

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**SOBRE A RESPOSTA ESTRUTURAL DINÂMICA DE UMA
TORRE ESTAIADA DE LINHA DE TRANSMISSÃO
SUBMETIDA A VENTOS DO TIPO EPS**

Sandro Pieta Troian

Porto Alegre

2018

SANDRO PIETA TROIAN

**SOBRE A RESPOSTA ESTRUTURAL DINÂMICA DE UMA
TORRE ESTAIADA DE LINHA DE TRANSMISSÃO
SUBMETIDA A VENTOS DO TIPO EPS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre

2018

SANDRO PIETA TROIAN

**SOBRE A RESPOSTA ESTRUTURAL DINÂMICA DE UMA
TORRE ESTAIADA DE LINHA DE TRANSMISSÃO
SUBMETIDA A VENTOS DO TIPO EPS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração (Estruturas), e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 30 de maio de 2018

Prof.^a Ruy Carlos Ramos de Menezes
Dr. techn pela Universitat Innsbruck, Áustria
Orientador

Prof. Acir Mércio Loredo-Souza
Ph.D. University of Western Ontario, Canada
Co-orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Jorge Daniel Riera (PPGEC/UFRGS)

Ph.D. pela Princeton University , EUA

**Letícia F. Fadel Miguel (PROMEC e
PPGEC/UFRGS)**

Dr.^a. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Leandro F. Fadel Miguel (PPGEC /UFSC)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico esse trabalho à minha família, colegas e amigos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro, sem o qual não teria sido possível a minha dedicação nesse período.

Agradeço à UFRGS pela infraestrutura cedida, por possibilitar o acesso à biblioteca e a artigos nacionais e internacionais gratuitamente e pela oportunidade de cursar o mestrado na área de Estruturas com destacados colegas e professores.

Agradeço os professores da Universidade Federal do Rio Grande (FURG) Liércio André Isóldi, Joaquim Vaz e especialmente o professor Mauro de Vasconcellos Real, por terem me auxiliado e incentivado a me desenvolver sem limites.

Agradeço os meus orientadores, Ruy Carlos Ramos de Menezes e Acir Mércio Loredo-Souza, que com reconhecida experiência, auxiliaram-me no desenvolvimento deste trabalho e no meu crescimento humano, tendo ambos, sempre me recebido em condição de igualdade como um colega de profissão.

Agradeço os colegas do LDEC, professor João Kaminski Júnior, professora Letícia Fleck Fadel Miguel, Fábio Luís Alminhana de Oliveira e em especial a colega Maria Alicia Arévalos, pela troca de informações e material durante o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço o CEMACOM, por terem me permitido utilizar os computadores do laboratório no processamento do algoritmo. Agradeço o professor Inácio Benvegno Morsch pela atenção às minhas dúvidas durante o desenvolvimento do algoritmo, e também pelo esforço despendido na integração dos alunos do PPGEC.

Agradeço meus colegas e amigos do PPGEC pelo companheirismo dentro e fora das atividades acadêmicas, principalmente os meus companheiros de moradia: Mailson Scherer, Marcelo de Alencar e Guilherme Fornel. A presença de vocês foi muito importante nestes dois anos, obrigado a todos pelo companheirismo e pelas muitas risadas, aprendi muito com todos vocês.

Agradeço a amizade de meus irmãos de Rio Grande, vocês foram e são muito importantes pra mim. Se eu não tivesse grandes amigos com grandes perspectivas, provavelmente eu não teria me destacado e chegado até aqui.

Agradeço meus amigos e familiares de Nova Bassano por me receberem sempre de braços abertos, mesmo após tantos anos longe.

Agradeço minha namorada Mariana por toda a paciência e positividade, mas principalmente pelos momentos de diversão e bom humor. À sua família por me acolherem e auxiliarem constantemente desde o início de minha vida acadêmica.

Mais que todos, agradeço imensamente os meus pais Vilmar e Ana Luisa, minhas irmãs Bruna e Milena, meu cunhado Gabriel e meu sobrinho João Gabriel, por me incentivarem e apoiarem de todas as formas durante toda minha carreira. Vocês todos têm grande importância nas minhas conquistas.

“Jamais considere seus estudos como uma obrigação, mas como uma oportunidade invejável para aprender a conhecer a influência libertadora da beleza do reino do espírito, para o seu próprio prazer pessoal e para proveito da comunidade à qual seu futuro trabalho pertencer”.

Albert Einstein

RESUMO

TROIAN, S. P. **Sobre a resposta estrutural dinâmica de uma torre estaiada de linha de transmissão submetida a ventos do tipo EPS**. 2018. 211f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Estruturas alteadas são fortemente afetadas pelas ações naturais, que são por sinal, as ações de maior complexidade na engenharia estrutural em função do grande número de variáveis envolvidas. O vento é uma destas ações e também uma das mais importantes em condições gerais. Em projeto, a ação do vento é normalmente considerada através das indicações normativas de cada país, que são, em função de sua complexidade, descritas na forma de métodos estático equivalentes, suficientes para maioria dos casos. Este critério não difere ao se tratar de linhas de transmissão, no entanto, grande parte das normas do mundo basearam-se no comportamento das torres autoportantes, mas que vêm sendo igualmente utilizadas em projetos de torres estaiadas. Por este motivo, se propõe a análise estatística de esforços de uma torre estaiada, modelada em conjunto com os demais componentes de uma linha de transmissão, de modo a compará-los aos resultados obtidos pelo método estático equivalente da IEC 60826 (IEC 2003). A hipótese de carregamento estudada é a ação transversal do vento na linha. Na simulação numérica, diversos campos aleatórios de velocidades são gerados, sendo as ações também calculadas pela formulação da norma IEC 60826. Os campos foram gerados por dois diferentes métodos, o método de Deodatis (1996) e método de Riera e Ambrosini (1992), ambos baseados no método de superposição de ondas. O espectro de velocidades utilizado neste trabalho é o espectro de Davenport. Apesar de saber da importância de outras fontes de não linearidades, foram consideradas neste trabalho: a não linearidade geométrica dos componentes, computada automaticamente com o uso do método de integração explícito por diferenças finitas centrais, e a não linearidade física dos cabos suspensos. Diferentes parâmetros de amortecimento foram testados para os componentes estruturais. Nos resultados é possível observar que a IEC 60826 mostrou-se suficiente na estimativa de esforços da maioria dos elementos analisados, no entanto, nas barras pertencentes ao mastro da torre verificaram-se valores normativos inferiores aos calculados pelo método numérico. Nestas barras, a diferença chegou a aproximadamente 22% pelo método de Deodatis (1996) e a 12% pelo método de Riera e Ambrosini (1992), ambos na configuração de menor amortecimento testada e para o intervalo de confiança de 98%.

Palavras-chave: linhas de transmissão, torres estaiadas, análise dinâmica, engenharia do vento

ABSTRACT

TROIAN, S. P. **About the structural response of a guyed tower of transmission line under EPS winds.** 2018. 211f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

High structures are strongly affected by natural loads, which are the most complexity loads in the structural engineering due the large number of variables involved. The wind is one of these actions and one of the most important in general conditions. In design, the action of wind is normally accounted through the country's standards indications which, due to its complexity, are usually described by equivalent static methods, enough in the most cases. This criterion does not differ for transmission lines, however, the most of standards in the world were based on the self-support towers behavior, but they are also being used for guyed towers design. Therefore, in this study is proposed a statistic analysis of internal forces in the guyed tower elements, modeled together with the other transmission lines components, in order to compare them with the results obtained by equivalent static method of IEC 60826 (IEC 2003). The load hypothesis is the across wind action. In the numerical simulation, several random velocity fields were generated, the actions being calculated by the formulation of IEC 60826 standard. The fields were generated by two different methods, the method of Deodatis (1996) and the method of Riera and Ambrosini (1992), both of them are based in the wave superimposition method. The power wind spectrum (PSD) used in this work is the Davenport's spectrum. Although knowing the importance of other nonlinearities, were considered in this work: the geometric non-linearity of all elements, which are automatically computed by explicitly integration method by central finite differences used, and the physic non-linearity of suspended cables. Different damping rates were considered for the structural components. In the results, it is possible to observe that the IEC 60826 was enough in the estimation of internal forces on the majority of elements analyzed, however, on the tower mast bars were verified normative values smaller than those obtained by numerical method. In these bars, the difference among analyses reached 22% by Deodatis (1996) method and 12% by Riera e Ambrosini (1992) method, both of them considering the lower tested damping configuration and the 98% confidence interval.

Keywords: transmission lines, guyed towers, dynamic analysis, wind engineering

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 - Crescimento do nível de tensão através dos anos (<i>GARCIA, 2017</i>).....	31
Figura 2-2 - Topologias mais comuns de torres autoportantes.....	32
Figura 2-3 - Topologias mais comuns de torres estaiadas.....	33
Figura 2-4 - Perfis verticais de velocidade de ventos uniformes, sinóticos e tormentas TS (<i>GHENO, 2014</i>).....	36
Figura 3-1 - Parâmetros da formulação dos cabos suspensos (<i>KAMINSKI JR., 2007</i>).....	44
Figura 3-2 - Configurações teórica e inicial do cabo GROSBEAK CAA 26/7 fios (<i>KAMINSKI JR., 2007</i>).....	46
Figura 3-3 - Elemento de treliça com três graus de liberdade.....	47
Figura 4-1 - Curva tensão-deformação de materiais dúcteis.....	53
Figura 4-2 - Processo de Newton Raphson, baseado em <i>Lacerda (2014)</i>	55
Figura 4-3 - Processo incremental-iterativo de (a) Newton-Raphson e (b) Newton-Raphson modificado, baseado em <i>Lacerda (2014)</i>	57
Figura 5-1 - Componentes do amortecimento estrutural em função da frequências, baseado em Clough e Penzien (1995).....	65
Figura 5-2 - Método das Diferenças Centrais.....	68
Figura 5-3 - Aceleração média do método de Newmark.....	73
Figura 6-1 - Representação da variação da velocidade longitudinal do vento.....	79
Figura 6-2 - FDP de funções (a) contínuas e (b) discretas (<i>NEWLAND, 2005</i>).....	86
Figura 6-3 - Definição da FDA em função da FDP (<i>NEWLAND, 2005</i>).....	89
Figura 6-4 - Função de <i>autocorrelação</i> de um sinal.....	91
Figura 6-5 - Função de correlação cruzada de dois sinais 1 e 2.....	93
Figura 6-6 - Dimensões da turbulência do vento longitudinal nas três direções 1,2 e 3, como forma de caracterizar as dimensões dos turbilhões <i>Puglia (2009)</i> adaptado de <i>Blessmann (</i> <i>1995)</i>	94

Figura 6-7 - Comparativo de alguns espectros da literatura	100
Figura 6-8 – Ilustração espacial do método MT	101
Figura 6-9 - Variação das escalas de turbulência em função da altura: (a) longitudinal, (b) transversal e (c) vertical, baseado em Letícia F. Miguel <i>et al.</i> , (2012)	103
Figura 6-10 - Demonstração de uma seção da torre, baseado em: (ALMINHANA, 2017) ...	109
Figura 6-11 - Comparação entre os fatores K e $K\alpha$, e dos coeficientes $Catx, i$ e $Caty, i$ das normas IEC 60826 e a NBR 6123	111
Figura 6-12 - Coeficientes G_C e G_L da IEC 60826 (IEC, 2003).....	113
Figura 6-13 - Fator de combinação (G_I) para torres e isoladores da IEC 60826	114
Figura 6-14 - Indicação da direção do vento em relação à torre	115
Figura 7-1 - Modelo da torre utilizada nas simulações: (a) Modelo real e (b) modelo simplificado.	117
Figura 7-2 - Configuração geométrica do feixe de condutores fase (PLP Brasil, [s,d])	120
Figura 7-3 - Comparação do comportamento linear e não linear dos condutores	122
Figura 7-4 - Modos de vibração da torre obtidos através do ANSYS (análise linear)	126
Figura 7-5 - Modos de vibração obtidos através da matriz tangente, KT (análise não linear)	127
Figura 7-6 - Resultado dos testes de vibração livre da 1ª e 3ª frequências de vibração	130
Figura 7-7 - Modos de vibração dos cabos.....	133
Figura 8-1 - Ilustração do segmento de estrutura analisada	135
Figura 8-2 - Esforços na barra B3 pelos métodos MDC e Newmark.....	141
Figura 8-3 - Esforços no Estai 401 pelos métodos MDC e Newmark	141
Figura 8-4 - Carregamentos aplicados à torre na análise estática equivalente	142
Figura 8-5 - Definição dos componentes estruturais a serem analisados	144
Figura 8-6 - Respostas dos elementos de cabos condutores	146
Figura 8-7 - Espectros de esforços nos cabos condutores de extremidade e central, (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$	147

Figura 8-8 - Configurações de apoio testadas para os cabos condutores isolados	148
Figura 8-9 - Comparação dos espectros de esforços obtidos para as diferentes configurações de apoio.....	148
Figura 8-10 - Respostas do elemento do cabo para-raios.....	149
Figura 8-11 - Espectros do elemento do cabo para-raios	150
Figura 8-12 - Respostas dos elementos dos isoladores.....	151
Figura 8-13 - Espectros de esforços nos isoladores de extremidade e central, para: (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$	152
Figura 8-14 - Respostas das barras B3 e B4 da torre.....	153
Figura 8-15 - Espectros de esforços das barras B3 e B4, para: (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$	154
Figura 8-16 - Respostas das barras B62 e B64 da torre.....	155
Figura 8-17 - Espectros de esforços das barras B62 e B64, para: (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$	155
Figura 8-18 - Respostas das barras B322 e B323 da torre.....	156
Figura 8-19 - Espectros de esforços das barras B322 e B323, para: (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$	157
Figura 8-20 - Respostas das barras B141 e B143 da torre.....	158
Figura 8-21 - Espectros de esforços das barras B141 e B143, para: (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$	158
Figura 8-22 - Respostas das barras B148 e B147 da torre.....	159
Figura 8-23 - Espectros de esforços das barras B148 e B147, para: (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$	160
Figura 8-24 - Respostas das barras B384 e B386 da torre.....	161
Figura 8-25 - Espectros de esforços das barras B384 e B386, para: (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$	161
Figura 8-26 - Respostas das barras B388 e B390 da torre.....	162

Figura 8-27 - Espectros de esforços das barras B388 e B390, para: (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$	163
Figura 8-28 - Respostas das barras B397 e B398 da torre.....	164
Figura 8-29 - Espectros de esforços das barras B397 e B398, para: (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$	164
Figura 8-30 - Respostas dos estais, elementos 401 e 402.....	165
Figura 8-31 - Espectros de esforços nos estais 401 e 402, para: (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$	166
Figura 8-32 - Comparação do <i>COV</i> para diferentes valores de $\alpha_{m,c}$	170
Figura 8-33 - Comparação de esforços para o método MC e para IC = 95%	170
Figura 8-34 - Diferenças dos esforços F_K aos esforços F_{eq} , pelo método MC e para IC = 95%	171
Figura 8-35 - Comparação de esforços para o método MC e para IC = 98%	172
Figura 8-36 - Diferenças dos esforços F_K aos esforços F_{eq} , pelo método MC e para IC = 98%	173
Figura 8-37 - Comparação dos esforços F_K obtidos em função da variação do parâmetro de amortecimento da torre, $\alpha_{m,t}$, para IC = 98%	174
Figura 8-38 - Comparação do <i>COV</i> das distribuições dos métodos MC e MT	176
Figura 8-39 - Comparação do F_K das distribuições dos métodos MC e MT para IC = 95%	176
Figura 8-40 - Comparação do F_K das distribuições dos métodos MC e MT para IC = 98%	177
Figura C-1 - Comparação do <i>COV</i> para diferentes valores de $\alpha_{m,c}$	197
Figura C-2 - Comparação de esforços para o método MT e para IC = 95%	198
Figura C-3 - Diferenças dos esforços F_K aos esforços F_{eq} , pelo método MT e para IC = 95%	198
Figura C-4 - Comparação de esforços para o método MT e para IC = 98%	199
Figura C-5 - Diferenças dos esforços F_K aos esforços F_{eq} , pelo método MT e para IC = 98%	199

Figura D-1 - Representação dos sinais de velocidade nos pontos P1, P2, P3 e P4 (ALMINHANA, 2017).....	200
Figura D-2 - (a) comparação dos espectros reconstruídos dos vértices $V_{1,1}$ e $V_{1,2}$; à curva teórica (azul); (b) demonstração da correlação entre os vértices da malha espacial.	202
Figura D-3 - Comparação dos espectros reconstruídos dos pontos à curva teórica (azul) e: (a) ponto P1; (b) ponto P2; (c) ponto P3; (d) ponto P4.....	203
Figura D-4 - Curvas FDP das velocidades: (a) nos vértices da malha, (b) nos referenciais pelo método MT, (c) nos referenciais pelo método MC, e (d) curvas FDA no ponto P3 pelos métodos MT e MC.....	204
Figura D-5 - Curva de decaimento em relação ao P1, (a) pelo método MT, e (b) pelo método MC. Reconstrução dos espectros cruzados: (c) $Sv_{1,2}$ e (d) $Sv_{1,4}$	205
Figura D-6 - Curvas de coerência entre os pontos: (a) P1/P2 e (b) P1/P4;	206

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-2 – Características dos tipos de vento mais importantes no Brasil	35
Tabela 2-3 – Registros de eventos e ruínas ao redor do mundo entre os anos de 1981 e 1996	38
Tabela 5-1 - Parâmetros da família de Newmark	72
Tabela 7-1 - Propriedades dos cabos condutores.....	119
Tabela 7-2 - Propriedades estruturais dos cabos para-raios	120
Tabela 7-3 - Coeficientes dos polinômios dos cabos	121
Tabela 7-4 - Propriedades estruturais dos estais.....	123
Tabela 7-5 – Propriedades estruturais da cadeia de isoladores	124
Tabela 7-6 - Decrementos logarítmicos e fatores de amortecimento da torre.....	130
Tabela 7-7 - Frequências de vibração dos quatro primeiros modos da torre.....	131
Tabela 7-8 - Frequências do feixe de cabos condutores (CC) e dos cabos para-raios (CP)...	132
Tabela 8-1 - Parâmetros de amortecimento utilizados nos modelos numéricos.....	136
Tabela 8-2 - Determinação do nível de protensão inicial.....	139
Tabela 8-3 – Comparativo das cargas nos nós 78, 90 e 92, pelos métodos numérico e analítico da IEC 60826.....	140
Tabela 8-4 - Esforços característicos no cabos, através do método MC, considerando $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$	168
Tabela A-1 – Análise de convergência do COV em função do número de simulações utilizado (n).....	190
Tabela B-1 – Esforços nos elementos de cabo de todas as análises realizadas	192
Tabela B-2 – Esforços com uso o método MC, considerando $\alpha_{m,t} = 0,65$ e variando $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$	193

Tabela B-3 – Esforços com uso o método MC, considerando $\alpha_{m,t} = 1,00$ e variando $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$	194
Tabela B-4 – Esforços com uso o método MT, considerando $\alpha_{m,t} = 0,65$ e variando $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$	195
Tabela B-5 – Esforços com uso o método MT, considerando $\alpha_{m,t} = 1,00$ e variando $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$	196
Tabela D-1 – Comparação das variâncias nos pontos de geração de velocidades	202

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	22
1.1	MOTIVAÇÃO	24
1.2	OBJETIVOS	25
1.3	METODOLOGIA	26
1.4	ORGANIZAÇÃO	28
2	LINHAS DE TRANSMISSÃO	30
2.1	COMPONENTES ESTRUTURAIS	30
2.1.1	Torres	30
2.1.2	Cabos condutores e para-raios.....	33
2.1.3	Estais	34
2.1.4	Isoladores	34
2.2	VENTO EM LINHAS DE TRANSMISSÃO.....	34
2.2.1	Ventos sinóticos	35
2.2.2	Ventos em cabos suspensos.....	36
2.2.3	Acidentes em linhas de transmissão.....	38
2.3	ESTUDOS RELACIONADOS.....	40
3	MODELO MATEMÁTICO DOS COMPONENTES DA LINHA.....	43
3.1	FORMULAÇÃO DOS CABOS SUSPENSOS	43
3.2	ELEMENTO DE TRELIÇA	47
4	ANÁLISE NÃO LINEAR	50
4.1	NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA.....	51
4.2	NÃO LINEARIDADE FÍSICA	52
4.3	ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR.....	53
4.3.1	Método de Newton-Raphson.....	54
5	ANÁLISE DINÂMICA	59
5.1	PROPRIEDADES DINÂMICAS DE SISTEMAS LINEARES	59
5.1.1	Modos e Frequências de vibração	60

5.1.2	Amortecimento.....	62
5.2	INTEGRAÇÃO DIRETA	66
5.2.1	Método Explícito - Diferenças Finitas Centrais	67
5.2.2	Método Implícito –Newmark	71
5.3	ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR.....	74
5.3.1	Método Explícito - Diferenças Finitas Centrais	74
5.3.2	Método Implícito - Newmark.....	75
6	ENGENHARIA DO VENTO.....	78
6.1	CAMPO DE VELOCIDADES	79
6.2	VELOCIDADE MÉDIA.....	80
6.2.1	Rugosidade	80
6.2.2	Perfil logarítmico.....	81
6.2.3	Perfil potencial	82
6.3	VELOCIDADE FLUTUANTE	83
6.3.1	Processos aleatórios.....	84
6.3.2	Aplicação dos termos estatísticos no tratamento do vento turbulento	89
6.3.3	Geração dos sinais de velocidade flutuante.....	97
6.4	DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES DO VENTO	106
6.4.1	Modelagem numérica.....	106
6.4.2	Método estático equivalente da IEC 60826.....	111
7	PROPRIEDADES DOS COMPONENTES ESTRUTURAIS.....	116
7.1	PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS	116
7.1.1	Modelo de Torre de suspensão.....	116
7.1.2	Cabos.....	119
7.1.3	Isoladores	124
7.2	PROPRIEDADES DINÂMICAS	125
7.2.1	Modos de vibração e frequências da Torre	125
7.2.2	Coeficiente de amortecimento da torre (α_m).....	128
7.2.3	Modos e frequências de vibração dos cabos	131
7.2.4	Coeficiente de amortecimento dos demais componentes (α_m).....	133
8	ESTUDO DE CASO	135

8.1	PROCEDIMENTOS DO PROGRAMA.....	136
8.2	VERIFICAÇÕES INICIAIS	138
8.2.1	Determinação do nível de protensão dos estais.....	138
8.2.2	Solicitações na torre devido ao vento médio nos cabos	139
8.2.3	Comparativo entre os métodos de integração estudados.....	140
8.3	ANÁLISE DE ESFORÇOS	142
8.3.1	Distribuição de esforços do modelo numérico	145
8.3.2	Análise dos resultados	166
9	CONCLUSÃO	178
	ESTUDOS FUTUROS	180
10	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	181
	APÊNDICE A	190
	APÊNDICE B.....	191
	APÊNDICE C	197
	APÊNDICE D	200

LISTA DE ABREVIATURAS

CC: Cabos condutores;

CP: Cabos Para-raios;

COV: Coeficiente de variação;

EDS: *every day stress*;

EPS: *extended mature pressure systems ou extratropical pressure systems*;

FDP: *Função densidade de probabilidade*;

FPA: *Função de probabilidade acumulada*;

FFT: *Fast Fourier Transform*;

IC: Intervalo de confiança;

LT: linha de transmissão

MC: *Método da correlação convencional* de Deodatis (1996);

MT: *Método da correlação triangular* de Riera e Ambrosini (1992);

MDC: *Método das diferenças finitas centrais*;

PSD: *Power spectral density*;

TS: *Thunderstorms*;

SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;

ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica;

CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior;

CEN – *Comité Européen de Normalisation*;

Cigré – *Conseil International des Grands Réseaux Electriques*;

CSA – *Canadian Standards Association*;

IEC – *International Electrotechnical Commission*;

LAC – Laboratório de Aerodinâmica das Construções;

LDEC – Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade;

NBR – Norma Brasileira aprovada pela ABNT;

PPGEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil;

PROMECC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica;

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul;

UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina;

1 INTRODUÇÃO

O Brasil é um país de grande extensão territorial, por isso nem sempre os pontos de maior demanda energética situam-se próximos aos locais onde se encontram os recursos para geração. Esta separação cria a necessidade de se transportar energia por longas distâncias, e o meio normalmente utilizado é por linhas de transmissão aéreas (LTs).

As LTs, formadas normalmente por estruturas leves de aço, têm alcançado papel de destaque nos últimos anos devido à grande utilização. Torres estruturadas em aço tornaram-se comuns após a Segunda Guerra Mundial como o principal meio para se transmitir ondas de rádio (CARVALHO, 2015). As torres são estruturas leves e esbeltas, que em conjunto com os demais componentes da linha formam estruturas de grandes dimensões, estando suscetíveis aos efeitos dinâmicos provenientes principalmente de ações naturais. O vento é a ação mais importante em estruturas esbeltas, pois dispõe de grande energia na faixa de baixas frequências. Ações conjuntas de vento e chuva, ou vento e gelo, produzem ações diferenciadas por modificarem a geometria da estrutura. Neste quesito, destaca-se a formação de gelo, que resulta no aumento e assimetria da seção. Felizmente, no Brasil o fenômeno de formação de gelo é incomum, fazendo do vento o principal agente a se considerar no projeto destas estruturas, e por isso é o único fenômeno que se faz presente nas normativas nacionais.

As LTs são estruturas que necessitariam de análises complexas e exaustivas do ponto de vista teórico, no entanto, do ponto de vista prático as normas técnicas apresentam métodos simplificados, baseados em teorias probabilísticas das incertezas naturais das estruturas e das ações, com uso de coeficientes e parâmetros representativos da realidade.

No Brasil, a norma vigente para levantamento das ações do vento em torres de linhas de transmissão é a NBR 5422 (ABNT, 1985) – “Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica”. Num contexto mais geral a NBR 6123 (ABNT, 1988) – “Forças Devidas ao Vento em Edificações” - abrange a ação do vento em cabos e estruturas treliçadas separadamente. Apesar da existência destas normas, desde 2000 a ANEEL (Agência Nacional de Energia Elétrica) tem admitido que o projeto das torres seja feito pela norma IEC 60826 (IEC, 2003) – “Design criteria of overhead transmission lines” - para o caso de ventos sinóticos. Por esse motivo engenheiros e projetistas têm feito uso frequente desta norma, que

dispõe de uma abordagem de fácil aplicação prática (CIGRÉ, 2008a). Esta norma será abordada no decorrer deste trabalho.

Em estruturas de linhas de transmissão, assim como para maioria das estruturas, os esforços devidos ao vento são baseados em métodos '*estáticos equivalentes*'. Estes métodos definem cargas estáticas equivalentes às verdadeiras dinâmicas, submetendo a estrutura ao cenário mais desfavorável ao qual ela poderá estar solicitada. No entanto, os parâmetros destas normas foram obtidos para atender ao comportamento do modelo estrutural das torres autoportantes, que são bastante diferentes do comportamento das torres estaiadas. Destacam-se ainda alguns comentários a respeito do tema: a NBR 5422 desconsidera as forças de inércia da estrutura ao utilizar o método de *análise estática equivalente*, justificado pelo fato destes acréscimos serem pequenos frente a outras ações (CARVALHO, 2015); por serem dimensionadas por meio de cargas estáticas, as torres existentes têm apresentado deformações excessivas, ruídos e acidentes (PINHEIRO, 2004 *apud* ZAMPIRON, 2008).

As forças do vento variam com uma infinidade de variáveis, sendo, portanto, tratadas de maneira satisfatória através de métodos de probabilísticos. Como será abordado no item pertinente, matematicamente a velocidade do vento é separada em duas componentes: média e flutuante. A velocidade média considera parâmetros geográficos, topográficos e aerodinâmicos, e é tratada de maneira estática. Por outro lado, a componente flutuante procura simular a aleatoriedade das rajadas de vento no espaço por meios probabilísticos consistentes, baseados em hipóteses de estacionariedade e ergodicidade. Estas características permitem representar sinais aleatórios não harmônicos por meio de uma soma de funções harmônicas de energia definida pelos espectros de potência do vento (BLESSMANN, 2001). Estes espectros definem a energia disponível em cada frequência. Neste trabalho, dois métodos de geração do campo de velocidades são estudados no item 6.3: o método de Deodatis (1996) e o método de Riera e Ambrosini (1992).

As estruturas estaiadas têm sido cada vez mais utilizadas por questões econômicas. Quando relacionadas à LTs, apesar de ocuparem maior área, por conta do ângulo em que os cabos devem estar ancorados, as torres estaiadas são bastante leves e proporcionam economia de material, recursos mecânicos, recursos humanos. Em torres estaiadas a economia de aço pode estar entre 20% e 40%, além disso, a rotação livre entre a torre e as fundações permite maior

capacidade de deformação frente ao impacto das forças de vento e sismos (XIAOWEI; YONGTAO; QING, 2016).

Espera-se que as estruturas estaiadas, por possuírem maior esbeltez, flexibilidade, e serem ancoradas por estais protendidos, apresentem comportamento diferenciado em relação às estruturas autoportantes. O mastro tende a apresentar um comportamento altamente não linear no momento em que há inversão de esforços nos estais (BALLABEN; ROSALES; SAMPAIO, 2014). Apesar de se fazerem mais presentes, o País ainda não dispõe de uma norma técnica que abranja as estruturas estaiadas e suas particularidades.

Ressaltando a importância do estudo das estruturas de suspensão das linhas de transmissão, Kaminski Jr. (2007) traz um dado interessante de Al-Bermani e Kitipornchai (1993). Num trecho de 500 km de uma linha de transmissão, utiliza-se em média 1000 torres, das quais aproximadamente 800 delas são construídas a partir do mesmo projeto, mesmo que estejam sujeitas a diferentes condições meteorológicas e topográficas. Esta informação nos mostra a quão complexa, exaustiva e incerta é a análise destes sistemas. Além de demonstrar a importância de ter análises, referenciais e indicações consistentes e seguras.

1.1 MOTIVAÇÃO

O trabalho é proposto em função da inexistência de normas específicas que tratem da ação do vento em linhas de transmissão compostas por torres estaiadas. Ressalta-se que este trabalho é parte do trabalho que vem sendo desenvolvido por membros do LDEC e do LAC ao longo dos anos.

Além disso, Blessmann (2001), Kaminski Jr. (2007), Carvalho (2015), Luzardo (2016) e outros afirmam que o número de acidentes em LTs tem crescido nos últimos anos. Sabe-se que as consequências da falta de energia são severas para a população, visto sua importância social e econômica, além de todos os custos de reparação e/ou substituição das linhas, ou mesmo da necessidade de se adquirir energia de outras fontes para suprir a demanda.

O fato é que, por se tratarem de análises complexas, estudos sobre ações em LTs têm demandado atenção especial de pesquisadores e projetistas, a fim de se desenvolver projetos e construções mais confiáveis e seguras. O estudo do comportamento dinâmico de grandes estruturas solicitadas pelo vento é um desafio aos conhecimentos recebidos nos cursos de

análise de estruturas, pois tratam de análises amplas e complexas, baseadas em teorias não lineares e probabilísticas, bastante importantes na análise de estruturas de grande porte.

A análise do comportamento dinâmico de estruturas de LTs tem muito a contribuir à sociedade, seja por meio dos benefícios diretos, relacionada à necessidade crescente de energia e segurança, ou mesmo pela disponibilidade de profissionais e materiais evoluídos, resultando inclusive no melhor uso de recursos públicos.

1.2 OBJETIVOS

O trabalho é desenvolvido de maneira a concentrar métodos, dados e conhecimentos acerca do tema, para que possa servir de referência para pesquisadores futuros e que possa ser constantemente evoluído.

O objetivo principal do trabalho é obter, a partir da resposta de um sistema completo de LT submetido à ação dinâmica de ventos EPS, os esforços nos elementos dos componentes estruturais e compará-los aos esforços obtidos pelo método analítico da norma IEC 60826. Vale ressaltar que a determinação da capacidade resistente da estrutura não faz parte do escopo do trabalho.

Simulando-se a ação de repetidos campos aleatórios de velocidade do vento na estrutura, obtêm-se respostas estruturais também aleatórias. Avaliando-as por meio de parâmetros estatísticos e distribuições de probabilidade, definem-se esforços característicos nos componentes da estrutura. Projetos baseados nestes esforços, quando corretamente avaliados, podem ser mais precisos, realistas e seguros que os definidos pelos métodos normativos convencionais.

Especificadamente, para que o objetivo acima fosse alcançado, definiram-se os seguintes itens:

- a) dar continuidade aos estudos do LDEC e do LAC da UFRGS sobre linhas de transmissão;
- b) calcular, segundo o procedimento normativo da IEC 60826, os esforços nos elementos estruturais de uma torre estaiada de linha de transmissão;
- c) desenvolver e simular métodos para análise não linear, estática e dinâmica;

- d) Simular e observar o comportamento espacial e as variações dos ventos sinóticos por meio de processos aleatórios;
- e) avaliar o comportamento dinâmico dos sistemas de LTs;
- f) estimar parâmetros estatísticos das distribuições probabilísticas de esforços em determinados elementos do sistema estrutural;
- g) calcular os valores característicos, baseados nos resultados do item (f), de modo a obter esforços mais realistas, considerando a influência da inércia;

1.3 METODOLOGIA

Todos os componentes da LT são discretizados por meio de elementos de barra de treliça espacial, visto que em todos eles há o predomínio de esforços axiais. Ressalta-se que os cabos só admitem esforços de tração, por isso a rigidez é desconsiderada ao serem solicitados por esforços de compressão.

Ao considerar as não linearidades, as características dinâmicas das estruturas, principalmente das estruturas de cabo, se alteram em função da rigidez. Neste trabalho, consideram-se as não linearidades geométricas de todos os componentes e a não linearidade física dos cabos suspensos (cabos condutores e para-raios). É de ressaltar que, as solicitações dos elementos são definidas simplificadamente pelo estado de deformações causado pela ação da força média na seção. O equilíbrio estático do sistema não linear é obtido por meio do método iterativo/incremental de *Newton-Raphson*.

Dois métodos de análise dinâmica são abordados: o *método explícito por diferenças finitas centrais* (MDC) e o *método implícito de Newmark*. Os dois métodos são escritos sob diferentes abordagens cinemáticas. O primeiro é baseado na abordagem posicional, no qual se considera a *posição dos nós* como variáveis do sistema, enquanto que o segundo foi escrito segundo a abordagem corrotacional tradicional, onde os *deslocamentos nodais* são as variáveis do sistema.

No método de *integração explícita* por MDC, a integração é feita de maneira desacoplada (algébrica), sem a necessidade de se formar um sistema de equações, na qual as não linearidades geométricas são computadas automaticamente. Este método requer alguns cuidados quanto às “matrizes” de amortecimento e massa, que serão tratados no item 5.2.1.

Por outro lado, o *método implícito de Newmark* necessita que o sistema de equações seja formado, o que exige o uso de métodos iterativos/incrementais para consideração das não linearidades, como por exemplo, o método *Newton-Raphson*.

No MDC, pelo fato de ser um método autocorrigido, o problema dinâmico é inicializado sem a presença de solicitações permanentes ou quase estáticas (peso próprio, protensão e vento médio). Neste método as cargas estáticas são adicionadas lentamente ao longo do tempo, de maneira que não ocorram instabilidades significativas que venham a afetar os resultados da análise dinâmica. Já pelo *método de implícito de Newmark*, a configuração deformada causada pelas solicitações permanentes e quase estáticas (peso próprio, protensão e vento médio) é informada ao processo de integração na forma de valores iniciais, obtidos por uma análise estática não linear prévia. Neste método, portanto, o tempo total de análise pode ser menor, sendo composto somente pelo tempo em que ocorrem as solicitações dinâmicas.

Nas simulações computacionais convencionais do vento EPS admite-se a hipótese que o terreno é aproximadamente horizontal, e que não possui alterações de rugosidade relevantes em uma faixa considerável na direção do vento. Caso o terreno não apresente aproximadamente as características citadas, indica-se o uso de análises experimentais em túnel de vento. No entanto, em se tratando de linhas de transmissão, que abrangem grandes extensões e os mais diversos tipos de terreno, não sendo viável o estudo experimental de todos os perfis encontrados. Assim, estas estruturas são normalmente projetadas para as situações mais comuns e extremas.

Existem inúmeras maneiras de simular a ação do vento sobre as estruturas. Neste trabalho são utilizados dois métodos para geração dos sinais aleatórios de velocidade, ambos baseados no método de superposição de ondas de Shinozuka e Jan (1972). O espectro de potência de Davenport (DAVENPORT, 1961) é tomado como referência neste trabalho. O vento atuando em diferentes pontos da estrutura é relacionado em função da distância entre eles. O primeiro método, chamado neste trabalho de *método da correlação triangular* (MT), propõe gerar sinais de velocidades em pontos no espaço de maneira independente, desde que suficientemente espaçados, de modo a caracterizar aproximadamente a correlação nula. Num segundo passo, os sinais independentes servem de base para os sinais correlacionados nos nós da estrutura, calculados por meio de interpolações lineares dos primeiros. No segundo método, chamado de *método da correlação convencional* (MC) por ser um dos mais

utilizados pela literatura, a geração dos sinais é feita diretamente sobre os nós da estrutura de maneira correlacionada.

Salienta-se que este trabalho é parte do estudo que vem sendo desenvolvido há anos sobre o tema de linhas de transmissão pelo Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade (LDEC), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Alguns dos trabalhos desenvolvidos serão sintetizados no próximo capítulo. A metodologia abordada neste trabalho será a modelagem numérica. O algoritmo utilizado nas simulações vem sendo desenvolvido e validado ao longo dos anos por meio de diversos trabalhos de pesquisa. A implementação e análise da ação do vento é principal fator de desenvolvimento neste trabalho.

1.4 ORGANIZAÇÃO

O trabalho é composto por 9 capítulos:

Capítulo 1 – breve introdução ao tema, definição do problema, motivação, objetivos e metodologia empregada;

Capítulo 2 - Apresentação de informações a respeito dos componentes de uma LT, dos principais fenômenos naturais que as afetam e os principais problemas causados por eles à estrutura.

Capítulo 3 – Definição dos modelos matemáticos de cada componente da estrutura. Entende-se por modelos matemáticos: o tipo de elemento utilizado na discretização da estrutura e a disposição dos cabos suspensos no espaço.

Capítulo 4 – Introdução ao conceito de análise não linear estática: definição das não linearidades existentes e as consideradas neste trabalho, bem como do método de solução do sistema de equações, o método de *Newton-Raphson*.

Capítulo 5 – Introdução à análise dinâmica: abordam-se inicialmente os conceitos básicos de uma análise dinâmica (modos e frequências de vibração, e amortecimento), e posteriormente, dois métodos de integração do movimento, nas abordagens linear e não linear.

Capítulo 6 – Definição dos conceitos e metodologias para simulação do campo de velocidades de ventos EPS. São abordados brevemente alguns conceitos do vento médio, mas grande parte

do capítulo é dedicada às características do vento flutuante, responsável pelas solicitações dinâmicas e objeto de estudo deste trabalho. São abordados dois métodos para geração do campo de velocidades (MC e MT), além da forma de se obter as cargas devidas ao vento na estrutura pela formulação de Alminhana (2017). Por fim, aborda-se o *método estático equivalente* da norma IEC 60826 (IEC, 2003).

Capítulo 7 – São definidas as propriedades físicas e características individuais dos componentes estruturais da LT, como: modelo da torre analisada, as propriedades físicas e geométricas dos componentes, e a análise das propriedades dinâmicas individuais dos principais componentes da LT.

Capítulo 8 – Análise do estudo de caso. Diferentes parâmetros de amortecimento são analisados. O campo de velocidades do vento é gerado diversas vezes pelos dois métodos apresentados neste trabalho, MT e MC (abordados no capítulo 6), de forma caracterizar estatisticamente as distribuições de esforços solicitantes dos elementos. De posse das distribuições de esforços nos elementos estruturais, são calculados os esforços característicos dos elementos para sejam comparados aos esforços obtidos pela *análise estática equivalente* da IEC 60826.

Capítulo 9 – Considerações finais;

2 LINHAS DE TRANSMISSÃO

O Brasil possui um grande potencial energético, sendo as renováveis as principais fontes de energia. Dentro das fontes renováveis, as usinas hidroelétricas têm maior contribuição, mas as usinas eólicas têm atraído grandes investimentos nos últimos anos. Há uma pequena parcela gerada por queima de carvão, sendo geralmente acionada em caráter emergencial. Todas essas fontes exigem certas condições naturais para que operem de maneira eficiente, mas as condições ideais nem sempre são próximas aos pontos de demanda. Necessita-se então de infraestrutura, para que a energia seja transmitida por longas distâncias até os pontos de demanda, sendo elas capazes de vencer os obstáculos impostos pelo percurso.

As LTs cumprem o papel de transmitir energia entre pontos geograficamente afastados e são basicamente formadas pelas torres, cabos de energia, isoladores, itens de proteção (aterramento, para-raios e outros), fundações e estais, no caso das torres estaiadas. Os condutores apoiam-se nas cadeias de isoladores, que por sua vez, apoiam-se nas estruturas de suspensão (torres), para que possam se movimentar livremente frente às cargas incidentes nos cabos. Os cabos são os grandes responsáveis pelas ações dinâmicas nas estruturas de suspensão, responsáveis por levar estes esforços às fundações e manter a estabilidade da linha.

2.1 COMPONENTES ESTRUTURAIS

2.1.1 Torres

A altura e a distância em que os cabos são dispostos varia de acordo com a demanda de energia da linha. Quanto maior a potência transmitida, maior deve ser a distância em relação ao solo, objetos, equipamentos e também entre os demais cabos, evitando a ocorrência de interferência eletromagnética entre os cabos e o risco de contato entre eles.

Garcia (2017) traz como dado, o crescimento da potência transmitida com o passar dos anos, classificadas em corrente contínua e corrente alternada. Esta informação pode ser verificada na Figura 2-1.

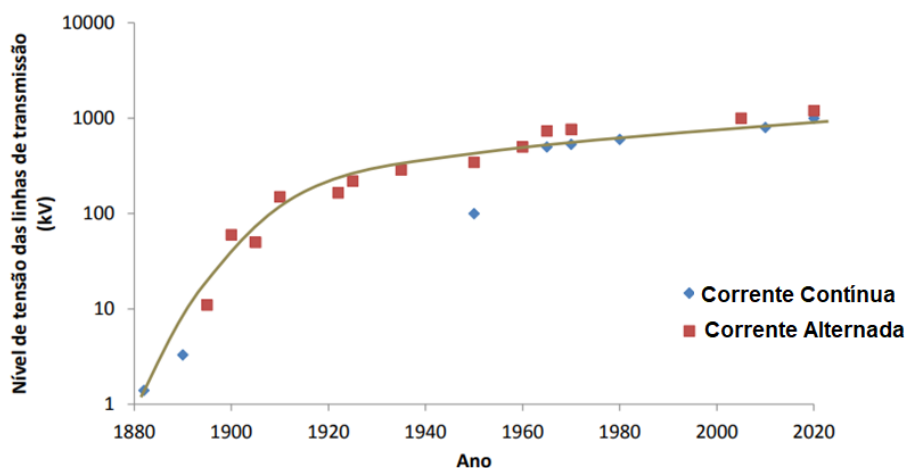


Figura 2-1 - Crescimento do nível de tensão através dos anos (GARCIA, 2017)

Em se tratando da distância dos cabos em relação aos objetos de entorno para linhas aéreas, a NBR 5422 (ABNT, 1985) estabelece na sua Tabela 5 a distância mínima entre os cabos e o solo e outros objetos, para linhas de até 87 kV. Caso a linha supere a potência especificada (87 kV) as distâncias devem ser acrescidas de uma distância extra, calculada por métodos da norma em função da capacidade da linha.

As distâncias internas entre os próprios cabos e/ou outros componentes, responsáveis diretas pelo design da torre, podem ser encontradas na Tabela 4 da mesma norma (método convencional), sendo que são também dependentes das características elétricas da linha. O Cigré publicou na Brochure 348 (CIGRÉ, 2008b) o critério utilizado por diversos países, inclusive do Brasil, na definição destas distâncias.

Uma linha de transmissão é composta por torres com diferentes funções estruturais. Uma possível classificação estrutural é definida por Rodrigues (1999) e adaptada por Brazeiro (2015). Neste trabalho, o trecho da linha analisado é composto exclusivamente por torres de suspensão, que por ser maioria em uma LT, têm grande importância financeira.

Além da classificação quanto à função operacional, as torres são classificadas segundo outras características: disposição dos condutores; número de circuitos que suportam; tensão na linha elétrica; formato da silhueta da torre; e material empregado. A classificação mais relevante é em relação ao tipo de torre: *autoportantes* ou *estaiadas*.

Há alguns anos as torres autoportantes eram mais comuns no Brasil, entretanto, com o aumento da demanda de energia, alturas maiores de disposição dos cabos fizeram-se

necessárias, nas quais as estruturas autoportantes não eram mais viáveis. Com os avanços tecnológicos desenvolveram-se as torres estaiadas, que apesar de necessitarem de maior área de instalação, são capazes de atingir alturas maiores com menos material, tornando-se mais leves e baratas, gerando economia no consumo de aço e economia nas fundações (XIAOWEI; YONGTAO; QING, 2016).

2.1.1.1 Torres autoportantes

Torres autoportantes são autossuficientes e em geral possuem 4 (quatro) apoios que são responsáveis pela sua estabilidade. As fundações de todos os apoios devem ser dimensionadas para as cargas críticas de compressão, arrancamento e cisalhamento. Estas estruturas são mais rígidas e menos flexíveis, o que torna sua análise estrutural mais simples. Na Figura 2-2 são ilustradas algumas topologias deste tipo de torre.

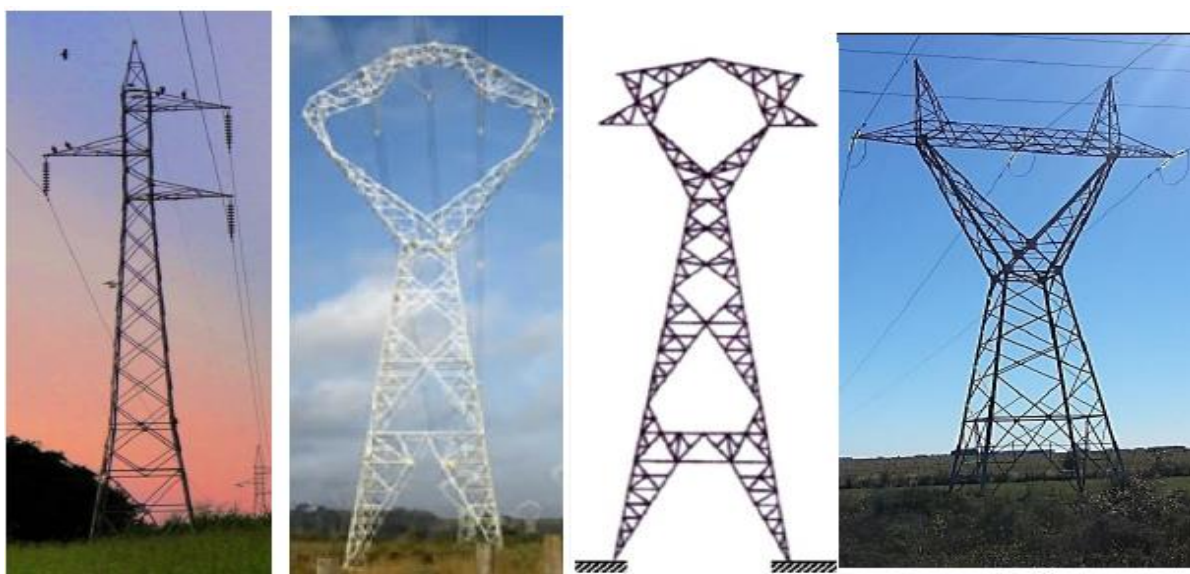


Figura 2-2 - Topologias mais comuns de torres autoportantes

2.1.1.2 Torres estaiadas

As torres estaiadas caracterizam-se por serem bastante esbeltas e flexíveis, em geral formadas por seções caixão normalmente dispostas em forma de quadrilátero. As torres estaiadas são estabilizadas por cabos de estais que transmitem grande parcela de esforços horizontais diretamente às fundações, resultando nestas, somente esforços de arrancamento e compressão. Ou seja, o mastro é responsável por resistir a totalidade da carga de compressão, inclusive a parcela causada pela protensão dos estais, além da parcela do esforço horizontal não absorvida pelos estais. Na Figura 2-3 são ilustradas algumas topologias deste tipo de torre.

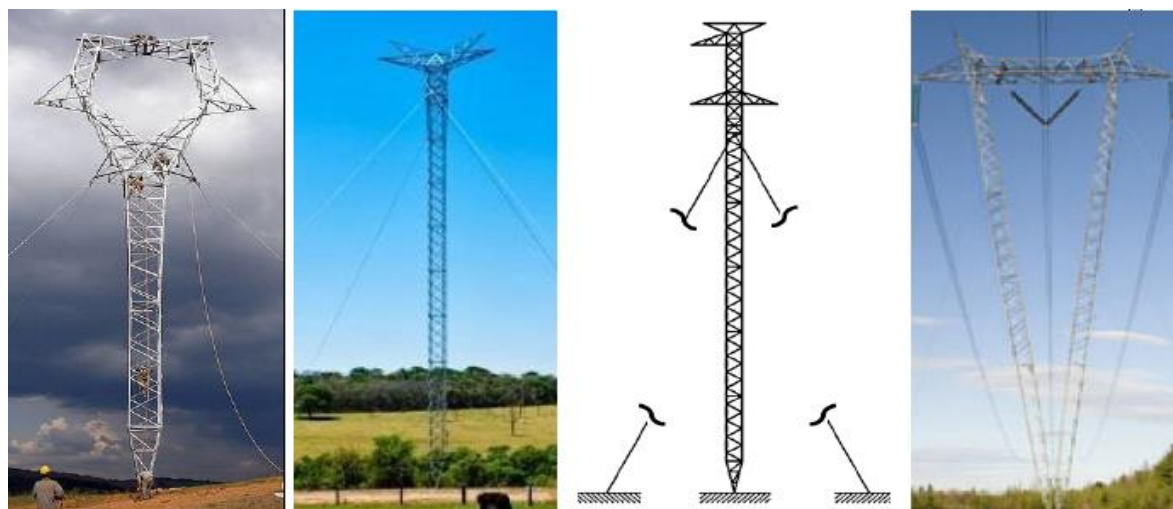


Figura 2-3 - Topologias mais comuns de torres estaiadas

Segundo Bentes (2013) as configurações geométricas destas estruturas foram projetadas mirando transmissão de energia em corrente contínua, que apesar de menos usual no Brasil, torna-se vantajosa frente à transmissão em corrente alternada por dois motivos principais: utilização de um cabo a menos e pelos cabos restantes serem mais finos e leves. Na transmissão por grandes distâncias a economia se torna relevante.

Quando solicitadas por cargas dinâmicas, a grande flexibilidade e a presença dos estais de sustentação conferem às estruturas estaiadas um comportamento estrutural bem mais complexo que as torres autoportantes (XIAOWEI; YONGTAO; QING, 2016). Por isso a análise proposta neste trabalho torna-se tão importante.

2.1.2 Cabos condutores e para-raios

Os cabos condutores são os que de fato cumprem a principal finalidade de uma linha de transmissão, a de transportar a energia demandada, tanto é que todos os outros componentes da linha de transmissão são configurados de maneira a garantir o rendimento e a segurança dos mesmos. Os cabos condutores e para-raios são, como qualquer estrutura de cabo, solicitados por esforços de tração e têm por característica serem bastante flexíveis e dispõem de pequeno amortecimento, o que os tornam bastante suscetíveis aos efeitos dinâmicos.

Os cabos podem ser formados por cordoalhas de diferentes materiais ou serem compostos por mais de uma liga, como geralmente ocorre. As ligas mais comuns são o alumínio, cobre e aço. Apesar dos condutores de alumínio necessitarem de seções maiores, devido a menor

condutividade e menor resistência mecânica, a densidade e o preço do alumínio são bem menores na ordem de 50%, o que os torna viáveis economicamente. Um dos tipos de cabo mais utilizado na transmissão de energia é o CAA/ACSR, composto por um núcleo formado por fios de aço, com função estrutural, cobertos por fios de alumínio com a função de transmitir energia com menor custo.

2.1.3 Estais

Ao contrário dos condutores, os estais têm a função de proporcionar estabilidade às torres, transmitindo uma boa parte do esforço horizontal diretamente para as fundações por meio de esforços de arrancamento.

Os estais são formados por um conjunto de cordoalhas de fios de aço galvanizado, podendo em alguns casos, apresentar ligas compostas de aço-alumínio ou aço-cobre com o objetivo de se minimizar a agressividade ambiental sobre o elemento. Brazeiro (2015) afirma que os estais, por serem formados por vários fios, apresentam depois de solicitados, deformações permanentes por conta do ajuste entre os mesmos. Tanto é verdade que, as cordoalhas são normalmente protendidas ainda na fase de fabricação.

2.1.4 Isoladores

Existem isoladores dos mais variados tipos. A função natural dos isoladores é sustentar e isolar cabos energizados do ambiente em geral, por isso, os mesmos são solicitados tanto mecanicamente quanto eletricamente. Em linhas de transmissão, os isoladores são solicitados mecanicamente por forças de tração, devido à suspensão dos cabos e também aos efeitos das ações diversas atuantes nos cabos. O vento é uma destas importantes ações.

2.2 VENTO EM LINHAS DE TRANSMISSÃO

A admissão da ação do vento como a principal solicitação natural em linhas de transmissão foi justificada nos itens anteriores. Neste item é feita uma breve menção aos diferentes tipos de vento, mas o objetivo é esclarecer as características dos tipos de vento estudados, os ventos sinóticos, bem como os principais fenômenos causados por eles junto às linhas de transmissão. Por fim, é feito um breve levantamento dos acidentes causados pelo vento em linhas de transmissão.

2.2.1 Ventos sinóticos

Ventos sinóticos são caracterizados por atingirem grandes extensões horizontais com altas velocidades e longa duração, mas também por apresentarem um perfil médio bem definido. O perfil dos mesmos varia com a rugosidade, apresentando uma forma aproximadamente logarítmica, variando de zero na *altura de rugosidade* (z_d) até o valor máximo na *altura de gradiente* (z_g). Este tema é devidamente abordado Capítulo 6.

Ventos EPS (*extended mature pressure systems ou extratropical pressure systems*), classificados também como ciclones extratropicais, são ventos do tipo sinóticos. Este tipo de evento é o que mais se têm conhecimento e registros de campo, e por isso normalmente abordado pela maioria das normas técnicas existentes (BLESSMANN, 1995). O fato de ser bastante conhecido se deve justamente às características do mesmo, de abrangerem grandes áreas com longa duração, o que facilita as estações de medição a registrarem este tipo de evento. As referências sobre o tema são dispostas no item pertinente.

Apesar da abordagem sobre ventos sinóticos, existem outros tipos de eventos naturais bastante comuns. No Brasil, um evento que tem ganhado bastante importância nos últimos anos, devido ao aumento do número de registros, são as tormentas elétricas ou tormentas TS (*thunderstorms*). Estes fenômenos possuem um perfil e características bastante distintas dos ventos estudados neste trabalho, como: perfil de velocidades não logarítmico, ação localizada e forma radial. Algumas distinções são feitas por Ruy Carlos Ramos de Menezes em Cigré (2008) encontram-se na Tabela 2-1.

Tabela 2-1 – Características dos tipos de vento mais importantes no Brasil

Característica	Ventos Sinóticos	Tormentas elétricas (TS)
Duração	Duração significativa	Curta duração
Áreas afetadas	Largas áreas	Áreas concentradas
Construções afetadas	Muito importante para pequenas construções	Afeta pequenas construções e linhas de transmissão
Velocidade dos ventos	Registros da velocidade média por longa duração são capazes de caracterizar os eventos	Necessidade de se registrar velocidade das rajadas para caracterizar os eventos
Direção do Vento	Direção constante	Variação frequente de direção

Fonte: baseado em Cigré (2008)

Tormentas TS tem sido tema de diversos estudos do grupo LDEC, nos quais foram propostos inclusive, modelos e adaptações para o perfil de velocidades destes eventos. Os trabalhos de Ponte (2005), Gheno (2014), Luzardo (2016) e Riera (2016) contêm informações a respeito do tema. A diferença básica entre os perfis de velocidade dos dois eventos (EPS e TS) é ilustrada na Figura 2-4, verificam, no caso de tormentas TS, velocidades maiores próximas ao solo.

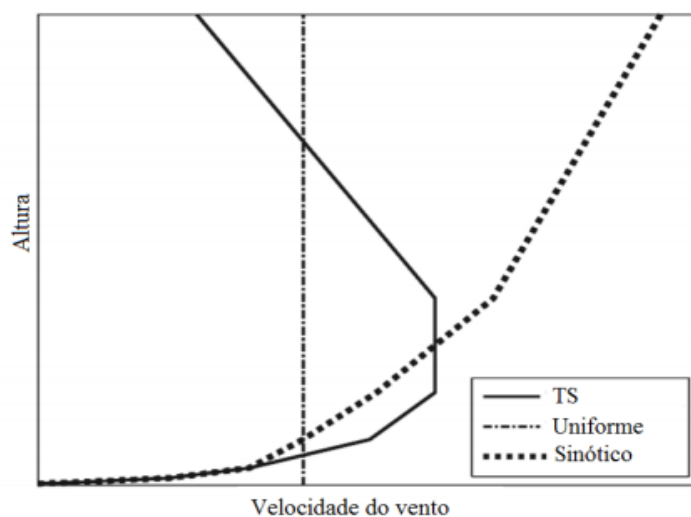


Figura 2-4 - Perfis verticais de velocidade de ventos uniformes, sinóticos e tormentas TS (GHENO, 2014)

Letícia F. Miguel *et al.* (2018) afirmam que as tormentas TS causadas por nuvens estáticas não apresentam, em geral, uma situação crítica de projeto, mas eventos com nuvens em movimento podem ser bastante importantes. Em zonas temperadas, onde as tormentas EPS não ocorrem, as tormentas TS são os eventos principais. Os autores propõem uma forma simplificada de se considerar a ação combinada de tormentas TS com ventos sinóticos em estruturas, sendo no trabalho citado, o método aplicado em edifícios altos.

Em outros lugares do mundo, eventos como furacões e tornados também têm grande relevância, mas não serão abordados neste trabalho.

2.2.2 Ventos em cabos suspensos

Como citado no início deste trabalho, o vento é o principal agente causador de esforços e acidentes em linhas de transmissão.

Dependendo das características dos ventos a que os cabos estão submetidos, os mesmos podem apresentar diferentes fenômenos. No caso de cabos suspensos, Aranha Jr. (2003) cita

os seguintes fenômenos: vibração eólica, galope e esteira. Com o objetivo de se analisar os maiores esforços nos cabos e conseqüentemente nas torres, o ideal é que o cenário seja o mais desfavorável: terreno plano, pouco rugoso e altas velocidades atingindo a estrutura como um todo, características estas que definem os ‘*ventos fortes*’.

Quando solicitados por ventos fortes os cabos tendem ficar bastante tensionados e rígidos, formando uma catenária em um plano inclinado. As flutuações fazem com que a posição do cabo varie em torno da posição média, definida pelo vento médio.

Mesmo não sendo objeto de estudo, é importante que se tenha conhecimento dos fenômenos passíveis de ocorrer neste tipo de estrutura, por isso os fenômenos citados acima serão abordados de maneira resumida.

2.2.2.1 Vibração eólica

A vibração eólica é o tipo de vibração mais comum no Brasil, pois é oriundo do vento horizontal. Este tipo é caracterizado por apresentar altas frequências e pequenas amplitudes, características que levam à ruptura dos cabos por fadiga (BLESSMANN, 1998). O movimento é explicado pelo surgimento dos vórtices alternados de von Kármán, por conta da esteira irregular do fluido a barlavento do corpo. Este tipo de mecanismo é perigoso quando configurada a ressonância, fenômeno que ocorre quando a frequência de formação de vórtices é igual à frequência natural da estrutura (ARANHA JR., 2003).

2.2.2.2 Galope

A vibração por galope é caracterizada por vibrações de baixas frequências e grande amplitude, que provocam a movimentação dos pontos em suspensão no sentido longitudinal. A amplitude do movimento varia de acordo com o tamanho do vão, podendo chegar a vários metros, e pode resultar na ruptura dos cabos condutores ou mesmo causar contato entre eles.

Este fenômeno ocorre devido a uma assimetria geométrica dos corpos. Os modelos de cabos utilizados têm geometria aproximadamente circular, no entanto a assimetria pode ocorrer devido a fenômenos naturais, como formação de gelo nos cabos ou por eventos simultâneos de vento e chuva.

2.2.2.3 Esteira

Vibrações por esteira ocorrem em ventos de grandes velocidades, e ocorrem devido à formação de vácuo pela presença de outro corpo a barlavento. É o caso de feixes de condutores, os quais dispõem de cabos alinhados em relação ao vento horizontal. São caracterizados por apresentarem grandes amplitudes e baixas frequências, com velocidades parecidas às responsáveis pelo efeito de galope.

2.2.3 Acidentes em linhas de transmissão

De forma a inicialmente caracterizar a ação do vento em torres como um evento importante, se fará uso dos dados do Cigré (1996) *apud* Alminhana (2017). Os dados elencados na Tabela 2-2 referem-se a acidentes ocorridos ao redor do mundo entre os anos de 1981 e 1996, onde foram considerados somente eventos com falhas estruturais importantes ou arrancamento das fundações.

Observa-se nos dados apresentados que o vento é o principal agente causador de acidentes, sendo responsável por falhas em 47% das vezes, tendo atingido 49% do total de torres afetadas. O segundo evento mais importante, em 13% das ocorrências, é a ação do gelo, responsável pela falha de 39% do número total de torres. Em terceiro está a combinação de ambos, responsável por 27% dos eventos e pela ruína de aproximadamente 9% das torres. Vale destacar que muitas regiões do globo não são afetadas pelo gelo.

Tabela 2-2 – Registros de eventos e ruínas ao redor do mundo entre os anos de 1981 e 1996

Causa	HV (<i>high voltage</i>)		EHV (<i>extra high voltage</i>)		Total	
	Nº de eventos	Nº de torres	Nº de eventos	Nº de torres	Nº de eventos	Nº de torres
Ventos (EPS e TS)	94	606	45	240	139	846
Gelo	28	205	9	469	37	674
Vento e Gelo	65	122	16	24	81	146
Ruptura de condutor	4	16	-	-	20	16
Falha de equipamento	4	4	6	6	10	10
Vandalismo	1	1	3	4	4	5
Impacto de veículos	3	3	2	2	5	5
Deslizamento de terra	8	17	2	5	10	22
Outros	8	8	1	1	9	9
Total	215	982	84	751	315	1733

Fonte: Tabela 2 do Cigré (1996)

Apresentar acidentes ao redor do mundo não é a melhor maneira de reportar a importância do tema, visto que muitas vezes as informações não são escritas de forma técnica, e outras, não contêm informações relevantes acerca do acontecimento (ALMINHANA, 2017). Mesmo assim, optou-se por fazer um breve resumo de alguns acidentes ocorridos no Brasil, principalmente os ocorridos nos últimos anos.

Devido à importância das linhas de transmissão, Blessmann (2001) traz um capítulo especialmente dedicado a acidentes em torres e linhas e transmissão. Neste capítulo, o autor não apenas traz dados sobre os danos causados pelo vento, mas também faz uma análise regressiva em busca dos motivos das ruínas. O autor afirma ainda, que São Paulo é uma região de destaque em se tratando de acidentes em torres causados pelo vento, tendo apresentado entre os anos de 1970 e 1983, 20 acidentes com 143 estruturas de diversas capacidades da CESP. Em outro acidente, no ano de 2001, pela mesma companhia, 65 torres ruíram. A companhia afirma que todas as torres respeitavam as normas da ABNT estabelecidas para São Paulo.

Em 2 de novembro de 1997, dez torres da LT - Foz do Iguaçu, Ivaiporã - uma das mais importantes linhas de transmissão do País, ruíram em função dos ventos de 130 km/h. A linha pertencia pertencente à Furnas e têm capacidade de 750 kV. Três regiões do Brasil foram afetadas pelo racionamento de energia: Sul, Sudeste e Centro-Oeste.

No dia 20 de fevereiro de 2012, torres foram derrubadas por ventos de 85 km/h na região de Campinas-SP, deixando em torno de 78 mil pessoas sem energia. No dia 5 de junho de 2016, na mesma região, cinco torres foram destruídas pelo vento, todas com capacidade acima de 440 kV. Segundo dados, os ventos do temporal vieram acompanhados por um tornado e ultrapassaram os 100 km/h. Na semana anterior, outras 13 torres já haviam ruído em outro temporal.

No dia 1º de outubro de 2016, ventos fortes causaram diversos estragos em redes elétricas no estado do Rio Grande do Sul, com destaque para a região do rio Jacuí. 12 linhas de transmissão apresentaram falhas, sendo algumas devido a problemas nas torres e outras devido ao rompimento de cabos. Na cidade de Venâncio Aires, nove torres ruíram, sendo que algumas foram arrancadas do solo pela força do vento.

No dia 18 de maio de 2017, um vendaval destruiu ou danificou em torno de 18 torres de transmissão de energia no estado do Mato Grosso do Sul, pertencentes à Eletrosul. Algumas torres caíram sobre rodovias. Estima-se que os ventos chegaram a aproximadamente 88 km/h.

O Japão, um país constantemente atingido por furacões tem evoluído bastante com o passar dos anos. O País está utilizando perfis de seção cilíndrica, pois as pressões exercidas sobre as mesmas são menores que os elementos de seções planas, e, além disso, em alguns casos, têm preenchido as seções com concreto (BLESSMANN, 2001).

2.3 ESTUDOS RELACIONADOS

O vento em estruturas alteadas tem sido estudado há bastante tempo, os avanços tecnológicos constantes têm permitido a obtenção de respostas cada vez mais precisas, principalmente em simulações de fenômenos complexos, como é o caso do vento. Nesta seção, constam alguns estudos atuais a cerca do tema e também alguns trabalhos desenvolvidos pelo LDEC.

Basu (2010) estudou efeitos dinâmicos em torres de geração de energia. O autor afirma que análises no domínio do tempo permitem considerar o comportamento não linear da estrutura e também a simular o sistema estrutural de forma acoplada. Devido à dificuldade de acesso a dados experimentais de campo, métodos capazes de gerar dados consistentes de maneira artificial têm sido desenvolvidos. Uma dessas categorias pertence aos métodos de superposição de ondas.

Li, *et al.* (2012) buscaram conhecer os efeitos dos cabos condutores em torres de linhas de transmissão sob cargas de vento. O autor deduz a equação de movimento da estrutura que é composta por uma torre e dois vãos, três torres e quatro vãos, cinco torres e seis vãos, respectivamente. As torres estudadas são do tipo autoportante, discretizadas por elementos de viga nas barras principais e de treliça nas secundárias. O vento é gerado através do espectro de Kaimal, que considera a influência da altura nas flutuações. O autor conclui afirmando que o comportamento dinâmico dos cabos não pode ser desprezado nos projetos de torres.

Gani e Légeron (2010) avaliaram o uso do método *estático equivalente* da IEC 60826 em alguns modelos de torres estaiadas, visto que, este método, desenvolvido inicialmente para torres autoportantes, tem sido também utilizado no projeto das torres estaiadas. Os autores concluem que dependendo do modelo estrutural de torre estaiada, a análise estática

equivalente pode subestimar seus efeitos dinâmicos. Utilizando-se de um modelo de torre simplificado composto por elementos de viga, o autor concluiu que as maiores diferenças caracterizaram-se nos mastros das torres estaiadas, aonde os esforços obtidos pelo *método estático equivalente* da referida norma chegaram a ser 75% menores que os esforços obtidos pela análise numérica. Os autores concluem que, para torres estaiadas, os efeitos dinâmicos do vento não são totalmente considerados pelo método estático equivalente da IEC 60826.

Carvalho, *et al.* (2016) avaliaram o amortecimento aerodinâmico em cabos simples de linhas de transmissão. Segundo eles, tem havido aumento do número de queda de cabos de transmissão de energia, sem haver rompimento do cabo, sem nem serem solicitados por velocidades acima às de projeto (método estático equivalente). Os autores concluem afirmando que estes acontecimentos podem ser indícios que os sistemas estruturais estejam sendo afetados pelos efeitos dinâmicos da turbulência. O autor considerou os resultados de Davenport (1988), Vickery (1992) e Loredou-Souza e Davenport (1998), que já haviam comprovado a importância deste agente. Stengel e Mehdiانpour (2014) também ressaltam a importância de se considerar o efeito aerodinâmico nos cabos, afirmando que a resposta da estrutura depende fortemente da velocidade do vento e da estrutura.

Alminhana (2017) avaliou o efeito cascata em trechos de linhas de transmissão. O autor utilizou o mesmo método de integração explícito por diferenças finitas centrais. De forma a simular a ruptura progressiva dos elementos, o autor simulou os efeitos plástico na estrutura de aço. Os eventos naturais avaliados por ele foram ventos extremos (EPS) e *downbursts*. Na definição do carregamento devido à ação do vento na estrutura treliçada, o mesmo fez uso das diretrizes da norma IEC 60826, as equações ajustadas por ele serão utilizadas neste trabalho.

O grupo do LDEC tem realizado diversas investigações numéricas em linhas de transmissão, na maior parte das vezes utilizando o método integração baseado no *Método das Diferenças Finitas Centrais*, método também utilizado neste trabalho. Algumas das obras são citadas a seguir.

Cappellari (2005), utilizando o método da integração direta por diferenças finitas centrais, propõe a análise de um feixe de cabos solicitados pelas forças do vento, considerando a iteração entre o vento e o movimento do condutor. A autora ressaltava que o comportamento dos cabos é o principal problema das estruturas de linhas de transmissão.

Kaminski Jr. (2007) analisaram diversas fontes de incertezas em modelos de torres de linhas transmissão, iniciando pela análise de uma única torre e chegando à análise de um trecho de uma linha de transmissão. A carga dinâmica de ruptura de cabo foi escolhida para análise, à qual, segundo o autor, se trata de uma análise dinâmica "bem definida".

Kaminski Jr. *et al.* (2007) analisaram os efeitos dinâmicos da ruptura de cabos em um trecho de torres de linhas de transmissão. A metodologia empregada permite a ruptura de qualquer elemento da estrutura, podendo desta forma se analisar a redistribuição de esforços e o comportamento estrutural até o colapso da estrutura. Pode-se inclusive simular o efeito cascata e verificando o número de torres que ruíram.

Kaminski Jr *et al.* (2009a) e Kaminski Jr *et al.* (2009b) descrevem o uso de uma rotina para diferentes análises em linhas de transmissão.

Letícia F. Miguel *et al.* (2012) apresentam o método de simulação do campo de velocidades de ventos EPS de Riera e Ambrosini (1992) em um trecho de linha de transmissão. A metodologia se baseia em se gerar a velocidade do vento de maneira não correlacionada em pontos suficientemente espaçados no espaço, sendo posteriormente estes sinais interpolados aos graus de liberdade da estrutura. Essa mesma metodologia será abordada ao longo deste trabalho.

Menezes, *et al.* (2012) avaliaram uma linha de travessia na Amazônia, o trecho da travessia é de 5200 m, dividido em dois vãos principais de aproximadamente 1600 m e outros dois de 1000 m. Duas torres têm 190 m e uma terceira 120 m. Foram avaliadas ações de ventos EPS e downburst, além da ruptura de cabo. Os autores concluem que a amplificação dinâmica na simulação de ruptura de cabo não pode ser desconsiderada, no entanto, afirmam que a probabilidade da ruptura completa de um feixe de cabos é bastante reduzida. No caso de ventos EPS, os valores da análise dinâmica foram cerca de 20% menores que o procedimento *estático equivalente*. Além disso, os autores confirmam a importância de se considerar a influência da flexibilidade das fundações nas análises.

3 MODELO MATEMÁTICO DOS COMPONENTES DA LINHA

Para a modelagem de uma estrutura de uma linha são necessários três itens mínimos, quatro no caso de torres estaiadas. São eles: torre, isoladores, cabos condutores e para-raios, e os estais. Neste trabalho, como já comentado anteriormente, todos estes itens serão discretizados através de elementos de treliça espacial.

Além da breve apresentação do elemento de treliça, neste item é apresentada a formulação espacial de cabo suspensos utilizada para nos cabos condutores e para-raios.

3.1 FORMULAÇÃO DOS CABOS SUSPENSOS

Sabe-se que a equação da catenária é normalmente utilizada na simulação do comportamento de cabos solicitados somente pelo peso próprio. A flecha, no entanto, depende de vários fatores: massa, resistência e comportamento do material, temperatura, tensão inicial, entre outros.

No modelo utilizado, o cabo disposto entre dois apoios e sujeito apenas ao peso próprio assume a forma geométrica de catenária. Como será demonstrando nas formulações a seguir, a forma geométrica e a rigidez dos cabos são funções das solicitações, que por sua vez alteram comportamento estrutural quanto aos modos e frequências de vibração, e ao amortecimento. Em resumo, a forma geométrica com que o cabo é disposto na linha de transmissão é bastante importante na previsão do comportamento do mesmo.

A disposição do cabo entre os apoios é calculada de maneira analítica utilizando a mesma formulação admitida por Kaminski Jr. (2007) e Cappellari (2005) baseada na equação da catenária, disponibilizada em Irvine e Caughey (1974).

Condição teórica – Cabo deformado

A equação da disposição espacial final dos condutores e para-raios submetidos unicamente ao peso próprio, considera como condição inicial de projeto a solicitação de 20% e 14% da carga de ruptura dos mesmos (T_{rup}), respectivamente. Estes fatores representam a carga média solicitante do cabo durante sua vida útil (*EDS - Every Day Stress*). Em outras palavras, a

partir de uma força de tração média de projeto (T_p), e do peso próprio (p), a disposição espacial do cabo é obtida. As equações da força de projeto *EDS* para cabos condutores e para-raios são dadas por:

$$T_p = 0,2(T_{rup,CC}) \quad (3.1)$$

$$T_p = 0,14(T_{rup,CP}) \quad (3.2)$$

Na Figura 3-1 são ilustrados os parâmetros necessários para definição da disposição do cabo entre os apoios 1 e 2. Em seguida são apresentadas as equações dos parâmetros necessários na formulação disposta pelos autores.

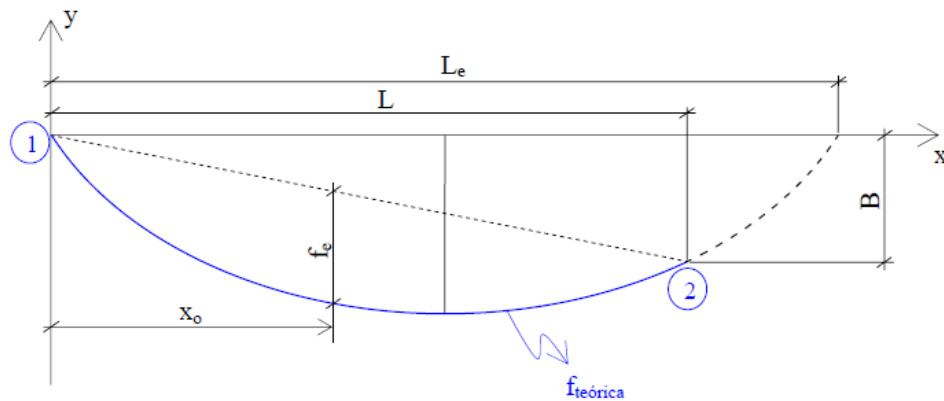


Figura 3-1 - Parâmetros da formulação dos cabos suspensos (KAMINSKI JR., 2007)

Sendo p o peso próprio do cabo por metro, o parâmetro C é calculado:

$$C = \frac{T_p}{p}. \quad (3.3)$$

Sendo L o comprimento do vão real e B a diferença entre cotas dos apoios, o comprimento do vão teórico L_e , representado na figura acima, pode ser encontrado,

$$L_e = L + \frac{2(B)(C)}{L}, \quad (3.4)$$

verifica-se que se os apoios estiverem na mesma altura, $B = 0$, e então, $L_e = L$.

Com o valor do vão teórico encontra-se a flecha máxima f_e ,

$$f_e = \frac{pL_e^2}{8T_p} - B, \quad (3.5)$$

e a posição da flecha máxima,

$$x_0 = \frac{L}{2} - C \left[\operatorname{arcsenh} \left(\frac{B}{2 \cdot C \left(\operatorname{senh} \left(\frac{L}{2 \cdot C} \right) \right)} \right) \right], \quad (3.6)$$

e também a equação da catenária

$$y(x, x_0) = C \left[\cosh \left(\frac{x - x_0}{C} \right) - \cosh \left(\frac{x_0}{C} \right) \right]. \quad (3.7)$$

Por fim, o comprimento total do cabo deformado pelo peso próprio ($l_{teórico}$), é dado:

$$l_{teórico} = \sqrt{B^2 + 4C^2 \left[\operatorname{senh} \left(\frac{L}{2 \cdot C} \right) \right]^2}. \quad (3.8)$$

Lembra-se que nas equações desenvolvidas acima o peso próprio já está contabilizado. Entretanto, no algoritmo desenvolvido, as cargas devidas ao peso próprio são acrescentadas lentamente nos nós da estrutura. Ou seja, necessita-se da configuração espacial do cabo sem a adição do peso próprio (indeformada).

Condição inicial – Cabo indeformado

Sabendo da relação física entre os comprimentos inicial e final de um elemento deformado, escreve-se:

$$l_{inicial} \left(1 + \frac{\varepsilon_{pp}}{100} \right) = l_{teórico}, \quad (3.9)$$

sendo que, a deformação ε_{pp} é definida segundo a lei constitutiva do material. As leis de todos os itens presentes na estrutura serão apresentadas no item referente às não linearidades físicas (4.2).

Escreve-se uma nova constante (C_I) para a condição indeformada do cabo:

$$C_1 = \sqrt{\frac{L^4}{12(l_{inicial}^2 - B^2 - L^2)}} \quad (3.10)$$

Com isso, novos valores da posição da flecha máxima (x_{01}) e da equação da catenária $y_1(x, x_{01})$ são encontrados:

$$x_{01} = \frac{L}{2} - C_1 \left[\operatorname{arcsenh} \left(\frac{B}{2 \cdot C_1 \left(\sinh \left(\frac{L}{2 \cdot C_1} \right) \right)} \right) \right] \quad (3.11)$$

$$y_1(x, x_{01}) = C_1 \left[\cosh \left(\frac{x - x_{01}}{C_1} \right) - \cosh \left(\frac{x_{01}}{C_1} \right) \right] \quad (3.12)$$

Kaminski Jr. (2007) apresenta as duas configurações (teórica e inicial) para o cabo condutor do modelo Grosbeak CAA 26/7 fios, vencendo o vão de 400 metros ($L = 400$) e apoios alinhados em relação a horizontal ($B = 0$). Os resultados obtidos por ele estão apresentados na Figura 3-2.

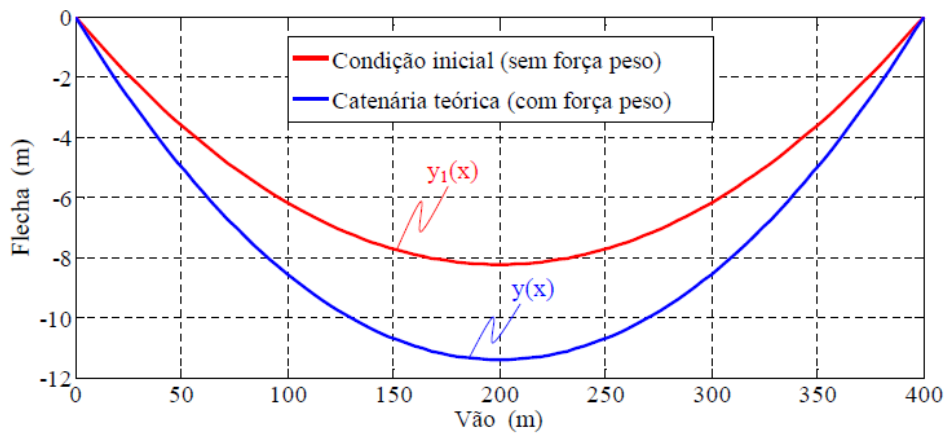


Figura 3-2 - Configurações teórica e inicial do cabo GROSBEAK CAA 26/7 fios (KAMINSKI JR., 2007)

De posse da configuração indeformada do cabo (sem peso próprio), basta que se discretize o cabo em um número razoável de elementos de barra. Neste trabalho, todos os cabos suspensos, condutores e para-raios, foram discretizados em 24 elementos de aproximadamente 24 metros de comprimento.

Para que todos os elementos de um cabo tivessem mesmo comprimento, e para conhecer as coordenadas destes pontos no espaço recorreu-se à integral de linha,

$$l_{elemento}(x_i, x_f, x_{01}) = \int_{x_i}^{x_f} ds = \int_{x_i}^{x_f} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx \quad (3.13)$$

Iniciando pelo primeiro elemento, com $x_i = 0$ e $l_{elemento} = (l_{incial}/24)$, isola-se x_f . Deste modo, se obtém a posição no espaço correspondente ao comprimento desejado ($l_{elemento}$). Feito isso, para obter as coordenadas verticais do cabo, y_f , basta que os valores encontrados de x_f sejam substituídos na equação (3.12).

3.2 ELEMENTO DE TRELIÇA

Na discretização de toda estrutura serão utilizados elementos de treliça, baseadas no método da rigidez. Trata-se do elemento clássico de análise de estruturas com predomínio de esforços axiais e sem rigidez a esforços de flexão.

Este elemento permite simular de forma satisfatória estruturas treliçadas e cabos, planos ou espaciais. Treliças espaciais são largamente utilizadas em coberturas de empreendimentos de grandes dimensões por propiciarem leveza e agilidade à construção.

A diferença considerada entre os elementos de treliça pertencentes às torres e aos cabos refere-se à inexistência de rigidez axial de compressão nos cabos. No algoritmo desenvolvido, a rigidez do elemento é desconsiderada nos instantes em que os elementos pertencentes aos cabos e estais estejam solicitados por esforços de compressão.

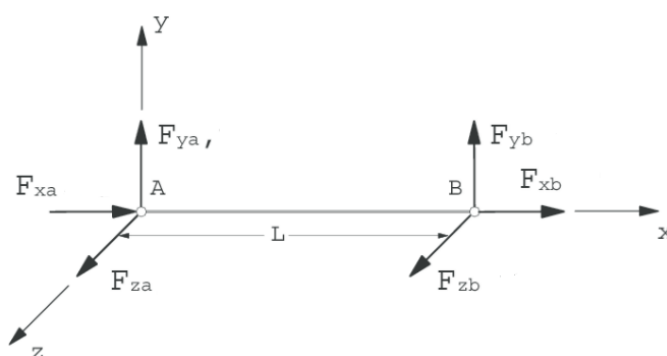


Figura 3-3 - Elemento de treliça com três graus de liberdade

Na análise estrutural da torre utilizaram-se elementos de treliça espacial, com três graus de liberdade por nó x , y e z (Figura 3-3), sendo suscetíveis a esforços de tração e compressão. Nos demais elementos (cabos suspensos, estais e isoladores) a rigidez à compressão é desativada, como afirmado acima. A matriz de rigidez do elemento de treliça é descrita por:

$$[K] = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

sendo:

E , o módulo de elasticidade longitudinal do aço;

A , a área da seção transversal da barra;

L , o comprimento entre os nós rotulados do elemento.

A matriz de massa é importante no processo da análise dinâmica, pois introduz os efeitos inerciais à resposta estrutural. Essa matriz pode ser determinada por dois diferentes critérios: *matriz de massa consistente* (M_{MS}) ou *matriz de massa concentrada* (M_{MC}). A primeira concentra a massa em três pontos igualmente afastados ao longo da barra, enquanto que a segunda concentra toda a massa nos nós das extremidades. Ambas são descritas respectivamente nas equações a seguir:

$$[M_{MS}] = \frac{\rho AL}{6} \begin{bmatrix} 2 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 2 \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

$$[M_{MC}] = \frac{\rho AL}{2} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

Neste trabalho, as definições acima acerca do elemento de treliça foram utilizadas de duas maneiras. Primeiro na forma clássica, com a montagem das matrizes globais do sistema,

realizou-se a análise estática não linear e a análise dos modos e frequências de vibração. Num segundo momento, na análise dinâmica no domínio do tempo, a forma desacoplada foi adotada, não se fazendo uso destas matrizes, como será visto no item referente à análise dinâmica (Capítulo 5).

Outras duas matrizes utilizadas são importantes para os casos de análises não lineares, onde a matriz de rigidez é alterada conforme o material se deforma. Estas matrizes serão tratadas em detalhes no capítulo correspondente às não linearidades (Capítulo 4).

4 ANÁLISE NÃO LINEAR

Em análises lineares considera-se somente a forma indeformada da estrutura, admitindo que a estrutura esteja sujeita a pequenos deslocamentos e rotações, admite-se deste modo, que as forças são consideradas conservativas por não terem suas direções alteradas com a deformação do elemento. Além disso, admite-se que as condições de contorno não se alteram, que o material possui comportamento linear elástico e que não apresenta mudança de comportamento durante a aplicação das cargas.

Mesmo não correspondendo à realidade natural dos elementos e materiais, a análise linear é muito utilizada por se tratar da forma mais simples de análise estrutural. Quando qualquer uma das premissas citadas no parágrafo anterior é violada, análises mais complexas se fazem necessárias, nas quais as não linearidades são analisadas através de métodos alternativos, em geral iterativos e/ou incrementais.

A análise não linear pode considerar a forma deformada do material e da estrutura na busca do equilíbrio. Essa dependência torna o sistema de equações a ser resolvido não linear, e o principal fator a criar a necessidade de algoritmos de solução de sistemas não lineares na busca das raízes das equações. Vários métodos foram desenvolvidos para este fim, entre tantos, o *método de Newton-Raphson* e suas variações, *modificado* e *incremental*, estão entre os mais utilizados e por isso serão aqui apresentados.

Segundo Kaminski Jr. (2007), em estruturas gerais, as não linearidades têm diversas fontes:

- *não linearidades geométricas*: ocorre devido à consideração de que a estrutura está sujeita a deslocamentos importantes, responsáveis por alterações nas rigidezes do elemento;
- *não linearidades físicas*: os materiais mais utilizados na engenharia apresentam comportamento linear até um certo nível de carga;
- *deslizamento e rigidez das ligações*: dependendo do nível de carga, as ligações podem apresentar comportamentos diferenciados, principalmente as aparafusadas;

- *flexibilidade das fundações*: solos apresentam comportamento carga/deslocamento altamente não linear, que é repassado às estruturas por eles sustentados;

As não linearidades consideradas e abordadas neste trabalho são as não linearidades *geométricas* e *físicas*, ambas bem consolidadas na literatura.

4.1 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Quando o sistema sofre alterações geométricas o equilíbrio do sistema é afetado, resultando em perda de linearidade. Segundo Silva (2009), a análise não linear geométrica aparece tanto nas equações de equilíbrio, quanto nas relações deformação–deslocamento. Por isso, existem duas formas de se admitir grandes deslocamentos:

- *grandes deslocamentos e grandes deformações*: este tipo de análise admite que os que as deformações são consideráveis, e que alteram a rigidez do elemento. Em geral admitido para materiais sintéticos.
- *grandes deslocamentos e pequenas deformações*: as deformações do elemento são pequenas ou limitadas, o qual é o caso da maioria dos materiais da construção civil;

Para Lacerda (2014) estas afirmações são questionáveis. Primeiro pela dimensão entre grande e pequeno ser relativa e segundo, porque dependendo das configurações do corpo, grandes deformações podem sim serem encontradas em materiais da engenharia civil, entretanto, estas são geralmente limitadas pelas normas de projeto.

Em termos de metodologia de análise, baseado nos trabalhos de Przemieniecki (1968) e Cook *et al.* (2002) são apresentadas as matrizes de rigidez elástica $[K_E]$ e geométrica $[K_G]$ de uma barra de treliça. Neste trabalho, a matriz de rigidez total $[K]$ de uma barra consiste dos dois termos citados acima, podendo ser escrita na forma:

$$[K] = [K_E] + [K_G]. \quad (4.1)$$

Desta forma a equação de equilíbrio estático tem a forma,

$$\{F\} = [[K_E] + [K_G]]\{U\}. \quad (4.2)$$

Os mesmos autores citados apresentam as matrizes acima (K_E e K_G) para uma barra de treliça com três graus de liberdade, segundo a consideração ‘*grandes deslocamentos e pequenas deformações*’. Neste caso, a matriz $[K_E]$ é exatamente igual à matriz $[K]$ apresentada no item 3.2, enquanto que a matriz $[K_G]$ tem a forma:

$$[K_G] = \frac{F^{int}}{l} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad (4.3)$$

sendo:

E , o módulo de elasticidade longitudinal;

A , a área da seção transversal do elemento;

L , o comprimento do elemento;

l , o comprimento atualizado do elemento;

F^{int} , esforço axial no elemento.

A rigidez geométrica de um elemento depende da geometria e dos esforços internos (F^{int}) do elemento. Por isso, ressalta-se que a rigidez do elemento pode aumentar ou diminuir em função do sinal do esforço axial interno.

4.2 NÃO LINEARIDADE FÍSICA

O comportamento dos materiais é definido experimentalmente por processos de carga, ou carga e descarga. A grande maioria dos materiais muda de comportamento ao ser solicitado a partir de um dado limite, por conta de tensões residuais no material. De modo geral, quando um material não se comporta conforme a lei de Hooke, o problema pode ser definido como

um processo não linear físico, neste contexto ressalta-se o comportamento plástico dos materiais.

Existem diferentes maneiras de se medir deformações em análises não lineares, através de teorias de plasticidade ou através de curvas tensão deformação (uniaxial). Em casos físicos mais simples, como o caso uniaxial de elementos de barras, utilizam-se normalmente as curvas tensão-deformação. Estas curvas, obtidas experimentalmente, refletem a mudança de comportamento dos materiais à medida que o nível de tensões aumenta. Na prática, a mudança de comportamento é aplicada diretamente através da atualização do coeficiente de elasticidade (E) do material, que é função dos esforços internos a que o elemento se encontra instantaneamente solicitado.

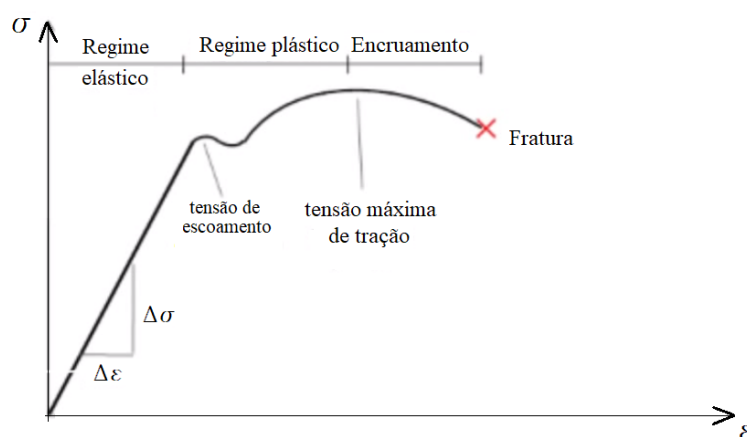


Figura 4-1 - Curva tensão-deformação de materiais dúcteis

Os modelos não lineares adotados neste trabalho serão tratados no Capítulo 7.

4.3 ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR

Definidas as não linearidades a serem consideradas, a análise estática não linear é abordada neste trabalho por dois motivos. Primeiramente, porque a formulação estática não linear foi utilizada para obter a posição de equilíbrio estático do sistema quando solicitado pelas forças permanentes e quase estáticas (peso próprio, protensão e vento médio). A partir da configuração deformada da estrutura, foram gerados os sinais de vento correlacionado pelo método de Shinozuka e Jan (1972). A outra possível utilização deste método ocorre no processo de integração do *método de Newmark* (5.2.2), que com suas particularidades utiliza a

mesma metodologia de convergência a cada instante da análise dinâmica. De forma contrária, no *método das diferenças finitas centrais*, este método não se aplica como será visto no item 5.3.1.

Na análise não linear estática se tem um sistema de equações a ser resolvido, o qual sofre alterações à medida que o corpo e/ou o material sofrem alterações devido à aplicação da carga. A forma encontrada para solucionar sistemas que sofram alterações progressivas é por meio de análises iterativas e/ou incrementais. Rodrigues (1997) afirma que a utilização de algoritmos numéricos está relacionada com a necessidade de resolução de equações não lineares, que só podem ser satisfeitas com a utilização de procedimentos incrementais e/ou iterativos.

Diversos métodos foram desenvolvidos para a solução deste tipo de sistema, no entanto, grande parte deles são efetivos para não linearidades consideradas simples, normalmente pequenas e crescentes. Como já citado, destacam-se pela larga utilização e fácil implementação os métodos da família de *Newton-Raphson*, que serão abordados neste trabalho. No entanto, qualquer método iterativo que tenha o objetivo de encontrar raízes de equações pode ser utilizado. O método dos gradientes conjugados e o método do comprimento de arco também são muito utilizados. Este último, utiliza inclusive o método de Newton-Raphson internamente e tem sido muito utilizado por ultrapassar problemas como: bifurcação, *snap-through* e *snap-back*. O primeiro destes fenômenos ocorre devido à instabilidade da estrutura ao se obter uma rigidez tangente negativa no primeiro ponto limite, enquanto que o segundo ocorre do fato de ocorrer uma tangente vertical na trajetória. Silva (2009) traz outros métodos que podem ser utilizados para resolver problemas iterativos.

4.3.1 Método de Newton-Raphson

Aqui é apresentada uma breve descrição do método de Newton-Raphson.

O método de Newton-Raphson caracteriza-se por atualizar a rigidez do elemento, através de iterações sucessivas de acréscimos de carga ou deslocamento, dependendo do tipo de controle escolhido. O processo pode ser mais bem entendido analisando a Figura 4-2, que define o método pelo controle de cargas.

Ocorre que ao aplicar a carga externa ($\{F^{ext}\}$) ao elemento com a rigidez inicial $[K]$ na primeira iteração, o elemento se deforma e atinge o deslocamento u_0 , o qual é utilizado para atualizar a *matriz tangente* $[KT_0]$ do elemento para iteração seguinte. Com a carga $\{F^{ext}\}$ mantida constante e a rigidez atualizada, o acréscimo de deslocamento (Δu_0) é obtido. Somando este acréscimo Δu_0 ao deslocamento u_0 obtêm-se o deslocamento u_1 . Neste ponto, a rigidez tangente é novamente calculada. A partir disso, o processo se repete continuamente até que ocorra a convergência do processo no deslocamento u_3 , para o exemplo da Figura 4-2.

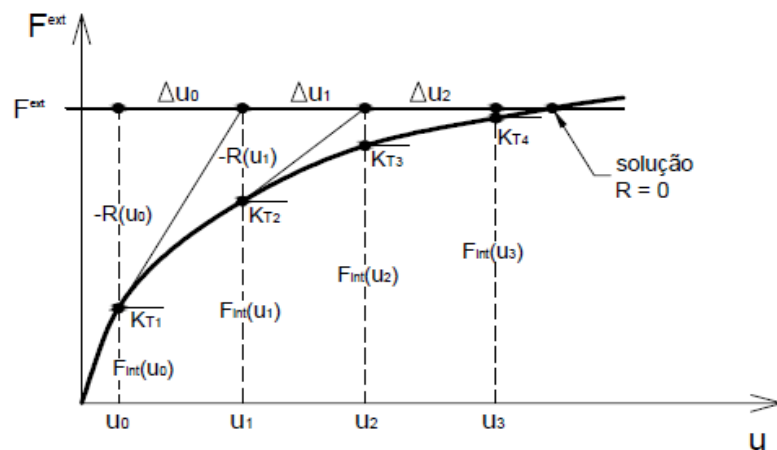


Figura 4-2 - Processo de Newton Raphson, baseado em *Lacerda (2014)*

A convergência ocorre no ponto de equilíbrio entre as solicitações externas e internas, segundo critério estabelecido, dado na equação (4.10).

A forma de análise apresentada acima é chamada de técnica puramente iterativa, pois utiliza em todas iterações a força total ($\{F^{ext}\}$) até que se atinja o equilíbrio. Existem outras formas bastante comuns de fazer esta análise, através da técnica *incremental* ou através da técnica *incremental-iterativa*. Em ambos a carga externa é aplicada aos poucos, em incrementos de carga menores (ΔP_i).

Escreve-se o equilíbrio inicial, sabendo que $\{F_i^{int}\}$ e $\{F_i^{ext}\}$ são as forças internas e externas na iteração i . Ressaltando que no primeiro termo estão presentes as não linearidades geométricas e físicas (matrizes demonstradas no item 4.1), enquanto que no segundo são consideradas as não linearidades devido à variação das cargas externas com a geometria.

$$\{F^{int}\} = \{F^{ext}\}. \quad (4.4)$$

Entretanto estas cargas nem sempre estão em equilíbrio,

$$\{R\} = \{F^{ext}\} - \{F^{int}\} \neq 0 \quad (4.5)$$

Rodrigues (1997) define o resíduo de maneira linearizada por séries de Taylor. Como o objetivo é o equilíbrio ($\{R\} \cong 0$), a equação deve ser minimizada,

$$\{R(u_{i+1})\} = \{R(u_i)\} + \left[\frac{\partial R(u_i)}{\partial u} \right] \{\Delta u\} + \dots = 0. \quad (4.6)$$

Definindo o termo $\left[\frac{\partial R(u_i)}{\partial u} \right]$ como a *matriz de rigidez tangente* $[k_T]$. Escreve-se:

$$\{R(u_i)\} = -[K_T]_i \{\Delta u\}_i \quad (4.7)$$

A solução da equação (4.7) é escrita em (4.8). Na primeira iteração, normalmente, não se tem esforços internos, resultando que o resíduo será igual à carga externa aplicada ($\{R\} = \{F^{ext}\}$).

$$\{\Delta u\}_i = -[K_T]_i^{-1} \{R\}_i \quad (4.8)$$

Conhecendo-se o valor de $\{\Delta u\}_i$, atualizam-se os deslocamentos totais ao final de cada iteração:

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u\}_i \quad (4.9)$$

Neste trabalho, optou-se pelo critério de convergência em função das cargas, para o qual, necessariamente se calcula a nova rigidez tangente $[K_T]_i$ para se chegar a um novo resíduo $\{R(u_i)\}$, e finalmente testar a convergência das cargas externas e internas com a equação (4.10).

$$\frac{|\{R\}_i|}{|\{F^{ext}\}|} \leq \text{critério} \quad (4.10)$$

Neste trabalho, admitiu-se o seguinte critério de convergência:

$$\text{critério} = 0,1\% \quad (4.11)$$

No momento que houver convergência, a configuração da estrutura para determinado nível de carregamento foi obtida, caso contrário, novas tentativas de convergência são feitas (iterações). O número máximo de iterações utilizado neste trabalho foi 50 iterações.

Este mesmo processo pode ser feito de maneira mais simples utilizando o processo chamado de *método de Newton-Raphson modificado*. Neste método, utiliza-se a matriz elástica $[K]$ inicial em todas as iterações, não sendo necessário atualizá-la a cada iteração. Este processo tende a utilizar um maior número de iterações para alcançar a convergência, mas em contrapartida, a matriz $[K]$ pode ser invertida apenas uma vez. Este processo é bastante utilizado em análises dinâmicas não lineares.

Com o *método iterativo de Newton-Raphson* devidamente apresentado, pode-se facilmente definir o método *incremental-iterativo de Newton-Raphson*. A única alteração na formulação apresentada acima seria acrescentar um índice k às equações ($\{R_k\}_i = \{\Delta F_k^{ext}\}_i - \{\Delta F_k^{int}\}_i$), visto que neste caso, a carga total é aplicada através de incrementos de carga. Neste método, o processo iterativo deve ser repetido a cada incremento de carga. Por exemplo, se optarmos por dividir a carga em 10 incrementos, o processo iterativo seria repetido as mesmas 10 vezes ao invés de uma. Essa formulação é bastante utilizada em problemas altamente não lineares.

Na Figura 4-3 são apresentados os processos de *Newton-Raphson* e o de *Newton-Raphson modificado* dotados do processo incremental. Verifica-se no eixo de cargas do gráfico (F^{ext}) um passo de carga $\{\Delta F_k^{ext}\}$, o que significa que a carga total foi dividida em dois passos de cargas. Verifica-se também que o número de iterações do segundo método é muitas vezes maior, mas também que a tangente se altera apenas uma vez, quando há o passo de carga.

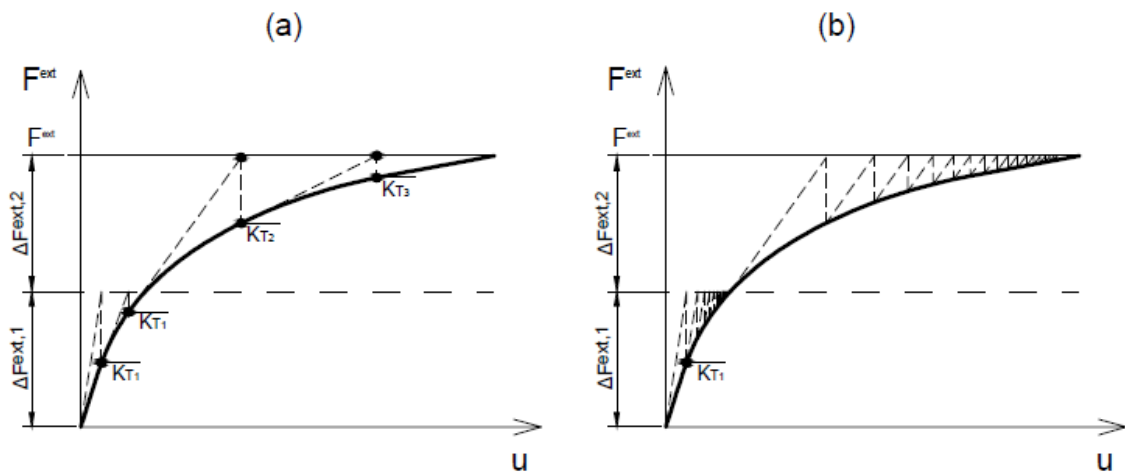


Figura 4-3 - Processo incremental-iterativo de (a) Newton-Raphson e (b) Newton-Raphson modificado, baseado em Lacerda (2014)

A seguir seguem algumas transcrições importantes para uma análise dinâmica não linear pelo método estudado. Estas observações foram descritas por Silva (2005):

[...]o uso de uma geometria inicial livre de carregamentos leva a uma matriz de rigidez tangente singular. Fornecer um estado de tensões iniciais arbitrário pode eliminar esse problema, mas isso leva novamente ao problema inicial, de como definir uma configuração sob tal estado de tensões. [...]

[...] Embora a ocorrência de uma matriz de rigidez tangente mal condicionada não represente um problema em análises dinâmicas, uma vez que os efeitos de inércia e amortecimento atenuam esse mal condicionamento, em análises estáticas este problema pode levar à falha na convergência do processo iterativo de Newton-Raphson [...]

[...] a solução iterativa de um problema dinâmico não-linear tende a convergir mais rapidamente do que um problema estático. Assim, uma análise dinâmica não necessita de estratégias iterativas mais caras ou elaboradas, e tradicionalmente emprega-se o Método de Newton-Raphson Modificado no qual a matriz tangente é mantida constante ao longo do ciclo iterativo, e é reavaliada apenas ao início de instantes de tempo escolhidos [...]

Baseado nestas sentenças afirma-se:

- a) neste trabalho, utilizou-se na solução dos sistemas não lineares o método de Newton-Raphson, tanto na solução de problemas estáticos quanto nos dinâmicos;
- b) toda estrutura é discretizada por elementos de treliça, inclusive os cabos, em função da hipostaticidade dos mesmos, o sistema de equações torna-se singular. Uma das formas de acabar com o problema, é utilizar na primeira iteração valores iniciais no vetor de forças internas (F^{int}) destes elementos;
- c) nos testes dinâmicos com uso do método de Newmark, se fez uso da matriz tangente atualizada a cada iteração. Não foram feitos testes para verificar a eficiência computacional do método, já os mesmos não serão utilizados nas análises propostas.

5 ANÁLISE DINÂMICA

Existem duas maneiras básicas de se proceder em análises dinâmicas de sistemas lineares discretos, através da superposição modal ou pelos métodos de integração direta. A superposição modal é bastante utilizada por ser de fácil e rápida execução e implementação para análises lineares. James (1989) apud Carvalho (2015) afirmam que o sistema estrutural de uma LT é altamente não linear e que por isso o método da superposição modal não poderia ser utilizado. Há alguns anos este processo não era indicado para análises não lineares, mas atualmente pesquisadores têm encontrado meios de utilizar este método em estruturas de comportamento complexo, como os cabos, para mais informações ver Luzardo (2016).

Formulações mais complexas baseadas na integração numérica são indicadas e utilizadas pela maioria dos autores ao tratar de problemas não lineares. Os itens subsequentes abordarão dois dos mais utilizados processos de *integração numérica*: o método das *Diferenças Finitas* e o *método de Newmark*. A equação de movimento, na sua forma mais geral, é:

$$[M]\{\ddot{u}_t\} + [C]\{\dot{u}_t\} + [K]\{u_t\} = \{F_t\}. \quad (5.1)$$

Onde: $[M]$ é a matriz de massa; $[C]$ a matriz de amortecimento; $[K]$ a matriz de rigidez; $\{\ddot{u}_t\}$ o vetor de acelerações; $\{\dot{u}_t\}$ o vetor de velocidades; $\{u_t\}$ o vetor de deslocamentos; $\{F_t\}$ o vetor de forças externas. Esta equação pode ser escrita de diversas maneiras, dependendo do problema a ser tratado, do método de análise escolhido e mesmo das simplificações utilizadas. O fato é que a equação é adaptada para diferentes problemas e necessidades.

5.1 PROPRIEDADES DINÂMICAS DE SISTEMAS LINEARES

Neste item, busca-se fazer uma breve revisão bibliográfica a respeito das propriedades importantes, em termos de projeto, de sistemas dinâmicos. Os modos e frequências de vibração, e o fator de amortecimento são os principais itens neste contexto.

5.1.1 Modos e Frequências de vibração

Existem diversos métodos para determinação destas propriedades, o Ansys apresenta diversos deles, alguns considerando a vibração livre da estrutura sem amortecimento, outros com amortecimento, e outros ainda em situação de vibrações forçadas.

No caso mais simples e comum, considera-se a vibração livre da estrutura sem amortecimento. Isso pode ser feito sem grande erro pelo fato do amortecimento estrutural ser normalmente pequeno, não alterando os resultados de forma significativa. Então, desconsiderando as ações externas e o amortecimento da estrutura, a equação dinâmica geral transforma-se em um sistema indeterminado. Admitindo que o movimento seja um harmônico arbitrário em função da frequência (ω), multiplicado por um vetor que define a forma modal de vibração (φ), na forma $u = \varphi \sin(\omega t + \theta)$ (CLOUGH; PENZIEN, 1995). Substituído essa relação na equação de movimento chega-se à seguinte relação:

$$\varphi([K] - \omega^2[M]) = 0 \quad (5.2)$$

A equação é um problema de *autovetores* (modos) e *autovalores* (frequências), no qual através do *determinante* da matriz entre parênteses, calculam-se as frequências e os modos correspondentes a cada frequência. Por ser um sistema indeterminado os modos de vibração não tem sentido físico, eles são simplesmente relações entre os graus de liberdade. No entanto, quando associados às propriedades físicas da estrutura, resultam em parâmetros físicos. Os modos de vibração das estruturas analisadas são utilizados no item 7.2.1.

Para os cabos, as frequências e os modos de vibração podem ser obtidos pelas equações de Irvine e Caughey (1974). Tratam-se de equações analíticas relativamente simples, que permitem obter estes parâmetros para diferentes modos de vibração: *horizontal*, *vertical assimétrica* e *vertical simétrica*. Todas estão descritas na sequência.

Estas equações foram utilizadas por inúmeros pesquisadores dentre os quais, Pizzutti *et al.* (2013), Vassilopoulou (2011), Alminhana (2017) e Loredou-Souza (1996).

Modo horizontal

Este modo refere-se ao modo pendular, que ocorre fora do plano da catenária. Sendo, L o tamanho do vão no plano, H a reação horizontal do cabo no apoio, m a massa linear do cabo e

y a distância horizontal em relação ao apoio, as equações das i ($i = 1,2,3\dots$) frequências e modos de vibração são dados respectivamente a seguir:

$$f_{h,i} = \frac{i}{2L} \sqrt{\frac{H}{m}}, \quad (5.3)$$

$$u_{h,i} = \sin\left(\frac{i\pi y}{L}\right). \quad (5.4)$$

Modo vertical assimétrico

Refere-se aos modos assimétricos que ocorrem no plano na catenária. As equações das i ($i = 1,2,3\dots$) frequências e modos são dados respectivamente abaixo:

$$f_{va,i} = \frac{i}{L} \sqrt{\frac{H}{m}}, \quad (5.5)$$

$$u_{va,i} = \sin\left(\frac{i2\pi y}{L}\right). \quad (5.6)$$

Modo vertical simétrico

Refere-se aos modos simétricos que ocorrem no plano na catenária. As equações das i ($i = 1,2,3\dots$) frequências e modos são dados respectivamente abaixo:

$$f_{vs,i} = \frac{\varepsilon_i}{2L} \sqrt{\frac{H}{m}}, \quad (5.7)$$

$$u_{vs,i} = 1 - \tan\left(\frac{\pi\varepsilon_i}{2}\right) \sin\left(\frac{\pi\varepsilon_i y}{L}\right) - \cos\left(\frac{\pi\varepsilon_i y}{L}\right). \quad (5.8)$$

Como se observa nas equações acima, este modo tem uma particularidade, ele depende de um valor até o momento desconhecido, ε_i , chamado de frequência adimensional. Este valor pode ser encontrado pela solução da equação (5.9), que por sua vez depende da equação (5.10).

$$\frac{4}{\lambda^2} \left(\frac{\pi \varepsilon_i}{2} \right)^3 + \tan \left(\frac{\pi \varepsilon_i}{2} \right) - \frac{\pi \varepsilon_i}{2} = 0, \quad (5.9)$$

$$\lambda^2 = \frac{\left(\frac{mgL}{H} \right)^2 L}{\left(\frac{H \cdot l_{teórico}}{EA} \right)}, \quad (5.10)$$

sendo, λ um fator comparativo entre as forças gravitacionais e elásticas do elemento, E o módulo de elasticidade do elemento, A a área da seção, g a gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$), e $l_{teórico}$ o comprimento do cabo deformado, calculado pela equação (3.8). A equação (5.9) possui descontinuidades, por isso para solucioná-la fez-se uso do método da bisseção. Mais detalhes sobre esta equação podem ser observados em Vassilopoulou (2011) e Loredou-Souza (1996, Apêndice A).

5.1.2 Amortecimento

Amortecimento é a capacidade da estrutura de dissipar energia durante as oscilações, e trata-se do principal mecanismo no controle das vibrações causadas por cargas dinâmicas. O único meio de obter parâmetros do amortecimento de diferentes estruturas é por meio de experimentos, em escala real ou por meio de protótipos.

O amortecimento pode ser classificado em três mecanismos principais: amortecimento do material, amortecimento nas ligações e amortecimento do ambiente. O primeiro é associado ao amortecimento na microestrutura, o segundo é associado à perda por atrito em juntas e suportes da estrutura, e o último está associado ao meio no qual a estrutura está imersa, normalmente ar ou água (VASSILOPOULOU, 2011).

Caracterização experimental

Normalmente, o amortecimento de uma estrutura é medido através de análises de vibração livre da estrutura, onde se analisam as oscilações apresentadas no tempo com o uso de acelerômetros. Neste teste, solicita-se a estrutura segundo um dado modo de vibração (utiliza-se o modo relacionado à ação de interesse), em dado momento a carga é abruptamente retirada, fazendo com que a estrutura oscile na frequência correspondente ao modo solicitado. As oscilações diminuem ao longo do tempo até que a estrutura atinja o equilíbrio novamente, e a taxa com que a energia cinética é dissipada caracteriza o amortecimento da estrutura. Em

outras palavras, parametrizando-se a redução das oscilações, torna-se possível caracterizar o amortecimento da estrutura.

O método do *decremento logarítmico* é uma das formas mais utilizadas para se medir a taxa com que a estrutura retorna ao estado de equilíbrio. A equação do mesmo é dada por:

$$d_{log} = \ln \left(\frac{x_i}{x_{i+m}} \right), \quad (5.11)$$

onde, d_{log} é o decremento logarítmico, x_i e x_{i+m} os valores máximos de duas oscilações e m o intervalo entre os ciclo que estão sendo comparados, visto que no caso de amortecimentos demasiadamente pequenos, a diferença entre dois picos adjacentes ($m = 1$) podem não ter relevância.

Observa-se que é muito difícil separar de forma precisa o amortecimento nas categorias citadas anteriormente, por isso, normalmente um único fator global de amortecimento é utilizado, sendo chamado de *fator de amortecimento estrutural* (ζ). Este fator é de grande importância para engenharia estrutural por se tratar de um parâmetro físico, a partir do qual projetistas estimam o amortecimento das estruturas. Experimentalmente, o mesmo pode ser medido por:

$$\zeta = \frac{d_{log}}{\sqrt{(2\pi m)^2 + (d_{log})^2}} \quad (5.12)$$

Existem outros métodos para obtenção deste parâmetro, mas que não serão abordados neste trabalho, como: método da meia amplitude, método da meia potência, método do decremento randômico, entre outros. Para detalhes sobre estes métodos ver (CARVALHO, 2002).

Amortecimento de Rayleigh

Computacionalmente, o amortecimento estrutural pode ser estimado por diversos métodos e definições. Em se tratando de estruturas normais de engenharia, os métodos mais conhecidos são o *amortecimento de Rayleigh* e o *método de superposição modal*, ambos baseados na definição de amortecimento linear viscoso. Por conveniência, o primeiro será abordado resumidamente.

A matriz de amortecimento $[C]$ de Rayleigh é dada pela combinação linear (α_m e β) das matrizes de rigidez e de massa:

$$[C] = \alpha_m[M] + \beta[K_T], \quad (5.13)$$

sendo os fatores α_m e β obtidos a através da solução do sistema da equação (5.14), assumindo dois diferentes fatores de amortecimento (ζ_1 e ζ_2) para duas frequências distintas da estrutura (ω_1 e ω_2). As frequências utilizadas devem ser relacionadas às frequências de excitação mais importantes da estrutura. A relação entre os coeficientes e o fator de amortecimento é dada:

$$\zeta_i = \frac{\alpha_m}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \text{ sendo } (i = 1,2.), \quad (5.14)$$

Uma prática comum em projetos de engenharia é definir um único fator ζ para toda estrutura, mesmo sabendo que ζ é diferente em cada modo ou frequência de vibração. Isso pode ser assumido, desde que se considere o ζ que está relacionado à frequência de vibração mais próxima à frequência do carregamento, pois se sabe que os demais modos têm menor influência na resposta (CARVALHO, 2002). Neste caso, somente uma das parcelas do amortecimento de Rayleigh é considerada, sendo, portanto, proporcional à massa ou à rigidez.

Em linhas de transmissão, a principal fonte de esforços nas torres ocorre em função do movimento dos cabos, que por sua vez, dispõem de frequências de vibração bastante reduzidas. Observando-se a equação (5.14) e a Figura 5-1, verifica-se que em frequências mais baixas, a parcela de amortecimento proporcional à massa será muito maior que a da rigidez. Em outras palavras, na faixa das frequências de vibração dos cabos pela ação de ventos fortes (baixas frequências), a rigidez tem pequena influência no amortecimento estrutural.

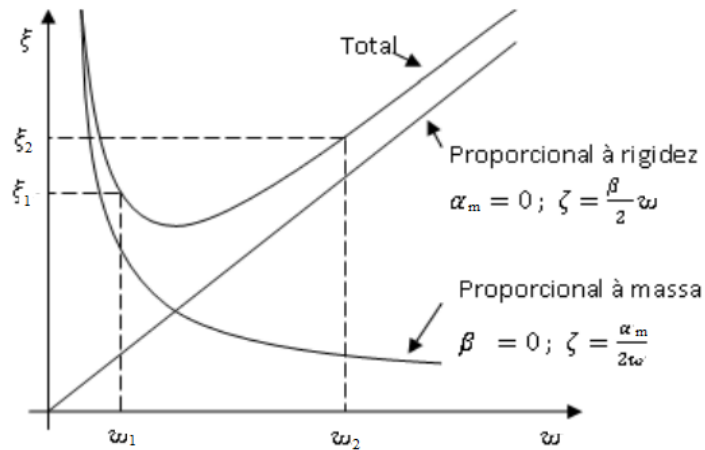


Figura 5-1 - Componentes do amortecimento estrutural em função da frequências, baseado em Clough e Penzien (1995)

Baseado nas afirmações anteriores, neste trabalho admite-se que o amortecimento estrutural de cada componente da estrutura (torres, cabos suspensos, isoladores e estais) é proporcional à massa somente. Portanto, a equação de amortecimento para este caso é definida por:

$$\zeta = \frac{\alpha_m}{2\omega_i}. \quad (5.15)$$

A admissão do amortecimento proporcional à massa permite o uso de análises por integração direta explícita, na qual a solução das equações ocorre sem a necessidade das matrizes globais da estrutura.

Amortecimento aerodinâmico

O amortecimento aerodinâmico refere-se ao terceiro tipo de amortecimento citado, e neste caso específico, o ambiente é o ar. Este fenômeno é definido como uma força derivada do movimento relativo entre a estrutura e o ar, o que faz com que muitos pesquisadores o considerassem utilizando a velocidade relativa entre fluido e a estrutura, ao invés da velocidade total do fluido.

A equação da pressão dinâmica ($q_{0,1}$) é devidamente apresentada na sua forma mais geral no item 0, mas de modo a elucidar este tema, essa equação é escrita considerando o amortecimento aerodinâmico através da velocidade relativa na direção longitudinal ($i = 1$),

$$q_{0,1}(r, t) = \frac{\rho}{2} (V_{ar} - V_{estr})^2, \quad (5.16)$$

sendo, ρ é a massa específica do ar em condições normais de pressão e temperatura, V_{ar} a velocidade total do vento e V_{estr} a velocidade na estrutura no instante considerado.

Os cabos têm seu comportamento altamente relacionado ao amortecimento aerodinâmico e estão sujeitos a uma pequena influência do amortecimento mecânico. Os cabos de linhas de transmissão geralmente possuem baixos valores de massa por unidade de comprimento ($m \leq 2 \text{ kg/m}$), nestes casos, o amortecimento aerodinâmico, por ser calculado como uma fração do amortecimento crítico, e pode chegar a 60% deste valor para velocidade de vento extremas (LOREDO-SOUZA; DAVENPORT, A G, 1998). Stengel e Mehdiانpour (2014) e Carvalho (2015) comprovam a importância dos efeitos aerodinâmico nos cabos.

5.2 INTEGRAÇÃO DIRETA

A *integração direta* é normalmente utilizada nos casos em que a equação diferencial não possui solução analítica, buscando a solução do problema de maneira discreta. Este método busca a solução em pontos discretos da equação de movimento assumindo uma variação para $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$ e $\{u\}$ (SILVA, 2009).

Os métodos de solução podem ser divididos em dois grandes grupos: *métodos explícitos* e *métodos implícitos*. Primeiramente devem ser citados os três *Teoremas Dahlquist* que explicam algumas das considerações feitas a respeito dos métodos abordados neste trabalho (SILVA, 2005):

- a) não existe algoritmo explícito incondicionalmente estável;
- b) não existe algoritmo incondicionalmente estável com ordem de precisão superior a 2;
- c) o algoritmo incondicionalmente estável com ordem de precisão igual a 2 e com menor constante de erro é a regra trapezoidal.

Os *métodos explícitos* calculam o valor da função no instante posterior ($t+\Delta t$) baseando-se totalmente no equilíbrio da função em instantes anteriores já conhecidos. Como descrito no teorema (a), todos os métodos explícitos são condicionalmente estáveis, o que significa que a convergência destes métodos depende fortemente do Δt . Em geral, o método exige que estes

intervalos sejam bastante reduzidos, mesmo assim, apesar do maior número de iterações, estes métodos podem ser mais eficientes para determinados problemas (KAMINSKI JR., 2007).

Entre os métodos explícitos o mais utilizado é o *Método das Diferenças Centrais (MDC)*. O MDC é facilmente modificado de forma a resolver o problema pelo modo chamado '*integração em nível de elemento*', modelo que resolve o problema de forma desacoplada. Na forma desacoplada não se necessita de métodos iterativos e nem da montagem de matrizes globais da estrutura, todas as informações são vetorizadas. A *integração em nível de elemento* possui algumas limitações e vantagens que serão tratadas no item pertinente.

Os *métodos implícitos* calculam o valor da função no instante posterior ($t+\Delta t$) totalmente baseando-se no equilíbrio da função neste mesmo instante ($t+\Delta t$), instante ainda não conhecido, por isso exige o uso de métodos iterativos. Os métodos implícitos podem ser tanto condicionalmente quanto incondicionalmente estáveis, e de acordo com o teorema (b) citado anteriormente, isto depende da ordem de precisão utilizada na interpolação do deslocamento. Em geral estes métodos permitem que se utilize intervalos de tempo maiores.

Entre os *métodos implícitos* mais conhecidos estão os métodos da *família de Newmark*. O método mais geral desta família é abordado neste trabalho. Este método respeita o teorema (c), e por ser incondicionalmente estável, retornará resultados em qualquer instante escolhido. De forma resumida os métodos incondicionalmente estáveis não apresentam divergência em função do Δt escolhido.

5.2.1 Método Explícito - Diferenças Finitas Centrais

Dentre os métodos explícitos, o MDC (*método das diferenças finitas centrais*) tem destaque pela larga utilização. A formulação do método escolhido é desenvolvida neste item, sendo citadas algumas premissas para que método seja resolvido de forma desacoplada e eficiente.

Para o desenvolvimento das equações, seguiram-se os passos de Bathe (1996). Tendo o conceito da discretização temporal citada no início deste capítulo, inicialmente, é definida a forma de interpolação que será executada dentro de cada intervalo Δt . As funções de interpolação utilizadas para a aceleração e velocidade respectivamente, obtidas por meio do MDC, são apresentadas nas equações a seguir:

$$\{\ddot{u}_t\} = \frac{1}{\Delta t^2} (\{u_{t+\Delta t}\} - 2\{u_t\} + \{u_{t-\Delta t}\}), \quad (5.17)$$

$$\{\dot{u}_t\} = \frac{1}{2\Delta t} (\{u_{t+\Delta t}\} - \{u_{t-\Delta t}\}). \quad (5.18)$$

Estas equações são provenientes de uma interpolação quadrática para a função de deslocamento dentro de cada intervalo. Na Figura 5-2 ilustra-se a função de interpolação quadrática dos deslocamentos, ($\{u_t\}$), que originam as equações (5.17) e (5.18).

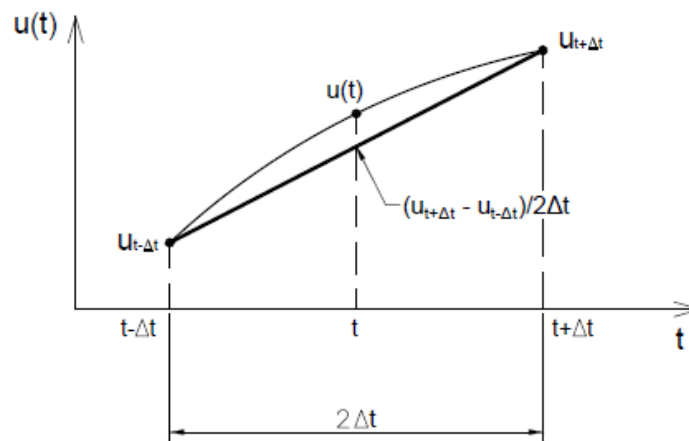


Figura 5-2 - Método das Diferenças Centrais

Substituindo as duas relações acima na equação de movimento, chega-se:

$$\begin{aligned} & \left[\frac{1}{\Delta t^2} [M] + \frac{1}{2\Delta t} [C] \right] \{u_{t+\Delta t}\} \\ & = \{F_t\} - \left[[K] - \frac{2}{\Delta t^2} [M] \right] \{u_t\} - \left[\frac{1}{\Delta t^2} [M] - \frac{1}{2\Delta t} [C] \right] \{u_{t-\Delta t}\}, \end{aligned} \quad (5.19)$$

onde $\{u_{t+\Delta t}\}$ é a única incógnita do problema a cada incremento de tempo. Entretanto, verifica-se que nos métodos explícitos necessitam conhecer a história da função nos passos atual e anterior, assim como de suas derivadas. Por isso, os vetores de deslocamentos $\{u_t\}$ e $\{u_{t-\Delta t}\}$ são atualizados a cada iteração com os valores das duas últimas iterações.

Para a primeira iteração, é necessário que sejam informadas as condições iniciais $\{u_0\}$ e $\{\dot{u}_0\}$, que permitem calcular $\{\ddot{u}_0\}$. Estes valores são necessários para o cálculo de $\{u_{0-\Delta t}\}$, conforme as relações a seguir:

$$\{\ddot{u}_0\} = (\{F_t\} - [C]\{\dot{u}_0\} - [K]\{u_0\})[M]^{-1}, \quad (5.20)$$

$$\{u_{0-\Delta t}\} = \{u_0\} - \{\dot{u}_0\}\Delta t + \frac{\Delta t^2}{2}\{\ddot{u}_0\}. \quad (5.21)$$

Silva (2005), Toledo (1983) e Kaminski Jr. (2007) citam que uma das vantagens do uso de métodos explícitos se deve ao uso da formulação desacoplada, pelo modo de *integração a nível de elemento*. Para que este método possa ser utilizado é indicado que as matrizes de massa $[M]$ e amortecimento $[C]$ sejam utilizadas em sua forma diagonal. Pois assim, formam-se equações analíticas para cada grau de liberdade, deixando de existir um sistema, e o método pode ser resolvido elemento a elemento.

Fazendo-se a combinação linear, sendo $[M]$ diagonal, $[C]$ obrigatoriamente será diagonal:

$$[C] = \alpha_m[M]. \quad (5.22)$$

Substituindo a equação (5.22) na equação (5.19), chega-se a nova equação de movimento, a qual permite determina-se o vetor $\{u_{t+\Delta t}\}$:

$$\begin{aligned} & \left[\left(\frac{1}{\Delta t^2} + \frac{\alpha_m}{2\Delta t} \right) [M] \right] \{u_{t+\Delta t}\} \\ & = \{F_t\} - \left[[K] - \frac{2}{\Delta t^2} [M] \right] \{u_t\} - \left[\frac{1}{\Delta t^2} - \frac{\alpha_m}{2\Delta t} \right] [M] \{u_{t-\Delta t}\}. \end{aligned} \quad (5.23)$$

Ressalta-se que a parcela $[K]\{u_t\}$ da equação acima pode ser calculada pelo somatório:

$$[K]\{u_t\} = \sum_{j=1}^n [k^j]\{u_t^j\}, \quad (5.24)$$

sendo $[k^j]$ e $\{u_t^j\}$, respectivamente, a matriz de rigidez e o vetor de deslocamentos do elemento j no instante t . Deste modo, não é necessário que se monte a matriz de rigidez global da estrutura. Os outros termos são todos constantes. Dito isso a equação de movimento pode ser reescrita em sua forma final:

$$\begin{aligned} & \left[\left(\frac{1}{\Delta t^2} + \frac{\alpha_m}{2\Delta t} \right) [M] \right] \{u_{t+\Delta t}\} \\ & = \{F_t\} - \sum_{j=1}^n [k^j] \{u_t^j\} + \left[\frac{2}{\Delta t^2} + \left(\frac{\alpha_m}{2\Delta t} - \frac{1}{\Delta t^2} \right) \right] \{u_{t-\Delta t}\} [M]. \end{aligned} \quad (5.25)$$

Verifica-se na equação acima, que devido à diagonalização das matrizes não se dispõe mais de um sistema de equações, mas sim de várias equações algébricas, uma para cada grau de liberdade. Equações que o computador processa de forma mais eficiente que um sistema de equações.

Como foi citado, todos os métodos explícitos são condicionalmente estáveis. Em se tratando de convergência, o mesmo só ocorre intervalos (Δt) menores que um dado valor crítico (Δt_{crit}). Caso este valor de Δt_{crit} não seja respeitado a solução diverge exponencialmente. Existem algumas formas de estimar este parâmetro crítico. Uma das formas possíveis é:

$$\Delta t_{crit} \leq \frac{2}{\omega_{max}}, \quad (5.26)$$

sendo ω_{max} a maior frequência de vibração da estrutura, equivalente ao menor período de vibração da estrutura. A explicação desta relação é física. Para se abranger todas as respostas da estrutura, deve considerar o menor período de resposta da estrutura.

Sabendo disso, Groehs (2005) afirma que existe uma maneira alternativa de se obter o Δt crítico para estruturas de barras de treliça, sem que seja necessário calcular os autovalores da estrutura (frequências de vibração), basta que se considere a menor velocidade da onda elástica da estrutura, que ocorre em geral no elemento de menor comprimento, o qual possui o menor período. Assim:

$$\Delta t \leq \frac{L_{min}}{\sqrt{E/\rho}}, \quad (5.27)$$

sendo, L_{min} é o comprimento do menor elemento da estrutura (m); E , o módulo de elasticidade (N/m^2); ρ , a massa específica do material (kg/m^3). Segundo Kaminski Jr. (2007), esta equação é apenas uma aproximação. Para se verificar sua consistência deve-se variar mais uma vez o Δt e verificar a conformidade da resposta de ambos. Ou seja, obter duas respostas iguais para dois intervalos de integração diferentes.

5.2.2 Método Implícito –Newmark

Dentre os métodos implícitos, o *método de Newmark* se destaca. A literatura disponibiliza algumas variações deste método, sendo estas variações constantemente citadas como métodos da '*Família de Newmark*'. Neste item é apresentada a formulação mais geral do método.

Os métodos implícitos são caracterizados por utilizarem na solução do sistema de equações, dados do movimento de um instante futuro $t+\Delta t$. A equação de movimento (5.1) pode ser apresentada com pequenas alterações em relação aos instantes e referência:

$$[M]\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} + [K]\{u_{t+\Delta t}\} = \{F_{t+\Delta t}\}. \quad (5.28)$$

Através da série de Taylor, podem ser definidas as relações de deslocamento e velocidade em função da aceleração num intervalo previamente definido:

$$\begin{aligned} \{u_{t+\Delta t}\} &= \{u_t\} + \{\dot{u}_t\}\Delta t + \{\ddot{u}_t\}\frac{\Delta t^2}{2} + \{\ddot{\ddot{u}}_t\}\frac{\Delta t^3}{6} + \dots, \\ \{\dot{u}_{t+\Delta t}\} &= \{\dot{u}_t\} + \{\ddot{u}_t\}\Delta t + \{\ddot{\ddot{u}}_t\}\frac{\Delta t^2}{2} + \dots, \end{aligned} \quad (5.29)$$

Substituindo nas relações anteriores a variação linear do termo de terceira ordem,

$$\{\ddot{\ddot{u}}_t\} = \frac{\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} - \{\ddot{u}_t\}}{\Delta t},$$

e ao considerar os valores $\beta = 1/6$ e $\gamma = 1/2$, as mesmas podem ser ajustadas pelas relações:

$$\begin{aligned} \{u_{t+\Delta t}\} &= \{u_t\} + \{\dot{u}_t\}\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\{\ddot{u}_t\} + \beta\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}\right]\Delta t^2, \\ \{\dot{u}_{t+\Delta t}\} &= \{\dot{u}_t\} + [(1 - \gamma)\{\ddot{u}_t\} + \gamma\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}]\Delta t. \end{aligned} \quad (5.30)$$

Substituindo estas relações na equação (5.28), se obtém a equação de Newmark:

$$\begin{aligned}
& \left[\frac{1}{\beta \Delta t^2} [M] + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} [C] + [K] \right] \{u_{t+\Delta t}\} \\
& = \{F_{t+\Delta t}\} \\
& + \left[\left(\frac{1}{\beta \Delta t^2} \{u_t\} + \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{u}_t\} + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \{\ddot{u}_t\} \right) [M] \right. \\
& \left. + \left(\frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\gamma}{\beta} - 2 \right) \{\ddot{u}_t\} + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \{\dot{u}_t\} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \{u_t\} \right) [C] \right].
\end{aligned} \tag{5.31}$$

Bathe (1996) indica os valores $\beta=1/4$ e $\gamma=1/2$ para que o método seja incondicionalmente estável. Mas caso se queira manter a variação linear da aceleração no intervalo, os valores devem ser $\beta = 1/6$ e $\gamma = 1/2$, conforme descrito na definição do método. Por fim, com os valores $\beta = 0$ e $\gamma = 1/2$ o método de Newmark se torna explícito, é o mesmo que truncar a série de Taylor no termo de 2ª ordem. Estes fatores e outros são sintetizados na Tabela 5-1.

Tabela 5-1 - Parâmetros da família de Newmark

Método	Tipo	β	γ	Estabilidade	Ordem de precisão
Aceleração média	implícito	1/4	1/2	incondicional	2
Aceleração Linear	implícito	1/2	1/2	condicional	2
Fox-Goodwin	implícito	1/12	1/2	condicional	2
Diferenças centrais	explícito	0	1/2	condicional	2

Fonte: *Vieira (2004)*

Resumidamente, o que se faz para chegar à solução do sistema, é assumir uma forma para variação da aceleração no intervalo de integração estabelecido, Δt , para então se chegar aos deslocamentos.

O fato de ser incondicionalmente estável refere-se ao fato da resposta do sistema não ter dependência da dimensão do intervalo Δt . Quando o método for condicionalmente estável, a escolha do passo de tempo deve respeitar certo intervalo. Como visto acima, esta característica é definida a partir dos parâmetros escolhidos β e γ e das características do sistema dinâmico.

Pode não ter ficado tão clara a forma como os parâmetros β e γ foram obtidos nas relações (5.30). Uma forma mais clara é apresentada para o caso da aceleração constante no intervalo de integração:

$$\{\ddot{u}_t(t)\} = \frac{1}{2}(\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} + \{\ddot{u}_t\}). \quad (5.32)$$

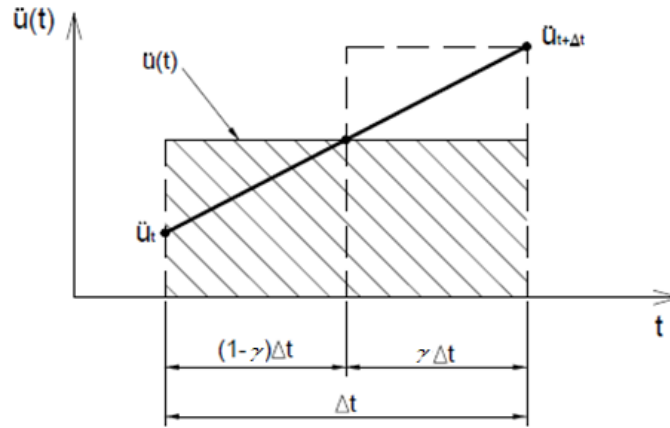


Figura 5-3 - Aceleração média do método de Newmark

Sendo t o instante do intervalo analisado, integra-se duas vezes a equação (5.32) chegando-se às equações de velocidade e deslocamento:

$$\{\dot{u}_t(t)\} = \{\dot{u}_t\} + \frac{1}{2}(\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} + \{\ddot{u}_t\}) \cdot t, \quad (5.33)$$

$$\{u_t(t)\} = \{u_t\} + \{\dot{u}_t\} \cdot t + \frac{1}{4}(\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} + \{\ddot{u}_t\}) \cdot t^2.$$

Calculando as variáveis para o final do intervalo de tempo, ou seja, para $t = \Delta t$ e ajustando-se a equação para termos entre parêntesis, obtêm-se as relações:

$$\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{u}_t\} + \left(1 - \frac{1}{2}\right)\Delta t\{\ddot{u}_t\} + \left(\frac{1}{2}\right)\Delta t\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} \quad (5.34)$$

$$\{u_{t+\Delta t}\} = \{u_t\} + \Delta t\{\dot{u}_t\} + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{4}\right)\Delta t^2\{\ddot{u}_t\} + \left(\frac{1}{4}\right)\Delta t^2\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}$$

Comparando os multiplicadores numéricos, termos ajustados entre parêntesis, com os da equação de Newmark, são obtidos os valores de β e γ para o modo incondicionalmente estável. O mesmo pode ser feito para uma ordem mais alta. O caso da aceleração variando linearmente no intervalo é apresentada por Rodrigues (1997).

Como foi dito, neste método o sistema de equações deve ser montado. Como o processo de inversão de matrizes é bastante oneroso computacionalmente, a necessidade de solução incremental no tempo faz com que se tenha que inverter matrizes a todo instante Δt . Esta é a principal limitação na utilização deste método. O problema aumenta nos casos de análises não lineares, nas quais se executa um método *iterativo/incremental*, que possui inclusive diversos passos de carga a cada incremento de tempo (Δt), conforme será visto no item 5.3.2. Na solução de problemas com muitos graus de liberdade, indica-se o uso do *método de Newton-Raphson modificado*, o qual utiliza a mesma matriz de rigidez durante o processo iterativo.

Existe uma maneira de se fazer a análise pelo *Método de Newmark* em nível de elemento, da mesma forma que apresenta do item 5.2.1 para o método das diferenças finitas. Alguns detalhes sobre o método explícito de Newmark podem ser vistos em Vieira (2004).

5.3 ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR

A análise dinâmica é calculada segundo a variação temporal, onde as cargas se alteram a todo instante. Como o equilíbrio deve ser mantido a todo instante, o comportamento da estrutura também se altera. Sabendo disso, na busca do equilíbrio instantâneo não linear, diferentes meios podem ser utilizados, dependendo do método de integração escolhido. Esta é uma afirmação importante, pois nos dois métodos de integração numérica apresentados, os meios de se alcançar o equilíbrio são diferentes. Eles serão analisados separadamente nos itens seguintes, sendo desenvolvidas as equações quando pertinente.

5.3.1 Método Explícito - Diferenças Finitas Centrais

Na integração numérica por meio explícito não se dispõem de um sistema de equações, sendo o problema resolvido de maneira desacoplada algebricamente. Para que os efeitos de todo o sistema possam ser devidamente considerados, se faz necessário o uso de incrementos de tempo bastante reduzidos.

O Δt reduzido restringe à pequenas alterações o comportamento da estrutura entre um passo e outro. Desta forma, a resposta é obtida pela sobreposição linear das pequenas alterações ocorridas em cada elemento. Escrevendo de forma mais clara, o elemento 1 sofre uma alteração devido ao carregamento que está exposto, dentro deste mesmo instante de integração, a deformação ocorrida no elemento 1 já é computada no elemento 2, e assim por

diante. Por conta dessa transferência de esforços automática dentro de cada Δt , afirma-se que o processo se autocorrig e as não linearidades são consideradas automaticamente, pois o processo simula o comportamento natural do sistema estrutural. Desta forma, não se faz necessário encontrar um ponto de equilíbrio do sistema, pelo contrário, pode-se dizer que neste método, o sistema “sempre” se encontra em equilíbrio.

5.3.2 Método Implícito - Newmark

No método implícito, diferentemente do método explícito onde o problema foi resolvido de maneira algébrica, a cada instante do processo incremental o equilíbrio do sistema de equações deve ser alcançado por meio iterativo. Isso cria a necessidade de montar as matrizes globais do sistema: rigidez, massa e amortecimento.

Thai e Kim (2011) afirmam que na análise dinâmica não linear pelo método de Newmark, a cada iteração i um novo incremento de carga ocorre, resultando em incrementos de deslocamento $\{\Delta u_t^i\}$, velocidade $\{\Delta \dot{u}_t^i\}$ e aceleração $\{\Delta \ddot{u}_t^i\}$, para um dado instante t .

$$[M]\{\Delta \ddot{u}_{t+1}^i\} + [C]\{\Delta \dot{u}_{t+1}^i\} + [K]\{\Delta u_{t+1}^i\} = \{\Delta F_{t+1}^i\} \quad (5.35)$$

Para se alcançar o equilíbrio do sistema de equações utiliza-se um método de análise *iterativo-incremental*, responsável por atualizar as propriedades da estrutura. Assim como na análise estática não linear, o método escolhido foi o *método de Newton-Raphson*, já descrito anteriormente. De forma geral, a equação de Newmark não linear é dada por:

$$[M]\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} + \{F_{t+\Delta t}^{int}\} = \{F_{t+\Delta t}^{ext}\} - \{R_{t+\Delta t}\}. \quad (5.36)$$

O desenvolvimento das equações subsequentes foi baseado no trabalho de Rodrigues (1997). Isolando-se o vetor de forças desbalanceadas $\{R_{t+\Delta t}\}$, chamado *resíduo*, chega-se à:

$$\{R_{t+\Delta t}\} = \{F_{t+\Delta t}^{ext}\} - [M]\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} - [C]\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} - \{F_{t+\Delta t}^{int}\}. \quad (5.37)$$

Não havendo equilíbrio segundo o critério de tolerância, descrito no item no 4.3.1, o equilíbrio é buscado através do processo de *Newton-Raphson*.

Da mesma forma como desenvolvido para análise não linear estática, o resíduo é escrito através da série de Taylor e é minimizado conforme as relações a seguir:

$$\{R_{t+\Delta t}\}_{i+1} = \{R_{t+\Delta t}\}_i + \frac{\partial\{R_{t+\Delta t}\}_i}{\partial\{u_{t+\Delta t}\}}\{\Delta u_{t+\Delta t}\}_i \cong 0, \quad (5.38)$$

$$\{R_{t+\Delta t}\}_i = -\frac{\partial\{R_{t+\Delta t}\}_i}{\partial\{u_{t+\Delta t}\}}\{\Delta u_{t+\Delta t}\}_i. \quad (5.39)$$

Substituindo a equação (5.37) na equação (5.39) chega-se à:

$$\{R_{t+\Delta t}\}_i = \left(\frac{\partial\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}_i}{\partial\{u_{t+\Delta t}\}} [M] + \frac{\partial\{\dot{u}_{t+\Delta t}\}_i}{\partial\{u_{t+\Delta t}\}} [C] + \frac{\partial\{F_{t+\Delta t}^{int}\}_i}{\partial\{u_{t+\Delta t}\}} - \frac{\partial\{F_{t+\Delta t}^{ext}\}}{\partial\{u_{t+\Delta t}\}} \right) \{\Delta u_{t+\Delta t}\}_i. \quad (5.40)$$

Os esforços externos têm dependência do tempo e não dos deslocamentos, portanto:

$$\frac{\partial\{F_{t+\Delta t}^{ext}\}}{\partial\{u_{t+\Delta t}\}} = 0 \quad (5.41)$$

Lembrando-se das relações de Newmark estabelecidas no item 5.2.2:

$$\{u_{t+\Delta t}\} = \{u_t\} + \{\dot{u}_t\}\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \{\ddot{u}_t\} + \beta\{\ddot{u}_{t+1}\} \right] \Delta t^2, \quad (5.42)$$

$$\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{u}_t\} + [(1 - \gamma)\{\ddot{u}_t\} + \gamma\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}]\Delta t,$$

e derivando-as em função da aceleração ($\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}$), assume-se:

$$\frac{\partial\{u_{t+\Delta t}\}}{\partial\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}} \cong \beta\Delta t^2, \quad (5.43)$$

$$\frac{\partial\{\dot{u}_{t+\Delta t}\}}{\partial\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}} \cong \gamma\Delta t.$$

O segundo termo do lado direito da equação (5.40) pode ser escrito por meio de derivadas parciais:

$$\frac{\partial\{\dot{u}_{t+\Delta t}\}}{\partial\{u_{t+\Delta t}\}} = \frac{\partial\{\dot{u}_{t+\Delta t}\}}{\partial\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}} \frac{\partial\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}}{\partial\{u_{t+\Delta t}\}} = \gamma\Delta t \left(\frac{1}{\beta\Delta t^2} \right) = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}. \quad (5.44)$$

Agora basta substituir os valores das derivadas (5.43) e (5.44) na equação (5.40):

$$\{R_{t+\Delta t}\}_i + \left(-\frac{1}{\beta\Delta t^2} [M] - \frac{\gamma}{\beta\Delta t} [C] - \frac{\partial\{F_{t+\Delta t}^{int}\}_i}{\partial\{u_{t+\Delta t}\}} \right) \{\Delta u_{t+\Delta t}\}_i = 0 \quad (5.45)$$

Definindo $[kT] = \left[\frac{\partial F^{int}(U_i)}{\partial u} \right]$, reescreve-se:

$$\{R_{t+\Delta t}\}_i + \left(-\frac{1}{\beta\Delta t^2} [M] - \frac{\gamma}{\beta\Delta t} [C]_i - [K_T]_i \right) \{\Delta u_{t+\Delta t}\}_i = 0. \quad (5.46)$$

Em cada iteração e calcula-se as correções para deslocamento, velocidade e aceleração:

$$\begin{aligned} \{u_{t+\Delta t}\}_{i+1} &= \{u_{t+\Delta t}\}_i + \{\Delta u_{t+\Delta t}\}_i \\ \{\dot{u}_{t+\Delta t}\}_{i+1} &= \{\dot{u}_{t+\Delta t}\}_i + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \{\Delta u_{t+\Delta t}\}_i \\ \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}_{i+1} &= \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}_i + \frac{1}{\beta\Delta t^2} \{\Delta u_{t+\Delta t}\}_i \end{aligned} \quad (5.47)$$

De posse dos deslocamentos atualizados, calcula-se $[K_T]$ da mesma forma que na análise estática não linear. Agora, basta que se calcule o novo resíduo através da equação

$$\{R_{t+\Delta t}\}_{i+1} = \{F_{t+\Delta t}^{ext}\} - [M]\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}_{i+1} - [C]\{\dot{u}_{t+\Delta t}\}_{i+1} - [K_T]_i\{u_{t+\Delta t}\}_{i+1}, \quad (5.48)$$

e que se verifique o critério de convergência estabelecido,

$$\frac{|\{R_{t+\Delta t}\}_{i+1}|}{|\{F_{t+\Delta t}^{ext}\}|} \leq 0,1\%, \quad (5.49)$$

sendo ele o mesmo utilizado na análise não linear estática.

Nos testes realizados, utilizou-se o mesmo número de passos de carga e o mesmo limite de iterações utilizados na análise não linear estática.

6 ENGENHARIA DO VENTO

A força do vento é uma das principais solicitações em estruturas civis, principalmente em se tratando de estruturas leves e esbeltas. Ventos são massas de ar em movimento, originados pela diferença de temperatura e pressão entre pontos distintos da superfície terrestre (BLESSMANN, 1995). O comportamento do escoamento do vento é fortemente influenciado pelas diferentes características do solo e pela presença de outros obstáculos.

A variação das massas de ar junto ao solo, onde se encontram a maior parte das obras civis, são muito importantes para a engenharia do vento. Blessmann (1995) afirma que em ventos fortes, as flutuações da velocidade são quase que exclusivamente geradas pela interação do ar com a superfície do terreno. O escoamento do ar, influenciado pela rugosidade do terreno, gera uma infinidade de turbilhões de dimensões variadas no espaço. As dimensões dos turbilhões variam muito, do milímetro à dimensão da *camada limite*. Durante o escoamento, os turbilhões maiores são decompostos em turbilhões menores, que têm por sua vez, energia dissipada em forma de calor devido à viscosidade do ar.

Os turbilhões maiores, apesar de abrangerem uma maior área, tendem a ter velocidades menores. As rajadas de vento de diferentes intensidade e duração, responsáveis pelos efeitos dinâmicos em estruturas, são geradas em função das características dos turbilhões. Tanto o módulo quanto a direção das rajadas se alteram com o tempo.

Os ventos EPS já foram introduzidos ao leitor no item 2.2.1. Trata-se do evento mais bem estudado ao longo dos anos, e por consequência, continuamente são apresentados novos métodos e correções para a consideração fenômeno de forma mais eficiente, confiável e segura. A maioria das normas técnicas ao redor do mundo, em se tratando de ações do vento em estruturas, baseia-se nesse tipo de evento EPS. Neste trabalho, optou-se pela utilização da norma específica IEC 60826 (IEC, 2003), que trata das ações de vento EPS em LTs, e que vem sendo utilizada pelos projetistas em estruturas locais.

De forma geral, a componente de velocidade considerada nos projetos de estruturas é a componente horizontal. Isto se deve ao fato de que as demais componentes do vento (vertical e transversal), em se tratando de ventos EPS, não apresentam grande relevância. A maioria das normas técnicas considera somente esta componente (horizontal).

6.1 CAMPO DE VELOCIDADES

O campo de velocidades do vento é definido por vetores caóticos no espaço. Quando definidos num sistema de referência cartesiano, podem ser escritos por três componentes ortogonais (1, 2 e 3). Sendo a direção 3, uma direção fixa e paralela a z, a direção 1 a que controla a direção do vento e a direção 2 a componente ortogonal às demais. Este sistema próprio de velocidades é posteriormente levado ao sistema global (x, y, z).

Na simulação de ações dinâmicas do vento em estruturas, historicamente, bem como na maioria das normas técnicas, a velocidade flutuante e quase estática (considerada constante no tempo) são tratadas separadamente. Esta definição é ilustrada na Figura 6-1.

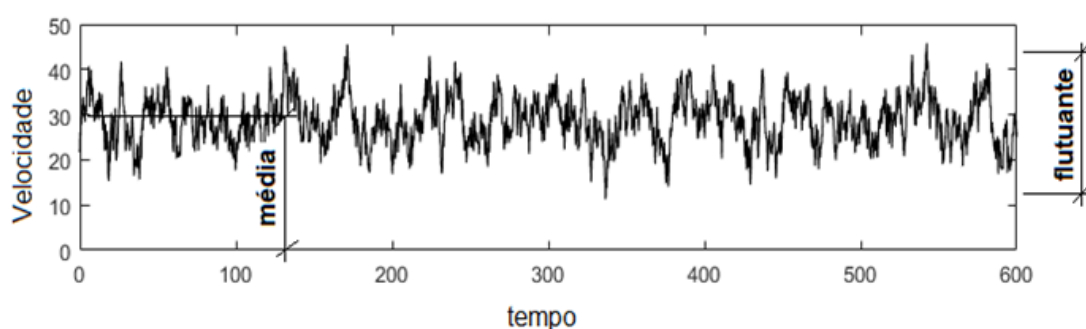


Figura 6-1 - Representação da variação da velocidade longitudinal do vento

A parcela média é responsável pela ação estática do vento (constante), enquanto que a componente flutuante é responsável pelas ações dinâmicas (variável). A direção longitudinal (1) é a única direção a apresentar velocidades médias importantes, e, portanto, a única composta pela soma de dois vetores (média e flutuante). As três componentes de velocidade (1,2,3) são definidas por:

$$\begin{aligned} V_1(t) &= \bar{V} + v_1(t), \\ V_2(t) &= v_2(t), \\ V_3(t) &= v_3(t). \end{aligned} \tag{6.1}$$

Onde,

\bar{V} é a componente horizontal média da velocidade longitudinal do vento (direção 1);

$v_i(t)$ a componente *flutuante* da velocidade do vento em cada direção;

$V_i(t)$ a *velocidade total* do vento na direção analisada em cada direção.

Normalmente, a velocidade média é descrita matematicamente pelos perfis de velocidade *logarítmico* ou *potencial*. A geração do sinal da componente flutuante do vento pode ser feita, entre tantos outros, pelos métodos de Deodatis (1996) e pelo método de Riera e Ambrosini (1992). Estes métodos serão abordados em detalhes no decorrer do trabalho.

Ressalta-se que neste trabalho optou-se por considerar somente a componente longitudinal do vento ($V_1(t)$), desprezando-se os efeitos das demais (V_2 e V_3) por terem menor importância na resposta.

6.2 VELOCIDADE MÉDIA

Neste item, serão abordados de forma resumida os aspectos físicos importantes a serem considerados na determinação da velocidade média em um ponto no espaço. O objetivo não é abordar as determinações normativas de forma detalhada, tendo em vista a vasta bibliografia a respeito do tema.

Matematicamente, a velocidade média é a parcela de vento responsável pelas ações estáticas na estrutura, mas vale ressaltar que na realidade os seus efeitos não são perfeitamente estáticos. Ocorre que, as pequenas flutuações da velocidade média, ocorrem em uma faixa de frequências bastante reduzidas, permitindo que sejam assim tratadas.

6.2.1 Rugosidade

A velocidade do vento tem grande dependência do meio, ou seja, do tamanho dos obstáculos que são impostos à passagem do ar. Como qualquer fenômeno físico, abordagens matemáticas são baseadas em medições reais, realizadas em regiões propícias para tal. Em se tratando da velocidade do vento, os equipamentos devem ser instalados em campos de grandes dimensões sem obstáculos, como aeroportos. Como forma a dispor de dados padronizados, a altura padrão de medição de velocidade do vento é 10 metros. Essa altura é inclusive a altura de referência na maioria das normas técnicas, inclusive nas normas NBR 6123 (ABNT, 1988) e IEC 60826 (IEC, 2003).

A importância da consideração da altura nos métodos de cálculo de engenharia provém da definição de *camada limite*, que é definida pela região do espaço onde a velocidade do fluido apresenta variações devido aos efeitos da topografia terrestre. A dimensão vertical que separa as duas regiões é chamada *altura de gradiente*. A velocidade média tem um perfil de velocidade que varia de zero na superfície terrestre até a *velocidade de gradiente* na *altura de gradiente* (BLESSMANN, 1995). Baseado nisso, o autor observa que, tanto quanto maiores forem os obstáculos do local, maior será a altura de gradiente.

Na engenharia do vento é muito comum que se utilize duas leis matemáticas para se traçar o perfil de velocidade média do vento dentro da camada limite, são elas: *lei logarítmica* e a *lei potencial*. O segundo perfil, apesar de menos preciso é muito utilizado por ser de fácil manipulação matemática.

6.2.2 Perfil logarítmico

O perfil da velocidade média pela lei logarítmica é dado,

$$\bar{V}(z) = \frac{u_o^*}{k} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (6.2)$$

sendo o valor da constante de Kármán, $k \cong 0,4$.

O *comprimento de rugosidade* (z_0) é um fator determinante na definição da velocidade média, pois abrange justamente a altura e a distribuição dos obstáculos presentes em dado local. Os valores de z_0 podem ser obtidos com certa precisão buscando-se experimentalmente o valor da *velocidade de fricção* (u_o^*). O valor de u_o^* pode ser obtido substituindo-se na equação (6.2), uma V_{ref} em uma dada z_{ref} , normalmente admitida como sendo $10m$.

Para o dimensionamento de estruturas sob forças de vento, valores menores de rugosidade z_0 ficam a favor da segurança (BLESSMANN, 1995). De maneira econômica, em locais muito rugosos (com maior número de obstáculos) pode-se fazer uma redução na altura z , já que a camada limite estaria se formando a partir de $z_d > 0$. Indica-se, a favor da segurança, que esta correção seja feita somente em se tratando de centros de grandes cidades (SIMIU; LOZIER, 1975 *apud* BLESSMANN, 1995). Mais detalhes sobre a correção z_d podem ser encontrados na referência citada.

6.2.3 Perfil potencial

A *lei potencial*, assim como a *lei logarítmica*, baseia-se na definição de *camada limite*. A velocidade média potencial, dada por:

$$\bar{V}(z) = \bar{V}(z_{ref}) \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^p, \quad (6.3)$$

é função de z_{ref} , do parâmetro p , que considera a influência da rugosidade da região, e de $\bar{V}(z_{ref})$ que é a velocidade de referência na altura 10 metros.

Os valores do parâmetro p são bastante controversos. Valores de referência segundo vários autores podem ser encontrados em Blessmann (1995). Esta lei é utilizada, entre muitas outras, pelas normas NBR 6123 (ABNT, 1988) e IEC 60826 (IEC, 2003).

Para a caracterização da velocidade média de referência, ($\bar{V}(z_{ref})$), em um dado local, deve-se definir o tempo de duração da rajada, visto que este intervalo afeta o módulo da velocidade. A NBR 6123 considera na definição da velocidade de referência, uma duração da rajada de 3 segundos, enquanto que outras normas consideram intervalos maiores. O Eurocode-1 (CEN, 2010) e a IEC 60826, por exemplo, consideram este intervalo igual a 10 minutos. Por consequência disso, os módulos das velocidades de referência da NBR 6123 são maiores que os valores das demais. Esta diferença decorre do fato de que, estatisticamente, a média das velocidades para um período de 3 segundos tende a ser maior que a média da velocidade de um período de 10 minutos. Correlações matemáticas e estatísticas possibilitam que a velocidade média seja extrapolada para outras bases de tempo num período de retorno definido, 50 anos é o período padrão definido pela grande maioria das normas.

Alguns dos fatores que influenciam a definição da velocidade média em uma dada região foram citados, entretanto, existem outros fatores importantes a serem considerados na definição da velocidade de projeto, mas que não serão abordados devido à vasta bibliografia disponível sobre o assunto.

6.3 VELOCIDADE FLUTUANTE

As flutuações do vento são de difícil previsão por dependerem de um grande número de variáveis. Com necessidade de reproduzir a resposta de estruturas quando solicitadas pelo vento, mas com a impossibilidade de se considerar todas as variáveis envolvidas o meio possível encontrado foi o tratamento estatístico. A admissão de certas características estatísticas permite que a análise seja realizada de forma simplificada e rápida, atingindo bons resultados para certas configurações de terreno.

Em termos físicos, a propagação da ação do vento em LTs se dá da seguinte forma: as flutuações da velocidade do vento geram grandes deslocamentos nos cabos, que por sua vez, transmitem grandes esforços aos isoladores e às torres. Os grandes deslocamentos apresentados pelos cabos são os principais responsáveis pelo comportamento altamente não linear do sistema de LT.

Para o levantamento das ações do vento, a prática de projeto se baseia normalmente em ‘*métodos de forças estáticas equivalentes*’, que tratam-se de processos analíticos para se estimar os esforços na estrutura sob a ação de cargas dinâmicas, mas com a consideração de cargas estáticas equivalentes às cargas dinâmicas reais. Em termos de ações do vento, este método foi desenvolvido para determinados tipos de estrutura e ainda hoje é largamente utilizado por normas técnicas por dois motivos principais: por ser um processo de fácil execução frente ao processo de análise dinâmica e também por se tratar de um método, a partir do qual, se obtêm a resposta estrutural sem necessitar obrigatoriamente de conhecimentos teóricos profundos.

A segunda linha de análise se baseia na análise dinâmica propriamente dita. Neste método se busca simular o campo de velocidades do vento com suas variações (flutuações) atingindo a edificação, o objetivo é obter a variação de velocidade do vento e a conseqüentemente variação dos esforços nos elementos da estrutura. Primeiramente, foi Davenport (1961) quem propôs que os sinais de velocidade do vento fossem tratados por métodos de análise de sinais analógicos e digitais, até então utilizados na área de telecomunicações. Inicialmente, o autor propôs um *espectro de densidade de potência (PSD)* da velocidade horizontal do vento que representasse o campo de velocidades flutuantes do vento no domínio da frequência, o famoso espectro de Davenport. Posteriormente, outros autores desenvolveram diferentes espectros de

velocidades com o objetivo de atender de maneira mais precisa o escoamento do vento em diferentes locais do globo.

A metodologia numérica abordada neste trabalho descreve a história de velocidades do vento no domínio do tempo, de modo a permitir simular o comportamento estrutural total. Para se obter o campo de velocidades no domínio do tempo, Shinozuka e Jan (1972) e outros autores mais tarde, propuseram maneiras de se decompor espectros de potência (*PSD*) com o uso da *Transformada de Fourier*. A vantagem deste método é que se pode simular o comportamento de estruturas altamente não lineares, considerando os deslocamentos estruturais, que são relevantes em se tratando de cabos suspensos, e obter a história dos esforços estruturais no tempo. A desvantagem deste método é o tempo de processamento e a complexidade de análise, contudo, o processo de discretização e análise estrutural do conjunto (cabos, isoladores e treliças), através de métodos estatísticos, tende a apresentar esforços solicitantes menores. Maiores detalhes serão abordados ao longo do capítulo.

Para que se entenda o processo de geração e tratamento de sinais estocásticos, deve-se inicialmente conhecer alguns fundamentos estatísticos utilizados no método. Então, a primeira parte deste capítulo será dedicada à descrição dos termos estatísticos relacionados aos processos aleatórios gaussianos, que são mais tarde utilizados na análise dos campos de velocidade gerados. Diferentes métodos estatísticos podem ser aplicados na geração do campo de velocidades: *métodos autoregressivos, métodos de superposição de ondas e interpolações de splines* (ZHANG *et al.*, 2013).

Os dois métodos abordados neste trabalho baseiam-se em métodos superposição de ondas de funções harmônicas, baseados em Shinozuka e Jan (1972). Uma pequena verificação dos dois métodos é realizada no Apêndice D.

6.3.1 Processos aleatórios

Pelo fato das flutuações do vento na camada limite, região de interesse da engenharia estrutural, apresentarem caráter caótico em função do grande número de variáveis envolvidas, o vento não deve ser reproduzido por métodos determinísticos, mas sim estatísticos. Blessmann (1995) afirma que em termos de modelagem matemática, a caracterização do vento é uma função *não determinística, estacionária e ergódica*. A primeira característica permite que os dados sejam tratados estatisticamente para fins de engenharia civil. A

estacionariedade por sua vez, impõem características permanentes ao sinal, isto é, faz com que o processo seja repetido continuamente em um dado intervalo, fato que o torna dependente apenas do intervalo (τ), e não do instante (t). Finalmente, a ergodicidade permite considerar o mesmo comportamento (mesma média e mesmo desvio padrão) em todas as amostras, desta forma a análise de um único sinal se torna representativo. Estas características são definições clássicas dos sinais de vento, no entanto, outras características também podem ser assumidas na geração de sinais representativos, por exemplo, na simulação de ventos locais ou monções.

As características apresentadas no parágrafo anterior permitem que as rajadas do vento sejam modeladas com o uso de variáveis aleatórias e processos estocásticos. O uso de processos estocásticos vem sendo utilizado em diversas frentes de estudos, tendo eles adquirido grande importância em processos que continham um grande número de variáveis de difícil mensuração, e o uso de variáveis aleatórias facilita a simulação destes fenômenos complexos.

Variáveis aleatórias e distribuição de probabilidade

As variáveis aleatórias se caracterizam por assumir diferentes valores dentro de um espaço amostral,

$$X = \{x_1, x_2, x_3, \dots, x_n\}.$$

Variáveis puramente aleatórias existem na natureza, e cada fenômeno tende a apresentar certas tendências ou distribuições. Em se tratando de modelagem matemática, números gerados aleatoriamente por computadores são chamados de números pseudoaleatórios, já que são gerados segundo uma tendência estatística de distribuição. Essas tendências são definidas pela *função de distribuição de probabilidade*. Existem diversos tipos de distribuições de probabilidade no tratamento de variáveis aleatórias: *normal*, *exponencial*, *uniforme*, entre outras (BENDAT; PIERSOL, 2011).

A distribuição mais vista em termos de simulação é a *distribuição normal*, isso em parte, pode ser explicado pelo *teorema do limite central*, o qual afirma que, ao se considerarem diversas simulações de um processo multivariado composto por variáveis aleatórias independentes, o resultado tende sempre a apresentar uma *distribuição normal*, independentemente do tipo de distribuição utilizada na geração das variáveis aleatórias (BENDAT; PIERSOL, 2011).

Ressalta-se que isso serve para um número relativamente grande de variáveis aleatórias. Um fato interessante é que muitos fenômenos de vibração aleatória natural apresentam uma distribuição de probabilidade aproximadamente *normal* (NEWLAND, 2005). Além disso, a *distribuição normal* é caracterizada por apenas dois parâmetros, média e desvio padrão, além de permitir que ambos sejam tratados separadamente, com uso da média 0 (zero) e desvio padrão 1 (um). Este desacoplamento torna o problema de fácil manipulação matemática.

A velocidade do vento é um processo multivariado, por utilizar um número considerável de variáveis aleatórias apresenta distribuição aproximadamente *normal*.

Função densidade de probabilidade (FDP)

A FDP é bastante utilizada quando se depara com uma grande quantidade de dados, pois representa a frequência relativa de ocorrência dos valores. Observando a Figura 6-2 pode-se entender melhor do que se trata a FDP.

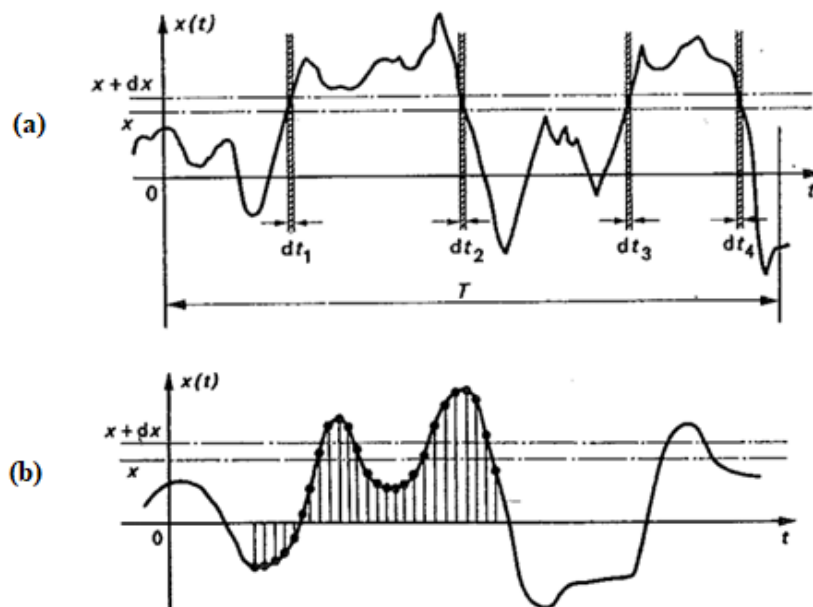


Figura 6-2 - FDP de funções (a) contínuas e (b) discretas (NEWLAND, 2005)

Para uma função contínua $x(t)$, é possível que se defina a probabilidade de que ela ocorra em todos os pontos, no entanto, a informação contida nesta distribuição se torna de difícil análise. Então, definem-se vários intervalos de probabilidade, neste caso intervalos de dimensão dx (ver Figura 6-2(a)). Por isso, a função densidade de probabilidade ($p(x)$) é definida como a

fração total de tempo em que a função $x(t)$ adquire valores em certo intervalo ($x_i \leq x(t) \leq x_i + dx$), representada, por:

$$p(x) = \frac{\sum dt_j}{T} \quad (j = 1, 2 \dots). \quad (6.4)$$

O mesmo raciocínio é válido no caso de uma variável discreta, mas neste caso, a função densidade de probabilidade pode ser feita ponto a ponto, conforme Figura 6-2 (b). Neste caso soma-se o número de pontos dentro de cada intervalo dx , na forma:

$$p_x(x) = \frac{\sum n_j}{N} \quad (j = 1, 2 \dots). \quad (6.5)$$

Média temporal

Considerando a velocidade como um processo aleatório estacionário, a média pode ser definida na forma:

$$E[x] = \frac{1}{2T} \int_{-T}^T x(t) dt = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) dt, \quad (6.6)$$

onde $x(t)$ é um processo aleatório e T é o intervalo total analisado. Para que se tenham dados representativos da realidade, T deve ser suficientemente longo. A equação (6.6) pode ser reescrita ainda segundo sua FDP, (p_x):

$$E[x] = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot p_x(x) dx = \mu_x. \quad (6.7)$$

Na análise do vento flutuante, utiliza-se a distribuição normal de média nula, $E[x] = 0$.

Valor quadrático médio (variância)

O valor da *variância* (σ^2) é definido pela equação (6.8), contudo, como definido no item anterior, o processo aleatório utilizado é caracterizado por ter média nula ($E[x] = \mu_x = 0$), desta forma a σ^2 é igual ao *valor do quadrado médio* ($E[x^2]$).

$$\sigma_i^2 = E[x^2] - (E[x])^2 = E[x^2] - \mu_x^2, \quad (6.8)$$

$$\sigma_i^2 = E[x^2] = \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt = \int_{-\infty}^{+\infty} x^2 \cdot p_x(x) dx. \quad (6.9)$$

Desvio Padrão

O *desvio padrão* (σ) é definido como a raiz quadrada da *variância* (σ^2):

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_i^2} \quad (6.10)$$

e representa a medida da dispersão das velocidades de rajada em torno da média. A raiz quadrada do *valor do quadrado médio* ($E[x^2]$), que neste caso é igual ao da variância (σ^2), é chamada *root mean square* (valor *rms*) das flutuações do vento. Ressalta-se que o desvio padrão pode ser diferente para as diferentes componentes do vento ($i = 1, 2, 3$).

Coefficiente de variação (COV)

O coeficiente de variação é definido como a razão entre o desvio padrão (σ) e a média (μ):

$$COV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (6.11)$$

Trata-se de uma maneira simples de quantificar a magnitude das variações em torno da média. Observa-se que quando maior o desvio padrão, maior a variação, e maior o *COV*.

Esse parâmetro é bastante utilizado em análises de confiabilidade, pois permite relacionar uma única variável aleatória aos dois parâmetros.

Função de distribuição acumulada (FDA)

A FDA, $P(x)$, é outra forma de se escrever a distribuição de probabilidade das variáveis aleatórias. Ela define a probabilidade da variável aleatória, X , assumir valores menores que x .

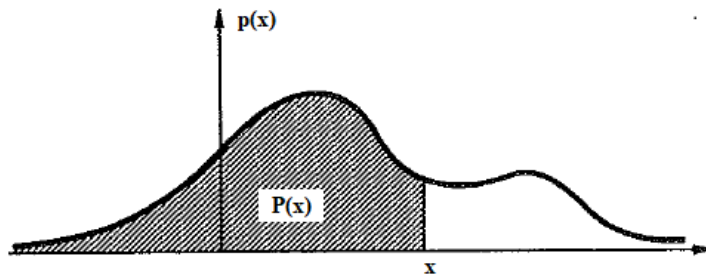


Figura 6-3 - Definição da FDA em função da FDP (NEWLAND, 2005)

Matematicamente, $P(x)$ é a área sob a curva $p(x)$:

$$P(x) = \int_{-\infty}^x p(x) dx \quad (6.12)$$

O valor máximo encontrado para área da curva é 1, quando $x = +\infty$, visto que $p(x)$ é definida como uma curva normalizada (equações (6.4) e (6.5)).

6.3.2 Aplicação dos termos estatísticos no tratamento do vento turbulento

Nesta segunda parte do capítulo, baseado em Blessmann (1995), os principais conceitos utilizados na geração estocástica do vento turbulento são descritos. O entendimento de outros autores é considerado de maneira a elucidar o tema.

6.3.2.1 Intensidade de Turbulência

A *intensidade de turbulência* (I_i) é o próprio COV da velocidade do vento, dado por:

$$I_i = \frac{\sigma_i(z)}{\bar{V}(z)} \quad (i = 1,2,3). \quad (6.13)$$

Para a componente longitudinal ($i = 1$) pode-se utilizar a equação de Harris:

$$\sigma_1(z) = 2,58 \cdot \bar{V}_{10} (c_{as})^{1/2}, \quad (6.14)$$

que considera o desvio padrão como sendo constante ao longo da altura. A mesma admissão é feita ao se utilizar o espectro de Davenport, como é descrito nos próximos itens deste capítulo. Sendo c_{as} coeficiente de arrasto superficial e \bar{V}_{10} a velocidade média a 10 metros de altura.

O autor traz também divergências pelo fato de não se considerar a variação de σ_i em função da altura. Vale ressaltar também que existem valores de $\sigma_i(z)$ para as outras duas direções perpendiculares à direção principal do vento. Mais detalhes podem ser vistos em (BLESSMANN, 1995).

6.3.2.2 Correlação no domínio do tempo

A *função de correlação* ($R_{ik}(\tau)$) é uma particularidade da *função de covariância* ($C_{ik}(\tau)$) de dois processos aleatórios P1 e P2. Ambas são medidas de dependência linear entre os dois processos ao longo do período de análise (T). A relação das duas equações é descrita a seguir:

$$C_{ik,P1P2}(\tau) = E[(v_{i,P1}(t_1) - \mu_{i,P1})(v_{k,P2}(t_2) - \mu_{k,P2})] \quad (6.15)$$

$$C_{ik,P1P2}(\tau) = R_{ik,P1P2}(\tau) - \mu_{P1,i}\mu_{P2,k} \quad (6.16)$$

As duas funções ($C_{ik,P1P2}$ e $R_{ik,P1P2}$) são exatamente idênticas para os casos em que o processo é tratado com média nula ($\mu_{i,P1} = \mu_{k,P2} = 0$), como ocorre no caso da simulação do vento flutuante:

$$C_{ik,P1P2}(\tau) = R_{ik,P1P2}(\tau) = E[v_{i,P1}(t_1)v_{k,P2}(t_2)]. \quad (6.17)$$

Do ponto de vista prático, em dois processos P1 e P2, a dependência é medida segundo as mesmas componentes, portanto, $i=k$. Além disso, como o processo é *estacionário* afirma-se a velocidade não depende do instante, mas sim do intervalo (τ), pois o processo se repete continuamente. Mantendo as formulações encontradas na literatura, os dois instantes (t_1 e t_2) tornam-se t e $t+\tau$, a equação (6.17) é reescrita na forma:

$$R_{ii,P1P2}(\tau) = E[v_{i,P1}(t)v_{i,P2}(t + \tau)], \quad (i = 1,2,3). \quad (6.18)$$

Estas definições e outras que são apresentadas na sequência podem ser encontradas com mais detalhes em Bendat e Piersol (2011) e Newland (2005).

As *funções de correlação temporal* e *espacial* bastam para se caracterizar a turbulência no espaço (BLESSMANN, 1995). Ambas são medidas de dependência entre os sinais. A primeira trata da repetição das rajadas num mesmo ponto, enquanto que a segunda trata da distribuição das rajadas em diferentes pontos no espaço.

Função Autocorrelação

A *função de autocorrelação* é a maneira pela qual se descreve a dependência entre os valores de um sinal em instantes distintos. Ou seja, a particularidade da *função de autocorrelação* é que um sinal é comparado a ele mesmo ao longo do tempo, diferentemente do que será visto na *função de correlação cruzada*. A função corresponde à integração do valor médio do produto das velocidades em dois instantes distintos t e $t+\tau$.

Como o sinal é comparado a ele mesmo, algumas simplificações na nomenclatura são admitidas neste trabalho. Para um processo P1 desenvolvido na direção i , as componentes serão simplificaradamente indicadas por $R_{i,P1}$ ao invés de $R_{ii,P1P1}$, ou seja:

$$R_{i,P1}(\tau) = \frac{1}{T} \int_0^T v_{i,P1}(t)v_{i,P1}(t + \tau) dt = E[v_{i,P1}(t)v_{i,P1}(t + \tau)], \quad (6.19)$$

$v_{i,P1}(t)$ o velocidade do processo P1 no instante t ;

$v_{i,P1}(t + \tau)$ o velocidade do processo P1 no instante $t+\tau$;

τ um intervalo de tempo qualquer.

A Figura 6-4 representa a média do produto das funções da Equação (6.19) em instantes distintos. O termo TC é determinado nos próximos itens.

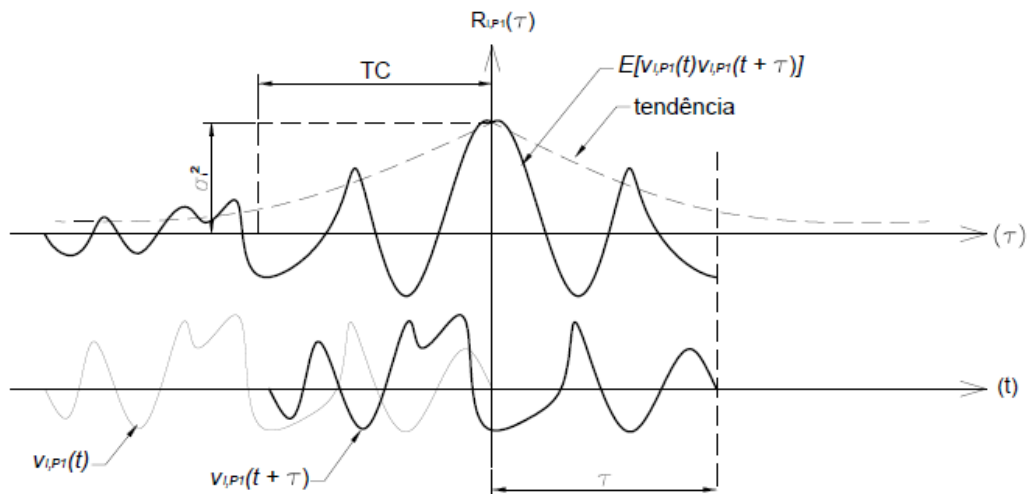


Figura 6-4 - Função de *autocorrelação* de um sinal

Conhecendo a função $R_{i,P1}(\tau)$ de um dado processo P1, é possível se obter o *coeficiente de autocorrelação* ($\rho_{i,P1}(\tau)$), normalizando-o pela variância ($\sigma_{i,P1}^2$),

$$\rho_{i,P1}(\tau) = \frac{R_{i,P1}(\tau)}{\sigma_{i,P1}^2}. \quad (6.20)$$

Ressalta-se, que no retardo nulo ($\tau=0$) ambas as funções atingem seus valores máximos, $R_{i,P1}(\tau = 0) = \sigma_{i,P1}^2$ e $\rho_{i,P1}(\tau = 0) = 1$.

A *função de autocorrelação* tem grande importância no tratamento de séries aleatórias. Isso se deve ao fato de se relacionar com o espectro de potência e também à medida de escala temporal do processo aleatório (a escala temporal será abordada nos próximos itens).

Função de correlação Cruzada ou Espacial

As variáveis aleatórias têm sua interdependência descrita em pares. Por exemplo, dados duas velocidades aleatórias $v_{i,P1}$ e $v_{i,P2}$ descritas pelos processos P1 e P2, a *função de correlação cruzada* entre ambos é dada pela equação:

$$R_{ii,P1P2}(r, r', \tau) = \frac{1}{T} \int_0^T v_{i,P1}(r, t) v_{i,P2}(r', t + \tau) dt, \quad (6.21)$$

$v_{i,P1}(r, t)$ a velocidade do processo P1 na direção i , locado no espaço pelo vetor r ;

$v_{i,P2}(r', t + \tau)$ a velocidade do processo P2 na direção i , locado no espaço pelo vetor r' ;

ou seja, assim como a Equação (6.19), esta é também caracterizada pela integração da média da multiplicação dos dois sinais.

Em relação à *correlação espacial* do vento turbulento, três considerações práticas podem ser assumidas no cálculo destes coeficientes (BLESSMANN, 1995):

- a) o retardo é sempre nulo ($\tau = 0$);
- b) o *coeficiente de correlação cruzada* é calculado somente para as componentes idênticas (ex: ii, jj ou kk). Idem ao descrito no item 6.3.2.2;

- c) consideração de turbulência homogênea em cada componente. São admitidos variâncias idênticas em todos os pontos, mas nas respectivas componentes ($i = 1,2,3$), ou seja, $\sigma_{i,1}^2 = \sigma_{i,2}^2 = \sigma_i^2$ e $\sigma_{k,1}^2 = \sigma_{k,2}^2 = \sigma_k^2$.

Considerando a afirmação (a) e (b) acima, a equação (6.21) pode ser reescrita na forma:

$$R_{ii,12}(r, r', \tau = 0) = \frac{1}{T} \int_0^T v_{1,i}(t)v_{2,i}(t) dt = E[v_{i,P1}(r, t)v_{i,P2}(r', t)] \quad (6.22)$$

O intervalo nulo faz com que o resultado da equação seja um escalar, diferentemente do que ocorre na autocorrelação. Na Figura 6-5 pode ser visualizado o significado matemático da correlação cruzada de dois sinais aleatórios com intervalo nulo ($\tau = 0$).

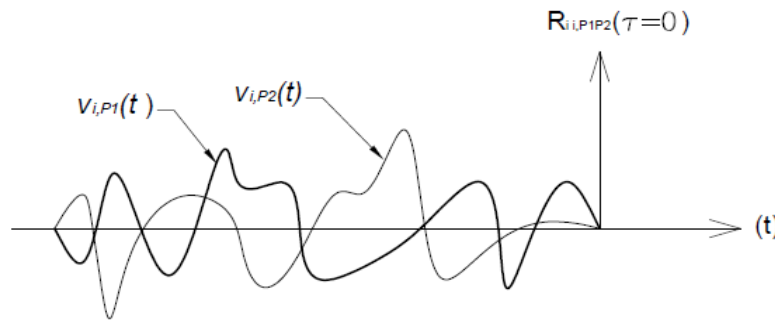


Figura 6-5 - Função de correlação cruzada de dois sinais 1 e 2

De forma similar ao que foi apresentado no item anterior, pode-se obter o *coeficiente de correlação cruzada* com as relações a seguir:

$$\rho_{ii,P1P2}(\tau = 0) = \frac{R_{ii,P1P2}(r, r', 0)}{\sqrt{R_{i,P1}(0)R_{i,P2}(0)}} = \frac{R_{ii,P1P2}(r, r', 0)}{\sqrt{\sigma_{P1,i}^2 \sigma_{P2,i}^2}} = \frac{R_{ii,12}(r, r', 0)}{\sigma_i^2}. \quad (6.23)$$

Em estruturas de grandes dimensões a geração de uma única série temporal de velocidades não é representativa, necessitando-se de várias séries temporais distribuídas no espaço (CARVALHO, 2015). A geração destas séries no espaço deve apresentar certa dependência entre elas, sendo maior em relação aos pontos pouco afastados e menor em relação aos mais afastados, ou seja, a função de correlação assume valores extremos quando os processos P1 e P2 (em dois pontos 1 e 2) encontram-se muito próximos, e diminuem progressivamente em função da distância entre os pontos. A velocidade flutuante se mantém constante em determinada área, ou no caso de modelagem computacional, em um conjunto de nós,

dependendo das dimensões dos turbilhões (ZAMPIRON, 2008). O mesmo autor afirma que considerando todos os nós independentes, ou seja, sem o coeficiente de correlação espacial, os esforços computados poderiam ser menores.

Escalas de Turbulência e a hipótese de Taylor

A hipótese de Taylor admite que a *correlação espacial* seja equivalente à função de *autocorrelação*, onde, ao invés de se considerar a variação das rajadas no tempo, considera-se a distância espacial entre os pontos (nós) da estrutura.

Experimentalmente, a variação da correlação entre dois pontos quaisquer pode ser obtida com uso de dois anemômetros. Fixando um dos anemômetros, enquanto movimenta-se o outro, nas três direções possíveis, pode-se observar a variação e a correlação da velocidade no espaço. As considerações acima podem ser mais bem entendidas visualizando a Figura 6-6.

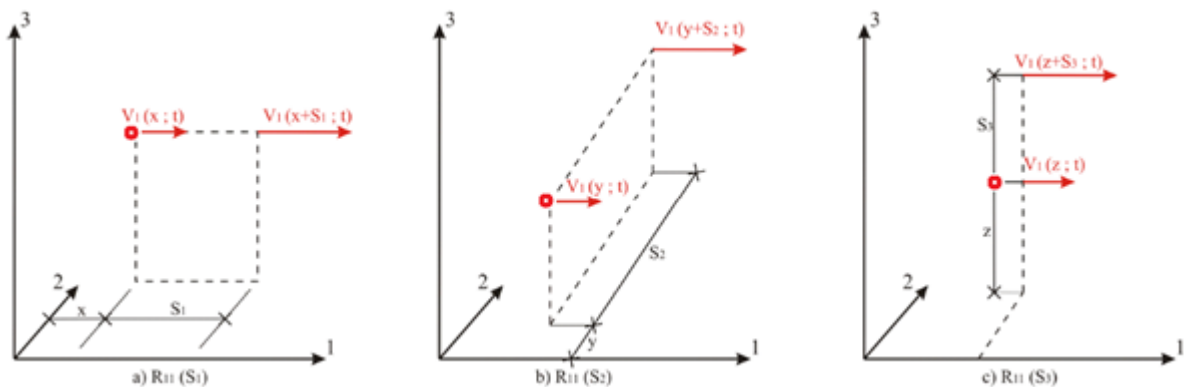


Figura 6-6 - Dimensões da turbulência do vento longitudinal nas três direções 1,2 e 3, como forma de caracterizar as dimensões dos turbilhões
Puglia (2009) adaptado de Blessmann (1995)

As *escalas de turbulência* são classificadas em escalas: *temporal* e *espacial*, as quais fornecem, através da integração das medidas de dependência dos sinais (*autocorrelação* e *correlação cruzada*), as dimensões dos maiores turbilhões do campo de velocidades. As equações dos dois são respectivamente:

$$T_C(z) = \int_0^{+\infty} \rho_{1,P1}(z, \tau) d\tau, \quad (6.24)$$

$$L_{ij}(x, y, z) = \int_0^{+\infty} \rho_{ii,P1P2}(s_j) ds_j. \quad (6.25)$$

A medida fornecida pela integração da primeira curva (autocorrelação) é também chamada de *tempo característico* (T_C). Já a medida fornecida pela integração da segunda curva (correlação cruzada) define as três ($j = 1, 2, 3$) *dimensões médias dos turbilhões* (L_{ij}). As dimensões S_j são as distâncias entre os pontos ilustradas na Figura 6-6.

Ressalta-se por definição que, tanto $\rho_{i,P1}$ quanto $\rho_{ii,P1P2}$ são normalizados pela variância, deste modo, os valores de T_C e L_{ij} são obtidos diretamente na integração das Equações (6.24) e (6.25).

Devido à dificuldade em se obter medidas espaciais dos turbilhões, Taylor (1935) propôs, nos casos em que a velocidade média é predominante ($COV < 0,5$), uma relação linear entre tempo e espaço, mas que serve somente para a escala longitudinal de turbulência ($i=1$), $S_1 = \bar{V}(z) \cdot \tau$. Em outras palavras, separações espaciais podem ser substituídas por espaçamentos temporais e vice-versa, de modo que, as duas escalas de turbulência (espacial e temporal) podem ser linearmente relacionadas, $L_{11}(z) = \bar{V}(z) \cdot T_C(z)$. Para se encontrar as demais escalas (L_{12} e L_{13}), utiliza-se relações a partir da longitudinal L_{11} (BLESSMANN, 1995).

6.3.2.3 Correlação no domínio da frequência

Como descrito inúmeras vezes nas bibliografias referenciadas acima, o *teorema de Wiener-Khinchin* define que as funções de correlação cruzada possuem um par correspondente ao domínio da frequência. Nesta seção, são apresentados os mesmos conceitos de correlação no domínio da frequência.

Função de Autoespectro

A Equação (6.19) é utilizada para se obter informações dos sinais no domínio do tempo (τ). Para se ter as mesmas informações no domínio da frequência, se faz necessário o cálculo da PSD do sinal, também chamada de *função autoespectro* ($S_{i,P1}$), com uso da transformada de Fourier da *função de autocorrelação* ($R_{i,P1}$),

$$S_{i,P1}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{i,P1}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau = 2 \int_0^{+\infty} R_{i,P1}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau. \quad (6.26)$$

O inverso também pode ser feito com o uso da *transformada de Fourier inversa*,

$$R_{i,P_1}(\tau) = 2 \int_0^{+\infty} S_{i,P_1}(f) e^{i2\pi f\tau} df. \quad (6.27)$$

Da mesma forma que fora descrito para o domínio do tempo, para o intervalo nulo ($\tau=0$), a equação (6.27) torna-se igual à variância, $\sigma_i^2 = 2 \int_0^{+\infty} S_{i,P_1}(f) df$.

Função de Correlação Cruzada no domínio da frequência

As mesmas transformações apresentadas acima podem ser feitas na *função de correlação cruzada* ($R_{ii,P_1P_2}(\tau)$). A correspondente *função densidade espectral cruzada*:

$$S_{ii,P_1P_2}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{ii,P_1P_2}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau = 2 \int_0^{+\infty} R_{ii,P_1P_2}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau, \quad (6.28)$$

podendo retornar ao domínio do tempo pela função

$$R_{ii,P_1P_2}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{ii,P_1P_2}(f) e^{i2\pi f\tau} df = 2 \int_0^{+\infty} S_{ii,P_1P_2}(f) e^{i2\pi f\tau} df. \quad (6.29)$$

Sendo:

$S_{ii,P_1P_2}(f)$ é a *função densidade espectral cruzada*, no domínio da frequência;

$R_{ii,P_1P_2}(\tau)$ é a *função de correlação cruzada*, no domínio do tempo;

f a frequência na unidade Hz .

A função de coerência é equivalente ao coeficiente de correlação cruzada ($\rho_{ii,P_1P_2}(\tau = 0)$) do domínio do tempo e é dada por:

$$Coh_{ii,P_1P_2} = \frac{S_{ii,P_1P_2}(f)}{\sqrt{S_{i,P_1}(f)S_{i,P_2}(f)}} \quad (6.30)$$

O espectro cruzado é composto por uma parte real e outra imaginária ($S_{ii,P_1P_2} = S_R + iS_I$), contudo, segundo Simiu e Scanlan (1986), quando o fluxo de turbulência é homogêneo, a parte imaginária iS_I pode ser desprezada por ter pequena influência, assim: $S_{ii,P_1P_2} = S_R$, deste modo a coerência é equivalente à parte real.

6.3.3 Geração dos sinais de velocidade flutuante

Este item trata dos métodos de geração do campo de velocidades do vento. Neste trabalho, os dois métodos são baseados na teoria de *processos estacionários* e utilizam métodos de superposição de ondas. Em ambos os métodos, o espectro de Davenport é decomposto para geração dos sinais aleatórios.

Foi definido nos itens referentes à turbulência que as correlações *temporal* e *espacial* influenciam diretamente a definição da velocidade flutuante. Para que a influência destes parâmetros seja considerada no conjunto estrutural, todos os *referenciais* da estrutura e a distância relativa entre eles devem ser determinados, o que gera grandes matrizes de dados. Este processo é chamado de processo multivariado.

Neste trabalho, considera-se somente a componente longitudinal do vento, $i = 1$, portanto, a nomenclatura dos parâmetros será simplificada, de forma que os índices da componente (*ii*) serão ocultos. Por exemplo, $S_{11,12}(f) = S_{12}(f)$.

Os sinais de velocidade serão gerados nos chamados “nós de referência” da estrutura, que no desenvolvimento deste trabalho serão chamados por “*referenciais*”. A definição destes *referenciais* é dada em um item próprio deste capítulo, pois a estrutura como um todo é composta por diferentes tipos de estruturas (torres, isoladores, cabos e estais). As torres, por exemplo, são divididas em painéis compostos por diversos elementos estruturais, no entanto, cada painel possui um único ponto de geração de velocidades, sendo este um *referencial*.

Diferentes maneiras de se chegar a sinais correlacionados de velocidade do vento foram desenvolvidos por diferentes autores. O primeiro e mais conhecido método é o desenvolvido por Shinozuka e Jan (1972), que propõem tratar sinais unidimensionais, multidimensionais e/ou multivariados através da superposição de funções periódicas senoidais (transformada de Fourier). Para um processo multivariado, o módulo das amplitudes das funções a serem somadas é definido por meio da decomposição de Cholesky da matriz de correlação cruzada ($S_{12}(f)$), e a diferença de fase entre as rajadas é definida por meio aleatório. O método sofreu algumas modificações ao longo da história. Shinozuka (1974), implementou o método via FFT (*Fast Fourier Transform*). Deodatis (1996) desenvolveu uma maneira de se considerar a ergodicidade do processo aleatório por meio de uma nova forma de se definir a frequência no

processo. Mais detalhes podem ser vistos em Ubertini e Giuliano (2010), Han e Luo (2007) e Rossi, Lazzari e Vitaliani (2004). Carassale e Solari (2006), por sua vez, desenvolveram uma forma mais eficiente de considerar a contribuição dos nós vizinhos por meio da decomposição de autovalores e autovetores. Na década de 90, novos e mais eficientes métodos foram desenvolvidos, baseados em processos puramente estatísticos, como os métodos autoregressivos (AR), métodos de média móvel (MA) e suas variações, ARMA e ARIMA, entre os mais conhecidos. Estes métodos não serão tratados ao longo deste trabalho.

Em estruturas que contenham muitos nós, todos os métodos citados acima podem ser considerados onerosos computacionalmente. De maneira alternativa Riera e Ambrosini (1992) definiram uma maneira simplificada de se calcular a velocidade do vento, sem ter que considerar grandes matrizes de correlação. Este método será um dos métodos tratado com mais detalhes ao longo deste capítulo, tendo sido utilizado em outros diversos trabalhos desenvolvidos pelo LDEC, e será chamado de *método da correlação triangular (MT)*. Além dele, será tratado e utilizado o método de Deodatis (1996), chamado aqui de *método da correlação convencional (MC)*.

Na aplicação numérica dos métodos citados, o caminho inverso à sequência apresentada nos itens referentes à correlação é aplicado. Em análises experimentais, em geral, os dados de forças são obtidas no domínio do tempo e são transformados para o domínio da frequência, ao contrário do que ocorre geralmente em análises numéricas, onde, em geral, parte-se de espectros de velocidade do vento no domínio da frequência e transformam-se os mesmos para o domínio do tempo, admitindo-se a hipótese de Taylor e fixando-se valores para as escalas de turbulência, os quais são diretamente ligados à correlação.

6.3.3.1 Espectro de Davenport

Para aplicação dos métodos de superposição de ondas citados, se faz necessário primeiro definir os espectros de velocidade de vento. Ressalta-se, que o espectro de velocidade já se refere aos dois lados do espectro, real e imaginário, ou seja, os espectros de velocidade (S_v) são na verdade:

$$S_v = 2S. \quad (6.31)$$

Neste trabalho se faz uso do espectro de Davenport nos dois métodos selecionados. O espectro de Davenport é descrito por:

$$\frac{f_i \cdot S_{v,i}}{u_*^2} = \frac{4X_i^2}{(1 + X_i^2)^{4/3}}, \quad (6.32)$$

sendo:

f_i , a frequência que correspondente a um turbilhão;

$S_{v,i}$, a energia contida em determinada frequência;

u_*^* , a velocidade de fricção, já apresentada anteriormente;

X_i , uma frequência adimensional, relacionada à hipótese de Taylor, $X_i = 1200f_i/\bar{V}(z_{ref})$.

Não existe consenso acerca da faixa de frequências a ser considerada na modelagem do vento. No entanto, grande parte dos estudos encontrados fixam diferentes limites entre $0,01 \text{ Hz}$ e $3,0 \text{ Hz}$. Como limite superior, Deodatis (1996) utilizou $4,0 \text{ Hz}$, Letícia F. Miguel *et al.* (2012) utilizaram $3,0 \text{ Hz}$ Ballaben *et al.* (2014) utilizaram $2,50 \text{ Hz}$, Gattulli *et al.* (2007) utilizaram $2,0 \text{ Hz}$. A faixa de frequências selecionada neste trabalho foi $0,01 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2,50 \text{ Hz}$.

Outra característica importante do espectro de Davenport é que o mesmo não varia com a altura, ou seja, admite-se que a energia das flutuações é homogênea ao longo da altura, quando há na realidade uma diminuição de energia com o aumento da altura. Existem, no entanto, espectros descritos por diferentes autores, criados como forma de representar diferentes terrenos, ou mesmo por fazer ajustes em relação às hipóteses assumidas no espectro de Davenport, como por exemplo, a citada invariância das flutuações em função da altura. Os espectros mais utilizados são os espectros de: Kaimal, Harris, von Kármán, Solari e outros. Kármán e Kaimal inclusive apresentam espectros para as três direções do vento ($i = 1,2,3$, relacionados respectivamente aos ventos: longitudinal, transversal e vertical). Estes espectros podem ser facilmente encontrados na literatura, de forma que não serão apresentados em detalhes neste trabalho. Na Figura 6-7 são ilustradas as curvas de alguns deles para as seguintes condições: $V_{10,ref} = 30,00 \text{ m/s}$, $z_0 = 0,80 \text{ m}$, $z = 30,00 \text{ m}$ e $L_{11} = 116 \text{ m}$ para o espectro de Von Kármán.

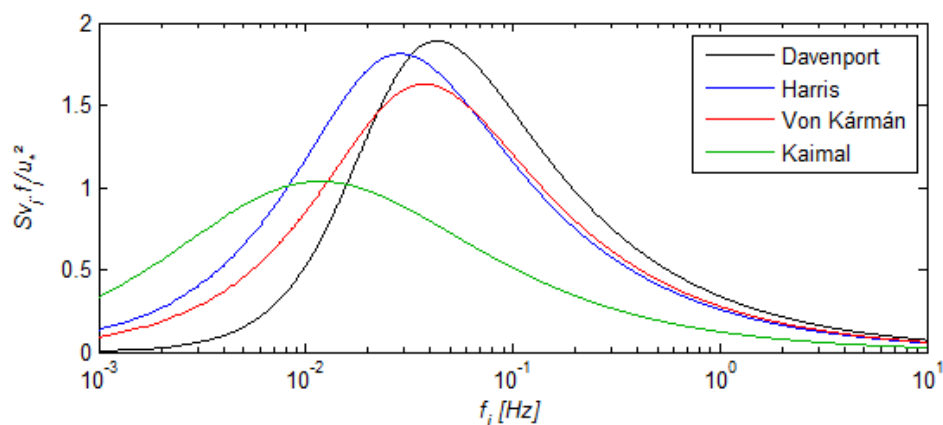


Figura 6-7 - Comparativo de alguns espectros da literatura

6.3.3.2 Método de correlação triangular (MT)

Este método se baseia nas definições apresentadas de velocidade flutuante, utilizando diretamente o conceito de escalas de turbulência. O *método de correlação triangular* criado por Riera e Ambrosini (1992) propõem uma maneira de se gerar sinais correlacionados (dependentes) por meio de sinais independentes.

Para a consideração de independência ser válida, os pontos onde são gerados os sinais de velocidade devem ser suficientemente espaçados. Neste caso, as distâncias relativas entre os pontos independentes devem ser maiores que as *escalas de turbulência espaciais* (L_{ij}) naquelas direções. Sabendo disso, o método propõe criar uma malha paralelepípedica no espaço, de arestas maiores/iguais às escalas L_{ij} , configurando desta forma a condição não correlacionada. Nos nós desta malha espacial são geradas velocidades flutuantes no domínio do tempo por meio da superposição de ondas *univariadas* (processo que não considera interdependência). A Figura 6-8 demonstra como a malha espacial é idealizada.

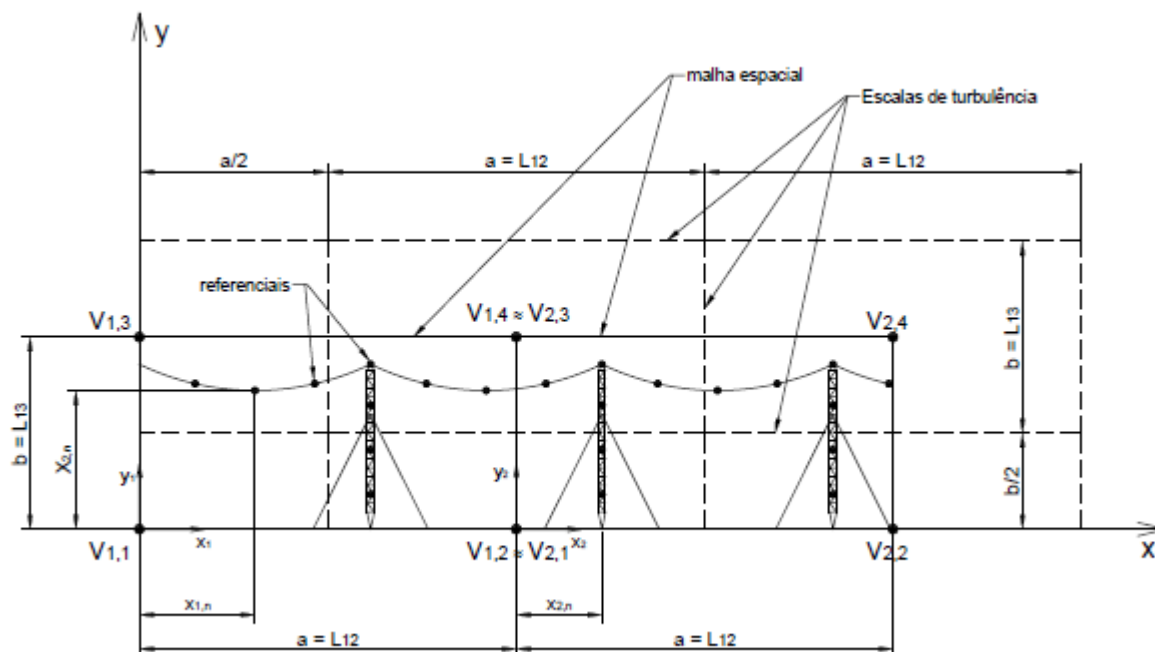


Figura 6-8 – Ilustração espacial do método MT

A maneira usual de utilizar no domínio do tempo as informações presentes nos espectros de potência, que por sua vez encontram-se no domínio da frequência, se dá com a utilização da transformada discreta de Fourier. Conforme o método de Shinozuka e Jan (1972), o espectro de potência de velocidades (espectro de Davenport) é dividido em N parcelas de certa energia cinética, a partir das quais é gerada a soma de N funções harmônicas de diferentes frequências e energia. A equação geral utilizada em um *processo univariado* é:

$$v(t) = \sqrt{2} \sum_{i=1}^{N_f} \sqrt{S_v(f_i) \Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) , \quad (6.33)$$

sendo:

N_f é o número de frequências ao qual o espectro está sendo dividido, portanto, o número de funções a serem superpostas;

Δf é o intervalo ao qual foi discretizado o espectro de velocidades [Hz];

f_i é a frequência de cada função harmônica gerada pela forma tradicional, Δf , ($f_i = i \cdot \Delta f$), [Hz];

t é um vetor tempo discreto [s];

$S_v(f_i)$ é a amplitude do espectro de potência da velocidade na frequência f_i , em [(m²/s²)/Hz].

θ_i trata-se de uma matriz [$I \times N_f$] de variáveis aleatórias com intervalo entre 0 e 2π , que tem a função de inserir uma diferença de fase inicial (*delay*) aleatória em cada harmônica, fazendo com que as funções não iniciem simultaneamente com energia máxima. A *distribuição uniforme* é utilizada na geração dos valores aleatórios.

Como se pode ver na Figura 6-8, os *referenciais* da estrutura (pontos da estrutura onde são gerados os sinais do vento) encontram-se em pontos intermediários da malha espacial. São nestes *referenciais* que a velocidade deve ser calculada e aplicada à estrutura. Portanto, de posse dos sinais de velocidade nos nós da malha espacial (paralelepípedica), encontra-se diretamente os sinais nos *referenciais* da estrutura por meio da equação

$$v(x_{m,n}, y_{m,n}) = v_{m,1} + (v_{m,2} - v_{m,1}) \frac{x_{m,n}}{a} + (v_{m,3} - v_{m,1}) \frac{y_{m,n}}{b} + (v_{m,4} - v_{m,3} - v_{m,2} + v_{m,1}) \frac{x_{m,n}y_{m,n}}{ab}, \quad (6.34)$$

Sendo neste caso:

m , o índice do elemento da malha espacial ($m = 1, 2, \dots$, quantos forem necessários para englobar a estrutura);

n o número do *referencial* analisado ($n = 1, 2, \dots, N_P$);

N_P é o número de *referenciais* que compõem a estrutura discreta;

$v_{m,i}$ é a velocidade em cada aresta do quadrilátero, ($i = 1, 2, 3, 4$), no qual está contido o *referencial* analisado.

x_{mn} e y_{mn} a posição horizontal e vertical do *referencial*, em relação ao vértice $V_{m,1}$ da malha espacial (ver Figura 6-8);

a e b são as escalas de correlação L_{12} e L_{13} respectivamente.

De forma resumida, a Equação (6.34) é uma interpolação linear entre os vértices da malha espacial, que substituem os coeficientes de correlação espacial na definição da velocidade nos *referenciais* da estrutura.

Observa-se que a Equação (6.34) foi simplificada por Letícia F. Miguel *et al.* (2012), pois a equação inicial tem dependência da terceira dimensão, a longitudinal z , e não apenas dimensões das direções x e y . A simplificação é possível pelo fato da estrutura ter dimensão longitudinal bastante reduzida se comparada às *escalas de turbulência longitudinal* (L_{11}), o que resulta numa variação muito pequena de velocidade nesta direção.

Lembrando que não existe consenso no que se refere a valores das *escalas de turbulência*, utiliza-se neste trabalho os valores aproximados obtidos pelas curvas de Letícia F. Miguel *et al.* (2012), ilustrados na Figura 6-9, que foram obtidas por regressão linear de dados apresentados por Blessmann (1995). Estas figuras apresentam a variação da dimensão das três escalas de turbulência em função da altura - escala longitudinal (L_{11}) - escala transversal (L_{12}) - escala vertical (L_{13}).

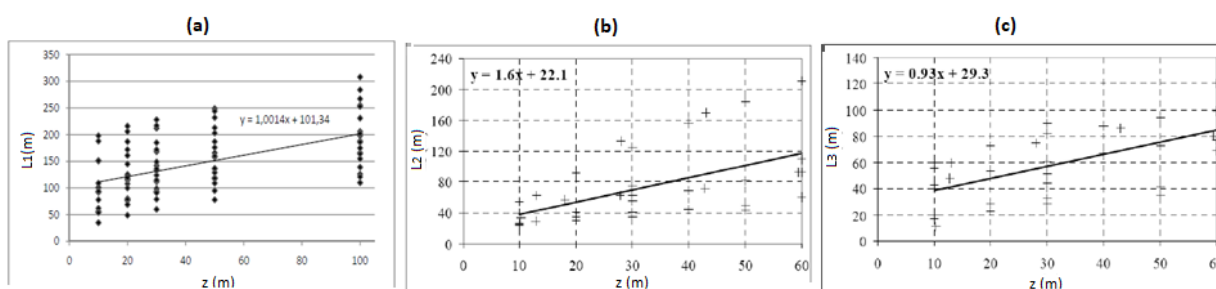


Figura 6-9 - Variação das escalas de turbulência em função da altura: (a) longitudinal, (b) transversal e (c) vertical, baseado em Letícia F. Miguel *et al.*, (2012)

6.3.3.3 Método de correlação convencional

O segundo método apresentado, será chamado neste trabalho por *método de correlação convencional* (MC), de modo a diferenciá-lo do anterior, já que ambos se baseiam em métodos de superposição de ondas. Este método é utilizado em diversos tipos de análise de processos aleatórios, sendo que, boa parte das referências utilizadas neste trabalho fazem menção a ele.

Neste método, geram-se sinais de velocidade diretamente nos *referenciais* da estrutura, sem a necessidade de criar uma malha espacial. O sinal gerado em cada *referencial* é composto por

um sinal independente, somado à contribuição de todos os sinais gerados nos *referenciais* vizinhos a ele. As contribuições dos *referenciais* vizinhos são definidas por meio da *função de coerência* (domínio da frequência).

Além do método *univariado*, apresentado no item anterior, Shinozuka e Jan (1972) também apresentam a solução para estruturas com mais graus de liberdade, chamado de processo *multivariado*. Este tipo de processo é um tanto mais complexo, visto que não se dispõem de um único espectro em cada *referencial*, mas sim de uma matriz de espectros, correlacionando todos os *referenciais* do sistema em função da distância relativa entre eles.

A equação final proposta pelos autores para um *processo multivariado* é descrita por

$$v_j(t) = \sqrt{2} \sum_{m=1}^j \sum_{i=1}^{N_f} |H_{jm}(f_{mi})| \sqrt{\Delta f} \cos(2\pi f_{mi}t - \vartheta_{jm} + \theta_{mi}), \quad (6.35)$$

onde:

j é o *referencial* onde a velocidade está sendo calculada ($j = 1, 2, \dots, N_p$);

N_p é o número de *referenciais* que compõem a estrutura discreta. Este parâmetro é que define as dimensões da matriz $[H]$, sendo a dimensão $N_p \times N_p$;

f_{mi} é a frequência de cada rajada proposta por Deodatis (1996), em Hz, de modo a considerar a ergodicidade do processo. Observa-se que o número de frequências de discretização é sempre o mesmo, N_f , mas essas frequências são ligeiramente diferentes para cada *referencial*:

$$f_{mi} = i \cdot \Delta f - \left(\frac{N_p - m}{N_p} \right) \Delta f; \quad (6.36)$$

$H_{jm}(f_{mi})$ é a matriz triangular inferior obtida da decomposição de Cholesky da matriz de espectros,

$$Sv(f_{mi}) = (H_{jm}H_{jm}^T).$$

De forma a considerar a contribuição das rajadas de todos os *referenciais* do sistema, recorre-se à decomposição de Cholesky da matriz de correlação espectral. A decomposição pode ser entendida como a raiz quadrada generalizada da matriz:

$$S_{v(f_{m,i})} = \begin{bmatrix} S_{v,1}(f_{1,i}) & S_{v,1,2}(f_{1,i}) & \cdots & S_{v,1,Np}(f_{1,i}) \\ S_{v,2,1}(f_{2,i}) & S_{v,2}(f_{2,i}) & \cdots & S_{v,2,Np}(f_{2,i}) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{v,Np,1}(f_{Np,i}) & S_{v,Np,2}(f_{Np,i}) & \cdots & S_{v,Np}(f_{Np,i}) \end{bmatrix}, \quad (6.37)$$

sendo $i = 1, 2, 3, \dots, Nf$, o índice que representa as frequências nas quais foi decomposto o espectro, e N_f o total frequências utilizado na discretização. Percebe-se que a matriz $[S_{v(f_{m,i})}]$ tem na verdade três dimensões $[Np \times Np \times Nf]$;

θ_{mi} é uma matriz $[Np \times Nf]$ com as mesmas características de θ_i (apresentado no método anterior), mas com um maior número de valores. Este critério proposto por Deodatis (1996) visa atender o critério de ergodicidade;

ϑ_{jm} é também uma matriz $[Np \times Np]$. E trata-se de uma defasagem causada pela distância entre os pontos da direção longitudinal. Este termo é considerado nulo por vários autores, por considerar-se a hipótese de turbulência homogênea, observado na *hipótese de Taylor*.

Resta definir os espectros que compõem a matriz da Equação (6.37). Para se chegar à matriz de espectros correlacionados utiliza-se a definição de coerência, descrita na equação (6.30). Essa equação é normalmente utilizada em conjunto com a equação de coerência clássica de Davenport (1968):

$$Coh_{12}(r, f) = e^{-\hat{f}}, \quad (6.38)$$

sendo:

r a distância relativa entre dois pontos 1 e 2 no espaço, já que a distância longitudinal, no sentido do vento médio, não é considerada;

\hat{f} a função

$$\hat{f} = f \frac{[C_y^2(y_1 - y_2)^2 + C_z^2(z_1 - z_2)^2]^{1/2}}{\bar{V}_{10}}, \quad (6.39)$$

Onde: y_1, y_2, z_1 e z_2 são as coordenadas horizontais e verticais nos pontos 1 e 2 do plano normal à componente longitudinal do vento;

C_y e C_z , as componentes de decaimento nas direções transversal e vertical respectivamente. Estes coeficientes dependem de alguns fatores, altura em relação ao solo, velocidade média e rugosidade. Foram encontradas divergências para seus valores, Simiu e Scanlan (1986) indicam $C_y = 16$ e $C_z = 10$, enquanto que para Chávez (2006) os valores recomendados são $C_y = 12$ e $C_z = 7$;

\bar{V}_{10} é a velocidade média do vento na altura 10m para um intervalo de 10 minutos. No Brasil, na falta de medições de campo, esta velocidade é obtida através da NBR 6123, pela velocidade de projeto na altura 10m.

Igualando as equações (6.30) e (6.38) chega-se à relação:

$$S_{v,12}(f) = \sqrt{S_{v_{1,i}}(f)S_{v_{2,i}}(f)} \cdot (e^{-\hat{f}}). \quad (6.40)$$

Por fim, quando substituída na equação (5.30), sabendo que os espectros de vento (S_v) já consideram os dois lados do espectro, chega-se à nova equação da correlação cruzada:

$$R_{12}(\tau) = \int_0^{+\infty} \sqrt{S_{v_{1,i}}(f)S_{v_{2,i}}(f)} (e^{-\hat{f}}) (e^{i2\pi f\tau}) df. \quad (6.41)$$

Lembrando-se da admissão de Blessmann (1995), na qual o intervalo entre as séries foi admitido como sendo nulo ($\tau = 0$), escreve-se a equação:

$$R_{12}(\tau = 0) = \int_0^{+\infty} \sqrt{S_{v_{1,i}}(f)S_{v_{2,i}}(f)} (e^{-\hat{f}}) df, \quad (6.42)$$

Que é utilizada na geração das curvas de correlação apresentadas no Apêndice D.

6.4 DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES DO VENTO

6.4.1 Modelagem numérica

A formulação da IEC 60826 (IEC, 2003) serviu de base para o cálculo das ações do vento sobre o sistema estrutural, no entanto, boa parte das normas de projeto utilizam métodos bastante parecidos. Na formulação, optou-se por utilizar as adaptações propostas por Alminhana (2017), as quais transformam os procedimentos escalares propostos pelas normas

em procedimentos vetoriais. Esta modificação permite que as solicitações sobre a estrutura sejam calculadas de maneira automática em qualquer instante e para qualquer direção do vento.

Definidas as velocidades média e flutuante nos *referenciais* da estrutura pelas metodologias apresentadas, pode-se agora definir as cargas atuantes na estrutura. Para isso, inicialmente são calculadas as pressões dinâmicas ($q_{0,i}(t, z_j)$) em todos os elementos da estrutura, definidas a partir da equação de Bernoulli. Para a velocidade longitudinal ($i = 1$), a equação geral da pressão dinâmica é dada

$$q_{0,1}(r, t) = \frac{\rho}{2} \left(\bar{v}(z_j) + v_1(r, t) \right)^2, \quad (6.43)$$

onde, ρ é a massa específica do ar em condições normais de pressão e temperatura, $\bar{v}(z_j)$ e $v_1(t, z_j)$ as velocidades média e flutuante atuantes nos *referenciais* da estrutura.

Definido o campo de pressões do vento, deve-se informar as características geométricas dos elementos estruturais para então definir as forças $F_{ij}(t)$ atuantes neles. Os sistemas de LTs são compostos por diferentes tipos de estruturas, com formas próprias de se transformar velocidades em ações, pela norma IEC 60826.

6.4.1.1 Força do vento em cabos, estais e isoladores

A força do vento atuando perpendicularmente sobre um elemento de cabos ou estai num instante t pode ser calculada por

$$F_c(t) = q_{0,1} C_{ac} d_c L_c [1 - (\mathbf{v} \cdot \mathbf{s})^2] \frac{(\mathbf{s} \times \mathbf{v}) \times \mathbf{s}}{|(\mathbf{s} \times \mathbf{v}) \times \mathbf{s}|}, \quad (6.44)$$

onde:

$q_{0,1}$, o campo de pressões do vento;

C_{ac} , o coeficiente de arrasto do cabo;

d_c e L_c , o diâmetro e o comprimento do elemento, respectivamente;

\mathbf{v} , o vetor unitário da direção do vento;

\mathbf{s} , o vetor unitário da direção longitudinal do elemento;

$[1 - (\mathbf{v} \cdot \mathbf{s})^2]$ é o termo que considera o ângulo de ataque do vento em relação ao elemento de cabo, substituto do termo escalar $[\sin^2 \theta]$ apresentado pelas normas IEC 60826 e NBR 6123. O último termo da equação é o vetor direção do vetor força, que é perpendicular à posição atualizada do elemento de cabo dada por \mathbf{s} .

Ressalta-se que a força total é calculada proporcionalmente à área de sombra destes elementos e é aplicada no ponto central de cada elemento. Este é o *referencial* padrão dos elementos dos cabos, estais e isoladores. Por fim, cada um dos nós pertencentes a cada elemento recebe metade da força total calculada.

O diâmetro do cabo, bem como sua superfície, tem relação direta no comportamento da estrutura num escoamento, isso porque ambos têm relação direta no número de Reynolds, que por sua vez, se relaciona com o módulo do coeficiente de arrasto (C_{ac}).

Em termos normativos, a NBR 6123 disponibiliza uma tabela com diversos valores ($0,5 \leq C_{ac} \leq 1,3$) para o coeficiente C_{ac} , variando em função do tipo de superfície do cabo e pelo número de Reynolds aproximado ($Re = 70000V_k d_c$, sendo V_k a velocidade característica do vento). A IEC 60826 por sua vez, recomenda o uso de $C_{ac} = 1$ em casos gerais de velocidade do vento, conforme também descrito por Alminhana (2017).

6.4.1.2 Força do vento nas Torres

Diferente dos demais elementos, a força do vento atuando sobre a torre não é calculada de forma tão simples. A torre é composta por um número maior de elementos distribuídos de forma mais complexa no espaço, formando normalmente uma seção caixão, quadrada ou retangular. No momento em que o ar passa pelo primeiro conjunto de elementos (painel a barlavento) o escoamento é modificado, não apresentando o mesmo comportamento ao entrar em contato com o segundo conjunto de elementos (painel a sotavento). Por este motivo, não se torna possível considerar a contribuição dos elementos separadamente, como foi feito para os demais tipos de estruturas (cabos, estais e isoladores).

A forma de solução deste problema segue as especificações da IEC 60826, a qual divide a estrutura da torre em seções ao longo da altura. Cada seção possui um único *referencial* onde o sinal de velocidades é gerado, sendo o mesmo locado no centroide da seção. As torres de

LTs normalmente possuem seção retangular ou quadrada, o que resulta quatro painéis por seção, definidos no espaço por meio de vetores normais à área de sombra do painel e pelos nós que os compõem. As seções são inicialmente locadas em um sistema de cordadas (x',y',z') . Estes referenciais podem ser observadas na Figura 6-10.

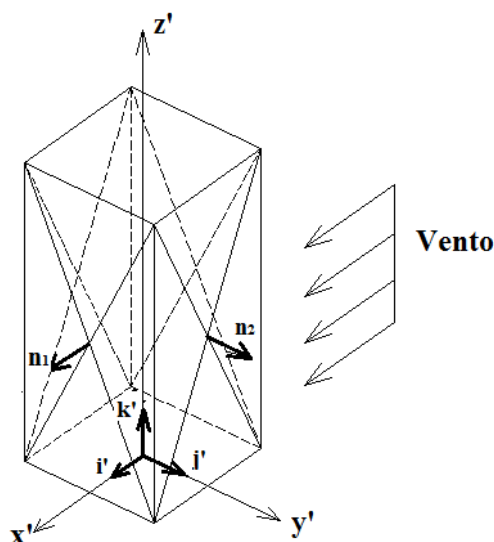


Figura 6-10 - Demonstração de uma seção da torre, baseado em: (ALMINHANA, 2017)

A força total atuante em cada seção é resultado da soma das contribuições dos N painéis que formam a seção. Em cada seção existe um único *referencial*, logo a força atuante nos N painéis desta seção são calculados com o mesmo sinal. Assim que a força de arrasto do vento é calculada em cada painel de forma individual, e os esforços são imediatamente transmitidos aos nós que o compõem. A força total em cada seção é calculada pela equação:

$$F_{t,j}(t) = \sum_{i=1}^N Kq_{0,1}A_{n,i} [C_{aty',i}(\mathbf{n}_i \cdot \mathbf{j}')(\mathbf{v} \cdot \mathbf{j}')^2 + C_{atx',i}(\mathbf{n}_i \cdot \mathbf{i}')(\mathbf{v} \cdot \mathbf{i}')^2] \mathbf{v}, \quad (6.45)$$

sendo:

j o índice da seção da torre;

i o índice de cada painel em determinada seção ($i = 1,2,3,4$);

i', j' e k' , os vetores unitários do sistema local (x', y', z') ;

n_i o vetor normal de cada painel da torre (i);

$A_{n,i}$ a área de sombra de cada painel, i , dada pela soma da área de todos os elementos;

$q_{0,i}$ a o campo de pressões do vento.

K é o escalar que considera o ângulo de incidência do vento em relação a cada painel da torre.

O valor de K segue a relação:

$$K = \begin{cases} 0, & \mathbf{v} \cdot \mathbf{n}_i \geq 0 \\ 1 + 0,8(\mathbf{v} \cdot \mathbf{i}')^2[1 - (\mathbf{v} \cdot \mathbf{i}')^2], & \mathbf{v} \cdot \mathbf{n}_i < 0 \end{cases} \quad (6.46)$$

onde fica claro que só há esforços nos painéis que se encontram a barlavento. O valor de K equivale ao escalar $[1 + 0,2 \sin^2 2\theta]$ indicado pela norma, sendo θ o ângulo de incidência do vento em relação à normal do painel. A NBR 6123 também apresenta um fator bastante similar ao valor indicado acima, no entanto, o ângulo entre o vento e a torre, e o fator da força são chamados por α e $K\alpha$, respectivamente. Ambos são apresentados abaixo:

$$K\alpha = \begin{cases} 1 + \alpha^\circ/12 & 0 < \alpha \leq 20^\circ \\ 1,16 & 20^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ \end{cases} \quad (6.47)$$

A comparação entre os valores de K e $K\alpha$ é apresentado na Figura 6-11(a) para ângulos de 0° à 45° . Verifica-se que no geral, a NBR 6123 possui valores mais conservadores que a IEC 60826.

$C_{atx,i}$ e $C_{aty,i}$ são os coeficientes de arrasto do vento sobre o painel, i , nas duas direções x' e y' (este mesmo índice é chamado por φ na NBR 6123). Os coeficientes são funções do índice de área exposta da seção (χ), dado por:

$$\chi = \begin{cases} A_{n,i}/A_{s,i}(\mathbf{n}_i \cdot \mathbf{i}'), & \rightarrow C_{atx,i} \\ A_{n,i}/A_{s,i}(\mathbf{n}_i \cdot \mathbf{j}'), & \rightarrow C_{aty,i} \end{cases} \quad (6.48)$$

Para que os cálculos pudessem ser automatizados, utilizou-se a equação aproximada dos coeficientes $C_{atx,i}$ e $C_{aty,i}$ disponível na IEC 60826 para torres de seção quadrada e formada por elementos planos:

$$C_{atx,i} = C_{aty,i} = 4,1727\chi^2 - 6,1681\chi + 4,0088. \quad (6.49)$$

Na Figura 6-11(b) são comparadas, a curva ajustada do Anexo A da IEC 60826 e a curva disponível na NBR 6123. Verificam-se diferenças consideráveis para índices de área exposta reduzidos ($\chi < 0,10$), no entanto, sabe-se que este valor dificilmente é alcançado.

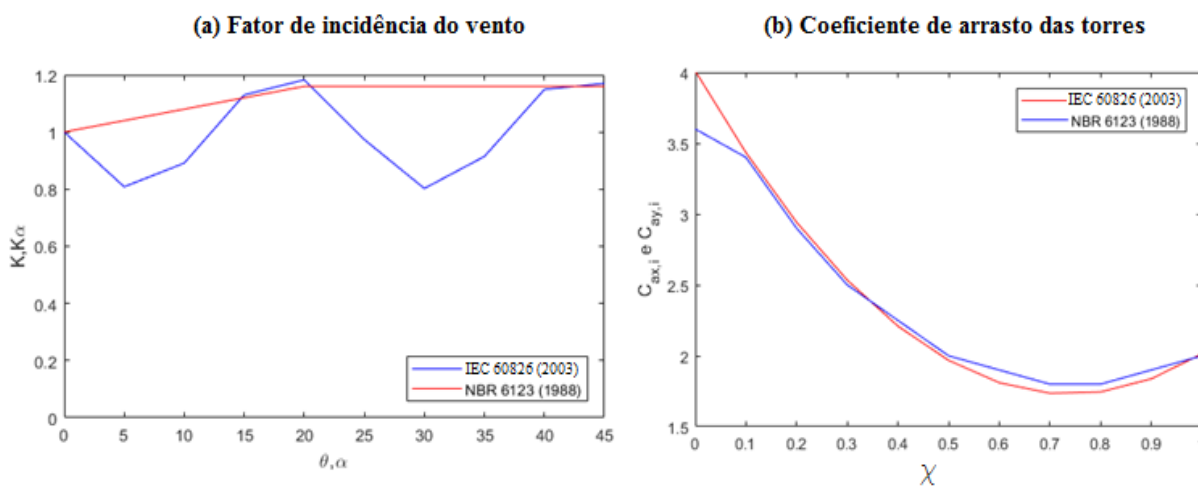


Figura 6-11 - Comparação entre os fatores K e K_α , e dos coeficientes $C_{ax,i}$ e $C_{ay,i}$ das normas IEC 60826 e a NBR 6123

Em relação ao levantamento de ações nas estruturas, do ponto de vista numérico, os procedimentos analíticos abordados pelas duas normas (NBR 6123 e a IEC 60826) são bastante parecidos. Isso foi verificado em comparações feitas ao longo deste item.

6.4.2 Método estático equivalente da IEC 60826

Como já visto, em se tratando do levantamento de ações para procedimento *numérico*, as normas utilizam equações bastante parecidas. Mas neste trabalho utilizou-se o processo descrito pela IEC 60826 (IEC, 2003), por isso sua formulação será detalhada no decorrer deste item.

As equações aqui utilizadas são as mesmas apresentadas no item anterior (0), no entanto, considerando de maneira simplificada a amplificação das ações estáticas por conta dos efeitos dinâmicos da estrutura. A equação geral do método *estático equivalente* é dada por:

$$F_{est. eq} = G \cdot F_{estático} \quad (6.50)$$

Na IEC 60826, são disposto diferentes fatores G para cara elemento da linha (cabos suspensos, isoladores e torres). Nesta norma em específico, estes fatores consideram os efeitos

dinâmicos na estrutura, o fator de rajada, a altura em relação ao solo e também as características topográficas do terreno (IEC, 2003).

Como o fator de combinação de cada elemento (G) já considera a altura em relação ao solo de forma implícita, a equação da pressão dinâmica longitudinal é sutilmente alterada em relação à equação apresentada na modelagem analítica (Eq. (6.43)). Neste caso se calcula a pressão dinâmica na altura de referência ($z_{ref} = 10m$) e para um tempo de referência de 10 minutos:

$$q_{0,ref} = \frac{1}{2} \tau \mu \left(K_R V_{RB}(z_{ref}) \right)^2, \quad (6.51)$$

sendo:

$V_{RB}(z_{ref})$, a velocidade média para 10 minutos, na altura de referência 10 m e considerando a categoria B. Isto ocorre pelo fato de as velocidades do vento serem medidas normalmente em terrenos de categoria B. Caso isso não seja verdade, a norma indica que se faça o ajuste da velocidade medida para os padrões descritos acima. O procedimento de ajuste se encontra no Anexo A da norma IEC 60826;

K_R , o fator que considera a rugosidade do terreno, considerado igual a 1 (categoria B).

6.4.2.1 Força do vento em cabos e estais

A equação para o cálculo dos esforços estáticos equivalentes devido aos cabos é:

$$F_c = q_{0,ref} C_a G_{ac} G_L d_c L_c (\sin \Omega)^2, \quad (6.52)$$

sendo:

$q_{0,ref}$, a pressão dinâmica na altura de referência ($z_{ref} = 10 m$);

C_{ac} , o coeficiente de arrasto no cabo, normalmente tomado igual à unidade (1,00).

G_C , o fator de combinação do vento para cabos suspensos, que depende da altura em relação ao solo e da categoria do terreno;

G_L , o fator de vão. Quanto maior o vão, menor será este coeficiente;

d_C , o diâmetro externo do cabo;

L_C , o vão de vento do cabo, dado pela soma da metade dos vão adjacentes $(L_{C,1} + L_{C,2})/2$;

Ω , o ângulo entre o vento e o condutor;

Os coeficientes G_C e G_L , citados acima, compõem o fator G citado e podem ser definidos pela Figura 3 e Figura 4 da IEC 60826, que estão ilustradas na Figura 6-12.

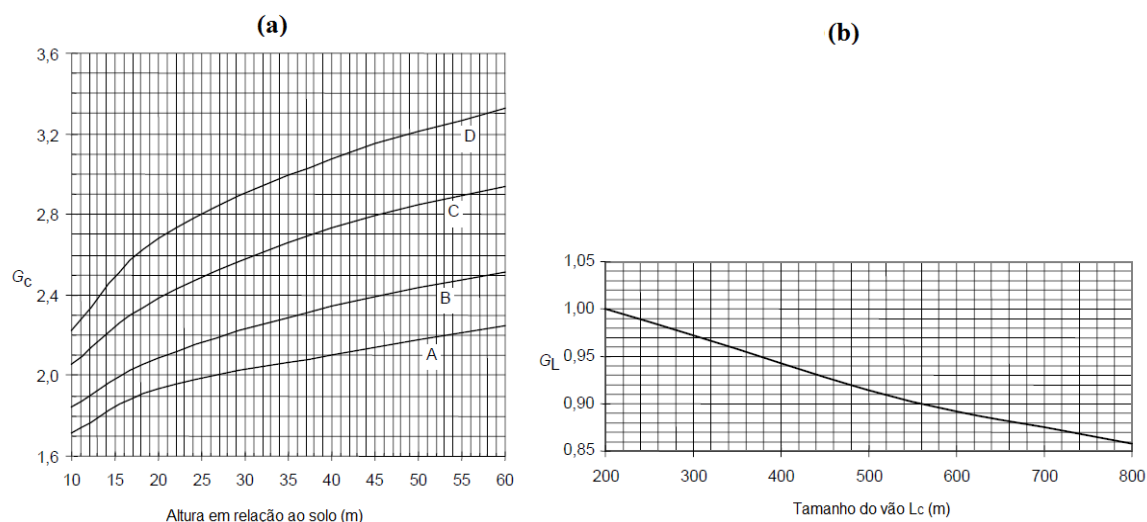


Figura 6-12 - Coeficientes G_C e G_L da IEC 60826 (IEC, 2003)

A altura a ser considerada para condutores é o centro de gravidade do cabo, aproximadamente localizado à dois terços ($2/3f_{teórica}$) da flecha teórica do cabo. No caso de linhas de transmissão formadas por circuitos simples, pode se utilizar a altura a qual o cabo é ligado à torre, e para circuitos duplos a altura correspondente a metade da catenária.

6.4.2.2 Força do vento nos isoladores

Para os isoladores, a equação para o cálculo dos esforços equivalentes é ligeiramente diferente da equação apresentada para os cabos, sendo definida como:

$$F_i = q_{0,ref} C_a G_t S_i, \quad (6.53)$$

sendo:

$q_{0,ref}$, a pressão dinâmica na altura de referência;

C_{ai} , o coeficiente de arrasto nos isoladores, normalmente tomado igual à 1,20.

G_t , o fator de combinação do vento considerando a rugosidade do terreno e a altura do centro do isolador em relação ao solo;

S_i , é a área projetada do isolador no plano vertical.

O coeficiente de combinação G_t , válido para os isoladores e as torres, é obtido na Figura 5 da IEC 60826 para diferentes categorias de terreno, sendo neste trabalho ilustrado na Figura 6-13.

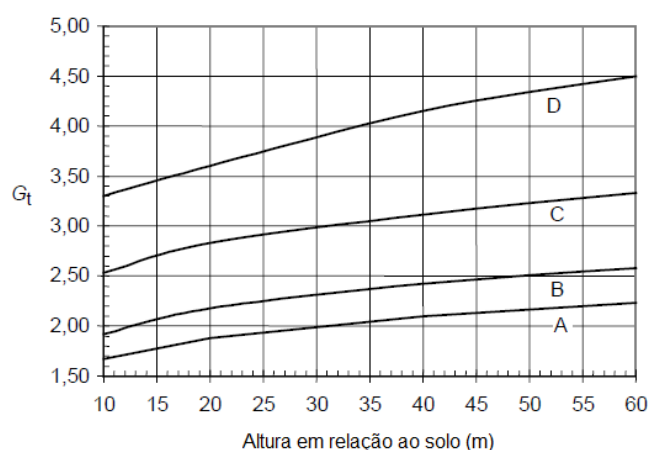


Figura 6-13 - Fator de combinação (G_t) para torres e isoladores da IEC 60826

6.4.2.3 Força do vento em Torres

A formulação apresentada neste item só pode ser aplicada para torres de seção retangular. A metodologia para aplicação das cargas na torre é a mesma apresentada anteriormente no item 6.4.1.2, onde a torre foi dividida em seções, que são formadas por painéis planos compostos por barras de aço.

A formulação utilizada neste método é bastante parecida com a que foi apresentada no item 6.4.1.2. Contudo, neste método se calcula a ação do vento diretamente sobre os painéis de interesse, sem necessitar do somatório. Além do fato de que neste método, deve-se considerar o fator de combinação (G_t), o mesmo utilizado para os isoladores, dado na Figura 6-13. A equação é escrita na forma:

$$F_t = q_{0,ref}(1 + 0,2\sin^2 2\theta)[A_{n,1}C_{atx,1}\cos^2\theta + A_{n,2}C_{atx,2}\sin^2\theta]G_t, \quad (6.54)$$

Onde:

θ , o ângulo de incidência do vento em relação à perpendicular da *face 1* da torre;

$A_{n,1}$ e $A_{n,2}$, as áreas de sombra dos painéis na *face 1* e *face 2*, respectivamente;

$C_{atx,1}$ e $C_{atx,2}$, os coeficientes de arrasto dos painéis da *face 1* e *face 2*. Estes fatores podem ser calculados pela equação (6.49), nas direções correspondentes;

G_t , o fator de combinação do vento considerando a rugosidade do terreno e a altura do centro de gravidade de cada seção, Figura 6-13.

As faces citadas acima (*face 1* e *face 2*), são definidas na Figura 6-14.

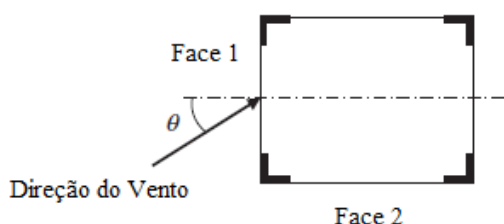


Figura 6-14 - Indicação da direção do vento em relação à torre

6.4.2.4 Limitações do método

Pelo fato da norma analisada não considerar fatores estruturais (rigidez, massa, frequências e modos de vibração, e o amortecimento), esta norma limita algumas características da linha, como:

- a) tamanho dos vãos entre 200 e 800 metros;
- b) altura de torres até 60 metros;
- c) altitude das áreas atravessadas não devem exceder em 1300 metros, o nível médio do terreno;
- d) terreno sem características topográficas que afetem o perfil de vento da região.

A norma cita ainda que em caso de lugares extremamente frios, a combinação de carga entre vento e temperatura deve ser considerada. Mas ressalta também que essa combinação não é normalmente determinante, apenas em casos especiais.

Além das determinações para tratamento da ação do vento, a norma traz consigo determinações para tratamento de ações por conta da presença de gelo na estrutura.

7 PROPRIEDADES DOS COMPONENTES ESTRUTURAIS

Neste capítulo caracteriza-se o modelo estrutural de cada componente da linha de forma isolada. O capítulo se divide em duas partes, nas quais são abordadas as propriedades gerais, físicas e geométricas dos componentes, e as propriedades dinâmicas dos componentes.

As condições de contorno não necessitam de maiores explicações, visto que todas elas são consideradas apoios de segundo gênero (rótulas indeslocáveis).

7.1 PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS

Neste item são apresentadas as propriedades físicas e geométricas dos principais componentes de uma linha de transmissão.

7.1.1 Modelo de Torre de suspensão

O modelo de torre utilizada nas análises é uma torre monomastro estaiada de suspensão, modelo G55A. Este modelo é utilizado em linhas de transmissão de até 500 KV. A torre é composta por um mastro central e é especificada para suportar 2 cabos para-raios e 3 ramais fase, sendo que cada fase é formada por um feixe de três cabos condutores. Os cabos condutores são suspensos pelos isoladores, enquanto que os para-raios são acoplados diretamente à torre. Toda estrutura da torre é composta por perfis cantoneiras em aço.

Matematicamente, planos treliçados no espaço R3 tornam-se estruturas hipostáticas pelo fato de seus nós não terem rigidez fora do plano, necessitando que todos estejam espacialmente ligados por barras nas três direções. Essa não é uma necessidade das estruturas reais, desde que não haja carregamento fora do plano. Uma solução muito utilizada, alternativa à utilização de elementos de viga, é a utilização de barras fictícias ligando os nós da estrutura.

A torre analisada é bastante alta com seção quadrada e estreita, por isso resulta num grande número de barras de travamento em função dos ângulos impostos entre os elementos. Devido ao grande número de nós hipostáticos, se faria necessário um grande número de barras fictícias. Neste trabalho, de modo a resolver o problema dos nós hipostáticos e de reduzir o número de elementos sem função estrutural, optou-se por utilizar o procedimento desenvolvido por Arévalos (*s.d.*), também pertencente ao LDEC e que está em

desenvolvimento. Trata-se de um trabalho paralelo, no qual a mesma torre está sendo estudada, mas com o objetivo de se propor um método analítico para torres estaiadas.

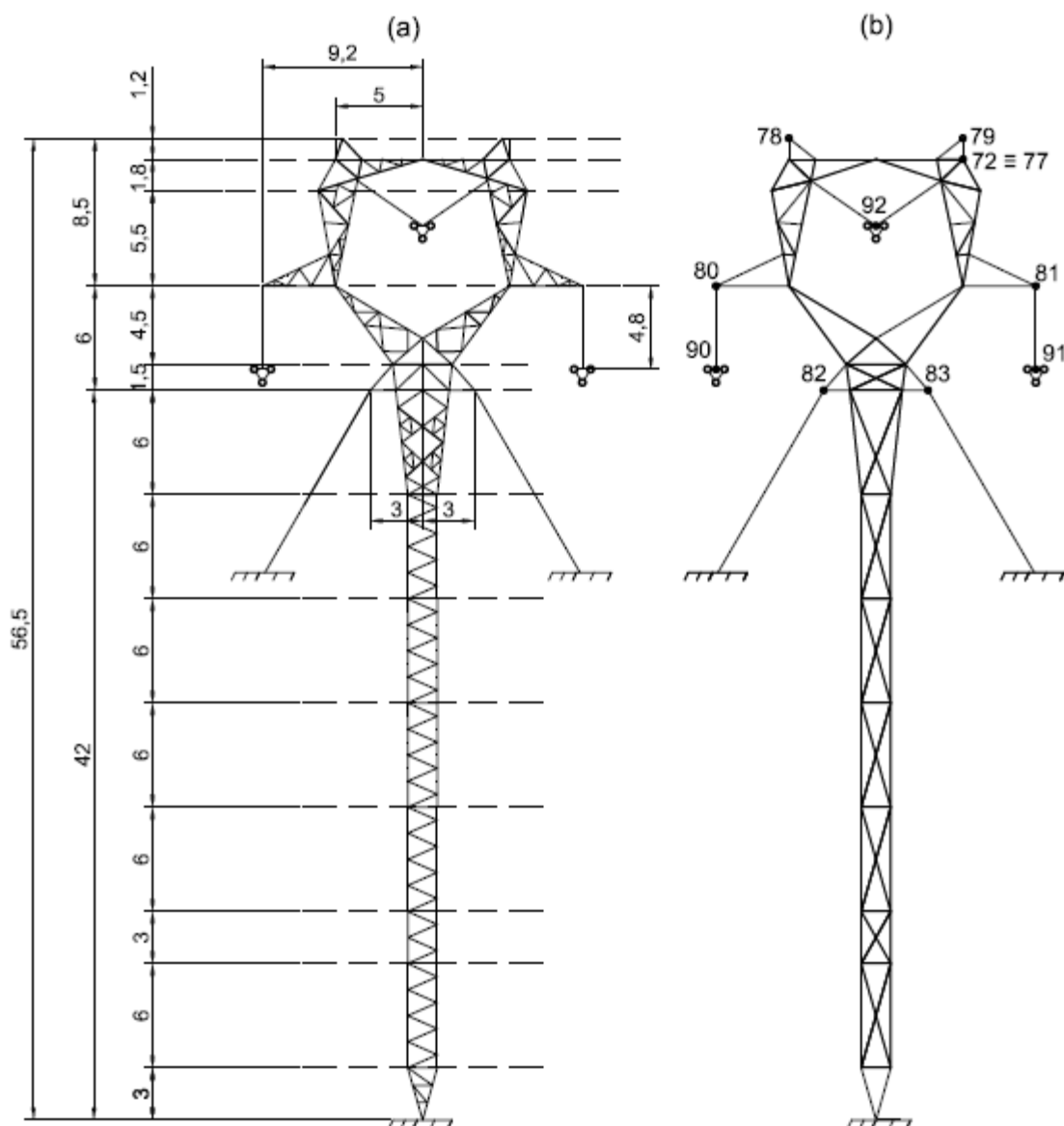


Figura 7-1 - Modelo da torre utilizada nas simulações: (a) Modelo real e (b) modelo simplificado.

O modelo estrutural proposto pela autora reduz o número de barras de travamento nos planos da torre, conforme ilustrado na Figura 7-1. As barras de travamento têm como função principal transferir esforços de cisalhamento aos apoios e estabilizar as barras principais, no entanto, por se tratar de uma torre bastante esbelta e flexível os maiores esforços ocorrem devido à flexão e compressão da estrutura. As alterações realizadas não causam grandes alterações no comportamento estrutural da estrutura, visto que a área da seção e a inércia da

mesma não são praticamente modificadas. Além disso, neste trabalho objetiva-se obter a distribuição de esforços em alguns elementos da torre e não a capacidade resistente da mesma, desprezando-se efeitos de ruptura inelástica e por instabilidade geométrica.

Na Figura 7-1 também são ilustrados a posição e o número de alguns nós da torre (72, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 90, 91 e 92). Estes nós serão referenciados no decorrer do trabalho por serem os responsáveis por acoplar outros componentes à torre.

De forma a manter as características dinâmicas da estrutura próximas à realidade, a massa dos perfis retirados foi relocada proporcionalmente aos nós principais da estrutura à que estes se conectavam. Além disso, considerou-se a massa extra de 10% da massa total dos perfis, relativa aos parafusos e chapas de ligação.

Em geral, em se tratando de estruturas treliçadas, as barras longas não chegam normalmente à tensão limite de escoamento do aço em função da instabilidade geométrica. Diferentemente delas, as barras curtas tendem a apresentar alterações na propriedade do material em função do nível de tensão. Nesta análise, optou-se por utilizar a lei constitutiva linear desconsiderando as alterações nas propriedades do material em função do nível de tensão ao qual o elemento está solicitado. A equação geral para o cálculo das solicitações internas nos elementos é:

$$F_{Int} = EA \left(\frac{\Delta L}{L_0} \right), \quad (7.1)$$

sendo que:

F_{Int} , a solicitação interna do elemento, [N];

A , a área da seção do elemento estrutural, [m²];

E , o módulo de elasticidade linear do elemento, [N/m²];

ΔL , o alongamento ou o encurtamento do elemento, [m];

L_0 , o comprimento inicial do elemento, em [m].

Caso se queira, Kaminski Jr. (2007) apresenta uma forma de se considerar a não linearidade do material em barras pouco esbeltas, baseando-se em expressões disponíveis em normas de

projeto. Além disso, o autor apresenta uma metodologia para a consideração de imperfeições iniciais nas barras.

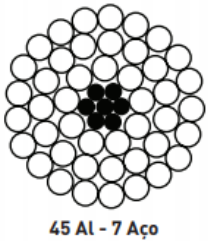
7.1.2 Cabos

Cabos são caracterizados por terem capacidade de absorver somente esforços de tração. Esta categoria engloba os cabos suspensos (condutores e para-raios) e os estais. As características e as funções estruturais destes itens foram apresentadas nos itens 2.1.2 e 2.1.3. Neste item objetiva-se descrever as propriedades físicas destes componentes, já que a configuração geométrica foi apresentada no item 3.1.

7.1.2.1 Cabos suspensos

As propriedades estruturais dos cabos condutores e para-raios estão descritas nas Tabela 7-1 e Tabela 7-2, respectivamente. Conforme citado acima, a configuração espacial dos cabos suspensos é obtida pelas equações apresentadas no item 3.1.

Tabela 7-1 - Propriedades dos cabos condutores

 <p>45 Al - 7 Aço</p>	Diâmetro externo (d):	29,59 mm
	Área da seção (A):	687,67 mm ²
	Peso Linear (p):	16,00 N/m
	Módulo de elasticidade (E):	0,6679E+11 N/m ²
	Força de Ruptura (T_{rup}):	115140 N

Fonte: Catálogo da Nexans para cabos CAA (NEXANS, [s.d.])

Cada fase do cabo condutor é composta por três cabos do tipo CAA - Rail (45/7), com as propriedades descritas acima. Neste trabalho, o feixe de cabos é modelado por um único cabo, com as propriedades de um cabo equivalente. Desta forma, a área da seção e o peso linear do cabo são proporcionais à presença dos três cabos. O diâmetro é também três vezes o diâmetro nominal do cabo, visto que este procedimento é indicado pela norma IEC 60826, de forma a desconsiderar os efeitos de blindagem. Portanto, o peso linear assumido para o cabo será de $p = 48,00 \text{ N/m}$, a seção $A = 2063,00 \text{ mm}^2$ e o diâmetro adotado será $d = 3 \times 29,59 = 88,77 \text{ mm}$.

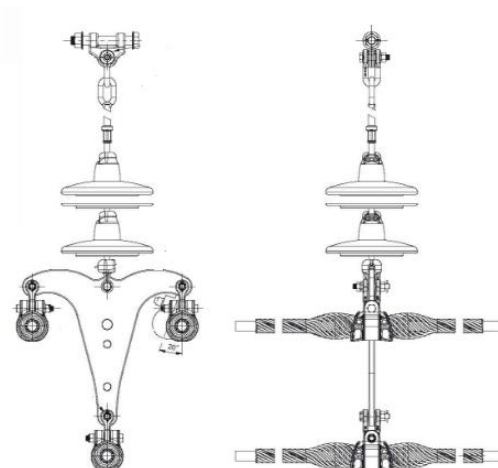
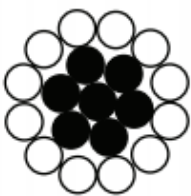


Figura 7-2 - Configuração geométrica do feixe de condutores fase (PLP Brasil, [s,d])

Os cabos para-raios aqui utilizados são do tipo CAA – Dotterel (12/7). Estes para-raios são compostos por um único cabo, não sendo necessário realizar os ajustes de equivalência supracitados.

Tabela 7-2 - Propriedades dos cabos para-raios

 <p>12 Al - 7 Aço</p>	Diâmetro externo:	15,40 mm
	Área da seção:	186,26 mm ²
	Peso Linear:	6,57 N/m
	Módulo de elasticidade:	1,05E+11 N/m ²
	Força de Ruptura:	76754 N

Fonte: Catálogo da Nexans para cabos CAA (NEXANS, [s.d.])

Na lei constitutiva dos cabos suspensos, optou-se por considerar os efeitos não lineares físicos dos cabos utilizando as relações desenvolvidas por PLS-CADD [s. d.], baseadas em McDonald e Peyrot (1990), que utilizavam as relações desenvolvidas pela indústria de alumínio dos EUA e do Canadá. Essa mesma metodologia foi utilizada por Kaminski Jr. (2007), Cappellari (2005) e por outros trabalhos do LDEC.

A metodologia utilizada é relativamente simples, mesmo para cabos do tipo CAA (aço e alumínio). A ideia é que, através de uma combinação linear das curvas tensão-deformação de cada material formador da seção, se obtenha a curva tensão deformação do conjunto. Ou seja,

as propriedades da seção serão proporcionais à porcentagem de cada material na composição dela. Escreve-se portanto:

$$\sigma_t = \sigma_{aço} \left(\frac{A_{aço}}{A_t} \right) + \sigma_{al} \left(\frac{A_{al}}{A_t} \right), \quad (7.2)$$

sendo respectivamente, σ_t , $\sigma_{aço}$ e σ_{al} , a tensão total na seção, a tensão na seção de aço e a tensão na seção de alumínio. Da mesma forma, A_t , $A_{aço}$ e A_{al} têm mesmo significado, mas em relação à área da seção. Cada parcela do lado direito da equação (7.2) é escrita por um polinômio de 4º grau, sendo função de uma deformação fictícia, ε :

$$\sigma_{al} \left(\frac{A_{al}}{A_t} \right) = a_4 \varepsilon^4 + a_3 \varepsilon^3 + a_2 \varepsilon^2 + a_1 \varepsilon + a_0,$$

$$\sigma_{aço} \left(\frac{A_{aço}}{A_t} \right) = b_4 \varepsilon^4 + b_3 \varepsilon^3 + b_2 \varepsilon^2 + b_1 \varepsilon + b_0.$$

Os coeficientes dos polinômios fictícios para o aço e o alumínio dos cabos condutores (CC) e para-raios (CP) estão dispostos na Tabela 7-3, considerando a deformação em % e as tensões em dN/mm^2 .

Tabela 7-3 - Coeficientes dos polinômios dos cabos

		a4	a3	a2	a1	a0
Alumínio	CC	-32.134	95.198	-106.670	60.570	-1.017
	CP	482.098	-424.109	74.431	25.572	-0.238
		b4	b3	b2	b1	b0
Aço	CC	-7.883	1.079	0.703	11.618	0.012
	CP	34.177	-101.237	36.624	63.381	0.184

Fonte: (PLS-CADD, [s.d.])

Fazendo a combinação linear dos dois materiais, com uso da equação (7.2) e multiplicando pela área total da seção de cada cabo, são obtidas as equações constitutivas dos cabos condutores e para-raios, respectivamente:

$$F_{cc} = 10^7 A_{cc} (-40,018 \varepsilon_{cc}^4 + 96,277 \varepsilon_{cc}^3 - 105,967 \varepsilon_{cc}^2 + 72,188 \varepsilon_{cc} - 1,005), \quad (7.3)$$

$$F_{cp} = 10^7 A_{cp} (516,275 \varepsilon_{cp}^4 - 525,346 \varepsilon_{cp}^3 + 111,054 \varepsilon_{cp}^2 + 88,952 \varepsilon_{cp} - 0,053). \quad (7.4)$$

sendo:

F_{CC} e F_{CP} a força total interna no cabo condutor e no cabo para-raios, respectivamente;

A_{CC} e A_{CP} , a área total da seção de ambos os cabos;

ε_{CC} e ε_{CP} , a deformação, escrita como uma porcentagem (%) do comprimento inicial $L_{teórico}$;

10^7 , o fator transforma as unidades disponibilizadas pelo programa (dN/mm^2) para N/m^2 .

Na Tabela 7-3 compara-se o comportamento linear e não linear dos dois tipos de cabos (CC e CP). O modelo padrão utilizado na comparação tem comprimento igual a 20,00 m. Observa-se na Figura 7-3 que as diferenças entre as deformações lineares e não lineares crescem para solicitações próximas à carga de ruptura do mesmo, já que as equação não lineares convergem aproximadamente para carga de ruptura dos mesmos.

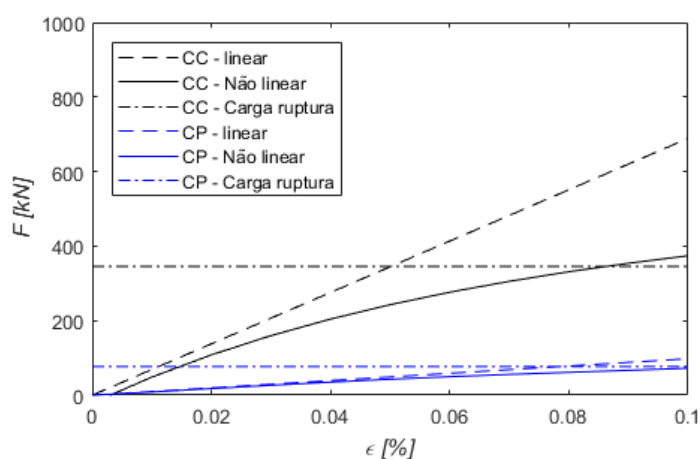


Figura 7-3 - Comparação do comportamento linear e não linear dos condutores

A flecha máxima encontrada para os cabos condutores e para-raios, considerando as leis constitutivas não lineares apresentadas acima são, respectivamente $f_{CC} = 26,35 m$ e $f_{CP} = 23,17 m$.

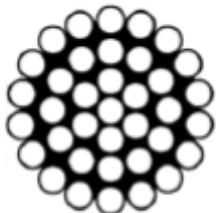
Por curiosidade, já que neste caso a linha não tem uso específico, a distância mínima dos cabos aos objetos do entorno para uma linha de 500 KV é dada pela distância de uso somada a 2,40 m. Este valor foi obtido pela equação disponível na norma NBR 5422, que é função da potência da linha.

7.1.2.2 Estais

Ao contrário dos cabos condutores os estais têm função estrutural, sendo os responsáveis pela sustentação da torre frente às cargas laterais. Para que tenham capacidade de acrescentar rigidez ao sistema, os estais devem ser submetidos a um nível de tensão prévia, a protensão.

Os estais também estão restritos a esforços de tração e a lei constitutiva assumida é a linear. As propriedades destes elementos são descritas na Tabela 7-4.

Tabela 7-4 - Propriedades estruturais dos estais

 <p>*Arranjo dos fios</p>	Diâmetro externo:	20,20 mm
	Área da seção:	320,50 mm ²
	Peso Linear:	19,42 N/m
	Módulo de elasticidade:	1,20E+11 N/m ²
	Força de Ruptura:	328000 N

Fonte: Catálogo da Belgo Bekaert para fios e cabos (BELGO BEKAERT ARAMES, [s.d.]

Em projeto, o nível de protensão indicado pela CSA-S37-1 (CSA, 2011) é de entre 8% e 15% da carga de ruptura do componente.

No desenvolvimento deste trabalho, utilizou-se o método de integração explícito *MDC*, no qual, de forma a não precisar calcular uma condição deformada inicial, as cargas permanentes são adicionadas lentamente à estrutura no início da análise. Com a adição progressiva das cargas estáticas de peso próprio e protensão, a estrutura se deforma continuamente causando o encurtamento do mastro e o afrouxamento dos estais. Por este motivo, Brazeiro (2015) indica que o nível de protensão inicial (sem peso próprio) seja de aproximadamente 17% da carga de ruptura (T_{rup}), para que ao final da aplicação do peso próprio o nível de protensão, o mesmo se encontre no intervalo recomendado.

No processo de integração numérica, a deformação total do elemento de estai, e os esforços internos correspondentes, são obtidos pela soma das deformações instantâneas às deformações iniciais causadas pela protensão. Como os estais não têm rigidez à compressão necessita-se saber nos casos em que há afrouxamento nos estais, se as deformações instantâneas são

maiores que as deformações iniciais causadas pela protensão. Caso isso ocorra, a rigidez do estai deve ser anulada.

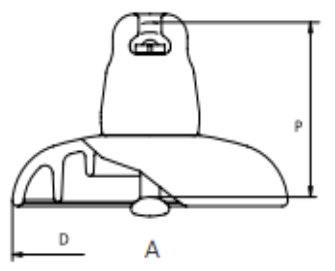
Nos casos em que a torre não apresenta simetria, os estais podem não estar submetidos ao mesmo nível de protensão, já que os mesmos devem garantir a verticalidade do sistema estrutural. Então, um processo de análise não linear se faz necessário para que se encontre a posição de equilíbrio vertical. Isso não ocorre no modelo de torre estudado, visto que os cabos suspensos e os estais estão dispostos de maneira simétrica em relação ao eixo transversal e as torres estão posicionadas à mesma altura. Este caso pode ser visto com mais detalhes em Brazeiro (2015).

7.1.3 Isoladores

Os isoladores são responsáveis por suspender os cabos condutores e devem ter um comprimento suficiente que impeça a formação do arco elétrico entre os cabos e a estrutura. Neste trabalho o comprimento dos isoladores laterais assumido foi de $L = 4,80m$, enquanto que o central é disposto de forma a obter um ângulo de 90° entre os dois isoladores. Todos os isoladores são do tipo DL500-32. Observa-se que os isoladores são dispostos de maneira simétrica em relação ao eixo longitudinal da linha.

Os isoladores também são modelados com propriedade mecânica de cabo (solicitação por tração unicamente) e relação constitutiva linear. As propriedades físicas assumidas para estas componentes estão descritas na Tabela 7-5.

Tabela 7-5 – Propriedades estruturais da cadeia de isoladores

	Diâmetro externo (d):	360 mm
	Área da seção (A):	500 mm ²
	Massa unitário (m):	18 kg
	Altura unitária (P):	240 mm
	Módulo de elasticidade (E):	1,20E+11

Fonte: Catálogo da Seves (SEVES, 2009)

Com os dados acima, pode-se calcular o peso linear do isolador, $p = 735,75 \text{ N/m}$. A área utilizada no cálculo da rigidez do elemento refere-se ao à área do pino central, enquanto que o

diâmetro refere-se ao diâmetro do elemento em porcelana, e é utilizado no cálculo dos esforços causado pelo vento.

7.2 PROPRIEDADES DINÂMICAS

Neste item foram obtidas, de forma isolada, as principais propriedades dinâmicas dos componentes estruturais: frequências e modos de vibração. Define-se também o fator de amortecimento (ζ) dos componentes estruturais.

A análise isolada é feita pelo fato de que no método utilizado (MDC desacoplado), fixa-se um coeficiente de amortecimento para cada componente estrutural, diferentemente do que ocorreria na análise do sistema acoplado, que no seu método mais geral (amortecimento de Rayleigh), a matriz de amortecimento é uma combinação linear de dois fatores de amortecimento globais da estrutura.

Vale ressaltar que, frente à imprecisão dos dados de amortecimento estrutural e à impossibilidade de separar de forma precisa o amortecimento em seus diversos mecanismos, optou-se por utilizar um fator de amortecimento único contemplando todos os mecanismos (materiais, conexões e ambiente).

7.2.1 Modos de vibração e frequências da Torre

Inicialmente se fez uma análise modal no software ANSYS, de modo que se pudessem visualizar com clareza os modos de vibração do conjunto da torre, estais e isoladores numa análise linear.

Devido à presença dos cabos condutores, os isoladores têm na realidade certa restrição ao deslocamento longitudinal (sentido da linha), por isso, optou-se por restringir o movimento dos mesmo nesse sentido no processo modal (XIAOWEI; YONGTAO; QING, 2016). Os quatro primeiros modos de vibração da torre são ilustrados na Figura 7-4. Os modos de vibração se referem respectivamente às vibrações: longitudinal, torcional e dois modos transversais.

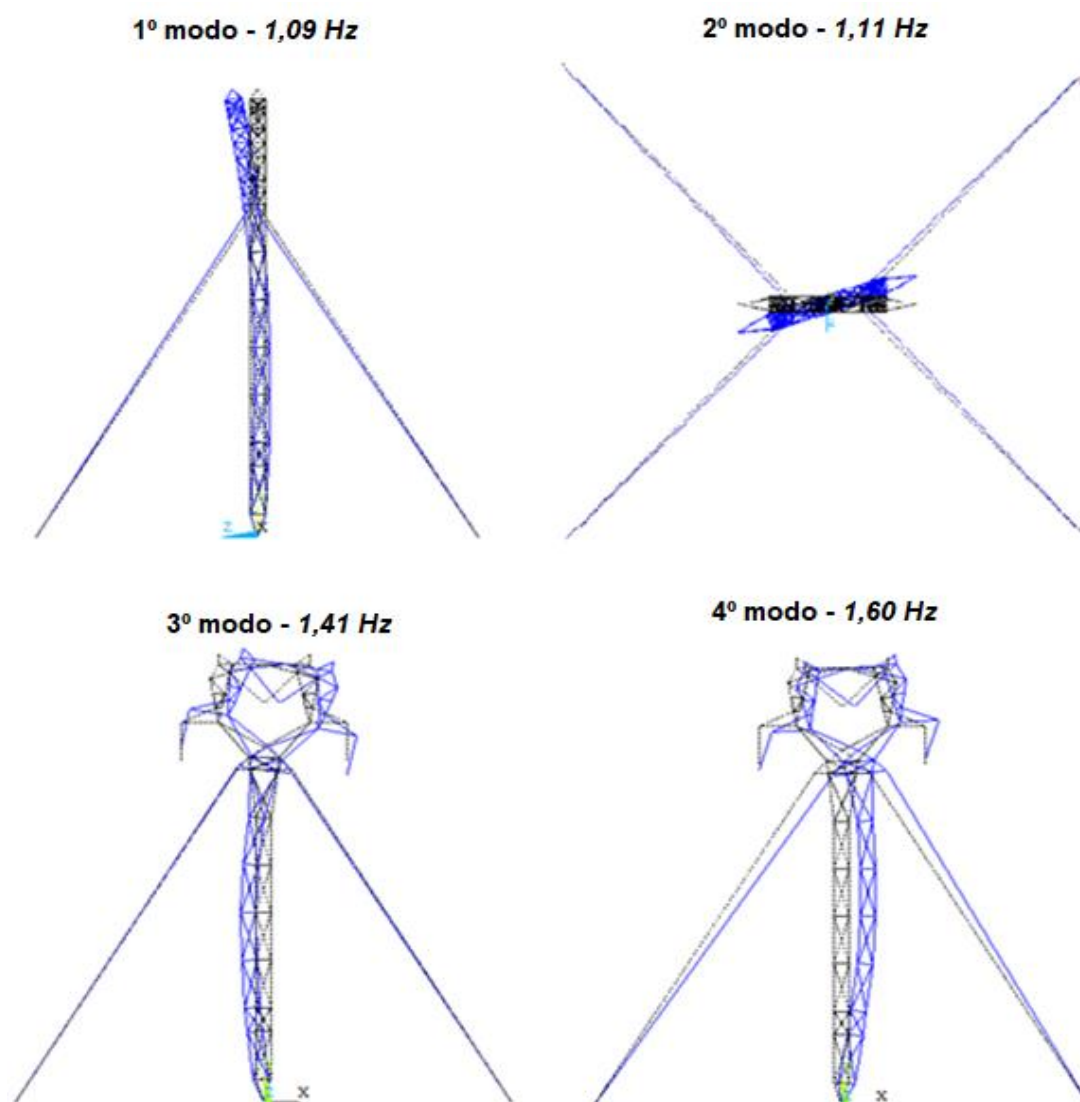


Figura 7-4 - Modos de vibração da torre obtidos através do ANSYS (análise linear)

O mesmo processo modal foi também realizado no algoritmo desenvolvido, com uso do conceito de autovalores e autovetores, para duas situações. Primeiramente utilizou-se a matriz de rigidez inicial $[K]$ como forma de validar o código desenvolvido com base no resultado do ANSYS, e posteriormente se fez a mesma análise considerando a matriz de rigidez tangente $[K_T]$, calculada na análise não linear estática, a qual considera os efeitos da protensão dos estais, do peso próprio e do vento médio, inclusive a ação sobre os cabos.

Na análise não linear estática, as cargas atuantes nos cabos suspensos são adicionadas diretamente ao vetor de cargas por meio de cargas concentradas, enquanto que os esforços de protensão são dados por meio de valores iniciais. Estas cargas encontram-se no item 8.2 (Tabela 8-2 e Tabela 8-3), visto que estes valores foram definidos pela análise do sistema

estrutural completo, e que é apresentado no capítulo correspondente. O peso próprio e a ação do vento nos demais componentes (torre, estais e isoladores) são calculados automaticamente pelo método numérico desenvolvido. Em todas as análises considerou-se a matriz de massa concentrada. Além disso, assume-se que o amortecimento estrutural tem pequeno impacto sobre as frequências de vibração da estrutura ($\zeta < 0,1$), o que permite desconsiderar o amortecimento no cálculo das frequências de vibração (frequências não amortecidas).

Apresenta-se na Figura 7-5 os quatro primeiros modos de vibração da estrutura correspondentes à estrutura deformada (matriz $[K_T]$). Estes modos foram calculados e gerados no algoritmo desenvolvido em MATLAB.

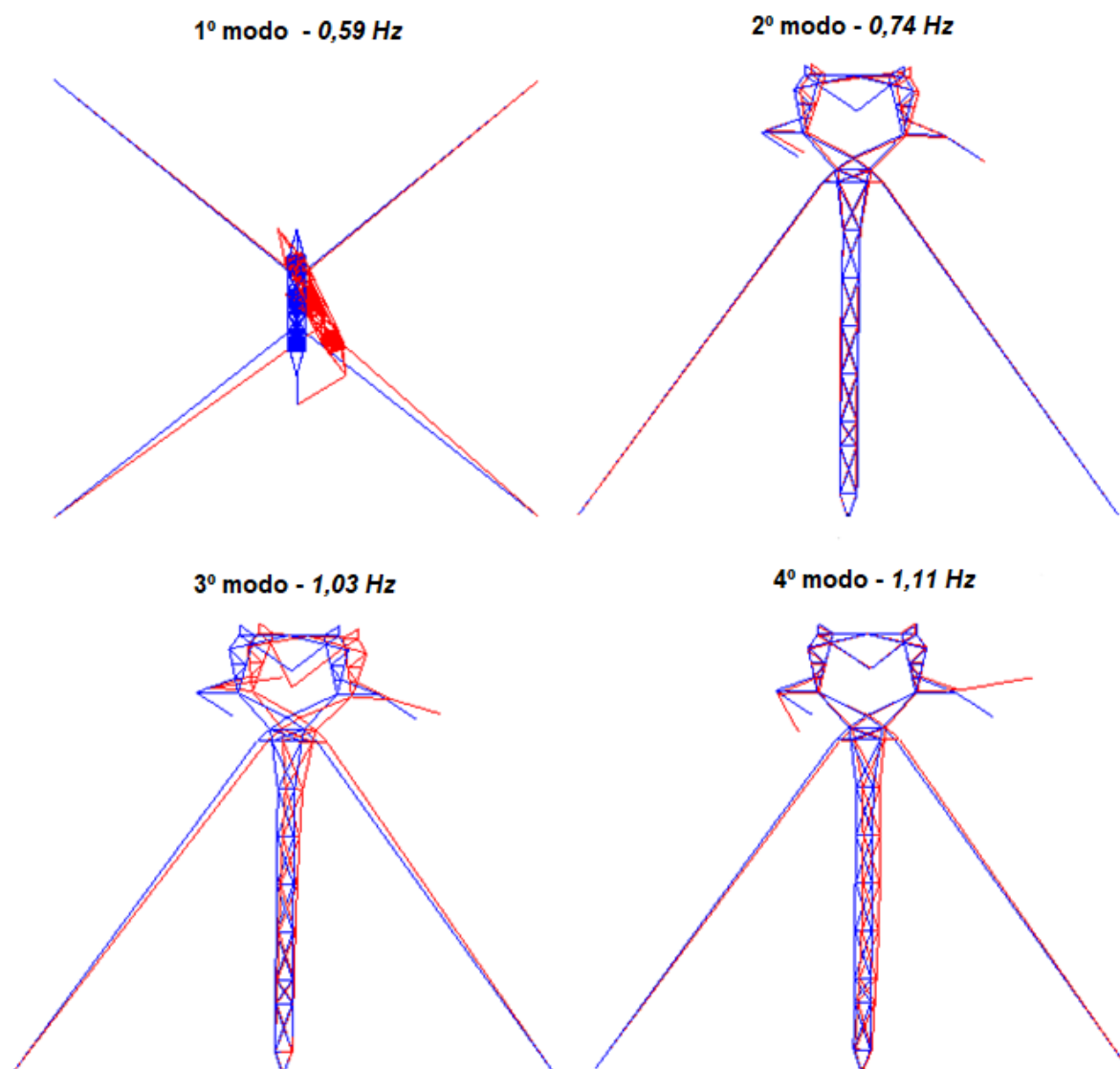


Figura 7-5 - Modos de vibração obtidos através da matriz tangente, K_T (análise não linear)

Observa-se que o 1º modo de vibração apresenta torção com o eixo fora do centro geométrico da torre. Observa-se que este modo ocorre em função do afrouxamento dos estais à sotavento. O 2º modo apresenta deslocamento transversal local, visto que somente a parte superior da torre oscila, enquanto que o 3º e o 4º modo correspondem às oscilações transversais globais da torre. Estes dois últimos modos correspondem respectivamente ao 4º e 3º modo da Figura 7-4 (ANSYS).

O sistema de linha de transmissão é altamente não linear, e isso pode ser comprovado pela diferença nos modos e frequências de vibração apresentados pela estrutura em função da redução de rigidez causada pelo carregamento permanente e pela força média do vento.

Este trabalho visa simular a ação do vento agindo transversalmente à linha, por isso, o modo de vibração que nos interessa é o correspondente ao 3º modo de vibração das duas análises. A frequência correspondente a este modo será utilizada na determinação do coeficiente de amortecimento ($\alpha_{m,t}$) da torre, já que o coeficiente de amortecimento deve ser correspondente à principal sollicitação da estrutura.

Por conveniência, as frequências de vibração dos modos serão apresentadas na Tabela 7-7.

7.2.2 Coeficiente de amortecimento da torre (α_m)

Como determinado no capítulo 5, no procedimento de integração pelo método MDC (*diferenças finitas centrais*) o amortecimento é considerado como sendo função linear da massa da estrutura, sendo aplicado ao método através dos parâmetros α_m de cada componente. Este coeficiente deve ser determinado de forma a garantir que o fator de amortecimento estrutural (ζ) seja compatível com evidências experimentais.

Torres metálicas apresentam fatores de amortecimento na faixa de 3% a 8%, segundo Kaminski Jr. *et al.* (2005). A NBR 6123 (ABNT, 1988) indica o valor de 8% para torres metálicas. Amortecimentos muito baixos dissipam menos energia, e, portanto, tendem a ampliar os deslocamentos da estrutura. Neste trabalho, o fator de amortecimento total assumido para as torres é de 5%.

Como forma a obter um comparativo, estimou-se o coeficiente de amortecimento transversal da torre ($\alpha_{m,t}$) para as configurações indeformada e deformada da estrutura. Para estrutura indeformada, utilizou-se a frequência $1,41 \text{ Hz}$ (3ª frequência), que resulta no coeficiente $\alpha_{m,t}$

$\cong 1,0$. Para configuração deformada, calculada através da matriz de rigidez tangente (K_T), utilizou-se a frequência de vibração de $1,03 \text{ Hz}$ (3ª frequência) e o valor encontrado foi $\alpha_{m,t} \cong 0,65$. Utilizaram-se estas frequências pelo fato de corresponderem à primeira frequência transversal de cada análise. As frequências obtidas pelos métodos estão resumidas na Tabela 7-7.

Outro parâmetro a ser calculado é o intervalo de integração (Δt) da equação de movimento. Como definido no item 5.2.1, o *intervalo crítico* de integração pode ser estimado de duas formas, pela equação (5.26) ou pela equação (5.27).

A equação (5.26) é função do menor período da estrutura discreta (maior frequência) e esta análise dispõe deste valor. A maior frequência obtida pelas duas análises (linear e não linear) é $683,48 \text{ Hz}$ e resulta num intervalo $\Delta t_{crit,1} = 4,66E-4 \text{ s}$. Este valor garante a estabilidade do método, mas por curiosidade, calculou-se o menor período natural entre os elementos da estrutura, que resulta num valor ligeiramente menor, $\Delta t_{crit,2} = 1,37E-4 \text{ s}$.

Para verificar a precisão da resposta e observar o comportamento dinâmico da estrutura no domínio do tempo em função do intervalo de integração (Δt), pode-se fazer um teste de vibração livre na estrutura. A análise de vibração livre permite avaliar os deslocamentos da estrutura no domínio do tempo, caracterizando as frequências de vibração e o fator de amortecimento apresentado pela estrutura em determinado modo de vibração.

Como demonstração, optou-se por analisar o 1º e o 3º modo de vibração, nos quais aplicaram-se cargas de $25,00 \text{ kN}$ nos principais graus de liberdade de cada modo (grau correspondente à unidade) e cargas reduzidas proporcionalmente nos graus de liberdade menores, mas somente nos mais importantes. Para o primeiro modo de vibração, carregaram-se os nós 72, 77, 79 e 81, todos no sentido (+y), sendo o último o maior valor (igual à unidade). Para o terceiro modo, solicitou-se o isolador da extremidade de barlavento com duas cargas de $25,00 \text{ kN}$ nos sentidos +x e +z. Além destas cargas, considera-se a ação do peso próprio, protensão e vento médio atuando na estrutura. As ações referentes à presença dos cabos são consideradas por meio de cargas concentradas aplicadas no vetor de cargas.

Como já explicado neste trabalho, no método de integração utilizado (equações de movimento desacopladas), as cargas devem ser aplicadas à torre lentamente. A protensão e o peso próprio da torre são aplicados nos primeiros 3 segundos da análise. Na sequência são aplicadas as

forças externas durante 7 segundos de análise. Alguns instantes são dados para estabilização da estrutura (5 segundos), para então, no instante 15 segundos, as cargas solicitantes dos modos de vibração serem subitamente retiradas fazendo com que a torre oscile livremente. As curvas apresentadas na Figura 7-6 referem-se ao deslocamento do nó 81 nos dois modos de vibração analisados. No 1º modo apresentado o deslocamento ocorre no sentido do eixo y (longitudinal), enquanto que o segundo o movimento ocorre no sentido x (transversal).

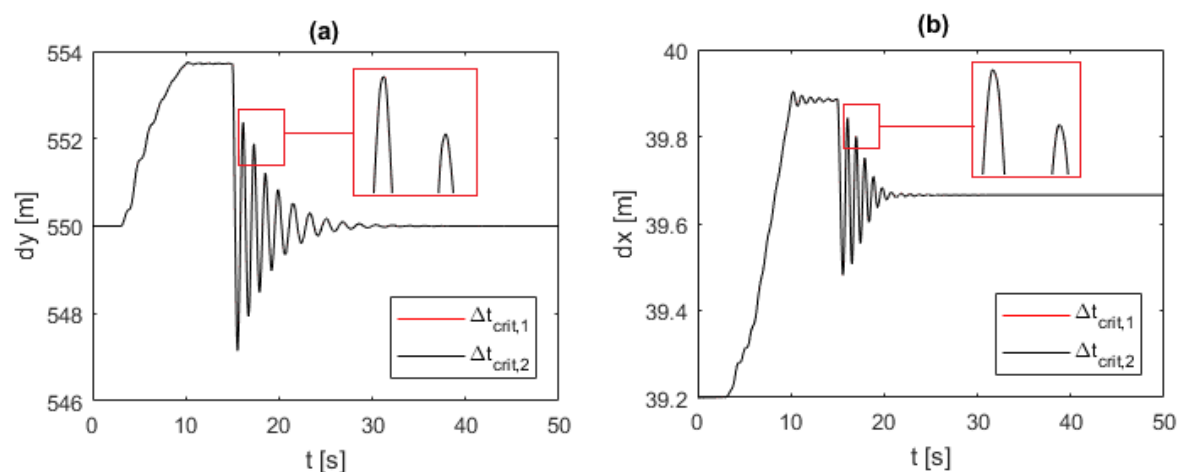


Figura 7-6 - Resultado dos testes de vibração livre da 1ª e 3ª frequências de vibração

Os resultados apresentados na Figura 7-6 demonstram que com o uso do maior intervalo ($\Delta t_{crit,1}$) não há perdas perceptíveis de precisão. Nestas verificações, analisou-se a torre isolada, provida do menor fator de amortecimento da torre definido anteriormente $\alpha_{m,t} = 0,65$.

Por curiosidade, através de dados retirados dos primeiros cinco ciclos completos das curvas (seis valores de pico) apresentadas acima, estimam-se o decremento logarítmico (d_{log}) e o fator de amortecimento (ζ) com uso da equação (5.11) e equação (5.12), respectivamente.

Tabela 7-6 - Decrementos logarítmicos e fatores de amortecimento da torre

Freq.	dlog	ζ
1ª	0,953	0,0756
3ª	0,7567	0,0600

Pelos dados resumidos na Tabela 7-6, verifica-se que o coeficiente de amortecimento apresentado pela estrutura se encontra na faixa indicada para torres metálicas (entre 3% e 8%).

Na sequência, são obtidas as frequências de vibração apresentadas pela estrutura no domínio do tempo. Através dos mesmos primeiros cinco ciclos completos (seis primeiros valores), calcula-se o período de cada ciclo, que por sua vez, é inversamente proporcional à frequência. Fazendo-se a média dos valores encontrados de cada ciclo, chega-se às frequências apresentadas na última coluna da Tabela 7-7.

Tabela 7-7 - Frequências de vibração dos quatro primeiros modos da torre

Freq.	Análise linear			Análise Não linear		
	Ansys	Autovalores		Autovalores	MDC	
	freq. [Hz]	freq. [Hz]	Dif. [%]	freq. [Hz]	freq. [Hz]	Dif. [%]
1ª	1.08	1.09	0.5%	0.59	0.65	11.50%
2ª	1.11	1.11	0.18%	0.74	-	-
3ª	1.41	1.41	-0.35%	1.03	1.07	3.88%
4ª	1.60	1.61	0.47%	1.11	-	-

Analisando as primeiras duas colunas (estrutura indeformada) da Tabela 7-7 evidencia-se a precisão do algoritmo desenvolvido frente aos resultados do ANSYS. Nas colunas da direita (estrutura deformada) evidencia-se a influência da matriz K_T (não linear) nas frequências de vibração. A diferença é tanta, que as frequências apresentadas pelas duas formas (matriz $[K]$ e matriz $[K_T]$) não são passíveis de comparação, já que os modos de vibração sofreram alterações consideráveis. Por fim, verifica-se que a frequência com amortecimento do 3ª modo, calculadas pelo método da integração direta, é bastante próxima às frequências obtidas pelo processo de autovalores e autovetores. Para a 1ª frequência as diferenças são maiores, mas ressalta-se que neste modo, a maioria dos nós da estrutura apresentava coeficientes relevantes, no entanto, optou-se por carregar somente os mais importantes.

7.2.3 Modos e frequências de vibração dos cabos

As frequências de vibração de cabos são primeiramente obtidas por meio das equações de Irvine e Caughey (1974) descritas nas equações (5.3) à (5.10). No caso dos condutores,

assume-se que o feixe de cabos apresenta o mesmo comportamento de um cabo simples, mas considerando as propriedades equivalentes do conjunto, conforme descritas no item 7.1.2.

Num segundo momento, as frequências são obtidas via autovalores e autovetores, considerando a matriz de rigidez tangente para duas situações de carga. A primeira considera somente o peso próprio, de modo a confirmar os valores obtidos pelas equações referidas acima. Na segunda situação, obtiveram-se também as frequências de vibração dos cabos quando solicitados pelo peso próprio e vento médio. Os valores das frequências e modos de vibração citados acima são resumidos na Tabela 7-8.

Tabela 7-8 - Frequências do feixe de cabos condutores (CC) e dos cabos para-raios (CP)

Cabo	Freq.	Irvine e Coughy (1974)	Autovalores (Sem vento)		Autovalores (Com vento)	
		freq. [Hz]	freq. [Hz]	Dif. [%]	freq. [Hz]	Dif. [%]
CC	1ª	0.108	0.108	0.03%	0.135	-19.90%
	2ª	0.216	0.214	0.88%	0.267	-19.24%
	3ª	0.216	0.216	-0.04%	0.270	-20.03%
	4ª	0.303	0.304	-0.15%	0.370	-17.90%
	5ª	0.324	0.325	-0.37%	0.406	-20.30%
	6ª	0.432	0.434	-0.63%	0.543	-20.49%
CP	1ª	0.115	0.115	0.00%	0.161	-28.34%
	2ª	0.230	0.229	0.61%	0.319	-27.89%
	3ª	0.230	0.230	-0.11%	0.322	-28.47%
	4ª	0.319	0.321	-0.44%	0.425	-24.81%
	5ª	0.345	0.347	-0.44%	0.484	-28.72%
	6ª	0.460	0.464	-0.75%	0.587	-21.64%

Verificam-se nas frequências obtidas pela análise de autovalores e autovetores, valores muito parecidos aos encontrados pelas equações de Irvine e Coughy (1974), quando considerado somente o peso próprio dos cabos. Quando considerada a força do vento médio, as frequências sofrem alterações relevantes, pois os cabos aumentam de rigidez em função das solicitações. Analisando-se as duas situações, os cabos condutores apresentam variação média de 19,47% e os cabos para-raios 27,65%. As formas modais apresentadas na Figura 7-7 contemplam a sequência dos modos de vibração apresentados nas três situações analisadas da Tabela 7-8.

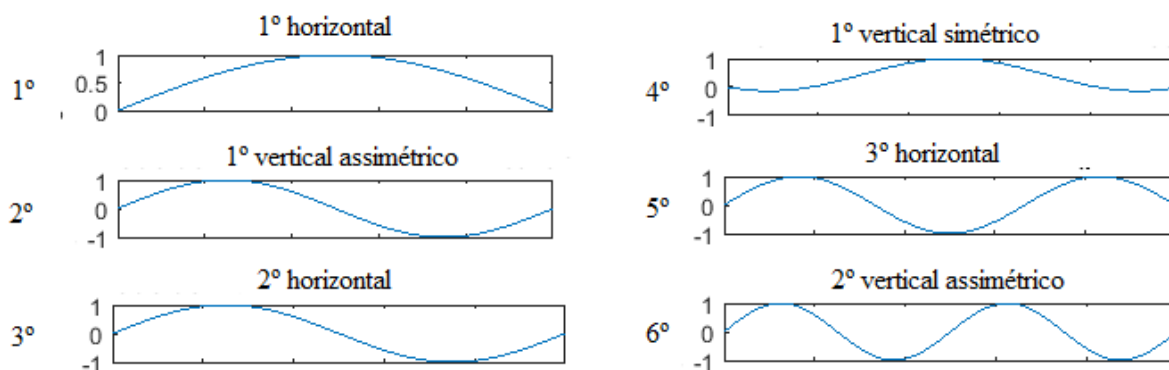


Figura 7-7 - Modos de vibração dos cabos

7.2.4 Coeficiente de amortecimento dos demais componentes (α_m)

Cabos suspensos

O amortecimento estrutural é um parâmetro de difícil determinação. Em relação aos cabos a variabilidade é ainda maior em função dos deslocamentos e da rigidez, que variam consideravelmente em função da massa e do tamanho do vão livre. Além disso, o amortecimento dos cabos também varia em função da faixa de frequências que estão sendo medidas experimentalmente, onde, em geral, o maior interesse é em relação ao amortecimento na ocorrência do fenômeno de vibrações eólicas, que ocorrem em grandes frequências e pequenas amplitudes. Além disso, em geral, nestas medições, as componentes de amortecimento estrutural e aerodinâmica não são separadas (ALMINHANA, 2017). Em função destas dificuldades, não existe consenso em relação a valores para o coeficiente de amortecimento de cabos.

Dua *et al.* (2015) afirmam que modelos reais de amortecimento aerodinâmico são bastante complexos, e por isso fizeram uso de um único fator de amortecimento de 2,50%, sendo segundo eles 2,0% suficientes para representar o amortecimento aerodinâmico e 0,5% o amortecimento estrutural. Diana *et al.* (2000) indicam a faixa entre 1% e 10% para o fator de amortecimento de cabos de LTs (ALMINHANA, 2017).

Considerando a segunda frequência de vibração dos cabos condutores ($f_2 = 0,267 \text{ Hz}$), que corresponde ao primeiro dos modos a ocorrerem no plano da catenária, e o fator $\zeta = 3,20\%$, que engloba o amortecimento estrutural e o aerodinâmico, chega-se ao coeficiente de amortecimento $\alpha_{m,c} = 0,10$. Este mesmo fator foi utilizado por Alminhana (2017), para uma

LT bastante similar, com mesmo tamanho de vão e tipo de cabo, porém para diferentes torres e para o estudo de ruptura de cabo.

Devido à incerteza nos valores de amortecimento, optou-se por utilizar além do calculado, o valor $\alpha_{m,c} = 0,50$, proposto por Kaminski Jr. et al. (2005), que para o cabo estudado neste trabalho equivale à $\zeta = 14\%$.

Estais

Segundo experimentos, o fator de amortecimento de cabos tensionados é menor que nos cabos suspensos (RAMBERG; GRIFFIN, 1977). Kumarasena *et al.* (2007) chega a mesma conclusão em seu estudo. Mesmo assim, neste trabalho, optou-se por utilizar para os estais os mesmos coeficientes de amortecimento obtidos para os cabos suspensos.

Isoladores

Assume-se um coeficiente de amortecimento $\alpha_m = 2,00$ (BRAZEIRO, 2015).

8 ESTUDO DE CASO

Neste trabalho analisou-se um segmento de uma LT, composto por 3 (três) torres estaiadas do tipo G55A e 4 (quatro) vãos de cabos de 550 metros. As torres são responsáveis por sustentar 3 fases e 2 para-raios. Como já descrito no capítulo 7, cada fase é composta por três cabos Rail (tipo CAA 45/7 fios) e cada para-raios por um cabo Dotterel (tipo CAA 12/7 fios). O sistema estrutural completo é apresentado na Figura 8-1.

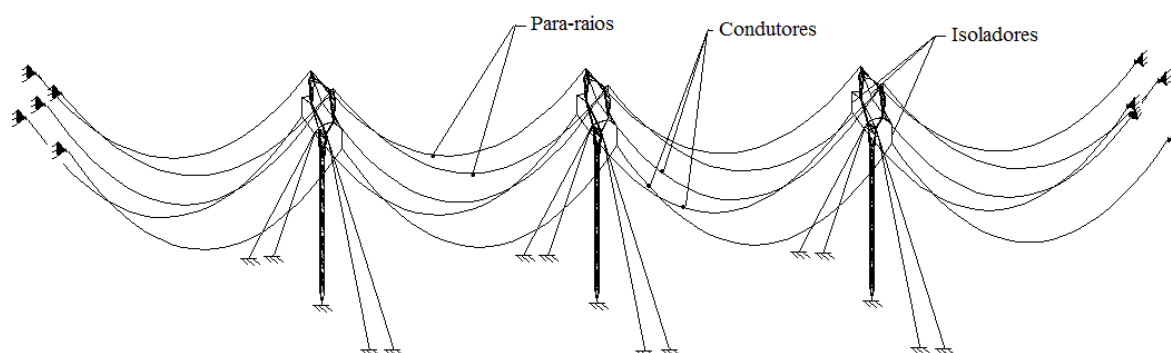


Figura 8-1 - Ilustração do segmento de estrutura analisada

O objetivo do estudo é a comparação de esforços, de alguns componentes da estrutura, submetidos à ação do vento. As solicitações foram obtidas por duas diferentes metodologias: pelo *método estático equivalente* da norma IEC 60826 (item 6.4.2) e pelo *método numérico* que faz uso do algoritmo desenvolvido (item 0). Abaixo seguem algumas observações:

- todas as propriedades físicas e geométricas dos componentes do modelo foram descritas de forma isolada no item 7.1;
- todos os apoios foram considerados indeslocáveis, tanto nas extremidades dos cabos suspensos, quanto na ancoragem e apoio das torres;
- nas duas metodologias de cálculo de esforços, considerou-se somente o caso em que a estrutura é solicitada transversalmente pelo vento (vento perpendicular à linha);
- em relação ao modelo numérico, os esforços nos elementos foram obtidos segundo os dois métodos de geração do campo de velocidades apresentados no item 6.3.3: método MT e o método MC;
- nos dois métodos de geração do campo de velocidades, a componente flutuante do vento é gerada a partir do espectro de Davenport, com referência na posição

deformada da estrutura (cabos e isoladores) sob a ação das cargas permanentes e quase estáticas, que correspondem à posição média dos deslocamentos;

- a velocidade básica na altura de referência é $28,80 \text{ m/s}$ para terrenos de categoria B (coeficiente K_R) e período de 10 minutos. Esta velocidade equivale à velocidade de 40 m/s para rajada de 3 segundos;
- adotaram-se diferentes coeficientes de amortecimento para torre e para os cabos. A Tabela 8-1 resume as análises realizadas nos dois métodos desenvolvidos.

Tabela 8-1 - Parâmetros de amortecimento utilizados nos modelos numéricos

Método para campo de velocidades	Torre (am,t)	cabos (am,c)	
		menor	maior
MC	0.65	0.10	0.50
	1.00	0.10	0.50
MT	0.65	0.10	0.50
	1.00	0.10	0.50

O número de torres utilizado não é o ideal, visto que em LTs reais, as distâncias entre as torres de ancoragem são maiores que quatro vãos. No entanto, pelo fato de se utilizar um procedimento de geração de campo de velocidades custoso e por se tratar de uma análise estatística, o uso de um segmento maior tornou-se inviável.

8.1 PROCEDIMENTOS DO PROGRAMA

Os dados de entrada do sistema estrutural (posição dos nós, conectividade, propriedades físicas e geométricas, tamanho do vão, etc.) são organizados inicialmente em uma tabela Excel, que são lidos inicialmente por um algoritmo desenvolvido no software MATLAB. Com a leitura da geometria de uma torre padrão e do número de torres que compõe o modelo, o programa calcula automaticamente a posição das demais torres, bem como a configuração espacial (sem peso próprio) de todos os cabos da LT.

Nos métodos utilizados, os sinais de velocidades do vento são calculados nos *referenciais* dos componentes estruturais. Os cabos suspensos são sujeitos a grandes deslocamentos, e, portanto, a posição deformada destes elementos afeta significativamente a matriz de correlação do método MC, por este motivo, em um primeiro momento, é feita uma análise

não linear estática na estrutura (Capítulo 4 – Análise não linear), de forma a encontrar a posição deformada da estrutura, causadas pelas cargas de peso próprio, protensão e vento médio. Pelo fato da torre não sofrer grandes deslocamentos verticais e transversais, a posição deformada da torre não é considerada na geração dos sinais de velocidade. Com a configuração atualizada da estrutura, os sinais aleatórios do vento são calculados nos *referenciais* da estrutura. A posição dos *referenciais* é considerada pelas funções de correlação apresentadas nas equações (6.37) a (6.39).

Na geração dos processos aleatórios, utilizam-se os dois processos numéricos apresentados no item 6.3.3, nos quais a energia das rajadas é definida através do espectro de Davenport (Equação (6.32)). A banda de frequências do espectro utilizada na composição das rajadas foi de 0,01 a 2,50 Hz, sendo discretizada em 512 intervalos. O tempo de análise dinâmica realizado é de 600 segundos, divididos em $Nt = 2^{12} = 4096$ intervalos de $\Delta t_{vento} = 0,1464$ s, de modo a respeitar o teorema da amostragem, $\Delta t \leq 1/(2f_{max})$.

De posse dos sinais do vento flutuante correspondentes à posição deformada, parte-se para a análise dinâmica propriamente dita. Como $\Delta t_{vento} \gg \Delta t_{crit}$, durante o processo de integração, uma interpolação linear é feita entre os dois intervalos a cada instante.

Até o momento, todos os processos citados foram desenvolvidos na linguagem MATLAB. No entanto, a linguagem de programação FORTRAN foi escolhida para o processamento da integração numérica. Isso tem relação direta com a escolha do processo de integração explícito por *diferenças finitas centrais (MDC)*, que se trata de um método passo a passo e que vem sendo utilizado em diversos trabalhos do LDEC.

No processo de integração *MDC* desacoplado, o algoritmo parte da posição indeformada da estrutura (sem protensão, peso próprio e vento médio). As cargas estáticas são aplicadas imediatamente à estrutura em pequenos passos de tempo, como já foi abordado no Capítulo 7. Nos primeiros 5 segundos de análise são aplicados: peso próprio, as protensões dos estais e qualquer outra carga estática pré-definida. No intervalo 5 a 10 segundos o vento médio é aplicado à estrutura. O intervalo 10 a 15 segundos é reservado para que a estrutura estabilize na posição deformada referente às cargas estáticas. A partir de 15 segundos de análise, as flutuações do vento flutuante são aplicados à estrutura. A velocidade média é atualizada continuamente durante o processo de integração com o uso da *lei potencial* (item 6.2.3).

O intervalo de tempo utilizado na saída dos resultados ($\Delta t = 0,073 \text{ s}$) é muito maior que o intervalo utilizado na integração numérica ($\Delta t = 2,861e^{-4} \text{ s}$), sendo um resultado em cada 256 salvo para análise. Segundo a *frequência de Nyquist*, este intervalo permite calcular espectros de esforços até a frequência máxima de aproximadamente $6,85 \text{ Hz}$, como poderá ser visto nos espectros plotados adiante.

As variações dos esforços e deslocamentos no tempo são escritos em arquivos de dados (*.dat*), para serem lidos e tratados estatisticamente. No tratamento estatístico, novamente utiliza-se o software MATLAB em função da sua vasta biblioteca de funções.

Ressalta-se que as mesmas funções desenvolvidas em FORTRAN foram também desenvolvidas em MATLAB, no entanto, o primeiro apresentou melhor eficiência computacional, por isso optou-se pelo ‘intercâmbio’ entre os programas.

8.2 VERIFICAÇÕES INICIAIS

Antes de partir para a principal análise proposta, serão apresentadas algumas verificações acerca de itens que foram apresentados ao longo do trabalho.

Neste item são realizadas algumas análises estáticas e dinâmicas pelos métodos descritos neste trabalho. São comparados os resultados obtidos pelos métodos de *Newton-Raphson* e pelo *MDC* no caso de análises estáticas, e entre os métodos de *Newmark* (não linear) e *MDC* no caso de uma análise dinâmica. Estas comparações transmite certa segurança em relação aos algoritmos desenvolvidos.

8.2.1 Determinação do nível de protensão dos estais

Verifica-se neste item, segundo uma análise estática não linear, os esforços a que estarão submetidos os estais da torre quando aplicadas as cargas permanentes. Foi comentado no item 7.1.2.2, que o nível de protensão instalado dos estais sob ações permanentes deve ficar entre 8% e 15% da carga de ruptura. Sem ainda dispor da configuração deformada da torre, foi indicado o nível de protensão inicial de 17% da carga de ruptura do estai (sem aplicação de ações), para que assim que aplicadas as ações permanentes, o nível de protensão final devido ao encurtamento do mastro fosse o especificado acima.

Para a estrutura estudada, o nível de protensão inicial de 17% resulta no nível de protensão final próxima ao limite especificado pela CSA-S37-1 (CSA, 2011), 15%. Desta maneira, optou-se por testar a configuração final para outros níveis de protensão. Aplicou-se na estrutura, ainda sem peso próprio, os três níveis de protensão especificados na primeira coluna da Tabela 8-2. Devido aos valores encontrados, optou-se por utilizar o nível de protensão inicial de 16%, que neste caso, levou à protensão final de aproximadamente 13,50%. Todos os valores analisados são apresentados na Tabela 8-2.

Tabela 8-2 - Determinação do nível de protensão inicial

Carga de rup. (Trup) [kN]	Protensão Inicial [kN]		Protensão Final [kN]			
	Módulo	%	Newton-Raphson	%	MDC	%
328.00	55,76	17,00	47,82	14,58	48,21	14,70
	52,48	16,00	44,82	13,66	44,02	13,42
	49,20	15,00	41,81	12,75	42,30	12,90

Como forma de verificação, os níveis de protensão especificados na tabela acima foram calculados pelos dois métodos, *Newton-Raphson* e *MDC*, e os resultados confirmam a consistência de ambos.

8.2.2 Solicitações na torre devido ao vento médio nos cabos

Neste item, novamente será verificada a equivalência dos métodos numéricos de *Newton-Raphson* e o *MDC*. Como os dois métodos possuem algoritmos diferentes, repostas similares podem ser um indicativo de que o algoritmo de integração (*MDC*) é consistente.

São comparadas as cargas de peso próprio e vento médio, atuantes nos nós da torre central devido à presença dos cabos. Como forma de se ter uma referência para os valores obtidos, estes valores serão comparados aos obtidos pelo método da norma IEC 60826.

A IEC 60826 apresenta o cálculo das solicitações do vento pelo do *método estático equivalente*. No entanto, nesta comparação somente a componente média do vento é analisada, ou seja, não se trata ainda de uma análise dinâmica, por isso o coeficiente G_c não deve ser considerado nesta verificação. Então, a altura em relação ao solo antes implícita em G_c , deve ser agora considerada separadamente. Deste modo, a pressão dinâmica de referência ($q_{0,ref}$) é substituída pela pressão dinâmica correspondente à altura na qual os cabos são

acoplados à outros componentes estruturais ($q_{0,z}$). As alturas em que os cabos condutores e os para-raios conectam-se aos isoladores e à torre, são respectivamente $z_{CC,1} = 43,00\text{ m}$, $z_{CC,2} = 50,00$ e $z_{CP} = 56,50\text{ m}$. O perfil de velocidade média utilizado foi o *potencial*, pois ele é indicado no Anexo A da IEC 60826. O fator de vão G_L é considerado normalmente.

Tabela 8-3 – Comparativo das cargas nos nós 78, 90 e 92, pelos métodos numérico e analítico da IEC 60826

Ação	Número do nó	Analítico	Integração direta		Newton-Raphson	
		Módulo [N]	Módulo [N]	Dif. [%]	Módulo [N]	Dif. [%]
Vento	78	6745	6712	-0,49%	6630	-1,70%
	90	35630	35563	-0,19%	35417	-0,60%
	92	37512	37803	0,78%	37725	0,57%
Peso	78	3630	3586	-1,21%	3595	-0,96%
	90	26540	26366	-0,66%	26305	-0,89%
	92	26540	26511	-0,11%	26411	-0,49%

Os resultados acima referem-se às solicitações causadas pelos cabos nos nós 78, 90 e 92 da torre central da linha de transmissão. O primeiro recebe a ação proporcional à presença de um cabo para-raios e os demais de um cabo condutor. As solicitações nos nós 79 e 91, na posição de sotavento foram um pouco menores que as solicitações nos nós 78 e 90, à barlavento, em função da deformação da torre, mas as diferenças não são consideráveis. Os nós citados acima podem ser visualizados na Figura 7-1.

Verifica-se na Tabela 8-3 que as cargas atuantes na torre, calculadas pelos dois métodos *MDC* e *Newton-Raphson*, são praticamente os mesmos e ficaram muito próximos às cargas calculadas pelo método analítico da norma.

8.2.3 Comparativo entre os métodos de integração estudados

Por fim, elaborou-se um comparativo dos esforços obtidos pelos métodos de integração *MDC* e o método de *Newmark/Newton-Raphson*. Por se tratar de uma análise altamente não linear, mesmo com o uso dos parâmetros atrelados ao comportamento incondicionalmente estável de Newmark ($\beta = 0,50$ e $\delta = 0,25$) a resposta apresentou forte dependência do Δt considerado. Na comparação a seguir utilizou-se o mesmo intervalo de tempo utilizado no método *MDC* ($\Delta t = 0,0005\text{ s}$). Vale ressaltar que o método de Newmark desenvolvido convergia para um intervalo até 50 vezes menor, mas mesmo assim se mostrava mais custoso

computacionalmente. Nesta análise, aplicou-se o vento na torre isolada e para um tempo de análise de 50 segundos. Utilizou-se nas duas análises o amortecimento proporcional à massa e o coeficiente de amortecimento $\alpha_m = 1,00$ para todos os componentes do sistema estrutural.

Nas figuras a seguir (Figura 8-2 e Figura 8-3), compara-se por meios gráficos a variação dos esforços na barra B3 e no estai 401 obtidos pelos dois métodos. Verificam-se resultados idênticos em todos os elementos analisados, sendo este um bom indicador, de que os algoritmos de integração desenvolvidos são consistentes.

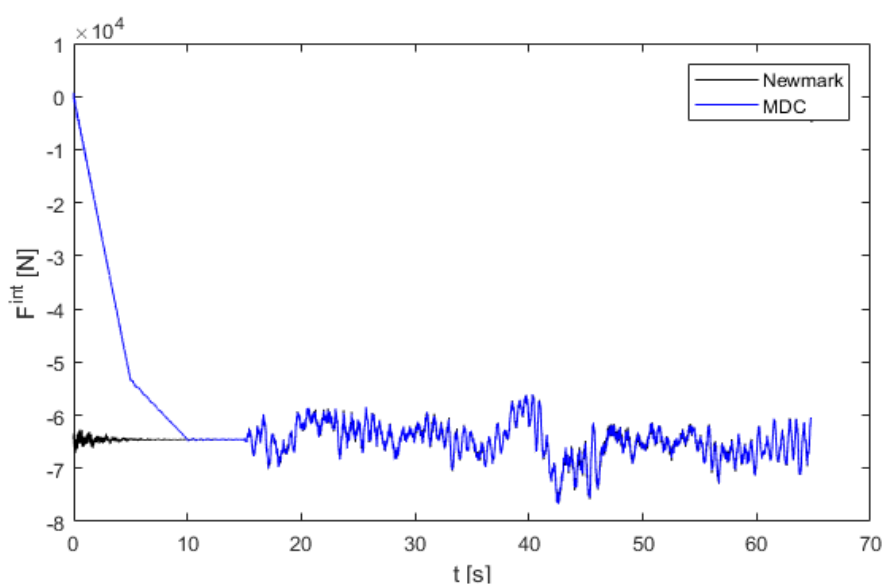


Figura 8-2 - Esforços na barra B3 pelos métodos MDC e Newmark

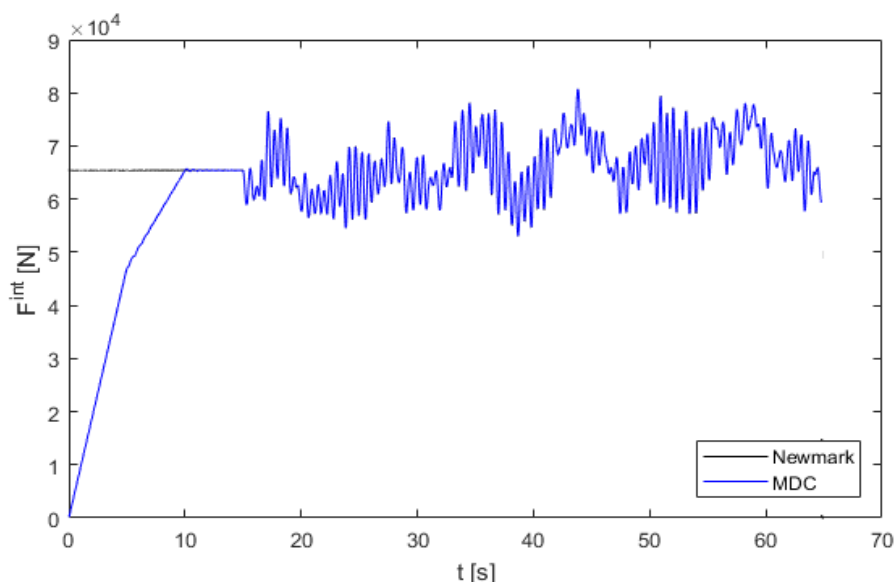


Figura 8-3 - Esforços no Estai 401 pelos métodos MDC e Newmark

8.3 ANÁLISE DE ESFORÇOS

Feitas as verificações no algoritmo, chega-se ao objetivo final deste trabalho que é comparar, pelas mesmas metodologias apresentadas no item 8.2.2 (analítica e numérica), os efeitos do vento flutuante nas torres da LT.

No método analítico, a torre é novamente analisada de forma isolada pelo *processo estático equivalente* da norma IEC 60826, cujo método foi apresentado no item 6.4.2. Neste processo, a torre é solicitada por forças estáticas equivalentes às forças flutuantes vento sobre todos os componentes da linha (torre, cabos e isoladores), sendo necessário, portanto, considerar os coeficientes G_t e G_c no levantamento das ações do vento.

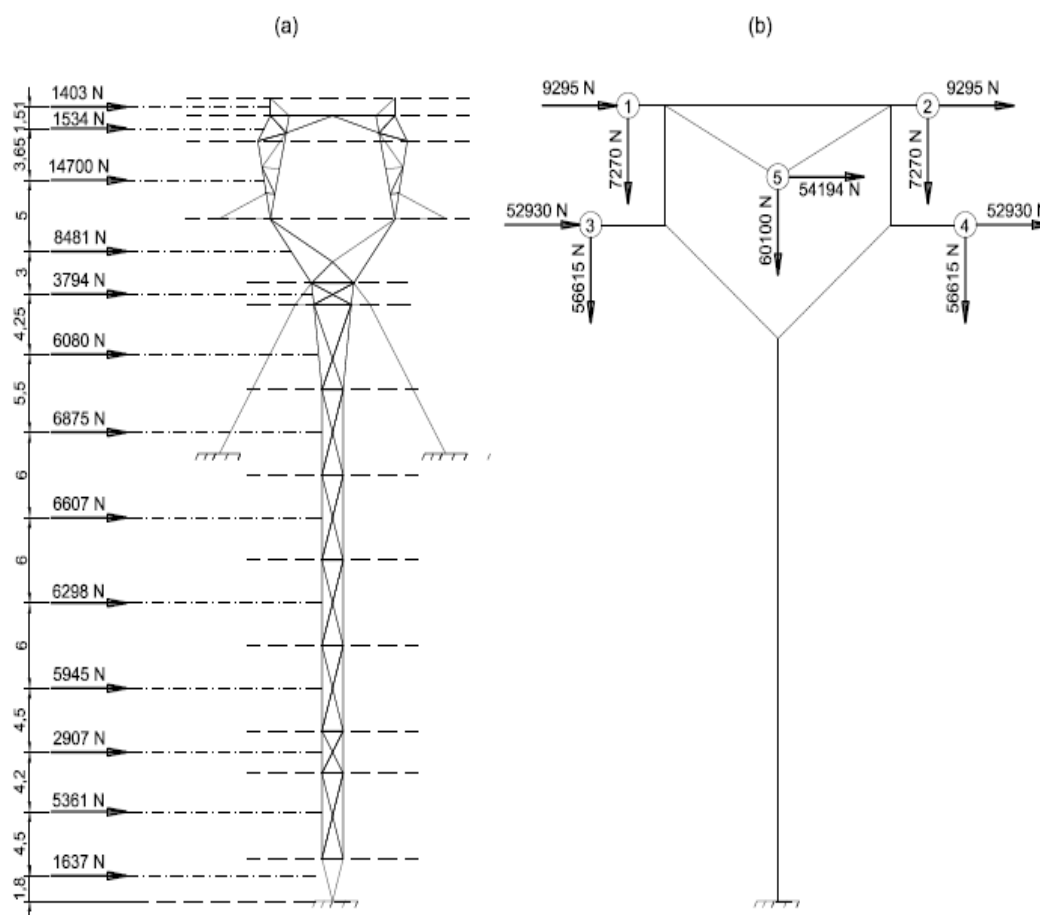


Figura 8-4 - Carregamentos aplicados à torre na análise estática equivalente

No projeto de uma torre de linha de transmissão, diversas hipóteses de cargas devem ser consideradas, mas neste trabalho somente a hipótese do vento agindo transversalmente à linha é analisada. As forças estáticas equivalentes devido à ação do vento sobre a torre são

ilustradas na Figura 8-4(a), enquanto que as forças correspondentes à ação do vento sobre os cabos e isoladores encontram-se na Figura 8-4 (b). Os pesos dos cabos e dos isoladores fazem parte da mesma hipótese de carga e por isso são apresentados na mesma figura.

Com a torre carregada, é feita uma análise estática não linear, na qual são obtidos os esforços internos dos elementos da torre. Nesta análise, as ações permanentes de peso próprio da torre e dos estais, assim como os efeitos da protensão, são calculadas e inseridas ao modelo automaticamente pelo algoritmo desenvolvido. Os resultados obtidos serão apresentados em conjunto com os esforços obtidos pelo método numérico.

No método numérico (*MDC*) um sistema completo de LT sob ação do vento aleatório é simulado, a partir do qual se obtém as variações de esforços nas barras do modelo no domínio tempo. As forças do vento sobre os componentes da estrutura são determinadas pelas equações apresentadas no item 0.

Em função do caráter aleatório do vento os processos não apresentam mesma resposta, mesmo que repetidos inúmeras vezes. Para que se tenha uma resposta significativa, se faz necessária a obtenção de uma resposta baseada em parâmetros estatísticos, que são calculados pela análise de várias amostras do processo aleatório para a mesma configuração estrutural. Este processo é conhecido como *método de Monte Carlo*.

Para aplicação de um método estatístico é necessário determinar de antemão o tipo de distribuição que representa o fenômeno, que pode ser determinado por meio da *função densidade de probabilidade FDP* (equação (6.5)). O conhecimento da distribuição de esforços permite que a técnica estatística mais adequada seja aplicada ao problema (RIBEIRO *et al.*, 2017), ou seja, permite tratar o problema da melhor maneira possível.

Primeiramente definem-se os elementos do sistema estrutural a serem analisados pelos dois processos. Os elementos analisados neste trabalho encontram-se destacados na Figura 8-5, tratam-se de: dois estais, dois isoladores, três elementos pertencentes aos cabos, e diversos outros elementos da torre. Seguem algumas observações a respeito da análise realizada:

- a) somente elementos pertencentes à torre central (2ª torre) terão os esforços analisados, visto que as duas torres das extremidades têm o comportamento afetado pelos apoios indeslocáveis admitidos aos cabos das extremidades;

- b) todos os elementos analisados da torre situam-se no plano frontal da Figura 8-5, visto que, pelo fato do vento atingir o sistema estrutural transversalmente;
- c) de modo a considerar os esforços nas barras, tanto na posição de *barlavento* quanto na de *sotavento* da torre, selecionaram-se as barras de maneira simétrica em relação ao eixo longitudinal da torre (eixo y);
- d) Para obter os esforços estáticos equivalentes nos isoladores, as cargas de vento e peso próprio dos mesmos foram adicionadas às suas extremidades junto aos esforços causados pelos cabos.

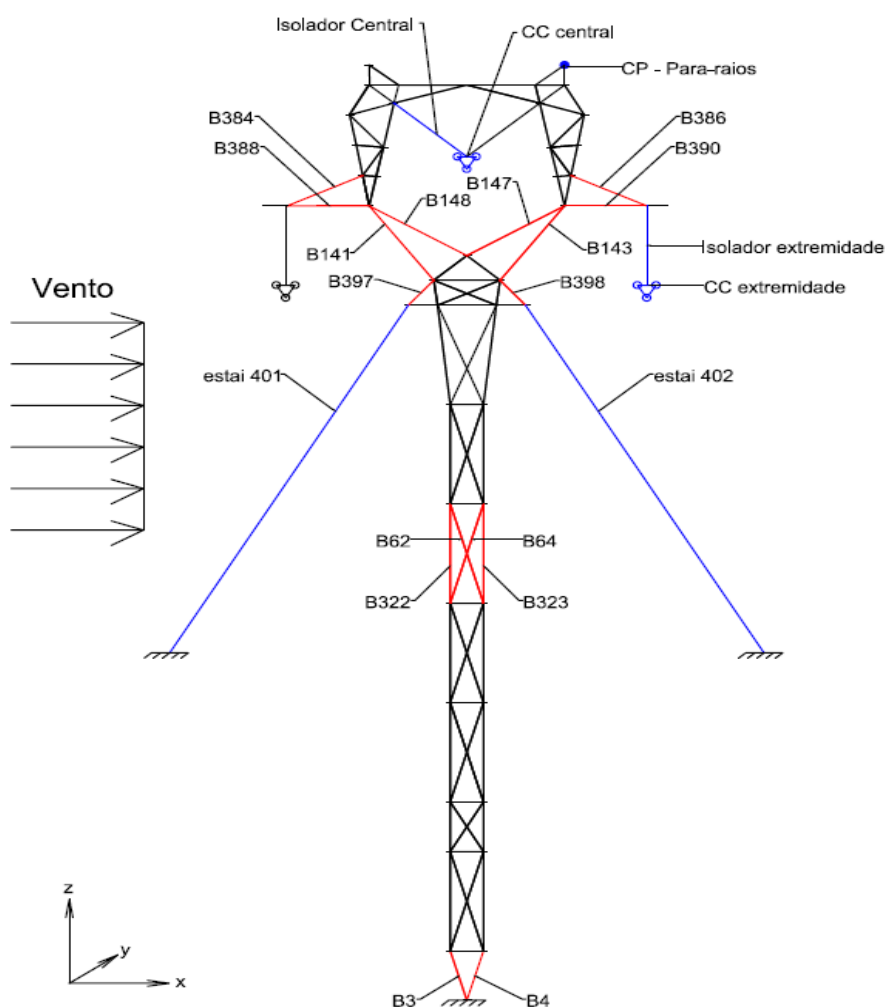


Figura 8-5 - Definição dos componentes estruturais a serem analisados

No processo numérico, de forma a dispor de uma amostra representativa, foram realizadas 50 simulações em cada análise. Não existe consenso em relação ao número de simulações mínimas a serem realizadas numa análise estatística. Foram realizadas comparações a cada 10 simulações de forma verificar a estabilidade dos parâmetros estatísticos em função do

aumento do número de simulações. Com $n = 50$ o erro é menor que 0,5% em todas as barras analisadas. Os valores desta análise encontram-se na Tabela A-1 do APÊNDICE A.

Os resultados do método numérico foram obtidos com uso dos dois métodos de geração do campo de velocidades apresentados no item 0: *método da correlação triangular* (MT) e o *método da correlação convencional* (MC). No método MT, utilizou-se as escalas de turbulência $L_{1,2} = 88m$ e $L_{1,3} = 56m$, que são valores bastante próximos aos valores $L_{1,2} = 80m$ e $L_{1,3} = 55m$ utilizados por Letícia F. Miguel *et al.* (2012). É de se ressaltar que as torres se encontram exatamente sobre a aresta vertical da malha espacial, de forma que a correlação nas torres acaba por depender unicamente da componente vertical.

8.3.1 Distribuição de esforços do modelo numérico

8.3.1.1 Distribuição de esforços nos elementos dos cabos

Neste item serão analisados os parâmetros estatísticos dos esforços obtidos em elementos pertencentes aos cabos suspensos, considerando os resultados das sucessivas análises realizadas. São apresentadas as respostas de três elementos de cabo, dois cabos condutores (de extremidade e central) e um cabo para-raios. Os três elementos analisados são os diretamente acoplados à torre ou isoladores, em função de possuírem os maiores esforços. Os cabos analisados estão ilustrados na Figura 8-5.

De forma a não tornar a análise maçante, apenas um dos comparativos acerca dos coeficientes de amortecimento será detalhado, sendo este obtido com uso do método MC. Como era de se esperar, os maiores esforços foram obtidos com o uso dos menores coeficientes de amortecimento ($\alpha_{m,t} = 0,65$ e $\alpha_{m,c} = 0,10$). A simples alteração do coeficiente de amortecimento da torre ($\alpha_{m,t} = 1,00$) não teve grande influência sobre os resultados, como será visto no item 8.3.2.3. Diante destes fatos, neste item, optou-se por fixar o valor do amortecimento da torre, $\alpha_{m,t} = 0,65$, e variar o coeficiente de amortecimento dos cabos nos valores estabelecidos na Tabela 8-1 ($\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$).

Cabos condutores

Na apresentação dos resultados acerca dos cabos condutores, diferentes cores serão utilizadas para diferenciar os dois cabos condutores analisados:

- a) linhas pretas referem-se ao cabo da extremidade da torre ;
 b) linhas azuis referem-se ao cabo central da torre.

Na Figura 8-6 estão disponíveis as curvas FDP dos esforços atuantes nos dois cabos condutores estudados, considerando-se os dois diferentes coeficientes de amortecimento propostos ($\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$). O coeficiente da torre foi mantido constante, $\alpha_{m,t} = 0,65$, conforme destacado anteriormente. As *funções densidade de probabilidade (FDP)* apresentam a forma de sino, característica da *distribuição normal*. Além disso, o comportamento dos dois cabos apresentaram resultados muito parecidos em cada análise, indicando que para esta torre, a diferença de altura entre os cabos de extremidade e central não afeta a resposta de forma significativa. Os valores dos parâmetros estatísticos obtidos pela distribuição acima são apresentados na Tabela 8-4, bem como, todas as demais se encontram resumidos na Tabela B-1 do APÊNDICE B.

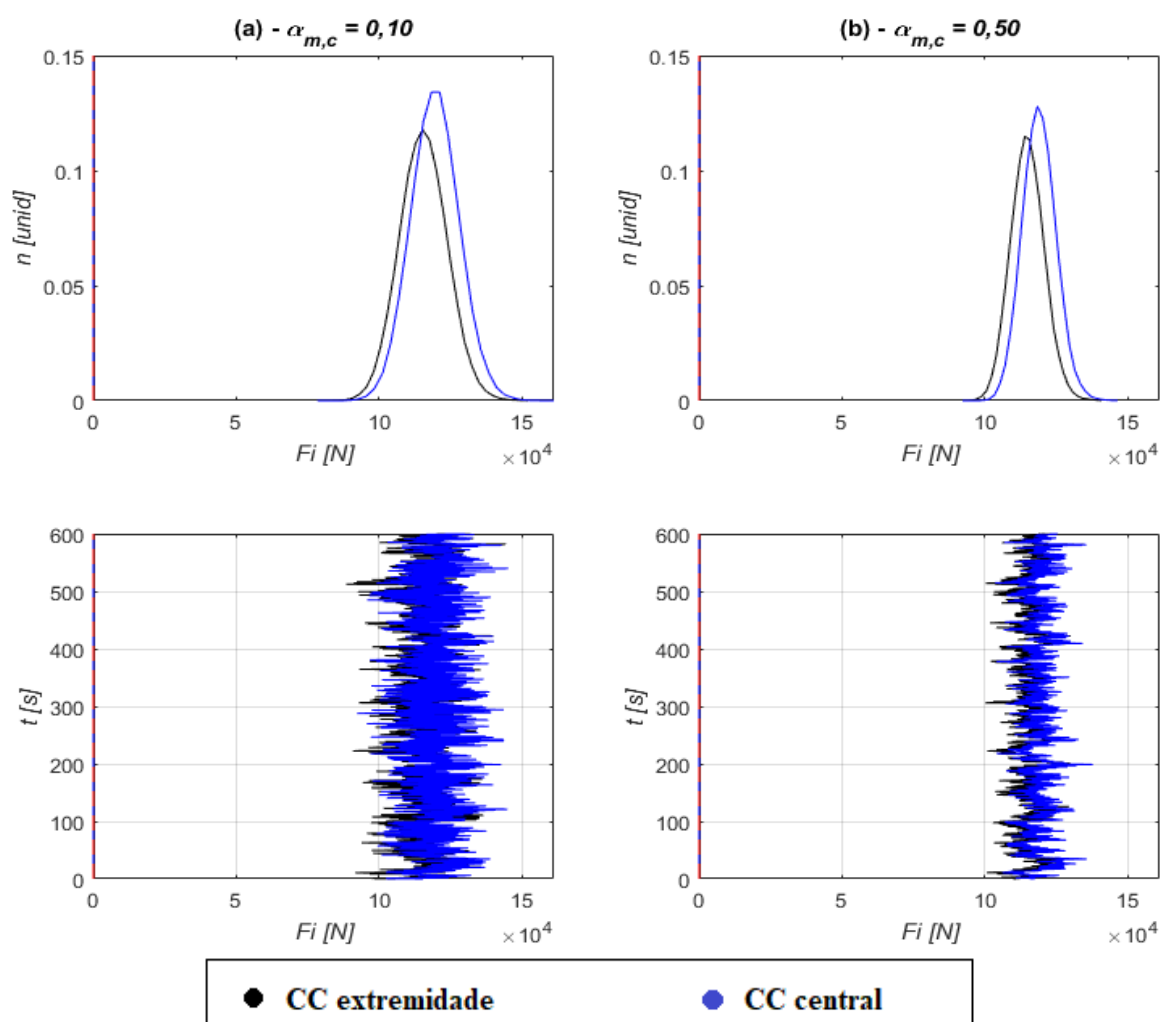


Figura 8-6 - Respostas dos elementos de cabos condutores

Junto das curvas FDP, ilustra-se uma história de esforços de um evento qualquer nos elementos analisados. A apresentação dos sinais de esforços no tempo permite visualizar o comportamento do elemento no tempo e confrontá-lo ao esforço obtido pela análise *estática equivalente* (inexistente para os cabos) e à própria FDP que o representa, verificando desta forma a consistência dos dados. Este será o padrão utilizado na apresentação dos resultados.

Na Figura 8-15 ilustram-se os espectros de esforços nas mesmas barras, considerando a média das n simulações, para os dois parâmetros de amortecimento estudados (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$ e (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$. O padrão das cores das linhas é o mesmo apresentado anteriormente. Em análises dinâmicas, espectros de esforços permitem que se caracterizem frequências de vibração importantes, em geral, as responsáveis por submeter à estrutura os maiores esforços.

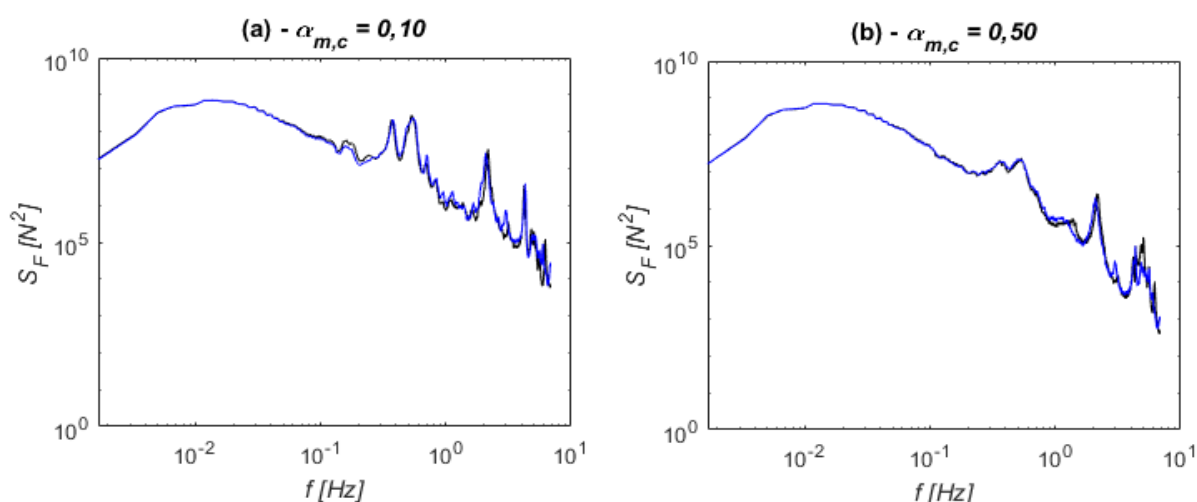


Figura 8-7 - Espectros de esforços nos cabos condutores de extremidade e central, (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$

Em relação às frequências importantes nas duas análises realizadas os dois cabos apresentaram picos de esforços nas frequências $0,37 \text{ Hz}$, $0,54 \text{ Hz}$ e $2,17 \text{ Hz}$. Na análise de menor amortecimento outro valor a ser ressaltado é correspondente à frequência $0,17 \text{ Hz}$.

Apesar de ter sido utilizada na definição do coeficiente de amortecimento, estranhou-se o fato da 2ª frequência do cabo condutor ($f_2 \cong 0,27 \text{ Hz}$) não ter destaque, visto que esta corresponde à primeira frequência no plano da catenária. Então, decidiu-se fazer dois estudos, onde inicialmente se considerou o vento agindo somente sobre o cabo com apoios indeslocáveis em suas extremidades, e, posteriormente, um novo estudo considerando a presença dos isoladores, conforme disposto na Figura 8-8.

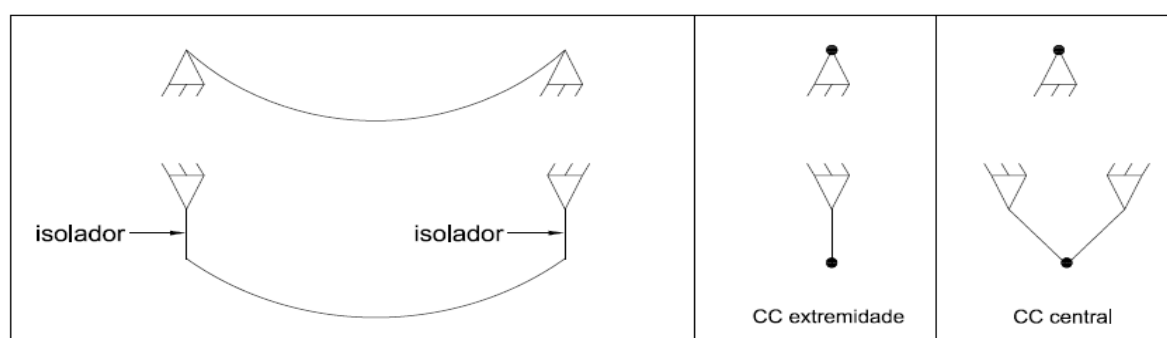


Figura 8-8 - Configurações de apoio testadas para os cabos condutores isolados

A comparação dos resultados desta análise podem visualizados na Figura 8-9 para o amortecimento $\alpha_{m,c} = 0,10$.

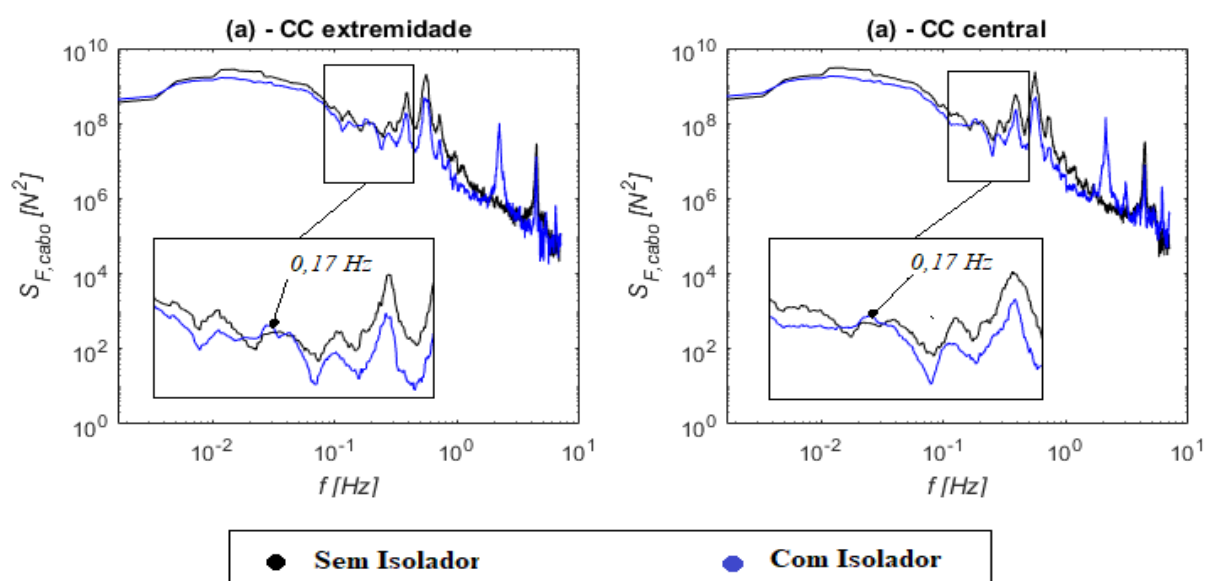


Figura 8-9 - Comparação dos espectros de esforços obtidos para as diferentes configurações de apoio

Verifica-se nos dois casos analisados (cabo de extremidade e cabo central), que na configuração do cabo simplesmente apoiado a energia é maior em todas as frequências, a não ser na frequência $0,17 \text{ Hz}$, na qual é observado um ligeiro aumento dos esforços em função da presença dos isoladores. Este pode ser um indício que a presença dos isoladores afeta a resposta do cabo e da estrutura, visto que esta frequência tem relevância na maioria dos elementos analisados da torre, permitindo assim associá-la ao movimento dos cabos. Para esta análise isolada, utilizaram-se cinco amostras de velocidade do vento ($n = 5$).

Conclui-se que a primeira frequência observada na Figura 8-7 corresponde a uma frequência de vibração dos cabos, que surge em função da presença dos isoladores. A segunda e a

terceira frequência correspondem ao 4º e 6º modos de vibração dos cabos condutores (Tabela 7-8). Ressalta-se que estes dois modos ocorrem no plano da catenária, conforme apresentado na Figura 7-7. A última frequência não pôde ser relacionada a nenhum valor esperado, mas observa-se na Figura 8-9 uma grande translação de um dos picos causada pela presença dos isoladores.

Cabo Para-raios

Em relação aos cabos para-raios, estudou-se apenas um elemento em cada análise, visto que os dois para-raios são posicionados à mesma altura em relação ao solo e tendem a apresentar comportamentos parecidos. Portanto, nesta análise:

- a) linhas pretas referem-se à análise com $\alpha_{m,c} = 0,10$;
- b) linhas azuis referem-se à análise com $\alpha_{m,c} = 0,50$.

As características citadas no item anterior, para os cabos condutores, tornam-se válidas para os cabos para-raios. Percebe-se que a FDP para análise com $\alpha_{m,c} = 0,10$ apresentou maior variância que com $\alpha_{m,c} = 0,50$, no entanto percebe-se que as características são parecidas.

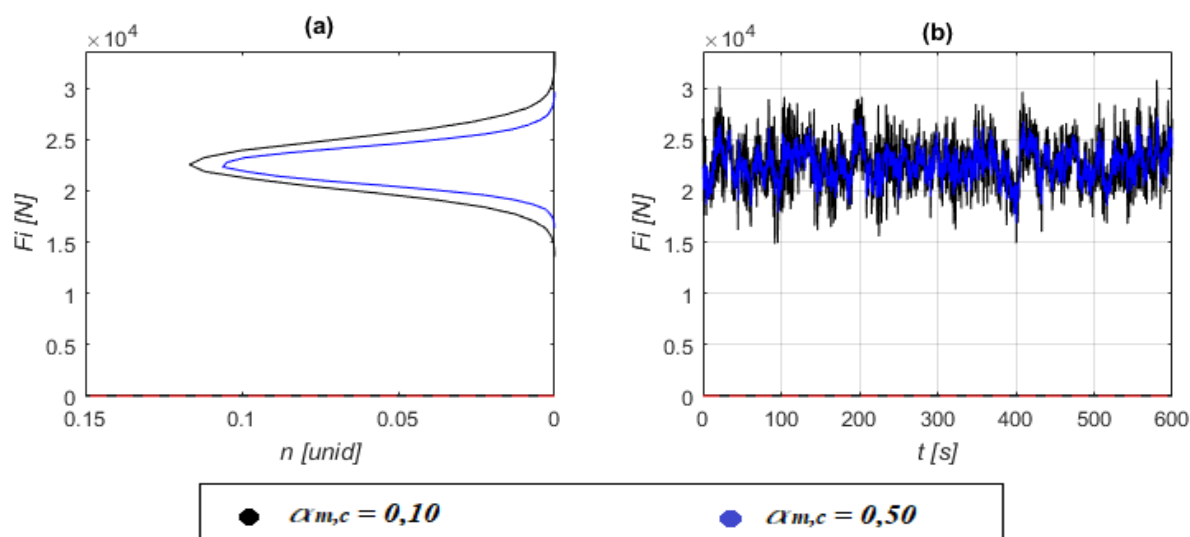


Figura 8-10 - Respostas do elemento do cabo para-raios

Quanto aos espectros, são observados, nas duas análises picos de esforços nas frequências $0,32$ Hz, $0,43$ Hz, $0,58$ Hz, que correspondem às frequências do 2º, 4º e 6º modo de vibração do cabo para-raios, todos pertencentes aos modos no plano da catenária, conforme

apresentado na Tabela 7-8. Observa-se também a diferenças consideráveis de esforços em função do aumento do amortecimento dos cabos.

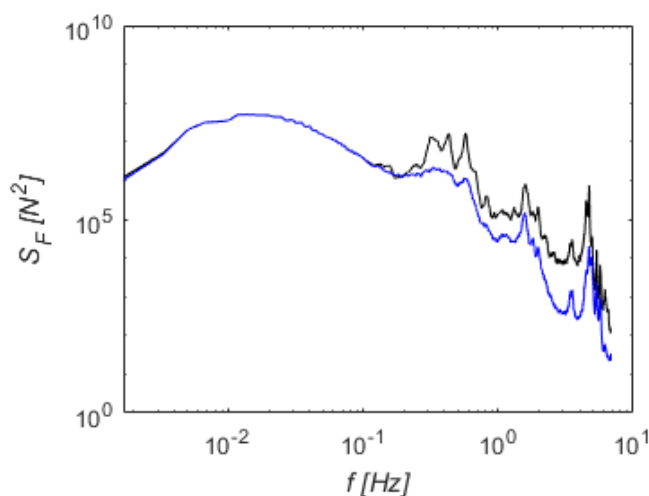


Figura 8-11 - Espectros do elemento do cabo para-raios

8.3.1.2 Distribuição de esforços dos isoladores

Optou-se também por fazer a análise de dois isoladores da LT pertencentes à torre central. Um deles é responsável por suspender um dos condutores de extremidade e o outro, um dos responsáveis por suspender o condutor central da linha de transmissão.

A forma de apresentação dos resultados é a mesma utilizada no item referente aos cabos condutores. Ilustram-se os esforços e a *FDP* de esforços dos elementos analisados nas duas situações de amortecimento de cabos ($\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$). As cores utilizadas na apresentação dos gráficos também são as mesmas utilizadas no item citado:

- a) linhas pretas são relacionadas ao isolador de extremidade;
- b) linhas azuis representam o isolador central;
- c) retas horizontais pretas e azuis indicarão os esforços calculados pelo *método estático equivalente*.

Na Figura 8-12 são ilustradas as *FDP* de esforços nos elementos para as duas análises ($\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$), tendo ambas apresentado uma curva com forma aproximadamente *normal*. Na análise de menor amortecimento são verificados os maiores esforços, bem como a maior variação. Dentro de cada análise, como era de se esperar, o isolador central (azul) apresentou os maiores esforços e variância.

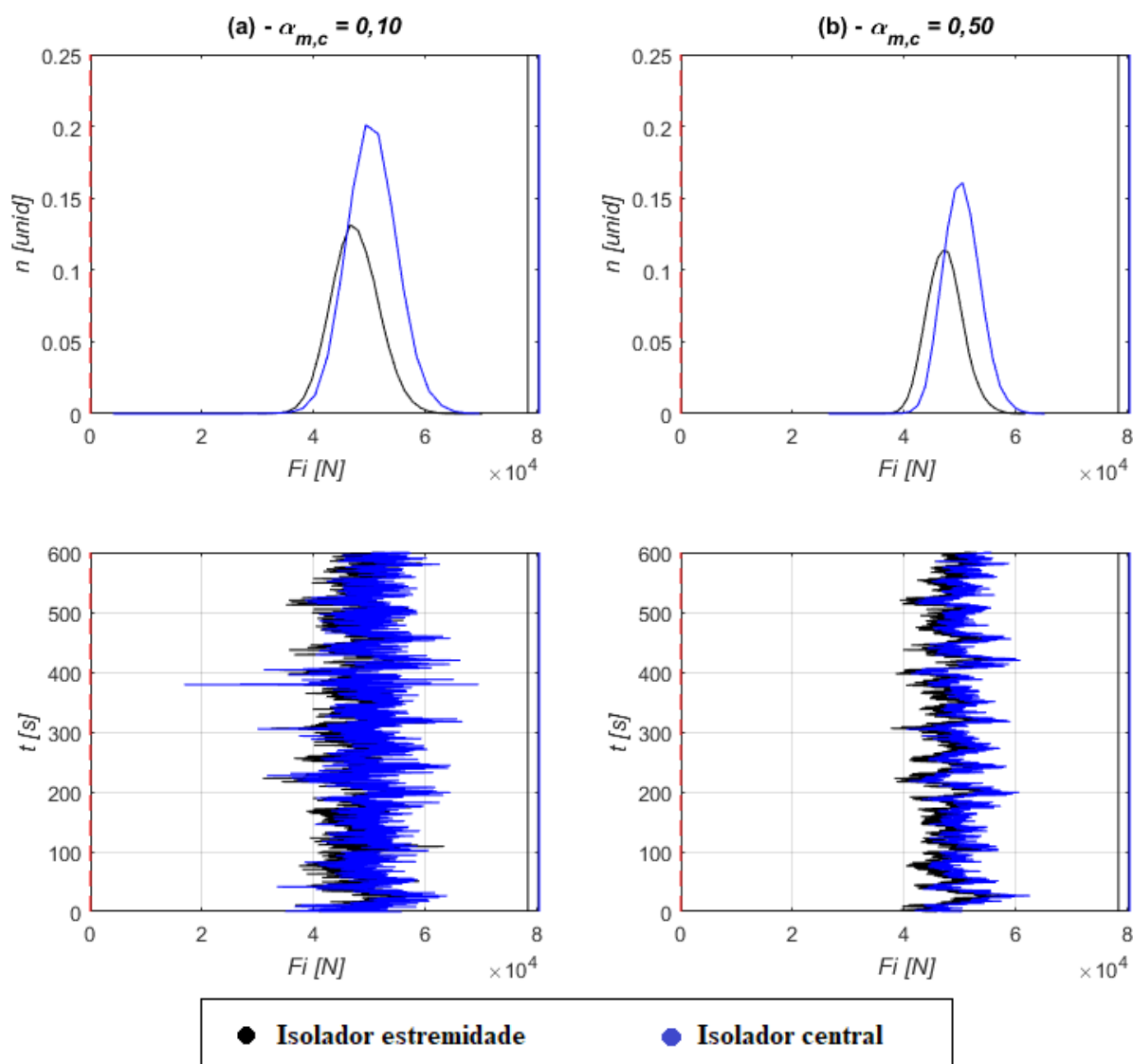


Figura 8-12 - Respostas dos elementos dos isoladores

Em relação aos espectros dos esforços, na Figura 8-13(a) picos são registrados nas frequências $0,17\text{ Hz}$, $0,27\text{ Hz}$, $0,54\text{ Hz}$. A primeira foi comentada no item referente aos cabos condutores, enquanto que as demais correspondem ao 2º e 6º modo de vibração dos cabos condutores. Outro valor relevante ocorre na frequência $2,17\text{ Hz}$, que é a mesma encontrada nos gráficos da Figura 8-8, no qual se conclui ser oriunda dos cabos e isoladores. Na configuração de maior amortecimento, Figura 8-13(b), os picos são registrados nas frequências $0,54\text{ Hz}$ e $2,17\text{ Hz}$.

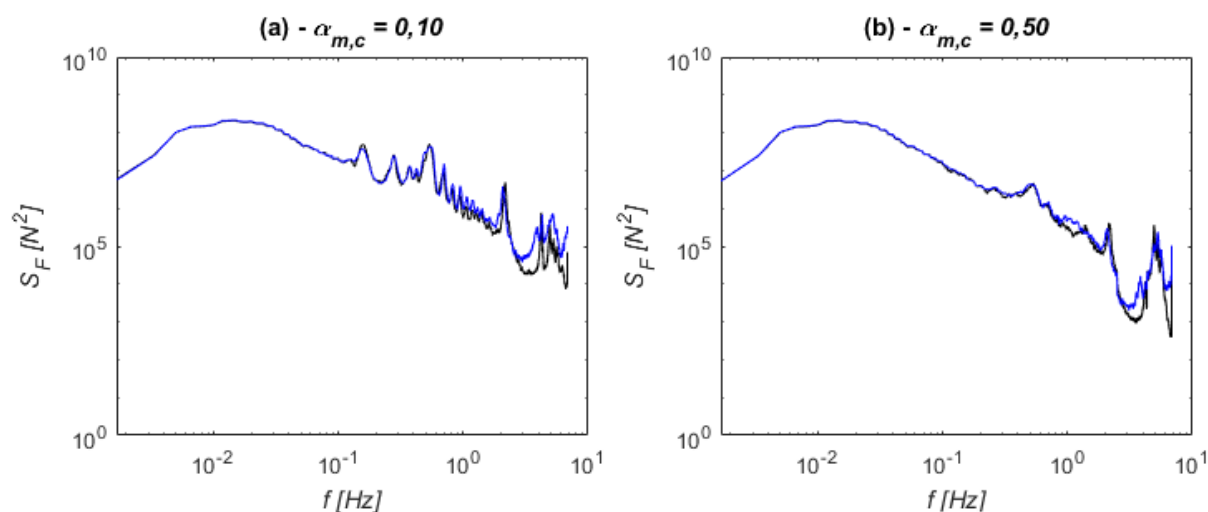


Figura 8-13 - Espectros de esforços nos isoladores de extremidade e central, para: (a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$

8.3.1.3 Distribuição de esforços nos elementos da torre central

Neste item serão apresentadas as respostas dos elementos pertencentes à torre central. Os elementos analisados foram definidos na Figura 8-5.

Utilizando a simetria da torre, comparam-se os esforços nos elementos quando estes estiverem à *barlavento* e à *sotavento*, como já descrito anteriormente:

- a) linhas pretas indicarão esforços nas barras à *barlavento*;
- b) linhas azuis indicarão esforços nas barras à *sotavento*;
- c) retas horizontais pretas e azuis indicarão os esforços calculados pelo método *estático equivalente* da IEC 60826;
- d) reta horizontal vermelha representa o esforço nulo, de modo a situar o leitor em relação aos esforços de tração e compressão.

Além disso, como vem sendo feito até o momento, serão apresentados separadamente os valores dos esforços obtidos com diferentes parâmetros de amortecimento para os cabos: $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$. Para o amortecimento da torre manteve-se o valor de $\alpha_{m,c} = 0,65$.

As figuras do lado esquerdo serão referentes à análise de menor amortecimento dos cabos, $\alpha_{m,c} = 0,10$, e as figuras do lado direito à análise de maior amortecimento $\alpha_{m,c} = 0,50$.

Barras B3 e B4

Na Figura 8-14 são apresentadas as curvas FDP dos esforços das barras B3 (preta) e B4 (azul), para diferentes coeficientes de amortecimento dos cabos ($\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$, respectivamente). As FDPs sugerem comportamentos parecidos para as duas barras, apresentando a forma aproximada de sino, que caracteriza a *distribuição normal*. Nas duas análises a barra a barlavento (preta) apresentou esforços de compressão, em módulo, maiores que as barras a sotavento (azul), isso deve à presença direta da ação do vento nesta face.

Na mesma Figura 8-14 são ilustrados sinais de um evento qualquer, ocorridos nas barras B3 e B4, permitindo que os sinais de esforços no tempo sejam confrontados aos valores obtidos pela análise *estática equivalente* (linha cheia na cor correspondente) e à própria FDP.

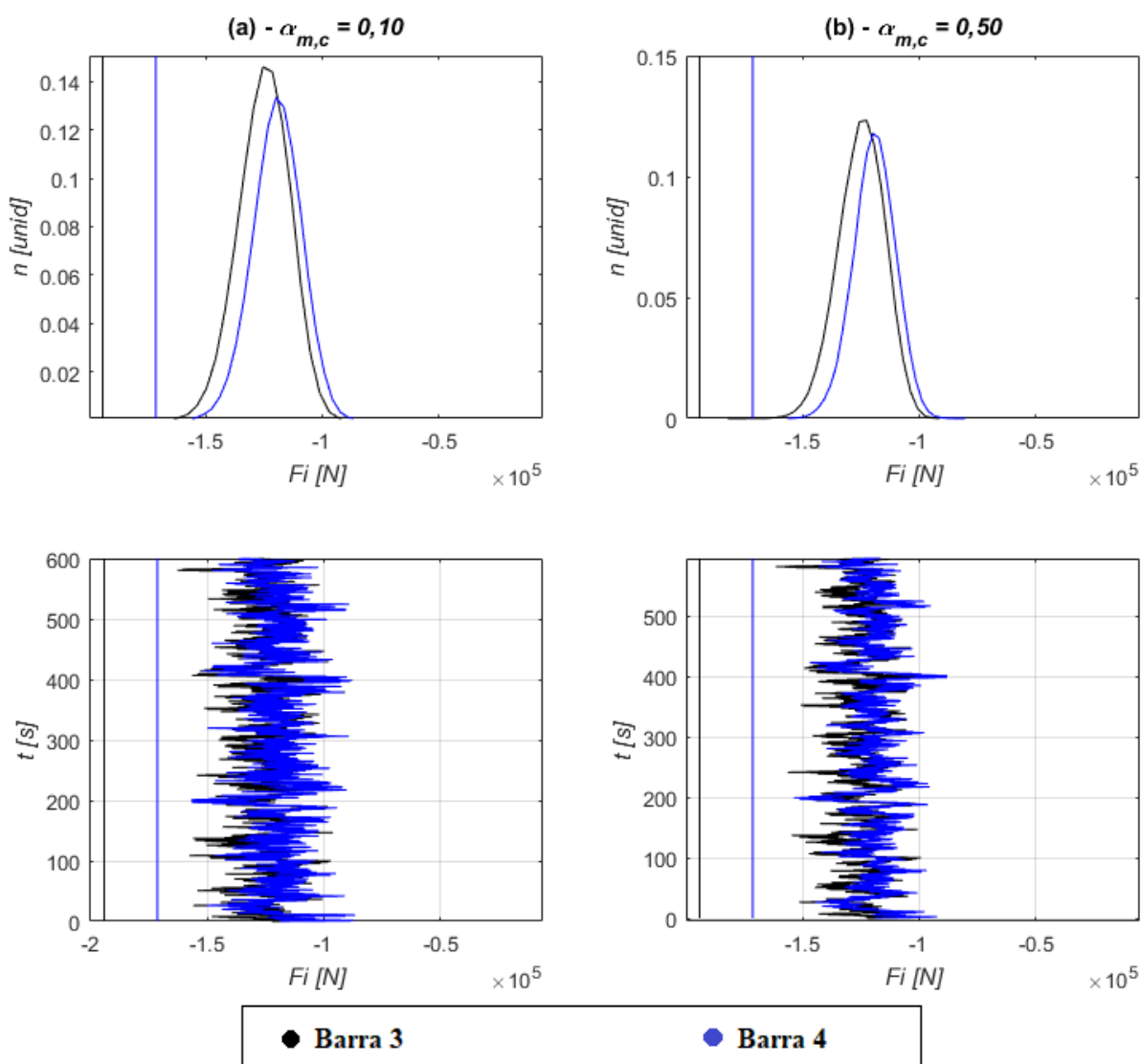


Figura 8-14 - Respostas das barras B3 e B4 da torre

Na Figura 8-15 ilustram-se os espectros de esforços nas mesmas barras considerando a média das $n = 50$ simulações, para os dois parâmetros de amortecimento estudados. Nos espectros das barras B3 e B4, os maiores esforços concentram-se em frequências abaixo de $0,10$ Hz, apresentando alguns picos relevantes nas frequências de $0,17$ Hz, $0,49$ Hz, $1,39$ Hz. O primeiro corresponde à frequência especificada na Figura 8-8, a segunda acredita-se que seja uma soma de fatores em função da larga faixa de frequências apresentada, que corresponde também ao 5º modo dos cabos para-raios, por fim, a terceira frequência citada corresponde ao 7º modo da torre, que corresponde ao movimento de flexão de uma viga biapoiada.

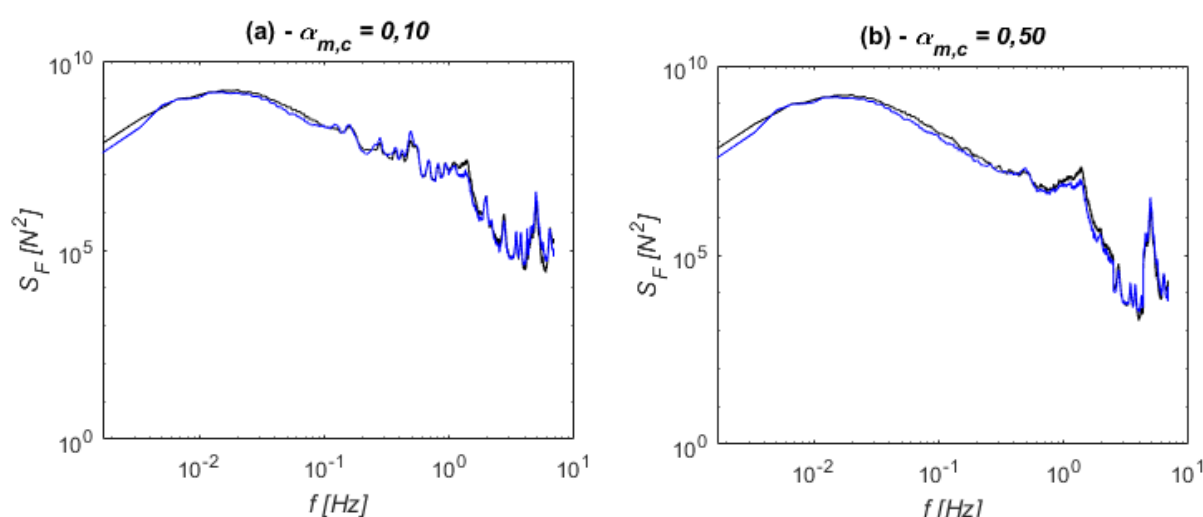


Figura 8-15 - Espectros de esforços das barras B3 e B4, para:
(a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$

Muitas das informações apresentadas aqui se repetem nas próximas barras.

Barras B62 e B64

Estas serão as únicas diagonais estudadas, já que as simplificações realizadas na torre afetaram a disposição destas barras responsáveis por transmitir os esforços de corte. Mesmo assim, os resultados permitem confrontar os valores obtidos pelas diferentes análises.

Na Figura 8-18 são apresentadas as curvas FDP dos esforços das barras B62 (preta) e B64 (azul). Ambas são solicitadas por esforços de compressão muito maiores que os de tração e resultam em curvas com forma aproximadamente *normal*. Pode-se observar que os *esforços estáticos equivalentes* são superados constantemente pelos esforços obtidos pelo método numérico.

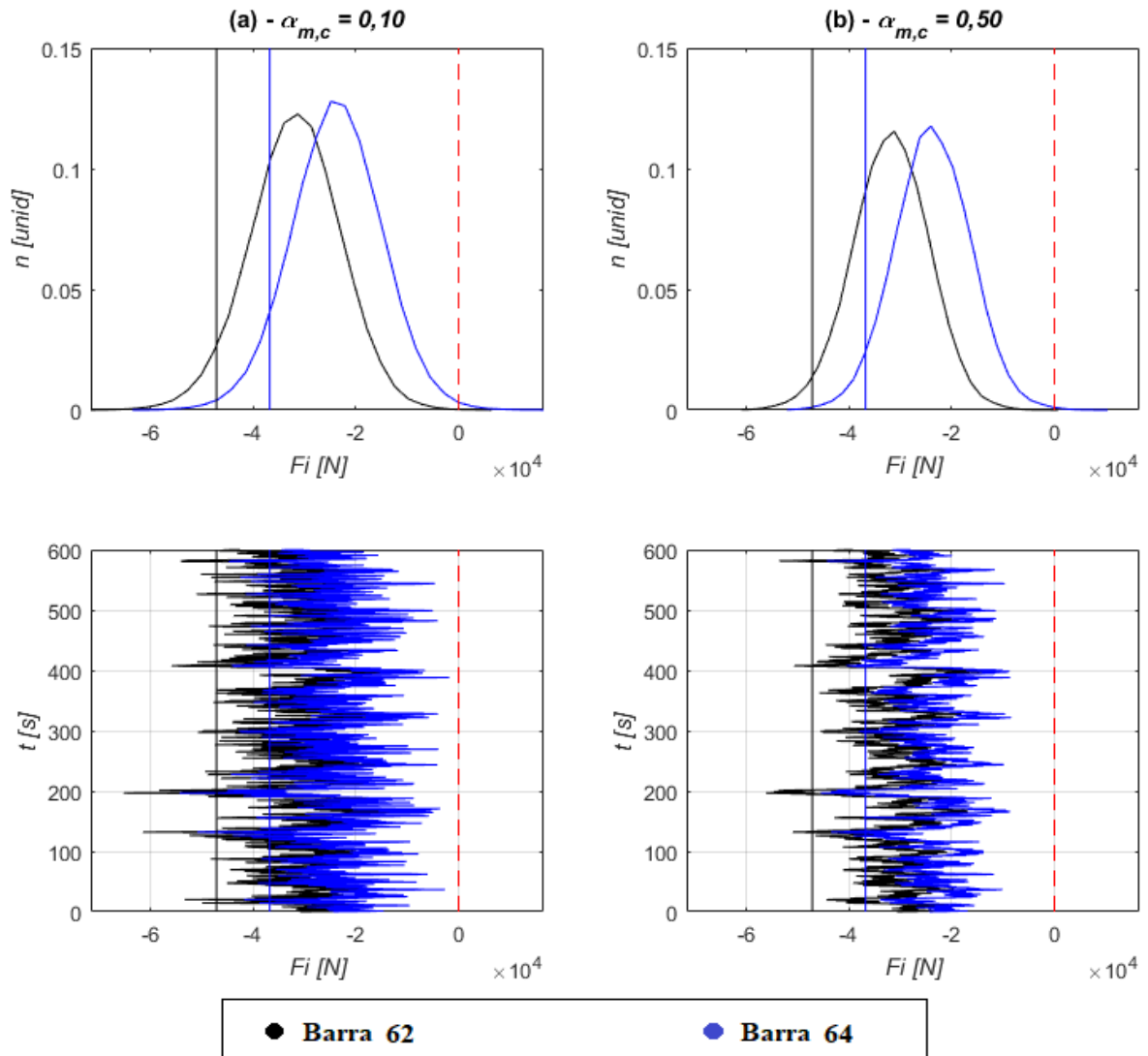


Figura 8-16 - Respostas das barras B62 e B64 da torre

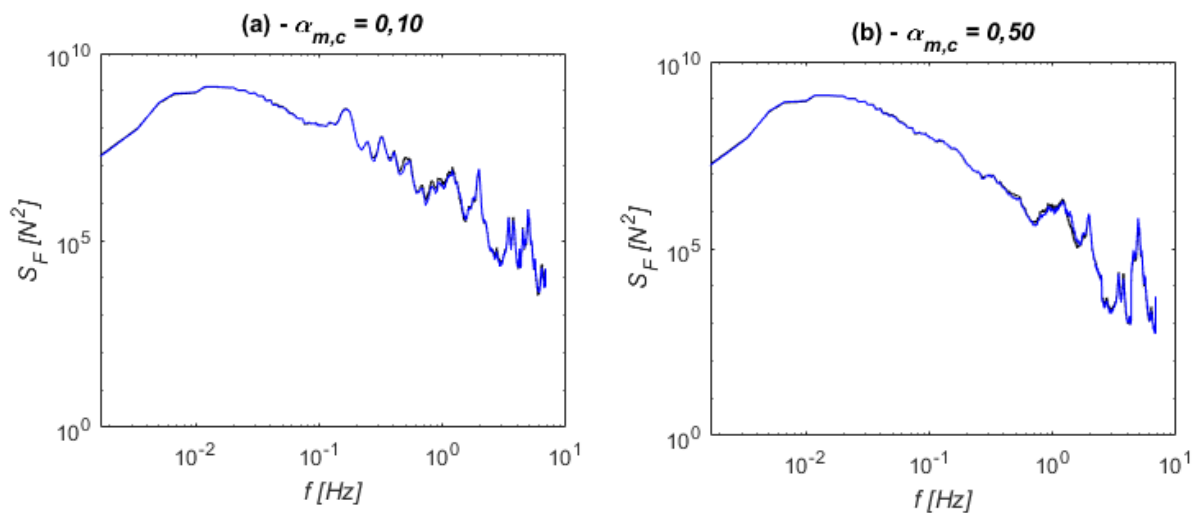


Figura 8-17 - Espectros de esforços das barras B62 e B64, para:
(a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$

Em relação ao espectro de esforços, verificam-se diferenças relevantes entre as análises de menor (Figura 8-17(a)) e maior amortecimento (Figura 8-17(b)). Citam-se as frequências mais importantes: $0,17\text{ Hz}$, $0,32\text{ Hz}$, $1,22\text{ Hz}$ e $1,95\text{ Hz}$. A primeira é causada pelos condutores (item 8.3.1.1), a segunda pelos cabos para-raios, a terceira corresponde a um dos modos transversais da torre deformada, e a última não pôde ser associada a nenhum dos modos encontrados nas análises da torre isolada.

Barras B322 e B323

Na Figura 8-18 são apresentadas as curvas FDP dos esforços das barras B322 (preta) e B323 (azul), ambas apresentam curvas normais bem caracterizadas nos dois casos analisados. Verifica-se que além de apresentarem inversão de esforços, ambas são solicitadas por esforços de compressão muito maiores que os de tração. Verifica-se também que ambas as barras apresentam esforços maiores que os calculados pelo método estático equivalente.

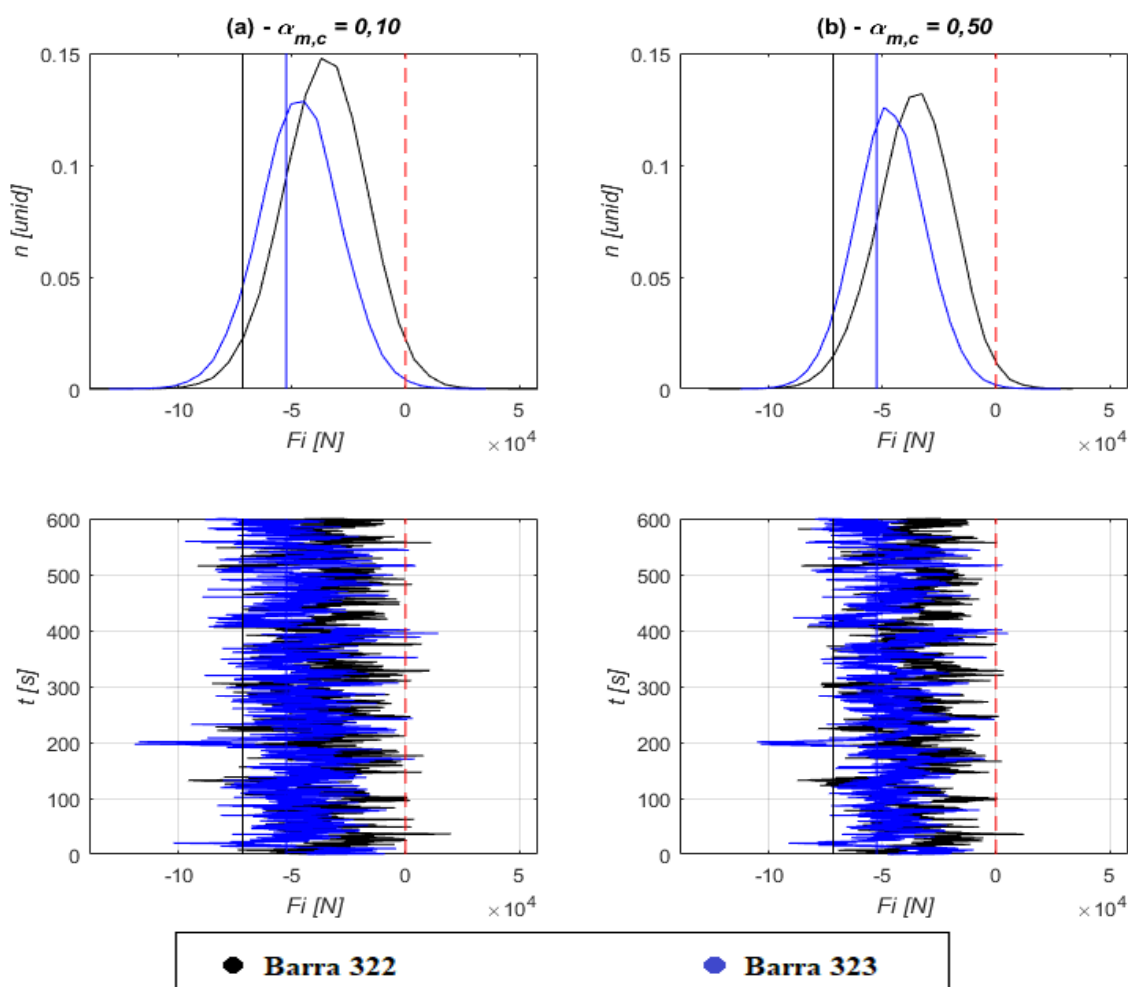


Figura 8-18 - Respostas das barras B322 e B323 da torre

Em relação às frequências relevantes, as características são bastante parecidas às anteriores, os maiores esforços encontram-se nas frequências $0,17 \text{ Hz}$ e $1,39 \text{ Hz}$. Estas duas frequências já foram explicadas na análise das barras B3 e B4. Os espectros são ilustrados na Figura 8-19.

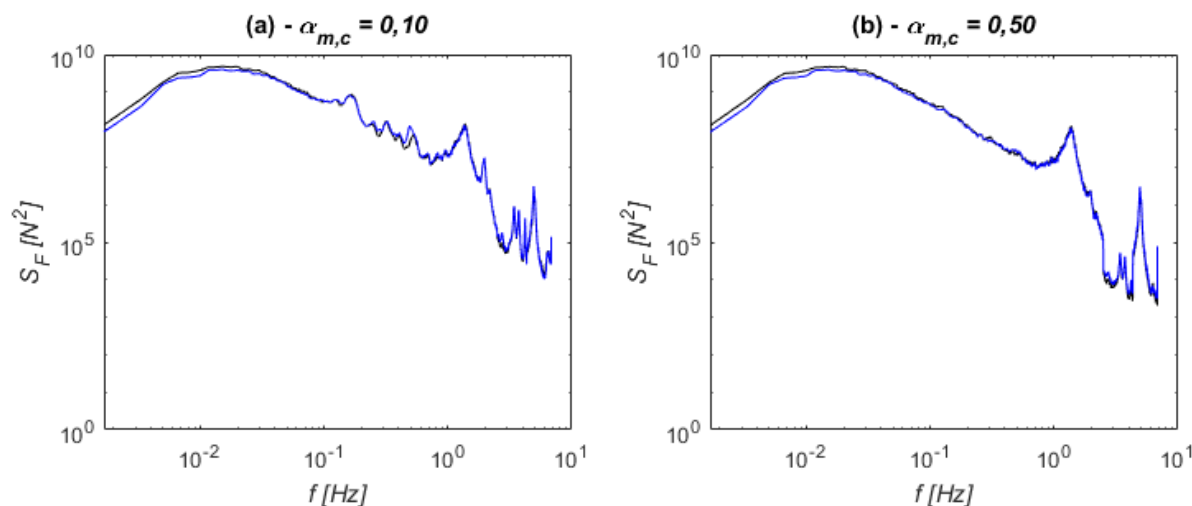


Figura 8-19 - Espectros de esforços das barras B322 e B323, para:
(a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$

Barras B141 e B143

Na Figura 8-20 verifica-se que a barra B143 (sotavento) encontra-se constantemente comprimida, enquanto que a barra B141 (barlavento) apresenta inversão de esforços (tração e compressão). A forma das *FDPs* de esforços mais uma vez se parece com a de uma *distribuição normal*. Junto das curvas FDP, apresenta-se, como forma de visualização do fenômeno, um evento qualquer ocorrido em cada análise, nos quais se observa que a barra a barlavento (preto) apresenta esforços muito maiores que seu correspondente estático equivalente, no entanto, estes esforços são menores dos que ocorrem na barra simétrica à sotavento.

Os espectros da Figura 8-21(a) apresentam diversos picos em baixas frequências, sendo os mais relevantes nas frequências $0,17 \text{ Hz}$ e $0,32 \text{ Hz}$. A primeira foi verificada no item referente aos cabos condutores e isoladores (item 8.3.1.1), e a segunda corresponde ao 2º modo dos cabos para-raios. Na análise de maior amortecimento dos cabos (Figura 8-21(b)) não se observa picos relevantes em frequências específicas.

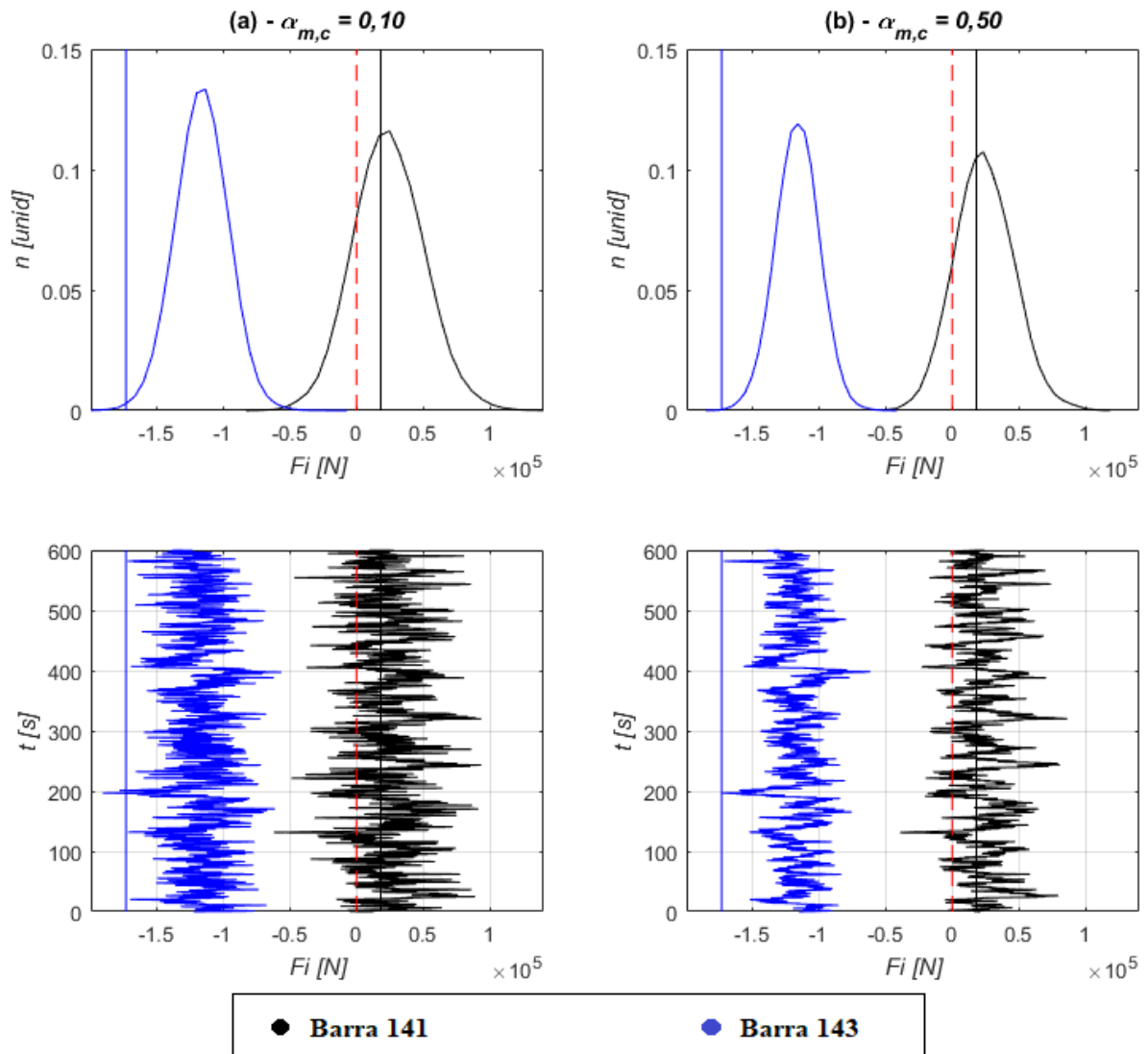


Figura 8-20 - Respostas das barras B141 e B143 da torre

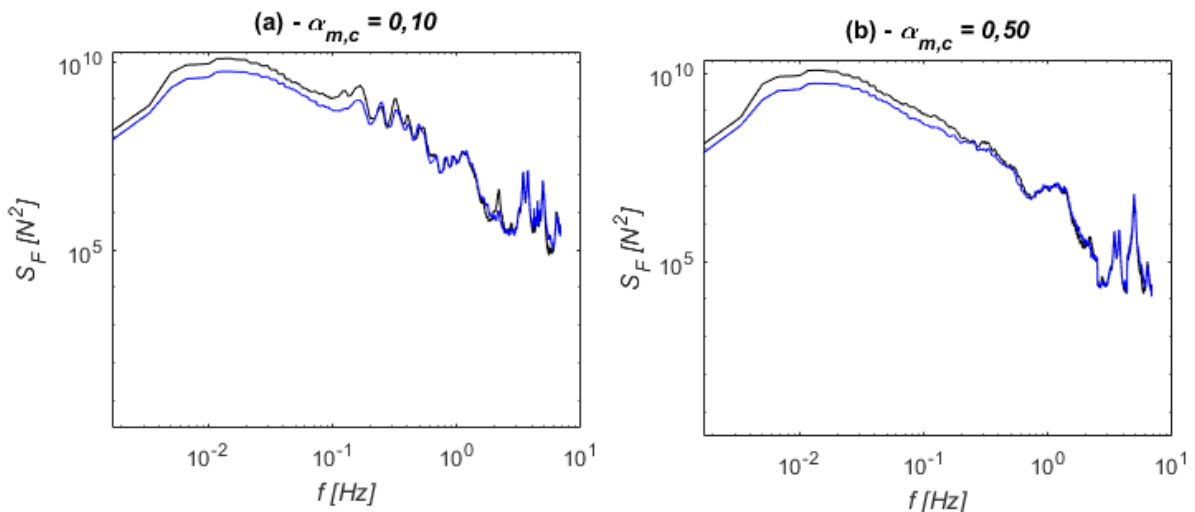


Figura 8-21 - Espectros de esforços das barras B141 e B143, para:
(a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$

Barras B148 e B147

Estas barras apresentam comportamento muito parecido às duas últimas. Nestas barras, nos dois casos estudados, a barra B148 (barlavento) se encontra constantemente comprimida, enquanto que a barra B147 (sotavento) se encontra constantemente tracionada. Na barra à barlavento os esforços estáticos equivalentes são superados em vários instantes da análise, como pode ser verificado nos sinais apresentados em conjunto com as curvas FDP, no entanto, estes são menores aos que ocorrem na barra à sotavento.

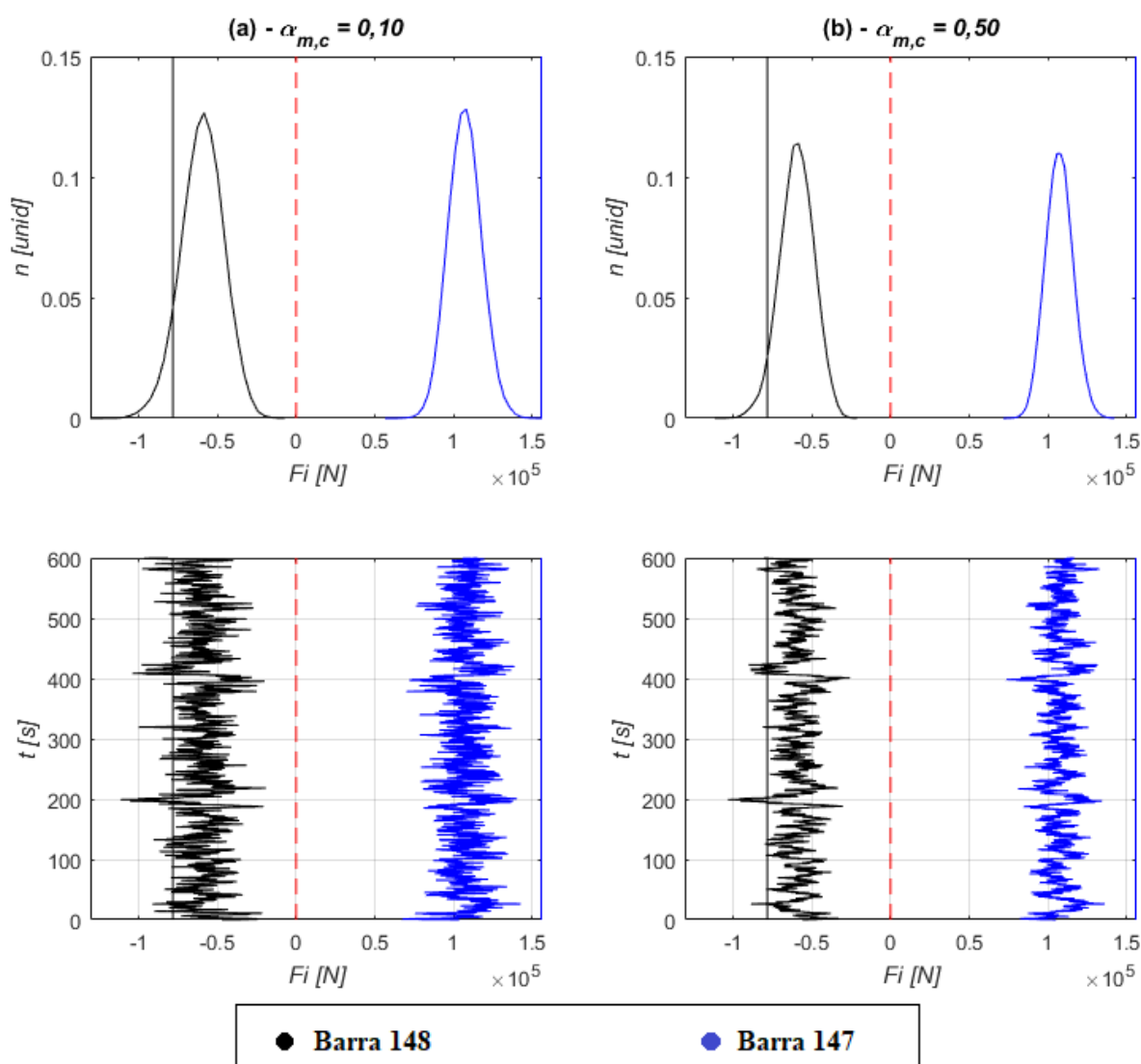


Figura 8-22 - Respostas das barras B148 e B147 da torre

As demais características analisadas são também parecidas às barras anteriores. Na Figura 8-23(a) os picos de esforços ocorrem nas frequências $0,17\text{ Hz}$, $0,49\text{ Hz}$. A primeira foi tratada

na Figura 8-8 e a segunda corresponde ao 5º modo do cabo para-raios. Na análise de maior amortecimento, Figura 8-23(b), não são observados valores de grande relevância.

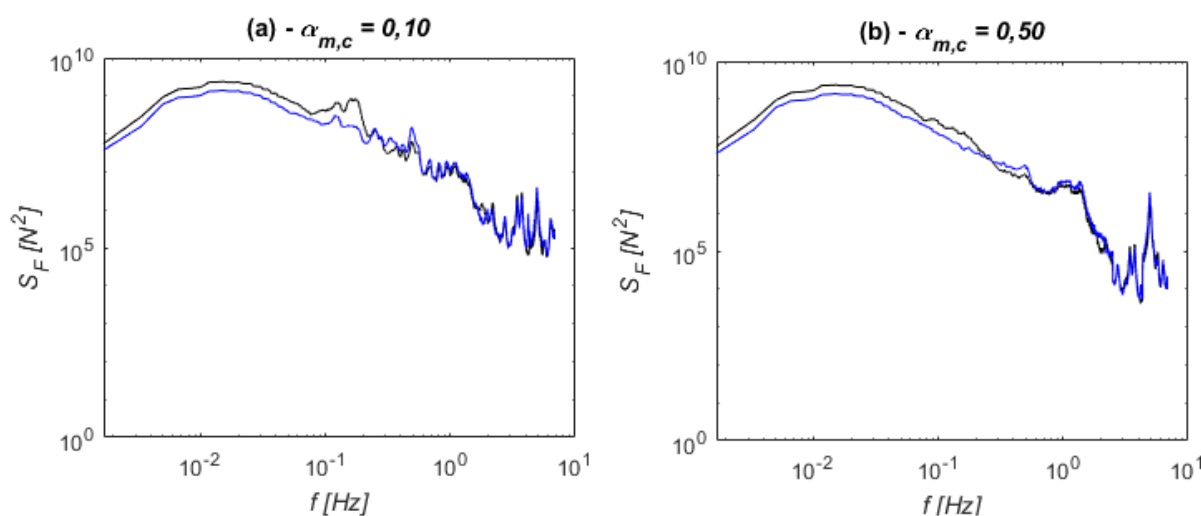


Figura 8-23 - Espectros de esforços das barras B148 e B147, para:
(a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$

Barras B384 e B386

As barras B384 (barlavento) e B386 (sotavento) são as principais responsáveis pela sustentação dos cabos, estando constantemente tracionadas e sofrendo com as grandes oscilações dos cabos. Verifica-se na Figura 8-24 que os esforços calculados pelo *método estático equivalente* são muito superiores aos obtidos na análise dinâmica, fato que pode ser também observado nas curvas FDP. Quanto à forma das FDPs, ambas apresentam comportamentos parecidos e próximos à *distribuição normal*, tendo inclusive valores médios parecidos.

Na Figura 8-25(a) verifica-se diversos picos em baixas frequências, na faixa de $0,13 \text{ Hz}$ à $0,54 \text{ Hz}$, o que indica grande influência dos cabos sobre estes elementos. Com o aumento do amortecimento dos cabos ($\alpha_{m,c} = 0,50$) não registram-se valores de grande importância, mas pode-se citar a frequência $4,95 \text{ Hz}$, que corresponde aproximadamente a um dos modos longitudinais da torre.

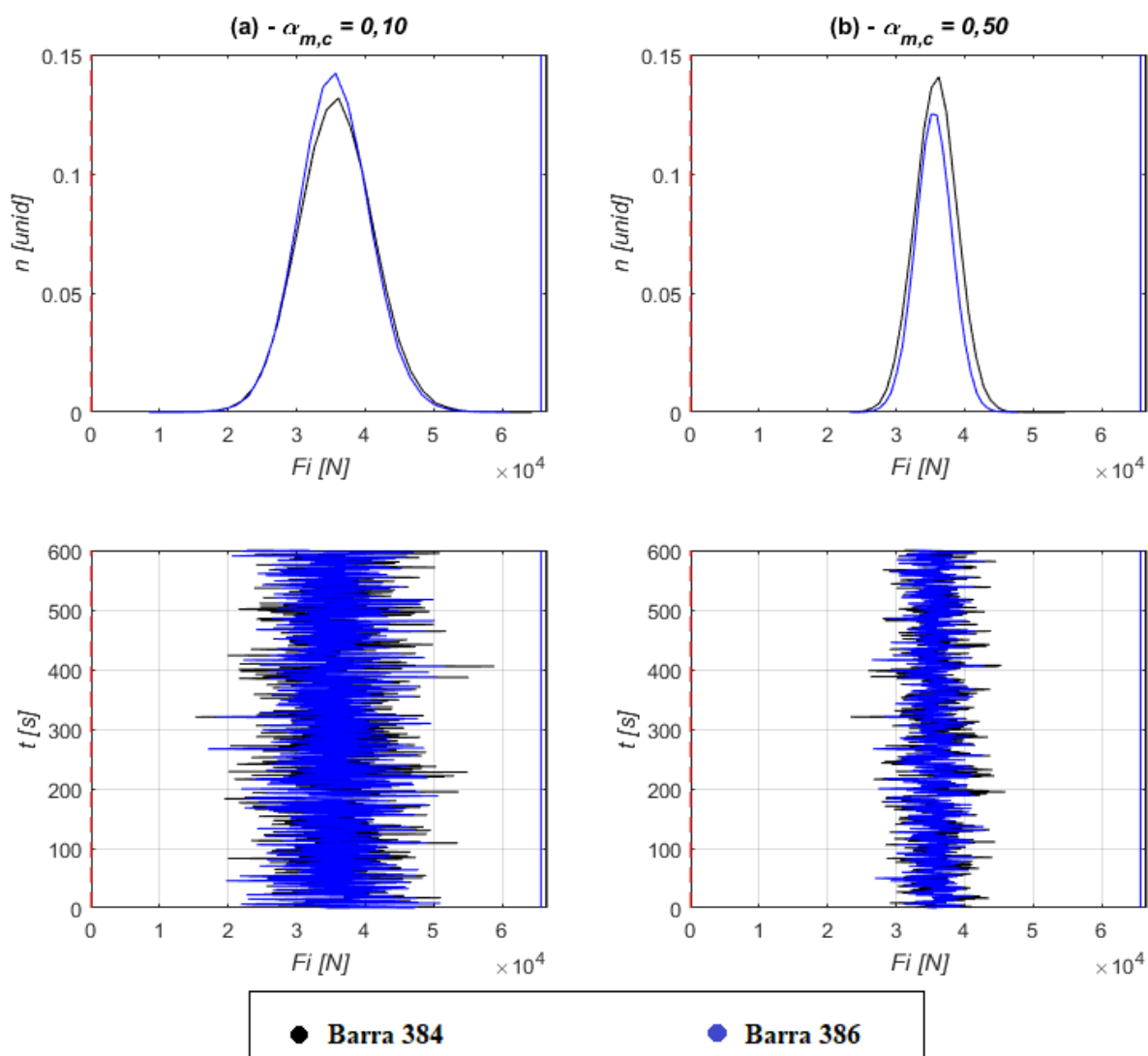


Figura 8-24 - Respostas das barras B384 e B386 da torre

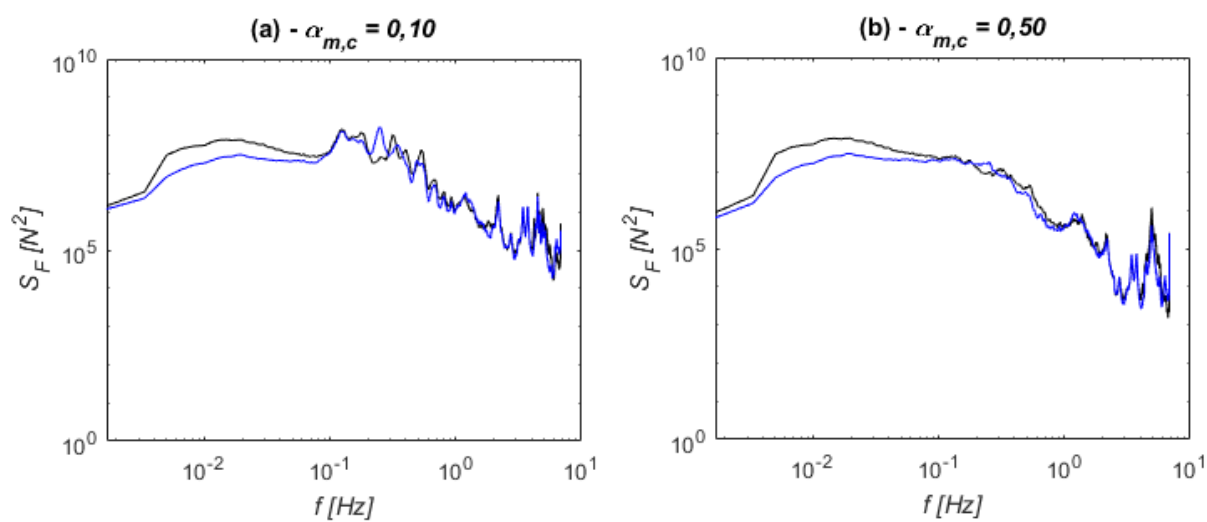


Figura 8-25 - Espectros de esforços das barras B384 e B386, para:
(a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$

Barras B388 e B390

As barras B388 e B390 completam o conjunto de sustentação dos cabos condutores. Na Figura 8-26(a) verifica-se compressão quase que constante nas duas barras. Os esforços calculados pelo método *estático equivalente* são superados pelos esforços calculados pela análise dinâmica em alguns instantes. Apesar de ambas apresentarem distribuição *normal* de esforços, suas características são distintas: a barra B388 (barlavento) apresenta maiores solicitações e variações de esforços, resultando em uma curva *normal* de base alargada, enquanto que a barra B390 (sotavento) apresenta esforços e variações menores, resultando em uma curva *normal* de base estreita e maior altura.

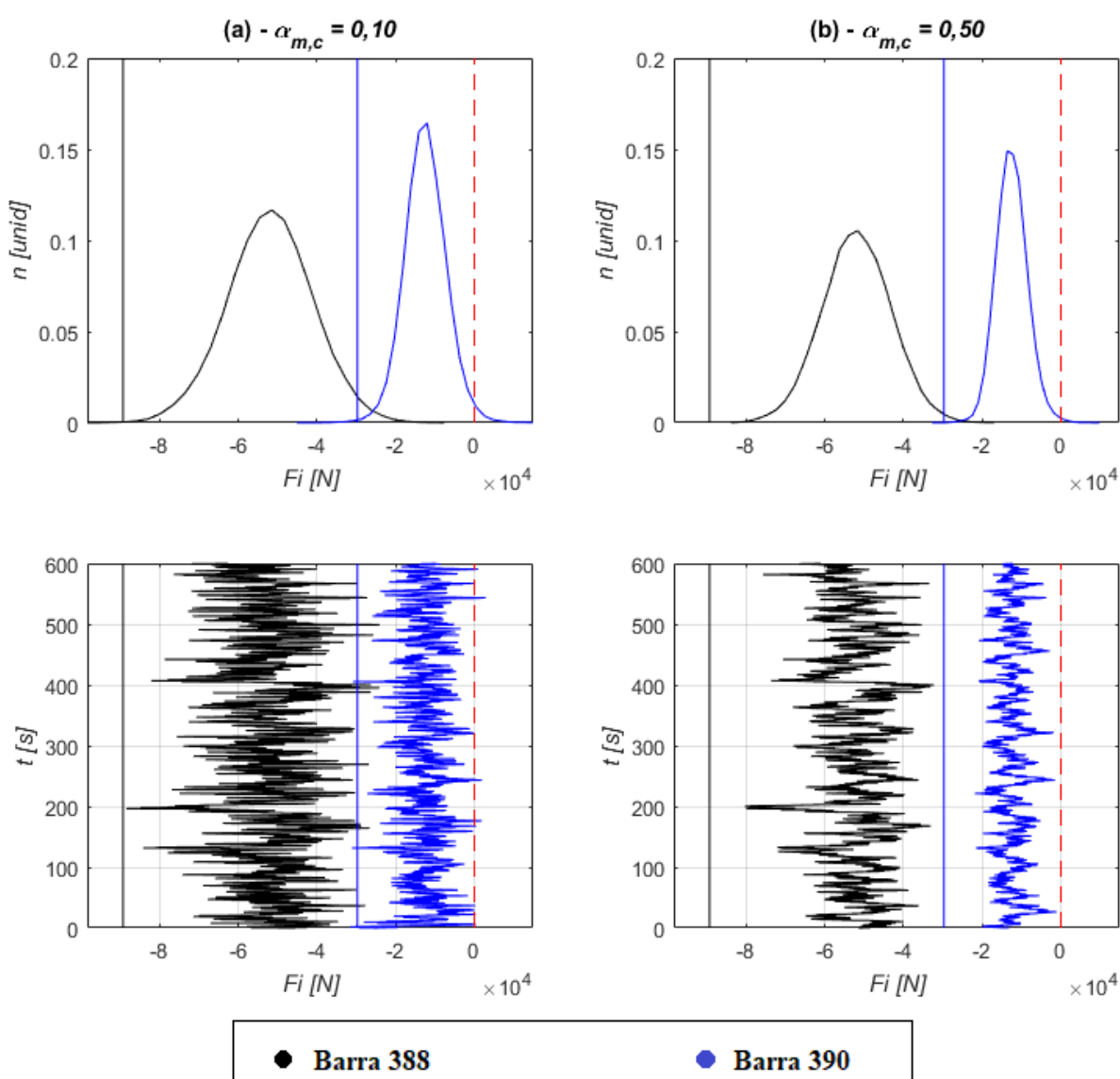


Figura 8-26 - Respostas das barras B388 e B390 da torre

Estas barras apresentam características muito próxima das anteriores.

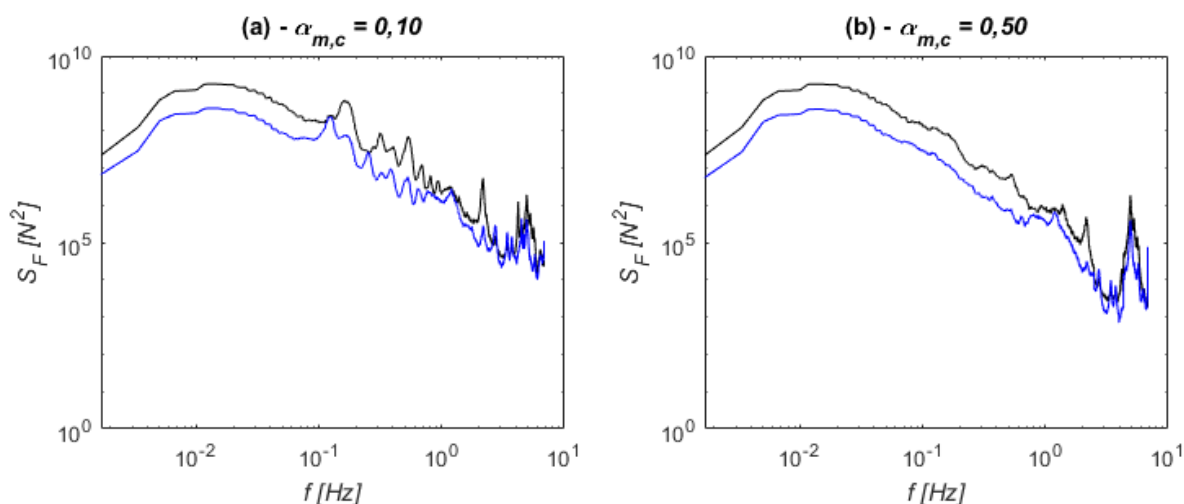


Figura 8-27 - Espectros de esforços das barras B388 e B390, para:
(a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$

Barras B397 e B398

Estas barras são parte do conjunto de sustentação da torre junto ao solo, elas são responsáveis por transmitir os esforços da torre aos estais. Como já era de se esperar, somente a barra à barlavento (barra B397) apresenta esforços consideráveis. Isso ocorre devido ao afrouxamento do estai à sotavento na medida em que a torre se desloca na direção do vento.

Nas curvas FDP observa-se que a barra B397 assume a forma da distribuição *normal*, enquanto a barra B398 não apresenta distribuição definida, pois os esforços são nulos na maior parte do tempo. Junto delas demonstra-se sinais de um evento aleatório, os quais indicam que os esforços *estáticos equivalentes* são maiores durante todo o tempo.

Nos espectros verifica-se a grande influência do amortecimento dos cabos na resposta estrutural. Na Figura 8-29(a), observam-se diversos picos em baixas frequências: $0,12 \text{ Hz}$, $0,17 \text{ Hz}$, $0,49 \text{ Hz}$ e $1,05 \text{ Hz}$. As duas primeiras são associadas aos cabos condutores, conforme a Tabela 7-8. A terceira frequência, devido à sua relevância para os estais e em função da larga faixa de frequências junto a esse pico, acredita-se que esteja associada a uma soma de fatores, como o movimento dos cabos, condutores e para-raios, e também em função do 1º modo de vibração apresentado pela torre (torção). A última frequência é associada ao principal modo transversal da torre (3º modo da Figura 7-5). Enquanto isso, na Figura 8-29(b), observa-se alguma relevância na última frequência citada acima.

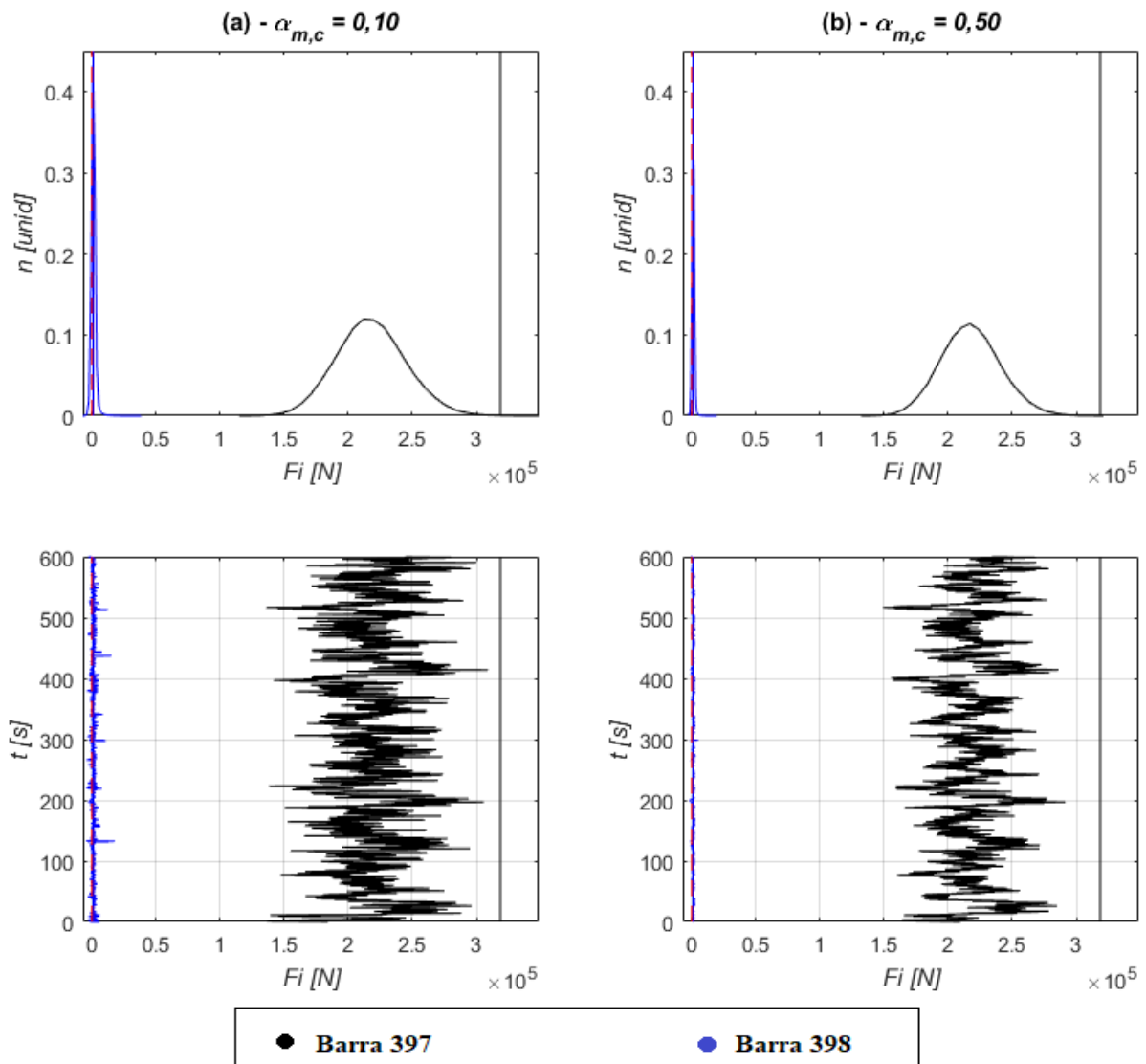


Figura 8-28 - Respostas das barras B397 e B398 da torre

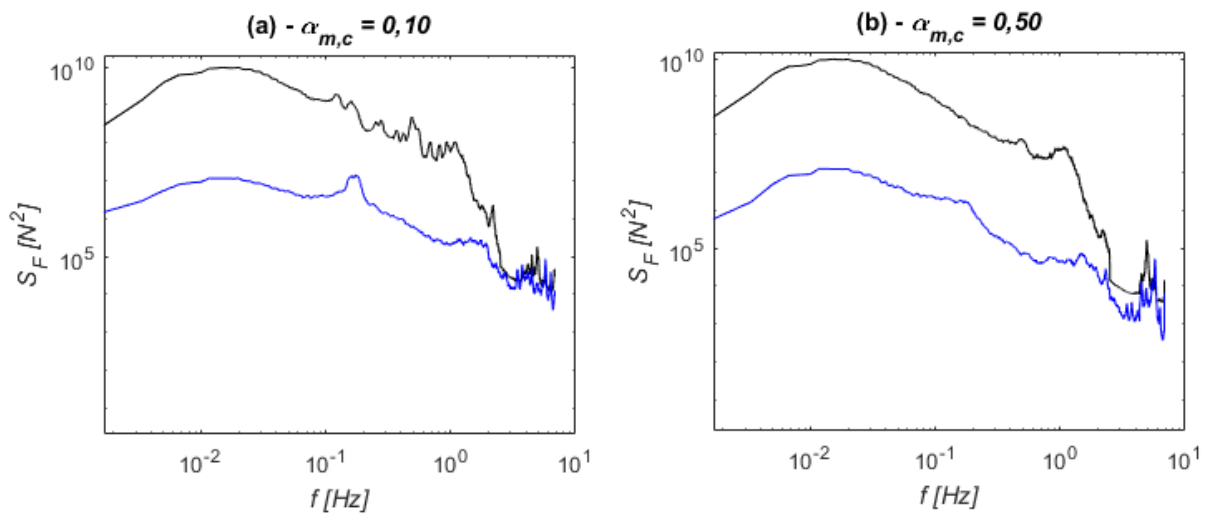


Figura 8-29 - Espectros de esforços das barras B397 e B398, para:
(a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$

8.3.1.4 Distribuição de esforços nos estais

Os esforços analisados nas últimas duas barras (B397 e B398) são diretamente afetados pela inexistência de rigidez à compressão em elementos de cabos, neste caso os estais. Pelo mesmo motivo, somente o estai de barlavento (401) é de fato solicitado.

Em termos da distribuição de esforços, na Figura 8-30 o comportamento observado das *FDPs* é parecido ao da análise anterior, tendo o estai de barlavento apresentado distribuição que pode ser assumida como *normal*, enquanto que o estai de sotavento, esforços praticamente nulos na maior parte do tempo. Os dois sinais aleatórios atuantes nos estais 401 e 402 são apresentados junto às curvas citadas e indicam comportamentos parecidos nas duas análises. O esforço calculado pelo *método estático equivalente* está representado por retas pretas em linha contínua, que não são superados em nenhum momento durante o evento aleatório apresentado.

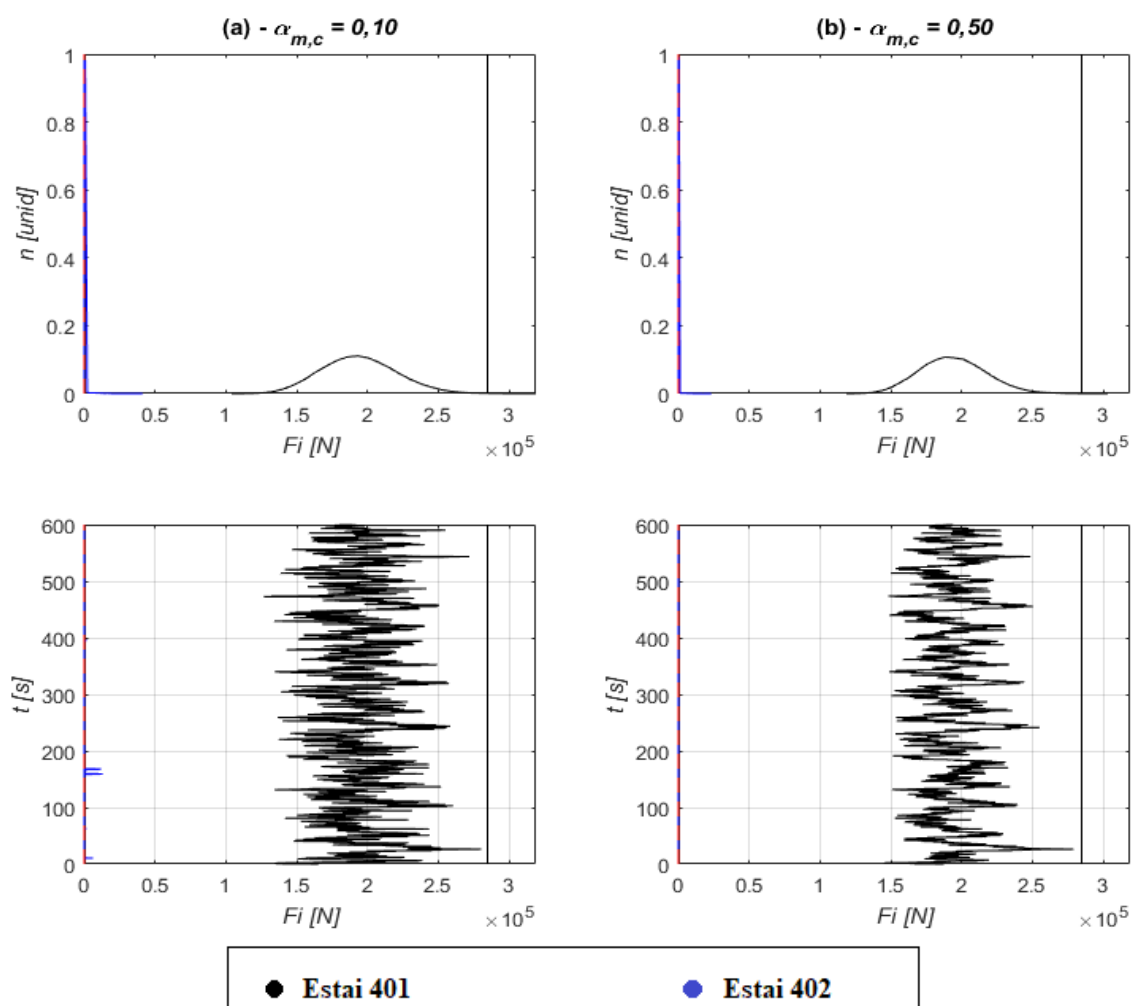


Figura 8-30 - Respostas dos estais, elementos 401 e 402

Nos espectros, verifica-se mais uma vez a influência do amortecimento dos cabos na resposta estrutural. Na Figura 8-31(a) observa-se picos na faixa de frequência entre $0,17\text{ Hz}$ e $1,05\text{ Hz}$, as características são as mesmas citadas para as últimas barras citadas.

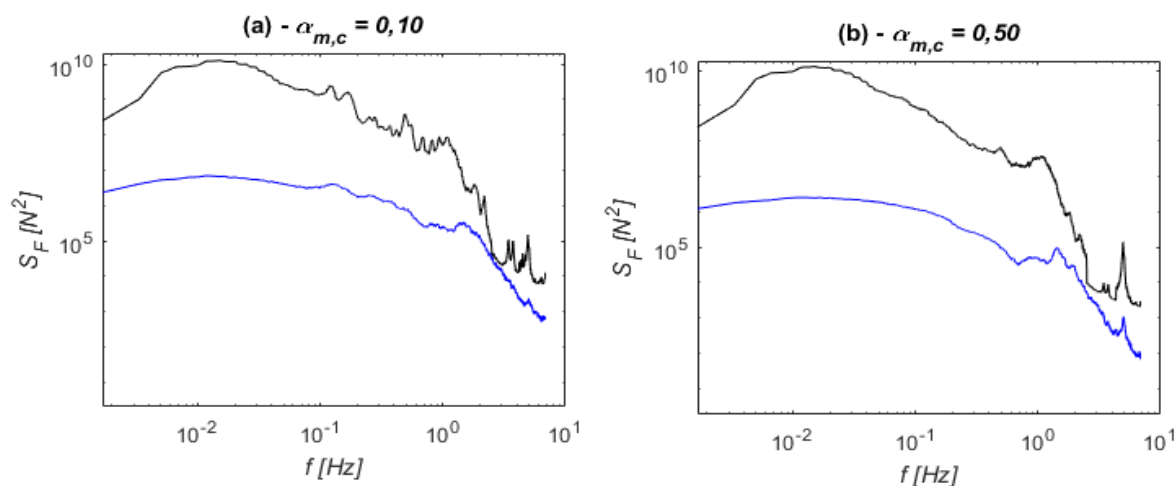


Figura 8-31 - Espectros de esforços nos estais 401 e 402, para:
(a) $\alpha_{m,c} = 0,10$; (b) $\alpha_{m,c} = 0,50$

8.3.2 Análise dos resultados

Atualmente, grande parte das normas técnicas baseiam-se em análises semiprobabilísticas, assim chamadas por corresponderem a esforços solicitantes e resistentes fixos, obtidos a partir de valores característicos e coeficientes de ponderação. Nos casos de ações de grande variabilidade, estes métodos não correspondem à realidade estrutural. A abordagem probabilística tende a ser mais precisa e menos conservativa, de modo à normalmente resultar economia material e financeira (RIBEIRO *et al.*, 2017).

Tendo definido no item anterior as distribuições de probabilidade dos elementos selecionados, pode-se agora determinar os *esforços característicos* (F_k) que solicitam cada elemento.

O *valor característico* é um valor representativo de uma determinada distribuição de probabilidade para um dado intervalo de confiança. Em se tratando de esforços, estes são os esforços que poderiam ser utilizados no dimensionamento dos elementos estruturais, quando considerada a variabilidade de todas as solicitações envolvidas. Neste trabalho, a distribuição de esforços considera somente a variabilidade da ação horizontal do vento, mas na realidade, as imperfeições iniciais nos elementos, peso próprio, vínculos perfeitamente estáticos e o ponto de aplicação das cargas também são variáveis e por isso são também fenômenos

aleatórios. No entanto, estes agentes têm uma variabilidade reduzida quando comparados à variabilidade de fenômenos naturais, como a ação do vento. O processo de simulação do vento em sistemas de vários graus de liberdade é por si só custoso computacionalmente, de modo que não se pôde, neste trabalho, considerar a influência de todas essas variáveis.

Neste item objetiva-se comparar os *esforços característicos* (probabilísticos) aos esforços obtidos na análise *estática equivalente* (semiprobabilístico), os quais são ainda os mais utilizados na prática de projeto.

Todo processo estatístico admite uma pequena probabilidade de falha. No caso de esforços internos, falha refere-se à probabilidade do esforço característico (F_k) ser superado em algum evento ao longo da história. Em outras palavras, existe uma pequena chance do esforço utilizado no dimensionamento (sem coeficientes de ponderação) ser superado ao longo da vida útil da estrutura. Neste trabalho, admite-se separadamente as probabilidades de 5% e 2% destes valores serem superados, $P(F_p > F_k) = 5\%$ e $P(F_p > F_k) = 2\%$, sendo F_p o esforço de um evento qualquer.

Devido ao afrouxamento dos estais, alguns elementos posicionados a sotavento apresentaram distribuição bastante concentrada e próxima da nulidade, mas devido à simetria da torre estes resultados não têm importância para esta análise. Dito isso e baseado nas formas das *FDPs* encontradas, assume-se a *distribuição normal* para as distribuições de esforços das barras restantes.

Admitindo a *FDP normal* e as probabilidades de falha de 5% e 2%, respectivamente os valores característicos podem ser definidos:

$$F_{k,95\%} = F_m + 1.65\sigma, \quad (8.1)$$

$$F_{k,98\%} = F_m + 2,06\sigma. \quad (8.2)$$

Ou seja, de posse da média (F_m) e do desvio padrão (σ), obtidos na análise das distribuições dos elementos, definem-se os esforços característicos (F_k). O coeficiente multiplicador do segundo termo da equação corresponde ao índice de confiança de 95% e 98%, respectivamente, que é obtido em tabelas de *distribuição de probabilidade normal*.

8.3.2.1 Esforços nos cabos suspensos

Na Tabela 8-4 são resumidos os resultados dos elementos de cabos suspensos. Os resultados dos cabos serão apresentados separadamente dos demais, visto que não se dispõem do valor estático equivalente para estes elementos. Os esforços obtidos pelo método numérico serão comparados à carga de ruptura destes componentes (F_{rup}). Estes resultados foram obtidos por meio do método MC para os dois intervalos de confiança. Em relação aos coeficientes de amortecimento, fixou-se o coeficiente de amortecimento da torre, $\alpha_{m,t} = 0,65$, e variou-se o coeficiente de amortecimento dos cabos $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$, conforme já definido anteriormente.

Tabela 8-4 - Esforços característicos no cabos, através do método MC, considerando $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$

$\alpha_{m,c}$	Elem.	F_{rup} [kN]	F_m [kN]	σ [kN]	COV	Fk (95%)		Fk (98%)	
						[kN]	[%]	[kN]	[%]
0,10	CC extr.	345,42	115,64	8,79	0,08	130,15	62,3%	133,75	61,3%
	CC cent.	345,42	119,70	9,04	0,08	134,62	61,0%	138,32	60,0%
	CP	76,75	22,65	2,39	0,11	26,59	65,4%	27,57	64,1%
0,50	CC extr.	345,42	114,98	5,98	0,05	124,85	63,9%	127,31	63,1%
	CC cent.	345,42	119,06	5,93	0,05	128,84	62,7%	131,27	62,0%
	CP	76,75	22,55	1,69	0,07	25,34	67,0%	26,03	66,1%

Como era de se esperar, a variância é maior na análise de menor amortecimento. Verificando as diferenças apresentadas, afirma-se que no pior caso, o condutor é solicitado por esforços de até 40% de sua carga de ruptura e os cabos para-raios de até 36%. Ambos os valores foram encontrados para o índice de confiança de 98%.

A diferença entre as duas análises, de maior e menor amortecimento, varia em torno de 2% da carga de ruptura, tanto dos cabos condutores quanto dos para-raios, dependendo do índice de confiança escolhido. O cabo condutor central é solicitado em média por 1,50% a mais da carga de ruptura, do que o cabo de extremidade.

Os resultados obtidos com o uso do método MT são praticamente os mesmos destacados acima, não necessitando de grandes detalhes em se tratando dos cabos. O resumo dos resultados obtidos em todas as análises encontra-se na Tabela B-1 do APÊNDICE B.

8.3.2.2 Esforços na torre, estais e isoladores

Neste item, serão apresentadas as respostas dos demais componentes na linha de transmissão, considerando as mesmas condições anteriores, ou seja, fixando-se o coeficiente de amortecimento da torre $\alpha_{m,t} = 0,65$ e variando-se o coeficiente dos cabos entre $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$. Os esforços F_K foram obtidos para os dois intervalos de confiança (95% e 98%) e serão comparados aos esforços obtidos pelo *método estático equivalente* da IEC 60826.

Na Tabela B-2 é apresentado o resumo dos resultados de esforços desta análise, para dois intervalos de confiança fixados. O resumo de resultados de todas as análises realizadas está dividido em tabelas, disponíveis da Tabela B-2 à Tabela B-5 do APÊNDICE B. A forma de apresentação por tabelas não favorece a visualização dos resultados por conta do grande número de dados, por isso os mesmos serão apresentados por meio de gráficos de barras, comparando os esforços em módulo e as diferenças (%) entre duas metodologias, numérica e estática equivalente.

Os gráficos apresentados neste item foram obtidos com uso do método MC, no entanto os valores obtidos com uso do método MT foram parecidos e também serão citados. Os resultados deste segundo método encontram-se no APÊNDICE C.

Comparando-se os valores médios dos esforços, obtidos para os diferentes parâmetros de amortecimento, $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$, verificou-se valores bastante parecidos. A diferença entre os resultados das duas análises foi inferior a 1% em todas as barras, com exceção às barras que apresentaram esforços quase nulos.

Em relação à variância (σ^2) as diferenças são maiores, visto que é, em geral, ela é inversamente proporcional ao aumento do amortecimento. Deste modo, na Figura 8-32 são comparados os coeficientes de variação (COV) apresentados pelas duas análises com uso do método MC. Lembra-se que as barras B398 e o estai 402 não apresentaram *distribuição normal*, e por isso não podem ter seus esforços calculados por esta metodologia. Verificam-se diferenças importantes em algumas barras, como nas barras B384 e B386, nas quais as diferenças chegam a aproximadamente 50%. Essa diferença é aproximadamente a mesma diferença encontrada pelo método MT nas mesmas barras e nos isoladores. De forma geral, o método MT se mostrou mais sensível à mudança dos valores de amortecimento, como pode ser visto na Figura C-1.

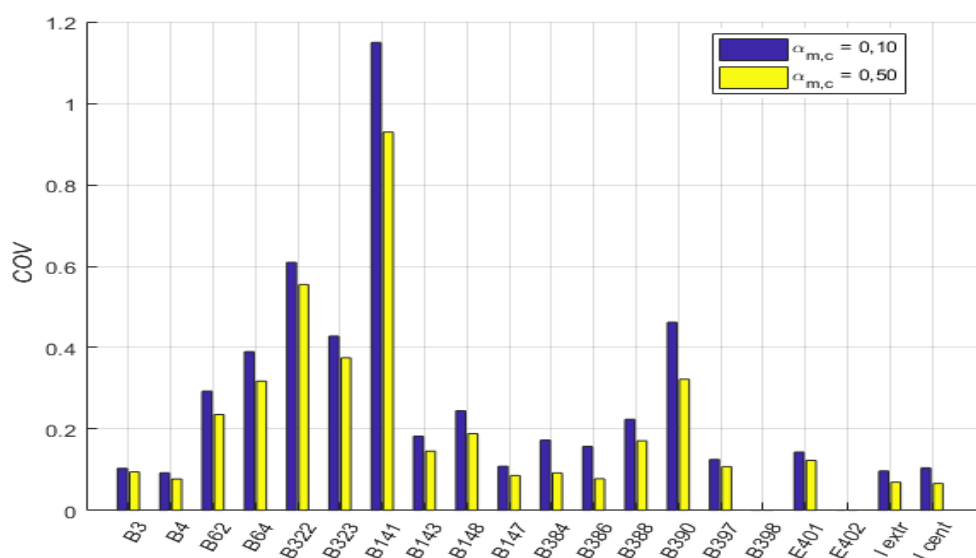


Figura 8-32 - Comparação do COV para diferentes valores de $\alpha_{m,c}$

Esforços considerando $P(F_d > F_k) = 5\%$

A comparação dos esforços F_K obtidos pelas duas análises ($\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$), com o método MC e para um índice de confiança de 95% são ilustrados na Figura 8-33. Junto a eles são apresentados os *esforços estáticos equivalentes* (F_{eq}) de acordo com a IEC 60826.

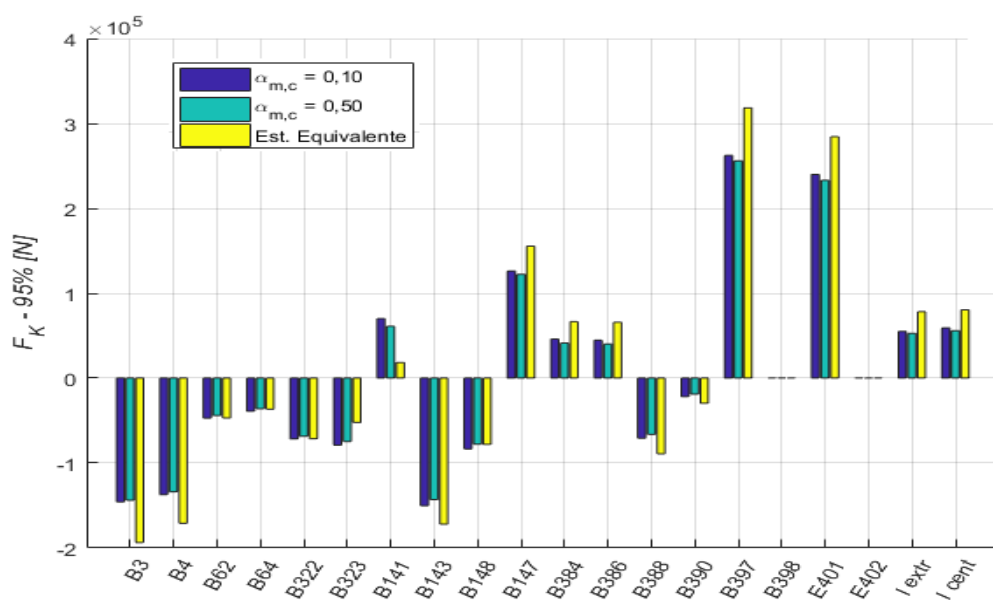


Figura 8-33 - Comparação de esforços para o método MC e para IC = 95%

A apresentação das cargas permite que se visualize a diferença real dos valores, mas não permite tirar conclusões facilmente. Então na Figura 8-34 serão apresentadas as diferenças

obtidas por cada análise (F_K) em relação aos valores Feq . Nesta comparação, os elementos que apresentarem diferenças negativas são os elementos com indícios de que estariam sendo subestimados pelo critério *estático equivalente*, ou seja, $F_K > Feq$.

Até aqui, as barras posicionadas a barlavento e a sotavento haviam sido analisadas de maneira independente, no entanto, as torres são dimensionadas para o vento agindo nas duas direções, ou seja, para os maiores esforços entre as duas barras. Dito isso, os esforços F_K e Feq utilizados na comparação a seguir são os maiores obtidos entre as duas barras simétricas. Por exemplo, o maior valor F_K entre barras B3 e B4 será comparado ao maior valor Feq obtido para estas mesmas barras, neste caso, pertencentes à barra B3. Não se diferenciou os esforços de tração e compressão pelo fato que em todas as barras escolhidas, um dos esforços é muito maior que o outro (compressão >>> tração, ou vice-versa), e os maiores coincidem com o sinal do maior Feq . O mesmo critério de análise é usado para os estais e isoladores. Todos os resultados encontram-se resumidos na Figura 8-34.

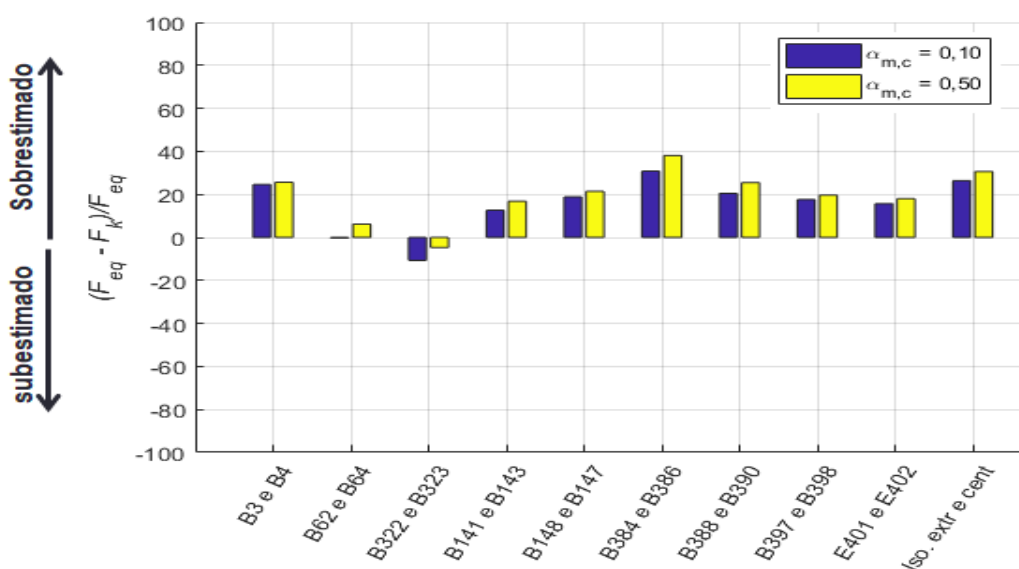


Figura 8-34 - Diferenças dos esforços F_K aos esforços Feq , pelo método MC e para IC = 95%

Observando os resultados da Figura 8-34, verifica-se que as diferenças entre as duas análises ($\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$) é pequena para o intervalo de confiança de 95%. Como era de se esperar, na análise de maior amortecimento os esforços são menores em todos os elementos analisados, ou seja, as diferenças são menores quando comparados ao Feq . Pelo método MC, a diferença média entre as análises é de aproximadamente 4% de Feq , sendo a maior de

aproximadamente 7% nas barras B384 e B386. Para uma comparação à parte, somente entre os valores F_K das duas análises, a diferença média seria 6% e a maior diferença 13% na barra B390. Considerando os resultados obtidos pelo método MT, os respectivos valores acima seriam 6%, 10%, 10% e 22%, o que demonstra que este método apresenta maior variação de resultados em função do amortecimento. O gráfico com estes dados encontra-se na Figura C-3 do APÊNDICE C.

As barras de montante do mastro, B322 e B323 localadas no centro do mastro da torre, onde os esforços por flexão são maiores, são as únicas barras a apresentarem indícios de que poderiam estar sendo subestimadas pelo *método estático equivalente*. Como se pode ver na Figura 8-34, pelo método MC, os esforços F_K foram 11% e 5% maiores que o F_{eq} , enquanto isso, pelo método MT os esforços F_K não superaram F_{eq} (Figura C-3). As barras B62 e B64, pertencentes à mesma região da torre, estariam no limite dos valores encontrados pelo método numérico para o intervalo de confiança de 95%.

Esforços considerando $P(F_d > F_k) = 2\%$

A mesma análise é agora realizada para um intervalo de confiança de 98%. Se para IC de 95% as barras B322 e B323 apresentaram $F_K > F_{eq}$, para um intervalo de confiança maior espera-se que o mesmo ocorra com outras barras. Os resultados em unidades de força são apresentados na Figura 8-35, sendo eles posteriormente comparados aos esforços F_{eq} .

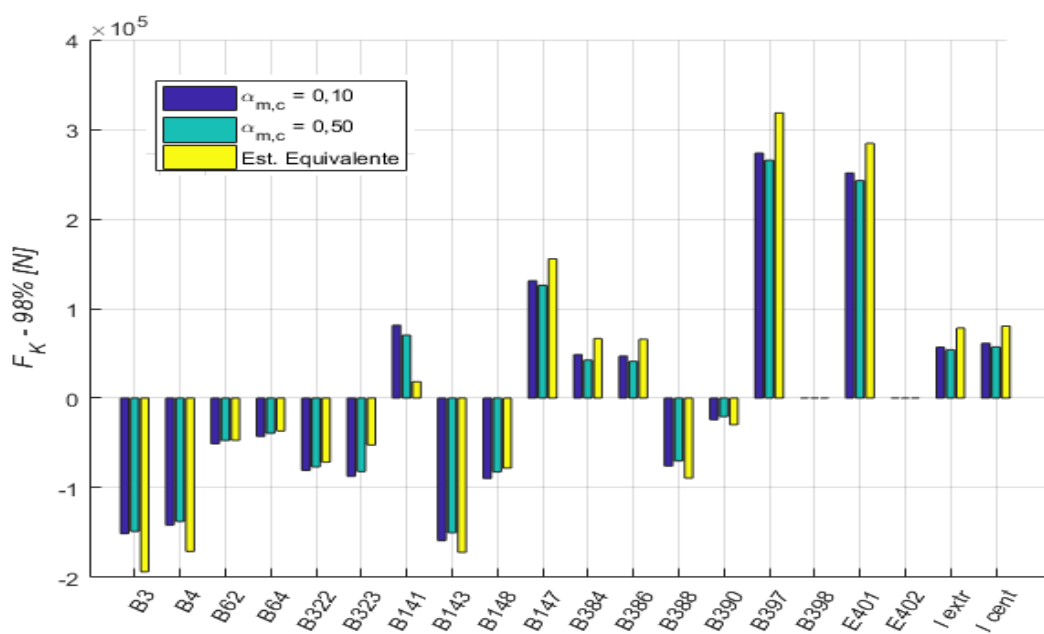


Figura 8-35 - Comparação de esforços para o método MC e para IC = 98%

Novamente, na análise de menor amortecimento os esforços calculados são maiores em todos os elementos (menor diferença em relação ao F_{eq}). De antemão é possível verificar que as barras B62 e B64 apresentam indícios de que estariam também sendo subestimadas pelo método estático equivalente.

Na Figura 8-36 são apresentadas as diferenças entre os resultados do método numérico (F_K) e os resultados do *método estático equivalente* (F_{eq}). Novamente, os elementos com diferenças negativas (sentido negativo do gráfico) são as barras nas quais há indícios de que poderiam estar sendo subestimadas pelo critério *estático equivalente*, ou seja, $F_K > F_{eq}$.

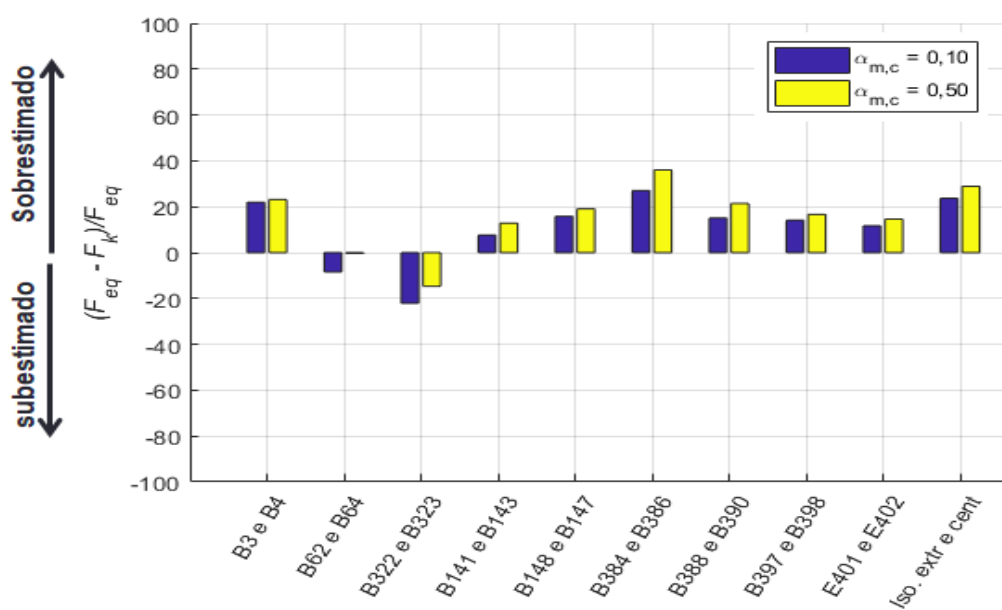


Figura 8-36 - Diferenças dos esforços F_K aos esforços F_{eq} , pelo método MC e para IC = 98%

Observando os resultados da Figura 8-36, verifica-se que as diferenças entre as duas análises ($\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$) são maiores que na análise anterior. Pelo método MC a diferença média entre as análises é aproximadamente 5% de F_{eq} , e maior delas aproximadamente 9% nas barras B62 e B64, e nas barras B384 e B386. Quando comparados entre si, a diferença média é de 7% e a maior de aproximadamente 14% na barra B390. Considerando os resultados obtidos pelo método MT, os respectivos valores acima seriam 7%, 10%, 11% e 24%, o que demonstra mais uma vez que este método tende a apresentar maior variação dos resultados em função do amortecimento definido para os cabos. O gráfico com estes dados encontra-se na Figura C-5 do APÊNDICE C.

Novamente há fortes indícios de que as barras pertencentes ao mastro da torre poderiam estar sendo subestimadas pelo método normativo da IEC 60826. Nesta análise, as barras B62 e B64 (barras diagonais) e as barras B322 e B323 (barras de montante) apresentaram diferenças significativas em relação ao esforço F_{eq} . Para cada respectivo conjunto de barras citado acima, as diferenças são 9% e 22% na análise de menor amortecimento, e 1% e 14% na análise de maior amortecimento, considerando-se o método MC. Pelo método MT, verificaram-se resultados desfavoráveis somente na análise de menor amortecimento, e foram de 6% e 12% respectivamente nas barras B62/B64 e B322/B323.

O fato é que as barras pertencentes ao mastro apresentaram indícios de que podem estar sendo subestimados pelo *método estático equivalente* da IEC 60826, para os dois índices de confiança estudados e para os dois métodos de geração de sinais utilizados.

8.3.2.3 Influência do amortecimento da torre nos resultados

Neste item, se propõe demonstrar que a alteração do coeficiente de amortecimento da torre de $\alpha_{m,t} = 0,65$ (condição deformada) para $\alpha_{m,t} = 1,00$ (condição indeformada) não resulta em grandes alterações de comportamento estrutural.

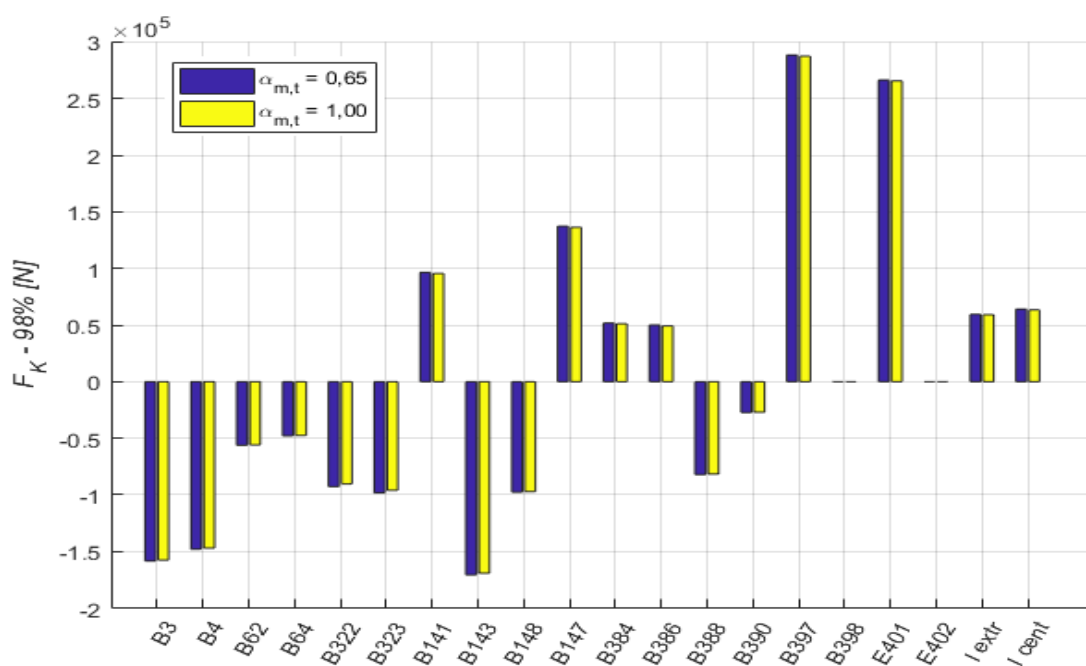


Figura 8-37 - Comparação dos esforços F_K obtidos em função da variação do parâmetro de amortecimento da torre, $\alpha_{m,t}$, para IC = 98%

Fixando-se o coeficiente de amortecimento dos cabos em $\alpha_{m,c} = 0,10$, comparam-se os esforços estruturais obtidos para os dois coeficientes de amortecimento da torre citados. Na Figura 8-37, estes valores obtidos pelo método MC, são apresentados para o intervalo de confiança de 98%, já que esta foi a análise que apresentou maior discrepância em função da variação do parâmetro $\alpha_{m,t}$, mesmo que tenha sido inferior a 3%. Portanto, conclui-se que os resultados da análise não são afetados de forma significativa, se for admitido o coeficiente de amortecimento da torre referente à condição indeformada ($\alpha_{m,t} = 1,00$) ao invés do coeficiente de amortecimento referente a condição deformada ($\alpha_{m,t} = 0,65$). A mesma análise feita para o método MT resultou em diferenças inferiores a 2%.

8.3.2.4 Comparação entre resultados dos métodos MC e MT

Neste item, objetiva-se comparar os resultados obtidos com uso dos dois diferentes métodos de geração do campo de velocidades apresentados no capítulo 6, o *método da correlação convencional* (MC) e o *método da correlação triangular* (MT). As comparações são feitas por meio de gráficos como feito no item anterior.

Na comparação, optou-se por utilizar os parâmetros de amortecimento que resultaram nos maiores esforços entre todos os casos analisados, $\alpha_{m,t} = 0,65$ e $\alpha_{m,c} = 0,10$.

Inicialmente compararam-se os valores médios obtidos pelos dois métodos. Todas as barras apresentaram esforços maiores com uso do método MC, no entanto, estas diferenças não são relevantes, visto que todas as barras apresentaram diferença inferior a 3%. O gráfico comparativo dos valores médios não é ilustrado em função da similaridade dos valores encontrados, mas os mesmos encontram-se nas tabelas correspondentes do APÊNDICE B.

Em relação ao coeficiente de variação (*COV*), na Figura 8-38 verificam-se em alguns elementos diferenças importantes entre os métodos. As barras B322 e B323 apresentam as maiores diferenças, que são de aproximadamente 26% e 16% respectivamente, as demais ficaram em torno de 5%.

Em função das diferenças verificadas no *COV*, esperam-se diferenças nos esforços F_K de algumas barras, principalmente na barra B322. Na Figura 8-39 e na Figura 8-40 são apresentadas as diferenças (%) entre os valores obtidos pelo método MT em relação ao método MC, para os dois índices de confiança estudados.

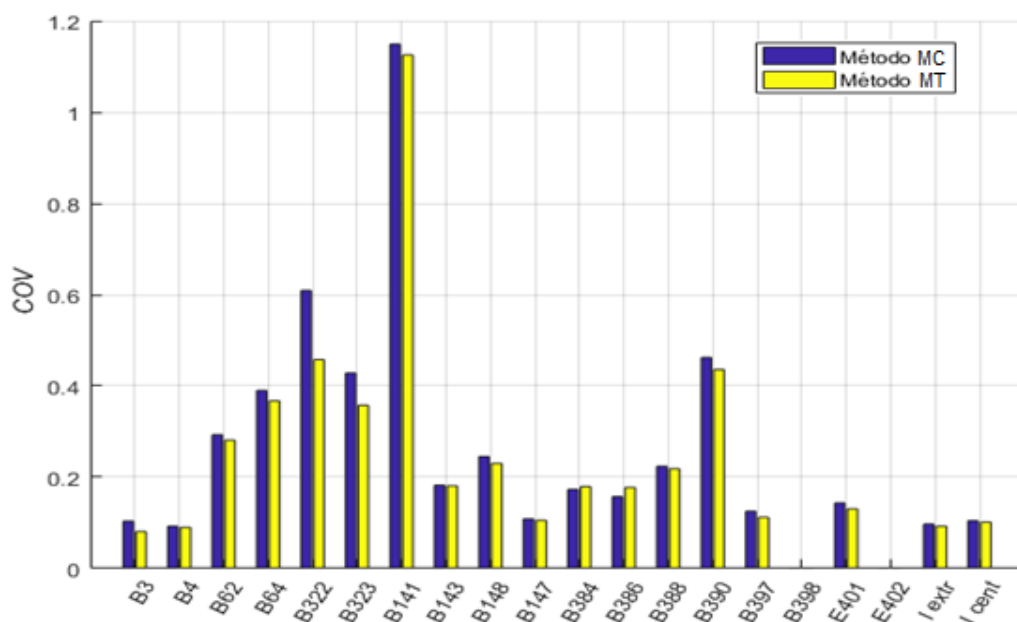


Figura 8-38 - Comparação do COV das distribuições dos métodos MC e MT

Observa-se que nos dois casos as maiores diferenças ocorreram nas barras de montante do mastro barras B322 e B323, e foram de 13% e 7% para o intervalo de confiança de 95%. A barra B141 também apresentou valor próximo a 7%.

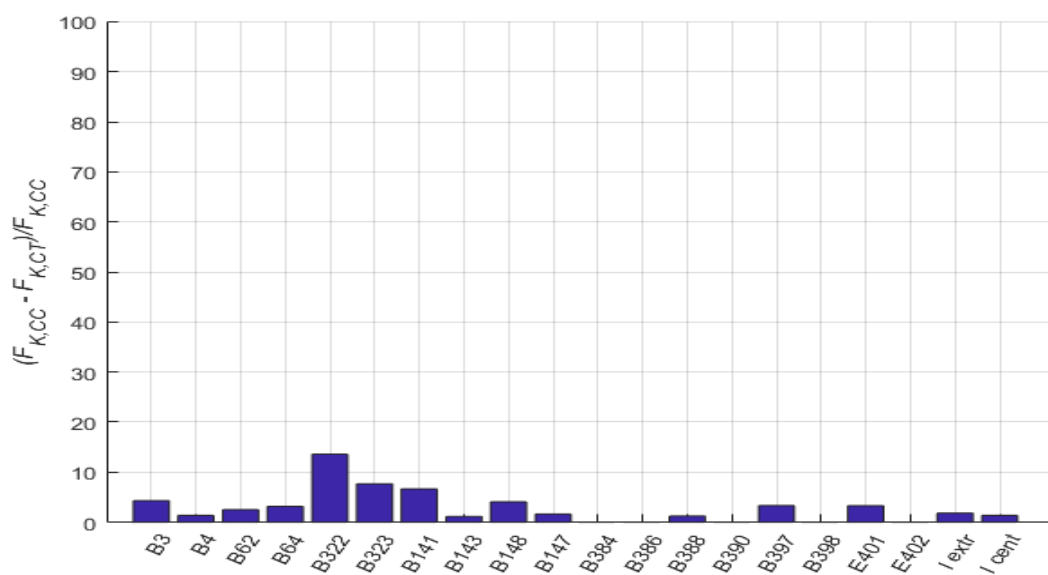


Figura 8-39 - Comparação do F_K das distribuições dos métodos MC e MT para IC = 95%

As mesmas características citadas acima são observadas para o intervalo de confiança maior, neste caso, no entanto, com as diferenças são maiores. Para o índice de confiança de 98%, as diferenças citadas no parágrafo anterior são 15%, 9% e 7%, respectivamente.

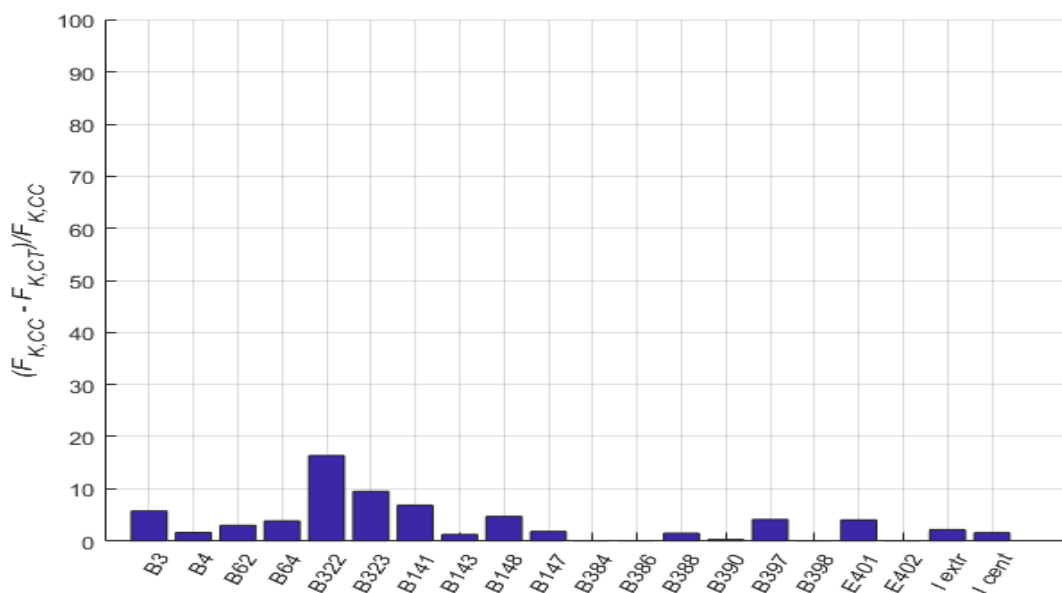


Figura 8-40 - Comparação do F_K das distribuições dos métodos MC e MT para IC = 98%

Com base nos resultados apresentados, conclui-se que o método MT resultou em esforços de certa forma parecidos aos esforços obtidos pelo método MC, mas menores em todas as barras analisadas, dentre as quais, verificaram-se diferenças importantes, próximas a 15%, nas barras de montante do mastro. Contudo, este método varia em função das escalas de turbulência escolhidas e como foi visto no capítulo 6, não existe consenso acerca destas dimensões.

Este método foi utilizado em outros trabalhos do LDEC para linhas de transmissão com torres autoportantes. Novos estudos em linhas de transmissão compostas por torres estaiadas precisam ser feitos para que se chegue a uma melhor conclusão a respeito das diferenças encontradas neste trabalho, podendo elas ser resultado das escolhas das escalas de turbulência dos métodos.

O fato é que, se considerado o tempo de processamento dos dois métodos, o método MT é muito vantajoso, visto que com hardware utilizado o tempo de processamento foi até 80% menor que o tempo de processamento do método MC. Além disso, essa relação não é linear, visto que o primeiro método utiliza grandes matrizes para armazenamento dos dados de correlação, enquanto que o segundo se baseia em operações algébricas mais simples, podendo fazer com que essa diferença aumente com o aumento dos graus de liberdade.

9 CONCLUSÃO

Este trabalho foi desenvolvido visando dar continuidade aos estudos do LDEC acerca de linhas de transmissão, nos quais até o momento somente se havia estudado a ação de ventos EPS sobre torres autoportantes com uso do método de geração do campo de velocidades desenvolvido por Riera e Ambrosini (1992), chamado neste trabalho de método MT (*método da correlação triangular*).

Neste trabalho realizou-se o estudo estatístico dos esforços nos componentes de um segmento de linha de transmissão composto por três torres estaiadas, submetido à ação de ventos do tipo EPS. Um único modelo estrutural de torre foi estudado, e trata-se do modelo simplificado proposto por Arévalos (*s. d.*), o qual ainda se necessita verificar a influência das simplificações na resposta. Além da análise com uso do método MT, durante o desenvolvimento deste trabalho outro método de geração do campo de velocidades foi desenvolvido, o método MC de Deodatis (1996), que é um dos mais utilizados na literatura. As características apresentadas pelos dois métodos são apresentadas no Apêndice D.

Foram desenvolvidos dois métodos para a análise dinâmica não linear, o método *MDC* na forma explícita e o método de *Newmark/Newton-Raphson*. O primeiro foi desenvolvido no ambiente FORTRAN e o segundo em MATLAB. Nas comparações realizadas, as respostas dos dois algoritmos foram idênticas, no entanto, o primeiro se mostrou mais eficiente, considerando a forma como foram implementados, e por isso foi utilizado na análise do estudo de caso proposto.

O amortecimento estrutural é um parâmetro de difícil predição, por isso optou-se por utilizar mais de um parâmetro de amortecimento nos principais componentes da estrutura. Considerando o amortecimento proporcional à massa, utilizaram-se fatores de amortecimento englobando todos os mecanismos de amortecimento (material, conexões e ambiente). Na torre, fixou-se o fator de amortecimento (ζ) em 5% e variou-se a condição da estrutura: deformada e indeformada. Para os cabos suspensos, variou-se o fator de amortecimento com valores propostos pela literatura.

Com os esforços dos elementos supostos *normalmente distribuídos*, por meio do tratamento estatístico obtiveram-se os esforços característicos atuantes em cada elemento, considerando os intervalos de confiança de 95% e 98%.

Na principal análise apresentada, fixou-se o amortecimento da torre e variou-se o amortecimento dos cabos, como era de se esperar, o amortecimento dos cabos afeta consideravelmente os resultados do sistema, sendo que as simulações com menor amortecimento resultam nos maiores esforços. Na comparação dos *esforços característicos* aos *esforços estáticos equivalentes*, observa-se que, embora a IEC 60826 tenha se mostrado suficiente para maioria dos elementos analisados, diferenças consideráveis foram observadas nas barras pertencentes ao mastro da torre, principalmente nas barras de montante. Netas barras as diferenças chegaram a aproximadamente 11% e 22% nos dois intervalos de confiança considerados (95% e 98%, respectivamente). Pelo método MT, estes respectivos valores foram 1% e 12%. Gani e Légeron (2010) chegaram a resultados similares e até mais desfavoráveis, tendo concluído que essas diferenças se devem as flutuações do vento, já que não ocorre a ação simultânea máxima sobre todos os componentes da linha, podendo esse efeito resultar na inversão de esforços no mastro da torre estaiada. Este efeito dependente principalmente da posição relativa dos cabos condutores (principais carregamentos) e do apoio dos estais (mísula).

Em relação à consideração da condição deformada da torre na definição do amortecimento estrutural da torre, afirma-se que apesar das grandes alterações nos modos de vibração, a condição deformada não resultou em grandes alterações nos esforços dos elementos analisados. Nesta análise, fixou-se o coeficiente de amortecimento dos cabos e variou-se o coeficiente de amortecimento da torre, a maior diferença encontrada entre todos os elementos analisados foi inferior a 3% com uso do método MC e inferior a 2% com o método MT.

Na comparação entre os métodos MC e MT afirma-se que, embora o método MT tenha resultado em esforços ligeiramente menores, mas satisfatórios na maioria dos elementos analisados (diferenças inferiores a 7%), constataram-se diferenças importantes, de 13% e 15% nos intervalos de confiança de 95% e 98%, nas barras pertencentes ao mastro da torre. Para se chegar a conclusões mais específicas acerca destas diferenças, seriam necessários mais estudos utilizando outras escalas de turbulência. Acredita-se que esta é uma análise bastante relevante, já que o método MT leva larga vantagem em termos de tempo de processamento.

Realizou-se também a análise modal da torre tendo-se alterado a posição das mísulas dos estais para a direção longitudinal da linha ao invés da direção transversal, ou seja, a posição dos estais foi rotada 90° no plano em relação ao sentido da linha. No entanto, essa alteração não causou os efeitos esperados, visto que não trouxe grandes alterações nos modos e frequências de vibração. A torre apresentou um pequeno acréscimo de rigidez à torção, mas em contrapartida apresentou uma redução nas frequências correspondentes aos modos transversais.

Reitera-se a importância de engenheiros estruturais terem conhecimento acerca do tema de dinâmica das estruturas, tendo em visto que, ao passo que se têm construído estruturas mais altas e flexíveis, têm se observado o aumento da ocorrência de fenômenos com estas características no País.

ESTUDOS FUTUROS

Entre os estudos que poderiam vir a completar ou melhorar este trabalho, ressalta-se:

- a) análise de outros modelos de torres estaiadas, de forma a reunir dados para se definir um padrão de comportamento para este tipo de estrutura;
- b) aplicação de *downbursts* na linha de transmissão analisada;
- c) análise dos mecanismos de falha no modelo estudado, bem como o estudo da ruptura de cabo e o efeito cascata;
- d) outros estudos com uso dos métodos MC e MT, de modo a investigar a influência das escalas de turbulência utilizadas;
- e) implementação da ação do vento com outros ângulos de incidência, para o qual se necessita implementar a correlação longitudinal, negligenciada neste trabalho;
- f) implementação dos modelos de viga e de cabo (catenária) nos métodos numéricos.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, A. B. De N. T. NBR 5422 - Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia elétrica. Rio de Janeiro: 1985. p. 58.

_____. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: 1988. p. 66.

PIZZUTTI, H.; AGUIRRE, M. A.; MERCANTI, J.; REINERT, H.; MÖLLER, O. Modelización del comportamiento estático y dinámico de cables conductores en líneas eléctricas. **Mecánica Computacional**, 2013. v. XXXII, p. 2215–2235.

AL-BERMANI, F. G. A.; KITIPORNCHAI, S. Nonlinear finite element analysis of latticed transmission towers. **Engineering Structures**, 1993. v. 15, n. 4, p. 259–269.

ALMINHANA, F. **Cascading Collapse of Transmission Line Structures**. Thesis (Doctor). University of Queensland, Australia, 2017.

ARANHA JR., GYR, A. **Formulação de um elemento finito de barra para análise dinâmica não-linear geométrica, com aplicação a cabos de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Pará, Belém, 2003.

ARÉVALOS, M. A. B. **Dynamic analysis of transmission line guyed towers and self-supporting towers under wind loading**. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, [s.d.].

BALLABEN, J. S.; ROSALES, M. B.; SAMPAIO, R. Dynamic analysis of a guyed mast with uncertainties on the guy initial tension and the wind load. 2014. v. XXXIII, p. 23–26.

BASU, B. **Tower design and analysis**. Southampton, UK: WIT Press, 2010.

BATHE, K. J. **Finite element procedures in engineering analysis**. New Jersey: Prentice Hall do Brasil, 1996.

BELGO BEKAERT ARAMES. **Fios e cordoalhas de aço zincados para Eletrificação e Telefonia. Catálogo de produtos**.

BENDAT, J. S.; PIERSOL, A. G. **Random Data: Analysis and Measurement Procedures**. Wiley ed. New Jersey: 2011.

BENTES, J. L. **Análise dinâmica da ruptura de cabos em torres autoportantes e estaiadas de linhas de transmissão**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. Porto Alegre: ISBN 85-7025-440-7, 1998.

BLESSMANN, J. **Acidentes causados pelo vento, 4ª edição**. 4ª Edição ed. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 2001.

BRAZEIRO, T. C. **Análise dinâmica de torres estaiadas de linhas de transmissão submetidas à ruptura de cabo**. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CSA S37-01: Antennas, towers, and antenna-supporting structures**. Toronto, Canada: Canadian Standards Association, 2011.

CAPPELLARI, T. T. **Determinação da resposta dinâmica de feixes de condutores em linhas aéreas de transmissão**. [S.l.]: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

CARASSALE, L.; SOLARI, G. Monte Carlo simulation of wind velocity fields on complex structures. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, 2006. v. 94, n. 5, p. 323–339.

CARVALHO, F. W. L. **Procedimento experimental para avaliação de amortecimento em estruturas**. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002.

CARVALHO. **Avaliação dos Efeitos de Vento em Linhas de Transmissão**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

CARVALHO, H.; QUEIROZ, G.; FAKURY, R. Procedimento numérico para a avaliação do amortecimento aerodinâmico em cabos de linhas de transmissão. **Revista Sul-americana de**

Engenharia Estrutural, 2016. p. 26–44.

CEN. EUROCODE 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions. Brussels: The European Standard EN, 2010.

CHAVES, R. A. **Fundações de Torres de Linhas de Transmissão e de Telecomunicação**. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

CHÁVEZ, E. S. **Análise estrutural de edifício alto submetido às pressões flutuantes induzidas pela ação do vento**. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

CIGRÉ, C. I. Des G. R. E. Review of IEC 826: Loading and Strength of Overhead Lines. **Cigré**, 1996. n. December, p. 1–136.

_____. Brochure 344: Big Storm Events - What we have learned. **Cigré**, 2008a. n. April.

_____. Brochure 348: Tower Top Geometry and Mid Span Clearances. **Cigré**, 2008b. n. June.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of structures**. Berkeley, USA: Inc, 1995.

COOK, R. D.; MALKUS, D. S.; PLESHA, M. E. **Concepts and applications of finite element analysis**. 4th editio ed. United States: Jonh Wiley & Sons, 2002.

DAVENPORT, A. The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds. **Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society**, 1961. v. 87, n. 372, p. 194–211.

DAVENPORT, A. G. The dependence of wind loads on meteorological parameter. **Wind effects on Building and structures**, 1968. p. 19–82.

DAVENPORT, A. G. The response of tension structures to turbulent wind: the role of aerodynamic damping. London: 1988.

DEODATIS, G. Simulation of ergodic multivariate stochastic processes. **Journal of engineering mechanics**, 1996. v. 122, n. 8, p. 778–787.

DIANA, G.; FALCO, M.; CIGADA, A.; MANENTI, A. On the measurement of over head transmission lines conductor self-damping. **IEEE Transactions on Power Delivery**, 2000. v.

15, n. 1, p. 285–292.

DUA, A.; CLOBES, M.; HOBDEL, T. Dynamic Analysis of Overhead Transmission Line under Turbulent Wind Loading. **Electronic Journal of Structural Engineering**, 2015. v. 15, n. 1, p. 46–54. Disponível em: <<http://www.ejse.org/Archives/Fulltext/2015-2/2015-2-4.pdf>>.

GANI, F.; LÉGERON, F. Dynamic response of transmission lines guyed towers under wind loading. **Canadian Journal of Civil Engineering**, 2010. v. 37, n. 3, p. 450–465. Disponível em: <<http://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/L09-160>>.

GARCIA, R. Isoladores - Aplicação e importância no setor elétrico. (Cigré, Org.). Rio de Janeiro: 2017.

GATTULLI, V.; MARTINELLI, L.; PEROTTI, F. Dynamics of suspended cables under turbulence loading : Reduced models of wind field and mechanical system. 2007. v. 95, p. 183–207.

GHENO, R. M. **Campo de velocidades gerado pela combinação de ventos convectivos e sinóticos em cabos suspensos**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

GROEHS, A. G. **Mecânica vibratória**. São Leopoldo: Unisinos, 2005.

HAN, D. J.; LUO, J. J. Simulation of Stochastic Fluctuating Wind Field Using the Wave Superposition Method with Random Frequencies. **Computational Methods in Engineering & Science**, 2007. p. 51–58. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-48260-4_5>.

IEC 60826: Design criteria of overhead transmission lines. **Notes**, 2003. p. 0–129.

IRVINE, H. M.; CAUGHEY, T. K. The linear theory of free vibrations of a suspended cable. The Royal Society, 1974. V. 341, p. 299–315.

JAMES, M. L. **Vibration of mechanical and structural systems: with microcomputer applications**. HarperCollins Publishers, 1989.

KAMINSKI JR., J. **Incertezas de Modelo na Análise de Torres Metálicas Treliçadas de Linhas de Transmissão**. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul,

Porto Alegre, 2007.

_____; RIERA, J. D.; MENEZES, R. C. R.; MIGUEL, Letícia F. F. Model uncertainty in the definition of EPS wind loads in transmission line design. (ICWE 12, Org.). Cairns, Australia: 2007. V. 2, p. 1567–1574.

_____; MIGUEL, Letícia F. F.; MENEZES, R. C. R.; MIGUEL, Leandro F. F. Rotina computacional para análise dinâmica de estruturas de linhas de transmissão. **XIII ERIAC**, 2009.

_____; _____. Aspectos relevantes na análise dinâmica de torres de LT submetidas à ruptura de cabos. **XVIII SNPTEE**, 2005.

_____; _____. MIGUEL, Leandro. F. F. Computacional routine for dynamic analysis of transmission lines structures. (20th International Congress of Mechanical Engineering, Org.). Gramado: 2009.

KUMARASENA, S.; JONES, N.; IRWIN, P.; TAYLOR P. Wind-Induced Vibration of Stay Cables. 2007. n. August, p. 281. Disponível em: <<https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/bridge/05083/index.cfm>>.

LACERDA, E. G. M. **Análise não linear de treliças pelo método dos elementos finitos posicional**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2014.

LI, Q.; JUNJIAN, Y.; WEI, L. Random wind-induced response analysis of transmission tower-line system. **Energy Procedia**, 2012. v. 16, p. 1813–1821.

LOREDO-SOUZA, A. M. **The behavior of transmission lines under high winds**. The University of Western Ontario, Canada, 1996.

_____; DAVENPORT, A. G. The effects of high winds on transmission lines. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, 1998. v. 74, p. 987–994.

LUZARDO, A. C. **Simulação do comportamento dinâmico de torres de linhas de transmissão sob ação de ventos originados de Downburst**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

MCDONALD, B.; PEYROT, A. Sag-tension calculations valid for any line geometry. **Journal of structural Engineering**, 1990. v. 116, n. 9, p. 2374–2386.

MENEZES, R. C. R.; RIERA, J. D.; MIGUEL, Letícia F. F.; SILVA, J. B. On modeling the dynamic response of the 190m-high TL tower for the crossing of trombetas river in the Amazon region. **Cigré**, 2012. v. B2-212.

MIGUEL, Letícia F. F.; RIERA, J. D.; MIGUEL, Leandro F. F. Assessment of downburst wind loading on tall structures. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, 2018. v. 174, p. 252-259.

_____; MIGUEL, Leandro. F. F.; RIERA, J. D.; KAMINSKI JR, J.; MENEZES, R. C. Assessment of code recommendations through simulation of EPS wind loads along a segment of a transmission line. **Engineering Structures**, 2012. v. 43, p. 1–11.

NEWLAND, D. E. **An Introduction to Random Vibrations, Spectral & Wavelet Analysis**. New York: Dover Publications, 2005.

NEXANS. **Condutores de alumínio**. Catálogo de produtos.

PINHEIRO, M. A. S. **Vibrações aeroelásticas em torres esbeltas**. Tese (Doutorado). Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2004.

PONTE, J. J. **Modelagem e simulação do campo de velocidades do vento em tormentas elétricas**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

PRZEMIENIECKI, J. S. **Theory of matrix structural analysis**. New York: McGraw-Hill Book Company, 1968.

PUGLIA, V. B. **Análise de alguns aspectos no estudo de torres estaiadas**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

RAMBERG, S. E.; GRIFFIN, O. M. Free vibrations of taut and slack marine cables. **Journal of the Structural Division**, 1977. v. 103, n. 11.

RIBEIRO, B. Z.; RAMOS, A. P.; LIMA, J. P.; REAL M. V. Análise comparativa dos esforços semiprobabilísticos e probabilísticos das reações nas placas de dolphins portuários.

Revista Mundi Engenharia, 2017. v. v.2, n. Tecnologia e Gestão, p. 1–20.

RIERA, J. D.; AMBROSINI, R. D. Analysis of structures subjected to random loading using the transfer matrix or numerical integration methods. **Engineering Structures**, 1992. v. 14, n. 3, p. 176–179.

RIERA, J. D. Sobre a definição do vento para projeto estrutural na NBR 6123 e outras normas sul-americanas. **Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural**, 2016. v. 13, p. 1-27.

RODRIGUES, R. O. **Análise Dinâmica Bidimensional Não-Linear Física e Geométrica de Treliças de Aço e Pórticos de Concreto Armado**. Tese (Doutorado). Universidade de São Carlos, São Carlos, 1997.

RODRIGUES, R. S. **Colapso de torres TEE sob ação do vento**. [S.l.]1999.

ROSSI, R.; LAZZARI, M.; VITALIANI, R. Wind field simulation for structural engineering purposes. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 2004. v. 61, n. 5, p. 738–763.

SEVES. **Isoladores de suspensão de vidro temperado**. Catálogo de produtos.

SHINOZUKA, M. Digital simulation of random processes in engineering mechanics with the aid of FFT technique(Fast Fourier Transformation). **Stochastic problems in mechanics**, 1974. p. 277–286.

_____; JAN, C.-M. Digital simulation of random processes and its applications. **Journal of sound and vibration**, 1972. v. 25, n. 1, p. 111–128.

SILVA, A. R. DA. **Sistema computacional para análise avançada estática e dinâmica de estruturas metálicas**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009. Disponível em: <<http://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/2247>>.

SILVA, D. M. Da. **Geração de Configurações Equilibradas de Sistemas de Linhas Flexíveis Através de Métodos de Relaxação Dinâmica**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

SIMIUI, E.; LOZIER, D. W. **The buffeting of tall structures by strong winds**[Building

Science Series]. Washington: National Bureau of Standards, 1975.

_____; SCANLAN, R. H. **Wind effects on structures: an introduction to wind engineering**. John Wiley, 1986.

STENGEL, D.; MEHDIANPOUR, M. Finite Element Modelling of Electrical Overhead Line Cables under Turbulent Wind Load. **Journal of Structures**, 2014. v. 2014, p. 1–8.

TAYLOR, G. I. Statistical theory of turbulence. II. **Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences**, 1935. v. 151, n. 873, p. 444–454.

THAI, H.; KIM, S. Nonlinear static and dynamic analysis of cable structures. **Finite Elements in Analysis and Design**, 2011. v. 47, n. 3, p. 237–246. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.finel.2010.10.005>>.

TOLEDO, R. C. P. L. **Um Estudo sobre Métodos de Integração Direta Para A Análise Dinâmica Não-Linear de Estruturas**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1983.

UBERTINI, F.; GIULIANO, F. Computer simulation of stochastic wind velocity fields for structural response analysis: Comparisons and applications. **Advances in Civil Engineering**, 2010. v. 2010.

VASSILOPOULOU, I. **Nonlinear dynamic response and design of cable nets**. Thesis (Doctor). National Technical University of Athens, Greece., 2011.

VICKERY, B. J. Advanced structural dynamics I. **Engineering Science**, 1992. v. 610.

VIEIRA, L. **Estudo de algoritmos de integração elemento por elemento para análise dinâmica não linear de estruturas**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2004.

XIAOWEI, B.; YONGTAO, B.; QING, S. Numerical simulation on wind-induced responses of steel guyed transmission tower-line coupling systems. **The 2016 World Congress on Advances in Civil, Environmental, and Materials Research (ACEM16)**, 2016.

ZAMPIRON, I. **Avaliação das características e desempenho de estruturas para telecomunicações visando o projeto de novo modelo de torre autoportante**. Dissertação

(Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

ZHANG, Z. LI, H.; LI, G.; WANG, W.; TIAN, L.. The Numerical Analysis of Transmission Tower-Line System Wind-Induced Collapse Performance. **Mathematical Problems in Engineering**, 2013, p. 1–11.

APÊNDICE A

Neste item apresenta-se a tabela de convergência do coeficiente de variação (COV) em função do número de simulações realizadas (n). Percebe-se que entre a 1 e 10 simulações encontrou-se diferenças consideráveis de até 10% entre os coeficientes de variação. Com o aumento do número de simulações o erro relativo foi caindo progressivamente, e com os valores de n entre 40 e 50 simulações o erro foi menor que 0,5% em todos os elementos analisados. Desta forma, esse foi o número de simulações utilizado no tratamento estatístico dos esforços.

Tabela A-1 – Análise de convergência do COV em função do número de simulações utilizado (n)

Comp.	Elem.	Diferença do COV em função de n				
		1 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	40 - 50
Torre	3	-2,4%	0,0%	-0,4%	-0,3%	0,4%
	4	-0,3%	0,2%	-0,2%	-0,3%	0,1%
	62	1,9%	0,7%	0,1%	-0,2%	0,1%
	64	2,1%	0,1%	0,1%	-0,6%	0,1%
	322	7,0%	0,3%	1,0%	-0,5%	0,0%
	323	6,5%	-1,5%	0,6%	-0,3%	-0,1%
	141	6,7%	0,0%	-0,2%	-0,5%	0,3%
	143	-1,7%	0,0%	0,0%	-0,2%	0,1%
	148	-2,9%	0,2%	0,2%	-0,3%	0,3%
	147	3,3%	0,9%	0,8%	-0,5%	0,0%
	384	9,5%	-0,1%	0,7%	-0,7%	0,1%
	386	4,6%	1,0%	0,8%	-0,4%	0,2%
	388	0,2%	-0,3%	-0,3%	-0,3%	0,3%
	390	-	-	-	-	-
	397	3,0%	1,5%	0,4%	-0,6%	0,3%
	398	-	-	-	-	-
Estai	401	3,2%	1,5%	0,4%	-0,6%	0,3%
	402	-	-	-	-	-
Isolador	extr.	-0,2%	1,6%	0,1%	-0,5%	0,3%
	cent.	-1,9%	1,8%	-0,4%	-0,5%	0,4%
Cabos	CC extr.	9,6%	0,1%	0,8%	-0,5%	0,2%
	CC cent.	4,2%	-0,6%	0,4%	-0,1%	0,1%
	CP	4,1%	-1,3%	0,1%	-0,1%	0,2%

APÊNDICE B

Neste apêndice são apresentados em forma de tabelas os resultados dos esforços nos elementos analisados. Os resultados foram classificados primeiramente em função do método de geração do campo de velocidades empregado, método MC ou método MT, e posteriormente classificados em função dos coeficientes de amortecimento utilizados. Os seguintes resultados são apresentados:

Tabela B-1 – Resumo dos esforços obtidos para os elementos de cabo em todas as análises realizadas: pelos dois métodos MC e MT, e por todas as combinações dos coeficientes de amortecimento considerados;

Tabela B-2 – Resumo dos resultados obtido pelo método MC, considerando os parâmetros de amortecimento $\alpha_{m,t} = 0,65$, e variando os parâmetros de amortecimento dos cabos no valores $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$;

Tabela B-3 – Resumo dos resultados obtido pelo método MC, considerando os parâmetros de amortecimento $\alpha_{m,t} = 1,00$, e variando os parâmetros de amortecimento dos cabos no valores $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$;

Tabela B-4 – Resumo dos resultados obtido pelo método MT, considerando os parâmetros de amortecimento $\alpha_{m,t} = 0,65$, e variando os parâmetros de amortecimento dos cabos no valores $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$;

Tabela B-5 – Resumo dos resultados obtido pelo método MT, considerando os parâmetros de amortecimento $\alpha_{m,t} = 1,00$, e variando os parâmetros de amortecimento dos cabos no valores $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$.

Tabela B-1 – Esforços nos elementos de cabo de todas as análises realizadas

Método	am,t	Elem.	F_{rup} [kN]	$\alpha_{m,c} = 0,10$						$\alpha_{m,c} = 0,50$							
				F_m [kN]	σ [kN]	COV	F_k (95%)		F_k (98%)		F_m [kN]	σ [kN]	COV	F_k (95%)		F_k (98%)	
							[kN]	Dif [%]	[kN]	Dif [%]				[kN]	Dif [%]	[kN]	Dif [%]
CC	0,65	CC extr.	345,42	115,64	8,79	0,08	130,15	62,3%	133,75	61,3%	114,98	5,98	0,05	124,85	63,9%	127,31	63,1%
		CC cent.	345,42	119,70	9,04	0,08	134,62	61,0%	138,32	60,0%	119,06	5,93	0,05	128,84	62,7%	131,27	62,0%
		CP	76,75	22,65	2,39	0,11	26,59	65,4%	27,57	64,1%	22,55	1,69	0,07	25,34	67,0%	26,03	66,1%
	1,00	CC extr.	345,42	115,63	8,70	0,08	129,99	62,4%	133,56	61,3%	114,98	5,96	0,05	124,82	63,9%	127,27	63,2%
		CC cent.	345,42	119,70	8,94	0,07	134,44	61,1%	138,11	60,0%	119,06	5,91	0,05	128,82	62,7%	131,25	62,0%
		CP	76,75	22,65	2,34	0,10	26,51	65,5%	27,47	64,2%	22,55	1,68	0,07	25,32	67,0%	26,01	66,1%
CT	0,65	CC extr.	345,42	114,32	8,63	0,08	128,56	62,8%	132,10	61,8%	113,60	4,66	0,04	121,28	64,9%	123,19	64,3%
		CC cent.	345,42	118,50	8,55	0,07	132,61	61,6%	136,12	60,6%	117,75	4,76	0,04	125,60	63,6%	127,55	63,1%
		CP	76,75	22,49	2,77	0,12	27,05	64,8%	28,19	63,3%	22,35	1,56	0,07	24,93	67,5%	25,57	66,7%
	1,00	CC extr.	345,42	114,32	8,53	0,07	128,40	62,8%	131,89	61,8%	113,60	4,64	0,04	121,25	64,9%	123,15	64,3%
		CC cent.	345,42	118,50	8,40	0,07	132,37	61,7%	135,81	60,7%	117,75	4,73	0,04	125,56	63,7%	127,49	63,1%
		CP	76,75	22,49	2,71	0,12	26,95	64,9%	28,06	63,4%	22,35	1,56	0,07	24,92	67,5%	25,56	66,7%

OBS: Ressalta-se que não se dispõe de esforços estáticos equivalentes nos cabos (F_K), por isso os mesmos são comparados às suas cargas de ruptura (F_{rup}). No caso dos cabos condutores, formados por múltiplos cabos, tanto F_K quanto F_{rup} são calculados pelas propriedades do cabo equivalente, como já descrito no decorrer do trabalho.

Tabela B-2 – Esforços com uso o método MC, considerando $\alpha_{m,t} = 0,65$ e variando $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$

Comp.	Elem.	Feq [kN]	$\alpha_{m,t} = 0,65$ e $\alpha_{m,c} = 0,10$							$\alpha_{m,t} = 0,65$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$							
			Fm [kN]	σ [kN]	COV	Fk (95%)		Fk (98%)		Fm [kN]	σ [kN]	COV	Fk (95%)		Fk (98%)		
						[kN]	Dif [%]	[kN]	Dif [%]				[kN]	Dif [%]	[kN]	Dif [%]	
Torre	3	-194,11	-125,04	12,88	0,10	-146,29	24,6%	-151,57	21,9%	-124,94	11,77	0,09	-144,36	25,6%	-149,18	23,1%	
	4	-171,40	-119,43	10,99	0,09	-137,57	19,7%	-142,07	17,1%	-119,28	9,13	0,08	-134,35	21,6%	-138,10	19,4%	
	62	-47,18	-31,92	9,34	0,29	-47,33	-0,3%	-51,16	-8,4%	-31,89	7,50	0,24	-44,27	6,2%	-47,34	-0,4%	
	64	-36,81	-23,79	9,28	0,39	-39,09	-6,2%	-42,90	-16,5%	-23,77	7,55	0,32	-36,23	1,6%	-39,32	-6,8%	
	322	-71,68	-35,86	21,85	0,61	-71,91	-0,3%	-80,87	-12,8%	-35,90	19,90	0,55	-68,74	4,1%	-76,90	-7,3%	
	323	-52,47	-46,49	19,91	0,43	-79,34	-51,2%	-87,50	-66,8%	-46,38	17,43	0,38	-75,14	-43,2%	-82,29	-56,8%	
	141	18,11	24,17	27,81	1,15	70,06	-286,8%	81,47	-349,8%	24,07	22,48	0,93	61,16	-237,7%	70,38	-288,6%	
	143	-172,53	-115,88	21,10	0,18	-150,69	12,7%	-159,34	7,6%	-115,85	16,80	0,15	-143,57	16,8%	-150,46	12,8%	
	148	-78,35	-59,69	14,60	0,24	-83,78	-6,9%	-89,76	-14,6%	-59,61	11,23	0,19	-78,14	0,3%	-82,74	-5,6%	
	147	155,67	107,25	11,56	0,11	126,32	18,9%	131,06	15,8%	107,21	9,13	0,09	122,28	21,4%	126,02	19,0%	
	384	66,50	35,77	6,17	0,17	45,96	30,9%	48,49	27,1%	35,78	3,27	0,09	41,19	38,1%	42,53	36,0%	
	386	65,66	35,49	5,57	0,16	44,68	32,0%	46,96	28,5%	35,50	2,74	0,08	40,02	39,0%	41,15	37,3%	
	388	-89,41	-51,95	11,61	0,22	-71,11	20,5%	-75,87	15,1%	-51,95	8,86	0,17	-66,57	25,5%	-70,20	21,5%	
	390	-29,75	-12,44	5,75	0,46	-21,92	26,3%	-24,28	18,4%	-12,45	4,01	0,32	-19,07	35,9%	-20,71	30,4%	
	397	318,69	217,84	27,14	0,12	262,62	17,6%	273,75	14,1%	217,61	23,36	0,11	256,16	19,6%	265,73	16,6%	
	398	1,00	1,17	1,73	-	-	-	-	-	1,05	0,95	-	-	-	-	-	
	Estai	401	284,74	194,33	27,75	0,14	240,11	15,7%	251,49	11,7%	194,14	23,78	0,12	233,39	18,0%	243,14	14,6%
		402	0,00	0,18	1,44	-	-	-	-	-	0,06	0,71	-	-	-	-	-
Isolador	extr.	78,34	47,46	4,59	0,10	55,02	29,8%	56,90	27,4%	47,29	3,26	0,07	52,67	32,8%	54,01	31,1%	
	cent.	80,35	50,46	5,24	0,10	59,11	26,4%	61,26	23,8%	50,32	3,30	0,07	55,78	30,6%	57,13	28,9%	

Tabela B-3 – Esforços com uso o método MC, considerando $\alpha_{m,t} = 1,00$ e variando $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$

Comp.	Elem.	F _{eq} [kN]	$\alpha_{m,t} = 1,00$ e $\alpha_{m,c} = 0,10$							$\alpha_{m,t} = 1,00$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$						
			F _m [kN]	σ [kN]	COV	Fk (95%)		Fk (98%)		F _m [kN]	σ [kN]	COV	Fk (95%)		Fk (98%)	
						[kN]	Dif [%]	[kN]	Dif [%]				[kN]	Dif [%]	[kN]	Dif [%]
Torre	3	-194,11	-125,02	12,52	0,10	-145,69	24,9%	-150,82	22,3%	-124,94	11,53	0,09	-143,96	25,8%	-148,69	23,4%
	4	-171,40	-119,41	10,63	0,09	-136,95	20,1%	-141,31	17,6%	-119,28	8,91	0,07	-133,98	21,8%	-137,63	19,7%
	62	-47,18	-31,92	9,18	0,29	-47,07	0,2%	-50,83	-7,7%	-31,89	7,46	0,23	-44,20	6,3%	-47,26	-0,2%
	64	-36,81	-23,79	9,12	0,38	-38,83	-5,5%	-42,57	-15,7%	-23,77	7,50	0,32	-36,15	1,8%	-39,23	-6,6%
	322	-71,68	-35,86	21,02	0,59	-70,54	1,6%	-79,16	-10,4%	-35,90	19,22	0,54	-67,61	5,7%	-75,49	-5,3%
	323	-52,47	-46,49	19,02	0,41	-77,87	-48,4%	-85,67	-63,3%	-46,38	16,69	0,36	-73,92	-40,9%	-80,76	-53,9%
	141	18,11	24,17	27,42	1,13	69,42	-283,3%	80,66	-345,3%	24,07	22,37	0,93	60,97	-236,6%	70,15	-287,3%
	143	-172,53	-115,88	20,52	0,18	-149,74	13,2%	-158,16	8,3%	-115,85	16,61	0,14	-143,27	17,0%	-150,08	13,0%
	148	-78,35	-59,69	14,38	0,24	-83,41	-6,5%	-89,31	-14,0%	-59,62	11,13	0,19	-77,98	0,5%	-82,55	-5,4%
	147	155,67	107,25	11,15	0,10	125,64	19,3%	130,21	16,4%	107,21	8,94	0,08	121,95	21,7%	125,61	19,3%
	384	66,50	35,78	5,90	0,16	45,51	31,6%	47,93	27,9%	35,78	3,19	0,09	41,05	38,3%	42,36	36,3%
	386	65,66	35,49	5,26	0,15	44,17	32,7%	46,33	29,4%	35,50	2,67	0,08	39,90	39,2%	41,00	37,6%
	388	-89,41	-51,95	11,43	0,22	-70,81	20,8%	-75,50	15,6%	-51,95	8,82	0,17	-66,50	25,6%	-70,12	21,6%
	390	-29,75	-12,44	5,61	0,45	-21,69	27,1%	-23,99	19,3%	-12,45	3,98	0,32	-19,02	36,1%	-20,66	30,6%
	397	318,69	217,82	26,82	0,12	262,07	17,8%	273,06	14,3%	217,61	23,20	0,11	255,88	19,7%	265,39	16,7%
	398	1,00	1,15	1,62	-	-	-	-	-	1,05	0,93	-	-	-	-	-
Estai	401	284,74	194,31	27,46	0,14	239,62	15,8%	250,88	11,9%	194,14	23,64	0,12	233,15	18,1%	242,84	14,7%
	402	0,00	0,16	1,33	-	-	-	-	-	0,05	0,68	-	-	-	-	
Isolador	extr.	78,34	47,45	4,49	0,09	54,86	30,0%	56,70	27,6%	47,29	3,24	0,07	52,63	32,8%	53,96	31,1%
	cent.	80,35	50,46	4,99	0,10	58,69	27,0%	60,74	24,4%	50,32	3,28	0,07	55,74	30,6%	57,08	29,0%

Tabela B-4 – Esforços com uso o método MT, considerando $\alpha_{m,t} = 0,65$ e variando $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$

Comp.	Elem.	Feq [kN]	$\alpha_{m,t} = 0,65$ e $\alpha_{m,c} = 0,10$							$\alpha_{m,t} = 0,65$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$							
			Fm [kN]	σ [kN]	COV	Fk (95%)		Fk (98%)		Fm [kN]	σ [kN]	COV	Fk (95%)		Fk (98%)		
						[kN]	Dif [%]	[kN]	Dif [%]				[kN]	Dif [%]	[kN]	Dif [%]	
Torre	3	-194,11	-123,63	10,03	0,08	-140,19	27,8%	-144,30	25,7%	-123,53	7,74	0,06	-136,30	29,8%	-139,47	28,1%	
	4	-171,40	-118,30	10,63	0,09	-135,84	20,7%	-140,20	18,2%	-118,12	7,16	0,06	-129,94	24,2%	-132,88	22,5%	
	62	-47,18	-31,55	8,95	0,28	-46,32	1,8%	-49,99	-6,0%	-31,51	5,78	0,18	-41,04	13,0%	-43,41	8,0%	
	64	-36,81	-23,58	8,73	0,37	-37,99	-3,2%	-41,57	-12,9%	-23,56	5,72	0,24	-33,00	10,3%	-35,35	4,0%	
	322	-71,68	-35,41	16,40	0,46	-62,47	12,8%	-69,19	3,5%	-35,47	12,71	0,36	-56,44	21,3%	-61,65	14,0%	
	323	-52,47	-46,10	16,61	0,36	-73,51	-40,1%	-80,32	-53,1%	-45,94	11,97	0,26	-65,69	-25,2%	-70,60	-34,6%	
	141	18,11	22,88	27,23	1,19	67,81	-274,4%	78,97	-336,0%	22,77	18,18	0,80	52,76	-191,3%	60,21	-232,4%	
	143	-172,53	-114,81	20,89	0,18	-149,29	13,5%	-157,86	8,5%	-114,75	14,06	0,12	-137,96	20,0%	-143,72	16,7%	
	148	-78,35	-58,29	13,70	0,24	-80,90	-3,3%	-86,52	-10,4%	-58,20	8,33	0,14	-71,95	8,2%	-75,37	3,8%	
	147	155,67	105,94	11,23	0,11	124,48	20,0%	129,09	17,1%	105,90	7,39	0,07	118,09	24,1%	121,13	22,2%	
	384	66,50	35,81	6,40	0,18	46,37	30,3%	49,00	26,3%	35,82	3,15	0,09	41,02	38,3%	42,31	36,4%	
	386	65,66	35,53	6,27	0,18	45,88	30,1%	48,45	26,2%	35,54	2,70	0,08	39,99	39,1%	41,10	37,4%	
	388	-89,41	-51,67	11,32	0,22	-70,34	21,3%	-74,98	16,1%	-51,67	6,74	0,13	-62,79	29,8%	-65,56	26,7%	
	390	-29,75	-12,81	5,42	0,42	-21,75	26,9%	-23,97	19,4%	-12,82	2,92	0,23	-17,63	40,7%	-18,83	36,7%	
	397	318,69	214,45	24,29	0,11	254,52	20,1%	264,48	17,0%	214,18	17,18	0,08	242,53	23,9%	249,58	21,7%	
	398	1,00	1,16	1,75	-	-	-	-	-	1,01	0,65	-	-	-	-	-	
	Estai	401	284,74	191,28	25,22	0,13	232,90	18,2%	243,24	14,6%	191,05	17,71	0,09	220,28	22,6%	227,54	20,1%
		402	0,00	0,12	1,20	-	-	-	-	0,00	0,17	-	-	-	-	-	
Isolador	extr.	78,34	46,92	4,35	0,09	54,10	30,9%	55,89	28,7%	46,71	2,50	0,05	50,83	35,1%	51,85	33,8%	
	cent.	80,35	50,00	5,08	0,10	58,39	27,3%	60,47	24,7%	49,81	2,66	0,05	54,21	32,5%	55,30	31,2%	

Tabela B-5 – Esforços com uso o método MT, considerando $\alpha_{m,t} = 1,00$ e variando $\alpha_{m,c} = 0,10$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$

Comp.	Elem.	F _{eq} [kN]	$\alpha_{m,t} = 1,00$ e $\alpha_{m,c} = 0,10$							$\alpha_{m,t} = 1,00$ e $\alpha_{m,c} = 0,50$						
			F _m [kN]	σ [kN]	COV	F _k (95%)		F _k (98%)		F _m [kN]	σ [kN]	COV	F _k (95%)		F _k (98%)	
						[kN]	Dif [%]	[kN]	Dif [%]				[kN]	Dif [%]	[kN]	Dif [%]
Torre	3	-194,11	-123,61	9,69	0,08	-139,61	28,1%	-143,58	26,0%	-123,53	7,58	0,06	-136,04	29,9%	-139,15	28,3%
	4	-171,40	-118,28	10,30	0,09	-135,28	21,1%	-139,50	18,6%	-118,12	7,02	0,06	-129,70	24,3%	-132,58	22,7%
	62	-47,18	-31,54	8,77	0,28	-46,02	2,5%	-49,62	-5,2%	-31,51	5,75	0,18	-41,00	13,1%	-43,36	8,1%
	64	-36,81	-23,58	8,57	0,36	-37,72	-2,5%	-41,23	-12,0%	-23,56	5,69	0,24	-32,96	10,5%	-35,29	4,1%
	322	-71,68	-35,40	15,87	0,45	-61,59	14,1%	-68,10	5,0%	-35,47	12,29	0,35	-55,75	22,2%	-60,79	15,2%
	323	-52,47	-46,08	16,04	0,35	-72,55	-38,3%	-79,13	-50,8%	-45,94	11,54	0,25	-64,98	-23,9%	-69,71	-32,9%
	141	18,11	22,88	26,79	1,17	67,08	-270,3%	78,06	-331,0%	22,77	18,10	0,80	52,63	-190,6%	60,05	-231,5%
	143	-172,53	-114,81	20,22	0,18	-148,18	14,1%	-156,47	9,3%	-114,75	13,94	0,12	-137,76	20,2%	-143,47	16,8%
	148	-78,35	-58,28	13,46	0,23	-80,50	-2,7%	-86,02	-9,8%	-58,20	8,27	0,14	-71,86	8,3%	-75,25	4,0%
	147	155,67	105,95	10,80	0,10	123,77	20,5%	128,20	17,6%	105,90	7,26	0,07	117,87	24,3%	120,84	22,4%
	384	66,50	35,81	6,12	0,17	45,91	31,0%	48,42	27,2%	35,82	3,12	0,09	40,97	38,4%	42,24	36,5%
	386	65,66	35,53	5,90	0,17	45,27	31,0%	47,69	27,4%	35,54	2,64	0,07	39,89	39,2%	40,97	37,6%
	388	-89,41	-51,66	11,10	0,21	-69,99	21,7%	-74,54	16,6%	-51,67	6,73	0,13	-62,77	29,8%	-65,53	26,7%
	390	-29,75	-12,80	5,26	0,41	-21,49	27,8%	-23,65	20,5%	-12,82	2,91	0,23	-17,62	40,8%	-18,82	36,8%
	397	318,69	214,42	23,83	0,11	253,74	20,4%	263,51	17,3%	214,18	17,02	0,08	242,26	24,0%	249,24	21,8%
	398	1,00	1,13	1,60	-	-	-	-	-	1,01	0,64	-	-	-	-	-
Estai	401	284,74	191,26	24,87	0,13	232,29	18,4%	242,49	14,8%	191,05	17,57	0,09	220,03	22,7%	227,24	20,2%
	402	0,00	0,10	1,06	-	-	-	-	-	0,00	0,16	-	-	-	-	
Isolador	extr.	78,34	46,92	4,25	0,09	53,93	31,2%	55,67	28,9%	46,71	2,48	0,05	50,81	35,1%	51,83	33,8%
	cent.	80,35	50,00	4,79	0,10	57,90	27,9%	59,86	25,5%	49,81	2,65	0,05	54,18	32,6%	55,27	31,2%

APÊNDICE C

Neste item são apresentados os mesmos gráficos apresentados na análise do item 8.3.2.2, mas correspondentes aos resultados obtidos pelo método MT (*método da correlação triangular*). São apresentados:

Figura C-1 - comparação do COV obtido pelo método MT em função da variação do coeficiente de amortecimento dos cabos;

Figura C-2 - resumo dos esforços calculados nas barras para IC de 95%;

Figura C-3 - comparação dos esforços F_K aos esforços F_{eq} , para o IC de 95%;

Figura C-4 - resumo dos esforços calculados nas barras para o IC de 98%;

Figura C-5 - comparação dos esforços F_K aos esforços F_{eq} , para o IC de 98%;

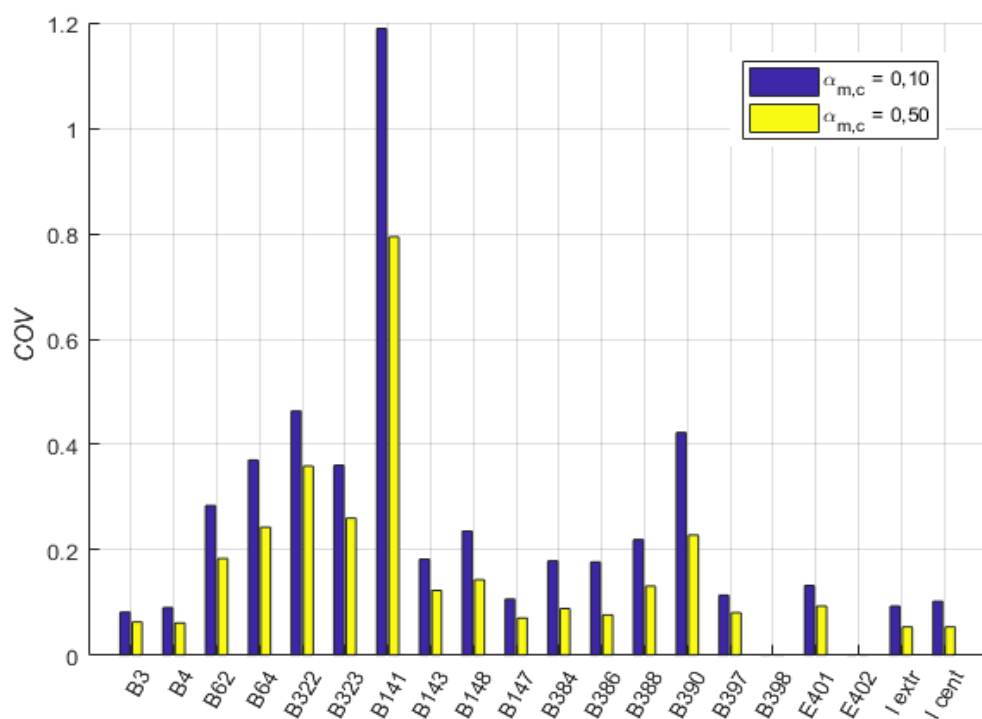


Figura C-1 - Comparação do COV para diferentes valores de $\alpha_{m,c}$

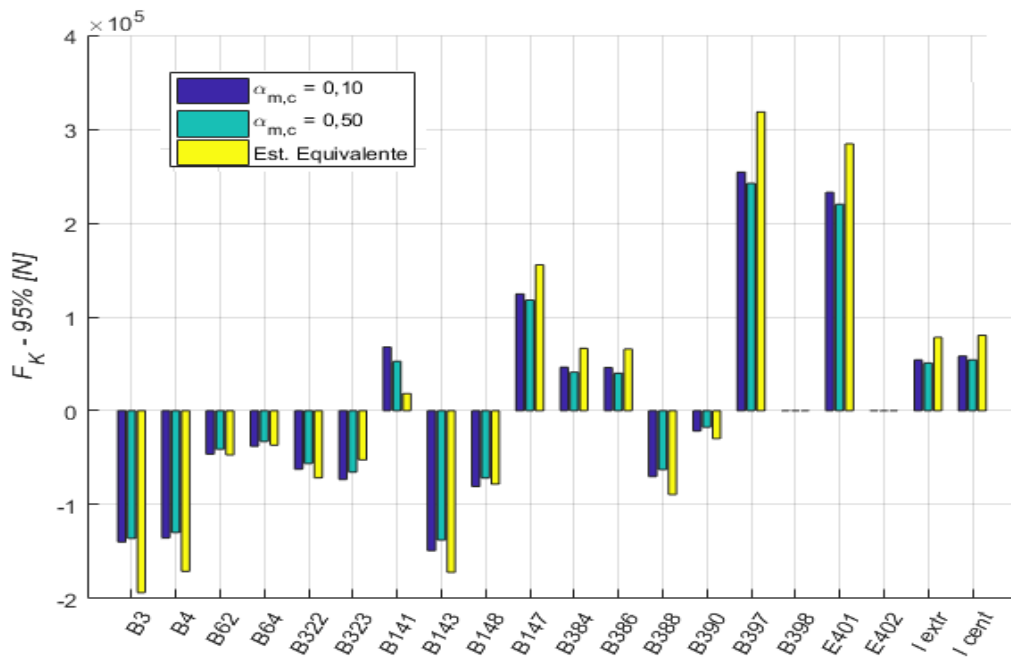


Figura C-2 - Comparação de esforços para o método MT e para IC = 95%

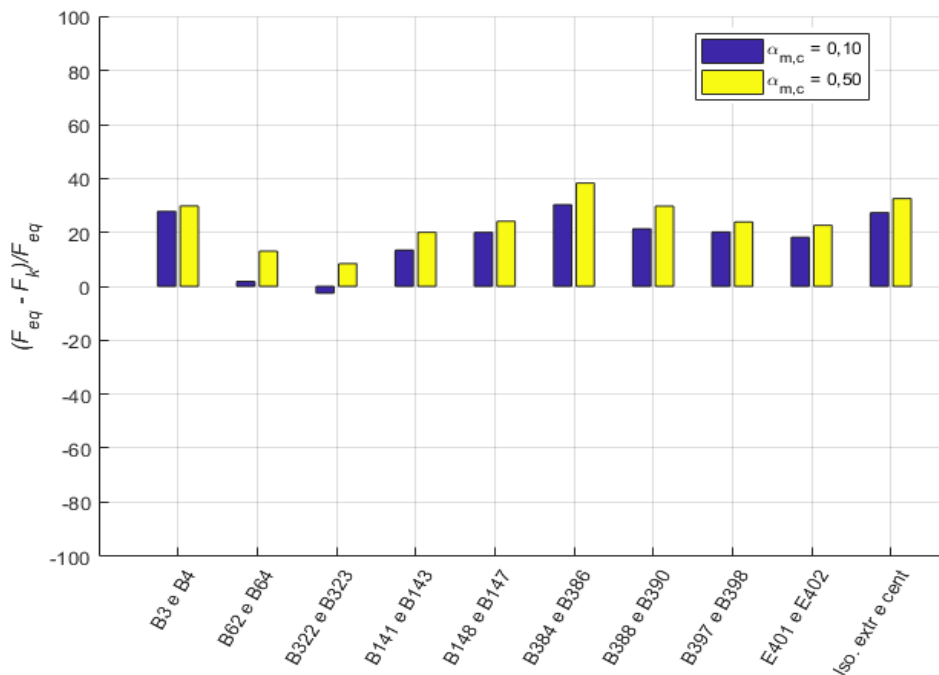


Figura C-3 - Diferenças dos esforços F_K aos esforços F_{eq} , pelo método MT e para IC = 95%

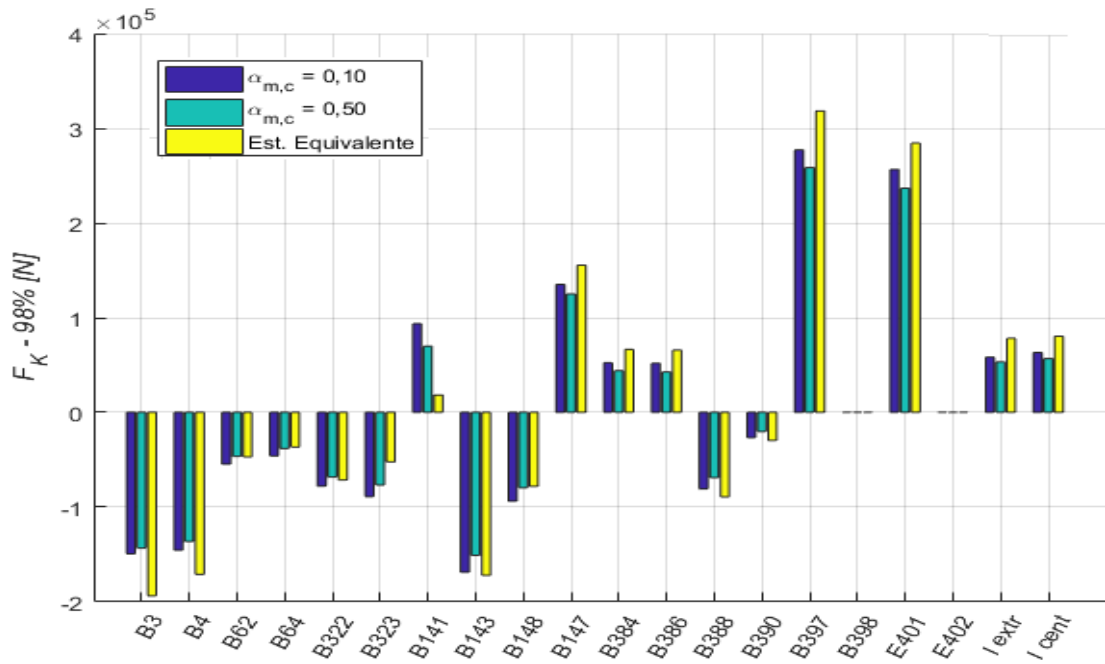


Figura C-4 - Comparação de esforços para o método MT e para IC = 98%

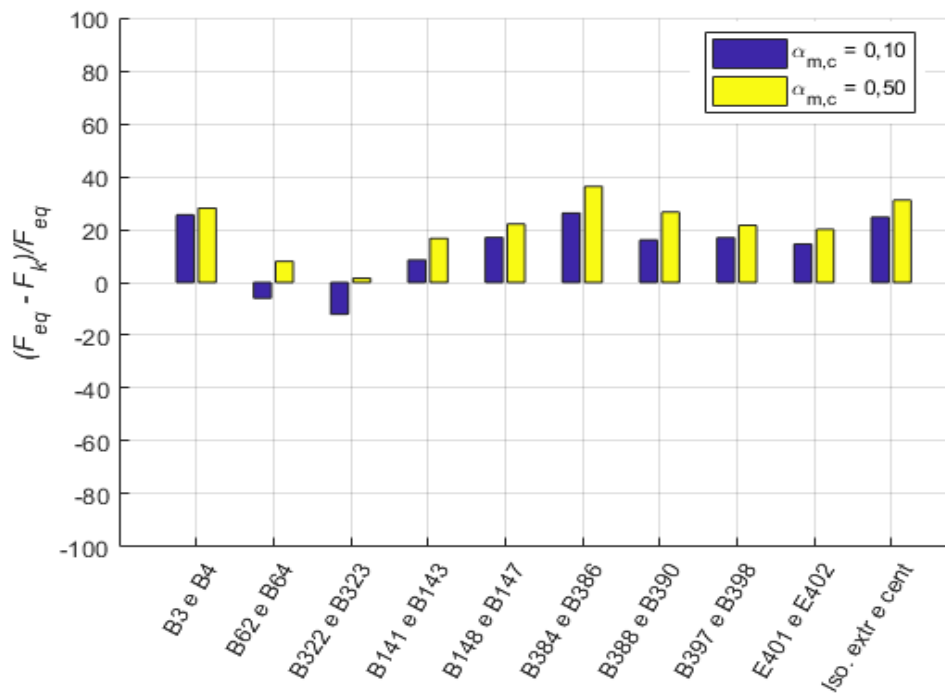


Figura C-5 - Diferenças dos esforços F_K aos esforços F_{eq} , pelo método MT e para IC = 98%

APÊNDICE D

Validação e comparação dos métodos de geração de sinais

A forma de validação utilizada neste trabalho é a mesma normalmente encontrada na literatura. São apresentadas comparações entre as definições matemáticas aplicadas aos métodos e essas mesmas definições obtidas pelo tratamento dos sinais gerados. Todos os conceitos estatísticos necessários na análise foram abordados previamente no item 6.3. As verificações feitas foram:

- a) reconstrução de espectros e das funções de coerência;
- b) verificação da correlação em função da distância;
- c) construção das FDP dos sinais nos referenciais;

A mesma configuração apresentada neste trabalho foi utilizada por Alminhana (2017) na validação do modelo de geração de velocidades considerando o espectro de von Kármán.

Neste item, são dispostos quatro pontos no espaço (P1, P2, P3 e P4), nos quais são gerados sinais aleatórios de velocidade longitudinal do vento por dois diferentes métodos. Todos os pontos encontram-se à mesma altura 30 metros, alinhados longitudinalmente e espaçados respectivamente em relação ao ponto P1 pelas distâncias 10, 50 e 150 metros. O comprimento de rugosidade do terreno é $z_0 = 0,8m$ e altura de referência $z_{ref} = 10m$.

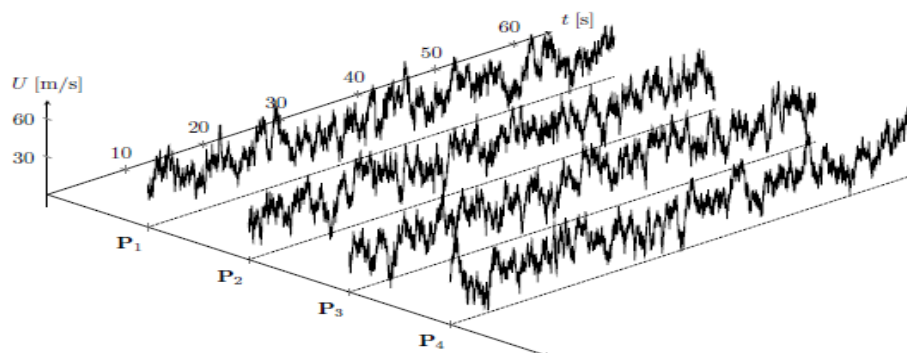


Figura D-1 - Representação dos sinais de velocidade nos pontos P1, P2, P3 e P4 (ALMINHANA, 2017)

Neste trabalho, como já comentado, os dois métodos geram campos de velocidades a partir da superposição de ondas, baseadas no espectro de Davenport. Neste processo, a energia contida na faixa entre as frequências $0,01\text{ Hz}$ e $2,50\text{ Hz}$ foi discretizada em 512 intervalos iguais.

Alminhana (2017) utilizou uma faixa de frequências maior, entre $0,01 \text{ Hz}$ e $10,00 \text{ Hz}$, no entanto, o mesmo afirma que uma parte dos autores utilizam frequências de corte de até $2,00 \text{ Hz}$, em função da exigência computacional.

O intervalo de discretização do sinal (Δt) foi obtido de forma a respeitar duas premissas:

- a) respeitar o teorema de amostragem, $\Delta t \leq 1/2f_{\text{máx}}$, que é o limite para que um sinal amostrado possa ser recuperado sem apresentar problema de *aliasing*;
- b) o sinal dispor de um número de pontos discretos múltiplo de 2 (dois). Esta última característica permite o uso da função FFT (*fast Fourier transform*);

Por se tratar de um processo aleatório, a análise de um único evento é insuficiente para se caracterizar o vento. Desta forma, realizou-se 100 simulações nos *referenciais* descritos, de forma a se obter valores médios destes eventos. Esta é a forma usual de se caracterizar processos aleatórios. No algoritmo, os sinais de cada simulação foram analisados, tendo seus parâmetros salvos em matrizes, das quais se obteve as curvas médias dos parâmetros apresentados na sequência.

Nos gráficos apresentados, a seguinte nomenclatura será utilizada: MT corresponde ao *método da correlação triangular* Riera e Ambrosini (1992) e MC corresponde ao *método da correlação convencional* de Deodatis (1996).

Baseando-se na Figura 6-9 de Letícia F. Miguel. *et al.* (2012), as dimensões das escalas de turbulência utilizadas foram aproximadas pelos valores $L_{12} = 75 \text{ m}$ e $L_{13} = 30 \text{ m}$. Deste modo, para que todos os referenciais estejam contidos na malha espacial, são necessários 2 elementos na direção horizontal da malha espacial e 1 na vertical, formando 6 vértices no espaço, nos quais a velocidade é gerada de forma independente.

Na Figura D-2 ilustra-se a reconstrução de determinados espectros a partir dos sinais gerados, e compara-os à curva teórica do espectro (linha azul). Na Figura D-2(a) são reconstruídos os espectros dos sinais nos vértices $V_{1,1}$ e $V_{1,2}$ da malha espacial, lembrando que na malha espacial os sinais são estatisticamente independentes. O vértice especificado pode ser visualizado na Figura 6-8. Na Figura D-2(b), verifica-se a independência dos sinais gerados nos vértices da malha espacial do método MT. As linhas azul e preta representam o decaimento da correlação horizontal (linha azul) e a vertical (linha preta) em função da

distância absoluta em relação ao vértice $V_{1,1}$. Verifica-se que os coeficientes de correlação são todos nulos, portanto caracterizam os sinais independentes.

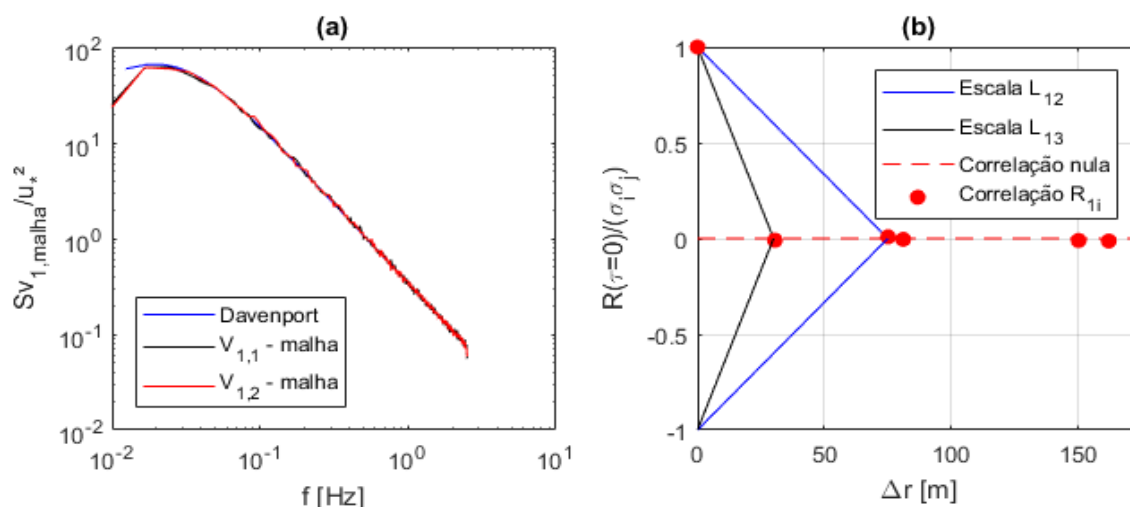


Figura D-2 - (a) comparação dos espectros reconstruídos dos vértices $V_{1,1}$ e $V_{1,2}$; à curva teórica (azul); (b) demonstração da correlação entre os vértices da malha espacial.

Na Figura D-3 são reconstruídos os espectros dos sinais pelos dois métodos (MT e MC) em todos os pontos (P1, P2, P3 e P4). Optou-se por reconstruir os espectros de todos eles, para demonstrar que pelo método MT (linha preta), os pontos P2 e P3 apresentaram espectros diferenciados dos demais, ambos apresentaram menor variância. Estas diferenças podem também serem verificadas diretamente na Tabela D-1, sendo as variâncias encontradas, por integração dos espectros reconstruídos.

Tabela D-1 – Comparação das variâncias nos pontos de geração de velocidades

Referencial	σ^2 [m/s]		
	Teórico	MT	MC
V1,1		121,64	-
V1,2		122,93	-
V1,3		123,52	-
V1,4		121,98	-
V2,2	122,94	120,95	-
V2,4		123,09	-
P1		118,96	125,55
P2		91,58	125,80
P3		65,82	123,12
P4		118,52	121,92

Em relação a este resultado, observa-se que os pontos P2 e P3 situam-se em pontos intermediários da malha espacial, enquanto que os pontos P1 e P4, que apresentaram resultados mais próximos ao referencial, situam-se sobre as extremidades dos elementos da malha espacial, sendo portanto, interpolados somente em função da escala vertical ($L_{1,3}$). Ao contrário, no método MC (linha vermelha), todos os espectros apresentam boa concordância em relação à curva teórica (azul).

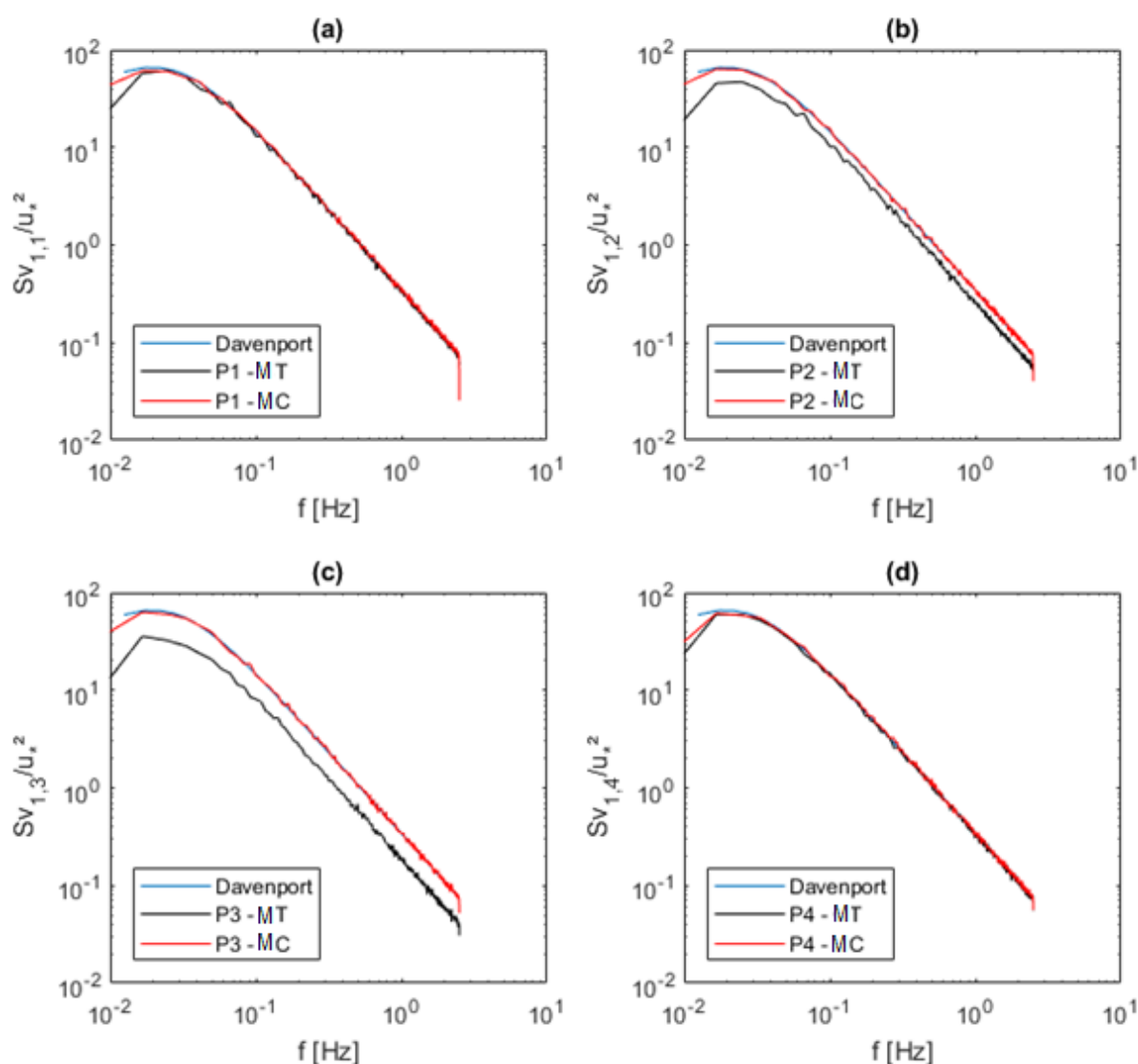


Figura D-3 - Comparação dos espectros reconstruídos dos pontos à curva teórica (azul) e: (a) ponto P1; (b) ponto P2; (c) ponto P3; (d) ponto P4.

As diferenças verificadas nos espectros citados são também observadas nas *funções densidade de probabilidade* (FDP) e nas *funções de distribuição acumulada* (FPA) de alguns pontos da estrutura. As curvas podem ser verificadas na Figura D-4. Na Figura D-4(a) demonstra-se a

FDP de todos os vértices da malha espacial utilizados no método MT. Verifica-se que todos os vértices ($V_{1,1}$, $V_{1,2}$, $V_{1,3}$, $V_{1,4}$, $V_{2,2}$, $V_{2,4}$) apresentaram distribuição bastante parecida, não necessitando de comentários. Na Figura D-4(b) apresenta-se a FDP de todos os pontos *referenciais* (P1, P2, P3 e P4), onde é possível observar diferentes distribuições para os mesmos. Os pontos P1 e P4, situados sobre as extremidades da malha espacial, apresentam distribuições parecidas entre eles, enquanto que os pontos P2 e P3, situados em pontos intermediários da malha espacial, a distribuição tem menor variância visivelmente. Na Figura D-4(c) apresenta-se as distribuições obtidos pelo método MC de todos os *referencias*, sendo que todos eles apresentaram distribuições parecidas. Por fim, na Figura D-4(d) compara-se as curvas FDA do ponto P3.

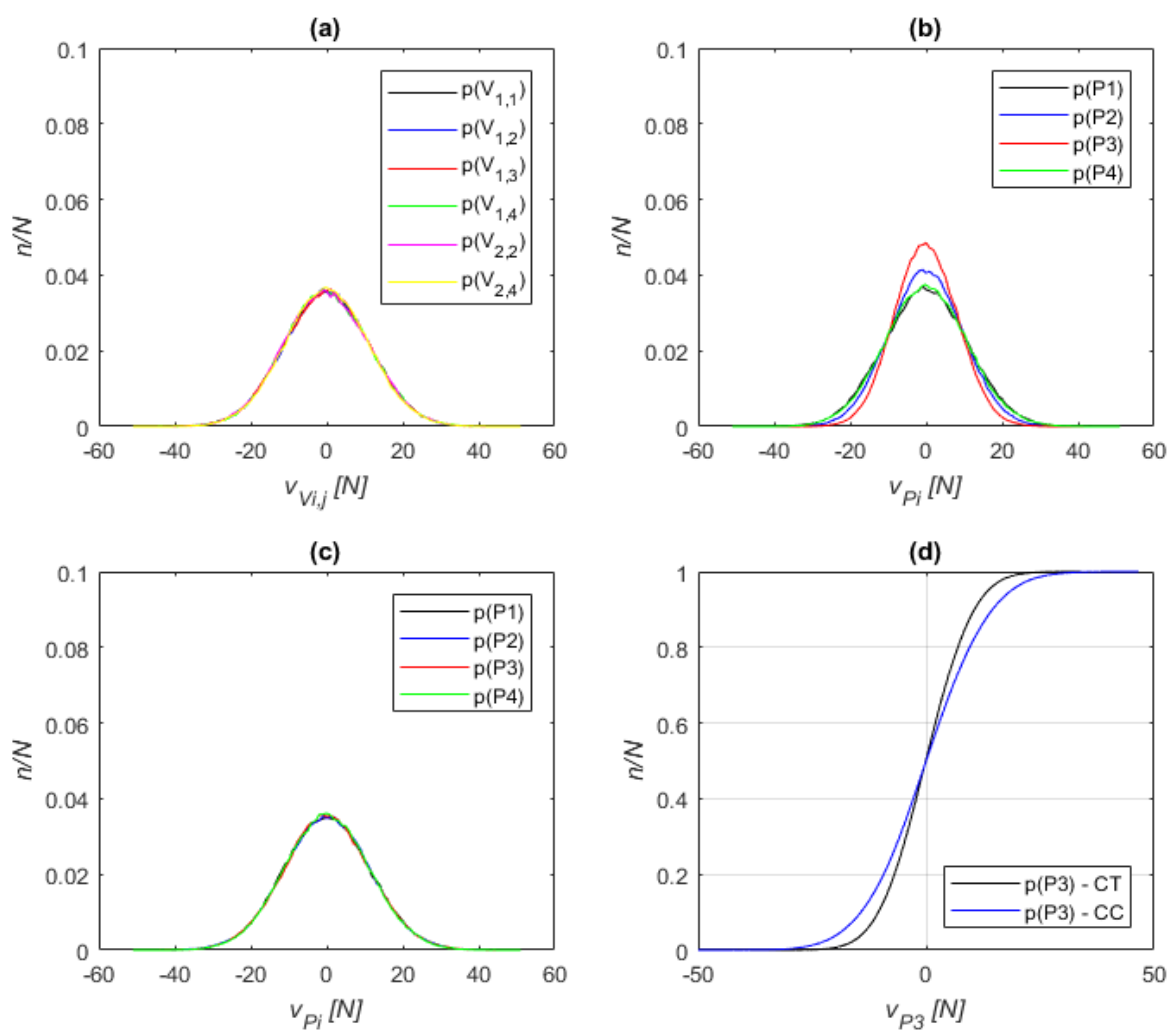


Figura D-4 - Curvas FDP das velocidades: (a) nos vértices da malha, (b) nos referenciais pelo método MT, (c) nos referenciais pelo método MC, e (d) curvas FDA no ponto P3 pelos métodos MT e MC.

A Figura D-5(a) ilustra a correlação entre os *referenciais* (P1, P2, P3 e P4) em relação ao referencial P1, pelo método MT. De maneira a deixar isto claro, fixou-se o ponto P1 e calculou-se a correlação entre ele e os demais pontos, inclusive em relação a ele mesmo. Os pontos discretos, em vermelho, indicam a correlação obtida pelo tratamento dos sinais gerados, com uso Equação (6.20) e Equação (6.23). Neste caso, como os pontos estão situados à mesma altura, a correlação a ser medida depende somente da dimensão transversal, por isso a curva de referência é a $L_{1,2}$, representada pela reta azul. Como esperado, encontrou-se a unidade quando calculada a correlação R_{11} , e a diminuição progressiva da correlação com o aumento da distância dos demais pontos em relação ao *referencial* P1, (R_{12} , R_{13} , R_{14}).

O mesmo processo descrito acima foi feito para método MC, com os resultados sendo apresentados na Figura D-5(b). A linha azul demonstra a curva de decaimento teórica exponencial. Verifica-se que a correlação cai satisfatoriamente conforme os pontos estejam afastados. O ponto P2 apresenta maior correlação, enquanto que o P4 apresenta menor correlação.

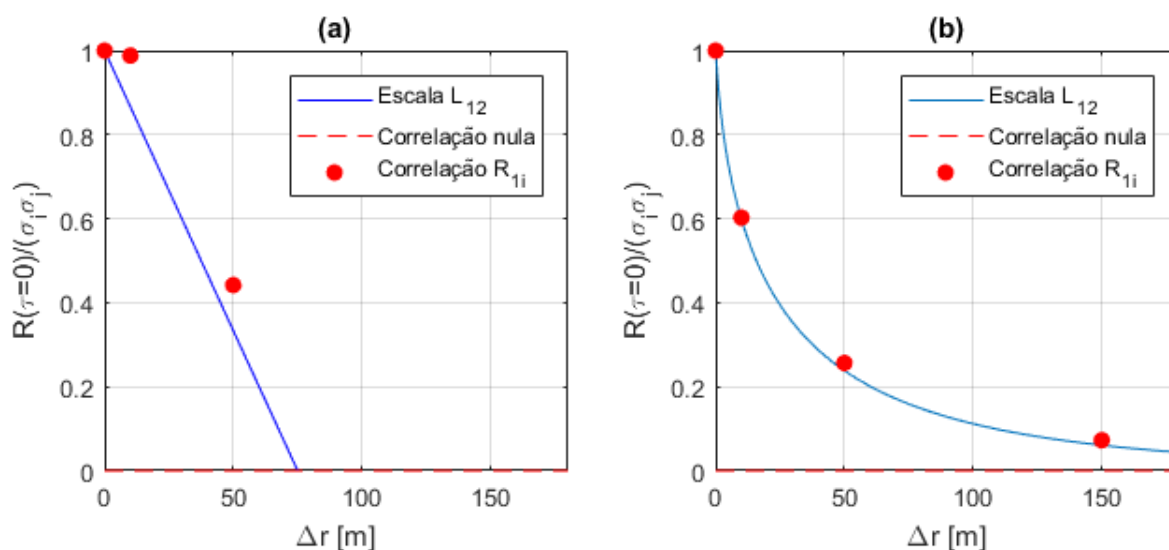


Figura D-5 - Curva de decaimento em relação ao P1, (a) pelo método MT, e (b) pelo método MC. Reconstrução dos espectros cruzados: (c) $Sv_{1,2}$ e (d) $Sv_{1,4}$.

A correlação também pode ser visualizada no domínio da frequência. Na Figura D-6(a) e Figura D-6(b) são apresentadas respectivamente as curvas de coerência, obtidas através da equação (6.30) e da equação (6.38), dos pontos P2 e P4 em relação ao ponto P1. Em relação aos pontos P1 e P2, observa-se que o método MT apresenta coerência quase total entre eles, independentemente da frequência analisada. Já pelo método MC, observa-se alta correlação

nas baixas frequências e redução exponencial em função do crescimento delas. Em relação à coerência dos pontos P1 e P4, observa-se que o método MT apresenta coerência aproximadamente nula, independentemente da frequência analisada, enquanto que o método MC tem pequenos valores nas baixas frequências, mas que reduzem para nulidade nas altas frequências. As curvas em azul correspondem à equação de coerência de Davenport, dadas pela equação (6.38).

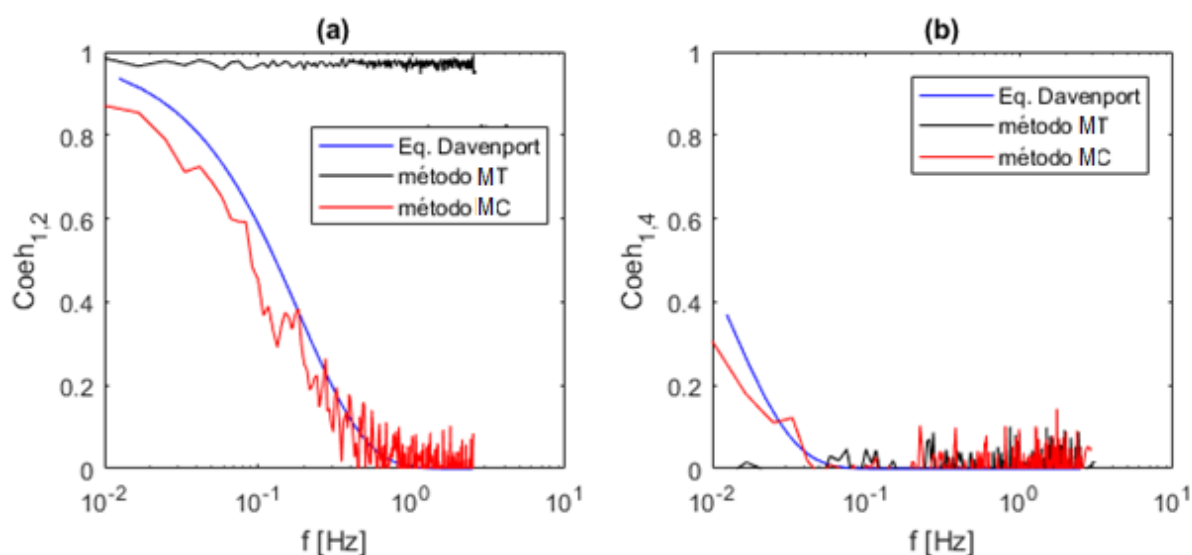


Figura D-6 - Curvas de coerência entre os pontos: (a) P1/P2 e (b) P1/P4;