

6 Estudo da torre de TV de Brasília

O conhecimento do comportamento estrutural de torres metálicas esbeltas é de fundamental importância para que se possa desenvolver uma análise capaz de prever possíveis falhas nesses sistemas e assim evitar transtornos, tanto para as empresas responsáveis quanto para a sociedade.

Ao longo deste capítulo são apresentados os resultados das análises realizadas na torre de TV de Brasília. Para isso, realizam-se análises estáticas e dinâmicas: linear e não-linear P-Delta.

Com os resultados dessas análises, identificam-se alguns parâmetros importantes para o estudo do comportamento da estrutura, com a finalidade de verificar possíveis danos estruturais que venham comprometer a sua integridade física.

Uma vez identificados os problemas na torre de TV, propõem-se recursos estruturais para redução dos deslocamentos e esforços máximos produzidos pelo efeito da ação estática e dinâmica do vento.

6.1. Modelagem da estrutura

A estrutura da torre, como apresentado na Figura 4.9, está apoiada a 25 m de altura sobre uma plataforma de concreto armado, que abriga o “museu-restaurante” e, por sua vez, apóia-se no terreno sobre fundação em tubulões de concreto armado. Essa estrutura é composta por uma sucessão vertical de módulos treliçados prismáticos, conforme apresenta a Tabela 6.1 e a Figura 6.1, e pode ser subdividida em três trechos numerados com algarismo romano de I a III, entre os níveis 0 – 122 m, 122 – 167 m e 167 – 192m, respectivamente, contados a partir do topo da base de concreto armado do “museu-restaurante”; no que segue, as indicações de altura são feitas com o nível zero recém definido, a menos de manifestação em contrário.

Esses quatro trechos são caracterizados como:

Trecho I – Seção reta hexagonal com largura variável, desenvolvendo-se em altura por 12 andares espaçados de 10 m, desde a altura de 0 a 122 m.

Trecho II – Seção reta quadrada com largura variável, desenvolvendo-se em altura por 16 andares, sendo que 10 espaçados de 3 m e os seis últimos de 2,5 m, desde a altura de 122 a 167 m.

Trecho III - Seção reta quadrada com largura de 1 m, desenvolvendo-se em 25 andares espaçados de 1 m, desde a altura de 167 a 192 m.

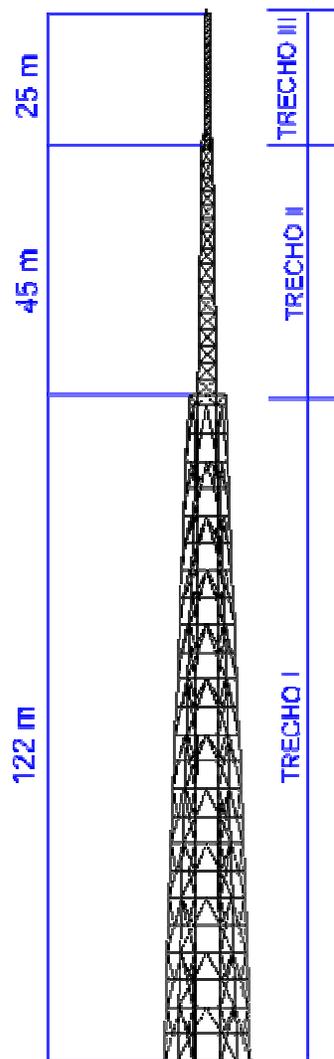


Figura 6.1 – Subdivisão da torre em altura, trechos.

A massa total da estrutura é de 722,70 t, distribuída ao longo dos módulos, conforme apresenta a Tabela 6.1, e a massa total das antenas atribuída ao modelo numérico é de 22 toneladas. O maior peso das antenas encontra-se no trecho II.

Tabela 6.1 – Massa da Torre de TV por módulos.

TRECHO	MÓDULOS	Cota (m)	Altura (m)	Massa (t)
I	1	0 - 25	25	173,77
	2	25 - 40	15	96,62
	3	40 - 50	10	68,55
	4	50 - 65	15	89,38
	5	65 - 75	10	46,83
	6	75 - 90	15	70,25
	7	90 - 100	10	45,53
	8	100 - 115	10	45,21
	9	115 - 122	7	48,28
II	10	122 - 134	12	9,61
	11	134 - 146	12	7,36
	12	146 - 157	11	5,52
	13	157 - 167	10	7,15
III	14	167 - 180	13	4,61
	15	180 - 192	12	4,04
TOTAL	-	-	-	722,70

Os coeficientes de rigidez horizontal do modelo, segundo a direção x, estão reunidos na Tabela 6.2 e dão um panorama sobre a deformabilidade da torre.

Tabela 6.2 – Coeficiente de rigidez do modelo segundo x.

Altura (m)	K (kN/m)
122	833,33
167	232,56
192	49,26

A priori, o modelo numérico é analisado sem as antenas, que logo são acrescentadas, na fase de calibração, para reproduzir as frequências medidas da torre relatadas no item 4.2.3.

Os modos naturais de vibração do modelo, após a sua aferição com resultados do protótipo, até ao 9º modo, apresentam as frequências mostradas na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Comparação das frequências naturais do modelo e do protótipo.

Modo de Vibração	Frequência Modelada (sem antena) (Hz)	Frequência Medida (Hz)	Frequência Modelada ajustada (com antenas) (Hz)
1	0,44	0,35	0,35
2	0,46	0,36	0,36
3	0,58	0,46	0,54
4	0,59	0,53	0,55
5	0,78	0,60	0,75
6	1,10	1,05	1,06
7	1,27	1,10	1,08
8	1,28	1,19	1,10
9	1,30	1,25	1,30

Segundo a NBR 15307, os cinco primeiros modos são suficientes para obter uma boa calibração para o sistema, visto que são os modos mais baixos os que mais contribuem na resposta da estrutura.

As Figuras 6.2 e 6.3 idealizam as configurações dos 6 primeiros modos de vibração, o modo 2 é semelhante ao modo 1 com deslocamentos segundo a coordenada ortogonal à do modo 1, o mesmo acontece entre os modos 3 e 4.

Os modos 8 e 9 envolvem movimentos pontuais na parte inferior da torre próximo ao mirante (ao meio do trecho I), sendo modos sem importância, na resposta do sistema.

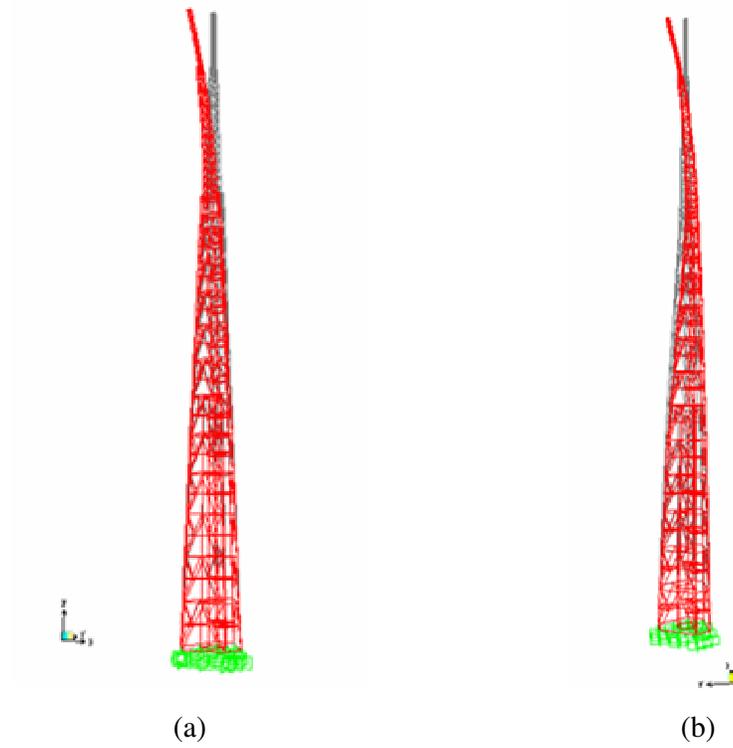


Figura 6.2 – Modos de vibração do modelo da estrutura da torre de TV: (a) modo 1 , (b) modo 3, análise modal.

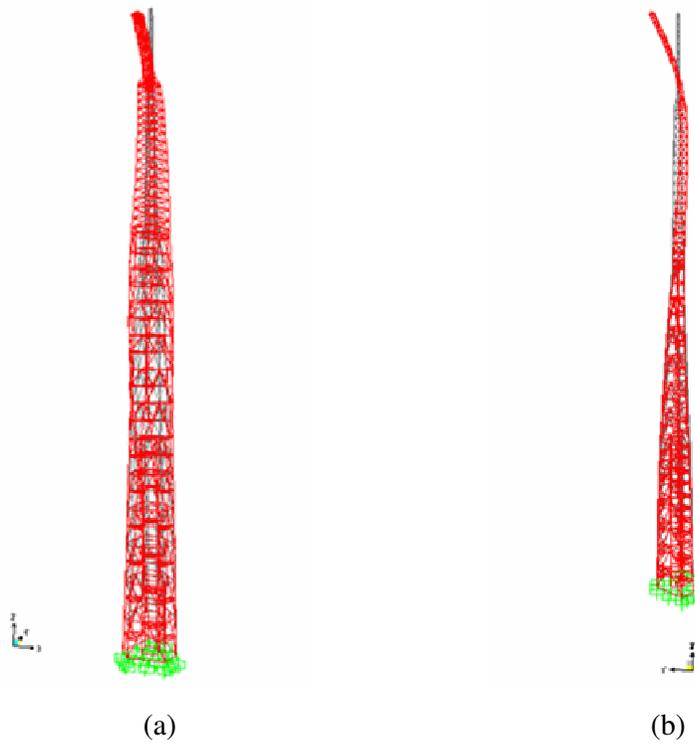


Figura 6.3 – Modos de vibração do modelo da estrutura da torre de TV: (a) modo 5 , (b) modo 6, análise modal.

6.2. Estratégia de Análise

Para chegar aos objetivos deste estudo, adotam-se as seguintes atitudes:

- a) Inicialmente, calculam-se as forças devidas ao vento sobre a torre e formulam-se funções temporais para modelar a ação eólica na mesma.
- b) Consideram-se quatro classes de análise elástica:
 - Análise linear, estática;
 - Análise linear, dinâmica;
 - Análise não-linear P-Delta, estática.
 - Análise não-linear P-Delta, dinâmica.

Para todas as análises considera-se o amortecimento proporcional à rigidez de 1% no primeiro modo.

- c) Para cada classe de análise, focalizam-se:
 - os valores máximos dos deslocamentos dos nós e as tensões máximas nos elementos de barra, comparando-se às tensões admissíveis.
 - o comprimento de flambagem das barras é feito igual à distância entre seus nós extremos.
 - os valores dos respectivos índices de vibração e o nível de danos esperado segundo a norma NBR 15307.
- d) Assinalam-se em **negrito**, nas figuras, as pernas e contraventamentos principais que ultrapassam os valores da tensão admissível, 250 MPa.
- e) Ensaiam-se soluções para o controle de vibração. Usam-se recursos de massa e rigidez, desprezando-se qualquer amortecimento em absorsores

6.3. Ação do vento sobre a estrutura

Com a finalidade de representar o caráter estático e dinâmico das forças devido ao vento, esse item subdivide-se em 2: o primeiro considera a determinação das forças sobre a estrutura conforme a norma NBR 6123, e posteriormente, uma função que represente o efeito da ação do vento no tempo.

6.3.1. Forças do vento, conforme a NBR 6123

No Brasil, não há uma norma específica para determinação das forças do efeito de vento em torres de TV. Para a determinação das forças do vento sobre essa estrutura usa-se a norma NBR 6123, que fornece diretrizes de cálculo para torres treliçadas dentro de um contexto mais geral.

Segundo a NBR 6123, no vento natural, a velocidade média do vento flutua entre um máximo e um mínimo, designada por rajada de vento. A consideração do efeito dinâmico devido à turbulência atmosférica deve ser considerada em estruturas muito flexíveis, especialmente em estruturas altas e esbeltas, quando a frequência fundamental for inferior a 1 Hz. É o caso da estrutura em estudo.

Como já é conhecida a frequência fundamental, 0,35 Hz, utiliza-se esse valor para a consideração dos efeitos dinâmicos do vento, item 9, da referida norma.

Com as cargas do vento calculadas, utiliza-se o método de redução de cargas na estrutura proposto no capítulo 4, aplicado como a seguir:

- divisão da torre em módulos, igualmente como ilustrado da tabela 5.1;
- cálculo das forças do vento sobre os módulos, de acordo com a área de projeção das barras;
- aplicação desse carregamento, metade sobre os nós superiores dos módulos e a outra metade sobre os inferiores.

São calculadas as forças para velocidade do vento de 5, 10, 20, 35 e 50 m/s. Tais resultados encontram-se no Anexo B, apenas para a velocidade de 5 m/s, visto que, sendo os parâmetros equivalentes, as forças resultam em função do quadrado da velocidade, conforme apresentado no Capítulo 3.

As ações do vento sobre as antenas são consideradas, neste caso, apenas pelo efeito estático nas mesmas, levando-se em conta a altura e as áreas das antenas, com um coeficiente de arrasto de 1,6 (Anexo B).

6.3.2. Funções temporais para o vento

Por sua natureza variável em amplitude, forma e periodicidade, há que se admitir a ocorrência de pulsos isolados e sucessões de pulsos. Pois, ainda que a sucessão de pulsos, muitas vezes, conduza a solicitação de maior intensidade, na ocorrência dos pulsos isolados, a maior solicitação ocorre no início do pulso

quando eventuais absorsores dinâmicos são pouco efetivos; em tais casos, o controle estático é recomendado.

Assim sendo, é utilizada para todas as análises a função representada na Figura 6.4, formada por uma sucessão de pulsos com duração de 3 segundos e, cada pulso, com o tempo de decaimento o dobro do tempo de crescimento. A duração de 3 segundos é sugerida em diversos códigos inclusive pela NBR 6123, e, por coincidência, está próxima do período fundamental do modelo.

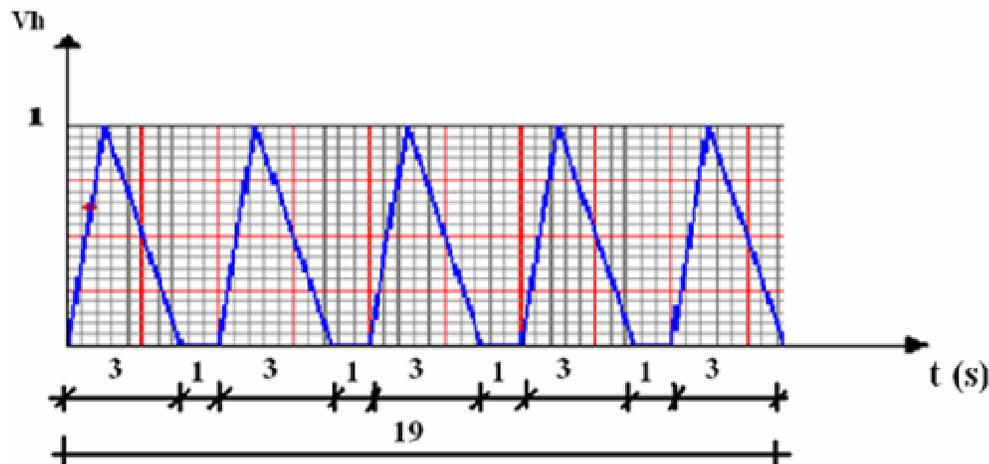


Figura 6.4 – Função temporal para a velocidade horizontal do vento, Pulso sucessivos.

De qualquer forma, diversas combinações são testadas de maneira a se obter uma função que apresentasse uma marcante interação com a elasticidade do sistema.

O caso do pulso isolado fica representado pelo trecho inicial da resposta da sucessão de pulsos.

Para a obtenção da resposta estática roda-se o programa com abstração da massa do sistema.

6.4. Panorama da análise estática

A Tabela 6.4 mostra os valores máximos dos deslocamentos dos nós referentes às alturas de 152, 167, e 192 metros, para a análise linear e não-linear P-Delta, com o vento aplicado na direção x, e com as cargas verticais gravitacionais (peso próprio mais o peso das antenas).

Tabela 6.4 - Deslocamentos máximos (mm), vento direção x, análise estática.

Velocidade	5 (m/s)	10 (m/s)	20 (m/s)	35 (m/s)	50 (m/s)
Linear					
d152	8	30	121	371	757
d167	12	48	194	591	1207
d192	23	93	380	1160	2368
Não-Linear P-Delta					
d152	8	32	124	378	788
d167	13	51	199	605	1265
d192	24	98	391	1192	2504

Para a verificação do dimensionamento estrutural utilizam-se as prescrições da ASCE – American Society of Civil Engineering.

A Tabela 6.5 apresenta o panorama das tensões axiais relativas nos elementos de barra integrantes das pernas e do contraventamento principal da torre. Define-se uma tensão relativa conforme apresentado no item 3.5.3, associada a um valor de tensão admissível de 250 MPa.

Tabela 6.5 – Panorama das tensões axiais relativas máximas, análise estática não-linear P-Delta, vento na direção x-x.

TRECHO	V (m/s)	OBSERVAÇÕES
I (0 – 122)	5	Normal
	10	Normal
	20	Normal
	35	Normal
	50	Normal
II (122–167)	5	Normal
	10	Normal
	20	Normal
	35	Normal
	50	Sobrecarga*
III (167– 192)	5	Normal
	10	Normal
	20	Normal
	35	Normal
	50	Normal
* todas as pernas e 4 de contraventamento		

Para ventos a 35 m/s (máximo para a região de Brasília estabelecida pela NBR 6123), todas as barras atendem à verificação da tensão admissível. Já para um caso extremo de vento com velocidade de 50 m/s, apresentam-se tensões elevadas nas barras principais do trecho II da torre. A Figura 6.5 ilustra as barras

que apresentam sobrecargas, onde o nível 1(em negrito na figura) significa que o limite de resistência admissível é ultrapassado.

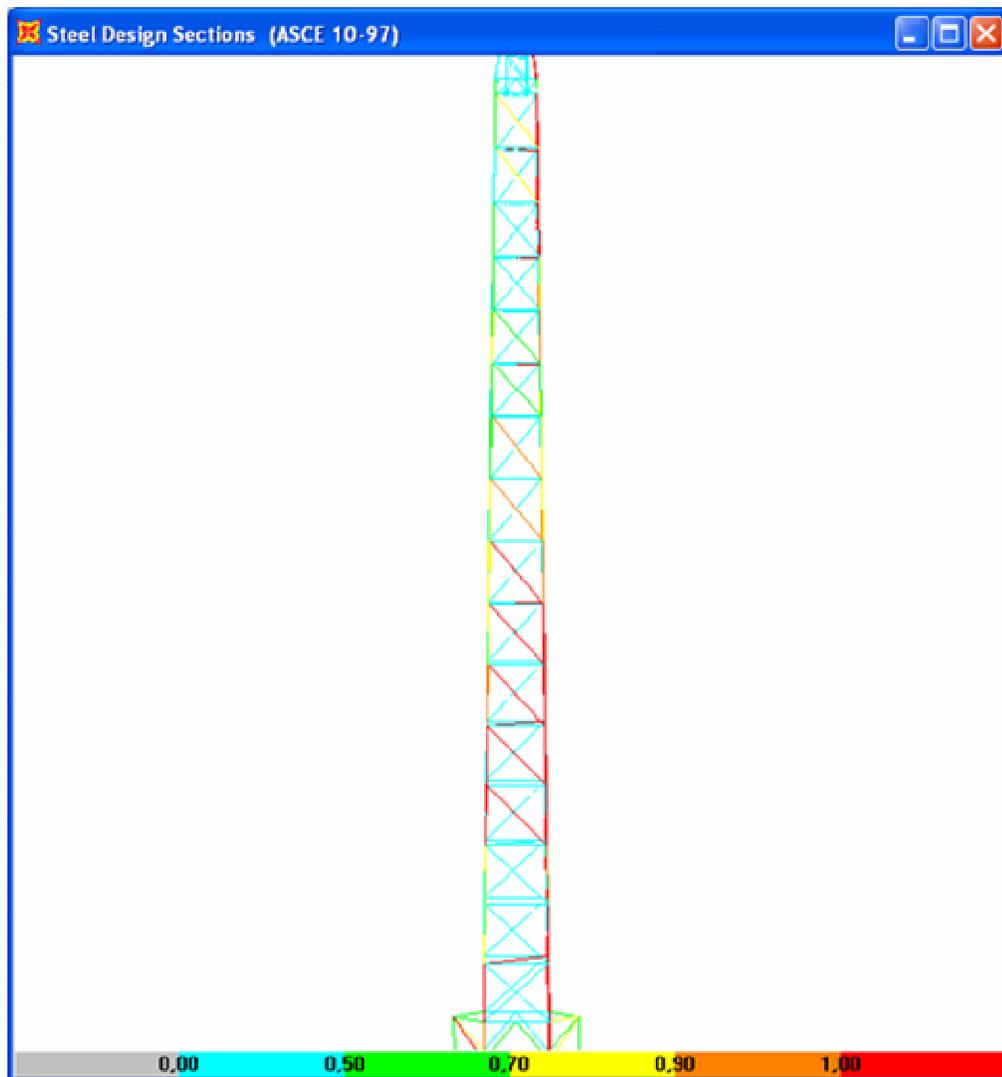


Figura 6.5 – Análise das tensões axiais relativas máximas. Análise estática não-linear P-Delta, vento de 50 m/s, na direção x.

Portanto, para a velocidade máxima prescrita à região, conforme estabelecido pela norma NBR 6123, as verificações dos perfis não ultrapassam o limite de resistência admissível, atendendo assim às prescrições estabelecidas nesse sentido.

6.5. Panorama da análise dinâmica

6.5.1. Deslocamentos e tensões máximas

A Tabela 6.6, semelhante à 6.4, apresenta os valores dos deslocamentos máximos para a situação da análise dinâmica. De maneira geral, os deslocamentos máximos são da ordem de 1,6 vezes os deslocamentos estáticos (Tabela 6.4).

Tabela 6.6 - Deslocamentos máximos (mm), vento direção x, análise dinâmica.

Velocidade	5 (m/s)	10 (m/s)	20 (m/s)	35 (m/s)	50 (m/s)
Linear					
d152	12	48	193	589	1203
d167	19	76	307	936	1911
d192	36	145	603	1839	3755
Não-Linear P-Delta					
d152	14	57	204	616	1245
d167	21	89	328	996	2016
d192	41	176	653	1986	4044

Outro aspecto singular é a correspondência dos valores, na Tabela 6.6, velocidade de 5 m/s, para os deslocamentos a 152 metros (d152) para com o valor 12,20 mm, observado no campo, conforme apresentado no item 4.2.3 do Capítulo 4, o que sugere uma boa representatividade do modelo numérico.

Quanto às tensões axiais relativas máximas nas barras, a Tabela 6.7 sintetiza as observações mais marcantes desses casos de análise dinâmica, principalmente da condição de análise não-linear P-Delta, focalizando os elementos de barra correspondentes às pernas e ao contraventamento principal, discriminando os elementos segundo os mesmos trechos ilustrados na Figura 6.2.

Tabela 6.7 - Panorama das tensões axiais relativas máximas, análise dinâmica não-linear P-delta.

TRECHO	V (m/s)	OBSERVAÇÕES
I (0 – 122)	5	Normal
	10	Normal
	20	Normal
	35	Normal
	50	Normal
II (122–167)	5	Normal
	10	Normal
	20	Normal
	35	Sobrecarga*
	50	Sobrecarga
III (167– 192)	5	Normal
	10	Normal
	20	Normal
	35	Normal
	50	Sobrecarga
*4 pernas e 4 barras de contraventamento		

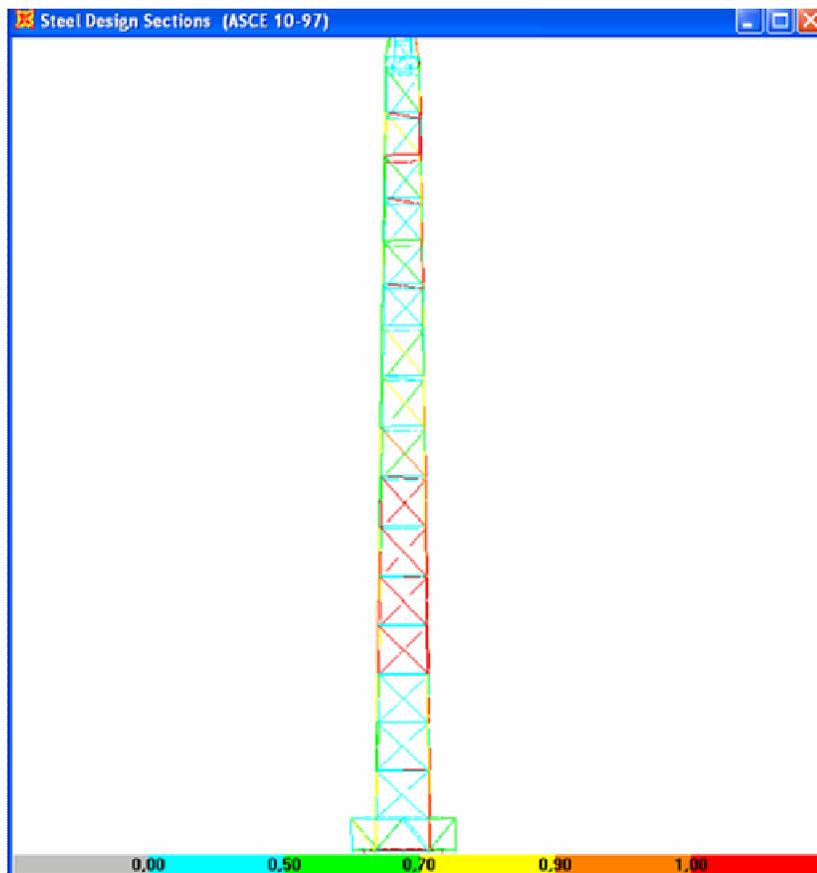


Figura 6.6 - Panorama das tensões axiais relativas máximas. Análise dinâmica, vento de 35 m/s, na direção x.

A Figura 6.6 contém a visualização da situação das tensões axiais relativas máximas, para o caso dinâmico semelhante ao feito na análise estática. Porém, no caso presente, já se apresentam sobrecargas nos perfis desde o vento de 35 m/s, conforme apresentado na Tabela 6.7.

A importância da consideração do efeito dinâmico na estrutura é notória nos resultados obtidos, pois dá uma representatividade maior nas análises, tanto no que diz respeito aos deslocamentos máximos, quanto às solicitações nos perfis, várias das quais já apresentam limites de escoamento excedido, para o vento de 35 m/s.

6.5.2. Índice de Vibração – NBR 15307

Essa norma relaciona níveis de danos esperados numa estrutura de porte submetida a vibrações naturais de serviço provenientes de ações externas como: vento, tráfego, etc. Amplitudes de vibrações harmônicas em serviço, sob uma frequência, f , são medidas e servem para a definição do índice de vibração, \bar{V} , segundo:

$$\bar{V} = 10 \cdot \log(160\pi^4 A^2 f^3) \quad (6.1)$$

Onde: A é a amplitude de vibração em centímetros e f é a frequência em Hz.

O índice de vibração (\bar{V}) é um parâmetro empírico que serve para avaliar um provável nível de danos na estrutura. A Tabela 6.8 indica o nível provável de danos atingido pelo carregamento dinâmico em função dos valores da relação dos valores empíricos de \bar{V} .

Tabela 6.8 – Nível de danos em função do índice de vibração, \bar{V} . (NBR 15307)

\bar{V}	Nível de Danos
10 – 30	Nenhum
30 - 40	Danos leves
40 – 50	<i>Danos severos</i>
50 – 60	Colapso

Reconhece-se que o prognóstico obtido da tabela 6.8, pode servir como uma primeira aproximação para o problema em estudo, ainda que não seja um procedimento específico para torres treliçadas esbeltas.

A tabela 6.9 fornece os valores desse índice e a classificação de danos, salientada pelo sombreamento de fundo, para as diversas situações da torre em estudo.

Tabela 6.9 - Índice de vibração e níveis de danos, Análise dinâmica.

TRECHOS	V (m/s)				
	5	10	20	35	50
Linear					
II (152m)	29	42	54	64	70
II(167m)	34	46	58	68	74
III(192m)	39	51	64	74	80
Não-linear P- Delta					
II (152m)	31	43	54	64	70
II(167m)	35	47	59	68	74
III(192m)	40	53	64	74	80

Verifica-se pelas indicações da tabela 6.9 uma situação alarmante, mesmo para velocidades de vento correntes; há para o trecho III, por exemplo, a indicação de prováveis danos leves e, a partir da velocidade de 10 m/s, já abrange a situação de colapso. Com o aumento da velocidade do vento a situação agrava-se, como seria de esperar, e aparece a indicação de danos severos para o trecho I e de colapso para os demais trechos, no caso de 35 m/s.

Reconhece-se que os valores acima não necessariamente implicam na condenação da estrutura. Servem, todavia, como referência para uma pré-análise.

6.6. Análise sob controle

6.6.1. Preliminares

Identificados possíveis futuros danos na estrutura, ensaiam-se mecanismos de controle para reduzir as amplitudes de vibração mais marcantes.

Consideram-se, nessa fase, as velocidades do vento de 5, 20 e 35 m/s, e os novos resultados em deslocamento máximo são comparados com os iniciais.

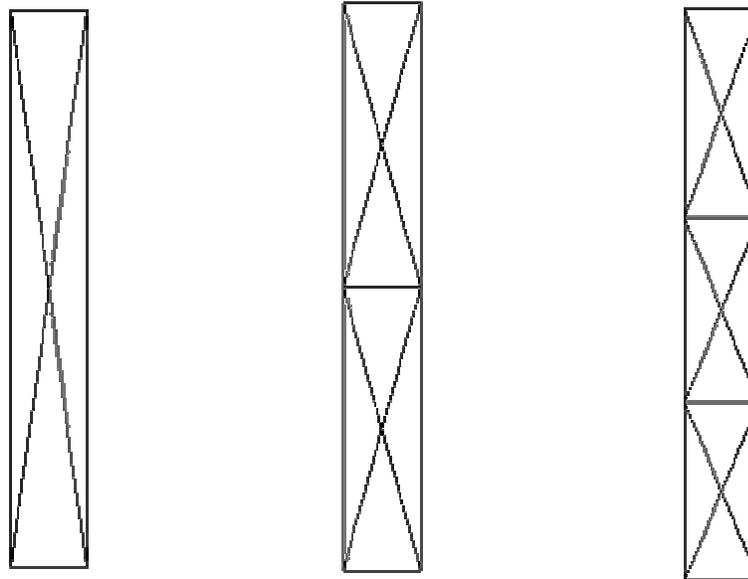
Tem-se presente a necessidade de reduzir tanto os deslocamentos estáticos quanto os dinâmicos.

Concentra-se o esforço em reduzir os deslocamentos máximos no trecho II (122-167m), local onde a torre mostra ser mais flexível, pois ao reduzir qualquer efeito cinemático nesse trecho, há uma influência também significativa de redução do trecho III (167-192m).

Diversas possibilidades são consideradas, chegando-se ao consenso que, para redução dos resultados da análise estática o uso de tirantes de aço é a solução mais adequada para a estrutura.

A materialização desses tirantes, a ser considerada numa etapa de detalhamento, depara com a dificuldade de exigirem itinerários relativamente livres para o seu desenvolvimento, perante as antenas e respectivas infra-estruturas. A utilização de cabos externos é praticamente impedida por suas interferências com as antenas. Por sua vez, os responsáveis pela área repelem soluções envolvendo estais, pois os mesmos alteram a plástica do monumento e intervêm com a área da praça.

Sendo assim, para redução dos deslocamentos do trecho II, com uma altura de 45 m, necessitam-se tirantes longos. Portanto, para a redução desse comprimento aplicam-se, primeiramente, as três soluções representadas na Figura 6.6, para as quatro faces da torre, com área de seção transversal do tirante equivalente a um círculo de 6 cm de diâmetro.



(a) 1 contraventamento (b) 2 contraventamentos (c) 3 contraventamentos

Figura 6.6 – Hipóteses preliminares de contraventamento.

Essas soluções apresentam resultados equivalentes, porém, a situação da figura 6.6 (c), necessita de tirantes com menor comprimento e promove um contraventamento mais efetivo; dessa maneira, é a solução preferida.

O efeito dinâmico do vento, conforme observado nos resultados anteriores, é o que agrava mais a situação da estrutura, com uma amplificação dinâmica de 1,6, já mencionada. Para redução desses efeitos uma forma mais simples é o Absorvedor de Massa Sintonizado (AMS). O AMS é um dispositivo de parâmetros concentrados de massa e rigidez que, uma vez conectado a uma determinada estrutura, é capaz de absorver a energia vibratória no ponto de conexão e promover uma atenuação nos níveis de vibração. A estrutura também pode receber vários desses AMS, sendo assim chamado de AMSM – Absorvedores de Massa Sintonizados Múltiplos [10]. As soluções com absorvedores ativos e/ou híbridos apresentam dificuldades para instalação e a inconveniência de requererem manutenção constante.

As mesmas análises realizadas sobre a estrutura sem reforço, no seu estado presente, designado como torre original, são abordadas para as alternativas com controle.

Consideram-se assim, as seguintes opções de solução:

- 1) 3 contraventamentos ao longo do trecho II, Figura 6. 6 (c).
- 2) AMSM ao longo do trecho II.
- 3) Combinação da opção de 1) com a 2).

A opção 1, consiste na aplicação de tirantes de aço com 6 centímetros de diâmetro, nas quatro faces, entre os níveis 122 e 167 m (trecho II), divididos em três partes, totalizando um comprimento unitário de 15,17 m.

A opção 2, consiste em AMSM ao longo do trecho II, totalizando 17 absorvedores simples, massa de 2 toneladas por absorvedor e uma rigidez otimizada de 6,5 kN/m.

Os resultados são apresentados em dois conjuntos, estático e dinâmico.

6.6.2. Resultado sob carga estática

- Opção 1:

A Tabela 6.10 apresenta os resultados dessa opção, e a partir da coluna 5 faz-se uma relação com a estrutura original.

Tabela 6.10 - Deslocamentos máximos (mm), vento na direção x, análise estática, opção1.

Velocidade	5 (m/s)	20 (m/s)	35 (m/s)	Relação c/ Original		
LINEAR						
d152	7	119	352	0,95	0,96	0,93
d167	11	187	543	0,93	0,94	0,90
d192	22	366	1057	0,94	0,94	0,89
Não-Linear P-Delta						
d152	8	121	362	0,95	0,97	0,96
d167	12	191	567	0,96	0,96	0,94
d192	23	374	1109	0,97	0,96	0,93

A relação apresentada mostra que, para o caso estático linear, há uma redução de 6 % em média para as velocidades de 5 e 20 m/s, e para velocidade de 35 m/s reduz 7% , chegando até 11% no topo da estrutura.

Já na situação não-linear, reduz apenas 4%, em média para as velocidades inferiores, porém, para a velocidade de 35 m/s chega a reduzir até 7% no topo da estrutura.

6.6.3. Resultado sob carga dinâmica

6.6.3.1. Controle da cinemática da torre

- Opção 1:

A Tabela 6.11 apresenta as frequências referentes aos quatro primeiros modos de vibração da estrutura, e mostra que ocorre um pequeno enrijecimento do sistema, aumento em 9 % nas duas frequências fundamentais e de 3,5 % nas duas seguintes.

Tabela 6.11 - Frequências do sistema, Hz, opção 1.

1	2	3	4
0,38	0,39	0,56	0,58

A Tabela 6.12 mostra os resultados da análise dinâmica da estrutura para a opção1 considerada.

Tabela 6.12 - Deslocamentos máximos (mm), vento na direção x, análise dinâmica, Opção 1.

Velocidade	5 (m/s)	20 (m/s)	35 (m/s)	Relação c/ Original		
Linear						
d152	12	192	554	0,93	0,94	0,90
d167	20	292	834	0,94	0,89	0,84
d192	39	564	1597	0,94	0,86	0,80
Não-Linear P-Delta						
d152	13	190	569	0,93	0,93	0,92
d167	20	296	877	0,95	0,90	0,88
d192	38	575	1699	0,94	0,88	0,86

O caráter dinâmico apresenta uma maior redução em relação ao estático, reduz no topo a vibração em até 20 % no caso linear e 14 % considerando a não-linearidade, para ventos de 35 m/s.

Outro aspecto na resposta do sistema é que, à medida que a intensidade do vento aumenta, os valores da resposta decrescem. Isso se dá devido ao fato do trabalho dos tirantes ser mais efetivo para velocidades superiores.

- Opção 2:

A Tabela 6.13 mostra as frequências da torre com o AMSM; nota-se que a primeira frequência é reduzida em 51%.

Tabela 6.13 - Frequências do sistema, Hz, opção 2.

1	2	3	4	18	19	20
0,17	0,26	0,284	0,286	0,36	0,54	0,55

A primeira e a segunda frequências contemplam praticamente os movimentos da torre de deslocamento e rotação, conforme ilustra a Figura 6.7. A partir do 3° até o 17° modo são envolvidas frequências referentes ao movimento apenas dos absorsores, voltando a aparecer a partir do 18° os modos de vibração do conjunto; a partir desse ponto, os modos e os valores de frequências são muito próximos dos representados pela configuração original (sem controles).

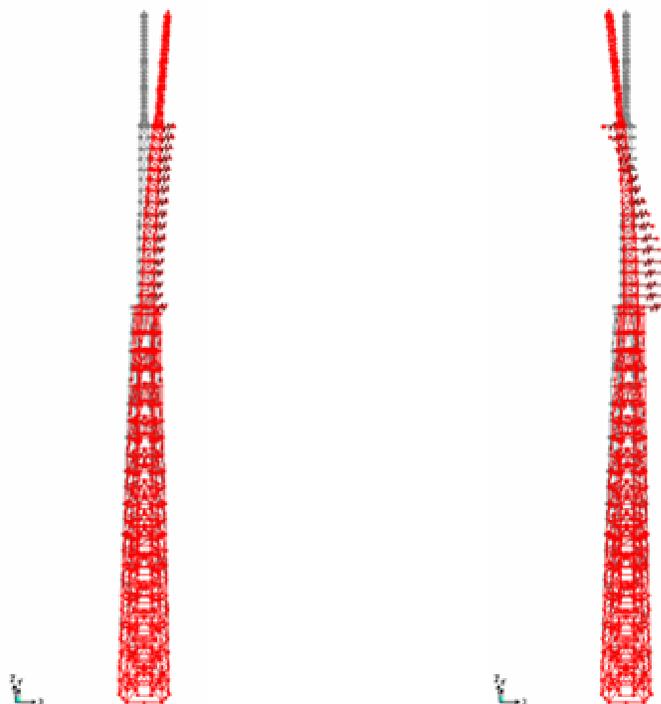
(a) 1° MODO ($f = 0,17\text{Hz}$)(b) 2° MODO ($f = 0,26\text{ Hz}$)

Figura 6.7 – Modo de vibração da torre com AMSM, Hipótese 2, análise modal, com controle de vibração.

A tabela 6.14 apresenta os resultados dos deslocamentos máximos para o efeito dinâmico.

Tabela 6.14 – Deslocamentos máximos (mm), análise dinâmica, opção 2.

Velocidade	5 (m/s)	20 (m/s)	35 (m/s)	Relação c/ Original		
Linear						
d152	8	120	363	0,63	0,62	0,62
d167	12	184	559	0,61	0,60	0,60
d192	22	353	1075	0,60	0,58	0,58
Não-Linear P-Delta						
d152	8	124	377	0,57	0,61	0,61
d167	12	190	579	0,57	0,58	0,58
d192	23	378	1146	0,56	0,56	0,56

Os absorvedores promovem uma boa redução nos deslocamentos máximos, sendo de 42% no efeito linear e de 44% no não-linear. Nota-se também que a redução apresenta coerência em todos os níveis da estrutura avaliada.

- Opção 3:

Constitui-se na combinação dos absorsores e dos contraventamentos e, assim, a resposta estática é a mesma da opção 1. A Tabela 6.15 mostra as frequências do sistema em Hz.

Tabela 6.15 – Frequências do sistema, Hz, opção 3.

1	2	3	4	18	19	20
0,18	0,26	0,284	0,286	0,39	0,55	0,56

Observa-se o mesmo, já relatado anteriormente, que para a opção 2, quanto às configurações modais, na Tabela 6.15, voltando também a aparecer a partir do 18º modo, os modos de vibração do conjunto, ao término das frequências dos absorsores.

Tabela 6.16 - Deslocamentos máximos (mm), análise dinâmica, opção 3.

Velocidade	5 (m/s)	20 (m/s)	35 (m/s)	Relação c/ Original		
LINEAR						
d152	7	121	368	0,61	0,62	0,62
d167	10	168	514	0,55	0,55	0,55
d192	18	298	910	0,48	0,49	0,50
Não-Linear P-Delta						
d152	8	124	373	0,58	0,61	0,61
d167	13	184	545	0,58	0,56	0,55
d192	23	350	1028	0,57	0,54	0,52

Pelas relações apresentadas na Tabela 6.16, a redução dos deslocamentos máximos na estrutura, tanto para o caso linear quanto para o não-linear, chegam a uma redução média de 38% na altura de 152 metros e 50% no topo da estrutura, para o caso mais extremo analisado.

Entretanto, apesar dessa combinação ter apresentado uma boa eficiência, necessita-se de uma comparação nas vantagens de redução de deslocamentos entre as hipóteses em questão.

Portanto, analisa-se um caso apenas de velocidade, a máxima recomendada para o vento na região (35 m/s), para efeito de comparação das vantagens de utilização do efeito combinado. A Tabela 6.17 ilustra a diferença de deslocamentos no topo da estrutura, entres as hipóteses sugeridas.

Tabela 6.17 – Comparação dos deslocamentos máximos da torre (mm), vento de 35m/s.

Análise	original	1	2	3
Linear (Estático)	1160	1057	-	1057
NLPD (Estático)	1192	1109	-	1109
Linear (Dinâmico)	1839	1597	1125	910
NLPD (Dinâmico)	1986	1699	1146	1028

Para o efeito estático a redução dos deslocamentos é de apenas 10 %, tanto para as hipóteses 1 e 3, visto que os AMS só trabalham no efeito dinâmico.

Para as hipóteses 1 e 2, apresenta-se uma redução no deslocamento máximo no que diz respeito ao efeito dinâmico de 30%. Já para a hipótese combinada (hipótese 3), obtêm-se reduções de 40% e 10%, comparado com as hipóteses 1 e 2, respectivamente.

Entretanto, o emprego dos tirantes, mostra-se indispensável, pois é a hipótese que controla o efeito estático do vento na estrutura; para efeito dinâmico, os AMS apresentam eficiência com redução dos deslocamentos satisfatória.

6.6.3.2. Controle dos valores das tensões

Os AMS representam 9% do peso de toda a estrutura, o equivalente a 68 toneladas. Em consequência, há um aumento nas solicitações nas barras. Com isso há a necessidade de uma nova verificação dos perfis.

Conforme, apresentado para o caso sem controle de vibração, para o estático e velocidade de vento, 35 m/s, as barras não ultrapassam a tensão admissível.

Para o efeito dinâmico, o qual excedeu a tensão de escoamento em alguns perfis no trecho II, à velocidade de 35 m/s na torre original, todos os perfis, para o caso controlado, atendem perfeitamente às condições de utilização, segundo as análises realizadas.

A Tabela 6.18 mostra a situação dessas tensões nos perfis, incluindo o peso dos absorsores, e a Figura 6.8 ilustra a verificação dos perfis executada computacionalmente, para a velocidade de 35 m/s. Verifica-se também para o caso de extrema recorrência, de 50 m/s, conforme a tabela 6.18, que a estrutura controlada atende aos requisitos.

Tabela 6.18 - Panorama das tensões axiais relativas máximas, análise dinâmica, com controle de vibração.

TRECHOS	V (m/s)	OBSERVAÇÕES
I (0 – 50)	5	Normal
	10	Normal
	20	Normal
	35	Normal
	50	Normal
II (122–167)	5	Normal
	10	Normal
	20	Normal
	35	Normal
	50	Normal
III (167– 192)	5	Normal
	10	Normal
	20	Normal
	35	Normal
	50	Normal

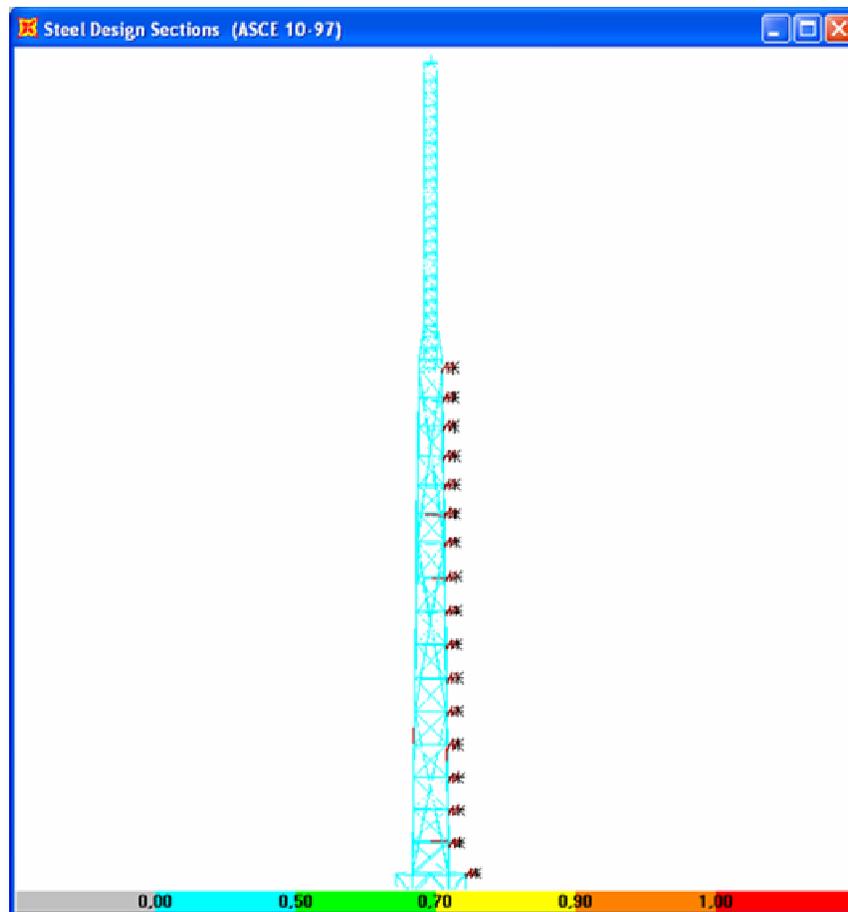


Figura 6.8 – Verificação dos perfis com os AMS, velocidades de 35 m/s, Trecho II e III, análise dinâmica.

6.6.4. Níveis de dano em função do índice de vibração

Para os níveis de dano avaliam-se, como informação apenas, os trechos que apresentam maiores índice de vibração. A Tabela 6.19 mostra os índices de vibração com a estrutura reforçada.

Tabela 6.19 – Índice de vibração \bar{V} , para estrutura controlada, opção 3, análise dinâmica.

TRECHOS	V (m/s)		
	5	20	35
Linear			
II (152 m)	16	40	50
II (167m)	20	44	54
III (192m)	26	50	60
Não-linear P-Delta			
II (152 m)	17	41	50
II (167m)	21	45	55
III (192m)	27	51	61

Os níveis de dano apresentam uma redução de 50% para a velocidade de 5 m/s saindo da região de danos leves para o caso de “nenhum dano” no trecho III da estrutura.

A Figura 6.9 mostra o gráfico para a velocidade de 35 m/s, com controle de nível de vibração, e ilustra o afastamento da redução do nível de vibração na torre.

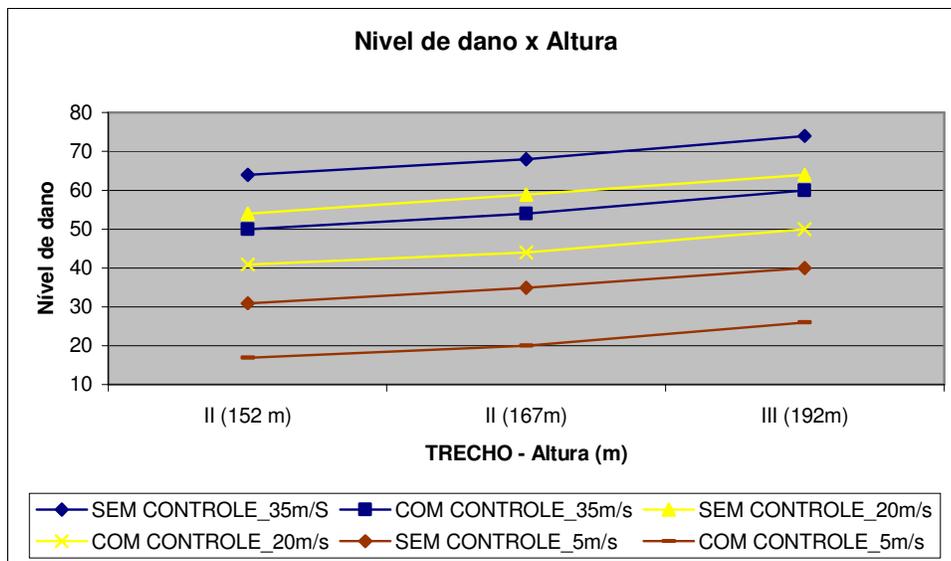


Figura 6.9 – Gráfico de Nível de dano de vibração em função da altura, torre sem e com controle de vibração, análise dinâmica não-linear P-Delta.

Para a velocidade de 20 e 35 m/s, são reduzidos em 30% os índices de vibração, saindo de uma região crítica de colapso, para danos leves no trecho II e severos no trecho III, para o vento de 20 m/s. Já para a velocidade máxima da região em questão, apesar da boa redução e afastamento do índice de vibração no trecho II, o prognóstico de colapso ainda se mantém no trecho III da estrutura.

Um ponto que chama atenção é que os valores das tensões nas barras estão relativamente folgados enquanto que o índice de vibração está condenando a estrutura.

Visam-se os valores dos deslocamentos máximos, por exemplo, no nível a 167 metros acima da base da torre, na Tabela 6.6, análise não-linear P-Delta, e calculam-se as declividades do eixo da barra.

$$V = 5 \text{ m/s} \quad \rightarrow \quad d_{167} = 21 \text{ mm} \quad \therefore \quad 167 \cdot 10^3 \div 21 \approx 8000$$

$$V = 35 \text{ m/s} \quad \rightarrow \quad d_{167} = 996 \text{ mm} \quad \therefore \quad 167 \cdot 10^3 \div 996 \approx 170$$

Assim, as declividades das barras da torre seriam de 1:8000 e 1:170, aproximadamente. Ora, essa declividade para uma estrutura flexível de aço, não recomenda cuidados especiais com a segurança da torre, mesmo para o caso da declividade maior, coerentemente com o que está sendo mostrado na análise das tensões.

Contemple-se agora, a expressão do índice de vibração, Equação (6.1), segundo a NBR 15307, e se faça a avaliação dos valores da amplitude do harmônico, A , para as diversas faixas de vento. Substituindo-se nessa equação os valores de $f_o = \{0,35; 0,18\}$ e os \bar{V} correspondentes, esses nos limites superiores das faixas de danos, escrevem-se os níveis de amplitude harmônica das oscilações, de A_1 e A_4 :

$$f_o = 0,35\text{Hz} \quad \rightarrow \quad \bar{V} = 50 \quad \Rightarrow \quad A_1 = 122\text{mm}$$

$$f_o = 0,35\text{Hz} \quad \rightarrow \quad \bar{V} = 30 \quad \Rightarrow \quad A_1 = 12\text{mm}$$

$$f_o = 0,18\text{Hz} \quad \rightarrow \quad \bar{V} = 50 \quad \Rightarrow \quad A_4 = 327\text{mm}$$

$$f_o = 0,18\text{Hz} \quad \rightarrow \quad \bar{V} = 30 \quad \Rightarrow \quad A_4 = 33\text{mm}$$

Nessas circunstâncias, com a frequência de 0,18Hz no 1º modo a torre passaria para uma situação de danos leves, $\bar{V} = 30$, com um deslocamento de 33 mm no nível 167; e, passaria para danos pesados, $\bar{V} = 50$, com um deslocamento de 327 mm. No caso de $f_o = 0,35\text{Hz}$, a torre passaria para danos

leves com 12 mm e para danos pesados com 122 mm. Todos esses níveis de deslocamento não têm expressão na presença da altura de medição de 167 m.

Acrescenta-se a circunstância que a velocidade do vento de 35 m/s é uma velocidade extrema, para uma recorrência de 50 anos e que, ocorrendo, será de curta duração.

Conclui-se que o critério de **índice de vibração** não é eficaz para torres esbeltas como a em consideração.

Dessa maneira, prossegue-se com a verificação das condições de serviço da torre sob o critério das tensões.

6.7.Observações conclusivas

A avaliação das condições de serviço da torre de TV de Brasília confirma e aborda os seguintes comentários:

- o capítulo de análise dinâmica de estruturas treliçadas esbeltas, como as torres de suporte de linhas de transmissão de energia elétrica e de antenas dos sistemas de telecomunicação, constitui um cenário particular com características singulares e, assim, pode acolher um expressivo volume de pesquisa, principalmente, tecnológica;

- a modelagem dos sistemas treliçados esbeltos sob ação do vento comporta simplificações na distribuição dessas ações ao longo da estrutura que, além de reduzirem o esforço computacional, conduzem a atenção do analista aos aspectos dorsais da questão;

- a avaliação e interpretação das forças globais do vento no nível da base da torre são indicadores valiosos do desempenho do conjunto;

- a conjugação de ensaios de campo sobre o protótipo e de escritório sobre modelos matemáticos é uma atitude necessária ao projeto de torres treliçadas esbeltas;

- a aplicação da NBR 15307 na avaliação do desempenho dinâmico de estruturas singulares, particularmente as mais flexíveis, deve ser feita com muito critério, particularmente quanto à interpretação das indicações do índice de vibração; a análise deve ser completada por avaliação de esforços e tensões nos elementos, como preconiza a própria NBR.

- quanto ao desempenho do projeto da treliça da torre de TV de Brasília com relação à carga permanente e ao vento, pode-se dizer:

- para as ações correntes do vento, os esforços e tensões nos elementos e a cinemática da torre atendem aos requisitos de serviço;
- para as ações extremas do vento da NBR 6123, especialmente no seu desempenho dinâmico, é conveniente o emprego, de um recurso de controle de vibração que contemple também a fase estática do cenário;
- para o desempenho das antenas, dentro das suas características, é necessária uma análise individual (por bloco) para que bem se ajustem à cinemática da torre;
- os presentes comentários estão associados ao projeto, pressupõe-se a existência de uma manutenção do protótipo no campo.