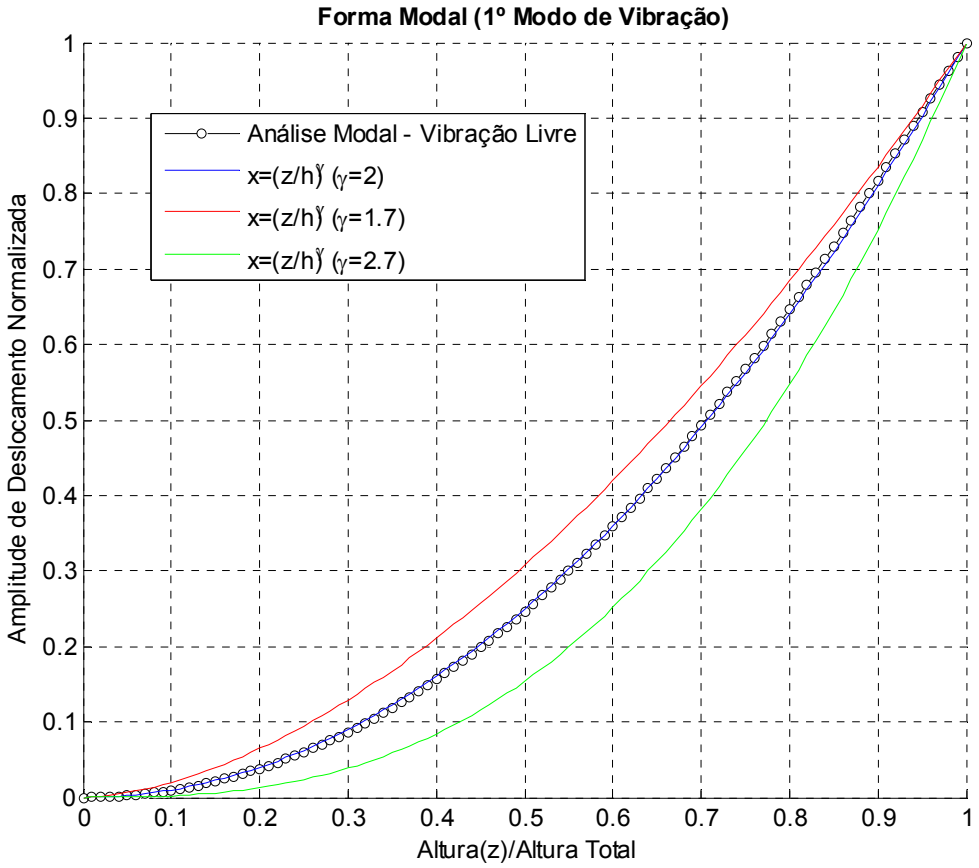


Figura 3.3 – Primeiro modo de vibração da torre eólica

Adotando pela norma brasileira um terreno fracamente acidentado ($S_1 = 1$), rugosidade do terreno de categoria II (terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas), tendo a torre uma altura superior a 50 metros (Classe C), e um fator estatístico $S_3 = 1$, a velocidade característica, pode ser reescrita:

$$v_k = S_1 S_2 S_3 v_0 = S_1 S_3 b F_r (z/10)^p v_0 = 0{,}95(z/10)^{0{,}10} v_0$$

É possível a partir da velocidade característica do vento, determinar as forças estáticas atuantes na estrutura mediante a seguinte expressão da *pressão dinâmica do vento* (NBR 6123, 1988):

$$q = 0{,}613 v_k^2 = 0{,}553(z/10)^{0{,}20} v_0^2$$

A força de vento F_a é obtida multiplicando-se a pressão dinâmica de vento q pelo coeficiente de arrasto C_a e pela área frontal efetiva A_e. O coeficiente de arrasto C_a pode ser tomado igual a:

$$A_0 = 563{,}9 \text{ m}^2, \qquad l_1 = 563{,}9/100 = 5{,}639 \text{ m}$$

$$\frac{h}{l_1} = \frac{100}{5{,}639} = 17{,}73364$$

$$\text{Geralmente } Re^{(A)}\ x\ 10^{-5} \geq 4{,}2\ \therefore C_a \cong 0{,}6$$

Definindo em relação ao eixo x, a força de vento F_i nas extremidades de cada elemento (de comprimento $h_i = 1$ m) situadas nas alturas z_i é dada por:

$$F_i = \int_{z_i - h_i/2}^{z_i + h_i/2} F_a(z)L(z)dz = \int_{z_i - h_i/2}^{z_i + h_i/2} 0{,}332(z/10)^{0{,}20}L(z)v_0^2 dz$$

$$L(z) = -0{,}03962z + 7{,}62$$

Utilizando o modelo discreto da norma brasileira para determinar o carregamento de vento atuante na condição *EOG50* ($\overline{v}_p = 15{,}24$ m/s), obtiveram-se os seguintes resultados para a força total, a força média e componente flutuante, expressos na Figura 3.4.

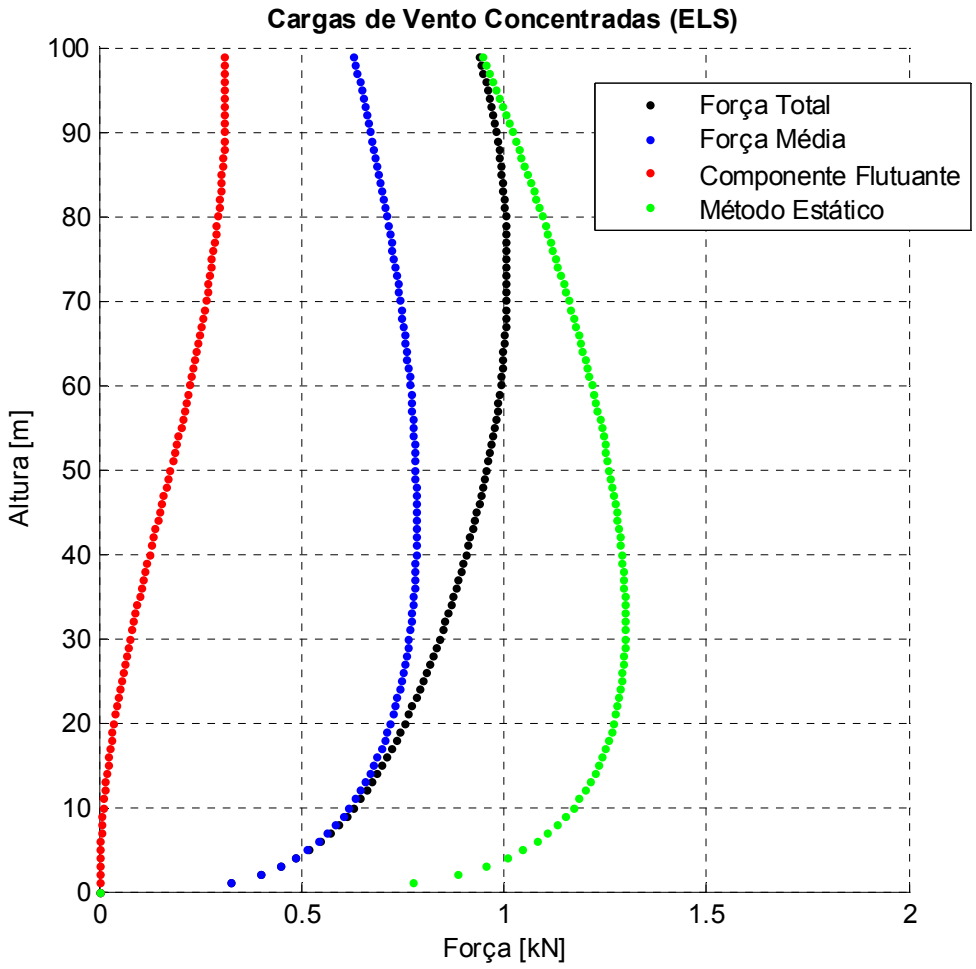


Figura 3.4 – Força total de vento dado pelo modelo discreto da NBR 6123 (1988)

Da mesma forma, é obtido o carregamento estático equivalente de vento para a condição *EWM50* ($\overline{v}_p = 31{,}87\ \mathrm{m/s}$), não evidenciado aqui. Nota-se que não foi mostrada na figura nem a força total e nem suas componentes correspondentes ao último nó que contém a massa concentrada da turbina. Devido a essa concentração de massa no último nó, há um brusco aumento no valor da força de vento. Neste trabalho, tendo em vista a necessidade de um modelo capaz de levar em consideração a forma modal de vibração da estrutura e pela não correspondência com o modelo contínuo simplificado da NBR 6123 (1988) com seus valores para o coeficiente γ, permanecerá adotado o *modelo discreto*, incluindo a carga concentrada no topo da torre.

4 COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DOS MATERIAIS

O estado de equilíbrio com relação às deformações em uma estrutura de elevada esbeltez e submetida à carga axial e momento fletor (pilares esbeltos), deve ser verificado calculando-se os esforços internos de acordo com a teoria de segunda ordem, ou seja, usando uma análise *não linear geométrica*. Isto é feito uma vez que a carga última, determinada pela teoria de segunda ordem, é menor do que aquela calculada com teoria de primeira ordem, podendo ocorrer problemas de estabilidade, dependendo da flexibilidade da estrutura ou da esbeltez do membro analisado.

O cálculo das deformações no estado limite último deve levar em conta o comportamento não linear dos materiais, isto é, a *não linearidade física*. Isto é feito por meio dos diagramas tensão-deformação não lineares do concreto, aço da armadura passiva, aço da armadura ativa, e de considerar a formação de fissuras nas zonas de tração das seções transversais dos membros.

Os diagramas tensão-deformação para este cálculo são descritos a seguir para cada material, assim como os diagramas referentes ao dimensionamento da seção transversal. Logo, deve-se trabalhar com dois diagramas no estado limite último: o primeiro para calcular os esforços internos e deformações e o segundo para o dimensionamento da seção (NBR 6118, 2014; Araújo, 2003). Trata-se de uma forma de não penalizar tanto a rigidez da estrutura frente ao carregamento.

4.1 Concreto em Compressão: Diagramas Tensão-Deformação

Como o carregamento de vento é predominante, o cálculo das deformações com a teoria de segunda ordem deve ser baseado na aplicação de cargas de curta duração. O diagrama tensão-deformação do concreto para estes casos é dado por:

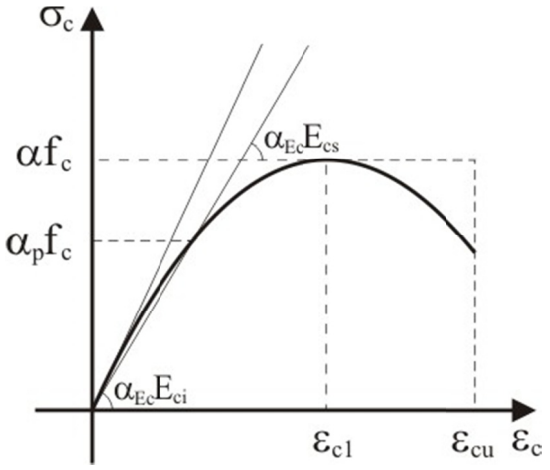


Figura 4.1 – Diagrama tensão-deformação do concreto para cargas de curta duração

Onde:

- f_c é a resistência do concreto, com valor apropriado ao tipo de análise realizada;
- α é o coeficiente utilizado para corrigir o valor de f_c e que leva em conta os efeitos da carga de longa duração, resistência na idade do evento considerado, temperatura do concreto;
- α_{Ec} é o coeficiente para corrigir o valor do módulo de elasticidade para diferentes idades de carregamento e diferentes temperaturas;
- E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente na origem do diagrama;
- E_{cs} é o módulo de elasticidade secante, definido pela tensão $\alpha_p f_c$ para a idade de 28 dias;
- ε_{c1} é a deformação correspondente ao pico de tensão de compressão;
- ε_{cu} é a deformação correspondente à ruptura convencional do concreto.

Os valores de f_c, E_{ci} e $E_{c,sec}$ devem ser coerentes com o concreto utilizado na análise, isto é, utilizando os valores médios característicos ou de projeto.

4.1.1 Diagramas tensão-deformação da NBR 6118

A norma brasileira NBR 6118 (2014) apresenta tanto para o cálculo de esforços e deformações quanto para o cálculo dos esforços resistentes últimos, o diagrama parábola-retângulo dado por:

$$\sigma_c = \alpha f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right] \quad para \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \tag{4.1}$$

$$\sigma_c = \alpha f_c \quad para \quad \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \tag{4.2}$$

Os valores dos parâmetros ε_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico), ε_{cu2} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) e do expoente n na equação, de acordo com a NBR 6118 (2014), são:

- Para concretos de classes até C50:
  - $n = 2$;
  - $\varepsilon_{c2} = 2{,}0$ ‰;
  - $\varepsilon_{cu2} = 3{,}5$ ‰
- Para concretos de classes C55 até C90:
  - $n = 1{,}4 + 23{,}4[(90 - f_{ck})/100]^4$;
  - $\varepsilon_{c2} = 2{,}0$ ‰ $+ 0{,}085$ ‰ $(f_{ck} - 50)^{0{,}53}$;
  - $\varepsilon_{cu2} = 2{,}6$ ‰ $+ 35$‰ $[(90 - f_{ck})/100]^4$;

4.1.1.1 Análises não lineares de segunda ordem

Segundo a NBR 6118 (2014), quando na **consideração dos efeitos de segunda ordem**, a *deformabilidade* dos elementos deve ser calculada com base nos diagramas tensão-deformação dos materiais; para o concreto, o *diagrama parábola-retângulo*. A tensão de pico do concreto deve ser igual a $1{,}10f_{cd}$, no qual já se inclui o efeito de carga mantida (*efeito Rüsch* dado pelo coeficiente de redução α), enquanto que na verificação da **capacidade resistente** utiliza-se para a tensão de pico do concreto o valor de αf_{cd}.

A adoção do valor $1{,}10f_{cd}$ pela norma é feita de modo que conduza a valores semelhantes aos fornecidos pelo Eurocode-2, adaptando-se ao menor valor do coeficiente de minoração da resistência γ_c. De acordo com França (1991):

- Eurocode-2:
  - Análise da capacidade resistente da seção:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad com\, \gamma_c = 1{,}5$$

  - Análise não linear de segunda ordem:

$$\alpha = 1$$

$$\alpha f_c = \alpha \frac{f_{ck}}{1{,}35} = \alpha \frac{\gamma_c f_{cd}}{1{,}35} = \frac{0{,}85}{0{,}85}\frac{1{,}5 f_{cd}}{1{,}35} = 0{,}85\frac{1{,}5}{1{,}15} f_{cd} \cong 0{,}85\,.\,1{,}304\,.\,f_{cd} \cong 1{,}108 f_{cd}$$

- NBR 6118:
  - Análise da capacidade resistente da seção:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad com\, \gamma_c = 1{,}4$$

- Análise não linear de segunda ordem:

$$\alpha = 0{,}85$$

$$\alpha f_c = \alpha \frac{f_{ck}}{1{,}077} = \alpha \frac{\gamma_c f_{cd}}{1{,}077} = 0{,}85 \frac{1{,}4 f_{cd}}{1{,}077} \cong 0{,}85\,.\,1{,}30\,.\; f_{cd} \cong \mathbf{1{,}10}\,.\,\boldsymbol{f_{cd}}$$

4.1.1.2 Análise da capacidade resistente da seção

Nas análises do Estado Limite Último, a norma brasileira adota os seguintes valores para os parâmetros:

$$\alpha = 0{,}85$$

$$f_c = f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad com\, \gamma_c = 1{,}4$$

É importante ressaltar que a NBR 6118 (2014) considera que para elementos estruturais *pré-moldados e pré-fabricados*, o coeficiente de ponderação da resistência do concreto deve estar de acordo com a NBR 9062.

4.1.2 Diagramas tensão-deformação da DIN 1045-1

A norma alemã, DIN 1045 *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton* (2008) ("Estruturas de concreto, concreto armado e concreto protendido") faz a adoção para o cálculo de esforços e deformações o diagrama tensão-deformação de Grasser e para o cálculo dos esforços resistentes últimos, o diagrama parábola-retângulo.

4.1.2.1 Análises não lineares de segunda ordem

Na consideração do cálculo das deformações de acordo com a teoria de segunda ordem, segundo a DIN 1045-1 (2008), podem ser utilizados dois diferentes conjuntos de valores para os parâmetros do concreto no diagrama de Grasser. Este é dado pela seguinte equação:

$$\sigma_c = \alpha f_c \left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \right), \text{onde } \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\,, k = \frac{E_{ci}\varepsilon_{c1}}{f_c}$$

Na primeira forma, tem-se:

$$\alpha = 0{,}85$$

$$f_c = f_{cR} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{Cm}} \quad \text{até } C50/60$$

$$f_c = f_{cR} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c' \gamma_{Cm}} \quad \text{a partir de } C55/67$$

$$\gamma_c' = \frac{1}{1{,}1 - f_{ck}/500} \geq 1{,}0 \quad \text{com } f_{ck}\ em\ N/mm^2$$

$$E_{ci} = E_{cR} = E_{c0m} = 9500 f_{cm}^{1/3} = 9500(f_{ck} + 8)^{1/3}$$

Sendo $\gamma_{Cm} = 1{,}20$. Logo, para concretos até classe C50/60, o valor de αf_c pode ser escrito por:

$$\alpha f_c = \alpha \,.\, 0{,}85 \,.\, \gamma_c \,.\, f_{cd} = 0{,}85 \,.\, 0{,}85 \,.\, 1{,}5 \,.\, f_{cd} = 1{,}084 f_{cd}$$

Na segunda forma, são utilizadas as propriedades do concreto com valor médio reduzido, enquanto para o aço sua resistência característica:

$$f_c = f_{cR} = \frac{f_{cm}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck} + 8}{\gamma_c}$$

$$E_{ci} = E_{c0} = \frac{E_{c0m}}{\gamma_c} = \frac{9500 f_{cm}^{1/3}}{\gamma_c} \ ou \ \left(E_c = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}\right)$$

$$f_{yR} = f_{yk}$$

4.1.2.2 Análise da capacidade resistente

Os valores considerados pela DIN 1045-1 na utilização do diagrama parábola retângulo são definidos por:

$$\sigma_c = \alpha f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right] \text{ para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = \alpha f_c \text{ para } \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

$$\alpha = 0{,}85$$

$$f_c = f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \quad \text{até } C50/60$$

$$f_c = f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = f_{ck}/(\gamma_c' \gamma_c) \quad \text{a partir } C55/67$$

$$\gamma_c = 1{,}5$$

Para o aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad com\ \gamma_s = 1{,}15$$

4.1.3 Diagramas tensão-deformação FIB MC-2010

De acordo com o FIB Código Modelo 2010, no item 7.2.2.4.4, a análise não linear deve ser feita com base nos princípios dados no subitem 7.11.

4.1.3.1 Análises não lineares de segunda ordem

Para o concreto em compressão será considerada a relação prevista no FIB Model Code (2010), também chamado de diagrama tensão-deformação de Grasser, dada por (Figura 4.2):

$$\sigma_c = f_{cm}\left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}\right), \text{onde } \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}, k = \frac{E_{cm}\varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$$

Onde σ_c é a tensão de compressão do concreto, f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto, f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto, ε_{c1} é a deformação do concreto na máxima tensão de compressão, e E_{cm} é o módulo de elasticidade tangente inicial dado por:

$$E_{cm} = 21500\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3} \text{ (MPa)}$$

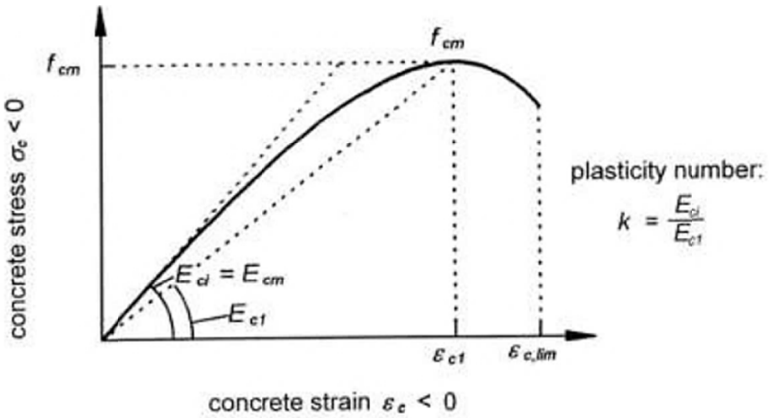


Figura 4.2 – Diagrama tensão-deformação para cargas de curta duração do concreto em compressão uniaxial (FIB, 2010)

4.1.3.2 Análise da capacidade resistente

Em relação ao *dimensionamento* da transversal no Estado Limite Último, o diagrama tensão-deformação usado para o concreto é o parábola-retângulo (Figura 4.3) dado pelas seguintes equações:

$$\sigma_c = f_{cd}\left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right], \qquad 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd}\,, \qquad \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

Onde f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão igual a $\alpha_{cc}.f_{ck}/\gamma_c$, γ_c é o coeficiente parcial de segurança para o concreto, α_{cc} é um coeficiente de redução que leva em consideração os efeitos de carga de longa duração na resistência do concreto e dos efeitos desfavoráveis na forma de aplicação do carregamento (chamado *efeito Rüsch)*, ε_{c2} é a deformação longitudinal quando é alcançada a máxima tensão de compressão, ε_{cu2} é a máxima deformação longitudinal à compressão, n é um expoente que varia para a classe de concreto (a exemplo, para o FIB, até classe C50, $n = 2$; para classe C100, $n = 1{,}3$).

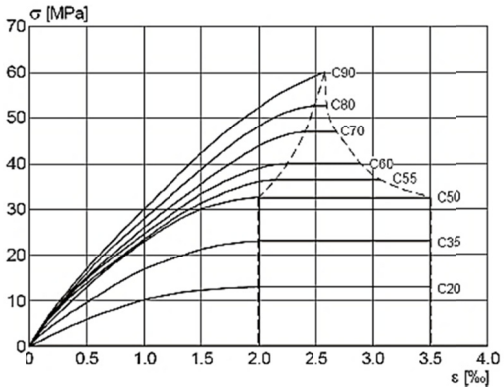


Figura 4.3 – Diagrama tensão-deformação para diversas classes de concreto utilizada no dimensionamento (FIB, 2010)

4.2 Concreto em Tração: Diagramas Tensão-Deformação

4.2.1 Trecho ascendente

Quanto ao comportamento em tração do concreto, primeiramente se deve atentar para a *colaboração do concreto entre fissuras*. Esta pode ser modelada de duas formas diferentes: a adoção de um diagrama tensão-deformação enrijecido para a armadura que absorverá *todo* o esforço de tração; ou a adoção de um trecho descendente no diagrama tensão-deformação para o concreto tracionado. É adotada a segunda alternativa.

Tanto o FIB Model Code (2010), como a NBR 6118 (2014) consideram o mesmo *diagrama tensão-deformação bilinear* para a resistência à tração do concreto em seu trecho ascendente, isto é, não fissurado (Figura 4.4).

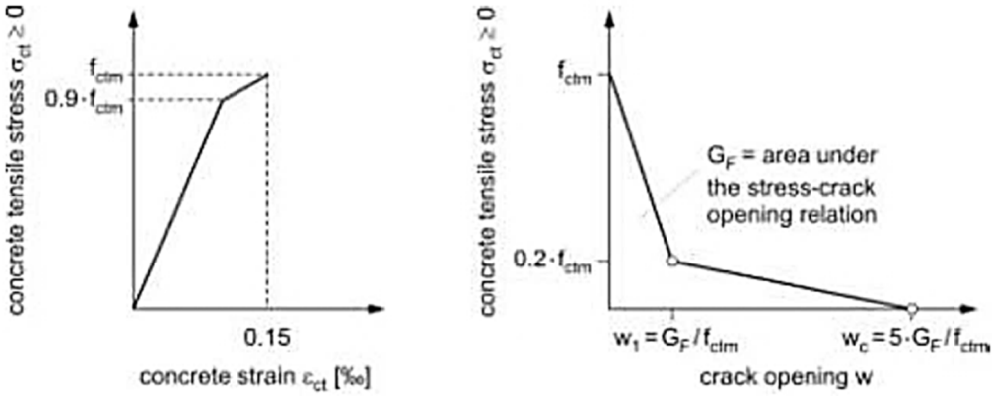


Figura 4.4 – Diagrama tensão-deformação e relação tensão-abertura de fissuras para o concreto em tração uniaxial (FIB, 2010)

Para o comportamento do concreto em tração no seu trecho ascendente, a relação tensão-deformação é descrita por:

$$\sigma_{ct} = \varepsilon_{ct} E_{cm}\,, \qquad \sigma_{ct} \leq 0{,}9 f_{ctm} \tag{4.3}$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}\left(1 - 0{,}1\frac{0{,}00015 - \varepsilon_{ct}}{0{,}00015 - 0{,}9\, f_{ctm}/E_{cm}}\right), \qquad 0{,}9 f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm} \tag{4.4}$$

Onde f_{ctm} é a resistência média à tração do concreto, ε_{ct} é a deformação do concreto relativa à tensão de tração. O valor de f_{ctm} varia de acordo com a classe de concreto:

$$f_{ctm} = 0{,}3(f_{ck})^{2/3}\,, \qquad \text{Classe de Concreto } \leq \text{C50} \tag{4.5}$$

$$f_{ctm} = 2{,}12\, ln(1 + 0{,}1 f_{ck})\,, \qquad \text{Classe de Concreto} > C50 \tag{4.6}$$

4.2.2 Trecho descendente

A partir da fissuração do concreto, as tensões passam a ser descritas através da relação *tensão-abertura de fissuras*, no qual a área abaixo do diagrama é a chamada energia de fratura G_F. O FIB Model Code (2010) apresenta também uma relação bilinear para descrever esse diagrama. Não obstante, podem ser adotados diagramas tensão-deformação para o trecho descendente, a exemplo, Collins e Mitchell (1997), Araújo (2003), dentre outros.

A equação do trecho descendente da tração utilizada por Collins e Mitchell (1997) é dada por:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}\frac{1}{\left(1 + \sqrt{500\varepsilon_{ct}}\right)} \tag{4.7}$$

Ainda, a equação dada por Araújo (2003) para o trecho descendente é descrita por:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}\left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{ct}}\right)^{0{,}6} \tag{4.8}$$

Onde $\varepsilon_{cr} = f_{ctm}/E_{ci}$ é a deformação de fissuração do concreto.

4.2.3 Consideração para análise não linear de segunda ordem

Primeiramente, as resistências características fornecidas pela NBR 6118 (2014) são obtidas através das seguintes equações:

$$f_{ctk,inf} = 0{,}7 f_{ctm} \tag{4.9}$$

$$f_{ctk,sup} = 1{,}3 f_{ctm} \tag{4.10}$$

A resistência média à tração pela norma brasileira é obtida com expressões quase idênticas às do FIB Model Code:

$$f_{ctm} = 0{,}3(f_{ck})^{2/3}\,, \qquad \text{Classe de Concreto} \leq \text{C50} \tag{4.11}$$

$$f_{ctm} = 2{,}12\, ln(1 + 0{,}11 f_{ctk})\,, \qquad \text{Classe de Concreto} > C50 \tag{4.12}$$

Para o trecho ascendente na tração, a norma brasileira permite a adoção de um diagrama tensão-deformação bilinear (Figura 4.5):

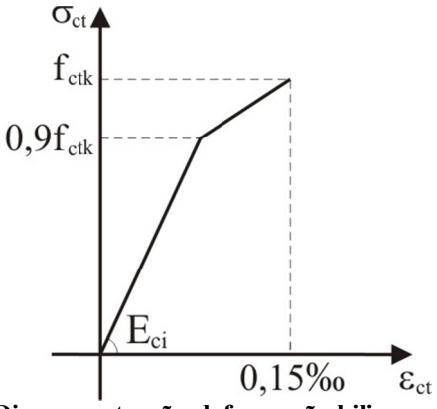


Figura 4.5 – Diagrama tensão-deformação bilinear de tração

A tração do concreto não é levada em conta pela norma no dimensionamento, assim como também não é considerada nas análises de segunda ordem. Entretanto, a adoção de um diagrama tensão-deformação para o concreto em tração aumenta a rigidez à flexão da seção, reduzindo por sua vez, e talvez de forma significativa em uma análise não linear geométrica, os deslocamentos e os esforços solicitantes, assim como também a área de aço.

O valor característico da resistência à tração, f_{ctk} (aqui correspondente ao quantil inferior de 5%, $f_{ctk,inf}$), ainda precisa ser modificado em um valor de cálculo para que possa ser utilizado em projeto. A tensão resistente de cálculo é fornecida por:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \tag{4.13}$$

$$\sigma_{ct,máx} = 0{,}85 f_{ctd} \tag{4.14}$$

Onde γ_c é o mesmo coeficiente de minoração da resistência do concreto à compressão, $\sigma_{ct,máx}$ é a máxima tensão de tração e o valor de 0,85 é o mesmo valor para a consideração do *efeito Rüsch* na compressão.

Da mesma forma em que é utilizado na compressão, quando na *análise de segunda ordem*, um coeficiente de ponderação para que a resistência do material e a rigidez da seção não sejam tão penalizadas também é adotado para a tração. Portanto, a resistência de tração de cálculo nesta situação fica $\sigma_{ct,máx} = 1{,}10 f_{ctd}$.

Onde já se encontra multiplicado o efeito Rüsch. O **diagrama tensão-deformação adotado para o concreto em tração** é *linear elástico* para o *trecho ascendente*, com módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}), até atingir a tensão máxima de tração de $1{,}10 f_{ctd}$. A partir da deformação ε_{cr} correspondente a esta máxima tensão, é adotada a equação proposta por Araújo (2003), exceto pelos valores de cálculo:

$$\sigma_{ct} = 1{,}10 f_{ctd} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{ct}}\right)^{0{,}6} \tag{4.15}$$

Onde $\varepsilon_{cr} = 1{,}10 f_{ctd}/E_{ci}$ é a deformação de fissuração do concreto.

4.2.4 Capacidade resistente

Quando da análise da capacidade resistente da seção, de forma usual, é considerado que a resistência à tração do concreto convencional é totalmente desprezada, caracterizando o chamado estádio II puro.

Desta forma, os diagramas tensão-deformação adotados para a tração e a compressão para o concreto encontram-se na Figura 4.6. Aqui é feita uma mudança de notação para facilitar o entendimento: α é o próprio coeficiente de ponderação de *efeito Rüsch*, igual a 0,85, enquanto que β é o coeficiente de ponderação utilizada na análise de segunda ordem (e que já leva em conta o *efeito Rüsch*), igual a 1,10.

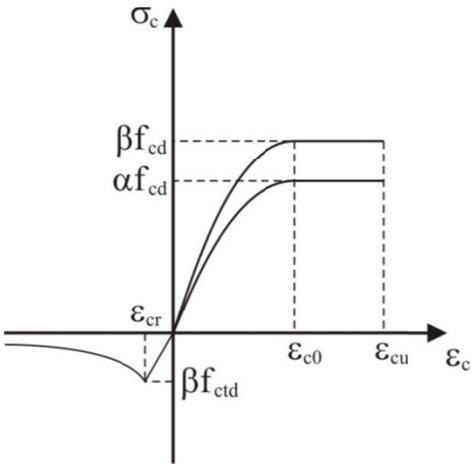


Figura 4.6 – Diagramas tensão-deformação para o concreto

4.3 Diagramas tensão-deformação para o Aço

4.3.1 Armadura passiva

Para o aço da armadura passiva é considerado um comportamento *elasto-plástico perfeito*, tanto à tração quanto à compressão (Figura 4.7), seja para o cálculo das **deformações** (utiliza-se o diagrama com f_{yk}) ou do **dimensionamento** da seção (utiliza-se o diagrama com f_{yd}). Portanto, é adotado o diagrama presente na NBR6118 (2014):

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \,, \qquad \sigma_s \leq f_y \tag{4.16}$$

$$\sigma_s = f_y, \qquad \sigma_s > f_y \tag{4.17}$$

Onde σ_s é a tensão no aço, f_y é a tensão de escoamento do aço, os índices k e d, referem-se, respectivamente, a *característico* e *de projeto*, ε_s é a deformação no aço, E_s é o módulo de elasticidade do aço, cujo valor, é admitido igual a **200 GPa**.

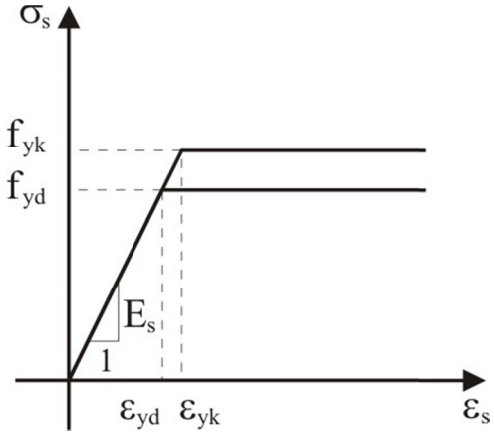


Figura 4.7 – Diagrama tensão-deformação para o aço da armadura passiva

4.3.2 Armadura ativa

Para o aço da armadura ativa, em geral, pode ser assumido um comportamento bilinear (Figura 4.8), tanto para o cálculo das **deformações** (utiliza-se o diagrama com valores característicos) quanto para o **dimensionamento** (utiliza-se o diagrama com valores de projeto). Este modelo também é adotado pela FIB Model Code (2010), assim como pela NBR 6118 (2014). Desta forma:

$$\sigma_p = E_p \varepsilon_p \,, \qquad \sigma_p \leq f_{py} \tag{4.18}$$

$$\sigma_p = \frac{f_{pt} - f_{py}}{\varepsilon_{pu} - \varepsilon_{py}} \left(\varepsilon_p - \varepsilon_{py}\right) + f_{py} \,, \qquad \sigma_p > f_{py} \tag{4.19}$$

Onde σ_p é a tensão no aço de protensão, f_{py} é a tensão de escoamento do aço, f_{pt} é a tensão de resistência à tração do aço, ε_p é a deformação no aço, E_p é o módulo de elasticidade do aço. O FIB Model Code (2010) considera para o módulo de elasticidade um valor de 205 GPa para fios e um valor aproximado de 195 GPa para cordoalhas, enquanto pela NBR 6118 (2014) pode se admitir um valor de **200 GPa** para ambos, sendo aqui adotado este valor.

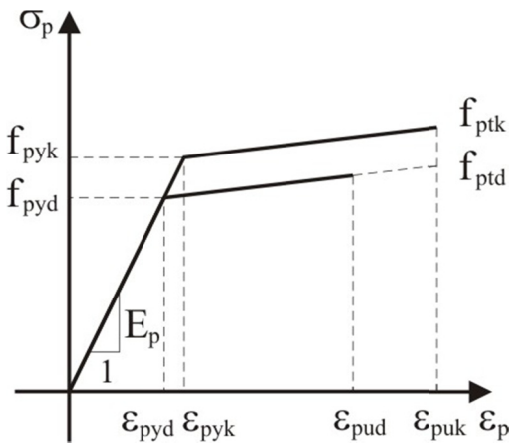


Figura 4.8 – Diagrama tensão-deformação para o aço da armadura ativa

4.4 Diagramas Momento-Curvatura-Força Normal

Para a obtenção dos diagramas momento-curvatura-força normal é necessário estabelecer hipóteses sobre a configuração deformada da barra, considerada esbelta. Como usualmente empregado admitem-se as seguintes hipóteses:

- Hipótese de Navier-Bernoulli: as seções transversais, inicialmente planas e normais ao eixo da barra, permanecem planas e normais ao eixo deformado até o Estado

Limite Último, assim as distorções provocadas por tensões cisalhantes são desprezadas;

- As rotações são consideradas moderadas, ou seja, a rotação é da ordem de grandeza da raiz quadrada da deformação específica;
- Existe aderência perfeita entre a armadura ativa e passiva e o concreto;
- Os diagramas tensão-deformação para descrever o comportamento não linear dos materiais são aqueles descritos nas seções 4.1 a 4.3;
- A ruptura da seção transversal ocorre uma vez que sejam atingidas as deformações limites para o concreto e/ou para o aço.

Da hipótese de Navier-Bernoulli, tem-se para o campo de deslocamentos no interior da barra:

$$u(x,y) = u_0(x) - y\frac{dv}{dx}\ , v(x,y) = v(x) \tag{4.20}$$

Logo, resulta em uma *distribuição linear de deformações longitudinais* ao longo da altura da seção transversal:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_0 - y\frac{d^2v}{dx^2} \tag{4.21}$$

Assumindo como curvatura do eixo baricentro da barra a segunda derivada de v:

$$\chi = -\frac{d^2v}{dx^2} \tag{4.22}$$

Desta forma, a deformação em um ponto genérico da seção transversal é dada por:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_0 + y\chi \tag{4.23}$$

Em virtude da *hipótese de aderência perfeita*, as deformações nas armaduras passiva e ativa também são descritas pela mesma equação anterior. Para o caso do aço de protensão, na pós-tração com aderência, é ainda preciso considerar a deformação inicial de pré-alongamento da armadura $\Delta\varepsilon_{pi}$. Assim, as deformações relativas a cada componente da seção tornam-se:

$$\varepsilon_{ci} = \varepsilon_0 + y_{ci}\chi \tag{4.24}$$

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_0 + y_{si}\chi \tag{4.25}$$

$$\varepsilon_{pi} = \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_{pd} = \Delta\varepsilon_{pi} + \varepsilon_0 + y_{pi}\chi \tag{4.26}$$

A partir dos diagramas tensão-deformação, obtêm-se as tensões nas fibras de concreto e em cada barra de aço. As equações de equilíbrio de esforços internos da seção transversal são:

$$N = \int_{A_c} \sigma_c \, dA + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi} A_{pi}$$
$$\cong \sum_{i=1}^{n_c} \sigma_{ci}(\varepsilon_{ci}) \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si}(\varepsilon_{si}) A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi}(\varepsilon_{pi}) A_{pi} \tag{4.27}$$

$$M = \int_{A_c} \sigma_c \, y dA + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si} y_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{si} y_{pi} A_{pi}$$
$$\cong \sum_{i=1}^{n_c} \sigma_{ci}(\varepsilon_{ci}) y_{ci} \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si}(\varepsilon_{si}) y_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi}(\varepsilon_{pi}) y_{pi} A_{pi} \tag{4.28}$$

A relação momento-curvatura-força normal é obtida através do controle das deformações pelo qual vão sendo adotadas curvaturas χ, de forma incremental, calculando-se assim os esforços internos (N, M) até que sejam equilibrados com os esforços externos (N_{ext}, M_{ext}). Outra forma seria adotar de forma incremental os esforços externos, determinando-se χ e ε_0 até que esteja satisfeito o equilíbrio com os esforços internos.

O procedimento descrito pode ser realizado através de métodos iterativos, como a exemplo, pelo método de Newton-Raphson. Neste caso, pretende-se obter a raiz da função definida por:

$$f(N) = N_{ext} - N = N_{ext} - \left(\sum_{i=1}^{n_c} \sigma_{ci}(\varepsilon_{ci}) \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si}(\varepsilon_{si}) A_{si} + \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{pi}(\varepsilon_{pi}) A_{pi} \right) \tag{4.29}$$

$$\varepsilon_{0_{i+1}} = \varepsilon_{0_i} - \frac{f(N)}{f'(N)} \tag{4.30}$$

No cálculo da raiz dessa função, de modo a melhorar a convergência do algoritmo, é aplicada uma adaptação no método de Newton, tornando-o mais robusto. Tal como no método da bissecante, inicialmente impõe-se a pesquisa do intervalo de solução. Para cada novo valor da variável obtido dentro do intervalo, adapta-se o intervalo de solução, reduzindo-o. Caso este novo valor esteja fora dos limites do intervalo, o último intervalo de solução e os correspondentes valores para a função são empregados no método da bissecante, obtendo um valor inevitavelmente interno ao intervalo. Em seguida, reduz-se o intervalo e volta a se empregar o método de Newton. Isto afasta o problema de instabilidade. Os resultados obtidos para as seções anteriores são armazenados para servir como nova estimativa, garantindo ainda maior velocidade na solução.

Um exemplo da utilização do algoritmo desenvolvido encontra-se na seção 10.3, onde são comparados os diagramas momento-curvatura obtidos para um pilar protendido (*wall panel)* com os dados fornecidos por Collins e Mitchell (1997).

4.4.1 Seção de concreto armado e protendido

É possível ver na Figura 4.9 que as seções retangulares de concreto armado e protendido apresentam uma relação momento-curvatura aproximadamente *trilinear*. Nesta, M_r é o momento de fissuração, M_{yd} é o momento referente ao escoamento da armadura, M_{ud} é o momento de ruptura relativo ao aço ou ao concreto, e a cada um destes está associada uma curvatura específica. No caso do concreto protendido com protensão excêntrica ainda há a curvatura negativa devido ao pré-arqueamento e também o momento de descompressão M_0.

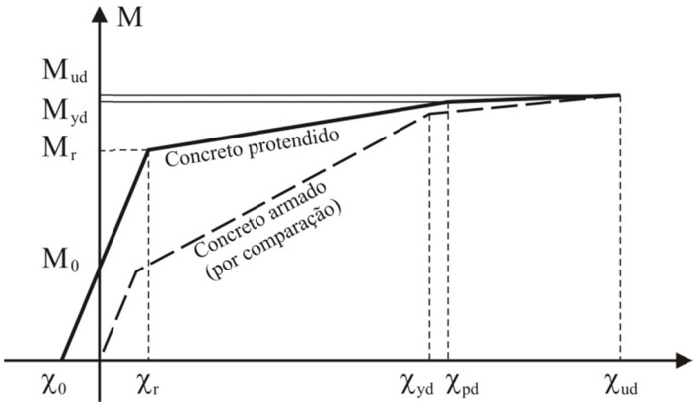


Figura 4.9 – Relação momento-curvatura para uma seção transversal retangular de concreto protendido (adaptado de Grünberg; Göhlmann, 2013)

4.4.2 Seção anular

A relação momento-curvatura para uma força normal específica pode ser obtida através da discretização da seção em lamelas, o que permite que as integrais na seção de concreto, relativas ao equilíbrio da seção, sejam resolvidas numericamente por meio de somas simples.

Em seções transversais retangulares, geralmente, emprega-se a divisão da seção em faixas retangulares de pequena altura Δh e largura b. Também é possível aplicar o mesmo método em seções circulares e anulares (Figura 4.10), no entanto, também é possível dividir a seção de forma radial, realizando integração ao longo da espessura e da circunferência da mesma por meio de integração numérica, por exemplo, através da regra de Simpson.

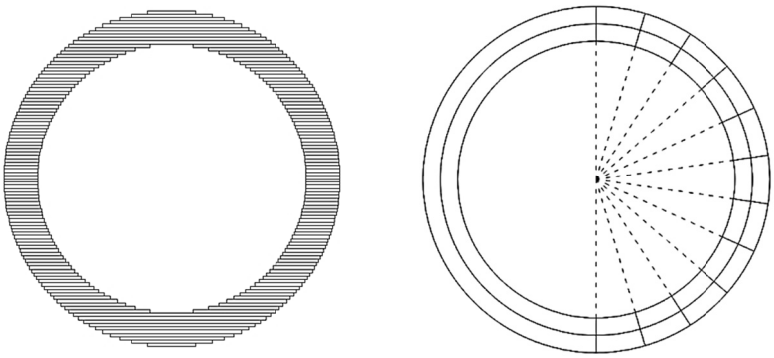


Figura 4.10 – Exemplo de discretização em lamelas retangulares e circunferenciais para seção anular

É descrito por Grünberg e Göhlmann (2013), na Figura 4.11, um exemplo de diagrama momento-curvatura, para ser utilizado em análises de segunda ordem, de uma seção anular sujeita a diferentes forças normais. Os parâmetros adotados para a seção e para os materiais são os seguintes: raio externo $r_{ext} = 250\ cm$, raio interno $r_{int} = 200\ cm$, concreto de classe C35, aço BSt 500, taxas geométricas de armadura $\rho = A_s/A_c = 0{,}006/0{,}03$ (metade da armadura localizada em cada face), distância da face ao centroide da armadura (em cada face) $d' = 7\ cm$ e forças normais de compressão $N = 0/50\ MN$. Também foi utilizado para o concreto em compressão o diagrama tensão-deformação de Grasser definido pela norma alemã DIN1045-1 com seu respectivo coeficiente de minoração para análise de segunda ordem. A colaboração do concreto entre fissuras é feita por meio de um diagrama tensão-deformação enrijecido para a armadura também de acordo com a norma alemã. Na legenda do gráfico encontram-se da esquerda para a direita em cada linha: a força normal de compressão (aqui a compressão é negativa), a taxa geométrica de armadura, e o valor da resistência média do concreto à tração dividida pelo coeficiente de minoração do concreto. Caso o valor desta tensão seja zero, significa que não está sendo considerado o *tension stiffening*.

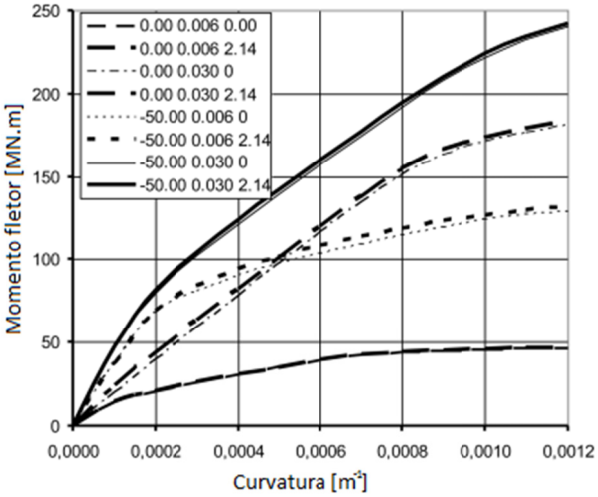


Figura 4.11 – Diagrama momento-curvatura para uma seção anular sujeita a diferentes forças normais (adaptado de Grünberg; Göhlmann, 2013)

Este exemplo é adotado para as análises seguintes relativas à convergência nos diagramas momento-curvatura e na comparação destes diagramas com as considerações feitas pela norma brasileira.

4.4.3 Análise de convergência

4.4.3.1 Quantidade de divisões radiais

A partir de uma determinada quantidade de divisões radiais ou lamelas em que uma seção seja discretizada, o momento fletor obtido para cada curvatura tende a convergir para um valor específico. Assim, além da importância em utilizar o valor "exato" para o momento fletor, a obtenção da quantidade mínima necessária de divisões radiais contribui para o aumento da eficiência da análise.

É utilizado para o concreto em compressão o diagrama tensão-deformação de Grasser definido pela DIN1045-1 com seu respectivo coeficiente de minoração para análise de segunda ordem. Para o aço é adotado o diagrama elasto-plástico perfeito cuja tensão de escoamento é a resistência característica do aço, $f_{yk} = 500\,MPa$. O diagrama tensão-deformação para a tração do concreto é o mesmo definido na seção anterior. A taxa geométrica de armadura adotada é de 0,006 e a força de compressão é de 50 MN. Os demais parâmetros são os mesmos relativos ao exemplo da Figura 4.11.

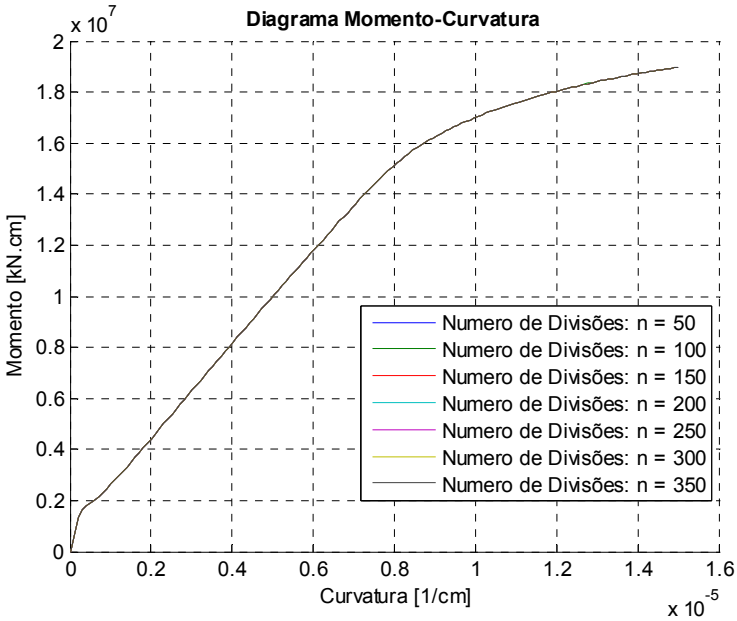


Figura 4.12 – Diagrama momento-curvatura referente a cada número de divisões

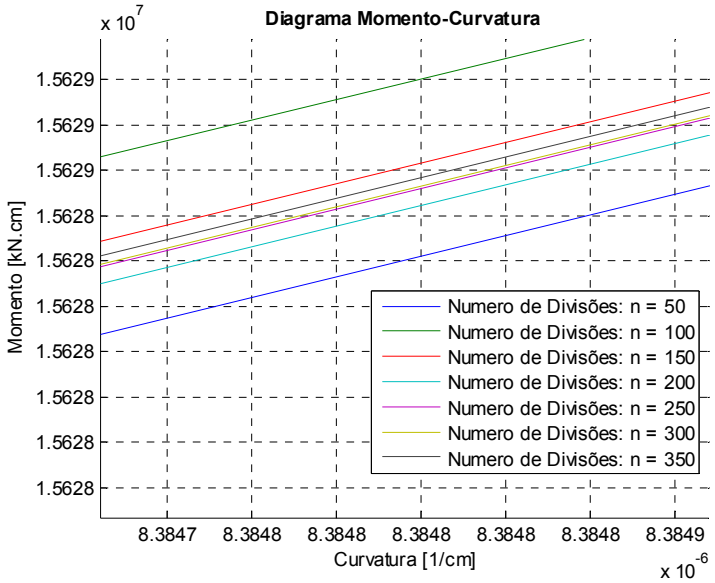


Figura 4.13 – Detalhe do diagrama momento-curvatura referente a cada número de divisões

A partir de um número de divisões radiais de 150, a diferença percentual entre os momentos de cada número de divisões em relação aos do maior número de divisões adotado (n=350) torna-se menos de 0,005% em valores absolutos, como é visto na Figura 4.14.

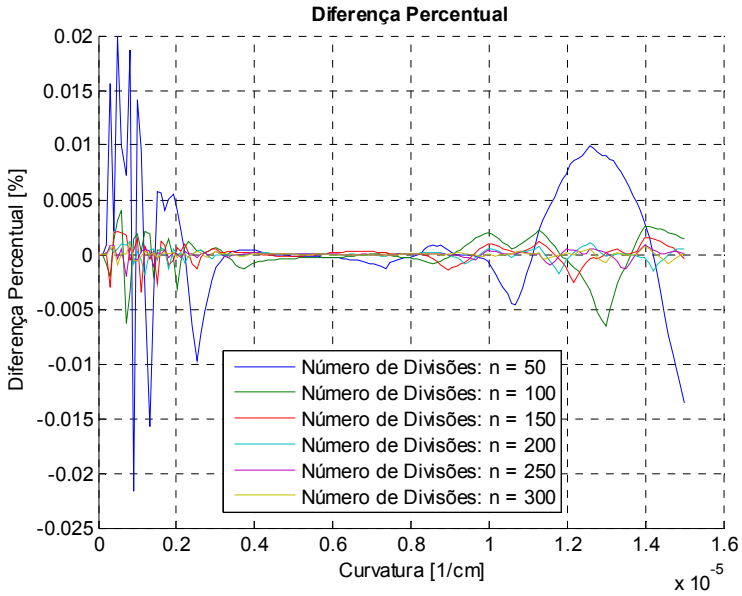


Figura 4.14 – Diferença percentual entre os momentos obtidos (número máximo de divisões de n=350)

Para um raio externo e interno com valores, respectivamente, de 800 cm e 640 cm ($r_{int} = 0{,}8r_{ext}$), são mostrados exemplos de convergência para dois valores de momento fletor em relação ao número de divisões radiais, assim como também para a variação da diferença percentual (ver Figura 4.16 e Figura 4.17). Os valores das diferenças percentuais (em valores absolutos), entre cada momento fletor e seu último valor obtido, relativos a cada divisão radial encontram-se na Figura 4.15.

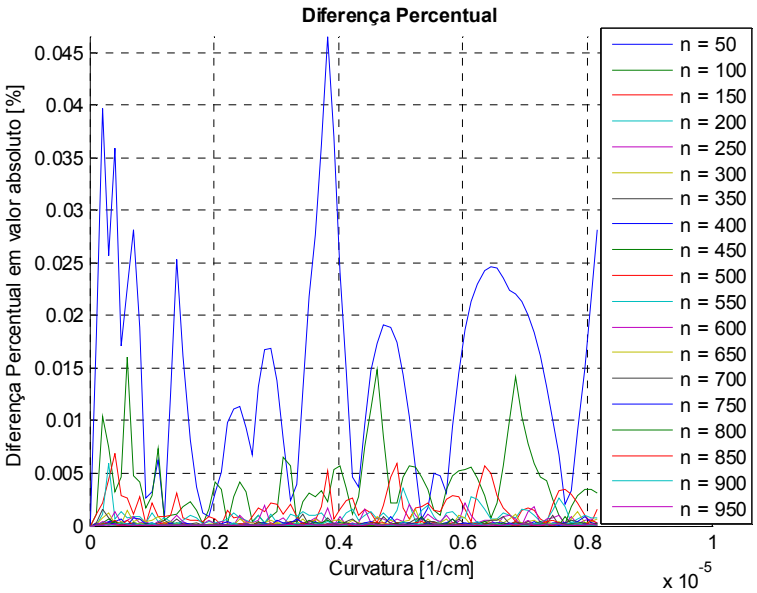


Figura 4.15 – Diferença percentual entre os momentos obtidos (número máximo de divisões de n=950)

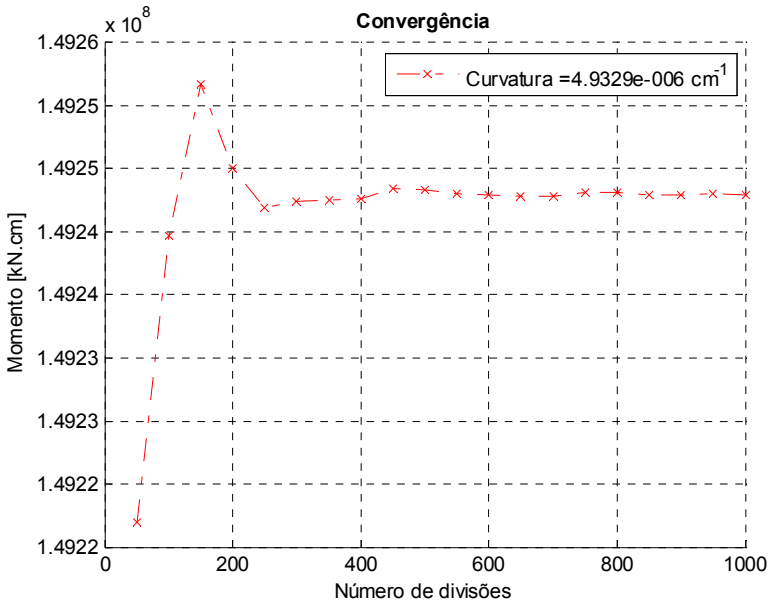


Figura 4.16 – Convergência para o valor do momento fletor relativo ao número de divisões para uma determinada curvatura

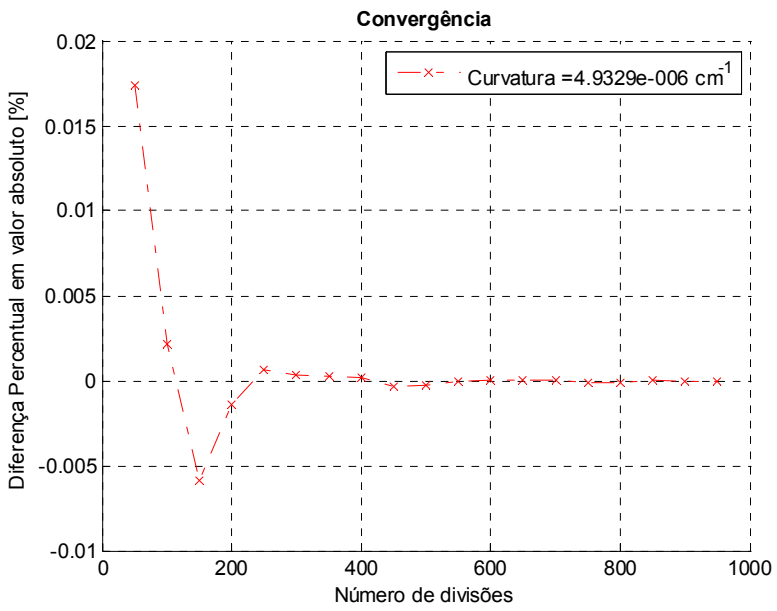


Figura 4.17 – Evolução da diferença percentual em relação ao último momento fletor obtido para uma determinada curvatura

De acordo com as análises de convergência realizadas, o número mínimo de divisões radiais n a ser adotado para cada seção pode ser obtido em relação ao raio médio $r_{méd}$ e ao comprimento de arco s do setor circular:

$$r_{méd} = \frac{r_{int} + r_{ext}}{2} \tag{4.31}$$

$$n = \frac{\pi \, . \, r_{méd}}{s} \tag{4.32}$$

O valor utilizado para s é de 5 cm. Já a quantidade obtida para n é obtida arredondado em múltiplo de 50 para cima.

4.4.3.2 Quantidade de barras de aço

A depender da distribuição das barras de aço no interior da seção, a mesma pode ter maior ou menor capacidade resistente. Em uma seção anular, especialmente no caso de torres eólicas, é importante que as barras de aço estejam bem distribuídas ao longo das faces devido à incerteza na direção da atuação dos esforços solicitantes como o momento fletor. Portanto, torna-se importante determinar a quantidade de barras e assim, o espaçamento entre cada barra subsequente em cada face.

Adotando-se os seguintes parâmetros geométricos e mecânicos para a seção e para os materiais, respectivamente: $r_{ext} = 250\ cm$, $r_{int} = 200\ cm$, concreto de classe C35, aço

classe CA-50, taxa de armadura $\rho = 0{,}03$, $d' = 7\ cm$, quantidade de divisões radiais igual a 400, e força normal de compressão igual à zero. Arbitrando um valor para a curvatura de $\chi = 1{,}5\ .\ 10^{-5}\ cm^{-1}$, instante em que a seção já está próxima de sua capacidade resistente (Figura 4.18), é possível ver a variação do momento fletor em relação à quantidade de barras (Figura 4.19).

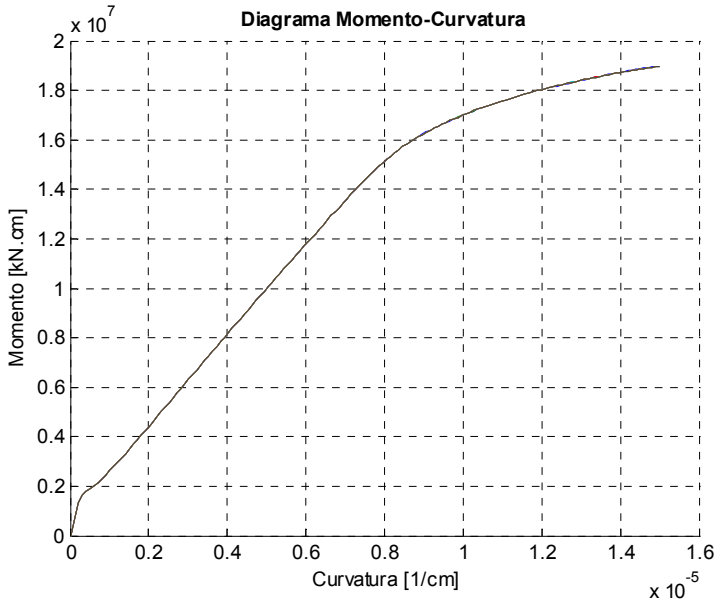


Figura 4.18 - Diagrama momento-curvatura para a seção analisada

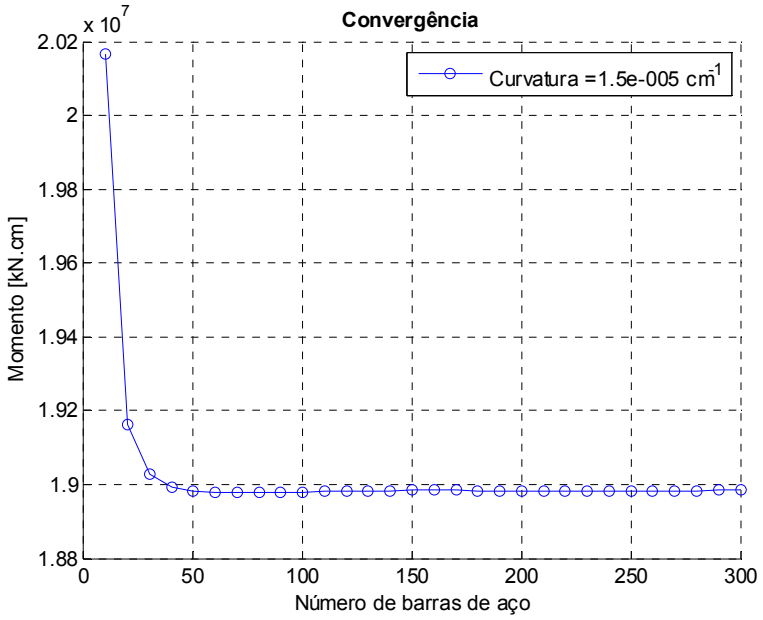


Figura 4.19 – Variação do momento fletor em relação à quantidade de barras para uma dada curvatura

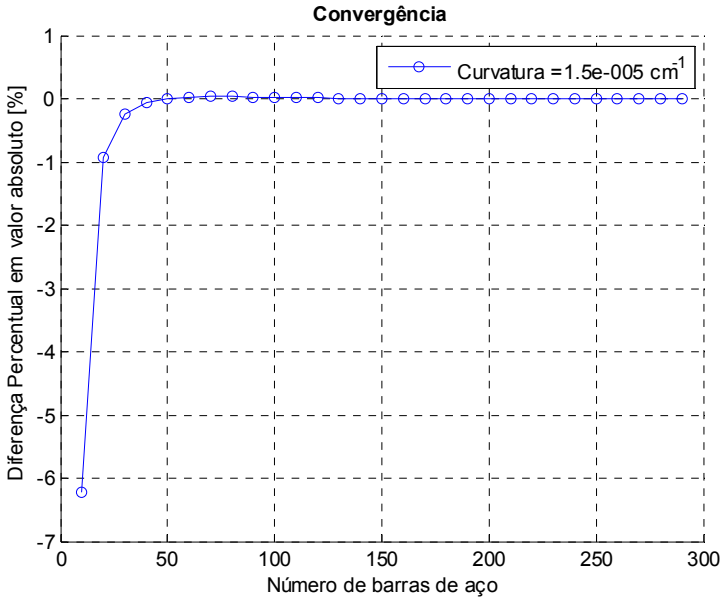


Figura 4.20 – Diferença percentual em valor absoluto em relação à quantidade de barras para uma dada curvatura (variação de barras de 10 em 10)

Modificando-se a taxa de armadura para $\rho = 0{,}03$, nota-se que à exceção de um número muito reduzido para a quantidade de barras (50 barras), a máxima diferença percentual em valor absoluto reduz de forma similar para as duas taxas de armadura, como é possível ver na Figura 4.21.

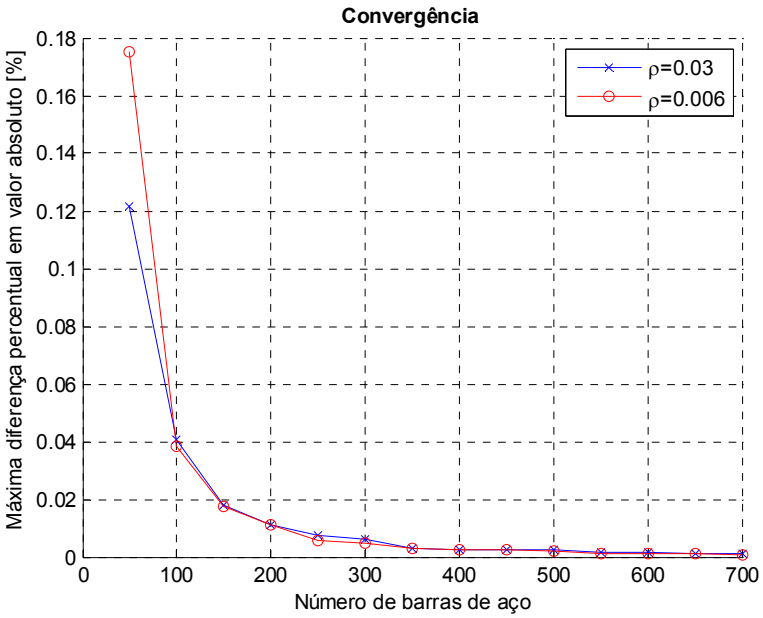


Figura 4.21 – Máxima diferença percentual, em valor absoluto, relativa à quantidade de barras (variação de barras de 50 em 50)

Adotando-se um raio externo de 800 cm e interno de 80% deste valor, ou seja, 640 cm, percebe-se que a máxima diferença percentual em valor absoluto decresce em valores semelhantes para as duas taxas de armadura (Figura 4.22).

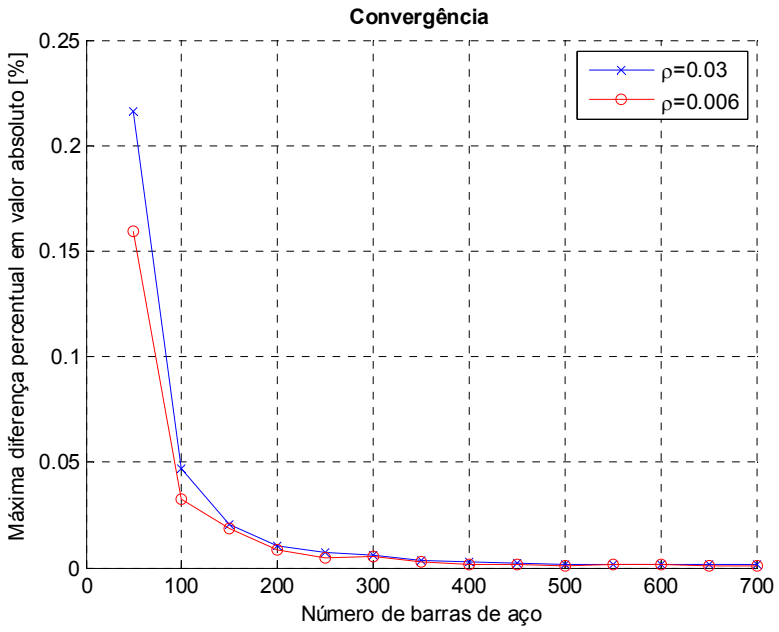


Figura 4.22 - Máxima diferença percentual, em valor absoluto, relativa à quantidade de barras (variação de barras de 50 em 50)

De maneira a simplificar a quantidade inicial de barras de aço, será adotado um *espaçamento de 40 cm entre os eixos de barras da face externa*. O número obtido arredondado para cima se refere à quantidade de barras em cada face, sendo a quantidade total de barras duas vezes esse número. O diâmetro das barras inicialmente adotado é de 40 mm, que se somando ao diâmetro da armadura transversal, no mínimo 1/4 da armadura longitudinal (NBR 6118, 2014), logo, 10 mm, e ao cobrimento nominal das armaduras, resulta na distância entre o eixo da armadura e a face mais próxima, d'. O cobrimento varia de acordo com a classe de agressividade ambiental, o elemento estrutural, e quanto ao tipo de estrutura, no caso, de concreto protendido (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm (NBR 6118, 2014)

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto protendido	Viga/pilar	30	35	45	55

Nos exemplos discutidos anteriormente, d' possui um valor de 7 cm, o que corresponderia a 4 cm de cobrimento, o que está de acordo com o enquadramento da estrutura na classe de agressividade ambiental I e II, e até mesmo na classe III quando for considerado que exista um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância, situação condizente tratando-se de torres eólicas, pois neste caso é permitido reduzir em até 5 mm os cobrimentos nominais.

4.4.4 Concreto em tração

4.4.4.1 Norma brasileira

A utilização da tração do concreto tem como objetivo reduzir os esforços solicitantes por meio da redução dos deslocamentos ao longo do pilar, o que significa que não se trata de aumentar a capacidade resistente da seção diretamente. Os diagramas momento-curvatura (força normal) para o exemplo dado encontram-se na Figura 4.23. Nela observa-se uma boa concordância com o gráfico apresentado na Figura 4.11, o que demonstra coerência nas adoções feitas.

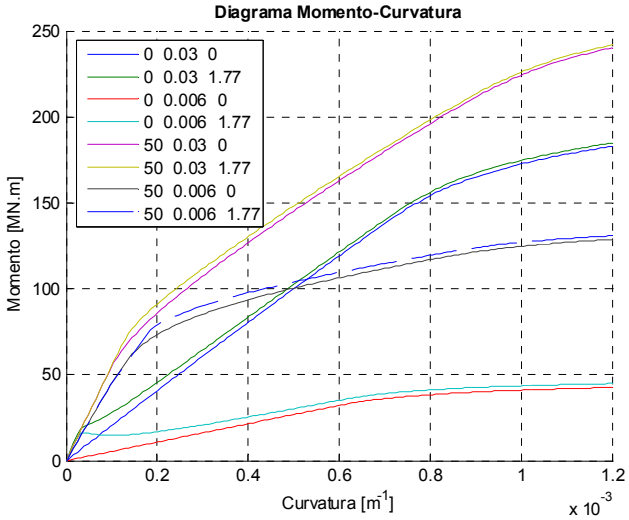


Figura 4.23 – Diagrama momento-curvatura com adoção da tração para o concreto

A diferença entre os momentos quando na consideração ou não da tração e do *tension stiffening* é mais evidente quanto menor for a curvatura (Figura 4.24). Esta diferença também cai quanto maior for a força de compressão e maior for a taxa geométrica de armadura.

Isto representa um fato importante para a seção, pois quanto mais próxima de sua capacidade resistente, ou seja, do Estado Limite Último, menor é a diferença para o Estádio II puro, estado fissurado no qual todo o esforço de tração é resistido pela armadura.

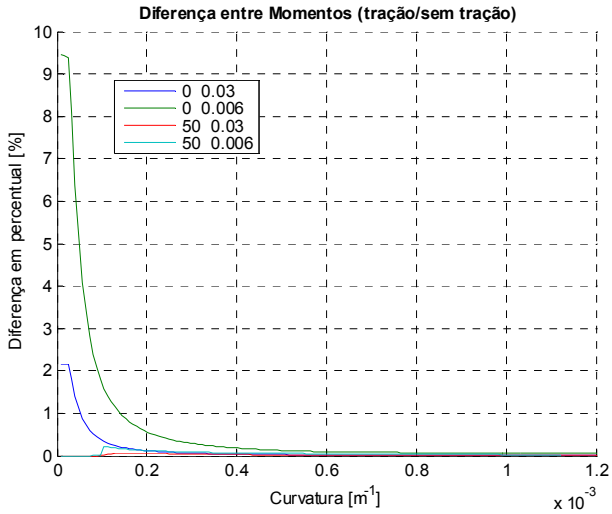


Figura 4.24 – Diferença entre momentos em porcentagem em relação à curvatura

4.5 Domínios de Dimensionamento

O cálculo da área de aço passivo da seção protendida é feito por meio dos domínios de dimensionamento no estado limite último de acordo com NBR 6118 (Figura 4.25). Trata-se de encontrar iterativamente a profundidade x da linha neutra, que se situa intervalo de 0 a ∞ na flexo-compressão.

As tensões são então obtidas de acordo com as deformações impostas pelos domínios e pela profundidade da linha neutra e a solução é encontrada resolvendo-se as mesmas equações de equilíbrio com o método de Newton adaptado apresentado na seção anterior. Como a disposição da armadura é conhecida, não é feita restrição aos domínios de dimensionamento, do mesmo modo como no caso de pilar.

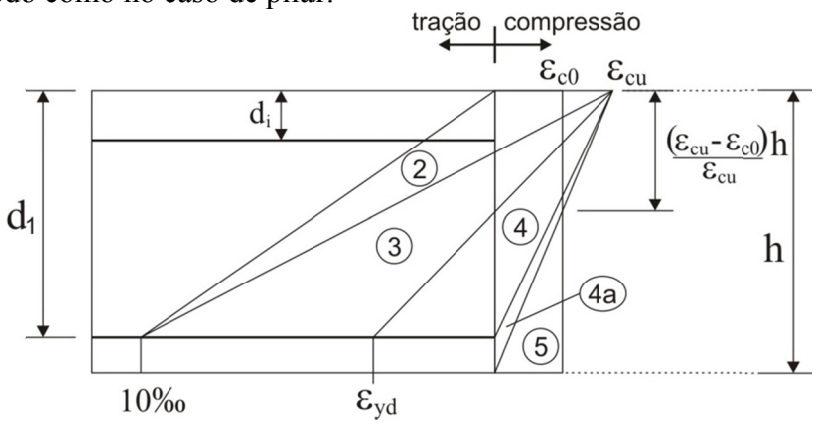


Figura 4.25 – Domínios de dimensionamento para uma seção transversal (adaptado da NBR 6118, 2014)

O algoritmo foi validado com base na concordância entre os diagramas de interação obtidos aqui (Figura 4.26) com os diagramas de interação adimensional para seções anulares armadas

no perímetro externo e interno presentes em Montoya *et al.* (2000) com as mesmas especificações expostas a seguir:

- Espessura da seção: $t = 0{,}2h$;
- Distância do centroide da armadura à respectiva face: $d' = 0{,}05h$;
- Aço: B400S a B500S;
- Concreto: grupo I de resistência (C20 a C50).
- Coeficiente de minoração da resistência do concreto: $\gamma_c = 1{,}5$

De modo semelhante, é possível incluir a armadura ativa no processo de cálculo, atentando-se para a deformação inicial de pré-alongamento e o diagrama tensão-deformação correspondente.

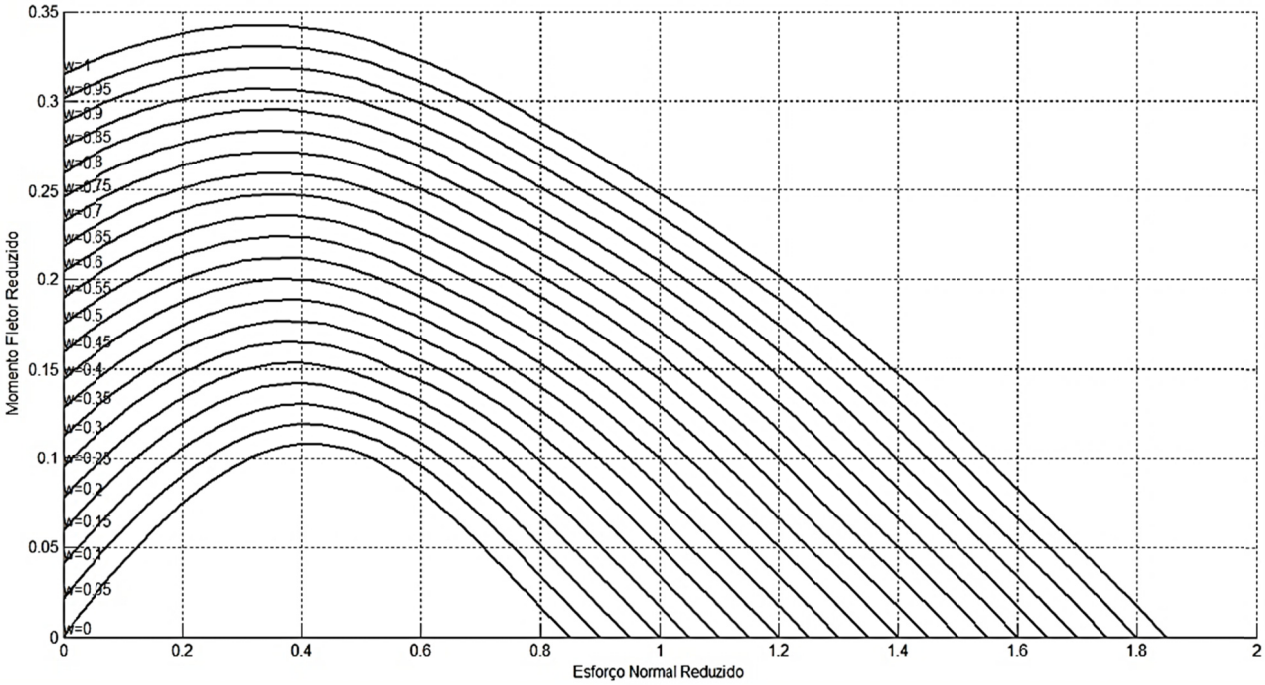


Figura 4.26 – Diagramas de interação adimensional gerado pelo programa

4.6 Introdução da Segurança no Projeto Estrutural

Dentre os possíveis métodos de avaliação da segurança estrutural, os mais relevantes são: os *métodos probabilísticos* e *o método semiprobabilístico.* Este último encontra-se amplamente difundido em normas de projeto estrutural, uma vez que leva em consideração tanto as **características probabilísticas** das variáveis envolvidas no projeto (as resistência dos materiais e as ações incidentes na estrutura), como também os **coeficientes de ponderação** γ_f, γ_c e γ_s. Deste modo, este método também é denominado *método dos coeficientes parciais de segurança,* e será adotado ao longo deste trabalho.

De forma usual nas estruturas, a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços solicitantes, e assim, as desigualdades que expressam as condições de segurança tomam a seguinte forma:

$$R_d \geq S_d$$

Onde R_d representa os esforços resistentes de cálculo e S_d representa os esforços solicitantes de cálculo.

4.6.1 Método dos Estados Limites

O método dos coeficientes parciais é, com efeito, o instrumento utilizado pelo *método dos estados limites* para introduzir a segurança no projeto de estruturas. Diz-se que uma estrutura atingiu um *estado limite* quando deixa de preencher qualquer uma das finalidades de sua construção, e deste modo, pode-se dizer que a segurança de uma estrutura é a capacidade que ela apresenta de suportar as diversas ações que vierem a solicitá-la durante sua vida útil, sem atingir qualquer estado limite (Zagottis, 1987).

Os estados limites podem ser classificados em dois tipos de acordo as normas usuais de projeto, a exemplo a NBR 8681(2003):

- Estados Limites Últimos: correspondem ao esgotamento da capacidade portante da estrutura, podendo ser originados, em geral, por um ou vários dos seguintes fenômenos:
    - Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
    - Ruptura ou deformação excessiva dos materiais;
    - Transformação da estrutura, no todo, ou em parte, em sistema hipostático;
    - Instabilidade por deformação;
    - Instabilidade dinâmica;
    - Deterioração por efeito de fadiga.
- Estados Limites de Serviço: correspondem a exigências funcionais e de durabilidade da estrutura, em geral, por um ou vários dos seguintes fenômenos:
    - Danos ligeiros ou localizados que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura, como por exemplo, fissura e corrosão;

- Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- Deslocamentos excessivos sem perda de equilíbrio;
- Vibrações excessivas ou desconfortáveis.

4.7 Condições relativas ao Estado Limite Último

4.7.1 Combinação Última Normal

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{q1k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{0j} F_{qjk} \right] \quad \textbf{(4.33)}$$

4.7.2 Não linearidade

Considerando uma análise linear, os coeficientes de ponderação das ações γ_f podem ser tanto aplicados à ação característica quanto diretamente aos esforços solicitantes característicos. Entretanto, quando a análise for não linear, tanto física ou geométrica, os esforços solicitantes de cálculo S_d só podem ser obtidos com a aplicação dos coeficientes γ_f diretamente sobre as ações características F_k:

$$S_d = S(\gamma_f F_k) \quad \textbf{(4.34)}$$

De acordo com a NBR 8681 *Ações e Seguranças nas Estruturas* (2003), quando da consideração da **não linearidade geométrica**, o coeficiente γ_f pode ser desdobrado em seus coeficientes parciais (γ_{f1}, γ_{f2}, γ_{f3}), aplicando-se o coeficiente γ_{f3} à solicitação calculada com a ação característica multiplicada por γ_{f1} e $\gamma_{f2} = \psi_0$. Logo:

$$S_d = \gamma_{f3} S\left(\gamma_{f1} \psi_0 F_k\right) = \gamma_{f3} S(F)$$

Onde:

- γ_{f1} é o coeficiente parcial de majoração das ações que leva em conta a variabilidade das ações;
- γ_{f2} ou ψ_0 é o coeficiente parcial de combinação das ações que leva em consideração a probabilidade de atuação simultânea das diferentes ações, e desta forma, reduz a ação de cálculo;

- γ_{f3} é o coeficiente parcial de majoração que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problema construtivos ou pela deficiência do método de cálculo empregado.

Conforme a NBR 6118 (2014), ao se utilizar desta formulação de segurança, pode-se adotar $\gamma_{f3} = 1{,}10$, ou de acordo com a NBR 8681 (2003), um valor maior ou igual a este último. Assim, a ação pode ser escrita como:

$$F = \left[\frac{\gamma_f}{\gamma_{f3}} F_{gk} + \frac{\gamma_f}{\gamma_{f3}}\left(F_{q1k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{0j} F_{qjk}\right)\right]$$

4.7.3 Condições relativas à perda de equilíbrio como corpo rígido

Os estados limites últimos de perda de equilíbrio *não dependem da resistência dos materiais empregados* e correspondem ao início da movimentação da estrutura como corpo rígido (NBR 8681, 2003). As condições de segurança relativas ao a estes estados limites últimos são expressas por:

$$S_{sd} \geq S_{nd} \therefore S(F_{sd}) \geq S(F_{nd}) \quad \textbf{(4.35)}$$

Onde S_{sd} e S_{nd} são os valores de cálculo dos esforços com que é expresso o equilíbrio, sendo S_{nd} referentes às ações não estabilizantes F_{nd} e S_{sd} às ações estabilizantes F_{sd}.

4.7.4 Imperfeições geométricas globais

Devem ser levadas em conta a imprecisão do alinhamento vertical, ou desaprumo, provenientes da fabricação e da montagem, assim como da assimetria na radiação solar recebida pela torre (Grünberg; Göhlmann, 2013). Isto é feito considerando uma inclinação do eixo da estrutura que é dada, por exemplo, pela norma brasileira (NBR 6118, 2014), por:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{200} \quad \textbf{(4.36)}$$

Sendo H a altura da edificação em metros e θ_1 o desaprumo de um elemento vertical contínuo. Como o caso de uma torre trata-se de um **pilar isolado em balanço**, deve ser adotado o máximo valor para o desaprumo $\theta_1 = 1/200 = 5\ mm/m$.

Este valor também é o mesmo adotado pela norma alemã, DIBt Guideline, e também é usado neste trabalho. Ainda, a norma alemã, considera um desaprumo de um elemento vertical

devido a um recalque diferencial do subsolo. Grünberg e Göhlmann (2013) sugerem que se assuma, a priori, de um recalque diferencial com valor de 40 mm entre as bordas extremas da fundação ou de um desalinhamento vertical da torre com um valor de 3 mm/m.

4.7.4.1 Considerações

A respeito das imperfeições geométricas globais, considerando o exemplo da seção 3.7.1.5, tem-se na Figura 4.27 o momento fletor provocado pelo desaprumo da massa da torre e da turbina ao longo da mesma. Também são mostrados os momentos fletores devido à ação exclusiva das forças horizontais, considerando primeiramente o carregamento estático equivalente de vento na torre, e posteriormente adicionando a esse apenas a carga horizontal no topo da torre devido ao vento no rotor.

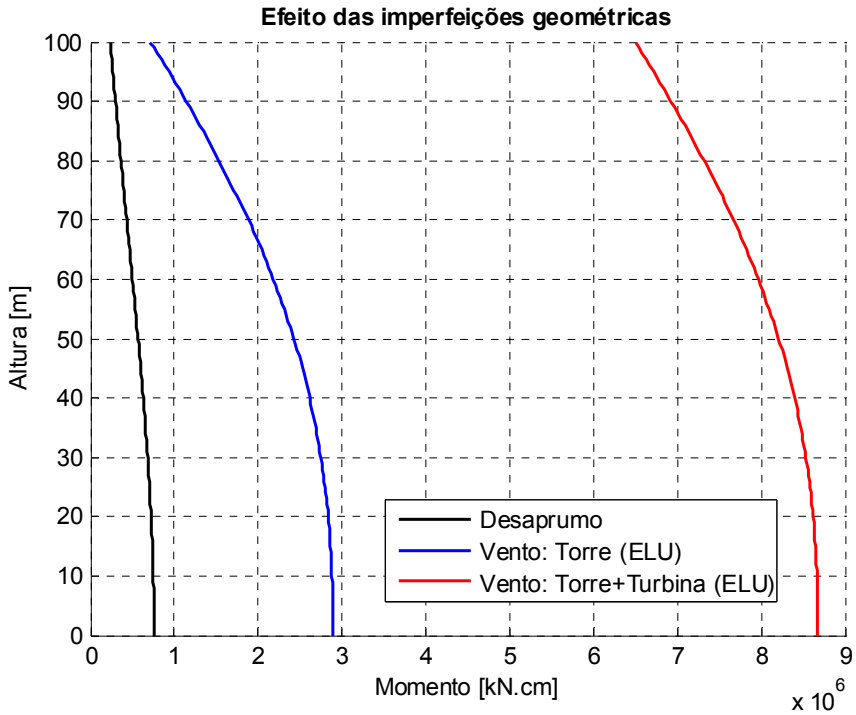


Figura 4.27 – Momentos fletores devido às imperfeições geométricas e ao carregamento de vento

É visto que o momento fletor na base devido ao vento na torre é cerca de 3,8 vezes o momento fletor de desaprumo. Se a este ainda for adicionado o efeito exclusivo da carga horizontal de vento proveniente da turbina, o momento fletor na base devido ao vento se torna 11,5 vezes maior do que o momento fletor de desaprumo. Em verdade, não há motivo para não considerar o efeito conjunto do vento na torre e no rotor, e, portanto, por ser muito menor o desaprumo será desconsiderado nos cálculos, uma vez que nesta situação a norma NBR

6118 (2014) permite considerar apenas o mais desfavorável. O desaprumo nos estados limites de serviço também será desprezado conforme a mesma norma.

4.8 Condições relativas ao Estado Limite de Serviço

As condições usuais de verificação da segurança relativas ao estado limite de serviço são expressas por desigualdades do tipo:

$$S_d \leq S_{lim} \tag{4.37}$$

Onde S_d representa os valores de cálculo dos efeitos estruturais de interesse, calculados com $\gamma_f = 1{,}0$; e S_{lim} representa os valores limites adotados para esses efeitos.

As combinações no Estado Limite de Serviço se classificam de acordo com sua permanência na estrutura, de acordo com a NBR 6118 (2014):

- Quase permanente: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura. Esta combinação é utilizada na verificação do Estado Limite de Serviço de Descompressão (ELS-D) na protensão limitada e sua expressão é dada por:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{gi,k} + \sum_{j=1}^{n} \psi_{2j} F_{qj,k} \tag{4.38}$$

- Frequente: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura. Esta combinação é utilizada na verificação do Estado Limite de Serviço de Abertura de Fissuras (ELS-W) na *protensão parcial*, no Estado Limite de Serviço de Formação de Fissuras (ELS-F) na *protensão limitada*, e no ELS-D na *protensão completa*. Sua expressão é dada por:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{gi,k} + \psi_1 F_{q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{2j} F_{qj,k} \tag{4.39}$$

- Rara: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura. Esta combinação é utilizada na verificação do ELS-F na *protensão completa:*

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{gi,k} + F_{q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{1j} F_{qj,k} \tag{4.40}$$

4.9 Coeficientes Parciais e Combinações

As ações provenientes do vento que atua tanto na turbina eólica quanto diretamente na torre possui a mesma origem. Deste modo, é possível considerar apenas *uma ação variável*, **o**

vento, enquanto as demais ações são *permanentes, direta e indireta*: **peso próprio** e **protensão**.

Como é visto em La Nier (2005), no Estado Limite Último, para os carregamentos provenientes da turbina eólica é utilizado o coeficiente parcial presente na própria IEC61400-1 (2005), $\gamma_f = 1{,}35$ (ver Tabela 4.2). Entretanto, quanto ao carregamento de vento incidente na torre, ao peso próprio, e à força de protensão são utilizados os coeficientes parciais de majoração previstos na ASCE7. Assim, as combinações do Estado Limite Último (1 a 4), nas quais é utilizada a condição de vento EWM50, são de acordo com La Nier (2005):

1. $1{,}4DL$
2. $1{,}2DL + (1{,}35TWL + 1{,}6WL)$
3. $0{,}9DL - (1{,}35TWL + 1{,}6WL)$
4. $1{,}0DL + \Delta WL$ (fadiga)

Nas combinações acimas foram retiradas as cargas de terremoto e foi deixada implícita a força de protensão. No Estado Limite de Serviço, também de acordo com La Nier, **não é admitida tensão de tração no concreto** para a seguinte combinação de carregamentos na qual é admitida tanto a condição de vento EWM50 quanto EOG50 (ambos não majorados):

5. $1{,}0DL + 1{,}0TWL + 1{,}0WL$

Esta última combinação, que se refere ao *ELS-D,* em comparação com a norma brasileira, classificar-se-ia como *rara*, entretanto, a combinação rara é utilizada na verificação do *ELS-F* e não na verificação do *ELS-D*, o que corresponde a um maior rigor na consideração da ação de vento para o dimensionamento do aço de protensão.

Tabela 4.2 – Coeficientes parciais de segurança para as ações (IEC 61400-1,2005)

Ação desfavorável			Ação favorável
Tipo de situação de projeto			Todas as situações de projeto
Normal (N)	Anormal (A)	Transporte e Montagem (T)	
1,35	1,1	1,5	0,9

4.9.1 Norma alemã

De acordo com a norma alemã DIBt Guideline (2004), os coeficientes parciais de segurança para ponderação das ações a serem utilizadas de acordo com os casos de carregamento são:

Tabela 4.3 – Coeficiente parcial de majoração das ações (DIBt Guideline, 2009)

Ação	Casos de carregamento de projeto		
	N Normal e extremo	A Acidental	T Transporte/Montagem
Carregamentos inerciais e gravitacionais			
Desfavorável	1,35	1,10	1,25
Favorável	1,00	1,00	1,00
Protensão	1,00	1,00	1,00
Cargas de vento	1,35	1,10	1,50
Forças operacionais	1,35	1,10	1,50
Ações térmicas	1,35	-	-
Terremoto	-	1,00	-

As forças internas na torre e na fundação calculadas a partir da *DLC* 6.1 devem ser calculadas considerando dois coeficientes parciais de segurança para ponderação das ações de vento $\gamma_F = 1{,}35$ e $\gamma_F = 1{,}50$. Com este último valor de ponderação pode-se considerar um ângulo de ataque do vento $\beta = 0$. A combinação mais desfavorável para os esforços internos deve ser utilizada.

4.9.1.1 Combinação no Estado Limite Último

O EWM_{50} deve ser deve ser considerado para o seguinte caso de carregamento de projeto para uma turbina eólica *onshore*, de acordo com a DIBt Guideline (2004):

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} \gamma_{Gj}.\, G_{kj}\,;\, 1{,}00\,.\, P_k;\, 1.35\left[Q(1{,}25.\, V_{e,50}(z) + Q_{N,k}\right]\right\}$$

Onde $Q_{N,k}$ significa as forças características de operação.

4.9.1.2 Limitação das deformações

As deformações devem ser limitadas às exigências de utilização de acordo com os fabricantes de turbinas eólicas. Isto pode ser traduzido como limitação do ângulo de rotação do cubo do rotor da turbina eólica ou ao nível de tensão associado.

4.9.1.3 Estado Limite de Serviço de Compressão Excessiva (ELS-CE)

As *tensões de compressão no concreto* devem ser limitadas no Estado Limite de Serviço para as determinadas combinações:

- Para *combinação rara* do caso de carregamento *DLC 1.6*: $\sigma_c \leq 0{,}6 f_{ck}$: o *Design Load Case 1.6* refere-se ao EOG_{50} (Figura 3.1);
- Para *combinação quase permanente* do *DLC 1.0*: $\sigma_c \leq 0{,}45 f_{ck}$

4.9.1.4 Estado Limite de Serviço de Abertura de Fissuras (ELS-W) e de Descompressão (ELS-D)

Considerando o caso de fissuração estabilizada, a abertura de fissuras é calculada de acordo com o tipo de protensão (aderente ou não aderente):

Tabela 4.4 – Requisitos para limitação da abertura de fissuras e descompressão (DIN 1045-1)

Tipo de Construção	Caso de Combinação de projeto		Abertura de Fissura Teórica
	Descompressão	Limitação da Abertura de Fissuras	
Concreto armado e concreto protendido com protensão não aderente	-	Quase permanente DLC 1.0	0,2 mm
Concreto protendido com protensão aderente	Quase permanente DLC 1.0	Frequente DLC 1.5 e DLC 1.11	

4.9.1.5 Aspectos especiais na construção de elementos pré-fabricados

Conforme Grünberg e Göhlmann (2013), de acordo com a DIN 4228 *Precast concrete lattice towers, masts and columns* (1989), seção 6.3, na verificação do *ELS-D* deve ser atendida a seguinte combinação de carregamento:

$$G_k + P_{m\infty} + 0{,}4 \,.\, Q_{K,W} \leq 0 \text{ MPa}$$

Onde G são as ações permanentes, P é a ação da protensão no tempo infinito e Q são as ações variáveis devidas ao vento. Também explica que de forma semelhante, de acordo com a DIN 4227-3, a seguinte combinação deve ser satisfeita para este caso:

$$\sigma_{c,Gk} + 0{,}9\sigma_{cpm\infty} + 0{,}4\sigma_{c,QkW} \leq -1{,}0 \text{ MPa}$$

A DIN 4227-3 *Prestressed concrete – Part 3: Segmentised components, design and construction of joints (prestandard)* (1983), seção 7.1, explica que no *ELS-F* a combinação de carregamento característico, ou combinação rara, deve ser satisfeita. Não é necessário verificar a abertura de fissuras nas juntas se a seguinte combinação for satisfeita:

$$\sigma_{c,Gk} + 0{,}9\sigma_{cpm\infty} + 1{,}0\sigma_{c,QkW} \leq -2{,}0 \text{ MPa}$$

4.9.2 Combinações e coeficientes parciais adotados

4.9.2.1 Estados Limites de Serviço

Assim como considerado por La Nier, será aqui também utilizado o que é chamado em concordância com a NBR6118 (2014), de *protensão completa*, na qual não serão permitidas tensões de tração no Estado Limite de Serviço, ou seja, será admitida a verificação do ELS-D. No entanto, diferentemente da NBR 6118 (2014), será utilizada a **combinação rara no ELS-D**. Como na verificação do ELS-F, para a protensão completa pela norma brasileira, também é feito uso da combinação rara, esta verificação não precisará ser feita. A condição de vento para a verificação do ELS-D é a EOG50.

A verificação do **Estado Limite de Serviço de Compressão Excessiva** (ELS-CE), que limita a tensão de compressão no concreto em 60 % do valor de seu f_{ck}, por sua vez, é feita utilizando a mesma **combinação rara** já supracitada. Esta verificação com a combinação rara está de acordo com a combinação adotada pela norma alemã para este caso de carregamento (*Design Load Case 1.6*) com a condição de vento EOG50 (Figura 3.1).

Não será feita verificação do ELS-W, na qual se utiliza uma *combinação frequente* (NBR 6118,2014), já que a quantidade de aço da armadura ativa será suficiente para que não exista tração em toda a seção.

Sendo os coeficientes de majoração das ações em Estado Limite de Serviço $\gamma_f = 1{,}0$, logo, as combinações, que levam em conta a condição de vento EOG50, podem ser descritas por:

- Estado Limite de Descompressão, combinação rara, fibra inferior:

$$S_d = S(F_{d,ser}) = \sum_{i=1}^{m} F_{gi,k} + F_{q1,k} \leq S_{lim} \therefore S(F_{g1,k} + N_{p\infty} + F_{q1,k}) \leq 0 \qquad \textbf{(4.41)}$$

- Estado Limite de Compressão Excessiva, combinação rara, fibra superior:

$$S_d = S\left(F_{d,ser}\right) = \sum_{i=1}^{m} F_{gi,k} + F_{q1,k} \leq S_{lim} \therefore S\left(F_{g1,k} + N_{p\infty} + F_{q1,k}\right) \geq -0{,}6 f_{ck} \qquad \textbf{(4.42)}$$

Também de acordo com a norma brasileira, NBR 6118 (2014), os *coeficientes de minoração das resistências* dos materiais nos Estados Limites de Serviço são tomados iguais a $\gamma_m = 1{,}0$. Admitindo-se que a tensão de compressão no concreto se situará entre 0 a 60% do valor de seu f_{ck}, não permitindo fissuração (**estádio I**), a rigidez à flexão para o cálculo dos esforços solicitantes levará em consideração o módulo de elasticidade secante E_{cs}, pois mesmo que

não seja necessário considerar a não linearidade física, a não linearidade geométrica poderá resultar em acréscimos significativos nos esforços solicitantes (momentos fletores) superiores àqueles obtidos a partir de uma análise linear devido à deformação da estrutura com o carregamento. Deste modo, quando na verificação do Estado Limite de Serviço, será considerada a *não linearidade geométrica*.

Quanto à verificação do **Estado Limite de Serviço de Deformação** (ELS-DEF), além da limitação das deformações prescritas por Grünberg e Göhlmann (2013) que está associada a um nível de tensão nas seções ao longo da torre e que é dada pelo fabricante, não parece haver ainda um critério simples e claramente definido para o deslocamento máximo no topo da estrutura da torre tal qual como acontece com os elementos estruturais usuais. Em virtude disto, muitos trabalhos fazem adoção de deslocamentos máximos tomando uma fração do comprimento total:

- Jammes (2009):
    - $\Delta_{máx} = L/400$, no entanto também investiga o dimensionamento com a adoção de $L/800$ e $L/1200$;
    - Δ obtido a partir de combinação rara no Estado Limite de Serviço com velocidade de rajada de vento $V_{ELS} = 25\ m/s$, resultando em uma pressão admitida constante ao longo da altura dada por:
        - $q_z^{ELS} = 0{,}613 k_z k_{zt} k_d V_z^{ELS} I \cong 500\ Pa$
    - O valor do empuxo horizontal no rotor é adotado considerando a pressão de vento q_z^{ELS} multiplicada pela área total das 3 pás, cada uma com 60 m de comprimento e 2,5 m de largura e finalmente multiplicado por um coeficiente para levar em conta a rotação do rotor. Entretanto, não é deixado claro o motivo das diversas adoções, nem a do coeficiente e seu valor:
        - $F_{ht}^{ELS} = q_z^{ELS} 3 A_{pá} \gamma = 500\,.\,3\,.\,60\,.\,2{,}5\,.\,2{,}22 = 500\ kN$
- Lima (2011):
    - $\Delta_{máx} = L/400$, adoção pela NBR 8800;
    - Δ obtido a partir de combinação e coeficientes referentes ao ELS-DEF dada pela NBR 8800 com carregamento no rotor proveniente de Lavassas (2003) e carga de vento na torre de acordo com a NBR 6123 (1988).
- Ma e Meng (2014):
    - $\Delta_{máx} = L/100$, adoção pela norma chinesa GB50135-2006 em analogia com uma chaminé de concreto sob combinação rara de carregamento em serviço.

É claro que uma limitação excessiva do deslocamento acaba por ir em direção contrária ao que se espera de uma torre de concreto protendido, que deve possuir baixa frequência, e, portanto, pode inviabilizar esta concepção. No presente trabalho, o deslocamento no ELS-DEF é calculado fazendo-se uso da *combinação rara* para as ações e utilizando para o vento a rajada em operação proveniente da condição EOG50. O deslocamento máximo é então limitado, adotando-se a priori o valor de:

$$\Delta_{máx} = \frac{L}{400}$$

E posteriormente são adotados os valores de L/250 e L/100. Por certo, que L/250 é usualmente tomado para combinações quase permanentes como critério de aceitabilidade sensorial em elementos estruturais de concreto (NBR 6118, 2014) e não para a combinação rara aqui utilizada, entretanto, como concluído, não há critério simples para definir esta limitação. Ainda, vale lembrar que para estruturas em balanço é utilizado o dobro deste valor.

4.9.2.2 Estado Limite Último

Em relação ao Estado Limite Último, quando do esgotamento da capacidade resistente da seção, a condição de vento a ser considerada, como já explicitado, é a EWM50. Trata-se de uma combinação última normal, que deve ser feita levando em consideração as não linearidades física e geométrica.

Os coeficientes de majoração das ações a serem utilizados dependem do tipo de combinação, da ação, e se a mesma está atuando em sentido favorável ou desfavorável (ver Tabela 4.5):

- Para o peso próprio da estrutura $F_{g1,k}$, na combinação última normal, o coeficiente de ponderação γ_f a ser utilizado é $\gamma_g = 1{,}4$, mas é importante ressaltar que este caso se refere, de acordo com a NBR 8681 (2003), "a elementos construtivos industrializados com adição *in loco*", e segundo a própria NBR 6118 (2014), este valor pode ser reduzido para $\gamma_g = 1{,}3$ por se tratar de "peso próprio de estruturas pré-moldadas" que apresentam pequena variabilidade. Esta última consideração não será feita, adotando-se $\gamma_g = 1{,}4$.
- Para a ação variável $F_{q1,k}$ causada pelo vento que atua diretamente na torre, na combinação última normal, o coeficiente de ponderação adotado é de $\gamma_{q1} = 1{,}4$.
- A força de protensão $N_{p\infty}$ possui um coeficiente de ponderação $\gamma_p = 0{,}9$ para a combinação última normal.

- Para as ações na torre provenientes da incidência do vento na turbina eólica, $F_{q2,k}$, o coeficiente de ponderação adotado é o mesmo fornecido pela IEC 61400-1 (2005), $\gamma_{q2} = 1{,}35$, uma vez que foram tomados separados os carregamentos da turbina eólica e da torre.

Deste modo, a combinação normal no Estado Limite Último pode ser descrita como:

$$S_d = S(\gamma_f F_k) = S(\gamma_g F_{g1,k} + \gamma_p N_{p\infty} + \gamma_{q1} F_{q1,k} + \gamma_{q2} F_{q2,k}) < S_{lim} \quad \textbf{(4.43)}$$

Repare que nesta última equação, a notação dos índices foi modificada em relação à norma brasileira. Em verdade, só é considerada uma ação variável principal (o vento), sendo esta desdobrada em "duas" ações variáveis principais, cada uma com seu coeficiente de ponderação.

Tabela 4.5 – Coeficientes $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2}$ (NBR 6118, 2014)

Combinação das ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0
Onde D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.								

5 CONCRETO DE ULTRA-ALTO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS: ESTADO DA ARTE

Segundo as Recomendações Provisórias de 2002 da *Association Française de Génie Civil* (AFGC), o Concreto de Ultra Alto Desempenho Reforçado com Fibras, CUADRF, é um material com uma matriz cimentícia e uma resistência característica à compressão que excede 150 MPa, possivelmente atingindo 250 MPa, e que contém fibras de aço (ou também podem conter fibras poliméricas) a fim de obter ductilidade à tração e, se possível, dispensar a necessidade de armadura passiva. Em suma, difere-se do CAD (concreto de alto desempenho) pelos seguintes aspectos (AFGC, 2002):

- A resistência à compressão é maior do que 150 MPa;
- A utilização sistemática de fibras que assegura que o material não seja frágil e modifica os requisitos convencionais de reforço passivo e/ou ativo;
- O alto teor de aglomerantes e a seleção especial dos agregados.

A Figura 5.1 apresenta a diferença do diagrama tensão-deformação à compressão do CUADRF frente aos dos concretos convencionais utilizados no dimensionamento da seção, considerando o efeito de carga mantida ($\alpha = 0{,}85$) e os coeficientes de ponderação.

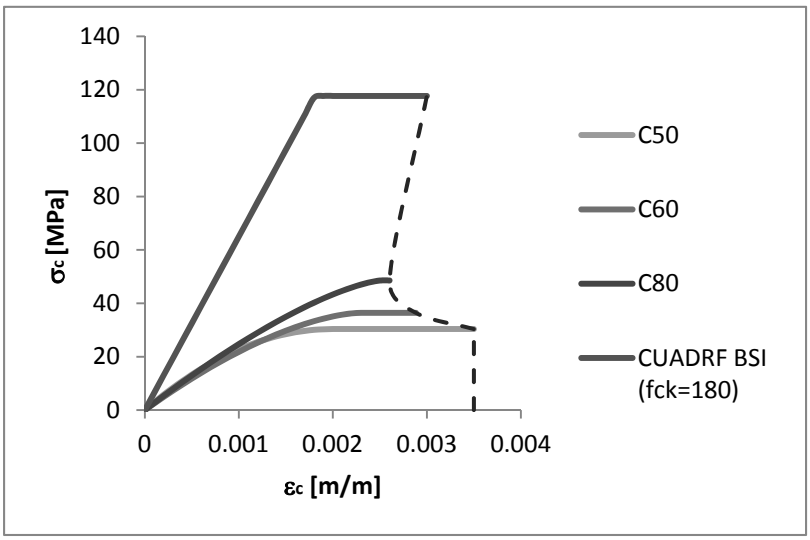


Figura 5.1 – Diagramas tensão-deformação na compressão para o CUADRF e concretos convencionais no dimensionamento

Sua microestrutura, muito mais compacta e homogênea do que outros tipos de concreto (convencionais e de alto desempenho) proporciona uma grande resistência à compressão e à flexão com uma notável ductilidade e durabilidade. Ainda, sua matriz compacta de CUAD proporciona uma resistência à tração elevada, com valores de cerca de 10 MPa, sem considerar o efeito do reforço com fibras. Entretanto, sem este reforço, a ruptura do material

se daria de forma extremamente frágil, o que é melhorado adicionando-se as fibras, garantindo a ductilidade necessária e melhorando a resistência à tração e à flexão. Dessa forma, sua utilização pode ser mesmo feita sem uso de armadura passiva ou ativa, dependendo da estrutura e do método construtivo a ser utilizado.

5.1 Desenvolvimento Histórico

A origem do CUADRF remonta o tipo mais estudado entre os concretos de ultra-alto desempenho, o CPR – Concreto de Pós Reativos (*RPC – Reactive Powder Concrete)*, criado na França em 1990 por Pierre Richard que vinha estudando desde 1982 os concretos de alto desempenho (Richard; Cheyrezy, 1995).

Contudo, para que fosse alcançado o estágio de desenvolvimento do CPR foram feitos importantes estudos no início dos anos 1970, como de Odler, Brunauer e Yudenfreund, nos quais foram investigadas pastas de alta resistência (até 200 MPa) com baixa relação água cimento (de 0,2 a 0,3) e que tinha como principal característica a baixa porosidade (Habel, 2004).

Conforme Habel (2004), com o desenvolvimento de superplastificantes e da sílica ativa, tiveram origem nos anos 1980 dois novos materiais: Birchall *et al.* desenvolveu um material cimentício modificado com polímero, o *MDF* (*Macro Defect Free* ou Livre de Macros Defeitos), no qual os poros são preenchidos com polimerização levando a uma matriz compacta; e Bache desenvolveu o *DSP* (*Densified with Small Particles* ou Densificado com Partículas Pequenas) que possui uma porosidade reduzida e uma elevada resistência devido à interação entre o superplastificante e a sílica ativa. Assim, abriu-se caminho para desenvolver o CPR e em sequência aprimorá-lo. Uma vez que a ruptura destes materiais desenvolvidos era extremamente frágil, ainda era preciso aumentar a ductilidade, o que foi conseguido adicionando-se fibras de forma a tornar o material mais dúctil, aumentando assim a *energia de fratura* que depende principalmente da composição de fibras e da compacidade da matriz.

5.2 Composição

Em relação a sua composição, o CUADRF constitui-se de cimento, água, aditivo químico (superplastificante), adição mineral (microssílica ou sílica ativa) e agregado miúdo de quartzo (ou como areia, ou como pó). Em relação a estes, tem-se:

• *Cimento:* o consumo de cimento utilizado neste tipo de concreto possui valores acima de 700 kg/m³, que em geral é muito maior do que o valor utilizado em concretos de resistência convencionais (cerca de 300 kg/m³). Devem ser utilizados cimentos com baixa quantidade de aluminato tricálcico hidratado (C_3A), pois libera calor de hidratação rapidamente, o que pode prejudicar as propriedades de um concreto com elevado teor de cimento;

• *Microssílica:* também chamada de sílica ativa, possui a função de preencher os vazios entre os grãos de cimento, de areia e as fibras, melhorar as características reológicas da mistura e ainda forma os produtos da hidratação por atividade pozolânica. Isto provoca um aumento da resistência mecânica, além de melhorar a compacidade do material. Richard e Cheyrezy (1995) mostraram que a proporção microssílica/cimento que apresenta o melhor desempenho foi de cerca de 25%;

• *Areia:* a areia de quartzo é o agregado constituinte do CUADRF, pois sua dureza é elevada e proporciona uma boa interface pasta-agregado. O tamanho médio comumente utilizado é de menos de 1 milímetro, embora nas pesquisas de Holschemacher (2003) e de Richard e Cheyrezy (1995) foram utilizados tamanhos entre 8 e 16 milímetros;

• *Superplastificante:* sua utilização visa reduzir a relação água/cimento dando trabalhabilidade ao material. São comumente empregados policarboxilatos modificados e éter carboxilato, que são superplastificantes de terceira geração, dada sua eficiência mesmo com baixa relação água/cimento (Holschemacher, 2003). Já existem superplastificantes de quarta geração disponíveis, que possuem cadeia mais longa e ramificada, sendo que um aspecto muito importante é a compatibilidade química entre a composição do cimento e do aditivo (Tutikian; Isaia; Helene, 2011);

• *Fibras:* são mais utilizadas atualmente dois tipos de fibras: as metálicas e as sintéticas. Possuem formas variadas, tanto quanto à seção transversal, quanto ao seu comprimento l_f. Segundo Naaman (2002), as fibras devem ser "curtas, duras e fortes". Não é por menos. É necessário que na presença de fissuras, as fibras sejam capazes de transferir as forças através do material sem se romperem, o que exige alta resistência e um alto módulo de elasticidade. As recomendações japonesas inclusive limitam o valor mínimo de resistência das fibras em 2000 MPa. Quanto à *dosagem de fibras* (em volume) utilizada em várias pesquisas, ela varia de 2% a 11% (Wuest, 2007). Enquanto que o teor máximo de fibras depende da trabalhabilidade do concreto e de prevenir uma distribuição anisotrópica das fibras, a quantidade mínima depende deste teor ser suficiente para transferir forças de tração maiores ou iguais às forças transportadas pela matriz do concreto antes da fissuração. Esse teor

mínimo de fibras é mesmo limitado pelas recomendações japonesas de 2006 em 2% ao contrário das recomendações francesas (AFGC, 2002), que embora não defina a quantidade mínima, exige a verificação indireta através da resposta do material à tração depois da fissuração da matriz.

5.3 Diferentes Tipos de CUADRF

Atualmente existem diferentes famílias de CUADRF desenvolvidas em diversas partes do mundo. Dentre essas famílias, segundo Switek (2011), destacam-se:

- CRC – Concreto Reforçado Compacto (*CRC – Compact Reinforced Concrete)*: é o *DSP* criado por Bache com adição de 5 a 10% de fibras de aço curtas ($l_f = 6\,mm$ e $d_f = 0{,}15\,mm$). É comercializado atualmente pela companhia Aalborg Portland, na Dinamarca.
- CPR – Concreto de Pós Reativos (*RPC – Reactive Powder Concrete)*: sua matriz contém no máximo 2,5% de fibras de aço curtas e esbeltas ($l_f = 13\,mm$ e $d_f = 0{,}16\,mm$). A resistência à tração da matriz não aumenta devido ao baixo teor de fibras, permanecendo em torno de 8 MPa, o que influencia no comportamento no pós-pico. Foi desenvolvido pelas companhias Bouygues, Lafarge e Rhodia e é comercializado com o nome Ductal®.
- *MSFRC – Multi-Scale Fibre Reinforced Concrete*: sua matriz possui um alto teor de fibras de aço curtas e longas (cerca de 10%) que tem como objetivo obter uma eficiente resposta da estrutura, como ductilidade e capacidade de carregamento, e do material, como aumento da resistência à tração com comportamento de endurecimento (cerca de 15 a 20 MPa) em ensaios uniaxiais. Além disso, a mistura de fibras também é capaz de garantir uma boa trabalhabilidade para este material. Foi desenvolvido na França, no *Laboratoire Central des Ponts et Chausséess* (*LCPC*) e é comercializado com o nome de $\text{CEMTEC}_{\text{multiscale}}$®.

5.4 Aplicações Existentes

Desde 1997 diversas aplicações estruturais do CUADRF vem sendo feitas em diversos locais do mundo. A primeira utilização do CUADRF foi durante 1997 a 1998, em qual foram substituídas vigas de aço das torres de resfriamento das centrais nucleares de Cattenom e Civaux, na França, por vigas protendidas de CUADRF (Acker; Behloul, 2004). A utilização

do CUADRF se mostrou bastante apropriada devido a sua durabilidade, uma vez que o ambiente das torres de resfriamento é extremamente agressivo.

5.4.1 Passarelas

Já a *primeira passarela* feita de CUADRF (CPR contendo fibras de aço) foi a passarela de Sherbrooke, no Canadá, em 1997. Ela é uma ponte protendida (internamente e externamente), treliçada, e em arco, que possui um comprimento de 60 metros e uma largura de 3,3 metros e um tabuleiro de apenas 3 cm. São 6 peças pré-fabricadas de 10 metros de comprimento, possuindo 3 metros de altura e *sem armadura passiva* (Blais; Couture, 1999). De forma a aproveitar o potencial do concreto quanto a sua resistência à compressão, as diagonais da treliça foram feitas de tubos de aço de 150 mm de diâmetro, com CPR confinado, o que permite aumentar ainda mais a resistência. As diagonais são ligadas ao banzo inferior e à laje do tabuleiro por meio de protensão com miniancoragens.

A passarela de Sakata Mirai, no Japão, teve sua construção concluída em 2002 e foi feita com o CUADRF Ductal®. É um outro exemplo de passarela pré-fabricada que não usa armadura passiva. Sua seção é do tipo *caixão* com furos circulares nas almas e a sua protensão é feita externamente. Possui um vão de 50 metros de comprimento, uma largura de 2,4 metros com altura variável e seu tabuleiro possui 5 cm de espessura (Tanaka *et al.,* 2002).

5.4.2 Pontes Rodoviárias

Em 2001 foi construída a *primeira ponte rodoviária* utilizando CUADRF (*BSI – Béton Special Industriel*), em Bourg-lès-Valence, na França. É uma ponte composta de dois vãos biapoiados de 22,75 m e 20,75 m. Sua seção é composta por 5 peças pré-fabricadas protendidas (30 cabos de protensão para o maior vão e 26 para o menor) do tipo, com 0,90 m de altura e 2,2 m de largura, totalizando 12,2 m de largura. A laje do tabuleiro possui 15 cm de espessura e a alma uma espessura de 11 cm. Excetuando-se nas juntas longitudinais e transversais, *não há armadura passiva* na ponte. Também não há protensão transversal na laje do tabuleiro da ponte, uma vez que para ela foi considerado no projeto a resistência à tração do CUADRF (Thibaux; Tanner, 2002).

Também na França, no ano de 2005 em La Chabotte, foi construída uma ponte rodoviária ("PS34") de 22 segmentos pré-fabricados de *seção caixão* com o CUADRF (BCV – Béton Composite Vicat), com uma altura de 1,63 m, largura total de 4,40 m e um vão de 47,4 m,

com espessura das paredes de 12 (incluindo a laje inferior) e 14 cm (apenas a laje superior). Estes segmentos foram unidos no local com cola do tipo epóxi e mantidos temporariamente protendidos até que estivessem todos juntos para então ser aplicada a protensão final. Esta ponte, exceto na laje inferior que possui certa armadura transversal, não possui armadura passiva e é protendida externamente por 6 cabos (Resplendino, 2008).

Também nos Estados Unidos, vem se buscando trabalhar com seções otimizadas para pontes de CUADRF, devido a seu custo relativamente mais alto. Foi desenvolvido um tipo de seção π otimizada, protendida longitudinalmente, na qual a laje de seu tabuleiro pode ou não ser protendida transversalmente (pós-tensão). A altura de cada seção é de 0,84 m, com largura de 2,45 m, distância interna entre as almas de 1,39 m e a laje do tabuleiro (entre almas) possui uma espessura de 10 cm (Keierleber *et al.*, 2007). Três seções- constituem o perfil transversal do vão principal, com cerca de 15,5 m, da ponte Jakway Park, no Condado de Buchanan, em Iowa.

5.5 Propriedades Mecânicas do CUADRF

De forma a exemplificar as propriedades de um tipo de CUADRF, principalmente referente às suas relações constitutivas, será utilizado o **BSI®** (*Béton Special Industriel*) desenvolvido pela companhia EIFFAGE, estudado por Spasojević (2008) e Jungwirth (2006), e que possui a seguinte composição e propriedades:

Tabela 5.1 – Composição do BSI®

Composição	Quantidade
Pré-mistura (kg/m³)	2355
Água (kg/m³)	195
Superplastificantes (kg/m³)	44,6
Fibras (kg/m³), $l_f = 20\ mm, d_f = 0{,}3\ mm$	195
Massa específica (kg/m³)	2789,6
Relação água-cimento	0,22
Relação água-aglomerante	0,19
Teor de fibra V_f (vol. %)	2,5
Resistência à compressão f_c (MPa)	190
Resistência à tração f_{ct} (MPa)	9
Módulo de Elasticidade E_c (GPa)	60
Resistência à fratura (J/m²)	15.000

5.5.1 Módulo de elasticidade inicial

O *módulo de elasticidade inicial* E_c de um CUADRF costuma variar em torno de **50 a 70 GPa** (Spasojević, 2008). Conforme a AFGC (2002), não havendo informação disponível nas etapas iniciais de projeto, pode-se adotar o valor $E_c = 55\,\text{GPa}$, sendo que para etapas posteriores o módulo de elasticidade deve ser proveniente de um ensaio.

5.5.2 Coeficiente de poisson

Embora o *coeficiente de Poisson* υ possa variar dependendo do tipo de CUADRF a ser utilizado, o seu valor se situa próximo a $\upsilon = 0{,}2$, sendo exatamente este o valor que pode ser adotado para o material, se outro valor não puder ser determinado (AFGC, 2002).

5.5.3 Compressão uniaxial

O comportamento do CUADRF à compressão uniaxial é caracterizado por três domínios (Spasojević, 2008):

- **Linear elástico**: devido ao comportamento da matriz cimentícia, com módulo de elasticidade E_c;
- **Trecho não linear antes do pico de resistência $\boldsymbol{f_{cm}}$**: este trecho é mais pronunciado do que na matriz cimentícia sem fibras. Isso se explica devido à melhora no mecanismo de transferência de tensão através das microfissuras. O pico de resistência é alcançado em uma deformação ε_{c1} de aproximadamente 3,5 a 5‰;
- **Comportamento de abrandamento no pós-pico**: é influenciado pelo teor de fibras V_f, tipo de fibra (retas ou com ganchos, razão de aspecto l_f/d_f) e interação das fibras com a matriz (cisalhamento na interface, comprimento das fibras em relação aos agregados).

A Figura 5.2 demonstra o comportamento típico à compressão uniaxial de um CUADRF, juntamente com as notações para seus valores característicos:

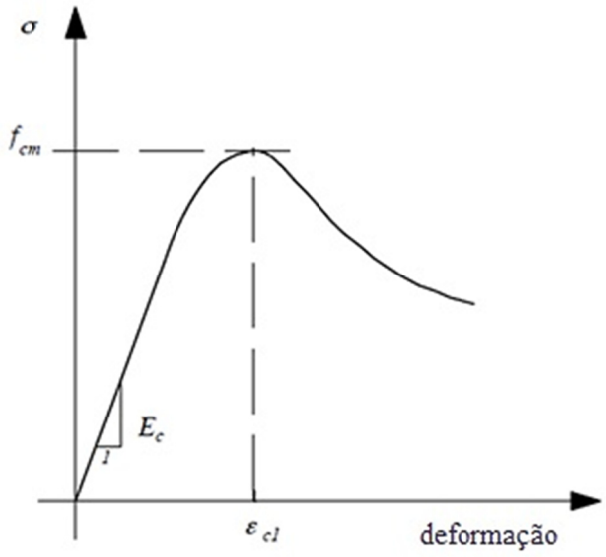


Figura 5.2 – Parâmetros característicos da curva tensão-deformação à compressão do CUADRF (adaptado de Spasojević, 2008)

Como afirma Spasojević (2008), devido ao complexo mecanismo desenvolvido na microestrutura do concreto ou do concreto reforçado com fibras, não existe uma teoria simples para sua modelagem e, inclusive, modelos baseados em uma abordagem em microestrutura podem ser encontrados na literatura.

Este trabalho, assim como em Spasojević (2008), usará também uma abordagem mais próxima de um projeto estrutural convencional. Dessa forma, parâmetros característicos do CUADRF são utilizados nas expressões analíticas de forma a descrever seu comportamento, como por exemplo, a resistência média à compressão e sua deformação correspondente, e o módulo de elasticidade da parte inicial da curva à compressão.

De modo a definir uma lei constitutiva que se aproxime mais do comportamento real à compressão do CUADRF, deve-se levar em conta o fenômeno físico do dano progressivo relativo à microfissuração do material a deformações elevadas. Assim, Spasojević estudou a possibilidade de extensão dos modelos existentes à compressão para o CUADRF do tipo **BSI®** (*Béton Special Industriel*), de forma que os parâmetros encontrados nas expressões a seguir são calibrados para esse tipo de CUADRF.

Dentre os modelos estudados, como as curvas de Sargin e Handa, Carreira e Chu, Thorenfeldt, Tomaszewicz e Jensen, e de curvas exponenciais para o trecho descendente da curva, como de Cusson e Paultre, foi adotada em seu trabalho uma modificação do modelo de curvas proposto por Sargin e Handa em 1969, que é a base para o modelo simplificado de

curvas adotado pelo CEB Model Code 90 (CEB, 1993). Em seus estudos, quando era necessária uma curva contínua para análise, foi utilizada a **Curva de Sargin Modificada***;* já nas análises em que os trechos ascendentes e descendentes da curva pudessem ser separados, a **Curva de Sargin Modificada** foi utilizada para o trecho ascendente (com parâmetro $D \rightarrow 0$), enquanto a **expressão exponencial** foi utilizada no trecho descendente.

5.5.3.1 Curva de Sargin Modificada

Foi observado em seu trabalho que o aumento do parâmetro D aumenta, sobretudo, as tensões no ramo descendente da curva; as deformações ficam na faixa de $\varepsilon_c < 1{,}45\ \varepsilon_{c1}$ e as tensões no ramo descendente da curva ficam maiores que $0{,}75 f_{cm}$, sendo bem aproximadas com $0 < D < 0{,}4$, o que segundo Spasojević (2008) está de acordo com a aplicabilidade no Model Code 90. A relação tensão-deformação para nível mais altos de deformação é melhor aproximada com valores $0{,}6 < D < 1$. Desta forma, o parâmetro D está em função do nível de deformação pela seguinte expressão:

$$D = a\eta + b\eta^2$$

Onde $\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}$, com $a = 1{,}414 - 0{,}848\, E_c/E_{c1}$ e $b = -0{,}333 + 0{,}241\, E_c/E_{c1}$. Os coeficientes a e b são determinados de tal forma que as áreas abaixo das curvas simuladas e testadas sejam iguais (de igual resistência à fratura). Deste modo, a forma da curva de Sargin modificada é:

$$y = \frac{A\eta + (D-1)\eta^2}{1 + (A-2)\eta + D\eta^2} \quad \text{, onde } A = \frac{E_c}{E_{c1}}\ , E_{c1} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}} \tag{5.1}$$

Os valores de deformação ε_{c1} correspondente à resistência máxima para o CUADRF testado ficam em torno de 4 a 5‰: 4‰ para $f_{cm} = 180$ MPa e 4,85‰ para $f_{cm} = 195$ MPa de acordo com a calibração com os ensaios de Jungwirth e Muttoni (2005).

5.5.3.2 Expressão Exponencial

A expressão possui a seguinte forma:

$$\sigma_c = e^{k_1(\varepsilon_c - \varepsilon_{c1})^{k_2}} . f_{cm}\ , para\ \varepsilon_c > \varepsilon_{c1} \tag{5.2}$$

Onde $k_1 = 175$ e $k_2 = 1{,}05$, obtidos a partir do ajuste com os dados experimentais.

5.5.4 Tração uniaxial

O comportamento do CUADRF à tração uniaxial é caracterizado por uma de suas principais características, o comportamento de endurecimento na tração, causado pela presença de fibras em sua matriz cimentícia. Dessa forma, seu comportamento à tração pode ser categorizado nos três domínios seguintes (Spasojević, 2008):

- **Linear elástico**: este domínio se estende até o nível de tensão correspondente à resistência da matriz de CUADRF à tração $f_{ct,m}$. Embora a maior parte da tensão de tração seja atingida neste domínio, apenas uma pequena parte das deformações é atingida aqui, ε_{el}. O módulo de elasticidade é o mesmo módulo de elasticidade inicial à compressão, E_c.
- **Endurecimento ou Pseudoplástico**: no qual passa a ocorrer a formação de múltiplas microfissuras, que proporcionam um aumento na tensão de tração em uma proporção muito menor do que no domínio elástico, ou até mesmo, fazendo com que essa permaneça constante, até atingir deformações máximas ε_u elevadas da ordem de 2 a 3‰ (correspondentes à tensão máxima de tração f_{ct}. Tanto a deformação ε_u quanto a tensão f_{ct} são funções da quantidade e das propriedades das fibras e da interação destas com a matriz de CUAD.
- **Abrandamento**: a tensão decresce e as deformações passam a ser localizadas em uma ou mais macrofissuras principais. Assim como no domínio anterior, esse também é governado pela ação das fibras, mas também é influenciada pelas dimensões do elemento estrutural. Dessa forma, para expressar o comportamento como uma propriedade do material, é preciso relacionar a tensão não mais em relação às deformações médias, mas sim em relação às deformações localizadas, como a abertura de fissuras. A tensão torna-se zero para uma abertura de fissura de aproximadamente metade do comprimento da fibra, ou seja, para a deformação limite ε_{lim}, resultando na formação real de fissura (Habel, 2004).

A Figura 5.3 demonstra o comportamento típico à tração uniaxial de um CUADRF, juntamente com as notações para seus valores característicos:

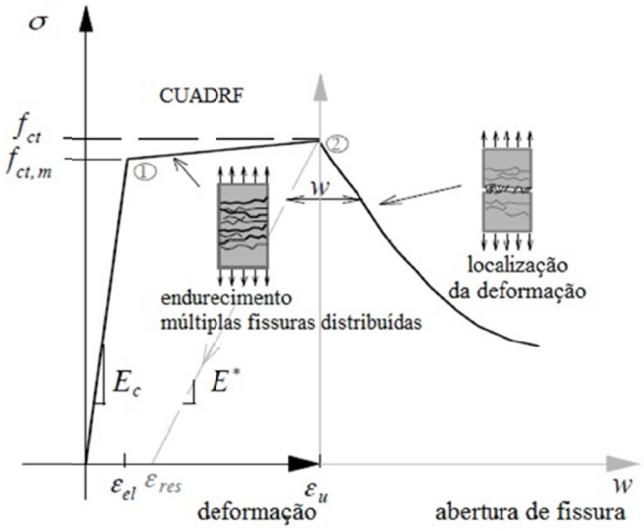


Figura 5.3 – Comportamento do CUADRF à tração uniaxial e notações para os valores característicos (adaptado de Spasojević, 2008)

Para representar o comportamento do material à tração é necessário utilizar-se de duas curvas: uma para representar a tensão-deformação até a máxima tensão de tração atingida ao final do domínio de endurecimento, e outra para representar a tensão-abertura de fissuras que descrevem as deformações localizadas.

Para tanto deve ser utilizado um modelo baseado na macroestrutura do material, no qual a formulação é proveniente da afinidade das curvas analíticas com o comportamento do material observado em ensaios experimentais.

5.5.4.1 Relação tensão-deformação

A curva utilizada para representar a relação tensão-deformação é do tipo elastoplástico perfeito tal como descreve Spasojević (2008), a partir dos dados de testes de tração direta proveniente de Jungwirth (2006):

- Domínio linear elástico: $f_{ct} = 9\ MPa$ e $E_c = 60\ GPa$;
- Domínio pseudoplástico: múltipla microfissuração com endurecimento, mas sem inclinação (aumento apenas das deformações), e com patamar limitado a 2,5‰;

Quanto ao descarregamento, o módulo de elasticidade para o concreto multi-microfissurado é constante e está em função da deformação pseudoplástica atingida, sendo que ao final do domínio de abrandamento o módulo de elasticidade do material em análise possui o valor de $E^* = 5{,}8\ GPa$.

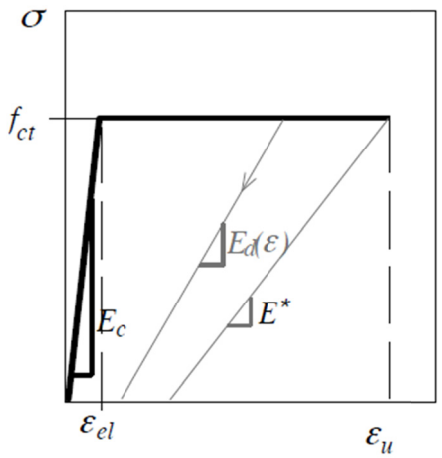


Figura 5.4 – Parâmetros característicos da curva tensão-deformação (adaptado de Spasojević, 2008)

5.5.4.2 Relação tensão-abertura de fissuras

No domínio de abrandamento à tração, é possível utilizar tanto uma curva multilinear quanto uma curva baseada na seguinte forma semelhante ao modelo de Stang:

$$\sigma(w) = f_{ct} \frac{1}{\left(1 + \frac{w}{w_{n,w}}\right)^p} \tag{5.3}$$

Onde $p = 1{,}2$ e $w_{n,w} = 1\,mm$ foram obtidos a partir do ajuste com os dados experimentais. O parâmetro $w_{n,w}$ corresponde à abertura de fissuras em que a tensão decresce para um valor de $2^{-p} f_{ct}$. Embora esta equação seja imprecisa para aberturas de fissuras grandes, da ordem de 6 mm, como relata Spasojević (2008), estes valores já não são de interesse prático.

Também é possível a utilização de uma curva multilinear para descrever a abertura de fissuras. O primeiro trecho linear é descrito a seguir como:

$$\sigma(w) = C_1 - C_2 w = f_{ct} - \frac{f_{ct} - \sigma_{w1}}{w_1} w \quad \forall \quad 0 \leq w \leq w_1 \tag{5.4}$$

Onde a primeira inflexão da curva ocorre para $w_1 = 0{,}5\,mm$ e para a tensão correspondente proveniente da expressão anterior.

Para pequena abertura de fissuras, a utilização do primeiro trecho linear da curva multilinear já é suficiente para necessidades de projeto.

5.5.5 Recomendações de projeto para o CUADRF

5.5.5.1 Estado Limite Último

De acordo com a AFGC (2002), o comportamento do CUADRF em **compressão** é definido pela sua *resistência característica à compressão* f_{ck} e pelo seu *módulo de elasticidade* E_c.

Para o Estado Limite Último (ELU) as recomendações francesas sugerem a utilização de uma lei constitutiva linear com um patamar de escoamento para o comportamento do material à compressão. A resistência de cálculo do CUADRF segundo essa norma é obtida dividindo-se a resistência característica por um coeficiente de segurança $\gamma_{cf} = 1{,}3$ (valor para o caso de combinações fundamentais) e multiplicando por um coeficiente $\alpha = 0{,}85$, proveniente do *efeito Rüsch*.

Quanto ao patamar de escoamento é feita adoção do limite de deformação a 3,0‰, como em Spasojević (2008), embora esse valor ainda seja conservador comparado ao comportamento dúctil que o material possui.

Outro fator também é utilizado para levar em conta os efeitos da distribuição das fibras no material, chamado de *coeficiente de orientação* $1/K$, utilizado para minorar a resistência à tração do CUADRF.

Com relação à **tração**, é proposta pela AFGC (2002) a utilização de uma curva tensão-deformação contínua, inclusive em relação ao comportamento de abrandamento, embora este tipo de curva não exista simplesmente como propriedade do material. Para tanto, é proposta por essas recomendações a utilização de uma equação para transformar a relação tensão-abertura de fissuras em tensão-deformação, tal como:

$$\varepsilon = \frac{w}{l_c} + \frac{f_{ct}}{\gamma_{cf}.E_c} \tag{5.5}$$

Onde w é a abertura de fissura, l_c é o comprimento característico (para seção retangular ou seção "T": $l_c = 2h/3$) e h é a altura da seção.

O diagrama tensão-deformação para o CUADRF (com lei de endurecimento) no ELU, segundo as mesmas recomendações, é visto na Figura 5.5 e seus parâmetros são explicados em seguida.

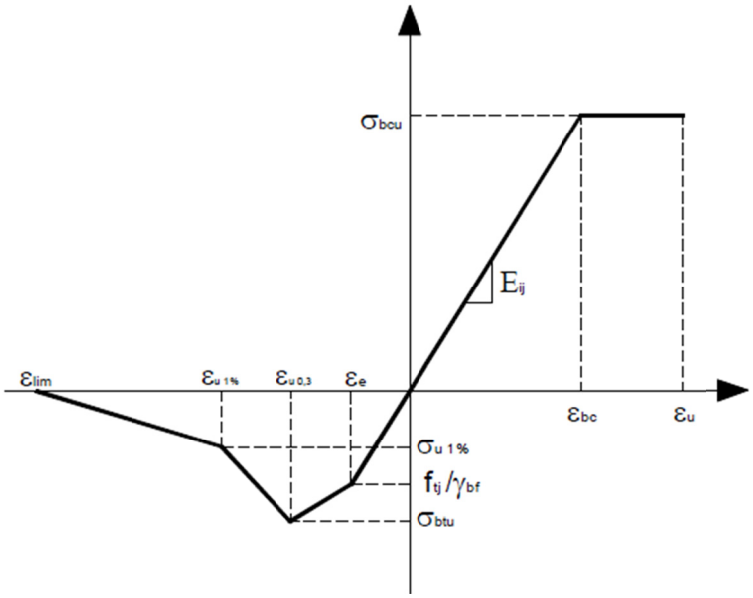


Figura 5.5 – Diagrama tensão-deformação com lei de endurecimento no ELU (AFGC, 2002)

Onde os seguintes parâmetros e limites devem ser utilizados:

- Deformação correspondente ao início do patamar de escoamento ε_{bc}:

$$\sigma_{bcu} = \frac{0{,}85}{\gamma_{cf}} f_{cj} \therefore \varepsilon_{bc} = \frac{\sigma_{bcu}}{E_{ij}} = \frac{0{,}85}{\gamma_{cf}} \frac{f_{cj}}{E_{ij}} \tag{5.6}$$

- Deformação correspondente ao início do endurecimento ε_e:

$$\varepsilon_e = \frac{f_{ctj}}{\gamma_{cf} E_{ij}} \tag{5.7}$$

- Deformação correspondente à máxima tensão de tração $\varepsilon_{u\ 0,3}$:

$$\varepsilon_{u\ 0,3} = \frac{w_{0,3}}{l_c} + \frac{f_{ctj}}{\gamma_{cf} E_{ij}}, \text{com } w_{0,3} = 0{,}3\ mm \therefore \sigma_{btu} = \frac{\sigma(w_{0,3})}{K\gamma_{cf}} \tag{5.8}$$

- Deformação correspondente à abertura de fissura $w_{1\%}$: onde H é a altura da amostra do teste de flexão de acordo com as dimensões da estrutura, dada pelo item 1.4.4 da AFGC (2002):

$$\varepsilon_{u\ 1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{ctj}}{\gamma_{cf} E_{ij}}, \text{com } w_{1\%} = 0{,}01H \tag{5.9}$$

- Deformação máxima à tração ε_{lim}: onde l_f é o comprimento da fibra e l_c é o comprimento característico:

$$\varepsilon_{lim} = \frac{l_f}{4l_c} \tag{5.10}$$

A verificação ao *esforço cortante* obtido da combinação última é feita levando em consideração a participação do concreto, da armadura e das fibras. Como descreve a AFGC, a *participação da armadura* é idêntica ao comumente utilizado em outras normas de projeto:

$$V_{sw} = 0{,}9d\frac{A_{sw}}{s_t}f_{ywd}[sen(\alpha) + \cos(\alpha)] \tag{5.11}$$

A *participação do concreto* depende se for armado ou protendido. Como se trata do último caso, esta mesma norma propõe (notação da norma brasileira):

$$V_{Rb} = \frac{1}{\gamma_E}\frac{0{,}24}{\gamma_b}\sqrt{f_{ck}}b_w z \tag{5.12}$$

Onde γ_E é um coeficiente de segurança tal que $\gamma_E\gamma_b = 1{,}5$, devido à extrapolação para o CUADRF da fórmula para os concretos de alto desempenho (*HPC)* para os quais a resistência à compressão é caracterizada menor do que 80 MPa. A participação das fibras na resistência ao cisalhamento é dada por:

$$V_f = \frac{S\sigma_p}{\gamma_{cf}tan(\beta_u)} \tag{5.13}$$

$$\sigma_p = \frac{1}{K}\frac{1}{w_{lim}}\int_0^{w_{lim}}\sigma(w)dw \tag{5.14}$$

Onde S é o efeito da área de fibra, tomado para seção circular como $S = 0{,}8z^2$, K é o coeficiente de orientação para efeitos gerais, w_{lim} é o máximo entre $w_u = l_c\varepsilon_u$ e 0,3 mm, sendo o primeiro a abertura de fissura obtida da deformação na fibra mais tracionada no estado limite último, β_u é o ângulo de inclinação das bielas de compressão.

Ainda é preciso que a tensão de cisalhamento $\tau_{red,u}$ não seja maior do que:

$$\tau_{red,u} \leq 1{,}14\frac{0{,}85}{\gamma_E\gamma_b}f_{ck}^{2/3}sen(2\beta_u) \tag{5.15}$$

Onde β_u é o ângulo das bielas de compressão. Tomando pelo limite inferior $\beta_u = 30°$, a expressão anterior torna-se:

$$\tau_{red,u} \leq 0{,}56f_{ck}^{2/3}$$

5.5.5.2 Estado Limite de Serviço

Ao prover-se de protensão do tipo *pós-tração com aderência posterior*, comum no processo construtivo de torres eólicas, alguns limites são impostos pela AFGC (2002) quanto à resistência do CUADRF à compressão dependendo da combinação:

- Em combinações quase permanentes: $0{,}50f_{ck}$;
- Em combinações frequentes e raras: $0{,}60f_{ck}$;
- Na fase de construção o valor limite a ser utilizado é $0{,}60f_{cj}$, uma vez que será admitido que j é maior do que 3 (sendo j a data da protensão).

Em relação a partes sujeitas a fadiga, a tensão de tração deve ser restrita em:

- Valor mínimo entre σ_{bt} e f_{ct28} para combinações frequentes;
- Valor mínimo entre σ_{bt} e f_{ctj} durante a fase de construção.

Onde σ_{bt} é a máxima tensão de tração antes do abrandamento e f_{ct} é a tensão de tração atingida no domínio elástico.

5.6 Comportamento reológico

5.6.1 Fluência

A fluência no CUADRF é significativamente reduzida a partir do *tratamento térmico*, que também tem como principal efeito um aumento mais rápido das resistências à tração e à compressão e um considerável aumento da durabilidade (AFGC, 2002). Isto é provocado devido à redução de ar retido no interior do material, da remoção do excesso de água e da aceleração da reação pozolânica. Segundo essas recomendações quando tratado termicamente (caso dos elementos pré-fabricados), o coeficiente de fluência a ser adotado tem valor de 0,2, e de 0,8 quando tratado e não tratado termicamente.

5.6.2 Retração

A retração no concreto é sua redução de volume durante o processo de endurecimento, devido à diminuição de água dos poros (Araújo, 2003). Essa é usualmente dividida em *retração autógena*, que ocorre sem perda de água para o exterior e pela hidratação do cimento, e *retração por secagem,* influenciada pelas condições do ambiente. No CUADRF a retração é principalmente do tipo **autógena**, sendo que os valores da deformação aumentam conforme a relação água/cimento. No caso do elemento submetido a tratamento térmico, os valores da deformação por retração após a cura são próximos à zero (no caso do Ductal® cerca de 10 μm/m), e quando não tratado termicamente a deformação total por retração fica em torno de 550 μm/m, para relações água/cimento em torno de 0,17 a 0,20 (AFGC, 2002).

5.7 Diagramas tensão-deformação

As propriedades mecânicas e seus valores característicos para o CUADRF utilizado, *"Béton Spécial Industriel" (BSI)*, encontram-se também presentes nas recomendações provisórias da (AFGC, 2002) e são: $f_{bk} = 180$ MPa, $f_{btk} = 9{,}1$ MPa e $E_b = 65$ GPa. O coeficiente parcial de segurança é $\gamma_{bf} = 1{,}3$ e no caso da tração é ainda considerado um coeficiente adicional de orientação das fibras $K = 1{,}25$ (quando não se considera efeitos locais). São utilizados os mesmos coeficientes de ponderação α e β, para dimensionamento e análise de segunda ordem, respectivamente. É feita a partir daqui, como já evidenciado, a mudança do índice *c* para o índice *b*, de forma a diferenciar o CUADRF do concreto convencional.

5.7.1 Estados Limites de Serviço

As combinações adotadas quanto ao Estado Limite de Serviço são as mesmas descritas na seção 4.9.2. Portanto, *não será admitida tensão de tração* (*ELS-D*) na seção transversal para a *combinação rara*. Isto reduz o diagrama tensão-deformação da AFGC apenas a sua **parte elástica na compressão**, muito embora o material seja capaz de manter a tensão de tração mesmo depois de atingir sua máxima deformação elástica. Entretanto, esta imposição é feita tanto para uma melhor resistência ao longo prazo e impedir tensões de tração nas juntas horizontais, tendo em mente o caso da estrutura ser pré-fabricada. Além do mais, permitir que o CUADRF atingisse sua máxima tensão de tração em serviço e alcançasse o domínio pseudoplástico também poderia corresponder a um ganho indesejável de deformações residuais ao longo da torre.

O *Estado Limite de Serviço de Compressão Excessiva* (*ELS-CE*) é dado pela AFGC (2002), na qual a tensão de compressão máxima no concreto é limitada em $0{,}60 f_{bk}$ em combinações frequentes e raras, sendo esta última a combinação utilizada.

5.7.2 Estado Limite Último

Da mesma forma que para o concreto convencional, também se deve trabalhar com dois diagramas no ELU para o CUADRF: o primeiro para calcular os esforços internos e deformações e o segundo para o dimensionamento da seção.

5.7.2.1 Análises não lineares de segunda ordem

Para o cálculo dos esforços internos e deformações, na análise não linear de segunda ordem, é utilizado o mesmo coeficiente de majoração da resistência de cálculo usado nos concretos convencionais. Assim, a tensão de pico do concreto é considerada igual a $1{,}10f_{bd}$ na compressão e $1{,}10f_{btd}/K$ na tração ($K = 1{,}25$). Na compressão já se inclui o efeito de carga mantida (*efeito Rüsch* dado pelo coeficiente de redução $\alpha = 0{,}85$).

5.7.2.2 Capacidade resistente

Na verificação da **capacidade resistente** utiliza-se para a tensão de pico do concreto o valor de $\sigma_{bd} = \alpha f_{bd}$ (α =0,85) na compressão e f_{btd}/K na tração. Quanto à tensão de pico na tração, nada é dito a respeito do uso do coeficiente de redução α pela AFGC (2002) ou por Spasojević (2008) e será aqui negligenciado.

No *Estado Limite Último,* quando da obtenção da armadura passiva, será feita uma simplificação tendo em vista a inexistência da parte experimental do trabalho para validar o trecho descendente da tração do diagrama tensão-abertura de fissuras. Com isto, na tração, apenas será utilizado o diagrama tensão-deformação até o início da abertura de fissuras, quando passa a haver a localização das deformações, considerando o diagrama elastoplástico perfeito até uma deformação de 2,5‰ (Spasojević, 2008), a partir dos testes de tração direta de Jungwirth (2006), porém desconsiderando o trecho descendente. É claro que se trata de uma simplificação, porém justifica-se uma vez que ao se tratar de um problema de dimensionamento com nível de protensão completa deseja-se a princípio eliminar ou ao menos reduzir a armadura passiva.

Quanto ao dimensionamento da seção transversal, existindo armadura passiva ou ativa, a AFGC (2002) permite o uso do método simplificado em que são definidos os domínios de dimensionamento e as deformações últimas tal como no concreto convencional:

- Ponto A: deformação excessiva da armadura: quando a armadura mais tracionada atingir o valor 10‰;
- Ponto B: esmagamento do concreto em seções parcialmente comprimidas: quando a deformação na fibra mais comprimida atingir o valor de 3‰;
- Ponto C: esmagamento do concreto em seções totalmente comprimidas: quando a deformação na fibra situada a $\left[1 - 1000\sigma_{bd}/\left(3E_{ij}\right)\right]h$ da borda mais comprimida

atingir deformação no valor de σ_{bd}/E_{ij}, onde E_{ij} é o módulo de elasticidade inicial na idade j.

Desta forma, os diagramas tensão-deformação adotados para o dimensionamento do CUADRF, para o cálculo das deformações e da capacidade resistente são aqueles apresentados na Figura 5.6.

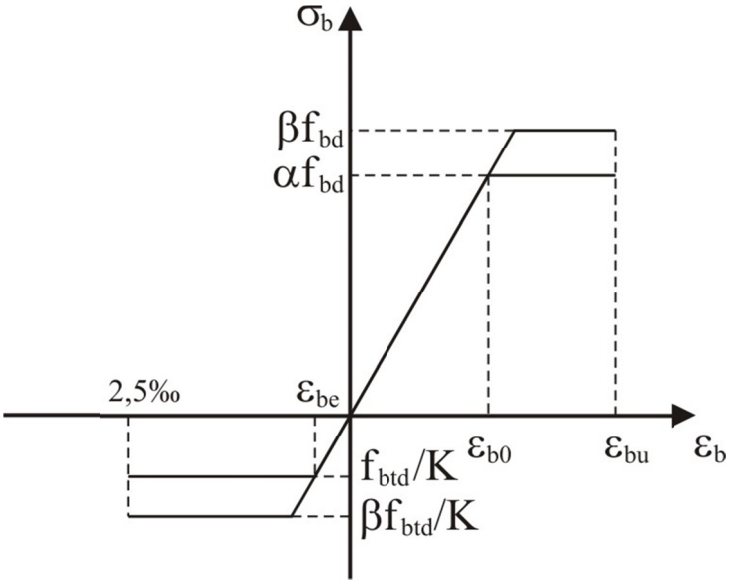


Figura 5.6 – Diagramas tensão-deformação para o CUADRF proposto

Mesmo que em muitos casos o CUADRF não necessite de armadura passiva, a resolução do equilíbrio dos esforços internos e externos na seção considerando a disposição da armadura passiva tal como no dimensionamento de pilares, permite obter a área de aço para a seção, caso o valor seja não nulo. Portanto, isto permanece adotado para o CUADRF. Uma vez que a existência das fibras nestes concretos serve para *garantir ductilidade*, *não há que se falar em adoção de armadura mínima*.

6 MODELO ESTRUTURAL

6.1 Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos, quando baseado no modelo dos deslocamentos, consiste na discretização de um sólido contínuo em uma associação de elementos e na determinação das equações de compatibilidade e equilíbrio entre eles, admitindo funções contínuas que representam o campo de deslocamentos no domínio de um elemento e ao obter o estado de deformações associados às relações constitutivas do material, permite-se definir o estado de tensões em todo o elemento, que por sua vez é transformado em esforços internos que devem estar em equilíbrio com as ações externas.

No que se refere o uso do método, a estrutura da torre será discretizada em **elementos finitos unidimensionais retos para pórtico espacial** utilizado pelo programa SAP 2000. Esse elemento desenvolvido por Bathe e Wilson (1976) leva em consideração na sua formulação os efeitos da flexão biaxial, torção, deformação axial e deformações pelo esforço cortante biaxial. A Figura 6.1 evidencia o modelo unidimensional discretizado em *m* elementos e *m+1* nós, embora esteja representado o modelo de uma pilar engastado, é possível prover uma *mola rotacional* para levar em conta os efeitos da fundação.

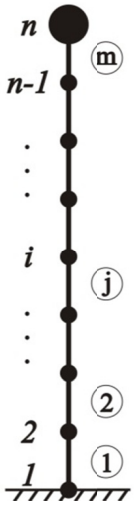


Figura 6.1 – Representação do modelo unidimensional torre eólica discretizado

Uma vez que os parâmetros geométricos da seção (como *diâmetro externo*, *espessura*, *disposição das armaduras*, *taxa de armadura*) variam ao longo de todo o comprimento da estrutura da torre, torna-se importante adequar a matriz de rigidez do elemento para que considere estas variações entre os nós de cada elemento. Assim, também é possível discretizar a estrutura em *elementos suficientemente pequenos*, considerando constante a geometria de

cada elemento. A priori, a rigidez do elemento será considerada desta forma, utilizando-se dos parâmetros geométricos da torre correspondente ao ponto médio de cada elemento (Figura 6.2).

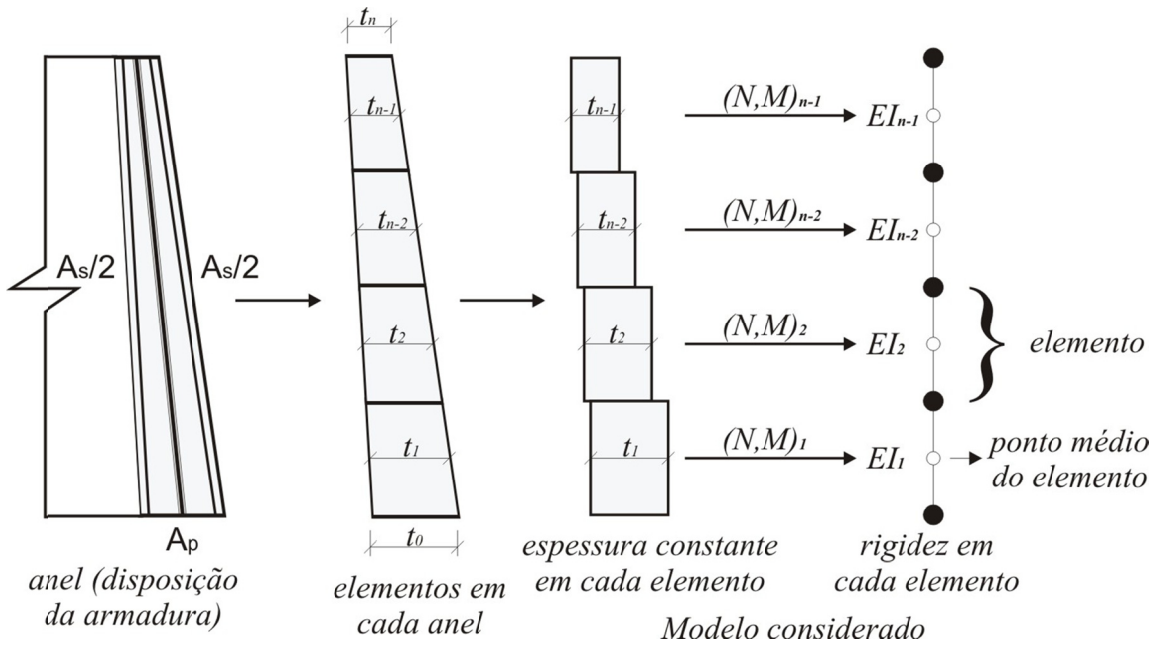


Figura 6.2 – Consideração da rigidez em cada elemento

Como será feita uma análise não linear física e geométrica, em que a rigidez de cada elemento será alterada de acordo com o diagrama momento-curvatura para cada seção em questão, torna-se fundamental avaliar um nível adequado de discretização em relação ao número de elementos.

A Figura 6.3 mostra um exemplo de discretização tomando um valor de *4 metros para a altura dos anéis* que formam uma torre de 100 m de altura, sendo cada anel composto por 10 elementos unidimensionais. As 250 seções foram geradas automaticamente com o aplicativo desenvolvido em MATLAB. Também nesta figura é apresentada a representação tridimensional para o modelo unidimensional da torre.

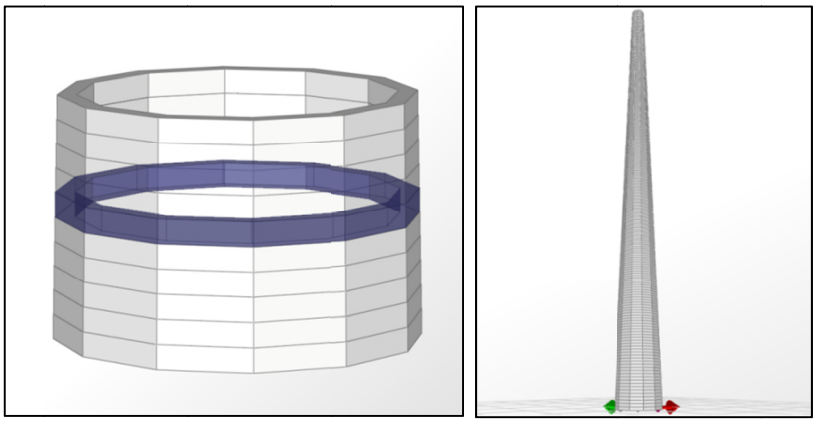


Figura 6.3 – Discretização ao longo do comprimento do anel da torre e representação tridimensional da torre com o programa SAP 2000

6.1.1 Cálculo dos momentos e deformações através da teoria de 2ª ordem

Dado momento fletor $M(x)$ e força normal $N(x)$ ao longo do eixo da barra está associada uma curvatura $\chi(x)$, que é obtida com o auxílio dos **diagramas momento-curvatura-força normal**, descritos no capítulo 4. É possível através de uma *dupla integração* e levando em conta as condições de contorno, calcular as rotações $\theta(x)$ e as deflexões $\delta(x)$ a partir das curvaturas ao longo do eixo (Collins; Mitchell, 1997). Os momentos fletores finais de acordo com a teoria de segunda ordem podem ser determinados *iterativamente*, sendo que o ponto inicial pode ser tanto o diagrama de momentos fletores de primeira ordem quanto um diagrama de momentos fletores de segunda ordem aproximado e baseado em uma estimativa da deflexão da curva (Grünberg; Göhlmann, 2013).

De forma semelhante, em relação ao Método dos Elementos Finitos, é possível utilizar a *rigidez à flexão* associada a um determinado ponto no diagrama momento-curvatura-força normal, aplicando-a em cada elemento que compõe a torre a cada nova iteração. Ao final, a convergência é obtida satisfazendo as condições de equilíbrio.

6.1.2 Análise não linear

A seguir é feita uma breve descrição do procedimento não linear usado em programas de elementos finitos e encontrado em diversas referências, como a exemplo, Alves Filho (2012). Ao se considerar uma aplicação não linear, a rigidez dos elementos varia a cada incremento de carga, modificando a proporção na qual os deslocamentos aumentam. Deste modo, a rigidez precisa ser tratada separadamente em cada incremento de carregamento, o que é chamado de *análise incremental*.

Também os deslocamentos são definidos a partir da rigidez da estrutura. Uma vez que esta varia conforme os deslocamentos ocorrem a partir da aplicação dos esforços externos, para calcular os novos deslocamentos seria preciso conhecer a rigidez atualizada, entretanto isto não é conhecido. Logo, para um dado incremento de carga conhecido pode-se propor uma condição deformada para a estrutura e verificar se ela gera esforços internos que equilibrem com os esforços externos, propondo novas deformadas até que seja alcançado o equilíbrio. A isto se dá o nome de *análise iterativa.*

Portanto, em cada incremento de carga há diversas iterações até atingir a condição de equilíbrio da seguinte equação:

$$\{\boldsymbol{F}\} = ([\boldsymbol{K}] + [\boldsymbol{K_G}]).\{\boldsymbol{\Delta}\}$$

Onde $\boldsymbol{F}$ é o vetor de forças nodais internas, $\boldsymbol{\Delta}$ é o vetor de deslocamentos nodais, $\boldsymbol{K}$ é a matriz de rigidez da estrutura montada a partir das matrizes de rigidez de cada um dos elementos, e $\boldsymbol{K_G}$ é a matriz de rigidez geométrica que não participa do cálculo da primeira iteração.

O processo iterativo de resolução da equação para cada incremento é descrito a seguir. Primeiro, tem-se a primeira iteração que é a primeira estimativa para os deslocamentos nodais $\{\boldsymbol{\Delta}\}$.

$$\{\boldsymbol{\Delta}\}_{\boldsymbol{0}} = [\boldsymbol{K}]_0^{-1}.\{\boldsymbol{F}\}$$

É feita a *atualização da matriz de rigidez*, utilizando a matriz de rigidez geométrica calculada a partir das forças internas ao final da primeira iteração. Dispondo os índices para as próximas iterações:

$$[\boldsymbol{K}]_1 = [\boldsymbol{K}]_0 + [\boldsymbol{K}(\{\boldsymbol{\Delta}\}_{\boldsymbol{0}})]_G \therefore [\boldsymbol{K}]_i = [\boldsymbol{K}]_0 + [\boldsymbol{K}(\{\boldsymbol{\Delta}\}_{\boldsymbol{i-1}})]_G$$

São calculadas as forças nodais internas $\{\boldsymbol{F}\}^*$ utilizando a rigidez atualizada após a primeira iteração. Usando índices para as próximas iterações:

$$\{\boldsymbol{F}\}_{i-1}^* = [\boldsymbol{K}]_i.\boldsymbol{\delta}\{\boldsymbol{\Delta}\}_{i-1}$$

São computados os erros da solução, que é o desequilíbrio entre as forças externas aplicadas e as forças internas geradas pela deformada proposta. Portanto:

$$\{\boldsymbol{E}\}_i = \{F\} - \{F\}_0^* \therefore \{\boldsymbol{E}\}_i = \{F\} - \{F\}_{i-1}^*$$

Com base na diferença de força dada por $\{\boldsymbol{E}\}_i$ pode-se calcular a diferença dos deslocamentos que equilibrariam a força interna ainda restante para o equilíbrio:

$$\{\boldsymbol{E}\}_i = [\boldsymbol{K}]_i\,.\,\delta\{\Delta\}_i \therefore \delta\{\Delta\}_i = [\boldsymbol{K}]_i^{-1}\,.\{\boldsymbol{E}\}_i$$

Deste modo, pode-se calcular o novo deslocamento total após a primeira iteração:

$$\{\boldsymbol{\Delta}\}_{\boldsymbol{i}} = \{\boldsymbol{\Delta}\}_{\boldsymbol{i-1}} + \boldsymbol{\delta}\{\boldsymbol{\Delta}\}_{\boldsymbol{i}}$$

Com o deslocamento total obtido repete-se novamente o procedimento desde a atualização da matriz de rigidez total até que o desequilíbrio entre as forças externas e internas seja inferior à tolerância estabelecida (tol).

O teste de desequilíbrio é efetuado por meio do cálculo da norma, aplicada ao desequilíbrio de forças $\{\boldsymbol{E}\}_i$ e das forças externas aplicadas $\{\boldsymbol{F}\}_i$:

$$\frac{[E]_i^T.[E]_i}{[F]^T.[F]} < tol$$

6.2 Parâmetros da Armadura Passiva

6.2.1 Espaçamento entre barras

Visto que é adotada *metade da área de aço total* para os perímetros delimitados tanto pelos raios externo e interno de armadura, isto equivale dizer que o *valor máximo de barras de aço* é definido pelo **espaçamento mínimo entre as barras do raio interno**, enquanto o *valor mínimo de barras de aço* é definido pelo **espaçamento máximo entre as barras do raio externo**.

O espaçamento máximo ($e_{máx}$) entre eixos de barras será limitado pelo menor dos dois valores:

$$e_{máx} \leq \begin{cases} 40\ cm \\ 2.b \end{cases} \tag{6.1}$$

Onde b é a espessura da seção transversal. Enquanto que o espaçamento mínimo ($e_{mín}$) entre barras é definido por:

$$e_{mín} \geq \begin{cases} 2\ cm \\ \phi \end{cases} \tag{6.2}$$

Onde ϕ é o diâmetro da barra. Estas são as definições contidas na NBR 6118 (2014) para os espaçamentos máximo e mínimo, entretanto, o diâmetro máximo do agregado não é considerado uma vez que o mesmo inexiste nos Concretos de Ultra-Alto Desempenho.

6.2.2 Disposição vertical

Estabelecendo a altura de cada anel em 4 metros, também é admitida que a área de aço da armadura passiva não varia em relação a cada anel. Isto se reflete na adoção da quantidade máxima e mínima de barras de aço, pois enquanto o *menor valor* para o número de barras é dado pela *seção do fundo do anel*, o *maior valor* é dado *pela seção do topo*.

6.2.3 Taxa de armadura longitudinal

Uma área de aço mínima para armadura passiva é necessária para garantir ductilidade ao membro estrutural, evitando deste modo uma falha repentina da armadura no surgimento da primeira fissura.

No caso de uma torre eólica, a área de aço para uma seção submetida a determinado par de esforços solicitantes (N_d, M_d) é obtida realizando o dimensionamento à flexo-compressão normal, sem restrição quanto ao domínio de dimensionamento no qual recai a profundidade da linha neutra x, diferentemente do caso das vigas, em que há a limitação devido à exigência da ductilidade. Isto não impede que algumas seções possam ser dimensionadas como vigas e outras como pilares.

De qualquer forma, no cálculo da área mínima de *aço passivo para pilares*, mesmo que o dimensionamento da seção mais solicitada de um pilar recaia no máximo no domínio 3 (esmagamento do concreto e escoamento da armadura), caso resulte na área mínima de aço, esta é dada conforme a seguinte equação:

$$\rho_{min} = 0{,}15\frac{F_d}{A_c f_{yd}} \geq 0{,}40\%$$

Onde ρ_{min} é a taxa mínima de armadura longitudinal ($\rho = A_s/A_c$). Já Grünberg e Göhlmann (2013), utilizam a seguinte relação de acordo com a DIN 1045-1 para o cálculo da taxa de armadura mínima:

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ctm}}{\rho_s}(1 + \alpha_{Ed}\rho_s) \leq f_{yk} \therefore \rho_{s,min} \geq \frac{f_{ctm}}{f_{yk} - \alpha_{Ed} f_{ctm}} \quad , \qquad \alpha_{Ed} = \frac{E_s}{E_{c0}} = \gamma_c \frac{E_s}{E_{c0m}}$$

Onde E_{c0} é o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto, E_{c0m} é o módulo de elasticidade tangente inicial médio do concreto, γ_c é o coeficiente parcial de segurança de

valor 1,50, f_{ctm} é a resistência à tração média do concreto, e f_{yk} é a tensão de escoamento característica do aço.

Devido à necessidade de padronizar o procedimento de cálculo e tendo em vista a lacuna existente entre as adoções de armadura mínima para vigas e pilares, toma-se a adoção *mais conservadora*, que é a das vigas. Quanto à máxima taxa de armadura passiva, seu valor é tomado igual a:

$$\rho_{s,máx} = \frac{A_s}{A_c} = 0{,}04$$

6.2.3.1 Considerações

Considerando que a armadura longitudinal passiva se enquadre na categoria de *armadura principal de laje armada em uma direção*, e que a armadura ativa é do tipo *aderente*, a taxa de armadura passiva é dada por:

$$\rho_s \geq \rho_{mín} - \rho_p \geq 0{,}5\rho_{mín} \quad \textbf{(6.3)}$$

De acordo com a norma brasileira (NBR 6118, 2014), a armadura mínima em elementos estruturais armados e protendidos deve ser obtida através de um dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo $M_{d,mín}$ dado por:

$$M_{d,mín} = 0{,}8W_0 f_{ctk,sup} \quad \textbf{(6.4)}$$

Onde W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada. A taxa mínima de armadura é calculada pela seguinte expressão, respeitando-se a taxa mínima absoluta de 0,15%:

$$\rho_{mín} = \frac{A_{s,mín}}{A_c} \geq 0{,}15\% \quad \textbf{(6.5)}$$

6.3 Parâmetros da Armadura Ativa

6.3.1 Propriedades das cordoalhas

Todos os cabos deverão ter a *mesma quantidade de cordoalhas*, definindo-se um valor máximo de 12 cordoalhas por cabo e mínimo correspondente a 1:

$$1 \leq n_{cord} \leq 12 \quad \textbf{(6.6)}$$

Tendo em vista a redução da quantidade de cabos e o extenso uso, é adotada apenas a cordoalha de sete fios, com diâmetro nominal de 12,7 mm e de categoria CP-190-RB

(Relaxação Baixa). A cordoalha de sete fios de diâmetro 15,2 mm não é utilizada neste trabalho.

6.3.2 Espaçamento entre cabos

O espaçamento máximo entre os cabos, $e_{máx,cabos}$, de aço será considerado igual a 120 cm. Já o valor do espaçamento mínimo, $e_{mín,cabos}$, é adotado em 30 cm entre os centros de gravidade de cada cabo. Com esta adoção também é possível obter as quantidades mínimas e máximas de cabos em cada seção:

$$\begin{cases} n_{mín,cabos} = \dfrac{\pi}{asen(\frac{e_{máx,cabos}}{2r_m})} \\ n_{máx,cabos} = \dfrac{\pi}{asen(\frac{e_{mín,cabos}}{2r_m})} \end{cases} \tag{6.7}$$

6.3.3 Traçado da armadura ativa longitudinal

Nem todos os cabos de protensão precisam estar ancorados da base até o topo da estrutura, uma vez que os esforços solicitantes assim como as seções diferem significativamente a depender da altura. Nesta seção isto é denominado **traçado**.

Desta forma, a quantidade de traçados t_r pode variar de 1 até um valor que passe a gerar dificuldades ou impossibilidades construtivas. Tomando o comprimento de cada traçado, L_t, como um múltiplo da fração do comprimento total $i.L/t_r$, com $1 \leq i \leq t_r$, logo, é possível a partir da quantidade máxima e mínima de cabos para cada seção (dada pelo espaçamento), definir para cada quantidade de cordoalhas por cabo (1 a 12), o número de cabos que atenda esses limites ao longo dos trechos.

Desejando-se analisar o comprimento total das bainhas metálicas de protensão, $L_{bainhas}$, e de cabos, e verificar sua influência em relação à quantidade de traçados, é possível desenvolver uma expressão geral a partir de algumas considerações:

- A variação horizontal do traçado é desprezível. Considerando para um cabo (no plano):

$$\Delta x \ll \Delta z \therefore \Delta s = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta z^2} \cong \Delta z$$

- O número de cordoalhas é o mesmo para cada cabo:

$$A_{p,cabo} = A_{cord} n_{cord} = constante$$

- Admitindo que a variação da força de protensão varie linearmente da base ao topo e que neste possua aproximadamente valor nulo (pequena tensão de tração), e ainda, definindo a quantidade de cabos da base por n_{cabos}, cada segmento da torre, L/t_r, terá uma fração dessa quantidade, i/t_r:

$$N_p(x) = N_{p,base}\left(1 - \frac{x}{L}\right) \therefore n_{cabos,t_r}(i) = n_{cabos}\frac{i}{t_r},\ \ 1 \leq i \leq t_r$$

Assim, o comprimento total de cabos e bainhas metálicas torna-se:

$$L_{bainhas} = L_{cabos} = \frac{L}{t_r}\sum_{i=1}^{t_r} n_{cabos}\frac{i}{t_r} = n_{cabos}\frac{L}{t_r^2}\sum_{i=1}^{t_r} i = n_{cabos}\frac{L}{t_r^2}\frac{t_r(t_r+1)}{2}$$

$$L_{bainhas} = \frac{(t_r+1)}{2t_r}n_{cabos}L \tag{6.8}$$

Determinando o limite inferior desta função quando o número de traçados tende a infinito:

$$t_r \to \infty \therefore L_{bainhas} = \frac{1}{2}n_{cabos}L \therefore L_{bainhas} = \gamma n_{cabos}L \therefore \gamma = \frac{1}{2}$$

Logo, se o objetivo for reduzir a quantidade de bainhas metálicas, o que implica em redução no custo do material, não compensa nestas circunstâncias trabalhar com um grande número de traçados, pois primeiro o valor de γ se aproximará muito lentamente do limite inferior, e segundo, para um número máximo de *cinco traçados*, o comprimento total de bainhas já é reduzido para 60%. Para **dois traçados**, o custo é reduzido para 75% do valor inicial (Tabela 6.1) e por este ser um valor intermediário entre os limites da função, *aqui permanece adotado este número de traçados*.

Tabela 6.1 – Correspondência entre γ e a quantidade de traçados

t_r	1	2	3	4	5	10	∞
γ	2/2=1	3/4=0,75	4/6=0,666...	5/8=0,625	6/10=0,6	11/20=0,55	**0,5**

6.3.4 Perdas de protensão

A força de protensão inicial, N_{pi}, aplicada nos elementos de concreto protendido sofre inevitavelmente um processo de redução, o qual é chamado de *perdas de protensão*. No caso da pós-tração, este processo pode ser separado em:

- Perdas imediatas: ocorrem durante a operação de protensão e envolvem as perdas devido ao atrito, perdas devido à acomodação da ancoragem e encurtamento elástico do concreto;

- Perdas progressivas: ocorrem ao longo do tempo, posteriormente à operação de protensão, e envolvem as perdas por fluência, retração e relaxação da armadura de protensão.

6.3.4.1 Perdas imediatas

Ao se deslocar no interior das bainhas durante a protensão, o cabo sofre **perdas por atrito** nos pontos de contato devido ao traçado, reduzindo assim a força de protensão ao longo do cabo. Esta perda pode ser expressa pela seguinte equação, proveniente da analogia com o equilíbrio do segmento de polia:

$$N_{p0} = N_{pi} \,.\, e^{-\mu\alpha}$$

Onde μ é o coeficiente de atrito, α é o ângulo de desvio cumulativo entre a ancoragem e um ponto subsequente do cabo. O valor do coeficiente μ pode ser adotado igual a 0,20, considerando atrito entre cordoalhas e bainha metálica, ou 0,10, se a bainha metálica for lubrificada. Ainda, o cabo apresenta inevitavelmente ondulações ao longo do seu comprimento, chamados de desvios parasitários, que devem ser adicionados à expressão anterior por meio de um ângulo equivalente, $\alpha_{eq} = kx$. O coeficiente k ($k = k_\alpha \mu$) é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo e pode ser tomado como 0,01μ (1/m):

$$N_{p0} = N_{pi} \,.\, e^{-(\mu\alpha + kx)} \tag{6.9}$$

$$\Delta N_{p0} = N_{pi} \,.\, [1 - e^{-(\mu\alpha + kx)}] \tag{6.10}$$

A **perda por acomodação da ancoragem** é causada pelo encunhamento individual das cordoalhas, que provocam pequenos deslocamentos, mobilizando força de atrito contrária àquelas da operação de protensão, resultando na perda na força de protensão junto à ancoragem. Na ausência de valores experimentais, devem ser adotados os valores indicados pelo fabricante dos dispositivos de ancoragem para esse deslocamento (em torno de 2 a 6 mm).

Na medida em que forem sendo protendidos um por vez, cada cabo provoca uma deformação imediata do concreto e, por conseguinte, afrouxamento dos cabos anteriormente protendidos e ancorados. A perda média de protensão, devido ao **encurtamento elástico do concreto**, conforme a NBR 6118 (2014) pode ser determinada por:

$$\Delta\sigma_p = \frac{(n-1)}{2n} \alpha_p (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \tag{6.11}$$

Onde n é o número de cabo protendidos sucessivamente, um a um, α_p é a relação entre os módulos de deformação inicial do aço e do concreto, σ_{cp} é a tensão no concreto no baricentro da armadura ativa, devido à protensão simultânea dos n cabos, σ_{cg} é a tensão no concreto no mesmo baricentro anterior, devido à carga permanente mobilizada pela protensão.

Partindo de algumas considerações, é possível simplificar a expressão anterior para perdas por encurtamento elástico. Uma vez que se trata de *protensão centrada*, a seção possui uma *grande quantidade de cabos* (apresentam distribuição uniforme), desconsiderando a parcela devido à carga permanente mobilizada, chega-se a:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p \sigma_{cp}}{2} = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{ci}}\frac{\sum_{j=1}^{n} N_{p0_j}}{A_g} = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{ci}}\frac{N_{p0}}{A_g} \tag{6.12}$$

E a perda de protensão por encurtamento elástico é ao longo da torre:

$$\Delta N_p = \Delta\sigma_p A_p = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{ci}}\frac{N_{p0}}{A_g} A_p \tag{6.13}$$

Entretanto, é preciso lembrar que a torre possui variação na seção da base ao topo, que devem ser levadas em conta na expressão, assim, a equação anterior pode ser descrita em uma forma mais geral com base na compatibilidade entre os deslocamentos do cabo e da torre, considerando regime elástico e, assim, superposição de efeitos:

$$\delta_{c,p} = \int_0^L \frac{N_{p0}(x)}{E_{ci} A_g(x)} dx$$

$$\varepsilon_{c,p} = \frac{\delta_{c,p}}{L}$$

$$\Delta N_p = \frac{1}{2} E_p A_p \varepsilon_{c,p} \tag{6.14}$$

Quanto às perdas por encurtamento elástico dependerem da sequência de protensão de cada um dos *traçados dos cabos*, bastaria adicionar a variação da tensão provocada pela deformação do segundo conjunto de cabos sobre o primeiro.

6.3.4.2 Perdas progressivas

Além das perdas imediatas de protensão, existem perdas que ocorrem ao longo do tempo, chamadas de *perdas progressivas*. Estas ocorrem devido ao comportamento dos materiais constituintes da torre, como no concreto, que sofre **retração** na secagem e **fluência** quando

submetido a uma tensão permanente, e também ao aço, que sofre **relaxação** por estar submetido a deformações elevadas por um longo período de tempo.

A forma adotada para determinação destas perdas progressivas de protensão é o método geral de cálculo que permite a aplicação parceladamente em idades diferentes das ações permanentes (peso próprio ou protensão). Contudo, para efeito de simplificação do processo de cálculo, é considerado que todas as ações são executadas em fases suficientemente próximas. Para esta aplicação, são feitas as seguintes considerações:

- Existência da aderência perfeita entre armadura e concreto;
- O elemento estrutural permanece no estádio I;
- A concretagem do elemento estrutural, bem como a protensão, cada uma delas, são executadas em fases suficientemente próximas, desprezando efeitos recíprocos de uma sobre a outra;
- Os cabos estão sempre distribuídos uniformemente ao longo do perímetro médio da seção de modo que seus efeitos possam ser supostos equivalentes ao de um único cabo, chamado de cabo resultante, situado na posição resultante desses esforços.

De acordo com o processo simplificado (tensão de compressão positiva e de tração, negativa), no qual as perdas progressivas (fluência, retração e relaxação) são dadas por:

$$\Delta\sigma_p(t,t_0) = \Delta\sigma_{p,c+s+r}(t,t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t,t_0)E_p - \alpha_p\sigma_{c,p0g}\varphi(t,t_0) - \sigma_{p0}\chi(t,t_0)}{\chi_p + \chi_c\alpha_p\eta\rho_p} \quad \textbf{(6.15)}$$

$$\text{Parâmetros:}\begin{cases} \chi(t,t_0) = -\ln[1-\psi(t,t_0)] \\ \chi_c = 1 + 0{,}5\psi(t,t_0) \\ \chi_p = 1 + \chi(t,t_0) \\ \psi(t,t_0) = \psi_{1000}\left(\dfrac{t-t_0}{41{,}67}\right)^{0{,}15} \end{cases}$$

Para o cálculo de acordo com o método geral, pode ser usada a fórmula derivada do método da tensão média presente no CEB-FIP 78 (tensão de compressão negativa e de tração positiva):

$$\Delta\sigma_p(t,t_0) = \Delta\sigma_{p,c+s}(t,t_0) - \Delta\sigma_{pr,rel}(t,t_0) \quad \textbf{(6.16)}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s}(t,t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t,t_0)E_p + \alpha_p\left(\sigma_{c,p0g} + \sigma_{c,g}\right)\varphi(t,t_0) + \alpha_p\sum_i[\Delta\sigma_{c,gi}\,\varphi(t,t_i)]}{\left[1 - \alpha_p\left(\dfrac{\sigma_{c,p0g}}{\sigma_{p0}}\right)\left(1 + \dfrac{\varphi(t,t_0)}{2}\right)\right]} \quad \textbf{(6.17)}$$

$$\Delta\sigma_{pr,rel}(t,t_0) = \Delta\sigma_{pr}(t,t_0)\left[1 - 2\frac{\left|\Delta\sigma_{p,c+s}(t,t_0)\right|}{\sigma_{p0}}\right] = \psi(t,t_0)\sigma_{p0}\left[1 - 2\frac{\left|\Delta\sigma_{p,c+s}(t,t_0)\right|}{\sigma_{p0}}\right] \quad \textbf{(6.18)}$$

Com relação à **relaxação pura da cordoalha**, devem ser adotados valores de ψ_{1000} de acordo com a Tabela 6.2, retirada da NBR 6118. Para valores inferiores a $0{,}5f_{ptk}$ não se considera perda por relaxação e para valores intermediários àqueles descritos na tabela, pode ser feita interpolação. Para a relaxação pura final, admite-se a adoção de:

$$\psi(\infty,t_0) = 2{,}5\psi_{1000} \quad \textbf{(6.19)}$$

Tabela 6.2 – Valores de ψ_{1000} em porcentagem (adaptado da NBR 6118, 2014)

σ_{p0}	$0{,}5f_{ptk}$	$0{,}6f_{ptk}$	$0{,}7f_{ptk}$	$0{,}8f_{ptk}$
Cordoalhas – RB	0	1,3	2,5	3,5
RB - Relaxação Baixa				

As perdas por **relaxação relativa** são consideradas a partir do processo descrito e já apresentado no método geral. Fazendo $t = \infty$ e substituindo $\psi(\infty,t_0)$ na expressão anterior, tem-se:

$$\Delta\sigma_{pr,rel}(\infty,t_0) = 2{,}5\psi_{1000}\sigma_{p0}\left[1 - 2\frac{\left|\Delta\sigma_{p,c+s}(\infty,t_0)\right|}{\sigma_{p0}}\right] \quad \textbf{(6.20)}$$

6.3.5 Considerações sobre as perdas de protensão

6.3.5.1 Estimativa inicial

A respeito da estimativa inicial das perdas de protensão, é admitido um valor de $\Delta = 20\%$ referente à força inicial de protensão, N_{pi}. Assim, a força de protensão no tempo $t \to \infty$, $N_{p\infty}$, em relação à N_{pi} é dada por:

$$N_{pi} = \frac{N_{p\infty}}{1-\Delta} = \frac{N_{p\infty}}{0{,}80} = 1{,}25N_{p\infty} \quad \textbf{(6.21)}$$

Este valor é *recalculado após a obtenção da força total de protensão* descontando-se todas as perdas. Isto é feito para que seja verificado se a estimativa inicial não subestima as perdas de protensão, e mesmo subestimando ou superestimando, o recálculo de todas as perdas a partir de um novo Δ resulta ao final em uma área de aço ativo otimizada.

O alongamento total da armadura ativa aderente é dado por:

$$\varepsilon_{pi} = \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_{pd} \quad \textbf{(6.22)}$$

Sendo $\Delta\varepsilon_{pi}$ o pré-alongamento da armadura ativa na data em estudo (usualmente para $N_{p\infty}$). O cálculo mais rigoroso do pré-alongamento na pós-tração é dado por:

$$\Delta\varepsilon_{pi} = \gamma_p \left[\frac{N_{p\infty}}{E_p A_p}\left(1 + \alpha_p^* \rho_p \eta\right)\right]$$

$$\text{Parâmetros:} \begin{cases} \eta = 1 + e_p^2 \dfrac{A_g}{I_g} \\ \alpha_p^* = \dfrac{E_p}{E_{cs}} \\ \rho_p = \dfrac{A_p}{A_g} \end{cases}$$

Uma vez que o baricentro da armadura ativa localiza-se no centroide da seção de concreto, a excentricidade e_p possui valor nulo. A expressão se torna:

$$\Delta\varepsilon_{pi} = \gamma_p \left[\frac{N_{p\infty}}{E_p A_p}\left(1 + \alpha_p^* \rho_p\right)\right] = \gamma_p \left[N_{p\infty}\left(\frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_{cs} A_g}\right)\right] \quad \textbf{(6.23)}$$

6.3.5.2 Perdas por atrito

No caso de torres tronco de cones, o ângulo de desvio α na perda por atrito inexiste, o que resume a equação ao segundo termo do expoente, kx. Entretanto, tomando a exemplo valores mínimo e máximo para o raio do topo e da base e propondo uma *variação parabólica da base ao topo*, com o ponto de inflexão no topo, obtém-se:

$$\begin{cases} r_{m,t} = 1{,}8\ m \\ r_{m,b} = 6\ m \\ L = 100\ m \end{cases}$$

$$r_m(x) = \frac{\left(r_{m,b} - r_{m,t}\right)}{L^2} x^2 + \frac{2\left(r_{m,t} - r_{m,b}\right)}{L} x + r_{m,b}$$

O ângulo de desvio da base em relação ao topo é definido por:

$$\alpha = arctan\left(\left.\frac{dr_m}{dx}\right|_{x=0}\right) = arctan\left(\frac{2\left(r_{m,t} - r_{m,b}\right)}{L}\right) = arctan\left(\frac{2(1{,}8 - 6)}{100}\right)$$
$$\cong \arctan(-0{,}084) \cong -0{,}0838\ rad \cong \mathbf{4{,}80}°$$

Utilizando $\mu = 0{,}10$:

$$e^{-(\mu\alpha + \mu 0{,}01x)} = e^{-(0{,}10\ .\ 0{,}0838 + 0{,}10\ .\ 0{,}01\ .\ 100)} = e^{-(0{,}10838)} = 0{,}897$$

Para uma torre tronco de cone (sem ângulo de desvio do traçado):

$$e^{-(\mu 0{,}01x)} = e^{-(0{,}10\ .\ 0{,}01\ .\ 100)} = e^{-(0{,}1)} = 0{,}905$$

$$\Delta e = 0{,}897 - 0{,}905 = -0{,}008$$

Caso seja utilizada a torre com variação parabólica na metade inferior, como no exemplo de Grünberg e Göhlmann (2013), tem-se:

$$\begin{cases} r_{m,t} \cong 2{,}8\ m \\ r_{m,b} \cong 6\ m \\ L \cong 120\ m \end{cases}$$

Assim, adaptando o ponto de inflexão da parábola para metade da altura da torre, tem-se o seguinte ângulo de desvio na base:

$$\alpha = arctan\left(\left.\frac{dr_m}{dx}\right|_{x=0}\right) = arctan\left(\frac{2\,.\,2\left(r_{m,t} - r_{m,b}\right)}{L}\right) = arctan\left(\frac{4(2{,}8-6)}{120}\right)$$
$$\cong \arctan(-0{,}1067) \cong -0{,}1063\ rad \cong 6{,}09°$$

$$e^{-(\mu\alpha + \mu 0{,}01x)} = e^{-(0{,}13063)} = 0{,}878$$

Para uma torre tronco de cone (sem ângulo de desvio do traçado):

$$e^{-(\mu 0{,}01x)} = e^{-(0{,}12)} = 0{,}887$$

$$\Delta e = 0{,}878 - 0{,}887 = -0{,}009$$

Portanto, é possível concluir que os **desvios parasitários** devido às ondulações do cabo possuem importância muito mais significativa do que os desvios α devido ao próprio traçado do mesmo, resultando em uma diferença de aproximadamente 1% relativo às perdas de protensão por atrito.

6.3.5.3 Perdas por acomodação da ancoragem

Uma vez adotado o valor do deslocamento relativo à acomodação da ancoragem ($\Delta w = 6\ mm$) e lembrando que essa movimentação gera, ao longo de um determinado trecho, forças de atrito contrárias àquelas que apareceram no estiramento do cabo, dando uma forma espelhada para o diagrama de forças de protensão (com perdas) até o fim deste trecho, pode-se determinar as perdas por acomodação da ancoragem por:

$$\Delta w = \frac{\int_0^w \Delta N_{p0}(x)dx}{E_p A_p} \qquad \textbf{(6.24)}$$

Onde $\Delta N_{p0}(x)$ é a perda da força de protensão até o ponto de equilíbrio w. Dividindo o domínio da estrutura em pequenos trechos, essa integral pode ser substituída por uma

integração numérica e o ponto de equilíbrio obtido iterativamente através do método da bissecante, primeiramente obtendo o intervalo (w_i, w_u) no qual há a raiz da seguinte função:

$$f(w) = \Delta w - \frac{2\int_0^w [N_{p0}(x) - N_{p0}(w)]dx}{E_p A_p} \tag{6.25}$$

Onde w é um ponto qualquer ao longo do comprimento longitudinal do cabo, L. Caso o ponto de equilíbrio seja maior do que este comprimento longitudinal (considerando ancoragem ativa-passiva) basta mudar a incógnita do problema de w para P, valor da força de protensão no final do comprimento L:

$$f(P) = \Delta w - \frac{2\int_0^L [N_{p0}(x) - P]dx}{E_p A_p} \tag{6.26}$$

Neste caso, o intervalo de solução estará em $P \leq N_{p0}(L)$.

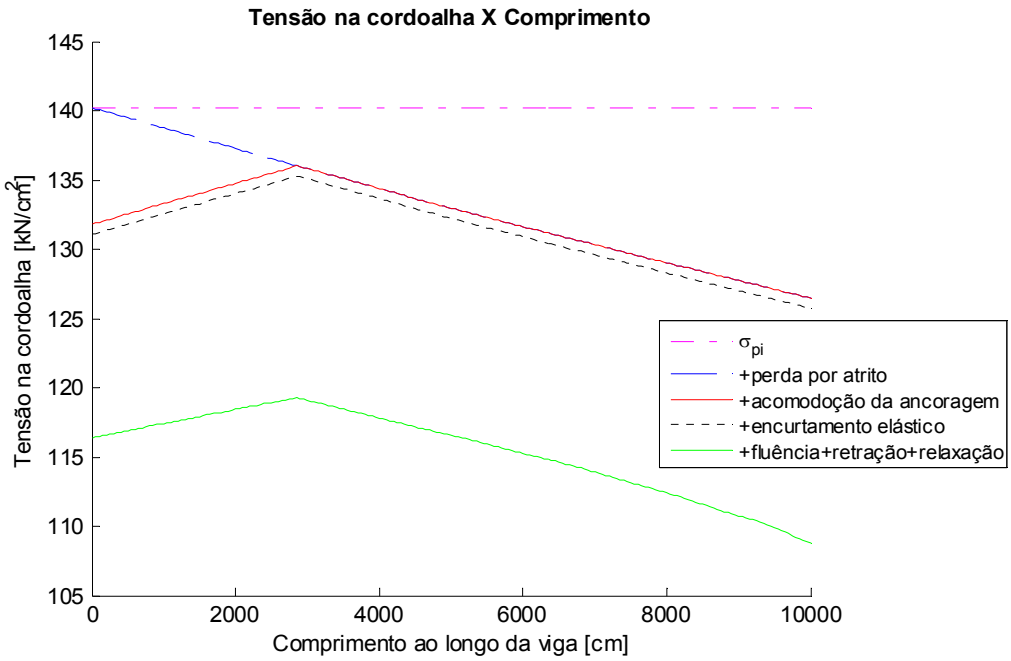


Figura 6.4 – Perdas de protensão referidas à tensão na cordoalha

6.3.5.4 Perdas progressivas

Para a determinação dos coeficientes de fluência e de deformação específica de retração, adota-se **a umidade média do ambiente de 75%**, concretos **entre classe C50 a C90**, e para a data de aplicação dos carregamentos, $t_0 = 30$ dias. Tomando o caso da seção anular, a expressão da espessura fictícia, h_{fic} pode ser expressa por:

$$h_{fic} = \frac{2A_g}{u} = \frac{2(R_{ext} - t/2)t}{R_{ext}} \tag{6.27}$$

Deixando a espessura t em função do raio externo através de um coeficiente de proporção p:

$$t = pR_{ext}$$

Aplicando a equação na expressão de h_{fic}, e simplificando o resultado, tem-se:

$$h_{fic} = R_{ext}p(2 - p) = 2t - pt \tag{6.28}$$

Se a espessura da seção atinge um valor máximo de 10% do diâmetro externo, ou 20% do raio externo ($p = 0{,}2$), ou se a proporção p tende à zero, logo:

$$0 < p \leq 0{,}2$$

$$h_{fic}(p = 0{,}2) = 1{,}8t < h_{fic} \leq h_{fic}(p \to 0) = 2t$$

Definindo a menor espessura para $t = 20\ cm$ e utilizando a maior proporção para p, tem-se a espessura fictícia mínima que ocorrerá em uma seção anular:

$$h_{fic} = 1{,}8t = 36\ cm$$

E por interpolação dos valores da Tabela 6.3 (NBR 6118, 2014), têm-se os maiores valores possíveis para o coeficiente de fluência, $\varphi(t_\infty, t_0)$, e de deformação específica de retração, $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$:

- Concreto das Classes C20 a C45: $\varphi(t_\infty, t_0) = 2{,}12$;
- Concreto das Classes C50 a C90: $\varphi(t_\infty, t_0) = 1{,}36$;
- $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0) = -0{,}322$ ‰.

Tabela 6.3 – Valores característicos superiores da deformação específica de retração $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\varphi(t_\infty, t_0)$ (adaptado da NBR 6118, 2014)

Umidade média ambiente [%]			**75**	
Espessura fictícia [cm]			**20**	**60**
$\boldsymbol{\varphi(t_\infty, t_0)}$ **Concreto das Classes C20 a C45**	$\boldsymbol{t_0}$ **dias**	**5**	2,8	2,4
		30	**2,2**	**2,0**
		60	1,9	1,8
$\boldsymbol{\varphi(t_\infty, t_0)}$ **Concreto das Classes C50 a C90**		**5**	1,9	1,8
		30	**1,4**	**1,3**
		60	1,2	1,2
$\boldsymbol{\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)}$ **‰**		**5**	-0,36	-0,32
		30	**-0,33**	**-0,31**
		60	-0,30	-0,31

Em suma, mesmo havendo este limite superior para os valores, os coeficientes de fluência e retração devem quase sempre corresponder àqueles de espessura fictícia igual a 60 cm.

6.4 Cálculo da Área de Aço Passivo Longitudinal

6.4.1 Concreto Protendido

Ao calcular a armadura ativa, considerando protensão limitada ou completa, faz-se uso da combinação das ações em *estado limite de serviço* (ELS) quanto à **formação de fissuras**, **descompressão** e **compressão excessiva** na seção de concreto. Novamente, em um primeiro cálculo da estrutura, é utilizado o módulo de elasticidade secante do concreto para o material, frente a estas combinações no ELS. Com estas, procede-se uma análise *não linear geométrica* através do programa SAP2000 (CSI, 2009) para que sejam obtidos os momentos fletores de segunda ordem ao longo da estrutura, gerados pelo carregamento vertical ao longo do comprimento deformado do pilar. A consideração da não linearidade geométrica através do efeito P-Delta adotado pelo SAP2000 está baseada na utilização da matriz de rigidez geométrica, onde as forças axiais provenientes do efeito P-Δ e as deflexões laterais convergem mediante análise iterativa (Lopes, 2005).

Considerando os pares de esforço normal e momento fletor nas extremidades de cada elemento e obtendo-se área de aço da armadura ativa correspondente a partir de uma estimativa inicial das perdas de protensão, procede-se à escolha da *quantidade de cabos e cordoalhas*.

Dependendo da variação desta quantidade ao longo da torre, é possível estabelecer comprimentos diferentes para os cabos, aproveitando-se melhor o uso da protensão. Aqui permanece a adoção de dois traçados, a priori: um da base ao meio da torre e outro da base ao topo. Com a adoção da armadura ativa, as perdas de protensão são recalculadas, procedendo a um novo cálculo da área de aço ativo, corrigindo-a.

Quanto ao dimensionamento da armadura passiva longitudinal, o modelo descrito aqui utiliza o método exato devido à esbeltez da torre e é de certo modo análogo àquele descrito por Araújo (2011), exceto pelo uso da protensão e de algumas simplificações para realizar o acoplamento entre o algoritmo desenvolvido em MATLAB e o programa de elementos finitos, SAP2000.

Ao dimensionar a armadura passiva, utiliza-se da combinação no *estado limite último*, realizando primeiramente uma análise não linear geométrica. Para tanto, é usado inicialmente o módulo de elasticidade secante do concreto E_{cs}, assim como o momento de inércia da seção

bruta de concreto. Obtém-se deste modo os momentos iniciais de segunda ordem ao longo da estrutura, gerados pelo carregamento vertical ao longo do comprimento deformado do pilar.

Feito o primeiro cálculo e utilizando os esforços solicitantes (N_d, M_d) no dimensionamento da área de aço passivo, já se pode incluir a mesma na obtenção dos diagramas *momento-curvatura-força normal* ao longo das seções. Como se trata de projeto estrutural, os diagramas tensão-deformação utilizados para os materiais na *obtenção dos diagramas momento-curvatura* utilizam as **resistências características,** com penalização menor que a da resistência de cálculo no caso do concreto (ver 4.1.1.1 e 4.2.3), aplicando as **rigidezes correspondentes às solicitações** em cada seção ao longo da estrutura. Na obtenção da área de aço, devem ser utilizados os diagramas tensão-deformação com as **resistências de cálculo** dos materiais, sendo a tração no concreto convencional desprezada (ver 4.1.1, 4.2.4, 4.3.1 e 4.3.2), estando de acordo com a NBR 6118 (2014).

Uma vez com a obtenção das áreas de aço passivo, em um novo cálculo os deslocamentos horizontais sofrerão mudança, modificando assim os momentos fletores de segunda ordem. Caso o deslocamento seja inferior ao inicial, os momentos fletores serão reduzidos e assim a nova área de aço obtida será menor que a inicial. Se os deslocamentos aumentarem, uma área de aço ainda maior será obtida. Este procedimento permite que ao se estabelecer um critério para seu término (como convergência dos deslocamentos e esforços solicitantes e a consequente redução na diferença percentual entre a área de armadura) se obtenha uma *área de aço otimizada* (Grünberg; Göhlmann, 2013). O algoritmo também pode ser utilizado para fazer uma análise completa do pilar até a ruptura, como é visto no exemplo da seção 10.3.2.

6.4.2 Procedimento

O procedimento se dá tal como descrito:

1. Geração de uma ou mais seções transversais de concreto ao longo do comprimento do pilar e disposição das barras de aço;
2. Geração da estrutura;
3. Geração do carregamento na combinação em serviço;
4. Exportação para o programa de elementos finitos;
5. Obtenção dos esforços solicitantes e deslocamentos nas seções através de uma análise não linear geométrica;

6. Para cada par de esforços solicitantes e uma estimativa inicial das perdas de protensão é obtida a *área de aço da armadura ativa*;
    a. A área de aço é obtida para cada extremidade do elemento;
    b. É adotada uma determinada distribuição para a armadura ativa referente à quantidade de cabos, cordoalhas e traçados ao longo da torre;
    c. Recalculam-se as perdas de protensão, repetindo-se o 6º passo até convergência da área de aço ativo;
7. Geração do carregamento na combinação última;
8. Exportação para o programa de elementos finitos;
9. Obtenção dos esforços solicitantes nas seções através de uma análise não linear geométrica;
10. Para cada par de esforços solicitantes é obtida a *área de aço da armadura passiva*;
    a. A área de aço é obtida para cada extremidade do elemento, sendo utilizada a maior área de aço das duas extremidades;
    b. Em cada anel é adotado *o maior* valor entre as áreas de aço da armadura mínima e as áreas de aço obtidas do dimensionamento;
11. Dispondo da seção transversal com a armadura passiva, obtêm-se os diagramas momento-curvatura para cada seção;
    a. É utilizada a rigidez do meio da seção;
12. Utiliza-se a estrutura já gerada modificando suas rigidezes (diagramas momento-curvatura) ao longo de seu comprimento a partir dos pares de esforços solicitantes obtidos do cálculo anterior. Assim a cada análise não linear física, executa-se a análise não linear geométrica até a convergência;
13. Uma vez que os valores dos momentos fletores ainda não convergiram ($\Delta M \leq 10^{-n}$, $n \in \mathbb{N}$), repete-se a análise novamente alterando-se as rigidezes até que a variação seja menor que o mínimo aceitável. Logo, repete-se a partir do 12º passo até a convergência;
14. Atingida a convergência, pode-se efetuar novamente o *cálculo da área de aço.* Se a área de aço obtida neste cálculo for maior do que a usada para o cálculo das deformações, então se deve selecionar esta área para o projeto estrutural. Efetuando novamente o processo, a partir do 10º passo, resultará em menores deflexões e assim, em menores momentos fletores na configuração deformada, o que leva a uma área de aço menor para as seções. E ao final do processo, a área de aço estará otimizada.

6.4.3 Exemplo

A torre adotada é a mesma descrita na seção 3.7.1.5. O concreto adotado para o seguinte exemplo é de classe C50, o aço da armadura passiva CA-50, e o aço da armadura ativa, CP-190-RB, entretanto esta última não é utilizada aqui. A quantidade de barras de aço é constante em cada anel que possui 4 m de altura. A quantidade de cabos e cordoalhas é definida constante em relação a cada metade da torre, superior e inferior. Aqui não é adotado o coeficiente de mola rotacional para representar a fundação.

Na Figura 6.5 estão apresentados os diagramas momento-curvatura para cada seção da torre e uma linha vermelha correspondente aos pares momento-curvatura associados aos esforços solicitantes provenientes da combinação última (momento fletor e esforço axial, este último não evidenciado). Também é possível distinguir a súbita mudança da rigidez à flexão na metade da torre onde ocorre a variação da área do aço de protensão e consequentemente da força de protensão.

Usando 100% da área de protensão do nível de protensão completa (Figura 6.5), percebe-se a manutenção de um elevado valor para as rigidezes à flexão das seções uma vez que a linha vermelha encontra-se situada na parte lateral da superfície do gráfico, indicando uma proximidade maior com a rigidez à flexão da seção transformada não fissurada.

Isto demonstra que a área de aço da armadura ativa, obtida no Estado Limite de Serviço de Descompressão, e sua adoção em trechos possui um valor tão elevado que impede que as seções trabalhem próximas da ruptura, o que é confirmado pelos baixos valores da área de aço passivo obtidos do dimensionamento e sua consequente adoção de armadura mínima em todas as seções (Figura 6.6 e Figura 6.7). Como exemplo, aqui é adotada a taxa mínima de armadura para a estrutura tratada como *pilar*.

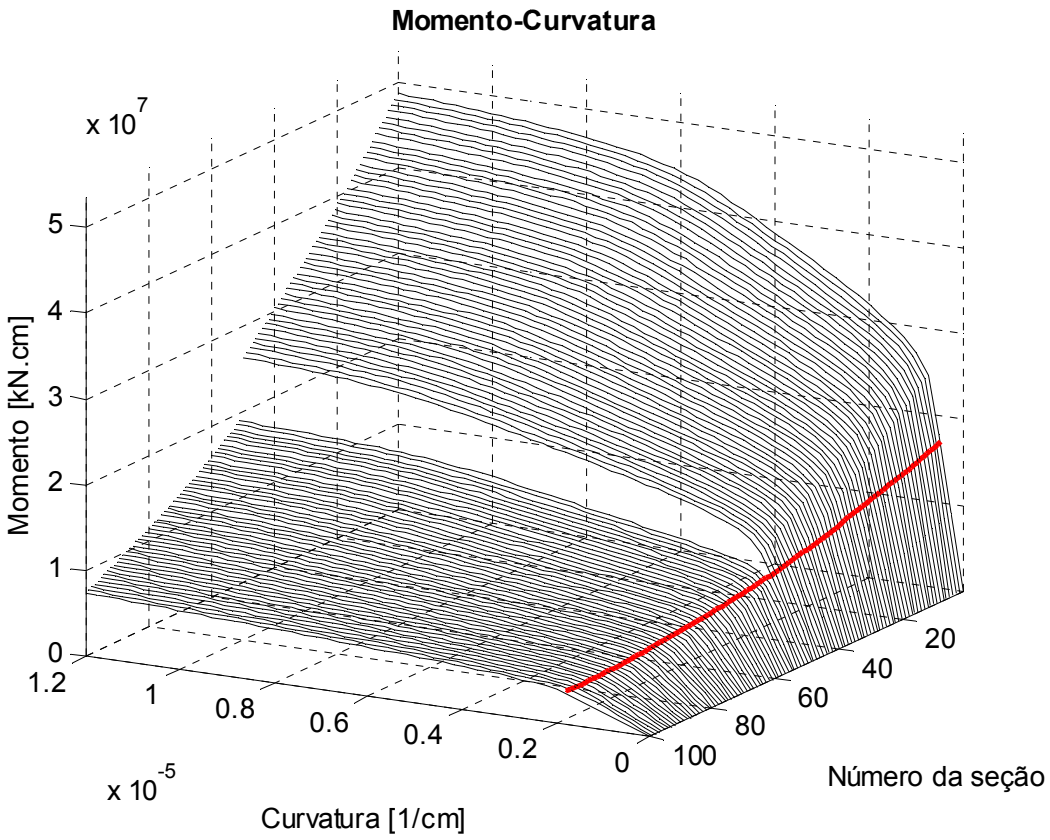


Figura 6.5 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 1.A_p

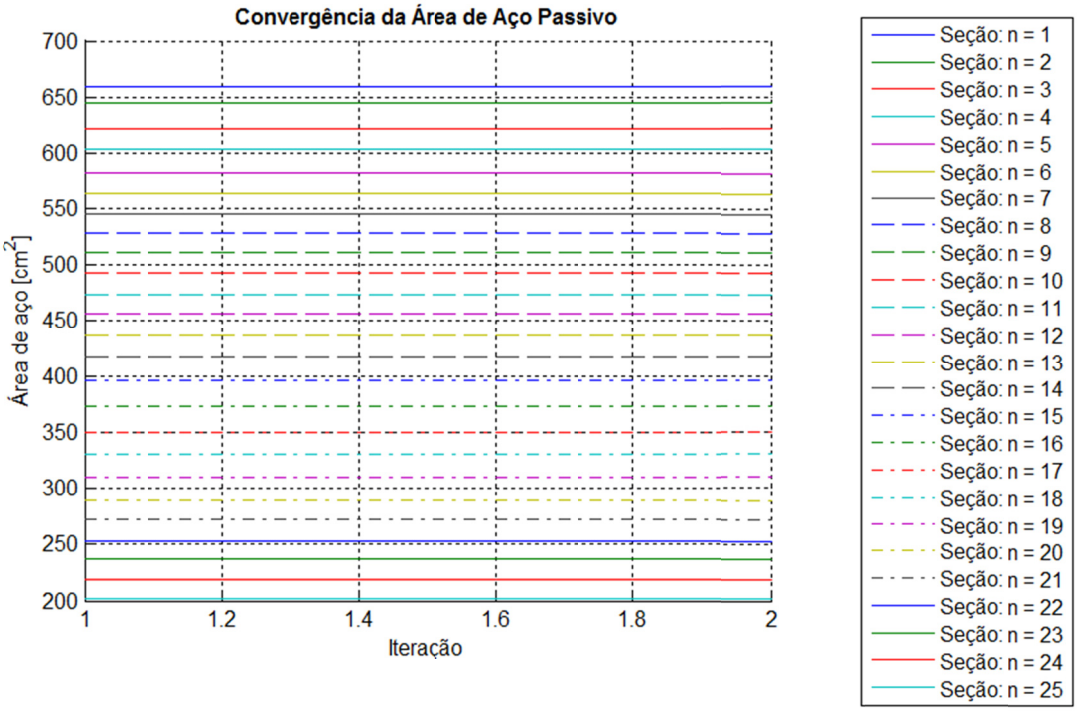


Figura 6.6 – Convergência da área de aço passivo para 1.A_p

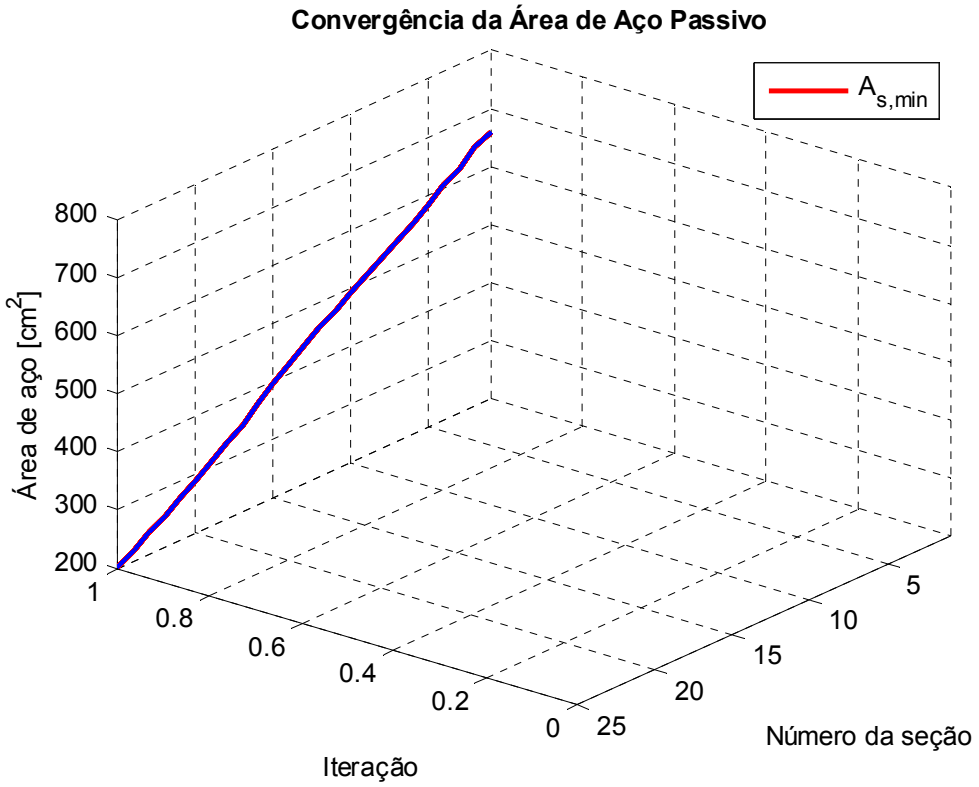


Figura 6.7 – Convergência da área de aço passivo para 1.A_p

Mostram-se a seguir os resultados com a adoção de 70%, 50% e 30% da área de aço ativo proveniente do dimensionamento com protensão completa da Figura 6.5 a Figura 6.18.

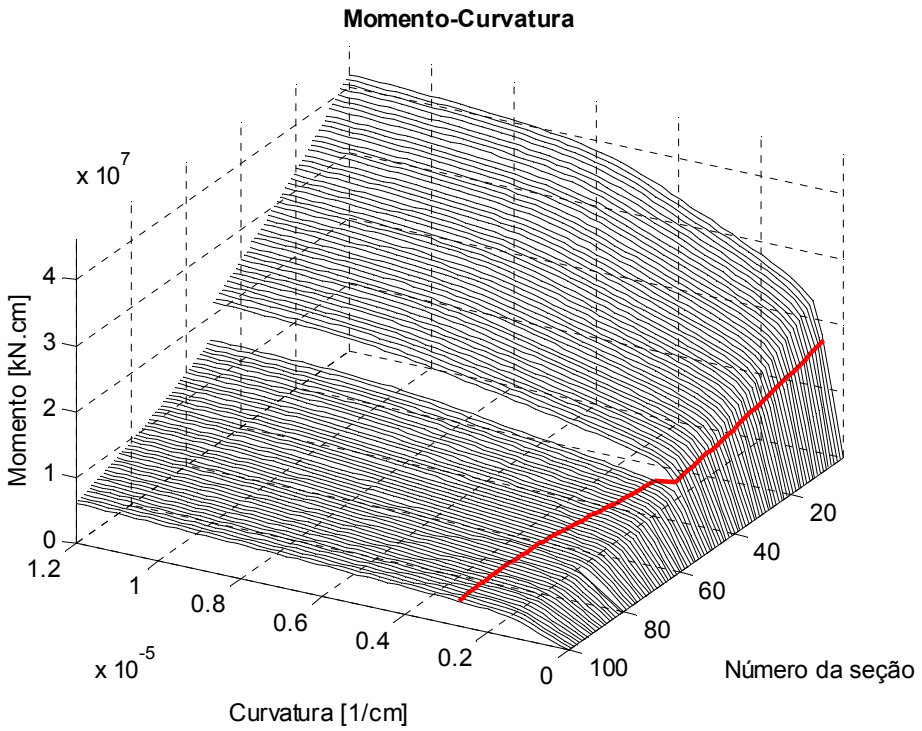


Figura 6.8 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,7.A_p

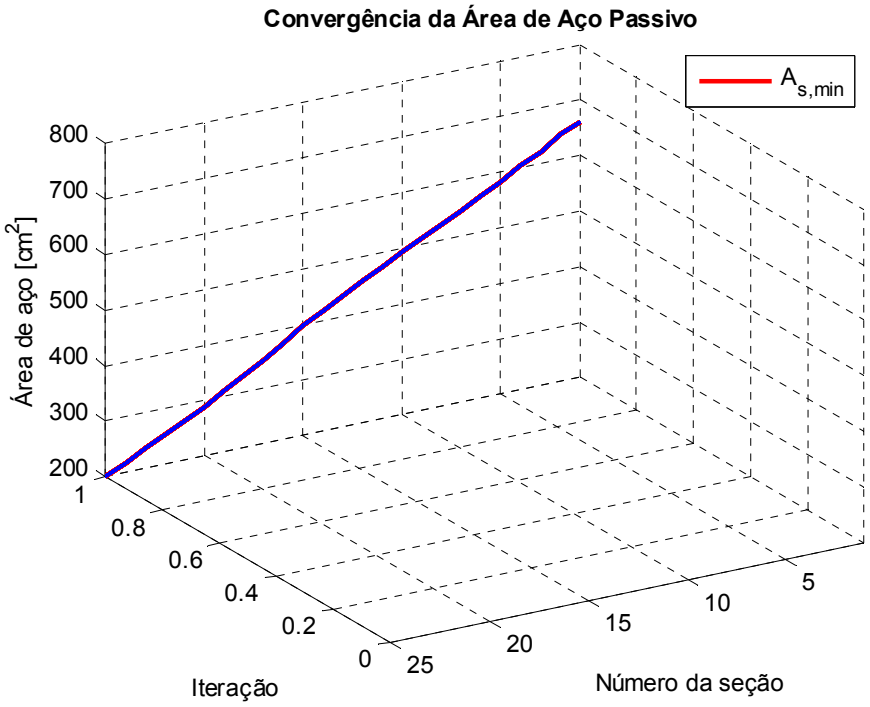


Figura 6.9 – Convergência da área de aço passivo para 0,7.A_p

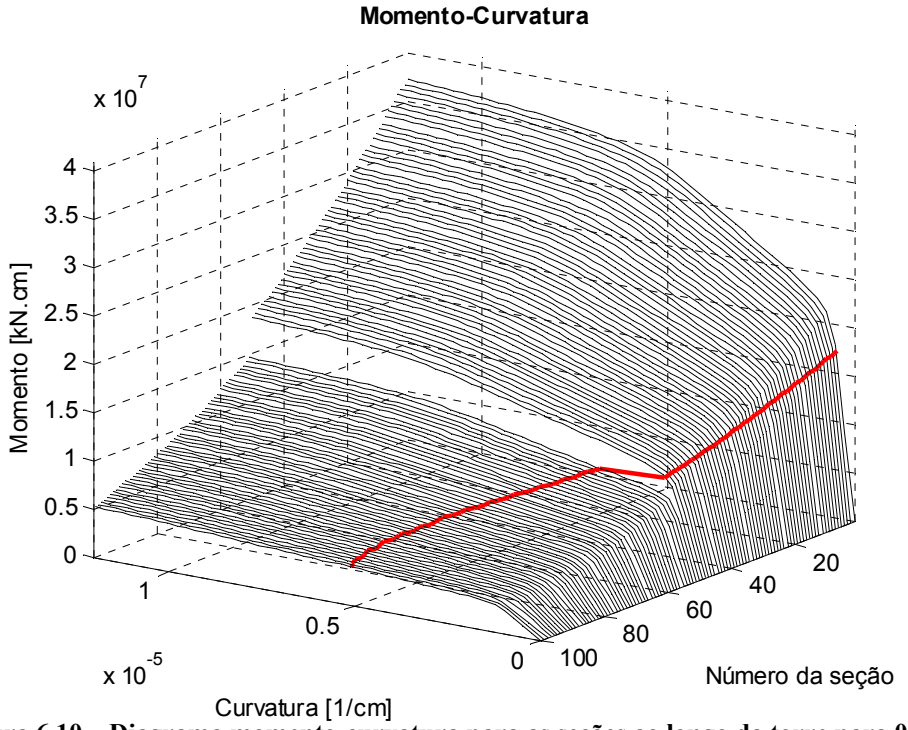


Figura 6.10 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,5.A_p

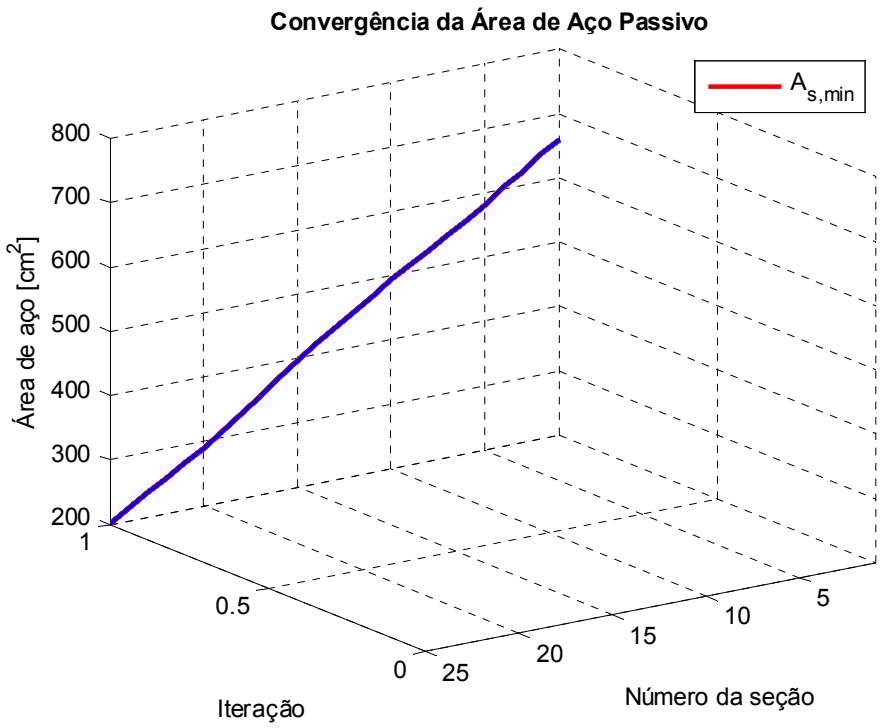


Figura 6.11 – Convergência da área de aço passivo para 0,5.A_p

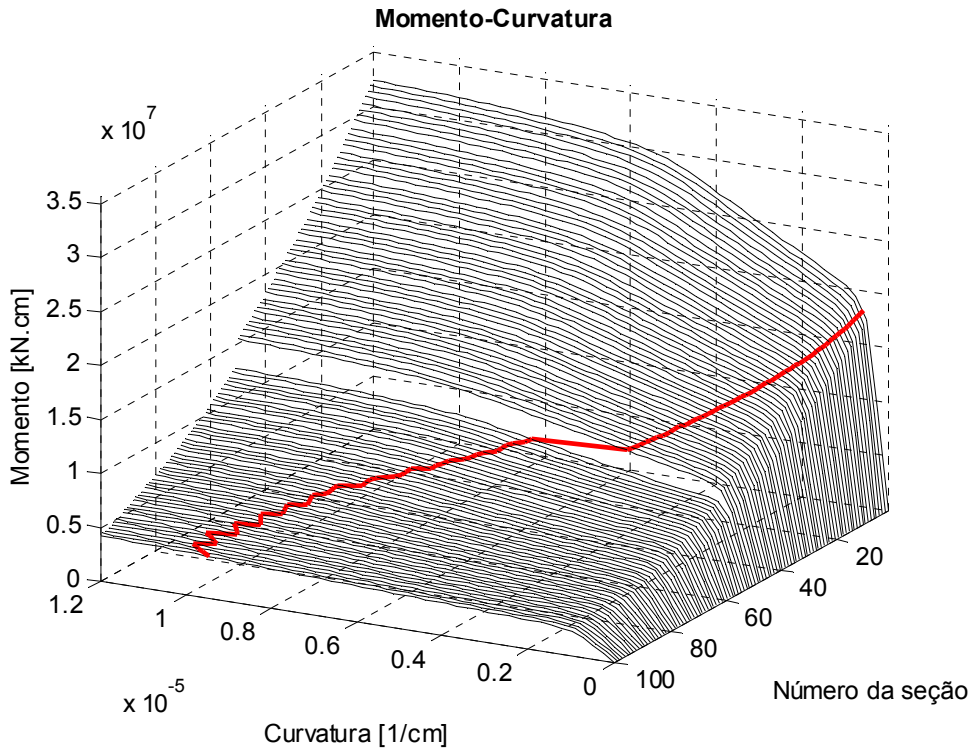


Figura 6.12 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,3.A_p

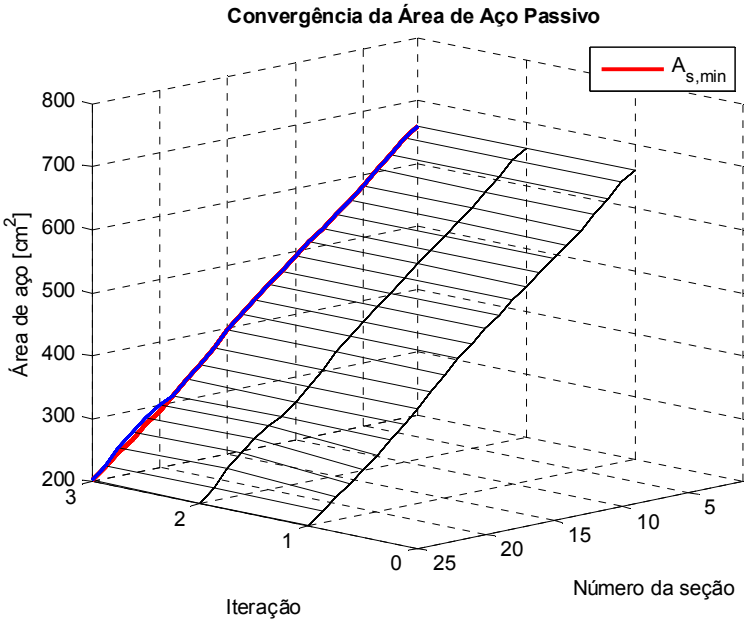


Figura 6.13 – Convergência da área de aço passivo para 0,3.A

Utilizando um percentual de 25% da área de aço da armadura ativa A_p, obtida para a combinação do estado limite de serviço de descompressão (*protensão completa*), nota-se que houve como esperado um aumento da armadura passiva. Entretanto, a armadura passiva ainda atinge a área mínima de aço ao longo dos 15 anéis inferiores que compõem a torre (Figura 6.14).

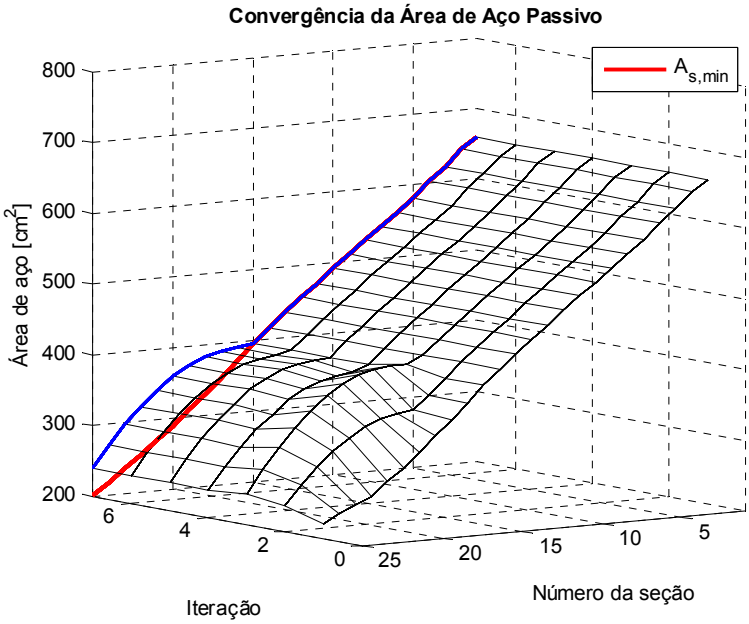


Figura 6.14 – Convergência da área de aço passivo para 0,25.A_p

É interessante notar que as linhas vermelhas da Figura 6.13 e Figura 6.15 apresentam nas seções próximas ao topo uma forma parecida com a de uma *onda dente de serra*. Isto é devido à adoção em cada anel da maior área de aço obtida no dimensionamento do mesmo, como pode ser visto na Figura 6.17.

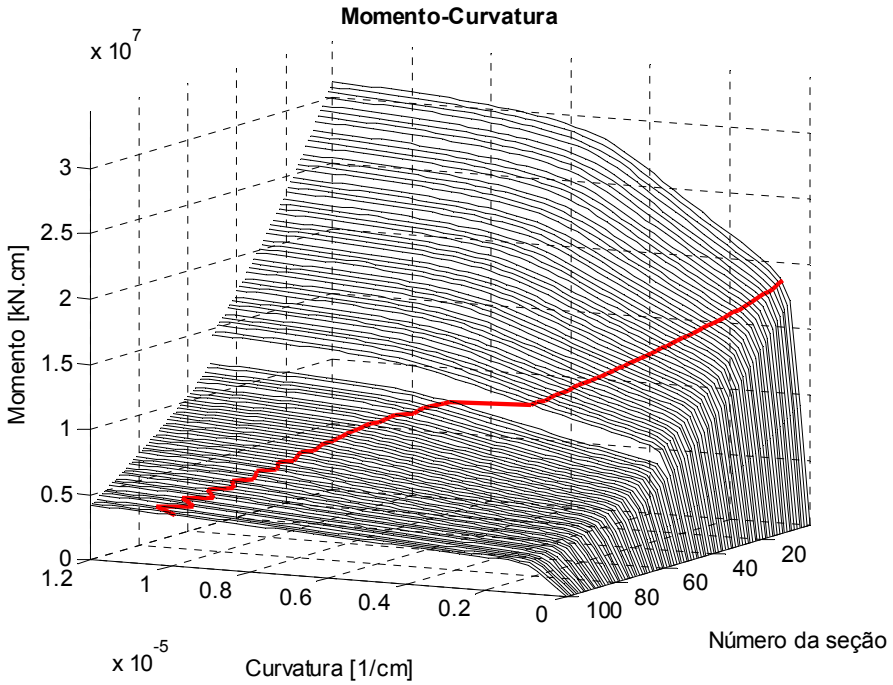


Figura 6.15 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,25.A_p

Na Figura 6.16 e na Figura 6.17 mostram-se os mesmos resultados da área de aço passivo, porém sem a adoção de uma área constante para cada anel (com altura de 4 metros). Percebe-se a ausência da onda dente de serra pela mudança suave na área de aço passivo. A Figura 6.18 demonstra mais claramente, no plano, a convergência da área de aço. De qualquer forma, é mostrado apenas o resultado da seção inferior de cada um dos 25 anéis.

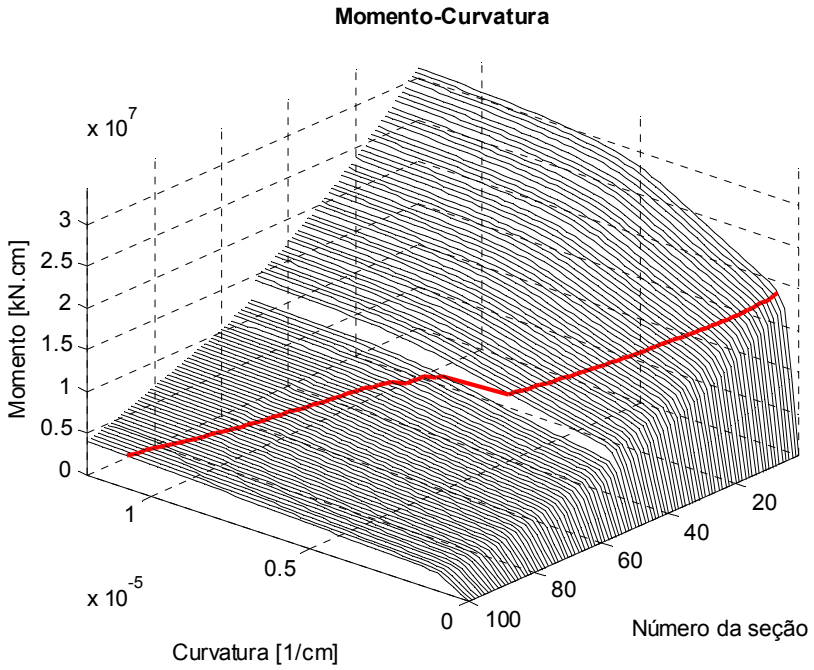


Figura 6.16 – Convergência da área de aço passivo para 0,25.A_p sem adoção de A_s constante para cada anel

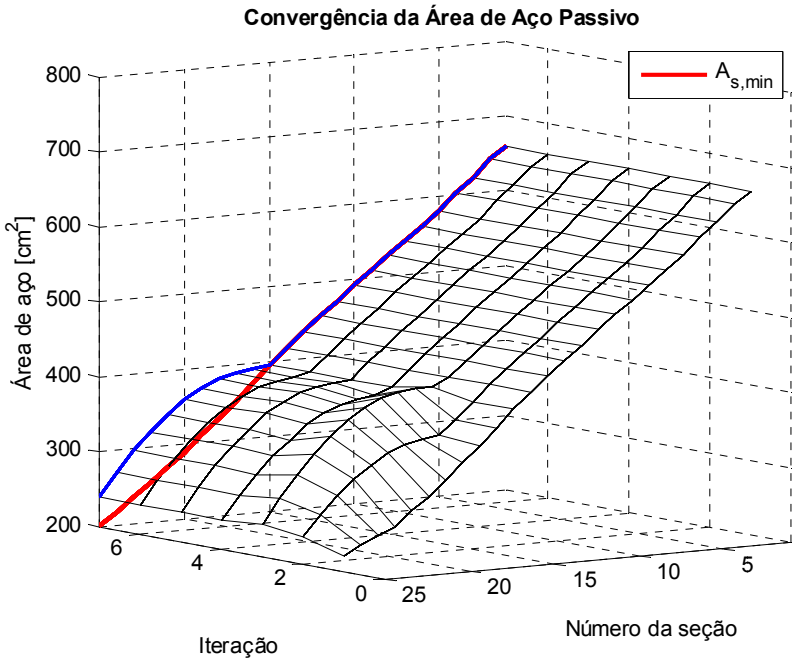


Figura 6.17 – Convergência da área de aço passivo para 0,25.A_p sem adoção de A_s constante para cada anel

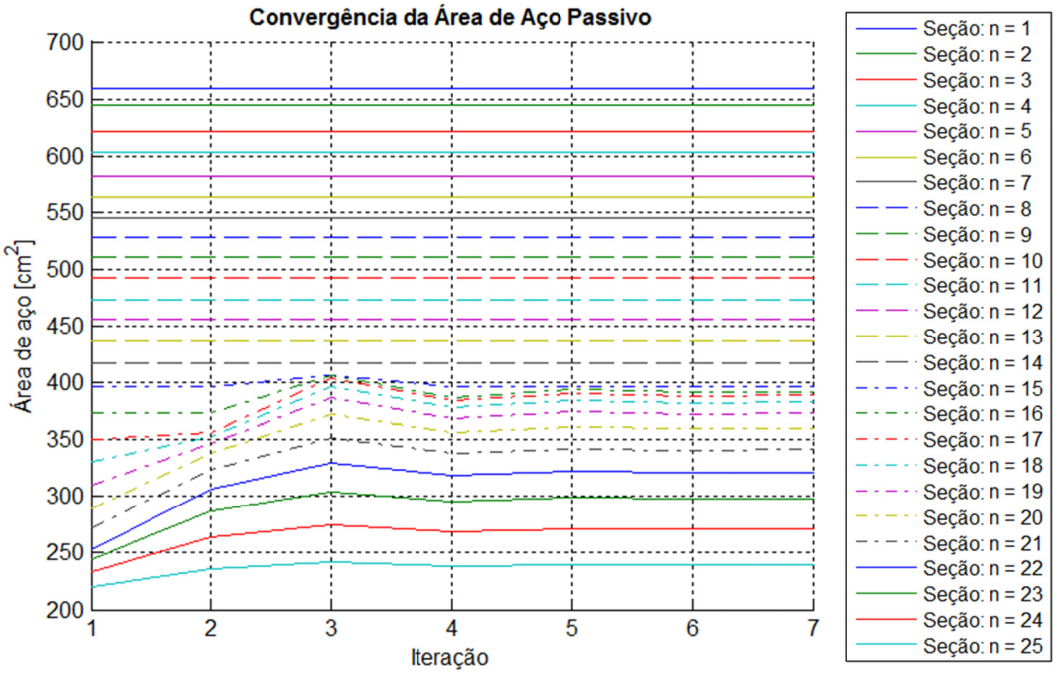


Figura 6.18 – Convergência da área de aço passivo para 0,25.A_p sem adoção de A_s constante para cada anel

6.4.3.1 Taxa de armadura mínima de viga

Para ilustrar as diferenças na obtenção do tratamento da torre como pilar ou viga, mostram-se os diagramas momento-curvatura-força normal e as áreas de aço passivo obtidas ao final do dimensionamento.

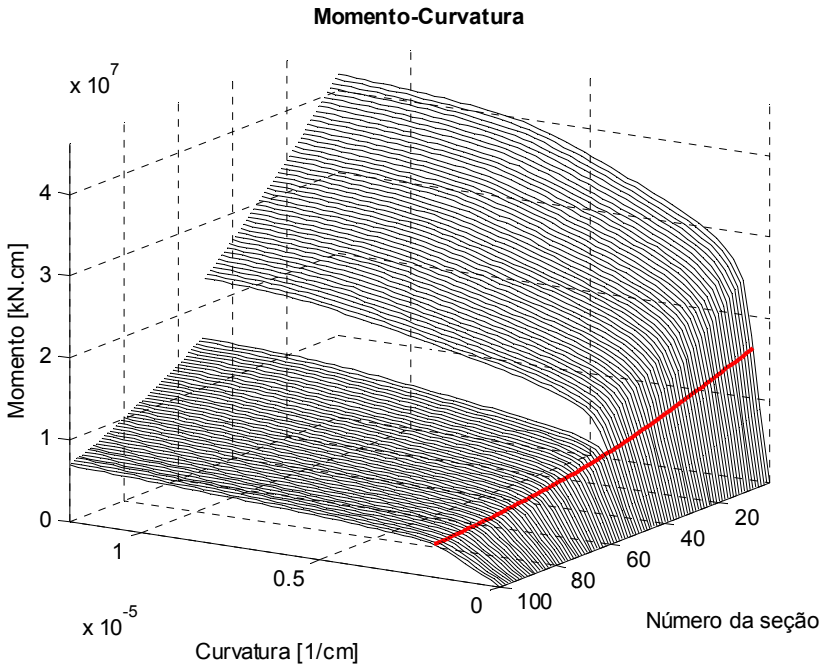


Figura 6.19 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 1.A_p

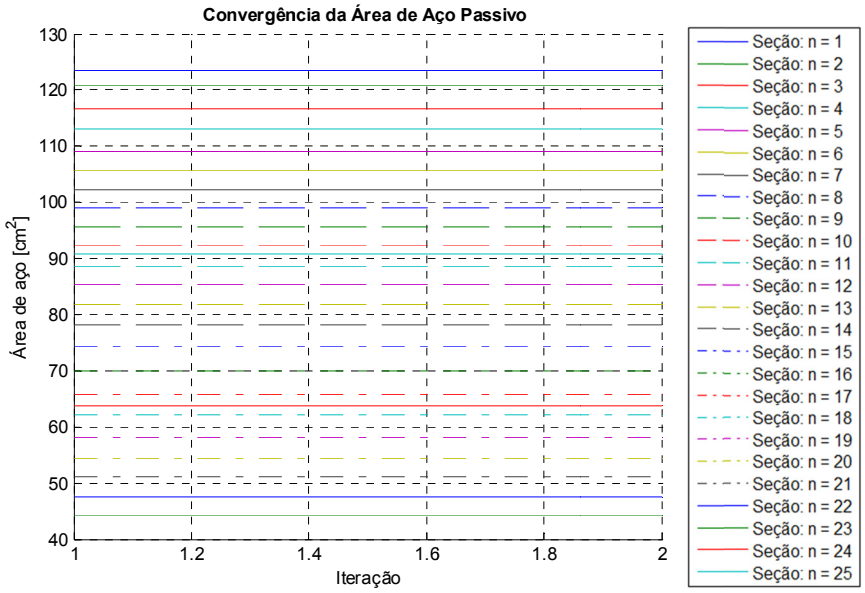


Figura 6.20 – Convergência da área de aço passivo para 1.A_p

Mostram-se a seguir os resultados com a adoção de 70%, 50% e 30% da área de aço ativo proveniente do dimensionamento com protensão completa da Figura 6.21 a Figura 6.26.

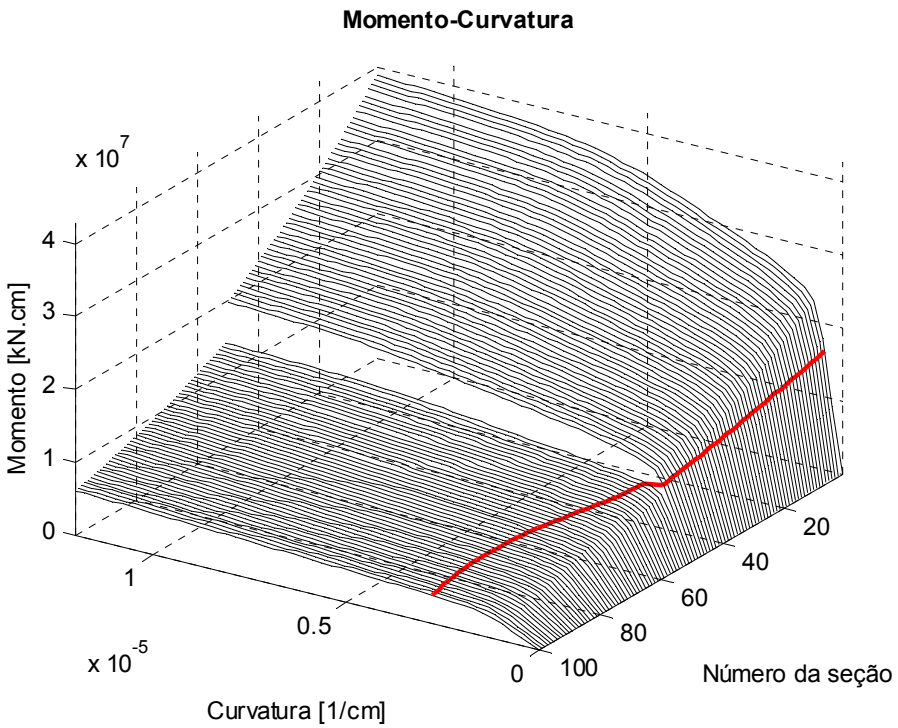


Figura 6.21 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,7.A_p

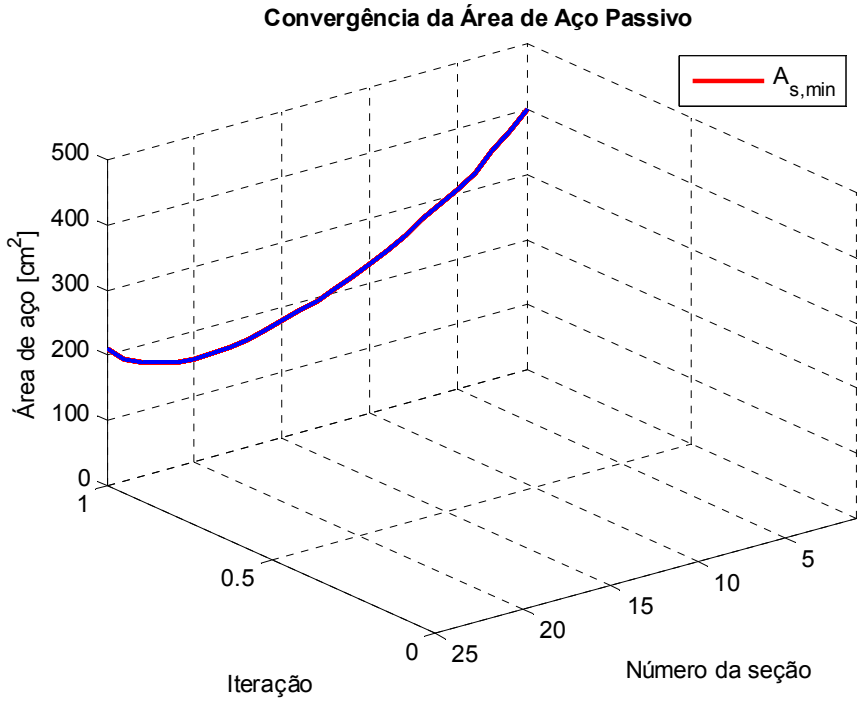


Figura 6.22 – Convergência da área de aço passivo para 0,7.A_p

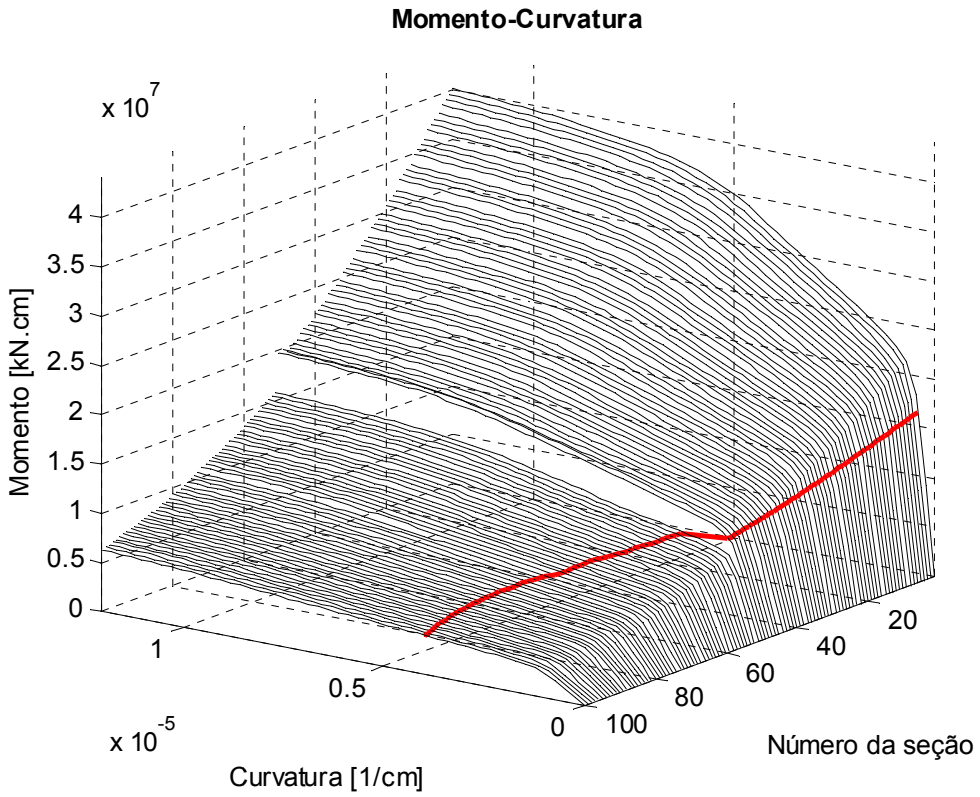


Figura 6.23 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,5.A_p

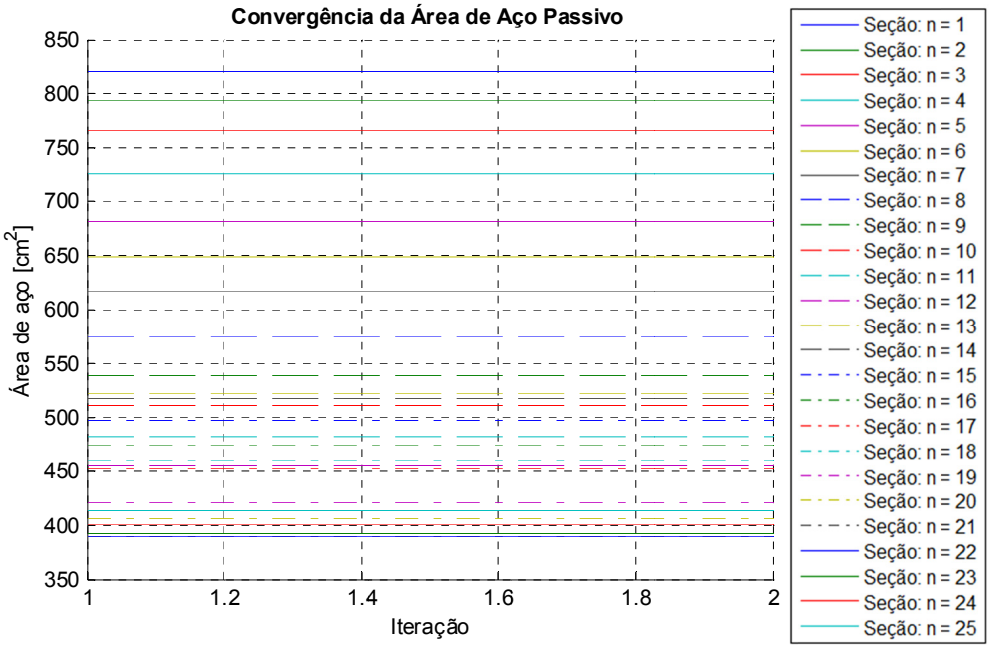


Figura 6.24 – Convergência da área de aço passivo para 0,5.A_p

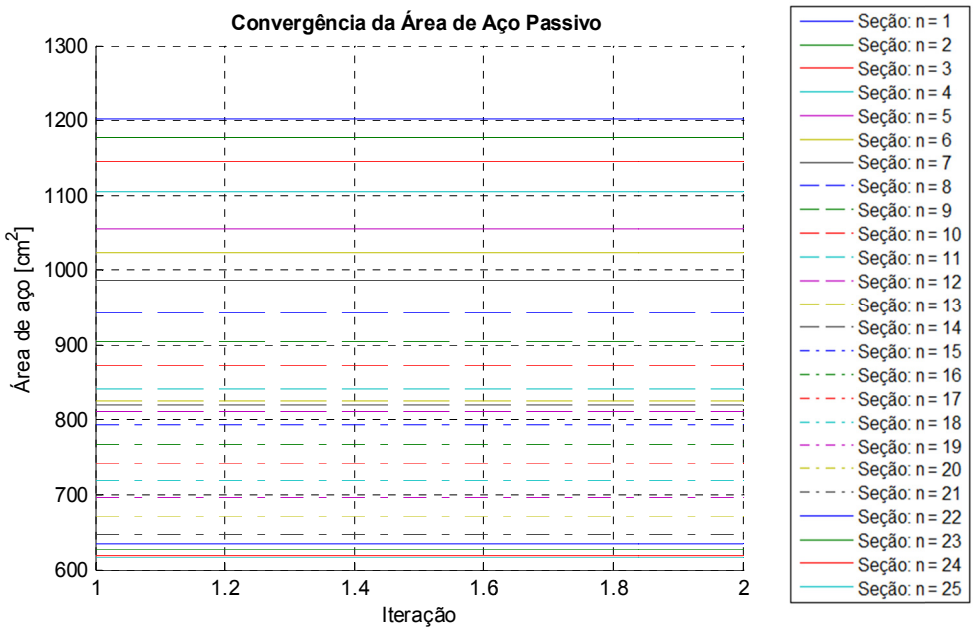


Figura 6.25 – Convergência da área de aço passivo para 0,3.A

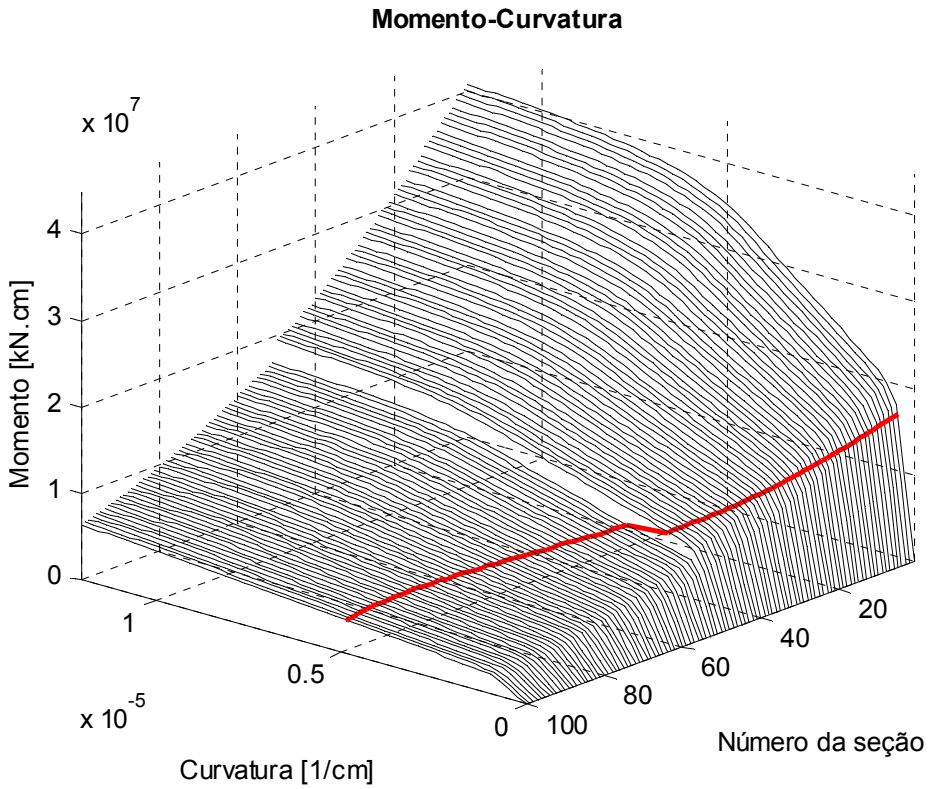


Figura 6.26 – Diagrama momento-curvatura para as seções ao longo da torre para 0,3.A_p

Como forma de exemplificar a diferença dos deslocamentos obtidos ao longo da torre por outros métodos, como pelo método dos momentos de área e pela dupla integração das

curvaturas, mostram-se nas Figura 6.27 e Figura 6.28 esses deslocamentos provenientes das rigidezes no ELU para cada elemento, tomando o exemplo da Figura 6.19.

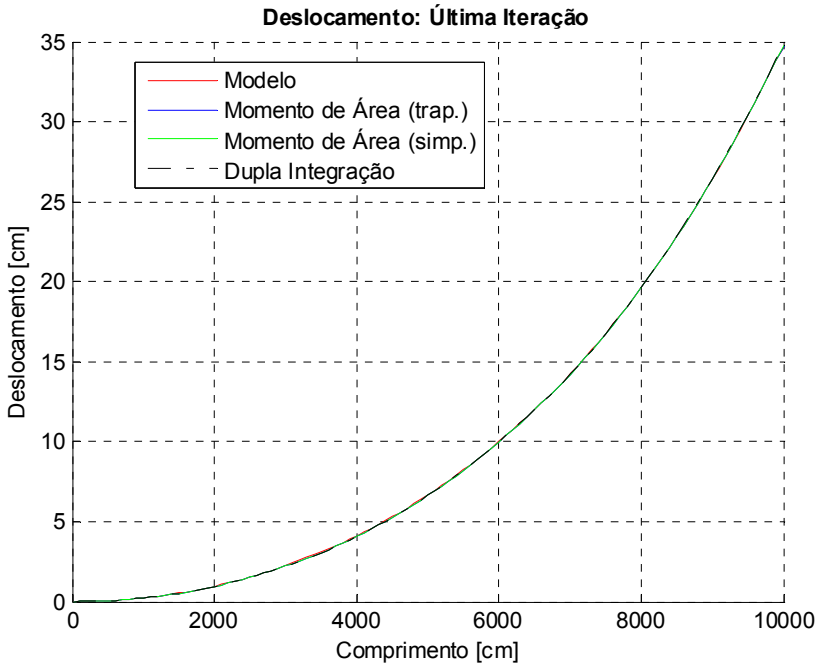


Figura 6.27 – Comparação entre os deslocamentos obtidos pelo modelo, método dos momentos de área (por trapézio e Simpson) e dupla integração

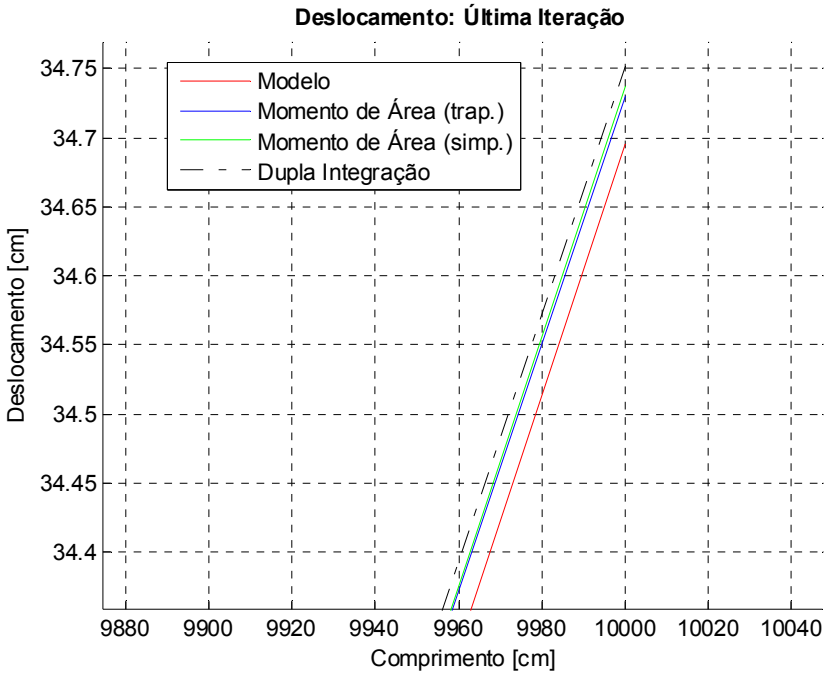


Figura 6.28 – Detalhe da comparação entre os deslocamentos

Mostra-se que as diferenças entre os deslocamentos obtidos são insignificantes, com diferenças percentuais em relação ao modelo usado de: 0,098%, (momento de área por integração numérica pela regra do trapézio), 0,12% (momento de área por regra de Simpson) e 0,16% (dupla integração da curvatura).

6.5 Dimensionamento ao Esforço Cortante

Em contraste com o extenso uso das seções circulares maciças e vazadas, por exemplo, em pilares, postes, torres, chaminés e reservatórios, as referências normativas em geral não propõem nenhuma formulação específica para a avaliação da resistência ao cisalhamento das mesmas. Como descreve Teixeira *et al.* (2012), a aplicação da equação empregada em seções retangulares para essas seções implicariam em alguns problemas como:

- Aplicabilidade da expressão usada para determinação de V_{rd2}, força cortante resistente de cálculo referente à ruína das diagonais comprimidas de concreto;
- Definição do valor de b_w para o cálculo de V_c, parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao de treliça;
- Dúvidas referentes à eficiência dos estribos circulares na resistência à força cortante quando da determinação de V_{sw}, parcela da força cortante resistida pela armadura transversal;

6.5.1 Eficiência dos estribos

Quanto à eficiência dos estribos circulares na resistência à força cortante para seções também circulares, Turmo *et al.* (2009) apresenta uma formulação deduzida teoricamente e comprovada empiricamente para a contribuição das armaduras transversais, considerando tanto estribos verticais quanto espirais. No caso das *seções anulares*, a contribuição da armadura transversal formada por estribos verticais é dada pelo produto do número de estribos atravessando a fissura, multiplicada pela resistência mecânica do estribo e pela inclinação média dos estribos na interseção com a fissura:

$$V_{sRd} = \frac{(\varphi_0 - \varphi_f)R\cot(\theta)}{s_t} 2A_\phi f_{y90d} \frac{\int_0^{(\varphi_0-\varphi_f)R\cot(\theta)} sen\left(\varphi_0 - \frac{xtan(\theta)}{R}\right)dx}{(\varphi_0 - \varphi_f)R\cot(\theta)} \quad \textbf{(6.29)}$$

Que simplificando resulta na mesma expressão tão usada para seção retangular:

$$V_{sRd} = z\,.\cot\theta\ .\ A_{90}\,.f_{y90,d} \quad \textbf{(6.30)}$$

Onde z é o braço de alavanca, θ é o ângulo definindo a inclinação longitudinal das bielas de concreto, A_{90} é a área por unidade de comprimento de cada reforço com uma inclinação de 90º, A_ϕ é a área de um ramo de um estribo e $f_{y90,d}$ é a resistência de cálculo da armadura transversal.

Segundo Turmo *et al.* (2009), esse resultado surpreendente, evidenciando a mesma equação para a contribuição da armadura transversal em seções retangulares, deve-se ao fato de que as tensões de cisalhamento possuem a *mesma orientação dos estribos*. Assim, enquanto há um fator de eficiência com **valores sempre menores do que 1 para seções maciças**, **para a seção anular, o mesmo deve ser tomado igual a 1**.

6.5.2 Cálculo de V_c

Uma forma de obter o valor de V_c seria, tal como Teixeira *et al.* (2012), estimando-o correspondente à **primeira fissura de cisalhamento**, considerando-se Estádio I para o concreto, logo referente à máxima tensão de tração (na altura do centroide da seção).

Assumindo que a tensão de cisalhamento seja uniforme através da espessura da parede, agindo paralela ao contorno da seção e utilizando a condição de antissimetria da tensão de cisalhamento em seções simétricas na fórmula do fluxo de cisalhamento (Turmo *et al.,* 2009), a tensão de cisalhamento, τ_s, para seção anular não fissurada pode ser estimada a partir de:

$$\tau_s(s) = \frac{V sen\varphi}{\pi R t} \tag{6.31}$$

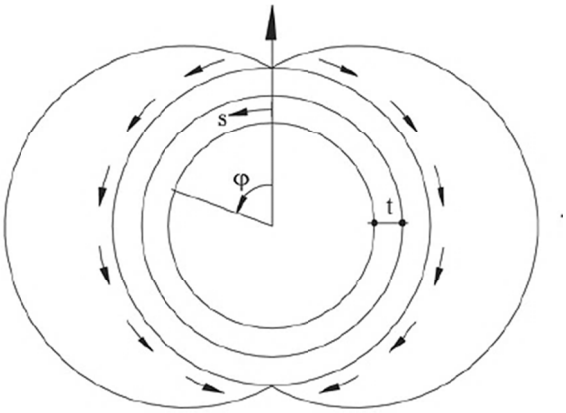


Figura 6.29 – Tensão de cisalhamento em seção anular não fissurada (Turmo *et al.*, 2009)

Onde t é a espessura e R é o raio médio. Desta forma, a tensão de cisalhamento máxima que ocorrerá na altura do centroide da seção terá valor de:

$$\tau_{s,máx} = \frac{2V}{A_c} \tag{6.32}$$

Este resultado está de acordo com a tensão de cisalhamento máxima na seção obtida com a fórmula de Jourávski para uma seção não fissurada:

$$\tau_{máx} = \frac{VQ}{It} = \frac{4V}{3A_c}\left(\frac{r_{ext}^2 + r_{ext}r_{int} + r_{int}^2}{r_{ext}^2 + r_{int}^2}\right) \quad \textbf{(6.33)}$$

Fazendo o limite superior para o raio interno, a tensão de cisalhamento máxima torna-se:

$$r_{int} \to r_{ext} \therefore \tau_{máx} \to \frac{2V}{A_c}$$

E assim, o *esforço cortante correspondente à primeira fissura de cisalhamen*to é dado por:

$$V_c = \frac{\tau_{s,máx}A_c}{2} = \frac{f_{ct}A_c}{2} \quad \textbf{(6.34)}$$

Uma vez que as seções de paredes finas podem ser consideradas como submetidas a um estado plano de tensões, desprezando a tensão ao longo da espessura, σ_3, a ideia proposta pode ser estendida para consideração de protensão longitudinal centrada e circunferencial. As tensões principais são:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \sigma_{méd} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad \textbf{(6.35)}$$

Adotando para $\sigma_1 = f_{ct}$ e $\tau_{xy} = \tau_{máx} = 2V/A_c$ e substituindo na equação anterior:

$$\tau_{xy} = \sqrt{\left(\sigma_{1,2} - \sigma_{méd}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} \therefore V = \frac{A_c}{2}\sqrt{(f_{ct} - \sigma_{méd})^2 - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} \quad \textbf{(6.36)}$$

Retirando-se a protensão centrada e circunferencial, então na altura do centroide da seção $\sigma_x = 0$ e $\sigma_y = 0$:

$$V_c = \frac{A_c}{2}\sqrt{(f_{ct} - 0)^2 - \left(\frac{0}{2}\right)^2} = \frac{f_{ct}A_c}{2} \quad \textbf{(6.37)}$$

A fim de que se possa comparar o valor de V_c com o de dados experimentais, será admitido para f_{ct} o valor inferior da resistência característica à tração do concreto, $f_{ctk,inf}$, a depender da resistência do concreto:

$$f_{ctk,inf} = 0{,}7 f_{ctm}$$

$$\begin{cases} f_{ctm} = 0{,}3 f_{ck}^{2/3} \; para \; f_{ck} < C50 \\ f_{ctm} = 2{,}12 \; ln(1 + 0{,}11 f_{ck}) \; para \; f_{ck} > C55 \end{cases} \qquad f_{ck} = f_{cm} - 8 \; (MPa)$$

Para a armadura transversal serão feitas as seguintes adoções: o ângulo da biela de compressão θ é de 45°, a altura útil será considerada igual a $d = 0{,}8h$ (sendo um limite inferior quando existir armadura de protensão ao longo da altura de acordo com a norma

brasileira), e a tensão na armadura transversal igual à tensão de escoamento característica $f_y = f_{yk} = 50\ kN/cm^2$. Uma vez que a armadura transversal seja espiral a expressão de V_{sw} torna-se:

$$V_{sw} = \frac{2A_\phi}{p} . z . f_{yk,t} . \cot\theta = \frac{2A_\phi}{p} . 0{,}9 . d . f_{yk,t} \qquad \textbf{(6.38)}$$

A força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal, V_{Rd3}, é a soma das parcelas V_c e V_{sw}. A Tabela 6.4 apresenta os valores dos parâmetros geométricos e mecânicos das vigas ensaiadas por Völgyi *et al.* (2014) e a comparação entre o máximo esforço cortante obtido no ensaio e o calculado pelo modelo proposto.

Tabela 6.4 – Comparação entre ensaio experimental de Völgyi *et al.* (2014) e modelo proposto

Diâmetro A_{st} [mm]	p [cm]	Diâmetro A_s [mm]	n_s / n_p	t [cm]	R_{int} [cm]	R_{ext} [cm]	R_m [cm]	A_c [cm²]	f_c [MPa]	Força de protensão [kN]	V_{teste} [kN]	$f_{ctk,inf}$ [MPa]	V_{prop} [kN]	V_{prop}/V_{teste}
-	0	12	12/0	5,7	9,3	15	12,15	435,1	72,9	0	68,6	3,11	**67,70**	**0,99**
-	0	12	12/0	9,6	5,4	15	10,20	615,2	70,2	0	95,0	3,06	**94,02**	**0,99**
-	0	16	12/0	6,4	8,6	15	11,80	474,5	66,9	0	78,0	2,89	**68,49**	**0,89**
5	15	16	12/0	5,5	9,5	15	12,25	423,3	72,9	0	115,0	3,11	**94,13**	**0,82**
5	15	12	12/0	5,7	9,3	15	12,15	435,1	66,9	0	105,0	2,99	**93,24**	**0,89**
5	15	16	12/0	9,3	5,7	15	10,40	604,8	70,2	0	158,0	3,06	**120,7**	**0,76**
5	11	16	12/0	9,1	5,9	15	10,50	597,5	66,9	0	187,0	2,99	**127,8**	**0,68**
5	15	16	8/4	5,8	9,2	15	12,10	441,0	62,5	148	140,0	2,89	**121,9**	**0,87**
5	15	16	8/4	9,2	5,8	15	10,40	601,2	64,8	88	141,0	2,94	**136,4**	**0,97**
5	15	16	8/4	9,3	5,7	15	10,35	604,8	69,8	106	146,0	3,05	**143,9**	**0,99**
5	15	16	8/4	9,3	5,7	15	10,35	604,8	62,5	228	163,0	2,89	**160,8**	**0,99**
5	15	16	8/4	9,5	5,5	15	10,25	611,8	69,7	238	161,5	3,05	**168,9**	**1,05**
5	15	0	0/12	9,2	5,8	15	10,40	601,2	72,2	237	174,0	3,10	**168,6**	**0,97**
5	15	0	0/12	9,0	6,0	15	10,50	593,8	72,2	180	145,0	3,10	**157,6**	**1,09**
											C. A. e C. P.		**Média**	**0,93**
													D. P.	**0,11**
											Apenas C. P.		**Média**	**0,99**
													D. P.	**0,07**

n_s – número de barras de aço, n_p – número de cordoalhas, p – passo da armadura transversal espiral
C. A. – Concreto Armado, C. P. – Concreto Protendido, D. P. – Desvio Padrão

Vale relatar que para uma taxa geométrica de armadura longitudinal maior do que a mínima utilizada no ensaio (12 barras de 12 mm de diâmetro), os valores obtidos dos ensaios são em quase totalidade maiores do que aqueles calculados, entretanto isto se deve à inexistência na expressão proposta de uma correlação com a taxa de armadura, diferentemente da expressão proposta por Merta para V_c, que leva em conta até efeito de carga axial. A influência da

distância entre a carga aplicada e o apoio também é mostrada por Völgyi *et al.* (2014), resultando em valores também maiores do que aqueles calculados pelo modelo proposto. Deste modo, o modelo sugerido aqui para os ensaios analisados apresentaram uma boa concordância e representa, sobretudo, um bom indicativo para o valor de V_c.

6.5.3 Cálculo de V_{Rd2}

Quando do cálculo de V_c e V_{rd2}, uma forma de suprimir a dificuldade em se determinar o valor de b_w seria utilizando o conceito de área efetiva na substituição do produto $b_w d$, muito embora esta mudança precise de maior embasamento teórico e/ou experimental (Teixeira *et al.*, 2012). Recentemente, Merta e Kolbitsch (2006), visando suprir a lacuna existente em normas para a seção circular maciça, propuseram o uso da área efetiva de cisalhamento, A_{ef}, a partir de uma solução analítica, obtendo um valor entre 0,6 e 0,8 da área da seção bruta. Aqui também será utilizado este conceito da área efetiva de cisalhamento, no entanto, diferentemente de Merta e Kolbitsch, é utilizada outra abordagem.

Assim como definido pela NBR8800 (2008), a área efetiva seria aquela dada quociente entre a força cortante e a tensão de cisalhamento máxima na seção obtida com a fórmula de Jourávski. Uma vez que as seções anulares aqui são tratadas como elementos de paredes finas, a tensão de cisalhamento máxima é $\tau_{máx} = 2V/A_c$. A área efetiva fica definida então:

$$A_{ef} = \frac{V}{2V/A_c} = 0{,}5A_c = \pi R \tag{6.39}$$

Substituindo na expressão da força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por compressão diagonal, V_{Rd2}, pela norma brasileira e com os valores de cálculo:

$$V_{Rd2} = 0{,}27\alpha_{v2} f_{cd} b_w d = 0{,}27\alpha_{v2} f_{cd} A_{ef} = 0{,}135\alpha_{v2} f_{cd} A_c \tag{6.40}$$

Onde $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$ em MPa. Importante ser constatado é que tomando $A_{ef} = b_w d$, utilizando para b_w a menor largura da seção, $b_w = 2t$, conduz a altura útil d a um valor muito próximo a de $0{,}8h$ (consideração feita anteriormente para o cálculo de V_{sw}):

$$A_{ef} = \pi R t = 2td \therefore d = \frac{\pi R}{2} = \frac{\pi h}{4} \cong h\,.\,0{,}785\ldots \tag{6.41}$$

6.5.4 Armadura mínima transversal

Os valores para a armadura mínima transversal podem ser adotados de acordo com a seguinte expressão da norma brasileira (NBR 6118, 2014):

$$A_{sw,min} = \rho_{sw} 100 b_w \text{ (cm}^2\text{/m)} \tag{6.42}$$

Sendo que:

$$\rho_{sw} = 0{,}2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \tag{6.43}$$

Onde b_w, no caso da espessura da nervura variar com a altura, pode ser adotado como a largura média ao longo da altura. Pode ser calculado para a seção circular vazada como:

$$b_w = \frac{A_c}{2r_{ext}} = \frac{\pi r_m t}{(r_m + t/2)} \therefore b_w(t \to 0) = \pi \text{t} \tag{6.44}$$

Portanto, o valor de b_w estará entre $\pi t/2$ e πt, mas como a espessura t tende a ser muito menor do que o raio médio r_m, o valor tende a πt. Na Tabela 6.5 apresentam-se os valores da taxa de armadura transversal ρ_{sw} para todas as classes de concreto.

Tabela 6.5 – Valores para ρ_{sw} em porcentagem para o aço CA-50

f_{ck} [MPa]	20	25	30	35	40	45	50	60	70	80	90
$f_{ct,m}$[MPa]	2.21	2.56	2.90	3.21	3.51	3.80	4.07	4.30	4.59	4.84	5.06
ρ_{sw} [%]	0.09	0.10	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20

Adotando-se armadura transversal tanto na face externa quanto interna, resulta em um estribo de 4 ramos, do qual ainda não se sabe o espaçamento entre estribos, s, nem o diâmetro das barras, ϕ_t. Deixando em função desses últimos parâmetros:

$$A_{sw} = 100 \frac{n_{ramos} A_{s,\phi_t}}{s} \text{ (cm}^2\text{/m)} \tag{6.45}$$

Onde A_{s,ϕ_t} é a área da seção de uma barra. O diâmetro das barras não pode ser menor do que 5 mm e nem maior do que $b_w/10$. O espaçamento máximo, $s_{máx}$, é dado por:

$$\begin{cases} \text{Se } V_d \leq 0{,}67 V_{Rd2}, \text{então } s_{máx} = 0{,}6d \leq 30 \text{ cm} \\ \text{Se } V_d > 0{,}67 V_{Rd2}, \text{então } s_{máx} = 0{,}3d \leq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Considerando a altura útil $d = 0{,}8 d_{ext}$, para que $s_{máx}$ resulte em valores menores do que seus limites superiores é preciso que:

$$\begin{cases} 0{,}6d \leq 30 \therefore 0{,}6.0{,}8.r_{ext} \leq 30 \therefore r_{ext} \leq 31{,}25 \text{ cm} \\ 0{,}3d \leq 20 \therefore 0{,}3.0{,}8.2.r_{ext} \leq 20 \therefore r_{ext} \leq 41{,}67 \text{ cm} \end{cases}$$

Logo, os espaçamentos máximos são iguais aos limites superiores, pois os raios externos são muito menores do que os utilizados na prática. A menor área de aço a ser obtida considerando as disposições construtivas para $s_{máx} = 20$ cm, e o menor diâmetro de 5 mm para a armadura será:

$$A_{sw} = 100\frac{n_{ramos}A_{s,\phi_t}}{s} = 100\frac{4.0{,}196}{20} = 3{,}92\ \mathrm{cm^2/m}$$

Este valor é menor do que o obtido para a menor taxa de armadura transversal, considerando uma espessura mínima de $t = 20$ cm e concreto classe C50:

$$A_{sw,min} = \rho_{sw}100b_w = 0{,}16.\pi.20/2 = 5{,}03\ \mathrm{cm^2/m}$$

Assim, nota-se que a área de aço dada pela taxa de armadura mínima é sempre maior do que aquela obtida pela disposição construtiva da armadura transversal.

6.5.5 Exemplo

Utilizando-se das considerações anteriores, é possível ver para o exemplo na seção 3.7.1.5, que o esforço cortante solicitante de cálculo não representa dificuldades para o dimensionamento das seções ao longo da torre, uma vez que não chega a ser um valor maior do que de V_{c0} tomado considerando flexão simples (Figura 6.30 e Figura 6.31) que não é o caso.

Também não é relatado por Jammes (2009) dificuldades no dimensionamento ao esforço cortante, ressaltando que o *critério de resistência ao esforço cortante para o CUADRF é sempre satisfeito devido à grande área de concreto envolvida*. Vale dizer que a tensão de tração suportada pelo CUADRF é consideravelmente maior do que para concretos convencionais, além de ser mesmo capaz de mantê-la após atingir a máxima deformação elástica à tração. Além disto, os limites dos parâmetros geométricos, como espessura (entre 20 e 40 cm) e raio externo (máximo de 6 m), adotados por Jammes são valores aceitáveis ao se tratar de torres de concreto (La Nier, 2005; Grünberg; Göhlmann, 2013).

Na realidade, a seção tratada monoliticamente nem mesmo necessitaria de armadura transversal para resistir ao esforço cortante, podendo ser adotada a armadura mínima. Entretanto, é preciso lembrar que este assunto é bastante complexo, merecendo estudo mais aprofundado, e que aqui permanece adotada esta simplificação.

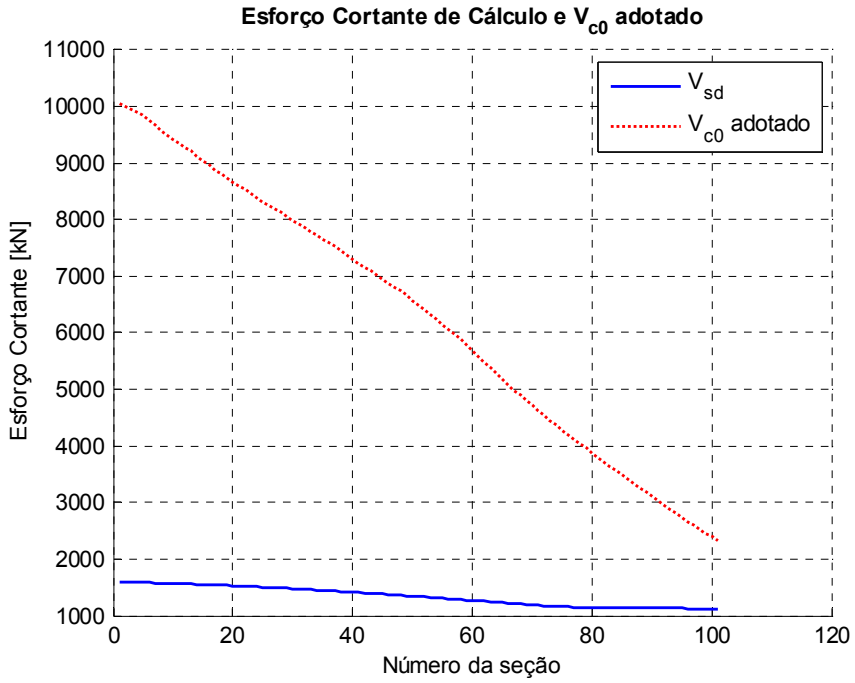


Figura 6.30 – Esforço solicitante de cálculo e V_{c0} adotado

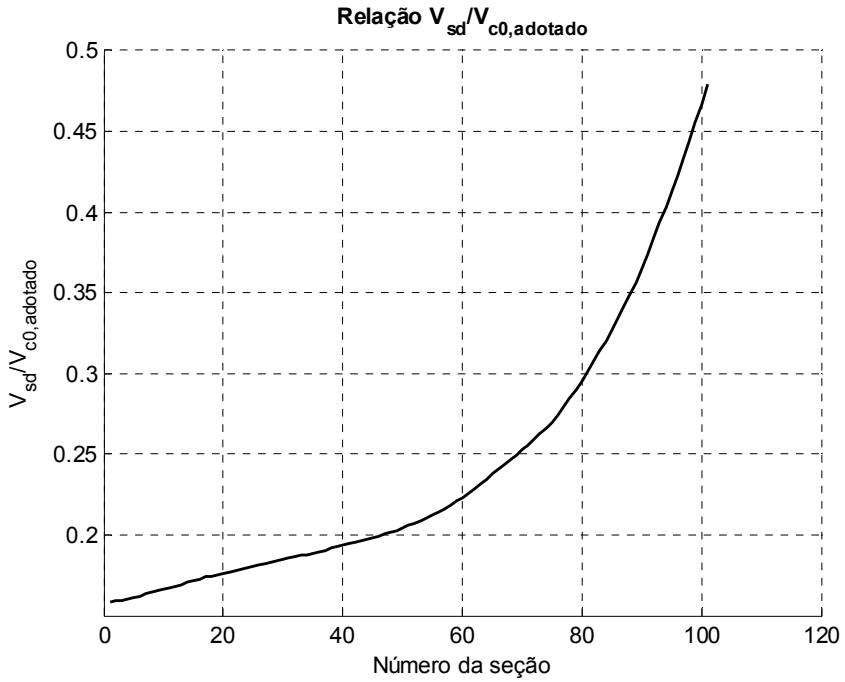


Figura 6.31 – Relação entre V_{sd} e $V_{c0,adotado}$ para cada seção ao longo da torre

6.6 Rotação da Fundação

Como ressaltam Grünberg e Göhlmann (2013), apenas a rotação da fundação dependente do aumento de curta duração no momento fletor na interface solo-estrutura é significante para o *cálculo da vibração* e o cálculo das deformações no *estado limite de serviço*. O módulo da fundação usado nestes casos é obtido a partir do módulo de compressibilidade dinâmico. Já no *cálculo das deformações de acordo com a teoria de segunda ordem no estado limite último* devem ser consideradas as rotações não elásticas da fundação. De acordo com os autores, estes efeitos não lineares podem ser levados em consideração aproximadamente assumindo um módulo estático de compressibilidade, em vez do módulo dinâmico, existindo as seguintes relações entre os módulos estático e dinâmico para diferentes tipos de solo (Kolymbas 1998 *apud* Grünberg; Göhlmann, 2013):

- Solos não coesivos: $\approx 2 < E_{s,est}/E_{s,din} < \approx 4$
- Solos coesivos: $\approx 6 < E_{s,est}/E_{s,din} < \approx 20$

A rigidez da mola rotacional para a consideração da fundação pode ser obtida para os diferentes formatos de fundação e para o referente estado limite de acordo a seguinte expressão:

$$\varphi = \frac{M_{fund}}{c_s\, I_{fund}} \therefore c_\varphi = \frac{\partial M_{fund}}{\partial \varphi} = c_s\, I_{fund} = \frac{E_s\, I_{fund}}{t_{fund}} = \frac{E_s\, I_{fund}}{f'\sqrt{A_{fund}}}$$

Sendo M_{fund} o momento fletor no apoio da interface solo/estrutura, c_s o módulo da fundação, I_{fund} o momento de inércia da área da fundação, A_{fund} a área da fundação, t_{fund} a profundidade efetiva para o efeito antissimétrico da ação, e $f' = 0{,}25$ é o fator de forma para o tombamento. A rigidez da mola rotacional c_φ pode ser obtida adotando-se o momento de inércia relativo a cada forma de fundação. Encontra-se especificada a seguir a rigidez da mola para as fundações mais comuns:

1. Para fundações quadradas (lado a_{fund}):

$$c_\varphi = \frac{1}{3} E_s\, a_{fund}^3$$

2. Para fundações circulares (diâmetro da fundação d_{fund}):

$$t_{fund} = \frac{1}{8}\sqrt{\pi}\, d_{fund}$$

$$c_\varphi = \frac{E_s\, \pi\, d_{fund}^4}{8\sqrt{\pi}\, d_{fund}} = \frac{E_s\, \sqrt{\pi}\, d_{fund}^3}{8}$$

3. Para fundações anulares (diâmetro externo da fundação d_{ext} e diâmetro interno d_{int}):
   - Considera-se uma estimativa superior para a profundidade efetiva como o valor para a seção circular:

$$t_{fund} < \frac{1}{8}\sqrt{\pi}\, d_{ext}$$

$$c_{\varphi} > \frac{E_s\, \pi\, d_{fund}^4}{8\sqrt{\pi}\, d_{fund}} = \frac{E_s\, \sqrt{\pi}}{8}\, \frac{d_{ext}^4 - d_{int}^4}{d_{ext}^4}$$

6.6.1 Exemplo

No exemplo dado por La Nier (2005) para a torre de 100 m de altura com uma turbina de 5 MW, a fundação, uma sapata quadrada de 20,32 m de largura, é representada por seis molas independentes (três translacionais e três rotacionais). A mola rotacional possui uma rigidez de 205.372 MN.m/rad. Este valor é obtido por meio do método de mola equivalente recomendado pela Federal Highway Administration (FHWA), modificando a solução para sapata circular determinada pela teoria do semi-espaço elástico e tendo definido para o solo um módulo de cisalhamento $G_s = 20{,}7\, MPa\, (3.000\, psi)$ e um coeficiente de Poisson $\upsilon_s = 0{,}35$. Este valor de rigidez da mola é utilizado por La Nier na obtenção da frequência natural da torre relativa ao primeiro modo de vibração (flexão).

Já no exemplo fornecido por Grünberg e Göhlmann (2013), para uma torre de 130,174 m de altura com uma turbina de 5 MW, a mola rotacional possui uma rigidez de 500.000 MN.m/rad, proveniente do módulo de compressibilidade dinâmico, sendo este o valor utilizado no cálculo da vibração.

Nota-se que a rigidez da mola rotacional no plano possui um valor da ordem de 10^5 MN.m/rad. Tendo em vista as variações nos valores das rigidezes das molas da fundação dos exemplos, mostra-se para a mesma torre do exemplo da seção 3.7.1.5, com concreto classe C50 (aqui com o módulo de elasticidade secante conforme a NBR 6118, 2014), resultados obtidos para quatro diferentes rigidezes de mola na Tabela 6.6. Percebe-se o impacto significativo da rigidez de mola da fundação na frequência natural da torre, percentualmente maior que para os outros parâmetros analisados.

Tabela 6.6 – Comparações entre esforços na base com o modelo discreto, frequência natural e massa de aço ativo em relação à rigidez de mola

Parâmetros para Comparação		Rigidez de Mola [MN.m/rad]			
		100000	**250000**	**500000**	∞
Valores (kN, cm, Hz, kg)	$M_{base,ELU}$	3.27E+06	3.09E+06	3.00E+06	2.89E+06
	$M_{base,ELS}$	6.72E+05	6.38E+05	6.22E+05	6.03E+05
	$V_{base,ELU}$	528.053	498.195	484.2019	467.5673
	$V_{base,ELS}$	110.8857	105.3811	102.8561	99.8403
	Frequência Natural f_1	0.319	0.371	0.394	0.422
	Massa de aço ativo	30346.39	29881.9	29649.66	29572.24
Proporção (Mola/Inf)	$M_{base,ELU}$	1.13	1.07	1.04	1.00
	$M_{base,ELS}$	1.12	1.06	1.03	1.00
	$V_{base,ELU}$	1.13	1.07	1.04	1.00
	$V_{base,ELS}$	1.11	1.06	1.03	1.00
	Frequência Natural f_1	**0.76**	**0.88**	**0.93**	**1.00**
	Massa de aço ativo	1.03	1.01	1.00	1.00

Quando da consideração da fundação através de mola rotacional, para a rigidez da mesma será adotado um valor igual a 250.000 MN.m/rad.

6.7 Estabilidade da Torre quanto ao Solo

Fundações superficiais flexíveis sobre a torre podem levá-la à instabilidade, uma vez que o carregamento horizontal incidente na torre provoca, além da deformação, uma inclinação como consequência de seu *apoio elástico*. Isto gera um momento de tombamento adicional na estrutura deformada que deve ser resistido pelo próprio apoio elástico.

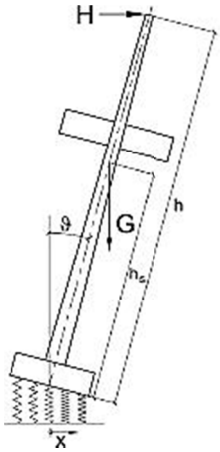


Figura 6.32 – Modelo de molas para fundação de torre (Grünberg; Göhlmann, 2013)

Na descrição dada por Grünberg e Göhlmann (2013) (Figura 6.32), têm-se as seguintes solicitações na estrutura:

$$M_1 = H \, . \, h$$

$$M_2 = G\,.\,h_s\,.\,\mathrm{sen}(\vartheta) \cong G\,.\,h_s\,.\,\vartheta$$

Onde M_1 é o momento gerado pelo carregamento horizontal H atuando na altura h (considera-se estrutura indeformada); M_2 é o momento de segunda ordem gerado pela inclinação ϑ da torre e pelo seu peso próprio G atuando no centro de gravidade (situado na altura h_s). A reação sob a fundação da torre é então dada por:

$$\Delta\sigma = \pm\frac{(M_1 + M_2)\,.\,x}{I_{fund}} = \pm k_s\,.\,x\,.\tan(\vartheta) \cong k_s\,.\,x\,.\,\vartheta$$

Onde k_s é o coeficiente de mola ou módulo de reação do solo, I_{fund} o momento de inércia, e x é a distância entre o centroide da seção da fundação e um ponto qualquer até seu bordo. Rearranjando e substituindo as variáveis na equação:

$$H.h = \left(k_s\,I_{fund} - G\,.\,h_s\right)\vartheta$$

Conforme o autor, esta condição de estabilidade só é alcançada quando o termo entre parênteses é positivo, portanto:

$$h_s < k_s\,.\,I_{fund}/G$$

Considerando o assentamento da fundação, o deslocamento vertical s, devido ao peso próprio como:

$$s = G/\left(k_s\,.\,A_{fund}\right) \therefore h_s < I_{fund}/\left(s\,.\;A_{fund}\right)$$

6.7.1 Considerações

A estabilidade da torre quanto ao solo será considerada como sempre satisfeita nas torres analisadas neste trabalho, uma vez que não se pretende abordar aqui de forma aprofundada o dimensionamento das fundações.

7 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Para fins da análise paramétrica, será utilizado o mesmo exemplo para carregamento, turbina e altura da torre, descrito ao longo da seção 3.7. As seguintes variáveis devem ser restringidas em valores máximos e mínimos, assim como em valores discretos: os raios externos (base e topo da torre), as espessuras (base, meio e topo da torre), as resistências características do concreto, a forma da torre, os espaçamentos entre barras de aço tanto da armadura passiva como ativa e a disposição dos cabos da armadura ativa ao longo da altura.

A discretização dos valores das variáveis deve levar em conta, além do custo computacional quanto ao processamento, restrições com vistas a impedir situações nas quais a geometria da torre não seria usual.

Ao fim, são obtidos os volumes correspondentes de cada material empregado para cada um dos dimensionamentos feitos, podendo-se comparar os mesmos através dos custos dos materiais.

7.1 Restrições Geométricas

7.1.1 Forma externa em tronco de cone

Dentre as formas externas usuais de uma torre eólica, pode-se tomar como exemplo o *tronco de cone*, visto em La Nier (2005). As restrições geométricas a serem feitas com relação aos **raios externos** para este caso são:

- O *raio externo do topo* ($r_{ext,topo}$) da torre **será mantido o mesmo tais quais aqueles dos exemplos utilizados**. Isto é feito uma vez que não é considerada na análise modificação na geometria do anel adaptador metálico que conecta a torre à turbina eólica. O valor do raio no topo é de 1,829 m.
- O *raio externo da base* ($r_{ext,base}$) da torre será restringido a um valor mínimo igual a do *raio externo do topo.* Embora a situação em que se atinja o valor mínimo não se observe na prática, a mesma é mantida para que **os raios externos sejam sempre maiores quanto mais próximos estiverem da base da torre**. Os valores para o raio externo da base irão variar desde o valor do raio externo do topo até um valor máximo de **6 m**.

As **espessuras** das seções podem tanto variar ao longo da base até o topo da torre, como também possuírem um valor constante. Esta variação pode ser linear, bilinear, caso se deseje mudar a variação da espessura a partir de uma determinada altura, ou até não existir no caso de espessura constante. A variação bilinear da espessura é utilizada por La Nier (2005) e as geometrias se encontram na Tabela 7.1 a seguir:

Tabela 7.1 – Diâmetro externo e espessura de torre eólica em concreto de 3,6 e 5 MW (La Nier, 2005)

Torres	Posição	Diâmetro Externo [cm]	Espessura [cm]	Espessura/Diâmetro externo [%]
3,6 MW	Topo	365,8 (12 pés)	45,7 (1,5 pé)	12,5
	Meio	563,9 (18,5 pés)	61,0 (2,0 pés)	10,81
	Base	792,5 (26 pés)	76,2 (2,5 pés)	9,62
5 MW	Topo	365,8 (12 pés)	45,7 (1,5 pé)	12,5
	Meio	563,9 (18,5 pés)	68,6 (2,25 pés)	12,16
	Base	762 (25 pés)	76,2 (2,5 pés)	10,00

Embora a espessura de cada anel se reduza quanto mais próximo este estiver do topo da torre, nota-se no exemplo citado que a mesma fica em torno de **10% do diâmetro externo do anel**.

7.1.1.1 Considerações

Estabelecidos os limites mínimo e máximo para o raio externo da base, adota-se uma discretização em dez valores, pois ela permite uma variação de menos de 50 cm para o raio no exemplo utilizado:

$$v_{ext,base} = \frac{r_{ext,máx} - r_{ext,mín}}{n_{rext,base} - 1} = \frac{600 - 182{,}9}{10 - 1} = \frac{417{,}1}{9} \cong 46{,}34 \text{ cm} \quad \textbf{(7.1)}$$

São utilizadas duas formas para a adoção da espessura:

- Na primeira é usado o mesmo valor para a proporção espessura/diâmetro externo (t/d_{ext}) na base, no meio e no topo, tornando linear a variação da espessura ao longo da torre. O valor da variação da proporção é de 0,005. Com a imposição da espessura mínima, permite-se a ocorrência de variação bilinear:

$$0{,}025 \leq \frac{t}{d_{ext}} \leq 0{,}15, \;\; t \geq 20 \text{ cm} \quad \textbf{(7.2)}$$

- Na segunda forma é utilizada a mesma espessura para a base, o meio e o topo, tornando a espessura constante ao longo da torre. O valor da variação da espessura será de 5 cm considerando:

$$20 \text{ cm} \leq t \leq 45 \text{ cm} \quad \textbf{(7.3)}$$

7.1.2 Base com variação parabólica

No exemplo dado por Grünberg e Göhlmann (2013), para uma torre na qual foi utilizada a classe de concreto C45/55, excetuando-se as plataformas internas da torre ao longo de sua altura, as *espessuras* são predominantemente *constantes* e com valores de 45 cm e 35 cm. Observa-se, na Figura 7.1, uma pequena redução na espessura nas seções mais próximas da base até um valor de 40 cm.

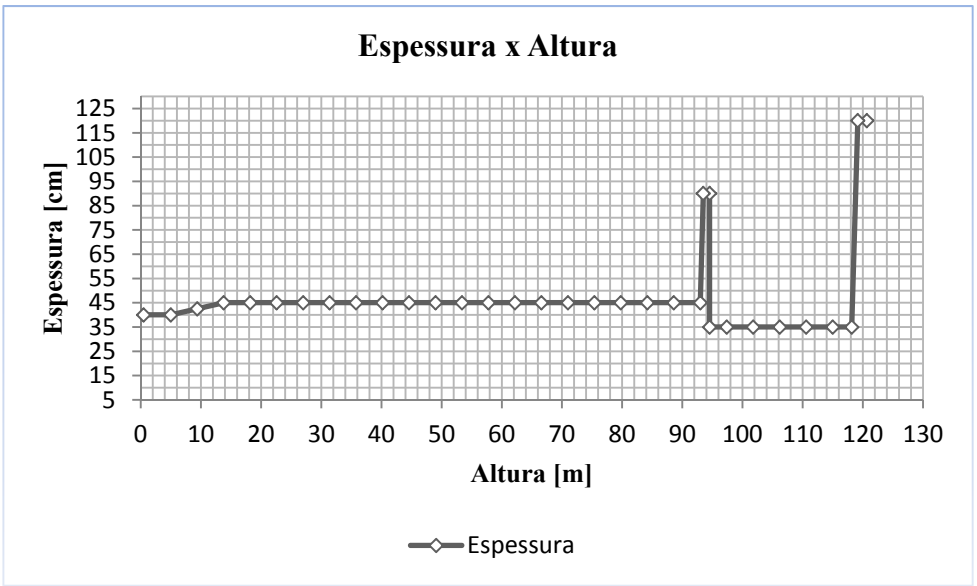


Figura 7.1 – Variação da espessura ao longo da altura

Na Figura 7.2, onde estão descritos os raios externos e internos ao longo da altura, pode-se notar que há dois trechos característicos: a metade inferior da torre em forma que pode ser aproximada em interpolação por uma *parábola*, e a "metade" superior (a partir de 66,6 m) que possui raio externo constante. O raio interno fica menor a partir de 94,55 m e permanece com o mesmo valor até 118, 174 m. A altura total da torre deste exemplo é de 129,674 m.

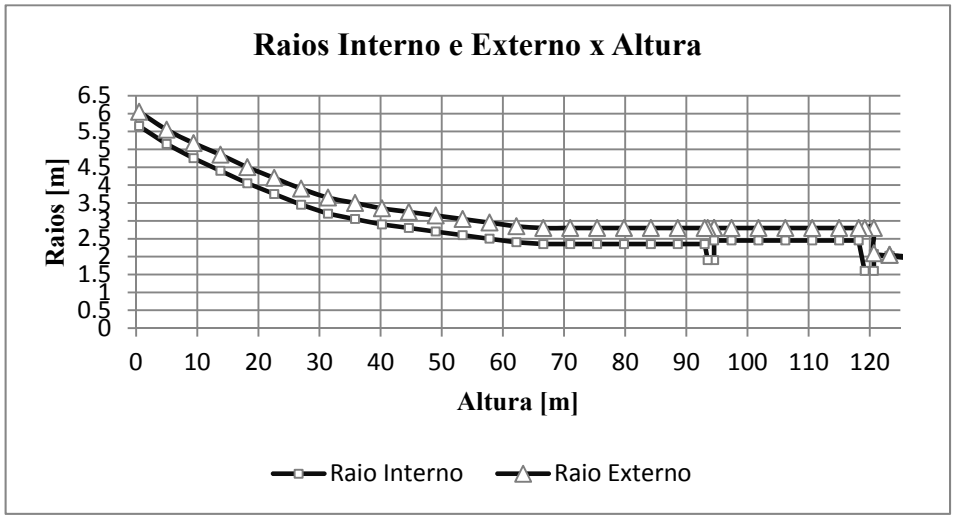


Figura 7.2 – Variação dos raios interno e externo ao longo da altura

7.1.2.1 Considerações

Quanto à geometria adotada, *será feita uma generalização que abrangerá também torres tronco de cones*. A metade inferior possuirá variação parabólica para o raio externo, já a metade superior será linear. Para garantir a continuidade da forma externa, a derivada da função da parábola na metade da torre possuirá a mesma declividade da função linear que define a metade superior. Deste modo, *as torres em forma de tronco de cone constituem-se em um caso particular das torres de base parabólica*.

A variação da espessura poderá ser linear, bilinear e até constante, pois na geração das geometrias deverá ser atendida apenas a seguinte condição, com t variando de 5 em 5 cm:

$$20 \text{ cm } \leq t_{topo} \leq t_{meio} \leq t_{base} \leq 45 \text{ cm} \quad \textbf{(7.4)}$$

A variação do raio externo da metade da torre será limitada pela condição a seguir, que permite que ela se também se torne uma torre tronco de cone:

$$r_{ext,topo} \leq r_{ext,meio} \leq \left(\frac{r_{ext,base} + r_{ext,topo}}{2}\right) \quad \textbf{(7.5)}$$

O raio externo da base possuirá um valor mínimo igual a $r_{ext,topo}$ e máximo igual a 6 m, como supracitado.

7.2 Abordagem apenas por custo do material

Ao contrário das estruturas metálicas em que a massa é suficiente para que se seja possível comparar diversos dimensionamentos que atendam aos estados limites últimos e de serviço, as estruturas de concreto armado e protendido por serem compostas por mais de um material, exigem que as comparações entre dimensionamentos possíveis, a fim de se identificar a mais econômica, sejam feitas a partir do custo do material. Entretanto, deve-se lembrar de que o verdadeiro custo de uma estrutura corresponde a seu custo global que abrange a facilidade e flexibilidade na aquisição dos materiais, o custo dos materiais, serviços, transporte e a montagem.

Por certo, implica em grande dificuldade uma abordagem tão completa acerca do custo da implantação de uma torre, e em razão disto, será aqui adotado apenas o custo do material como parâmetro para comparação entre os dimensionamentos. São considerados para os concretos, os valores fornecidos pela tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI, 2014) para o estado de São Paulo, incluindo o serviço de bombeamento, dispondo-os na Tabela 7.2. Os demais valores foram obtidos da revista "Construção Mercado" (PINI, 2015) também para o estado de São Paulo.

Tabela 7.2 – Custo unitário referente a cada material

Material		**Unidade**	**Custo unitário (R$)**
Concreto	C30	m³	275,76
	C40	m³	296,42
	C50	m³	395,23
	C60	m³	507,51
	C80	m³	673,68
	CUADRF	m³	US$ 1.500,00 [1]
Aço passivo	CA-50 [2]	kg	4,12
Aço ativo	CP-190 RB 12,7	t	5240,35
	Bainha	m	21,72
	Ancoragem (6 cordoalhas/12,7)	un	427,14

[1] Valor obtido a partir de Jammes (2009)
[2] Valor médio adotado para todos os diâmetros de vergalhões CA-50

7.2.1 Torres tronco de cone

As torres em forma de tronco de cone foram separadas em dois tipos, conforme descrito anteriormente: um com *variação proporcional* ao raio (Torre – TC/PROP) e outro com *espessura constante* (Torre – TC/CONS). Também é analisada a influência do engastamento e da mola na base da torre quanto ao custo material, para isto é adotado para a mola uma rigidez de 250.000 MN.m/rad. Para que se possam aferir as diferenças na *obtenção das armaduras passiva e ativa* em relação aos *raios externos* e *espessuras* adotados, de modo que não sejam impedidos os dimensionamentos de várias torres, é **retirada aqui** a restrição das frequências naturais das torres, permitindo $f_1 > 1{,}1P$.

7.2.1.1 Engastamento na base

A seguir, na Figura 7.3, são apresentados os gráficos do custo material total relativo a cada classe de concreto (C50, C60, C80) para cada proporção de espessura (0,025 a 0,05).

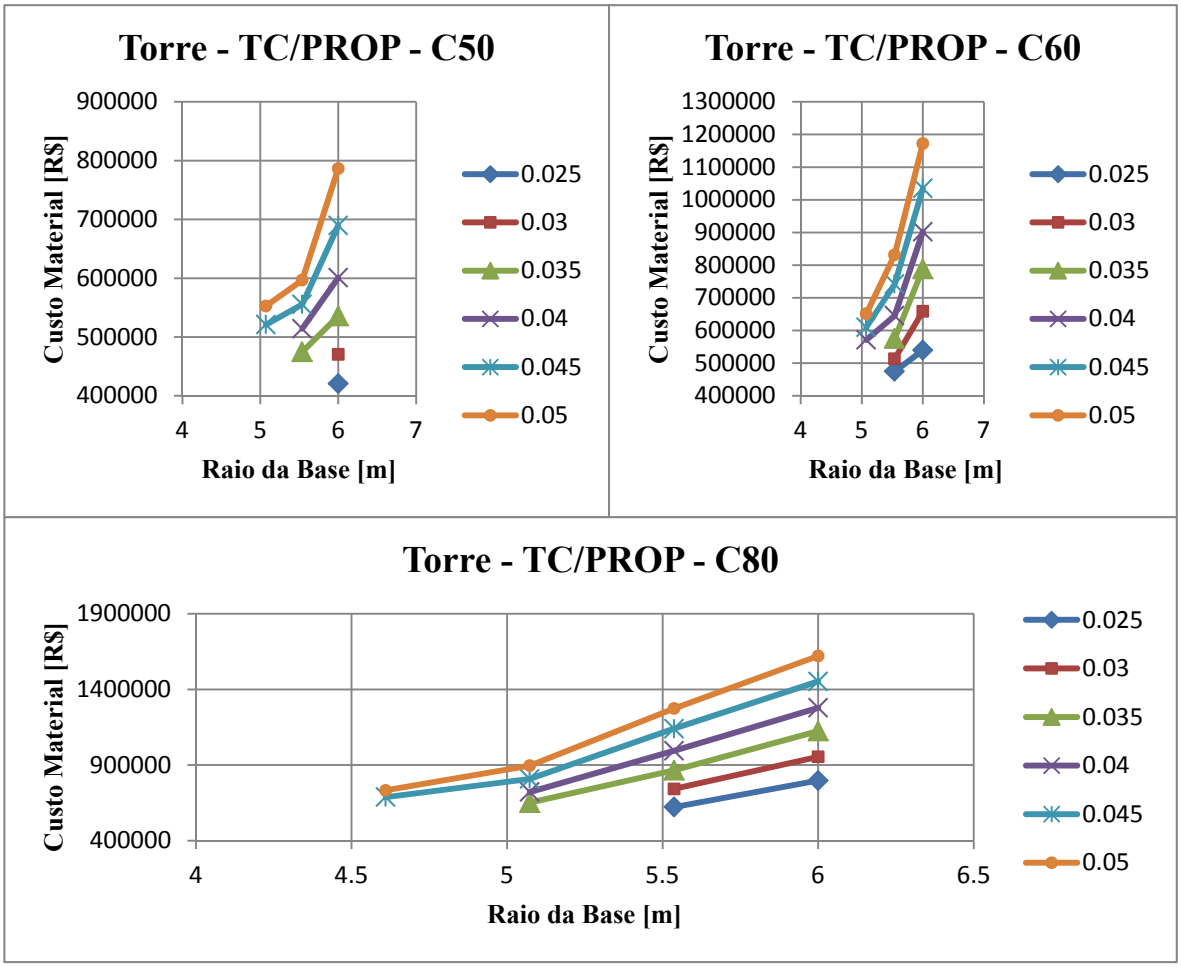


Figura 7.3 – Custo material total para torres TC/PROP com engastamento na base

A seguir, na Figura 7.4, são apresentados os gráficos do custo material total relativo a cada classe de concreto (C50, C60, C80) para cada espessura constante (0,20 a 0,45 m).

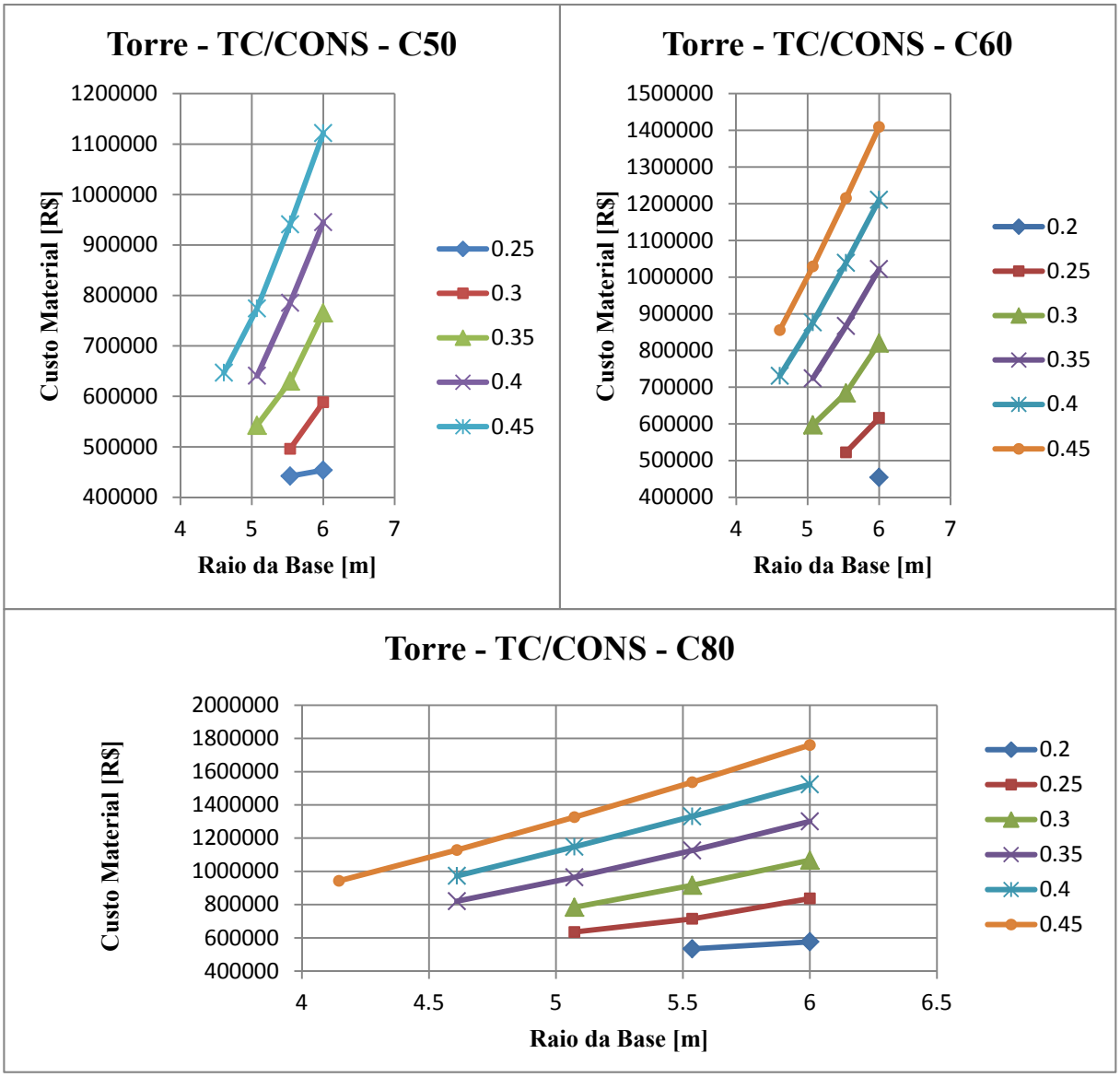


Figura 7.4 – Custo material total para torres TC/CONS com engastamento na base

Dentre as torres analisadas, nota-se que a *redução do raio da base* assim como da *espessura* levam a um menor custo para uma mesma espessura. De outro modo, é possível dizer que *um menor volume* leva a uma *estrutura mais econômica* para uma mesma espessura. Embora não seja possível afirmar que sempre um menor volume leve a um menor custo, independente de sua geometria, ao menos se percebe que um *menor volume tende a um menor custo*, como é visto na Figura 7.7.

Este fato vai ao encontro da forma de dimensionamento adotada para a torre. Uma vez que se admite um nível de protensão completa, que visa impedir a ocorrência de tensões de tração em serviço, a armadura passiva obtida da verificação no ELU possui uma área de aço reduzida e frequentemente menor do que a área de aço mínima exigida para garantir ductilidade. Como esta área mínima é igual, em último caso, à taxa geométrica mínima multiplicada pela área de concreto da seção, então torres com seções de maior área (maior espessura e raio) passam a receber contribuição ainda maior do custo do aço passivo.

Por outro lado, quanto menor a área de concreto das seções da torre, mais flexível ela se torna, aumentando os esforços solicitantes, tanto devido ao modelo discreto quanto pela não linearidade geométrica, e obtendo uma área de aço ativo ainda maior o que leva a um aumento no custo material total da torre. Esta situação não foi obtida nos gráficos anteriores, pois a limitação do deslocamento do topo da torre em serviço com $\Delta_{máx} = L/400$ impede o dimensionamento destas torres. Entretanto, é possível obter esta situação reduzindo a limitação do deslocamento, por exemplo, para $\Delta_{máx} = L/250$. Para evidenciar este fato, apresenta-se na Figura 7.5 a relação entre o custo das torres (concreto C50) e a variação dos raios externos da base para espessuras constantes.

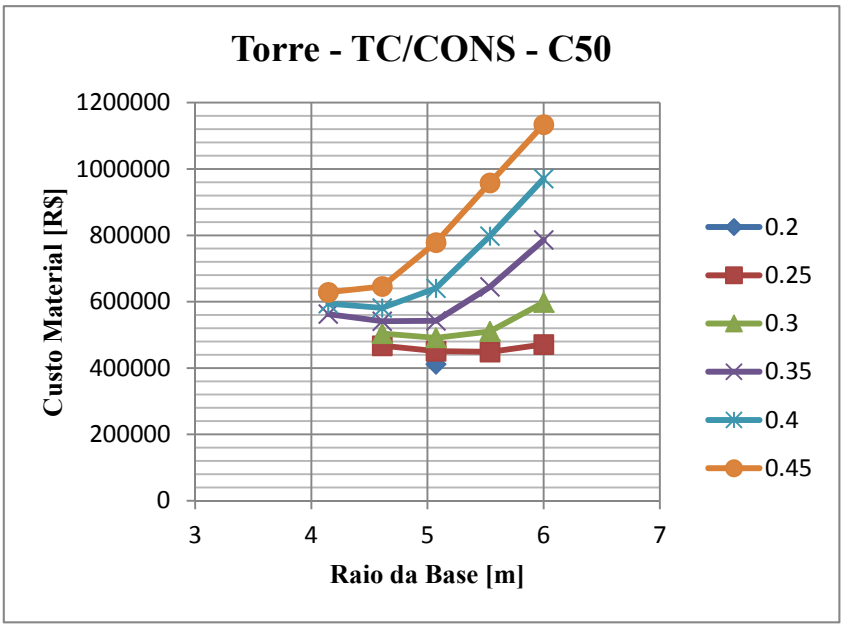


Figura 7.5 – Custo total para torres TC/CONS-C50 com engastamento na base e restrição $\Delta_{máx} = L/250$

Na Figura 7.6 é exposta a composição do custo total para as torres TC/CONS-C50 de 35 cm de espessura da Figura 7.6. O termo "Diversos" refere-se ao custo das bainhas e ancoragens.

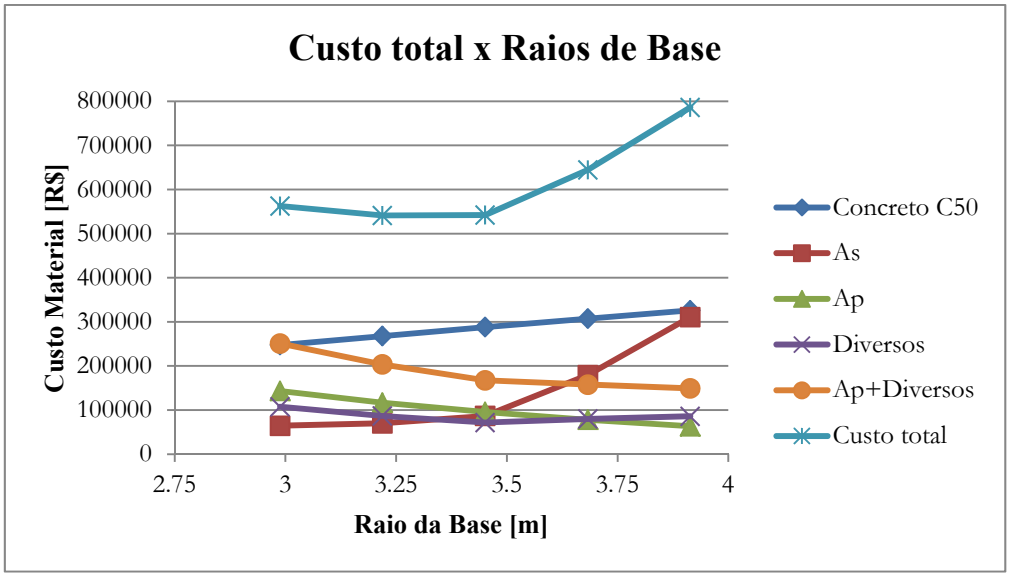


Figura 7.6 – Composição do custo total para torres TC/CONS-C50, espessura de 35 cm, com engastamento na base e restrição $\Delta_{máx} = L/250$

Quanto ao comprimento total das bainhas e cabos destas torres, mostra-se na Tabela 7.3 que as considerações feitas na seção 6.3.3 conduzindo à adoção de 2 traçados apresentam validade, uma vez que o comprimento das bainhas e cabos obtido ao final do dimensionamento não distam tanto daqueles estimados pela expressão desenvolvida.

Tabela 7.3 – Diferença percentual entre o comprimento calculado e estimado de cabos e bainhas

Raio da Base [m]	4,416	4,61	5,073	5,537	6
Comprimento calculado [m]	3300,9	2651	2201,2	2451,7	2652,3
Comprimento estimado [m]	3150	2550	2100	2325	2475
Diferença percentual [%]	4,6	3,8	4,6	5,2	6,7

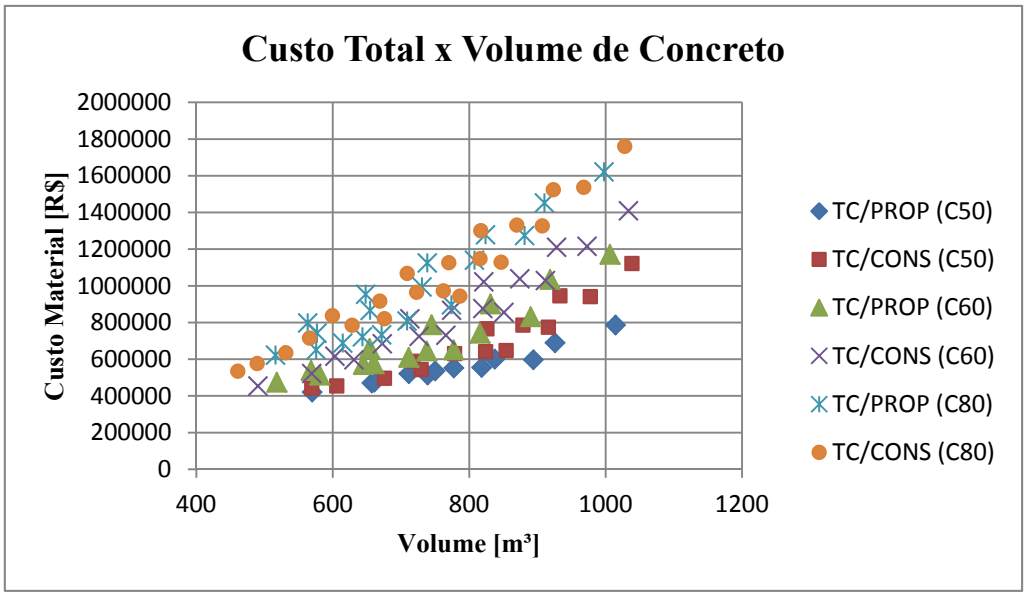


Figura 7.7 – Custo total em relação ao volume do concreto das torres tronco de cones dimensionadas

Considerando as torres mais econômicas obtidas da análise paramétrica, **dentro das restrições geométricas feitas**, observa-se que o aumento da classe de concreto proporciona uma elevação no custo material das torres, o que também indica a grande influência que o volume de concreto possui na composição do custo total (Figura 7.8).

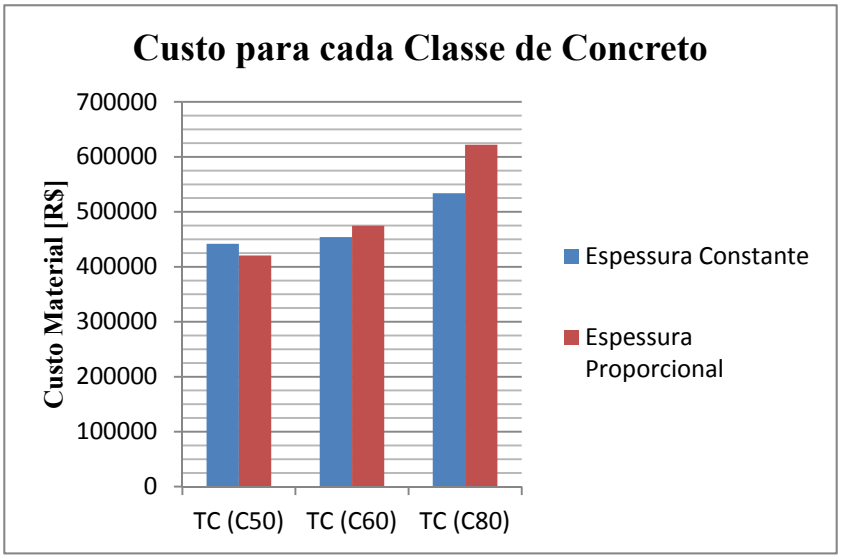


Figura 7.8 – Custo relativo à classe de concreto para as torres tronco de cones mais econômicas

Também se percebe que o aumento da classe de resistência do concreto permite a obtenção de torres cujas geometrias anteriormente não satisfaziam os critérios de dimensionamento. Estas geometrias obtidas para as torres mais econômicas possuem em comum o fato de possuírem sempre o menor volume dentre todas as geometrias analisadas (Figura 7.9), evidenciando a impossibilidade do dimensionamento devido ao ELS-DEF.

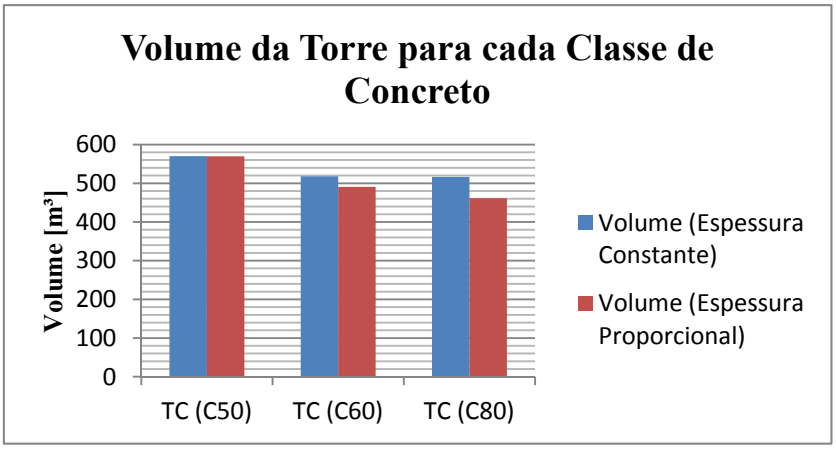


Figura 7.9 – Volume da torre relativa a cada classe de concreto para as torres tronco de cones mais econômicas

Nota-se que ao *comparar torres de mesma geometria*, o aumento da resistência à compressão do concreto convencional não reduz significativamente a área da armadura ativa (Figura

7.10). Isto ocorre, pois o aumento da rigidez secante utilizada tanto na obtenção da frequência natural da estrutura, e posteriormente, na obtenção dos esforços solicitantes (incluindo não linearidade geométrica), não reduz de modo significativo os esforços solicitantes na estrutura para uma mesma geometria e consequentemente, praticamente não reduz a armadura ativa e quando o faz, é insignificante do ponto de vista do custo total de material. Na legenda da figura tem-se o raio externo da base e a espessura (caso seja maior que 0.20, significa que é do tipo constante, e menor significa que é do tipo proporcional).

Para o CUADRF com $f_{ck} = 180$ MPa, a redução da massa de aço ativo é mais significativa, porém, novamente, o peso deste custo em relação ao custo total é pequeno, desta forma, apenas a redução de volume da torre contribuiria de forma expressiva no custo total (tendo em vista o valor elevado por metro cúbico deste tipo de concreto).

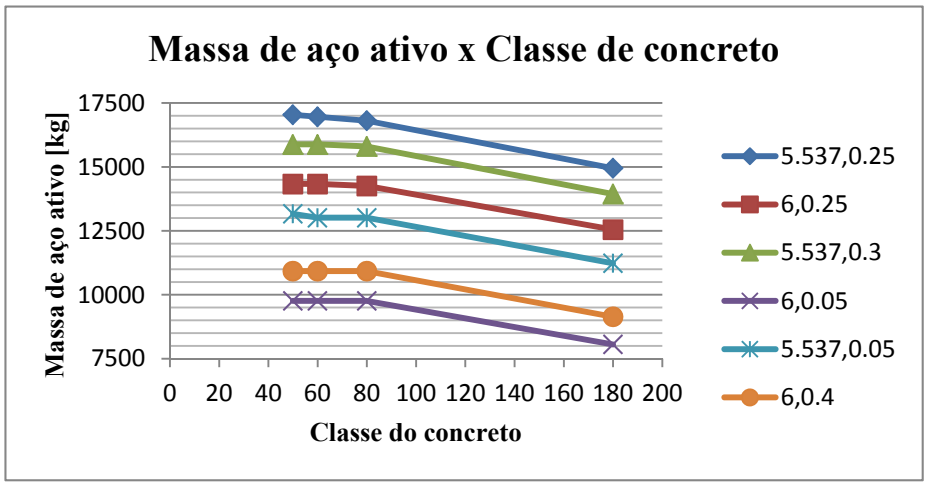


Figura 7.10 – Massa de aço ativo em relação à classe de concreto

Já comparando a massa de aço da armadura passiva para as mesmas torres (Figura 7.11), percebe-se um aumento significativo com o aumento da resistência do concreto, principalmente em torres de maior volume e área de concreto. Isto ocorre uma vez que a taxa geométrica de armadura mínima também se eleva com a resistência do concreto, pois a área mínima é obtida a partir do dimensionamento com $M_{d,mín}$, que depende de W_0 e de $f_{ctk,sup}$, para a disposição adotada das barras.

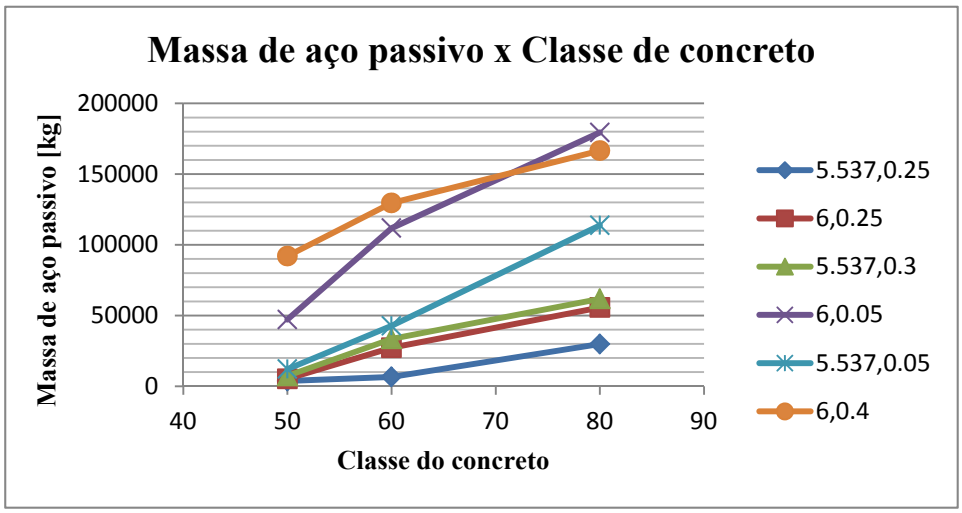


Figura 7.11 – Massa de aço passivo em relação à classe de concreto

7.2.1.2 Mola de fundação na base

A seguir, na Figura 7.12, são apresentados os gráficos do custo material total relativo a cada classe de concreto (C50, C60, C80) para cada proporção de espessura (0,025 a 0,05).

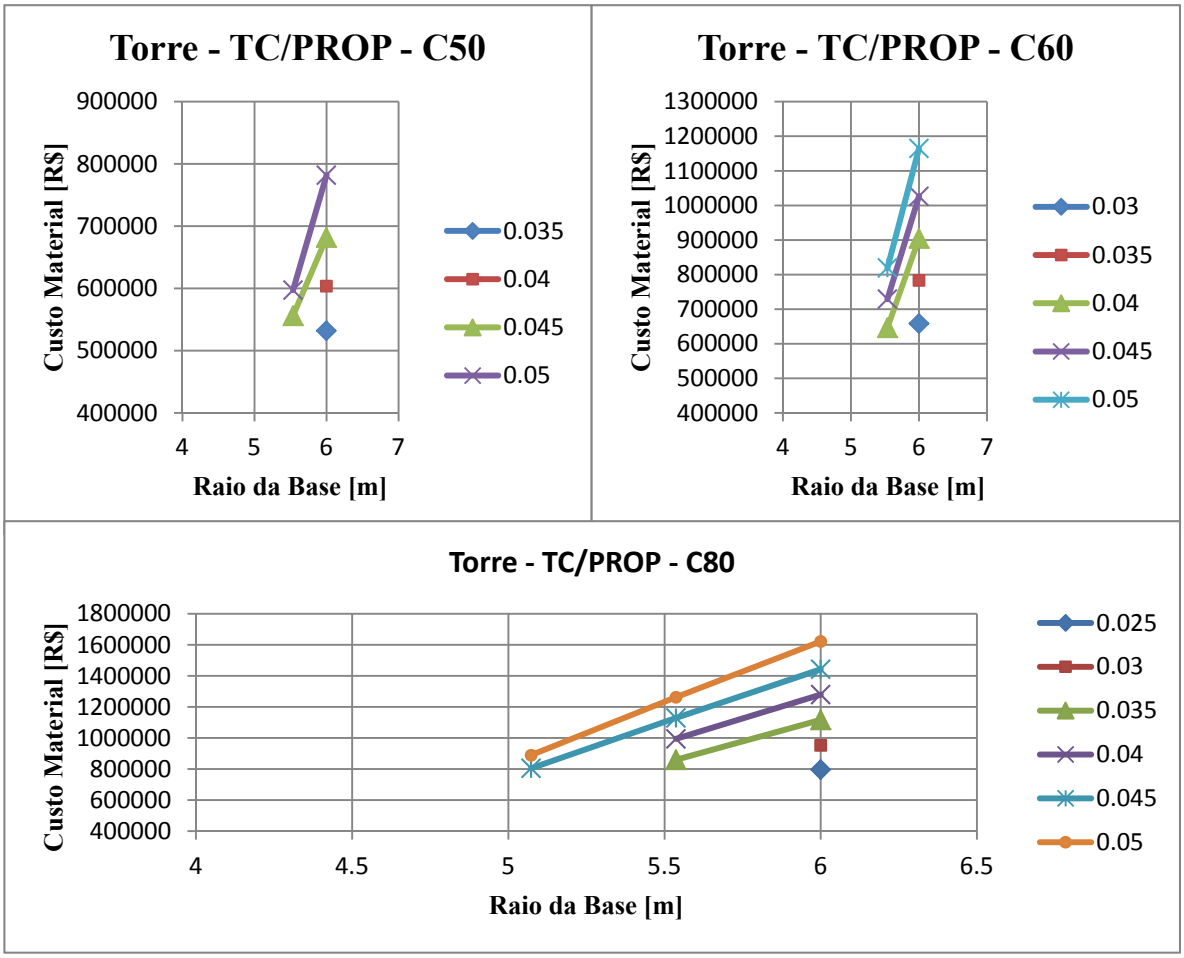


Figura 7.12 – Custo material total para torres TC/PROP com mola de fundação

Nota-se nos gráficos acima para concreto de classes C60 e C80 uma importante ocorrência: o custo material total usando proporções maiores para as espessuras com raios menores pode resultar em valor próximo ou ainda mais econômico em relação a torres de proporções menores para espessura. Naturalmente, este fato se refere à parametrização aqui utilizada e à impossibilidade de dimensionamento de torres com menores raios para a menor proporção de espessura, mas indica que torres de concretos de classes superiores possam ter inclusive maior proporção de espessura garantindo uma estrutura econômica.

A seguir, na Figura 7.13, são apresentados os gráficos do custo material total relativo a cada classe de concreto (C50, C60, C80) para cada espessura constante (0,25 a 0,45 m).

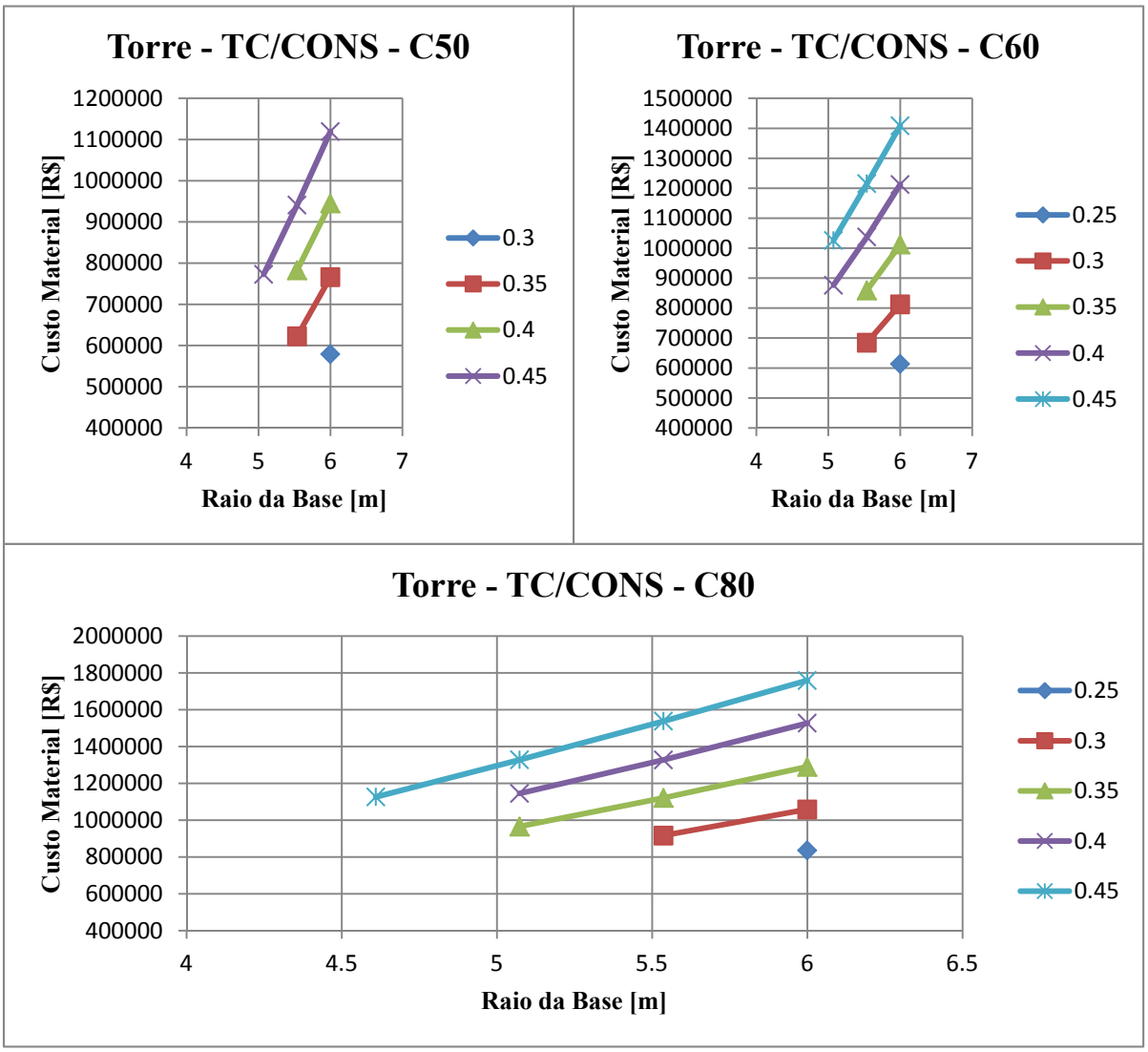


Figura 7.13 – Custo material total para torres TC/CONS com mola de fundação

No gráfico da Figura 7.14 observa-se a ocorrência descrita anteriormente, na qual *a torre mais econômica do tipo TC/PROP (C60)* possui um maior volume e um menor custo material comparado com a torre com menos volume deste tipo. De qualquer modo, esta não é a torre mais econômica obtida na parametrização.

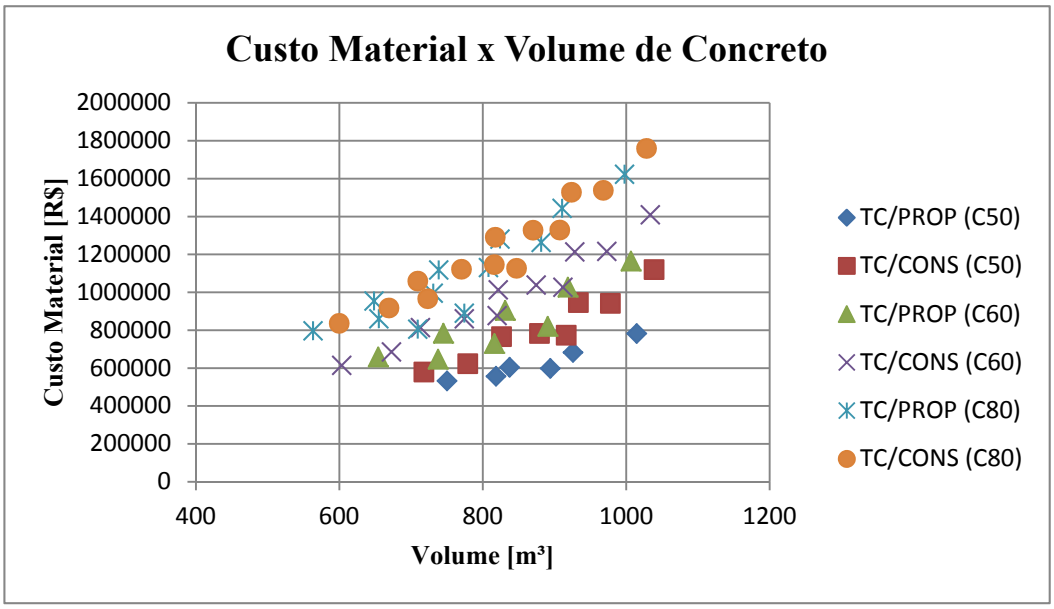


Figura 7.14 – Custo do material em relação ao volume do concreto das torres tronco de cones dimensionadas (considerando mola na fundação)

Conforme visto na Figura 7.8, a Figura 7.15 também mostra que o aumento da classe de resistência do concreto também provoca um aumento no custo material total, para espessura constante e espessura proporcional.

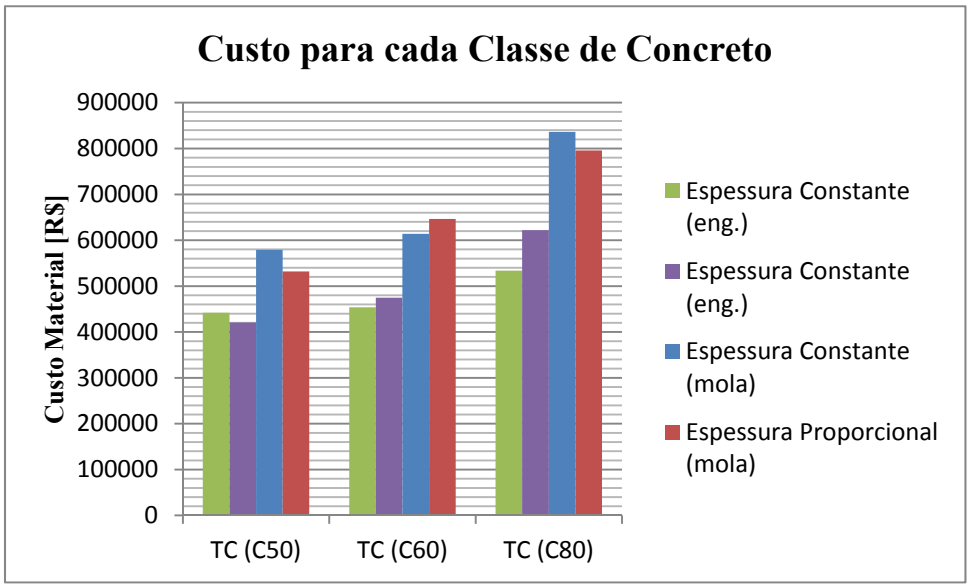


Figura 7.15 – Custo para cada classe de concreto considerando fundação engastada e com mola

Tal como na Figura 7.9, o aumento da classe de concreto permite o dimensionamento de torres de menor volume. Na Figura 7.16 também estão evidenciados apenas os volumes das torres mais econômicas obtidas.

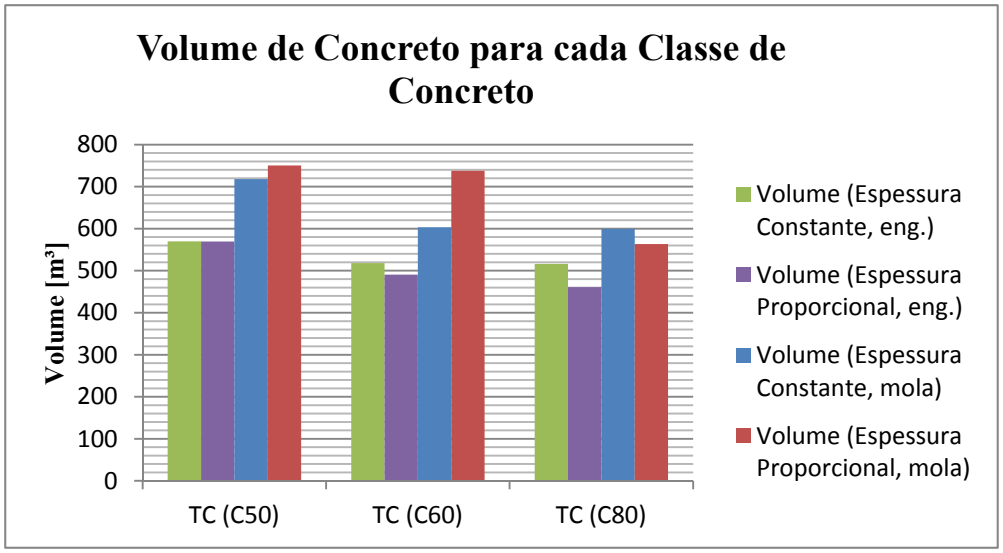


Figura 7.16 – Volume de concreto para cada classe de concreto considerando fundação com mola e engastada

Considerando as torres mais econômicas para cada tipo de variação de espessura para cada classe de concreto, observa-se que a consideração da mola da fundação pode proporcionar um aumento de 26% no custo material total em relação à torre mais econômica obtida com engastamento da fundação para a classe C50. E este aumento é ainda maior para as classes de maior resistência com as torres obtidas nesta parametrização (Figura 7.17).

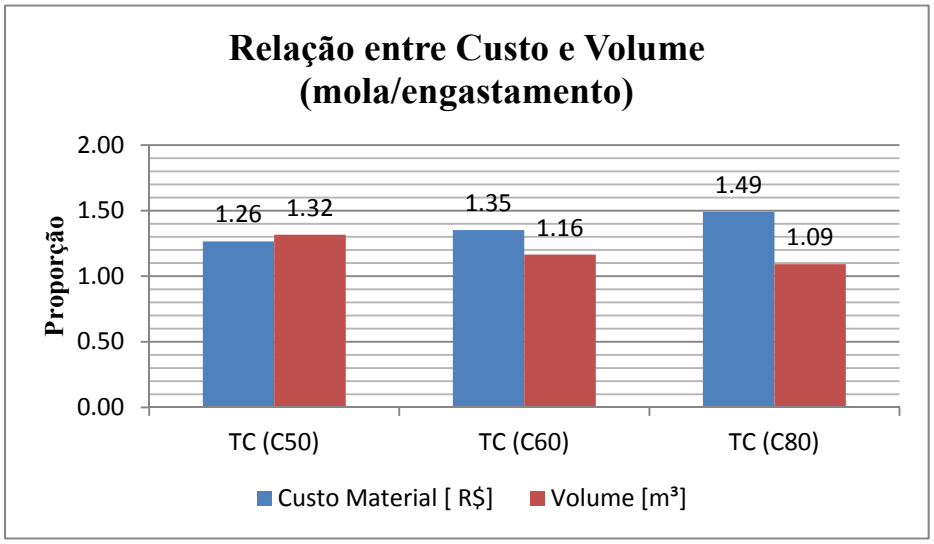


Figura 7.17 – Relação entre fundação com mola e engastada considerando custo material total e volume de concreto da torre

Para torres de mesma geometria que foram dimensionadas tanto com engastamento da fundação e mola rotacional de 250.000 MN.m/rad, notam-se pequenas diferenças que em média não chegam a impactar significativamente o custo material total da estrutura. Portanto, conclui-se que o engastamento contribui para uma redução no custo material total no sentido de que as torres providas de mola rotacional que não passavam nos critérios de dimensionamento, como a restrição do deslocamento no topo da estrutura (L/400), passam a satisfazê-los após o engastamento da base. Entretanto, como explicitado anteriormente, nesta seção foram retiradas algumas restrições, como as de frequência natural, para permitir a geração de mais torres e avaliar as diferenças obtidas da parametrização da geometria.

7.2.2 Torres com variação parabólica

Com os resultados obtidos para as torres tronco de cones e para uma melhor parametrização das torres com variação parabólica (Figura 7.18), será adotado o seguinte critério na ordem do dimensionamento das torres: após a geração das geometrias parametrizadas, as torres serão ordenadas do menor para o maior volume. Deste modo, a torre mais econômica deve ser obtida logo nos primeiros dimensionamentos. Isto também possibilita aumentar o nível de discretização das variáveis.

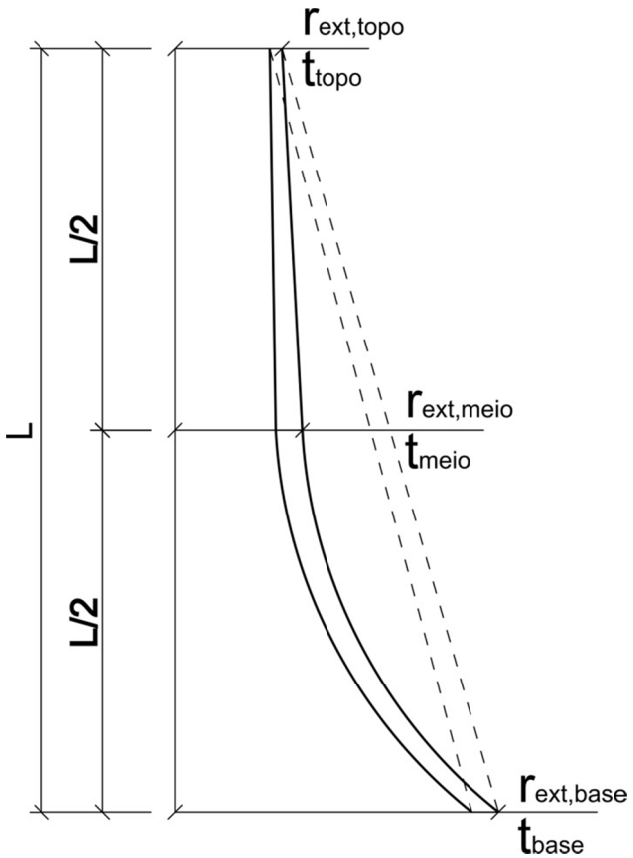


Figura 7.18 – Geometria das torres eólicas com variação parabólica

A restrição do deslocamento do topo da torre permanecerá em L/250, a restrição mais baixa até então adotada. O intervalo de frequência operacional do rotor não será considerado ainda, a priori, e a fundação será considerada engastada.

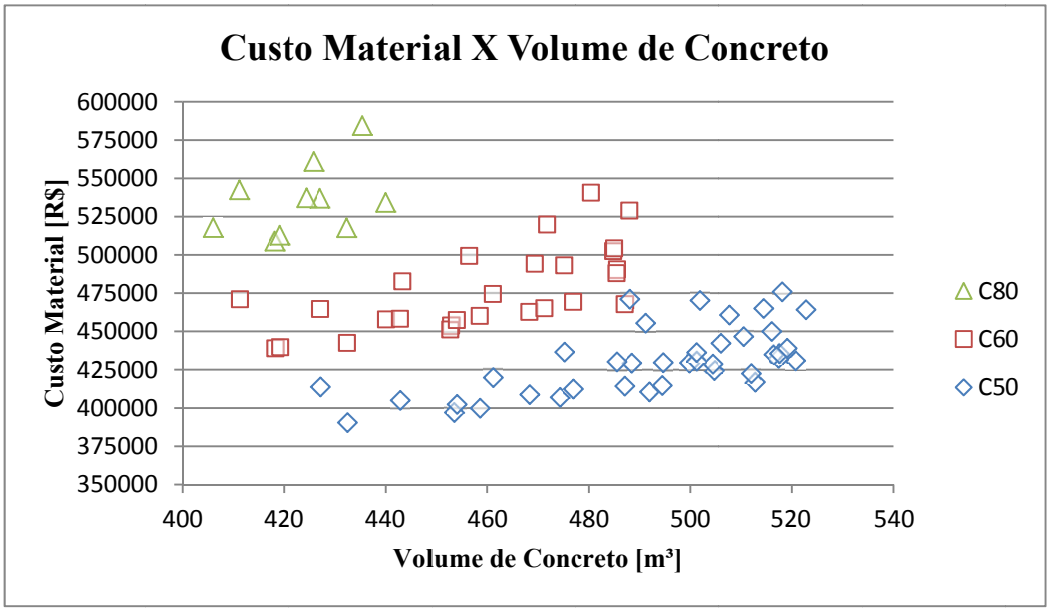


Figura 7.19 – Custo material referente ao volume de concreto para cada classe de concreto

As torres de menor custo para cada classe de concreto (C50, C60 a C80) são *todas torres de base parabólica*, para as restrições consideradas. Uma vez que não é possível simplesmente aplicar o mesmo preço praticado em outros países para realizar a comparação por custo material das torres de CUADRF, serão calculados os preços competitivos para cada torre de CUADRF em relação à torre mais econômica de cada classe de concreto convencional igualando os custos totais das duas:

$$C_{Vol,CUADRF} = \frac{C_{total,C50} - C_{outros,CUADRF}}{Vol_{CUADRF}} \tag{7.6}$$

Onde o termo "outros" refere-se a todos os custos com exceção do custo do concreto. Na Tabela 7.4 é possível ver os custos estimados para o CUADRF (R$/m³) em relação a cada classe de concreto. À medida que a classe de resistência do concreto aumenta, também é aumentada a proporção do valor estimado para o CUADRF, viabilizando cada vez mais seu custo quando comparado a outras classes de resistência:

- C50: 2,02 vezes: Custo competitivo: 799,50 R$/m³
- C60: 2,48 vezes: Custo competitivo: 1.261,10 R$/m³
- C80: 3,17 vezes: Custo competitivo: 2.163,30 R$/m³

Também na Tabela 7.4 podem ser vistas diferenças nas geometrias das torres, nas massas de aço ativo e passivo, comprimento total de bainhas e cabos, quantidade de ancoragens e o custo material. As torres econômicas de CUADRF, referentes ao custo competitivo, apresentam volume menor do que as demais torres e não apresentam armadura passiva.

Tabela 7.4 – Torres de baixo custo em concreto convencional e CUADRF e seu custo competitivo relativo a cada classe

f_{ck} [Mpa]	Raios externos (Base, meio, topo) [m]	Espessuras (Base, meio, topo) [m]	Volume de concreto [m³]	Massa de aço passivo [t]	Massa de aço ativo [t]	L_{cabos} [km]	Ancoragens [un]	x 10^6 [R$]	Custo Competitivo CUADRF [R$/m³]
50	(5,76, 3,30, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	432,5	11,06	18,36	2,40	60	0,390	**799,5**
180	(6, 2,66, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	383,6	-	17,06	2,75	64	-	
Razão (CUADRF/C50)			**0,887**	**-**	**0,929**	**1,15**	**1,07**	**2,02**	
60	(6, 3,08, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	418,3	11,62	17,90	2,65	64	0,439	**1.261,1**
180	(5,26, 2,69, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	370,3	-	20,45	2,45	58	-	
Razão (CUADRF/C60)			**0,885**	**-**	**1,14**	**0,92**	**0,91**	**2,48**	
80	(6, 3,08, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	418,3	12,71	17,75	2,55	62	0,509	**2.136,3**
180	(5,26, 2,69, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	370,3	-	20,45	2,45	58	-	
Razão (CUADRF/C80)			**0,885**	**-**	**1,15**	**0,96**	**0,94**	**3,17**	

Em analogia ao que foi feito por Ma e Meng (2014), restringindo o deslocamento máximo em L/100 e também restringindo a frequência natural da torre, adotando-se agora um intervalo de frequência operacional do rotor de 6,0 a 11,2 rpm, sendo 6 rpm um valor usual para a frequência inicial de operação do rotor para turbinas de 5 MW (Grünberg; Göhlmann, 2013). De acordo com estas restrições, mais severas, têm-se as torres mais econômicas para cada classe de concreto na Tabela 7.5.

Tabela 7.5 – Torres de baixo custo em concreto convencional e CUADRF e seu custo competitivo relativo a cada classe

f_{ck} [Mpa]	Raios externos (Base, meio, topo) [m]	Espessuras (Base, meio, topo) [m]	Volume de concreto [m³]	Massa de aço passivo [t]	Massa de aço ativo [t]	L_{cabos} [km]	Ancoragens [un]	x 10^6 [R$]	Custo Competitivo CUADRF [R$/m³]
50	(5,51, 1,83, 1,83)	(0,4, 0,4, 0,2)	519,1	35,36	26,67	2,91	58	0,579	**1154,7**
180	(5,02, 1,83, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	291,2	0,339	28,21	3,05	62	-	
Razão (CUADRF/C50)			**0,561**	**0,01**	**1,06**	**1,05**	**1,07**	**-**	
60	(5,51, 1,83, 1,83)	(0,35, 0,35, 0,2)	466,5	24,16	26,60	2,91	58	0,564	**1103,3**
180	(5,02, 1,83, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	291,2	0,339	28,21	3,05	62	-	
Razão (CUADRF/C60)			**0,624**	**0,014**	**1,061**	**1,048**	**1,069**		
80	(5,27, 1,83, 1,83)	(0,3, 0,3, 0,2)	402,3	33,29	28,22	3,11	64	0,651	**1403,0**
180	(5,02, 1,83, 1,83)	(0,2, 0,2, 0,2)	291,2	0,339	28,21	3,05	62	-	
Razão (CUADRF/C80)			**0.724**	**0.010**	**0.999**	**0.981**	**0.969**		

Observam-se fatos importantes: à medida que a classe de resistência do concreto aumenta as espessuras da base e do meio reduzem-se gradativamente de 40 a 30 cm, havendo inclusive redução do raio externo da base para a classe C80, consequentemente reduzindo o volume de concreto. Entretanto, percebe-se que dentro da análise paramétrica feita, a torre eólica mais econômica foi da classe C60 e não da C50, o que evidencia não ser possível dizer que o emprego de um concreto de menor custo leve também a um menor custo material para a torre eólica.

Exceto por poderem ser tratadas como pilar esbelto, pouco se pode justificar sobre a realização de um dimensionamento não linear para torres de frequências mais elevadas, como as de tronco de cone de La Nier (2005), na qual com um nível de protensão completa ainda não chega a ocorrer a otimização da área de aço passivo, pois resulta em área mínima de aço. Porém, para torres de frequência natural mais baixa, ou seja, mais flexíveis, a otimização da área de aço passivo passa a ocorrer de forma sistemática, o que permite concluir que o uso de um dimensionamento não linear é indispensável em torres eólicas protendidas de concreto para as quais se deseja manter uma baixa frequência natural de flexão da torre.

Apresenta-se na Figura 7.20 a mudança na área de aço passivo de cada anel (4 m) em relação ao número de iterações para a torre protendida de concreto de classe C80, também exposta na Tabela 7.5. Esse aumento da área de aço passivo também ocorre para as demais torres que

possuem essa baixa restrição do deslocamento (L/100) e grande restrição no intervalo de frequências naturais possíveis para o modo de flexão da torre.

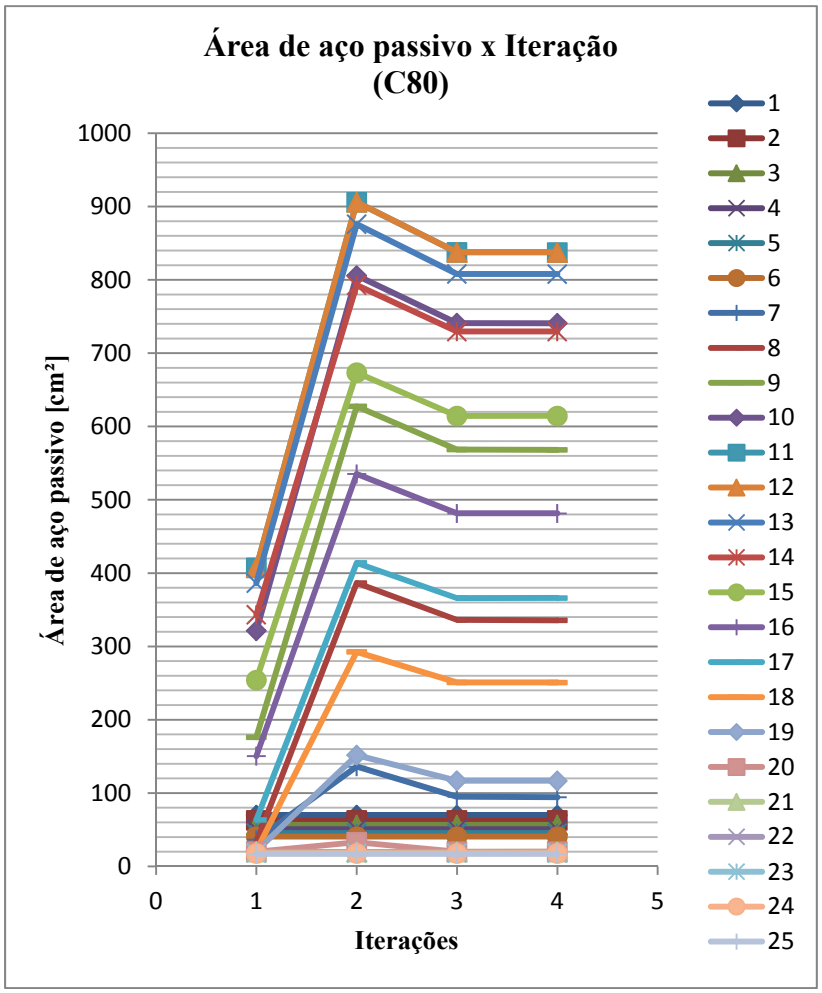


Figura 7.20 – Área de aço passivo relativo ao número de iterações para torre econômica classe C80

8 CONCLUSÕES

Essa dissertação apresenta uma abordagem para o dimensionamento de torres eólicas de concreto protendido, ao qual se inclui o Concreto de Ultra-Alto Desempenho. A torre foi analisada no plano, por meio de análise não linear física e geométrica, pelo método dos elementos finitos, a partir de elementos unidimensionais retos de pórtico, considerada como um pilar livre no topo e com os deslocamentos impedidos e uma mola rotacional na base para representar a fundação em um dos casos analisados.

O carregamento de vento que incide ao longo da torre foi considerado como estático equivalente, para estruturas suscetíveis à vibração, e os esforços no topo da torre provenientes do rotor foram utilizados a partir daqueles obtidos na literatura. O peso próprio distribuído ao longo da torre foi definido para cada geometria adotada e conjunto rotor-nacele foi considerado como uma massa concentrada no topo da torre. Dada a importância em se evitar o efeito de ressonância em relação às frequências de operação do rotor e de passagem da pá (3 vezes a frequência do rotor), foi feita a análise de vibração livre com a finalidade de obter a primeira frequência natural de flexão da torre e seu modo de vibração, este utilizado no cálculo do carregamento equivalente.

Os diagramas momento-curvatura-força normal utilizados no cálculo das deformações na teoria de segunda ordem apresentaram concordância com aqueles obtidos na literatura. A consideração do trecho descendente no diagrama tensão-deformação para o concreto tracionado, o *tension stiffening,* foi feita apenas para o cálculo dos deslocamentos. Já no dimensionamento da armadura passiva, a resistência à tração do concreto convencional foi completamente desprezada. Os diagramas de interação adimensional gerados pelo algoritmo desenvolvido foram validados com aqueles presentes na literatura.

Paro o cálculo do equilíbrio de esforços nas seções, tanto as armaduras passiva e ativa foram consideradas discretas para que a representação fosse mais próxima da realidade. A área de aço passivo foi dividida metade para o perímetro definido pelo raio interno e a outra metade para o perímetro do raio externo, considerando a distância d' entre o centroide das armaduras e as respectivas faces da seção. As cordoalhas foram concentradas em número de 1 a 12 em cabos distribuídos uniformemente ao longo do perímetro do raio médio da seção, de modo que todos os cabos possuíssem o mesmo número de cordoalhas e respeitando os espaçamentos máximos e mínimos impostos para a distância entre seus centroides. Também

foi verificado que a partir de premissas e do posterior cálculo que o uso de dois traçados de cabos é um valor adequado para que se atinja economia na quantidade de cabos e bainhas. Uma maior quantidade de traçados traz mais economia a princípio, embora este valor tenda lentamente a um limite de 50% (infinitos traçados) do valor de apenas um traçado.

Todas as perdas de protensão, imediatas e progressivas, foram consideradas para cada traçado de cabo. Deste modo, também foi feito recálculo das forças de protensão e consequentemente da área de aço ativo, obtendo ao final do processo uma armadura ativa coerente não com a estimativa inicial das perdas, mas sim, com as perdas calculadas.

A armadura passiva longitudinal das torres foi obtida por meio de um modelo que leva em conta tanto a não linearidade física como a geométrica. Para isto foi feito um acoplamento entre o programa feito em MATLAB com o programa SAP2000. Utilizaram-se os diagramas momento-curvatura-força normal das seções para atribuir as rigidezes correspondentes ao modelo de elementos finitos.

A resistência ao esforço cortante das seções anulares foi considerada através da concordância de um modelo com os resultados experimentais obtidos na literatura. Disto pôde-se concluir que a grande área de concreto da seção transversal, em quase totalidade das vezes, é capaz de por si só resistir ao esforço cortante. Para o concreto convencional ainda é adotada uma armadura mínima transversal de acordo com a norma brasileira. A armadura ativa transversal responsável por unir os segmentos que compõem os anéis pré-fabricados das torres não é abordada neste trabalho.

Foram analisadas duas geometrias externas para as torres. A primeira possui variação linear (tronco de cone) da base ao topo para o raio externo e as espessuras ou foram consideradas proporcionais ao raio externo, ou foram consideradas constantes ao longo de toda a torre, ou seja, variação linear para a espessura.

Na segunda geometria, foi feita uma generalização que abrangeu também torres tronco de cones. Considerou-se para a metade inferior uma variação parabólica para o raio externo, já a metade superior foi considerada linear. Para garantir a continuidade da forma externa, a derivada da função da parábola na metade da torre possui a mesma declividade da função linear que define a metade superior. Deste modo, as torres em forma de tronco de cone constituem-se em um caso particular das torres de base parabólica. Para estas a variação da

espessura foi linear, bilinear e até constante, pois na geração das geometrias foi atendida apenas a condição de que quanto mais próxima do topo, menor seria a espessura, cujos limites ficaram entre 20 cm e 45 cm (variando de 5 em 5 cm). A variação do raio externo (aproximadamente de 25 em 25 cm) foi limitada pelo raio externo do topo e pela média entre o raio externo do topo e da base (tronco de cone). O maior raio externo da base usado foi de 6 m e o raio externo do topo foi mantido o mesmo para todos os exemplos uma vez que não se pretendeu modificar o anel adaptador metálico que conecta a turbina à torre e nem a própria turbina.

Constata-se um fato importante que relaciona à frequência natural da torre e o deslocamento máximo no topo da estrutura. Embora pareça ainda não haver um critério simplificado claramente definido para o deslocamento máximo no topo da estrutura (Ma e Meng, 2014), isto se explica tendo em vista a rigidez da estrutura. Como visto em Grünberg e Göhlmann (2013), a consideração de toda a faixa da frequência operacional do rotor (1P) e da passagem de pá (3P) restringe já de forma significativa o intervalo possível da primeira frequência natural da torre. Por certo que o deslocamento no topo da estrutura precisa ser limitado, entretanto, a limitação excessiva acaba por ir em direção contrária ao que se espera de uma torre de concreto protendido, que deve possuir baixa frequência, e impossibilitando, portanto, a obtenção destas frequências naturais mais baixas e dentro da faixa possível. Logo, não há critério simples para definir esta limitação.

A restrição do deslocamento no topo para L/400 provoca uma grande restrição nas geometrias disponíveis para as torres. Nas torres tronco de cone, para uma *mesma espessura ou proporção de espessura*, a variação do raio externo da base evidencia que sempre para o menor raio externo, menor o custo da torre. Isto ocorre, pois ainda não se chegou ao ponto de inflexão da curva do custo material, a partir do qual o impacto da área de aço ativo (e seus componentes respectivos: bainhas e ancoragens) no custo material seria mais significativa. Entretanto, adotando L/250 já é possível ver este impacto como, por exemplo, na Figura 7.6.

Quanto ao Concreto de Ultra-Alto Desempenho Reforçado com Fibras, mesmo com as simplificações feitas, em quase maioria das torres praticamente não houve utilização de armadura passiva, uma vez que a ductilidade já é garantida pela presença de fibras neste concreto. As torres dimensionadas de CUADRF foram comparadas com as torres de concreto convencional (C50, C60 e C80) por meio da obtenção do preço por metro cúbico do CUADRF, valor a partir do qual apresentaria competitividade. Deve-se lembrar de que o

CUADRF possui grande durabilidade em longo prazo, diferente dos concretos convencionais, e esta grande vantagem não foi considerada aqui. Ainda, tanto as torres de concreto quanto de CUADRF foram limitadas em espessuras mínimas de 20 cm, portanto, descartando o uso de espessura de 15 cm, o que poderia gerar preços ainda mais competitivos.

Ao final, ao restringir a frequência natural de flexão da torre a uma faixa restrita devido à consideração do intervalo de frequência operacional do rotor (6,0 a 11,2 rpm) e modificando a restrição do deslocamento máximo no topo para L/100 (Ma e Meng, 2014), as torres mais econômicas (C50, C60 e C80) com as restrições aqui impostas são *parabólicas,* com o *raio externo* das seções da *metade superior constantes*, portanto, semelhantes ao exemplo de Günberg e Göhlmann (2013), com *espessuras* das seções da *metade inferior constantes* e maiores do que as da metade superior. A torre mais econômica neste caso foi com concreto de classe C60, e não a classe de resistência mais baixa, o que significa não ser possível afirmar que concretos de menor resistência representem maior economia do ponto de vista material. A otimização da área passiva foi feita de forma sistemática para essas torres, devido à flexibilidade proporcionada pela baixa frequência natural de flexão das mesmas, diferentemente de torres de frequência mais elevada como as de La Nier (2005). Isto implica dizer que o modelo não linear para o dimensionamento é fundamental não apenas pelo tratamento da torre eólica como pilar esbelto, mas pela própria necessidade em fazê-la satisfazer todos os critérios de dimensionamento, obtendo ao final um correto valor para a armadura passiva escalonada ao longo de todos os anéis constituintes da estrutura.

8.1 Sugestões a trabalhos futuros

A variação parabólica da base permite que mesmo com geometria diferente se obtenha uma estrutura tão rígida quanto uma em tronco de cone. Ao levar em consideração o ângulo de rotação do topo da estrutura, dever-se-ia garantir que a pá da turbina não atinja a torre quando a estrutura tentasse reestabelecer sua posição inicial de equilíbrio (sem carregamento de vento), oscilando na direção do vento. Esta restrição está relacionada ao carregamento de vento, ao ângulo de rotação do topo da torre, ao raio da pá, ao deslocamento da ponta da pá devido à flexão, à posição do cubo do rotor e à própria geometria da torre. Um estudo mais aprofundado levando em conta estes efeitos poderia respaldar e viabilizar ainda mais o dimensionamento das torres de *base parabólica* frente às torres em tronco de cone, uma vez

que o acréscimo significativo no raio externo ocorre nas seções próximas da base da torre, ao contrário de uma torre em tronco de cone que possui variação linear da base ao topo.

A utilização de mais de *dois traçados* de cabos poderia levar a uma maior economia no custo material das torres, devido ao melhor aproveitamento da protensão, já que o uso de dois traçados utilizados foi devido à estimativa e posterior concordância com o comprimento total obtido para os cabos e bainhas; e ainda, para um número de traçados maior, estima-se a priori um menor custo.

Da mesma forma que se utiliza na fundação, concretos de resistência inferior em relação àqueles utilizados na torre, poder-se-ia também, discutir a influência da variação das classes de concreto dos anéis constituintes da estrutura, obtendo um arranjo que satisfaça melhor os vários estados limites sob o ponto de vista econômico da quantidade de materiais e financeiro. Nesta mesma ideia, poder-se-ia utilizar o concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras, tal como é feito em torres híbridas, nas quais a "metade" inferior é de concreto e a "metade" superior é metálica, substituindo esta última por este novo tipo de concreto.

O carregamento no topo da torre foi tratado como estático equivalente e as cargas de vento ao longo da torre também, não para um local específico de implantação, mas de acordo com a classe da turbina eólica. Dispor dos dados da velocidade de vento e do carregamento da turbina no topo da torre ao longo do tempo permitiria a obtenção da resposta estrutural a este *carregamento dinâmico*, norteando ainda mais o dimensionamento deste tipo de estrutura.

Tal como para o esforço cortante, embora não seja fator de impedimento, a consideração da *torção* pode levar a valores um pouco maiores da área de aço transversal e até longitudinal. Isto traria ainda maior vantagem ao CUADRF frente aos concretos convencionais, uma vez que este pode ainda neste caso não necessitar de armadura transversal passiva.

Embora não tratado aqui, deve-se considerar ainda o *Estado Limite Último de Fadiga* dado que o problema refere-se a ações dinâmicas repetidas que provocam modificações permanentes na estrutura interna do material, submetido a oscilações de tensão. Esta restrição adicional teria como possível consequência o aumento das espessuras das seções da torre, tornando sua investigação pertinente.

Além disso, é importante levar em consideração o *carregamento de vento que atua durante a construção da torre* a fim de verificar a necessidade de protensão ao longo deste processo.

Por certo que na prática, limita-se a velocidade de vento a um máximo para o qual é possível realizar a montagem da estrutura, porém, ressalta-se que independente do processo de montagem, a estrutura parcialmente construída deve resistir às solicitações que lhe são impostas, sem com isto sofrer deterioração de qualquer tipo, como fissuração, pois do contrário, a estrutura já terá sofrido danos sem sequer ter entrado definitivamente em serviço de operação.

A *interação solo-estrutura deve ser sempre levada em consideração*, uma vez que provoca alteração na frequência natural de flexão da torre (primeiro modo de vibração), que no caso de estar suficientemente próxima da frequência de operação do rotor ou da passagem das pás, pode invalidar o carregamento inicialmente utilizado para o dimensionamento devido aos efeitos de ressonância e até impedir o dimensionamento das torres. Um modelo estrutural que represente tanto a torre quanto a fundação conjuntamente, ou até mesmo o solo, pelo método dos elementos finitos, elevaria o nível de sofisticação da análise e também permitiria, junto com dados experimentais, a discussão com métodos mais simplificados de análise e os limites de sua validade.

O presente trabalho não enfocou no estudo de custo da estrutura levando em consideração o custo de sua fundação. Uma análise de custo envolvendo os diferentes formatos do bloco de fundação (quadrado, circular, anular e poligonal) e a opção por fundação superficial ou profunda, visando inclusive o uso de estacas inclinadas para resistir aos esforços horizontais, contribuiria na composição do preço total da estrutura, permitindo justificar sua adoção.

Também seria possível realizar a *análise de interação fluido-estrutura.* Este tipo de análise permitiria obter a resposta estrutural, tanto da torre quanto do próprio rotor, devido ao escoamento do fluido, o ar. Seu uso poderia até mesmo ser estendido para torres *offshore*, ao considerar as correntes marítimas, o que possibilitaria o aprimoramento das análises e ainda maior entendimento do problema estudado.

9 BIBLIOGRAFIA

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devido ao vento em edificações**. NBR 6123. Rio de Janeiro, 1988.

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

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e Seguranças nas Estruturas – Procedimento**. NBR 8681. Rio de Janeiro, 2003.

ACKER, P.; BEHLOUL, M. **Ductal Technology: a Large Spectrum of Properties, a Wide Range of Applications.** Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany, 2004, p. 11-23.

AFGC – ASSOCIATION FRAINÇAISE DU GÉNIE CIVIL. **Bétons fibrés à ultra-hautes performances**: **Recommandations provisoires.** SETRA – Service d'études techniques des routes et autoroutes, AFGC, França, Janeiro, 2002, 152 p.

ALVES FILHO, A. **Elementos finitos: a base da tecnologia CAE: análise não linear.** 1ª ed. São Paulo: Érica, 2012.

AMARANTE, O.; ZACK, M.; SÁ, A. **Atlas do Potencial Eólico Brasileiro**. CRESESB, Brasília, 2001.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado: Volume 3.** 2ª ed. Rio Grande: Dunas, 2003. 184 p.

ARAÚJO, J. M. **Pilares esbeltos de concreto armado: Parte 3: Um método simplificado proposto.** Teoria e Prática na Engenharia Civil, nº19, Maio, 2012. p. 37-42.

ARAÚJO, J. M. **Pilares esbeltos de concreto armado: Parte 1: Um método não linear para análise e dimensionamento.** Teoria e Prática na Engenharia Civil, nº18, Novembro, 2011. p. 81-93.

BATHE, K. J.; WILSON, E. L. **Numerical Methods in Finite Element Analysis**. Englewood Cliffs: Prentice- Hall, N.J, 1976.

BLAIS, P.; COUTURE, M. **Precast, Prestressed Pedestrian Bridge - World's First Reactive Powder Concrete Structure**. PCI Journal, Setembro-outubro, EUA, 1999, p. 60-71.

BRÜHWILER, E.; DENARIÉ, E. **Rehabilitation of Concrete Structures Using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete.** UHPC-2008: The Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany, 2008, p. 895-902.

BURTON, T.; SHARPE, D.; JENKINS, N.; BOSSANYI, E. **Handbook of Wind Energy.** West Sussex: John Wiley & Sons, 2001. 617 p.

CAVALCANTI, M.; CARVALHO, C.; BORBA, A.; CAVALCANTI, A.; ANDRADE, T.; HELENE, P. **Qualidade do concreto do Parque Eólico de Casa Nova.** Concreto & Construções, Vol. 75, pp. 62-68, 2014.

CEB-FIP – COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. M**odel Code for Concrete Structures**. 3rd edition, Lausanne, 1978.

COLLINS, M. P.; MITCHELL, D. **Prestressed Concrete Structures**. Ontario: Prentice Hall, 1997. 766 p.

CSI. **Analysis Reference Manual: For SAP2000®, ETABS® and SAFE®**. Computers and Structures Inc., Berkeley, California, United States, 2009.

DAVILA, R. S. **Recommendations for the Design of Ultra-High Performance Concrete Structures.** Master thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 2007. 125 p.

DIN – DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **Tragwerke aus Beton, stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.** DIN 1045-1. Berlin, 2008.

DIN – DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten.** DIN 1055-4. Berlin, 2005.

DUARTE, E. P. **Evolução das torres eólicas pré-moldadas protendidas.** Concreto & Construções, Vol. 75, pp. 36-41, 2014.

FRANÇA, R. L. S. **Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado.** Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1991. 228 p.

FLETCHER, R. and POWELL, M. J. D. **A Rapidly Convergent Descent Method for Minimization.** Computer Journal, Vol. 6, pp. 163-168, 1963.

GOLDFARB, D. **A Family of Variable Metric Updates Derived by Variational Means**. Mathematics of Computing, Vol. 24, pp. 23-26, 1970.

GRÜNBERG, J.; GÖHLMANN, J. **Concrete Structures for Wind Turbines.** Berlin: Ernst & Sohn, 2013. 242 p.

HABEL, K. **Structural Behaviour of Elements Combining Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC) and Reinforced Concrete.** Doctoral thesis Nr. 3036, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland, 2004.

HABEL, K.; DENARIÉ, E.; BRÜHWILER; E. **Structural Response of Elements Combining Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concretes and Reinforced Concrete.** Journal of Structural Engineering, ASCE, November, 2006. p. 1793-1800.

HANSEN, M. O. L.; SØRENSEN, J. N.; VOUTSINAS, S.; SØRENSEN, N.; MADSEN, H. Aa. **State of the art in wind turbine aerodynamics and aeroelasticity.** Progress in Aerospace Sciences, Vol. 42, 2006, p. 285-330.

HAU, E. **Wind Turbines: Fundamentals, Technologies, Application, Economics.** 2nd ed. Berlin: Springer, 2006.

HOLSCHEMACHER, K.; DEHN, F. **Ultrahochfester Beton (UHFB) - Stand der Technik und Entwicklungsmöglichkeiten**. Ultrahochfester Beton, Innovationen im Bauwesen - Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Ed. por G. König, K. Holschemacher, F. Dehn, Bauwerk, Berlim, Leipzig, Alemanha, 2003, p. 1-12.

IEC EN 61400-1. **Wind Turbines Part 1: Design Requirements.** 3rd edition. International Electrotechnical Commission, Geneva, 2005.

JAMMES, F. X. **Design of Wind Turbines with Ultra-High Performance Concrete.** Master thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 2009. 73 p.

JUNGWIRTH, J. **Zum Tragverhalten Von Zugbeanspruchten Bauteilen Aus Ultra-Holchleistungs-Faserbeton.** Doctoral thesis Nr. 3429, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland, 2006.

JUNGWIRTH, J.; MUTTONI, A. **Versuche zum Tragverhalten von ultra hochfestem Beton – Kurzfassung.** IS-BETON, Bericht 00.02.R8, p. 27, Lausanne, 2005.

KEIERLEBER, B.; BIERWAGEN, D.; FANOUS, F.; PHARES, B.; COUTURE, I**. Design Of Buchana County, Iowa, Bridge Using Ultra High Performance Concrete And Pi Girders.** Proceedings of the 2007 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Agosto, EUA, 2007, 11 p.

LA NIER, M. P. **LWST Phase I Project Conceptual Design Study: Evaluation of Design and Construction Approaches for Economical Hybrid Steel/Concrete Wind Turbine Towers.** Golden: National Renewable Energy Laboratory, 2005. 698 p.

LAVASSAS, I.; NIKOLAIDIS, G.; ZERVAS, P.; EFTHIMIOU, E.; DOUDOUMIS I. N.; BANIOTOPOULOS, C. C. **Analysis and design of the prototype of a steel 1-MW wind turbine tower.** Engineering Structures, Vol. 25, February, 2013, p. 1097-1106.

LEWIN, T. J. **An investigation of design alternatives for 328-ft (100-m) tall wind turbine towers.** Master thesis, Iowa State University, Ames, 2010. 181 p.

LOPES, A. P.; SANTOS, G. O.; SOUZA, A. A. C. **Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta.** Teoria e Prática na Engenharia Civil, nº7, Setembro, 2005. p. 9-19.

MA, H. W.; MENG, R. **Optimization design of prestressed concrete wind-turbine tower**. Science China: Technological Sciences. Vol. 57, n. 2, 2014. p. 414-422.

MALCOLM, D. J.; HANSEN, A. C. **WindPACT Turbine Rotor Design Study**. National Renewable Energy Laboratory, Colorado, April, 2002. 84 p.

MANWELL, J. F.; MCGOWAN, J. G.; ROGERS, A. L. **Wind Energy Explained: Theory, Design and Application.** 2nd ed. United Kingdom: John Wiley & Sons, 2009. 689 p.

MATLAB Release 2011a, The MathWorks, Inc., Natick, Massachusetts, United States, 2011.

MERTA, I**. Shear strength model of reinforced concrete circular cross-section members**. Structural Engineering Mechanics and Computation 3, A. Zingoni, ed. 2007, Seção 22, p. 493-494.

MERTA, I.; KOLBITSCH, A. **Shear area of reinforced concrete circular cross-section members.** 31st Conference on OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES: 16-17 August 2006, Singapore.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M. **Hormigón Armado basada en la EHE Ajustada al código modelo y al eurocódigo.** 14ª edición, Barcelona: Gustavo Gili, 2000. 844 p.

NAAMAN, A. E. **Toughness, ductility, surface energy and deflection-hardening FRC composites.** Proceedings of the JCI international Workshop on Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites (DFRCC) - Application and Evaluation (DFRCC-02), Takayama, Japão, Outubro, 2002, p. 33-57.

NOSHIRAVANI, T.; BRÜHWILER, E. **Experimental Investigation on Reinforced Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete Composite Beams Subjected to Combined Bending and Shear.** ACI Structural Journal, March-April, 2013. p. 251-262.

PINTO, M. O. **Fundamentos de energia Eólica.** 1ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2013. 367 p.

RESPLENDINO, J. **Ultra-High Performance Concretes – recent realizations and research programs on UHPFRC bridges in France.** Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany, 2008, p. 31-43.

RICHARD, P.; CHEYREZY, M. **Composition of Reactive Powder Concretes**. Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7, October, 1995, p. 1501-1511.

PINI. **Construção Mercado: Negócio de Incorporação e Construção.** São Paulo, nº 163, Fevereiro, 2015.

SINAPI – SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. Caixa Econômica Federal, Dezembro, 2014.

SAMARIS – Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructure. **Full scale application of UHPFRC for the rehabilitation of bridges – from the lab to the field.** Technical Report, 2005. 63 p.

SHEPHERD, D. G. Historical Development of the Windmill. In: SPERA, D. A. (Ed). **Wind Turbine Technology: Fundamental Concepts of Wind Turbine Engineering.** 2nd ed. New York: ASME Press, 2009. 835 p.

SILVA, M.; BRASIL, R.; ARORA, J. **Formulations for the optimal design of RC Wind Turbine Towers.** EngOpt 2008 - International Conference on Engineering Optimization, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

SINAPI – SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. Caixa Econômica Federal, Dezembro, 2014.

SPASOJEVIĆ, A. **Structural Implications of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete in Bridge Design.** Doctoral thesis Nr. 4051, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland, 2008.

SPERA, D. A. Introduction to Modern Wind Turbines. In: SPERA, D. A. (Ed). **Wind Turbine Technology: Fundamental Concepts of Wind Turbine Engineering.** 2nd ed. New York: ASME Press, 2009. 835 p.

SWITEK, A. E. **Time-Dependent Response of Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) under Low to High Tensile Stresses**. Doctoral thesis Nr. 4899, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suíça, 2011.

TANAKA, Y.; MUSYA, H.; OOTAKE, A.; SHIMOYAMA, Y.; KANEKO, O. **Design and construction of Sakata-Mirai footbridge using Reactive Powder Concrete.** Proceedings of the 1st FIB Congress 2002: Concrete Structures in the 21th Century, Osaka, Japão, 2002, p. 417-424.

TEIXEIRA, P. W. G. N.; C. E. M., MAFFEI; M. C. GUAZELLI. **Resistência à força cortante de vigas de concreto armado com seção transversal circular.** Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Vol. 5, nº 6, Dezembro, 2012, p.781-797.

THIBAUX, T.; TANNER, J. A. **Constructions des premières ponts français en béton fibré à ultra haute performance.** Proceedings of the 1st FIB Congress 2002: Concrete Structures in the 21th Century, Osaka, Japão, 2002, p. 139-144.

TUTIKIAN, B. F.; ISAIA, G. C.; HELENE, P. **Concreto de Alto e Ultra-Alto Desempenho.** Concreto: Ciência e Tecnologia, Cap. 36, Ibracon, São Paulo, 2011.

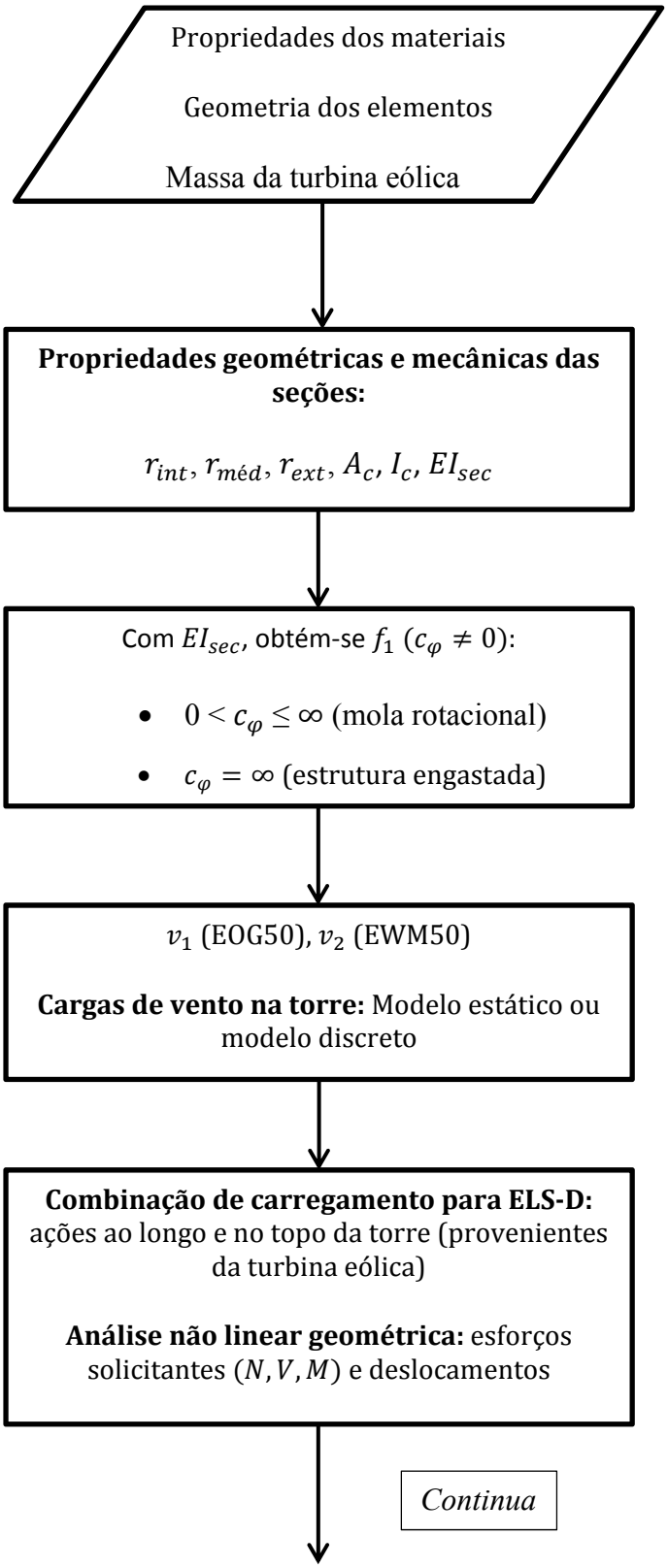
VÖLGYI, I.; WINDISCH, A.; FARKAS, G. **Resistance of reinforced concrete members with hollow circular cross-sections under combined bending and shear – Part I: experimental investigation.** Structural Concrete 15, nº 1, 2014.

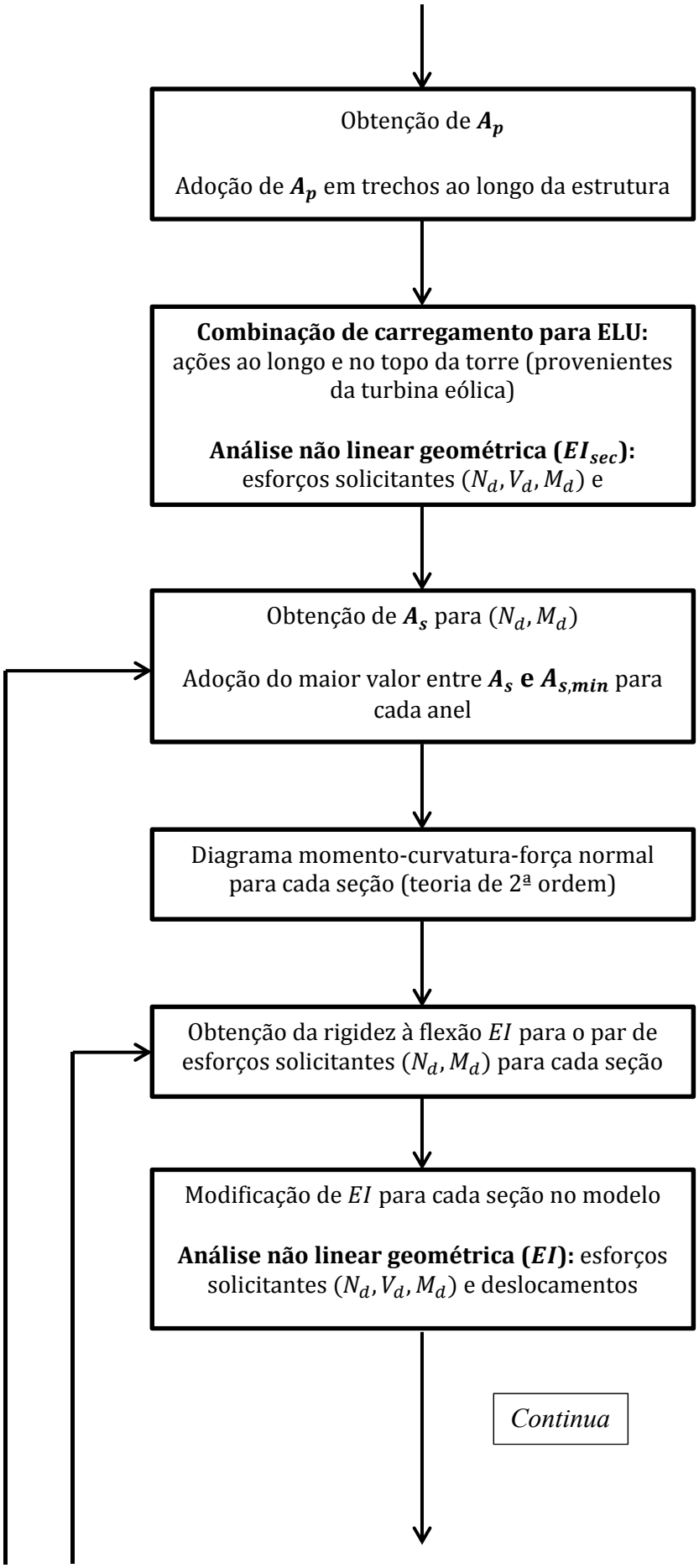
VOWLES, H. P. **Early evolution of power engineering.** Isis (University of Chicago Press), Vol. 17, No. 2, 1932, p. 412–420.

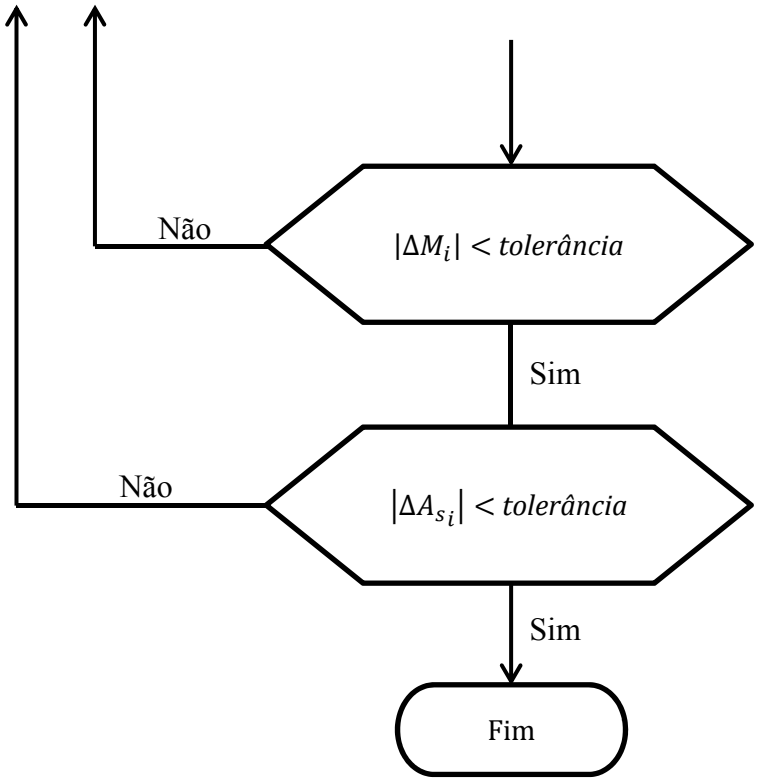
WUEST, J. **Comportement structural des bétons de fibres ultra performants en traction dans des éléments composés**. Doctoral thesis Nr. 3987, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suíça, 2007.

10 ANEXO A

10.1 Fluxograma de dimensionamento

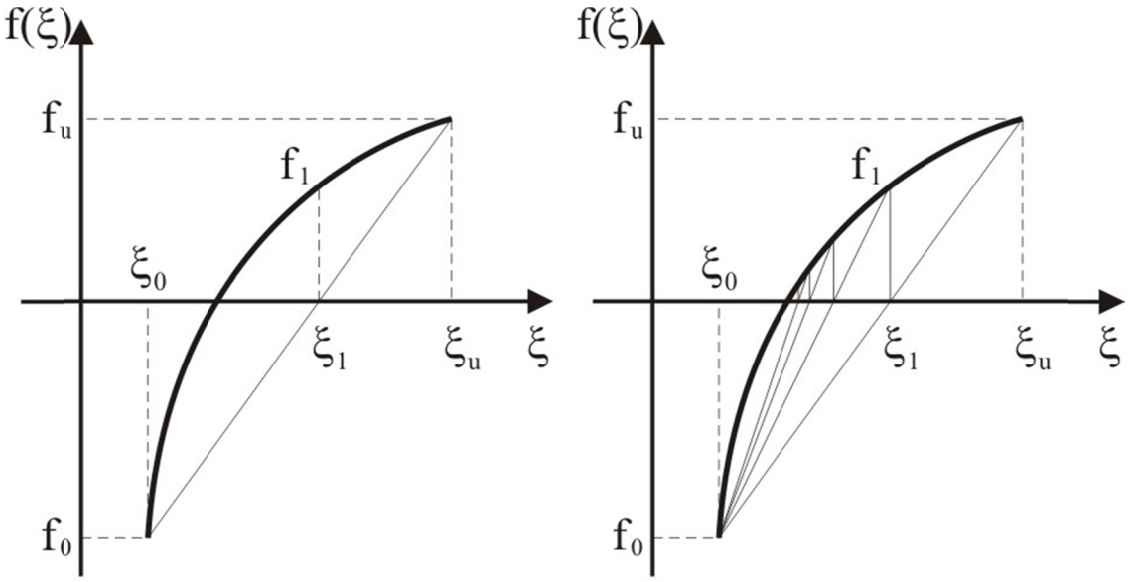



Obtenção de $\boldsymbol{A_p}$
Adoção de $\boldsymbol{A_p}$ em trechos ao longo da estrutura
Combinação de carregamento para ELU: ações ao longo e no topo da torre (provenientes da turbina eólica)
Análise não linear geométrica ($\boldsymbol{EI_{sec}}$): esforços solicitantes (N_d, V_d, M_d) e
Obtenção de $\boldsymbol{A_s}$ para (N_d, M_d)
Adoção do maior valor entre $\boldsymbol{A_s}$ e $\boldsymbol{A_{s,min}}$ para cada anel
Diagrama momento-curvatura-força normal para cada seção (teoria de 2ª ordem)
Obtenção da rigidez à flexão EI para o par de esforços solicitantes (N_d, M_d) para cada seção
Modificação de EI para cada seção no modelo
Análise não linear geométrica ($\boldsymbol{EI}$): esforços solicitantes (N_d, V_d, M_d) e deslocamentos
Continua


Não
$|\Delta M_i| < tolerância$
Sim
Não
$|\Delta A_{s_i}| < tolerância$
Sim
Fim

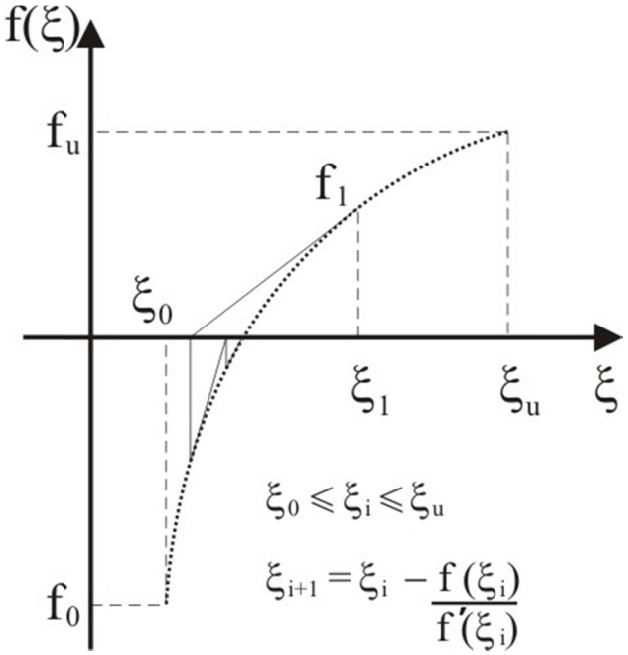
10.2 Algoritmos implementados

10.2.1 Método da bissecante



$$\xi_1 = \frac{\xi_0 f_u - \xi_u f_0}{f_u - f_0} \qquad p_1 = f_0 f_1 \begin{cases} p_1 > 0: & \xi_0 = \xi_1,\ f_0 = f_1 \\ p_1 < 0: & \xi_u = \xi_1,\ f_u = f_1 \end{cases}$$

10.2.2 Método de Newton



$$\xi_0 \leqslant \xi_i \leqslant \xi_u$$

$$\xi_{i+1} = \xi_i - \frac{f(\xi_i)}{f'(\xi_i)}$$

10.3 Exemplos de validação

10.3.1 Momento-curvatura em pilar protendido

Este exemplo refere-se à obtenção dos diagramas momento-curvatura do pilar-parede protendido, ou *wall panel,* sujeito à compressão axial (Figura 10.2). Propriedades e diagramas tensão-deformação relativos a cada material, concreto e armadura ativa, dados por Collins e Mitchell (1997, p. 237-242). No algoritmo foi desconsiderado o trecho descendente do diagrama tensão-deformação do concreto, o *tension stiffening (Tens. Stiff.).*

A Figura 10.1 evidencia a concordância entre o algoritmo desenvolvido e utilizado com os dados obtidos por Collins e Mitchell (1997). A resposta momento-curvatura para a seção dada pelos autores encontra-se também na Tabela 10.1.

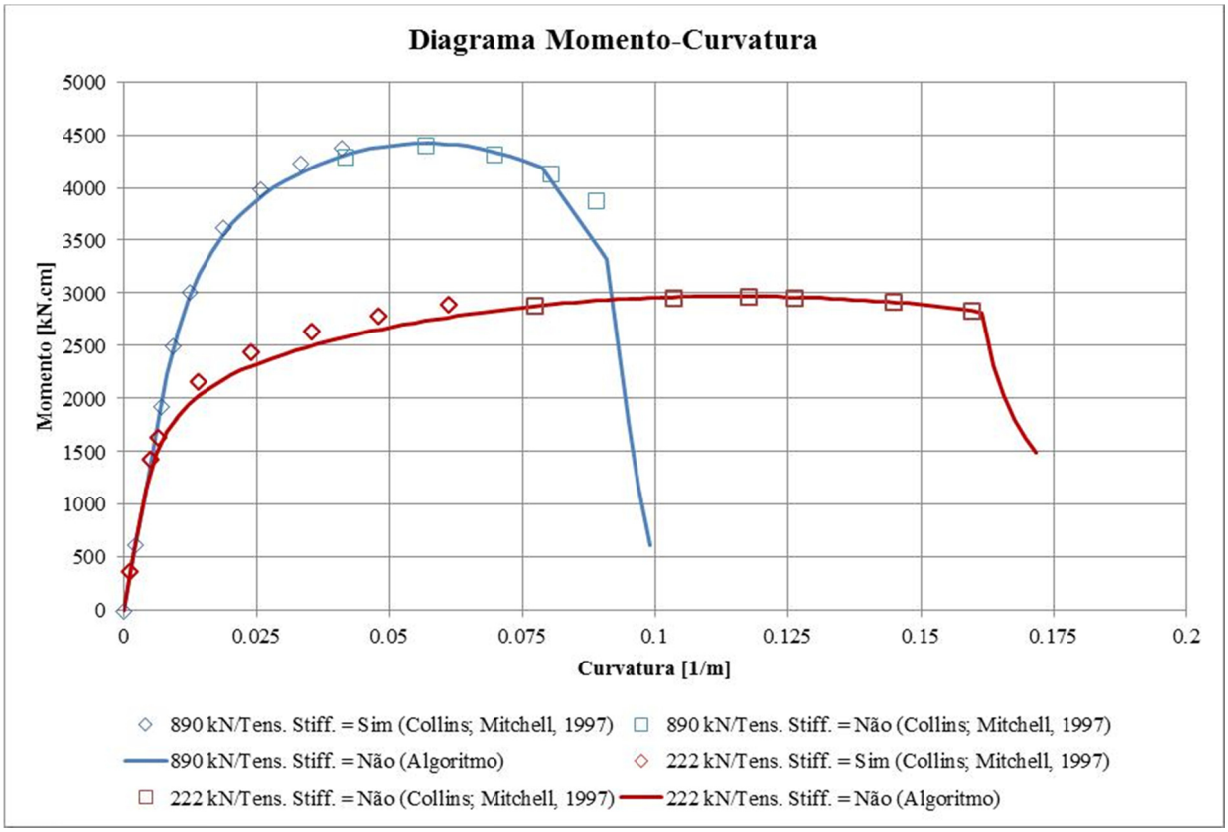


Figura 10.1 – Diagrama momento-curvatura de pilar-parede sujeito à compressão axial

Tabela 10.1 – Resposta momento-curvatura de pilar parede sujeito a cargas de compressão axial (adaptado de Collins; Mitchell, 1997)

Compressão Axial			
222 kN		**890 kN**	
ϕx10³ [1/m]	**M [kN.cm]**	**ϕx10³ [1/m]**	**M [kN.cm]**
0	0	0	0
1.33	373	2.26	622
5.13	1433	7.12	1933
6.46	1639	9.23	2504
14.01	2168	12.3	3023
23.94	2446	18.58	3624
35.55	2638	25.69	3996
48.15	2782	33.24	4233
61.26	2895	41.05	4382
74.65	2976	**41.79**	**4287**
77.44	**2865**	***56.92***	***4394***
103.78	**2949**	**69.81**	**4316**
117.91	***2956***	**80.31**	**4127**
126.54	**2949**	**88.88**	**3871**
145.08	**2902**	-	-
159.84	**2827**	-	-

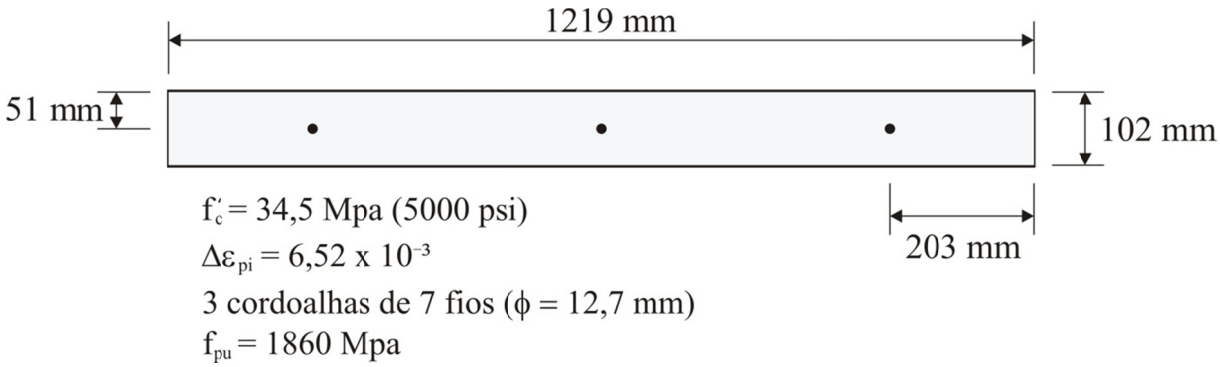


Figura 10.2 – Pilar parede protendido pré-moldado do exemplo referido

10.3.2 Efeito P-Δ em pilar esbelto

Provendo-se do mesmo pilar-parede protendido da seção anterior com uma carga de compressão de 890 kN e estabelecendo um comprimento efetivo de 305 cm, é possível fazer uma análise completa do pilar até a sua ruptura com o algoritmo descrito na seção 6.4, bastando não reprocessar o dimensionamento da seção e adotar os mesmos valores para as propriedades e geometrias dos materiais dados em Collins e Mitchell (1997). Na Figura 10.3

estão evidenciados os momentos fletores ao longo do pilar relativos a cada excentricidade de carregamento. O *tension stiffening* foi desprezado na análise. O maior valor para a excentricidade obtido pelo algoritmo é de aproximadamente 2,2 cm, a partir do qual ocorre a ruptura do pilar. Este valor está de acordo com aquele fornecido por Collins e Mitchell, que é de 2,3 cm para maior excentricidade possível.

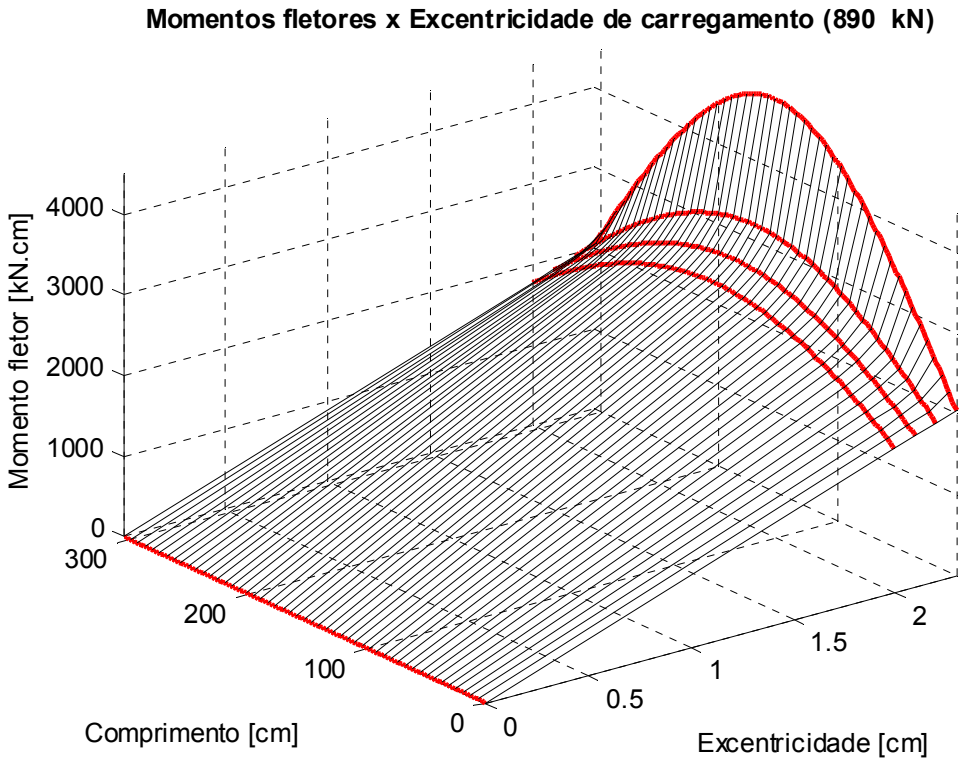


Figura 10.3 – Momento fletor ao longo do comprimento relativo a cada excentricidade de carregamento