5
OTIMIZAÇÃO DE ARQUIBANCADAS REUTILIZÁVEIS

Neste capítulo apresentam-se os processos de modelagem, análises de estruturas e otimização dos dois tipos de arquibancadas estudados, referidos aqui como MC1 e AR1, os quais têm suas características informadas adiante. Para ambos os tipos foram utilizados os elementos finitos que fazem parte da extensa biblioteca do *software*, sendo o elemento PIPE16 para as barras metálicas e o SHELL63 para os assentos em madeira (para uma descrição resumida a respeito dos elementos, consultar o Anexo).

Em trabalho de campo anteriormente realizado por Marinho, I. J. P.,[47] (2000) e Finizola, R. C. [48] (2001), obtiveram-se os dados referentes as características geométricas de dois tipos de arquibancadas montadas e dos elementos estruturais com suas respectivas seções transversais.

5.1
Considerações para o projeto ótimo

Comenta-se resumidamente alguns trabalhos relevantes ligados a questão de otimização de estruturas metálicas reticuladas espaciais com restrição de freqüência, que mostram ser viável o processo de otimização de estruturas 3D. Em seguida comenta-se de forma mais detalhada a respeito das arquibancadas reutilizáveis e seus problemas de dimensionamento frente às solicitações dinâmicas, o que fornece base para as considerações do projeto de otimização.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

5.1.1

Otimização de estruturas metálicas reticuladas espaciais sob restrição de freqüência

Na área de estruturas de aço, vários trabalhos abordam a otimização com restrição de freqüência natural. No entanto os artigos apresentando este tema não trazem o tempo decorrido de trabalho computacional. Talvez pelo fato de ser o tempo de execução um ponto que dificulta a aplicabilidade de otimização com este tipo de restrição. Sabe-se que um longo tempo de análise é necessário para realizar a otimização de pórticos ou treliças espaciais, executadas com as rotinas criadas pelos pesquisadores, haja vista a falta de um ambiente computacional desenvolvido especificamente para essas rotinas, o que pode ser solucionado com, por exemplo, o uso de sistemas desenvolvidos extraordinariamente para a adequação de análises de estruturas de otimização, como é o caso do *software* ANSYS e sua plataforma de linguagem de programação APDL.

Nos trabalhos que serviram de referência a essa dissertação, pode-se comentar o de Salajegheh E. [1] (2000). O procedimento consistiu em reduzir o número de análises de freqüência do processo de otimização, aproximando as freqüências obtidas em cada ciclo/iteração de projeto através do desenvolvimento de uma aproximação por três pontos do coeficiente de Rayleigh. Os resultados são satisfatórios e, segundo o autor, demostraram que o método reduz o número de iterações para os casos de otimização com múltiplas restrições de freqüência.

Em Macnickarajah, D. et al [4] (2000), um método evolucionário é usado para atingir o projeto ótimo, com restrições de tensão, rigidez e deslocamento. Baseia-se no conceito de remoção lenta do material ineficiente e/ou remoção gradual trocando dimensões dos elementos da parte mais rígida da estrutura para a parte mais fraca até a estrutura atingir o projeto ótimo. No artigo calcula-se um valor de sensibilidade para cada elemento dependendo da sua influência sobre as restrições e sobre a carga de flambagem. Disto, considerando o valor da sensibilidade dos elementos, o material (algumas barras) são deslocadas da parte mais forte para a mais fraca da estrutura e executa-se iterativamente estes passos até obter-se o projeto ótimo. Outro ponto destacável é a possibilidade de implementação do método em qualquer código de elementos finitos.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Imam, M. H., [5] (1999), fez uso de otimização topológica na disposição das lajes de concreto em pórticos espaciais de estruturas mistas (aço e concreto), preocupando-se com a minimização dos efeitos danosos devido a cargas móveis. Topologia e geometria foram otimizadas por Ohsaki, M. [6] (1998), ressaltando-se a aplicação do algoritmo apresentado no trabalho, no problema clássico da treliça de dez barras (*ten-bar truss*), com restrição de deslocamentos e uso de funções específicas para modular a transição continua entre os quadros com diferentes topologias.

Czyz, J. A. et al [7] (1998), utilizando o ANSYS para a modelagem computacional, formulação e solução do problema de autovalores executou otimização das seções transversais dos elementos componentes de pórticos, que representadas por mais de um parâmetro configuram um problema multi-modal, ou seja, onde há multiplicidade na freqüência natural ótima da estrutura. No artigo as condições de ótimo apresentadas e o algoritmo de otimização baseado em "novas" condições, são válidas para o caso multi-modal. Os pórticos estudados possuem seção transversal retangular.

O código do algoritmo foi implementado em linguagem APDL (ANSYS). As soluções para vários pórticos indicam, segundo os autores, que a formulação proposta, aliada ao programa que serve como plataforma, aceleram a convergência. Dentre as conclusões do artigo ressalta-se que a freqüência natural ótima dos pórticos é obtida em algumas iterações (novamente não há referência quanto ao tempo das iterações), principalmente no caso apresentado de 4 pavimentos com 40 elementos estruturais e freqüência fundamental ótima bimodal ($W_{óti} = C \times W_1$).

Alguns métodos propostos utilizando análise de sensibilidade em otimizações de estruturas aporticadas ou treliçadas, sugerem estudar a influência das conexões entre os elementos, em relação a variação das dimensões dos elementos. Por exemplo, Cameron T. M. et al [8] (1997) que via MEF, fornece uma formulação e exemplos de conexões modeladas e ensaiadas em testes. Após a otimização, concluem que o método desenvolvido para avaliar a sensibilidade de projeto da rigidez torsional das conexões entre as vigas, e a influência das conexões na determinação das seções transversais, demonstra como podem ser usadas as respostas das estruturas atuais, em testes ou modeladas por E.F, para calcular a taxa de variação das rigidezes (constantes elásticas) das "molas" e sua sensibilidade para qualquer número de elementos de viga.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

O método foi desenvolvido de modo que não é necessário a máquina possuir um programa de E.F comercial para ser utilizado. Finalmente apresenta-se que, para os modelos testados, têm-se significativas magnitudes de sensibilidade, sugerindo que as espessuras das vigas sofrem forte influência das conexões entre elas, esclarecendo-se ainda que a constante elástica e suas sensibilidades influem na configuração ótima de uma estrutura e deve ser considerada no processo de otimização.

Pantelides, C. P. e Tzanem, S. [9] (1997), utilizando o método MISA (Modified Iterated Simulated Annealing) para verificar a probabilidade de aceitação nos critérios de melhor projeto, em cada iteração subseqüente, de sistemas estruturais com restrições dinâmicas, fazem uma sucessão aleatória em busca do projeto ótimo (busca randômica também consta nas ferramentas de otimização do ANSYS), com duas características específicas: redução automática das regiões de busca e análise de sensibilidade das variáveis de projeto. O método difere dos algoritmos de base aleatória tradicionais por essas duas características.

Na otimização de um pórtico de 2 andares com restrições dinâmicas, os autores comparam o método com os processos clássicos, e sugerem que o MISA pode prover um mínimo global, até para projetos inviáveis fornecidos como iniciais, ao contrário dos métodos clássicos que não convergem necessariamente para mínimos globais.

Tem-se ainda que o uso de análise de sensibilidade de primeira ordem identifica quais as variáveis de projeto devem ser modificadas para diminuir certo deslocamento dos nós de união entre os membros de forma mais econômica, pois embora os valores das variáveis de projeto sejam aleatoriamente determinados, o conhecimento de quais variáveis devem ser modificadas evita despesas com múltiplas tentativas e melhoram a eficiência. A redução automática das possíveis regiões de busca diminui também a procura por novas variáveis de projeto, resultando em um menor número de iterações e, por conseguinte, um menor esforço computacional.

Na técnica proposta no trabalho de Takagi, R. et al [10] (1997), a estrutura é minimizada com restrição de volume constante do materiais. Tal projeto ótimo também pode fornecer informações a respeito dos valores médios da estrutura que podem aproximá-la da carga de flambagem. Formulou-se o problema estrutural usando-se o método de matriz de deslocamento e a solução determinada por esquema iterativo, enquanto não fosse necessário computar os autovalores.

No problema de estabilidade considerou-se carregamento lateral generalizado e a flambagem global foi analisada. Não há diferença alguma entre a técnica

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

considerada no artigo e outros métodos, no caso de análises de problemas de flambagem global sem a presença de cargas laterais. No estudo tanto a flambagem local quanto a lateral podem ser aproximadas para um problema a ser solucionado simultaneamente, pois foi assumido que as rotações das seções transversais devido ao momento de flexão são muito pequenas e foram omitidas, considerando-se apenas os deslocamentos nodais. Os autores consideram que a deflexão inicial ou a flexão de momento devido a carga aplicada são comparativamente significativas e devem ser consideradas.

Do método pode se dizer que é mais aplicável a problemas de criação de projetos estruturais, pois todos os modos de flambagem podem ser levados em conta. Nota-se que o processo de iteração deve ser completado para a solução convergir.

Visão da necessidade de precisa organização inicial do problema de otimização é enfocada por Hernadez, S. [11] (1998) na otimização de pórticos, citando a dificuldade de definição correta das variáveis do processo de otimização. Ressalta-se a necessidade do uso de programação matemática ao invés de apenas soluções gráficas. No artigo otimizam-se pórticos com perfis dobrados para perfis de mesa soldada, obtendo-se perfis com 20% a mais de resistência às solicitações.

Já no trabalho de Sui, Y. K. e Wang, X. C., [12] (1997), a finalidade de se projetar as seções das vigas para um modelo otimizado de pórtico espacial é transformado em um problema de PGG – Programação Geométrica Generalizada, utilizando-se método de segunda ordem. O problema foi dividido em duas fases. Primeiramente resolve-se o problema estrutural e organizam-se os elementos alternadamente. Os algoritmos primitivos de primeira e segunda ordem para o PGG, são baseados em expansões de primeira e segunda ordem sob transformações logarítmicas neste espaço.

Ainda no artigo referido anteriormente, exemplos numéricos de aplicação em engenharia são apresentados em linguagem de programação FORTRAN, destacando-se uma otimização de estrutura espacial com 4 pisos de plataforma de trabalho e 6 pavimentos com vigas e paredes finas, submetidas a pressões negativas de topo e carga de vento. No caso, as dimensões ótimas para as vigas foram obtidas em 6 iterações (sem informações quanto ao tempo), e apresentaram otimização com redução na faixa de 30% - 60% em 10 iterações para uma estrutura de 6 m por 10 m de altura.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Em todos os trabalhos nota-se claramente o quão são trabalhosos os métodos de otimização para estruturas espaciais, o que sugere ser de bom senso o uso consciente de plataformas apropriadas com métodos de otimização, como em alguns *softwares* comerciais de uso bastante difundido. Ressalta-se porém que deve-se sempre observar a adequação das ferramentas de otimização que se têm em mãos ao projeto que se quer otimizar.

5.1.2
Arquibancadas reutilizáveis: Considerações para o projeto ótimo

Historicamente este tipo de estrutura vem sendo utilizada principalmente na realização de grandes eventos populares. Há registros da construção e uso de arquibancadas reutilizáveis (temporárias) desde o século V .A.C, em eventos públicos na Grécia antiga (Piqué, J. F [13] 1997), nos espetáculos teatrais conhecidos como Tragédias Gregas. A princípio, as peças eram representadas na **Ágora** onde eram montadas arquibancadas de madeira. Este lugar era a praça e mercado públicos da cidade. Lá, ao ar livre, os camponeses vendiam seus produtos, os peixeiros e os padeiros tinham seus tabuleiros e os banqueiros e cambistas tinham suas mesas. A Ágora era o lugar por excelência para encontros e conversas em geral. A partir da instauração do regime democrático em Atenas (508 a.C.), passou também a ser o local de encontro da **Ecclesia**, a Assembléia dos Cidadãos, principal órgão legislativo da cidade. Esta convivência em um mesmo local das apresentações teatrais e das deliberações políticas, durou pouco tempo. Um grave acidente em que se feriram espectadores no desabamento das arquibancadas provisórias e reutilizáveis teria sido o motivo para a mudança de local.

Na verdade a relação das arquibancadas com os eventos ia além de um simples compartilhamento de local. Se no teatro as peças, direta ou indiretamente, falavam das questões políticas que envolviam a cidade, na assembléia, que se reunia nas arquibancadas com capacidade para aproximadamente 20.000 cidadãos, os oradores, da tribuna, usavam de todos os recursos retóricos e teatrais no convencimento em favor de suas teses. Assim a Assembléia era um outro palco na cidade e o Teatro um outro lugar da política.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

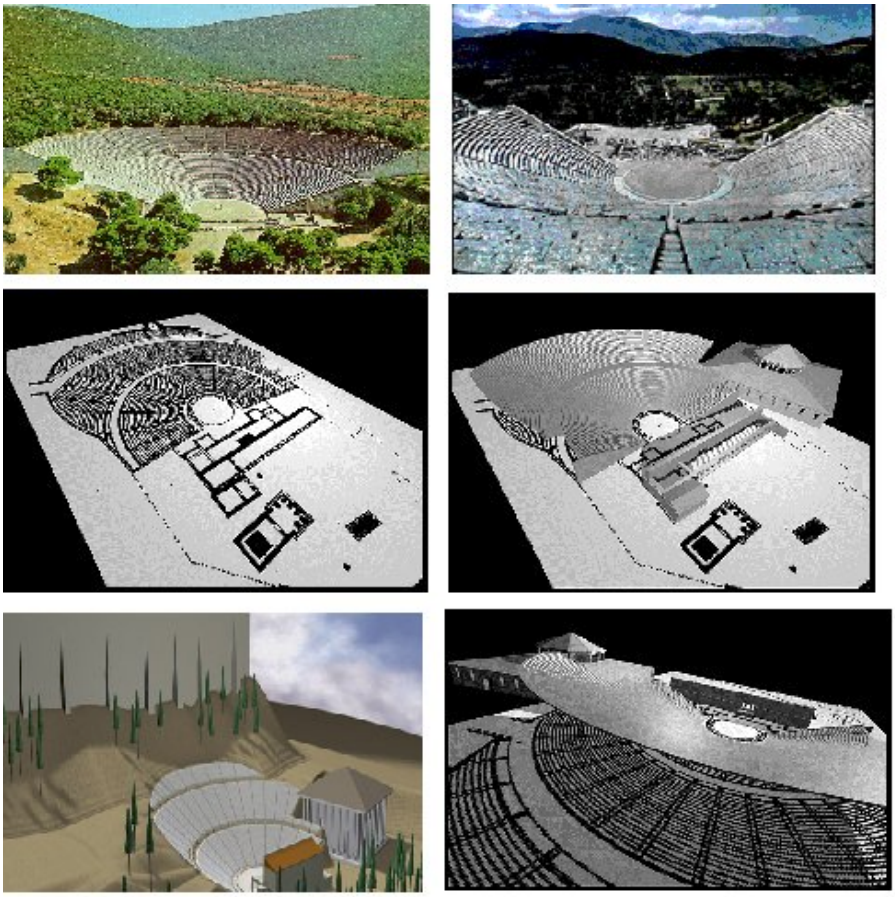


Figura 5.1 – Assembléia Grega (século V AC.): Reconstrução Computadorizada

Atualmente o uso dessas estruturas é amplamente difundido, são montadas em uma variedade enorme de eventos públicos e cada vez mais têm sua capacidade e importância elevadas. Em todo o mundo e principalmente no continente europeu, as arquibancadas reutilizáveis de aço vêm sendo motivo de estudo por dois motivos básicos, conforto e segurança. Porém a preocupação maior deve-se ao fato de ter tal estrutura comportamento pouco conhecido frente às solicitações estáticas e dinâmicas.

Graves acidentes têm ocorrido por falta de uma definição clara sobre os procedimentos para o projeto, montagem e inspeção dessas estruturas. Acidentes como o ocorrido em Bastia na Córsega em maio de 1992, com dezessete mortos e mais de 2500 feridos, ou o de outubro de 1994 no Reino Unido, onde 40 pessoas foram gravemente feridas na "*Earls Court*" em Londres, ou ainda o acidente ocorrido em 1996 em Londres durante "concerto" de grupo de *rock.*

No Brasil, também há vários caos de acidentes com palanques e arquibancadas temporárias, e casos de estruturas reprovadas em vistorias mesmo em sendo tais vistorias baseadas apenas na observação visual de defeitos de montagem, como

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

desníveis de piso (Jornal do Commercio, [49] 1998), na falta de uma tecnologia que mais precisamente possa detectar falhas de montagem.

As considerações de projeto estão diretamente relacionadas a dois aspectos principais do comportamento estático e dinâmico destas estruturas. Quanto às características estáticas, na maioria dos projetos atuais não se leva em consideração o disposto quanto ao carregamento na NBR 6120/80 - Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações [50] (1980) (norma brasileira que estabelece carregamento estático de 400 Kgf/m² = 4000 N/m²), ou ainda nas complementares como as de fabricação e propriedades (NBR 6591, [51] (1986)- Tubos para aplicações diversas sem exigência de acabamento e propriedades mecânicas, com composições químicas definidas); e NBR 7190/96 –Projeto de Estruturas de Madeira, [52] (1996).

Quanto ao comportamento dinâmico o atual estado dos projetos é ainda mais preocupante, pois, na prática, no Brasil e em outros países do mundo, não é realizada sequer uma verificação das freqüências naturais e modos de vibração dessas estruturas a fim de evitar a ressonância com o carregamento dinâmico imposto pelos ocupantes.

Em contato com empresas montadoras, chegou-se a conclusão de que há uma indefinição quanto ao subdimensionamento ou superdimensionamento das arquibancadas, que por vezes têm seus projetos calculados inadequadamente.

Trabalhos de pesquisa mundialmente conhecidos nessa área têm sido importante meio na tentativa de se entender por completo as características de uma estrutura, hoje, amplamente utilizada e que ao longo do tempo teve suas cargas atuantes tornadas cada vez mais complexas e influentes nos problemas de dinâmica estrutural. No entanto os estudos iniciais sobre arquibancadas, referem-se, obviamente, a arquibancadas fixas de concreto de estádios esportivos. Nessa linha, podem ser citados os trabalhos de Eibl, J. e Rosch, R. [13] (1990); Batista, R. C. e Magluta, C. [15] (1993), ou D'Ambra, R. B. et al [16] (1994).

Os problemas em arquibancadas dizem respeito à segurança das estruturas e conforto do público, porém em arquibancadas reutilizáveis esses problemas são maximizados devido a esbeltez das peças, diversificação do uso da estrutura (*shows*, jogos, etc.) e, principalmente, alteração brusca ao longo das décadas do comportamento do público, tornando muito complexa a excitação a que são submetidas tais estruturas, sugerindo com isso uma revisão dos critérios de projeto à luz das novas solicitações atuantes.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Há muito tempo o dimensionamento de grande parte das estruturas de arquibancadas reutilizáveis leva em conta o apenas o equilíbrio estático. Isto vem mudando e hoje tem-se que enfrentar o problema de ter que considerar as forças dinâmicas em análises de estruturas, implicando no uso de modelos matemáticos mais complexos e critérios de projeto que levem em conta novos parâmetros. Dentre os vários problemas, as cargas induzidas por multidões em movimento são as de maior preocupação. Ressalta-se ainda que o tempo de uso e a recorrência das ações enfraquecem os elementos estruturais, diminuindo a rigidez original e tornando-os mais sensíveis as ações dinâmicas.

Estudos numéricos são hoje imprescindíveis no correto projeto de arquibancadas reutilizáveis, e muitos dos estudos iniciais tiveram suporte de trabalhos anteriores realizados em estruturas de concreto, e tanto nestas quanto nas estruturas metálicas reutilizáveis as principais cargas produzidas pelas pessoas em movimento são:

- Aplausos rítmicos dos espectadores sentados, ao compasso da música ou sincronizadamente pedindo repetições, fenômeno conhecido também como '*hand clapping*';
- Aplausos rítmicos com repercursões simultâneas dos pés da audiência entre as linhas de assentos (*hand clapping and foot stamping to rock and jumping*);
- Oscilações laterais rítmicas dos espectadores em pé ou sentados (*foot stamping side-to-side*);
- Saltar;
- Dançar; etc.

Matematicamente as cargas dinâmicas podem ser descritas por séries de Fourier (Ji, T. e Ellis B. R.[17], 1999), e que serão aqui apresentadas apenas como dado informativo, já que estão fora do escopo específico do trabalho :

- A carga devido a ação de pular, realizada por um só espectador, pode ser modelada como:

$$F(t) = G\left[1{,}0 + \sum_{n=1}^{s} r_n \sin(2\pi f t + \phi_n)\right] \qquad (1.1)$$

- A carga devido a ação de um grupo de pessoas tem seu efeito descrito por:

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

$$F(t) = G\left[1{,}0 + C_e \sum_{n=1}^{s} r_n \sin\left(2\pi f t + \phi_n\right)\right] \qquad (1.2)$$

nas quais,

G – peso próprio de uma pessoa (geralmente considerado G = 800N) para o caso individual e a densidade de carga da multidão;

C_e – efeito dinâmico da multidão;

n – número do i-ésimo harmônico;

s – número total de harmônicos contribuintes;

r_n – Coeficiente de Fourier do i-ésimo harmônico;

F – Função de Carregamento;

f – freqüência do carregamento;

t – período de tempo;

ϕ_n – ângulo de fase, defasagem de fase do i-ésimo harmônico em relação ao primeiro;

No Documento 209 do CEB, [53] (1991), a única menção aos coeficientes r_n e ângulos de fase Φ_n, obtidos em ensaios experimentais para as atividades, está apresentada na Tabela 5.1.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Tipos representativos de ações	Taxa de atividade	Freqüência (Hz)	Coeficientes de Fourier e Defasagem de fase						Densidade de Projeto (Pessoas/m²)
			r_n	ϕ_1	r_n	ϕ_2	r_n	ϕ_3	
Saltar	**Normal**	2,0 3,0	1,8 1,7		1,3 1,1		0,7 0,5		~ 0,25(em casos extremos até 0,5) $\phi_2=\phi_3=\pi(1-f_h t_p)$
	Altos	2,0 3,0	1,8 1,9		1,3 1,6		1,1 0,8		
Dançar		2,0 a 3,0	0,5		0,15		0,1		~ 4 (em casos extremos até 6)
Aplaudir de pé com saltos		1,6 2,4	0,17 0,38		0,10 0,12		0,04 0,02		~ 4 até ~ 6 ~2 - 3
Aplaudir	**Normal** **Intenso**	1,6 2,4 2,0	0,024 0,047 0,170		0,010 0,024 0,047		0,009 0,015 0,037		~2 – 3
Oscilação lateral do corpo	**Sentado** **Parado**	0,6 0,6	$\alpha_{1/2}$=0,4 $\alpha_{1/2}$=0,5		-- --		-- --		~3 – 4

Tabela 5.1 - Valores para os coeficientes r_n e ϕ_n segundo o Doc.o 209 do CEB (1991)

Estudos registrados por Bachman, H e Amman, W [18] (1987), apresentam as excitações produzidas pelas atividades de pular na direção vertical com freqüências de 1,8 Hz a 3,4 Hz, sendo por sua vez as atividades de movimento rítmico na direção lateral avaliadas por Bachmann et al [19] (1995) como tendo freqüências típicas entre 0,4 Hz e 0,7 Hz.

Descritas na Tabela 5.2 estão as atividades de aplaudir e pular na direção vertical com valores de 1,5 Hz a 3,0 Hz. A taxa de oscilação lateral do corpo é representada como uma medida desta última com valores de 0,4 Hz a 0,7 Hz, também no mesmo documento do CEB com valores estabelecidos para carga por pessoa e freqüência rítmica de atividade. Na bibliografia também cita-se ainda que uma faixa

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

baixa de 0,8 Hz a 1,4 Hz para algumas forças dinâmicas horizontais de oscilação lateral do corpo são também representativas.

Direção da carga	Valor real da carga (N)	Freqüência rítmica fundamental (HZ)
Carga Vertical	320	1,5 a 3,0
Carga Horizontal	400	0,4 a 0,7

Tabela 5.2 - Cargas induzidas por espectadores segundo o Documento CEB 209 – (1991)

Observa-se que a carga vertical diz respeito a um movimento de espectadores em pé, aplaudindo e balançando-se verticalmente com o elevar e baixar dos calcanhares, permanecendo fixas as pontas dos pés, enquanto que a horizontal refere-se ao balanço nesta direção.

Outros códigos trazem suas determinações e alguns serão posteriormente citados. Ainda quanto ao CEB, este sugere valores de freqüência fundamental de projeto para evitar o efeito de ressonância com as cargas aplicadas pelos espectadores (Tabela 5.3). No entanto talvez esses valores não representem adequadamente as cargas aplicadas hoje nas arquibancadas temporárias, devido a grande variabilidade no tipo e quantidade de movimentos executados pelos espectadores.

Tipo de estrutura e atividade	Freqüência fundamental
Pisos de salas de concerto e teatros com assentos fixos para concertos de música clássica ou concertos de música "soft-pop" apenas.	$f_1 > 3,4Hz$
Pisos de salas de concertos e teatros com assentos fixos e estruturas de arquibancadas para concertos de música "hard pop".	$f_1 > 6,5Hz$
Estruturas de com assentos fixos e audiência cantando e oscilando lateralmente.	f_1 horiz > 2,5Hz

Tabela 5.3 - Limite inferior de freqüências fundamentais recomendadas para o projeto segundo o Documento 209 do CEB (1991)

Apresenta-se ainda o espectro da função da carga induzida pelos espectadores, sugerindo que é importante não só o primeiro harmônico como os harmônicos superiores. Reportando-se à literatura, sabe-se que do ponto de vista da possibilidade

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

de excitação da estrutura há interesse em harmônicos múltiplos da freqüência de excitação, até valor da ordem de 10 Hz, o que levaria a considerar até o terceiro harmônico da excitação.

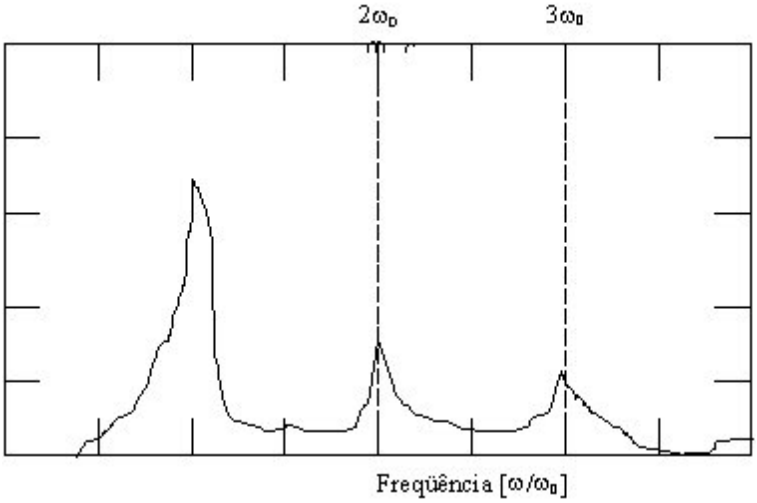


Figura 5.2 - Espectro de carga induzido por espectadores segundo o Documento do CEB 209 (1991)

Batista et al [20] (1991), e Prato, C. e Larson, C., [21] (1992), também apresentam valores para cargas de impacto e freqüências fundamentais, e excitação em função do tempo, respectivamente.

Devido a essa dificuldade de definição dos valores da excitação, a análise de estrutura passou a fazer uso de *softwares* específicos para a modelagem e solução dos problemas. Já em 1994, D'ambra, R. B. et al [16], utilizaram o software ANSYS para a análise numérica em elementos finitos da estrutura das arquibancadas do estádio de Huracán (Corrientes – Argentina), considerando duas alternativas de discretização da estrutura: pórtico plano formado por elementos de barra e pórtico espacial. Obteve-se no trabalho os modos naturais de vibração e respectivas freqüências.

Pode ser notado que a modelagem plana fornece freqüência fundamental mais baixa que a correspondente ao modo de flexão vertical da modelagem tridimensional, pois no primeiro caso não se considera o contraventamento lateral que impede os movimentos lateral e vertical. A consideração de discretização tridimensional permite ainda serem encontradas as primeiras freqüências de vibração correspondentes aos modos de vibração laterais.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

O problema das arquibancadas metálicas reutilizáveis e o efeito no comportamento dinâmico atualmente imposto às mesmas vem sendo amplamente discutido, haja vista a importância comercial e de segurança dos espectadores.

As atuais publicações técnicas que tratam de estruturas de arquibancadas reutilizáveis apresentam relatos de problemas de vibrações nessas estruturas, os quais têm sido induzidos por uma maior ou menor coordenação de movimentos do espectadores. Entretanto, até mesmo normas mais modernas como por exemplo o Eurocode 1, ainda assim especificam cargas dinâmicas como cargas estáticas, sugerindo que aquelas, quando atuando em arquibancadas, têm predominantemente uma característica estática, por exemplo, em eventos esportivos ou concertos musicais ao ar livre. Tais cargas dinâmicas induzidas podem levar a consideráveis amplitudes de vibração. Em algumas normas uma freqüência natural mínima de 7 Hz, por exemplo, é recomendada.

Vários testes de campo, modelagens e discretizações computacionais, resumem a influência do mero conceito de carga estática e a exigência relativa de rigidez para fixar exagerados valores de freqüência natural mínima, levando vários trabalhos a proporem combinações de freqüências naturais e/ou sistemas de amortecimento.

Vê-se que muitas normas não mencionam a possibilidade de problemas de excitação dinâmica. Entretanto, infelizmente, os problemas de vibração freqüentemente ocorrem durante o uso da arena e, no pior caso, as vibrações "imprevistas" podem levar à restrições de uso das arquibancadas e/ou medidas contra a expansão de suas dimensões.

Os atuais problemas com estruturas de arquibancadas devido a vibrações induzidas por espectadores são motivo de inúmeras pesquisas e publicações. Kasperski, M. [22] (1996), menciona tópicos como o comportamento da audiência, modelos de carregamento, efeitos por sensibilidade, geração de pânico e etc. Neste trabalho há ainda abordagem de diferentes freqüências em estruturas, variáveis com os níveis de amortecimento devido a presença passiva da audiência. Além disso, propõe-se que uma freqüência natural mínima de 7 Hz diminui o risco de insegurança nessas estruturas. Quanto ao conforto, apresentam-se faixas de pico de aceleração para diferentes atividades, bem como o uso pelos projetistas de absorsores passivos TMD (*tuned-mass-dampers*), dependentes das freqüências naturais do sistema, para reduzir o nível de vibrações.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Devido à dificuldade de se obter a sensibilidade dos parâmetros de amortecimento frente as freqüências naturais, o artigo propõe freqüências ótimas em função da capacidade de massa e coeficientes de amortecimento ótimo obtidos usando-se as fórmulas propostas. A título de informação, haja vista não fazer parte do escopo específico da dissertação, apresenta-se a formulação:

$$f_{opt} = \left(\frac{1}{1 + m_T / m_H} \right) * f_H \qquad (1.3)$$

$$D_{opt} = \sqrt{\frac{3(m_T / m_H)}{8\left(1 + m_T / m_H\right)^3}} \qquad (1.4)$$

onde: f_{opt} – freqüência ótima

f_H - freqüência natural do sistema;

m_H – massa do espectador;

m_T – massa do absorsor; e

D_{opt} – amortecimento ótimo

Apresenta-se ainda a possibilidade de obtenção da freqüência máxima de projeto, assumindo a ressonância de vibração dos harmônicos como:

$$a_{máx} = (2\pi f_e)^2 * (1+m_T/m_H)^2 * x_{máx} \qquad (1.5)$$

onde $x_{máx}$ sendo o deslocamento.

Assim, segundo o autor, tem-se um sistema ótimo de amortecimento combinado com estruturas de 3,5 Hz de freqüência natural, como forma de otimizar o desempenho da estrutura no combate aos problemas de conforto e segurança.

Conclui-se no trabalho que o uso, no projeto, de uma freqüência natural mínima de 3,5 Hz aliada ao uso do sistema de amortecimento seria o ideal para evitar

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

problemas dinâmicos. No entanto essa configuração seria mais adequada para estruturas de concreto de estádios esportivos.

Littler J. D. [23] (1996), em trabalho sobre medições de respostas dinâmicas de arquibancadas temporárias, aborda esse tipo de estrutura reutilizável e fornece respostas de arquibancadas à carregamentos dinâmicos através de testes de trabalho de campo empreendido pelo Estabelecimento de Pesquisa de Construção (‘*Building Research Establishment*’), no Reino Unido. Os testes foram realizados em 40 (quarenta) arquibancadas metálicas desmontáveis, onde 18 (dezoito) estavam ocupadas e foram monitoradas em uma grande faixa de eventos esportivos e concertos de música *pop*. As freqüências naturais dessas arquibancadas vazias apresentaram uma faixa de 1,8 a 6,0 Hz na direção lateral – *sway direction*, estando porém a grande maioria entre 3,0 e 5,0 Hz, sendo esta direção a mais crítica no que diz respeito a possibilidade de ressonância com as cargas aplicadas.

Significativas mudanças na freqüência natural foram observadas quando se carregaram as arquibancadas com pessoas. Os tipos de carregamento variam de um evento para outro. Em casos de eventos esportivos há alta freqüência dos componentes estruturais. Nos casos de *shows* de música, com movimentação rítmica no tempo das músicas, estas forçam a freqüência, sendo assim a resposta dominada pelos seus harmônicos. Alguns exemplos de respostas de diferentes características são apresentados no artigo. A capacidade de lotação variou de 243 a 3300 espectadores.

O autor não apresenta o estudo analítico dos resultados, porém o trabalho serviu para formular uma representação dinâmica para as normas de projeto de arquibancadas temporárias de aço a ser submetida ao *UK’S Institution of Structural Engineers* em outubro de 1995. No artigo de Littler J. D. [23] (1996) os objetivos principais são: medir as características dinâmicas das freqüências mais baixas dos modos de vibração das arquibancadas atualmente erguidas; e medir as respostas das estruturas sob carregamento de multidões e obter um melhor entendimento de como as arquibancadas se comportam e interagem com multidões. Assim poder-se-ia responder a questões fundamentais para o projeto e posterior otimização, tais como:

- As freqüências das arquibancadas existentes são suficientemente altas para que problemas de ressonância devido ao carregamento dinâmico sejam desconsiderados?;

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

- Há diferenças significativas nas cargas geradas por multidões que assistem a tipos diferentes de eventos? (caso haja diferenças, todas as arquibancadas deveriam ser projetadas para o pior caso possível de carregamento, mesmo quando usadas para um evento onde este tipo de carregamento não acontecerá?);
- Para as arquibancadas a massa da multidão é parte significativa da massa total? Como são alteradas as características dinâmicas quando estão carregadas?

Mede-se as características da estrutura em três direções ortogonais entre si: vertical, lateral – movimento de deslocamento horizontal quando olhado de frente (*sway*→ *side-to-side* = de lado a lado/horizontal) e da 'frente-para-trás' (*front-to-back*). Ao obter-se o espectro de resposta, os picos indicam as freqüências naturais, apesar de que uma curva teórica pode ser melhor ajustada quando se tem dados experimentais que fornecem valores de freqüência natural e amortecimento, sendo este motivo de investigação através da fixação da freqüência de vibração e monitoramento do decaimento da oscilação quando do desligamento dos aparelhos de excitação. Os modos de vibração também são determinados pela fixação dos vibradores para obtenção das freqüências e posterior movimentação do acelerômetro em torno da arquibancada para medir a resposta em várias posições.

Como já foi comentado, freqüência fundamental de arquibancadas vazias na direção lateral (*sway direction*) está na faixa de 1,8 Hz a 6,0 Hz, com a maioria das arquibancadas apresentando freqüências entre 3 Hz e 5 Hz. A freqüência na direção do movimento de frente para trás (*front-to-back*) está na faixa de 2,1 Hz a 10 Hz.

O estudo ressalta que em catorze arquibancadas de uma mesma companhia, com diferentes *layouts* de montagem e várias dimensões, porém com o mesmo método e dispositivos de montagem e construção, notou-se uma tendência de diminuição na freqüência natural de vibração com o aumento da altura da arquibancada, e diminuição da freqüência na direção lateral (*sway*), com redução das dimensões da arquibancada no sentido *front-to-back* – de 'frente-para-trás' na largura. Embora fosse uma tendência a freqüência correspondente ao modo de 'front-to-back' diminuir com a altura da arquibancada, isso era menos perceptível para o modo lateral (*sway direction*).

Observa-se também que algumas arquibancadas têm modos de vibração agindo como um único corpo, enquanto que outros tipos apresentam diferentes partes da mesma estrutura atuando independentemente. O último caso citado geralmente é

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

aquele onde são posicionadas as escadas nos blocos de assentos que ficam acima da abertura da escada. Sugere-se ainda que os valores de amortecimento para as freqüências fundamentais do modo de '*sway*' obtidos para as arquibancadas vazias é da faixa de 1 a 4% crítico.

Ainda em Littler, J. D.[23] (1996), há um estudo de monitoração das arquibancadas durante eventos, ou seja, carregada com espectadores para obter as respostas nas três direções no decorrer da duração do evento. Mostra-se, após as análises, que a multidão provoca alterações nas características de freqüência natural da estrutura.

Significativas mudanças aparecem nas freqüências horizontais naturais e há grande variação durante o evento, pois pôde ser obtida uma faixa de 1,7 Hz a 2,7 Hz com a estrutura cheia e espectadores sem movimentação, o que confere uma freqüência de excitação devida ao vento mas forçada pela massa dos espectadores, ou seja, o amortecimento do modo lateral de vibração foi maior com a arquibancada cheia do que no caso vazio, embora os dados de não-estacionaridade impeçam a quantificação disto. Este fenômeno de redução dos valores de freqüência e aumento de amortecimento foi limitado em outras arquibancadas temporárias.

Registra-se que os autoespectros obtidos de três direções ortogonais entre si, advindos dos acelerômetros em posições particulares, em arquibancadas utilizadas para consertos musicais com freqüência de batida da música de 2,03 Hz, apresentam a aceleração na direção lateral (*sway*) três vezes menor do que a aceleração na direção vertical e essa cerca de 70% maior que a aceleração na direção de frente para trás (*front-to-back*).

No entanto em outros casos com espectadores saltando e batendo palmas, produzem-se acelerações maiores na direção horizontal do que na vertical, e em alguns concertos a maior aceleração foi obtida na direção horizontal (*sway*), quando a multidão excitou a arquibancada verticalmente com saltos.

Ji, T. e Ellis, B. R., [24] (1994), sugerem como proposta de orientações de projetos que evite-se uma faixa de freqüência de 1,5 Hz a 3,5 Hz para multidões que, segundo o autor, é mais realista que os 2,8 Hz como limite máximo propostos por alguns outros autores.

Ainda em Ji, T. e Ellis, B. R., [24] (1994) há comentários a respeito de medições onde existem significativos carregamentos aplicados múltiplos inteiros das freqüências de, por exemplo, batidas da música, sugerindo que os três primeiros

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

termos de harmônicos devem ser incluídos como uma avaliação de segurança, o que faria a máxima freqüência vertical ser de 8,4 Hz (3 x 2,8 Hz), requerida a fim de evitar problemas de segurança causados por deslocamentos excessivos. Isto também foi proposto anteriormente por Ellis B. R., Ji, T. e Littler, J. D., [25] (1994).

No entanto notou-se que sob carregamento verticalmente aplicado podem ser produzidas grandes acelerações horizontais maiores que as verticais, sendo necessário em trabalhos futuros obter-se avaliação das cargas horizontais geradas pelas ações de salto e *stamping* (fixação das pontas dos pés, elevação dos calcanhares e posterior impacto no piso). Ellis, B. R., Ji, T. e Littler, J. D., [25] (1994), declaram que para cargas horizontais as freqüências fundamentais, tanto na direção lateral (*sway*) quanto na de frente-para-trás (*front-to-back*), devem estar fora da freqüência máxima de dança, e a iteração espectador/estrutura seria efetivamente inferior a esta freqüência para cargas de *stamping*.

Após essa longa exposição histórica, sugere-se que quando se projeta uma arquibancada metálica reutilizável e as análises de freqüência levam em conta a arquibancada vazia, uma freqüência de no mínimo 4 Hz deve ser buscada como ótima para evitar os problemas de ressonância devidos as cargas induzidas por multidões.

Quanto à sensibilidade de percepção humana ao movimento (conforto), a mesma está relacionada com a faixa de aceleração e não com os deslocamentos, até mesmo se a freqüência fundamental da arquibancada atingir o critério sugerido de 4Hz, pode ainda haver problemas de serviço se grandes acelerações ocorrerem. Ressalta-se ainda que diferentes tipos de eventos produzem diferentes tipos de carregamentos como exemplificam os estudos de Littler J. D. [26] (1999) e Ji, T. e Ellis, B. R. [27] (1999).

Em resumo, com o suporte destes estudos, haja vista terem sido acompanhadas e medidas 40 (quarenta) estruturas de arquibancadas metálicas reutilizáveis, testadas pelo BRE, com faixas de freqüência de 1,8 a 6,0 Hz, sendo a maioria entre 3 e 5 Hz e 40% apresentando freqüências naturais de 4Hz, esta freqüência foi sugerida como limite a ser obtido em um projeto para a sua melhor eficiência de conforto, segurança e economia em serviço. As freqüências verticais, as quais na grande maioria dos casos são irrelevantes para o problema de ressonância e conforto, vão de 2,1 a 10 Hz. Há ainda grandes mudanças na freqüência horizontal quando da arquibancada lotada, atingindo cerca de 40% a menos da faixa de freqüência da arquibancada vazia.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Mais recentemente Littler, J. D., [26] (1999), apresentou considerações quanto a seção de cargas sincronizadas de dança incluídas na norma britânica, mais especificamente a BS 6399: Part 2, e comparou as determinações do projeto desta com medições de campo. No mesmo trabalho o autor confronta as divergências entre os valores de projetos de freqüências naturais padronizadas em alguns códigos europeus, o que pode ser acompanhado na Tabela 5.4.

Norma	Freqüência natural vertical (Hz)	Freqüência natural horizontal (Hz)
BSI 6399 *	8,4	4,0
The UK's Guide to Safety at Sports Ground **	6,0	3,0
CEN 1998***	2,5	6,0

* 'British Loading Code'; ** Referindo-se ao 'The Dreen Guide' ('Scottish Office and Departament of National Heritage 1997'); *** 'The draft European standard on spectator facilities

Tabela 5.4 – Valores de freqüências naturais para projetos de alguns códigos europeus

Ji, T. e Ellis, B. R., [27] (1999), avaliaram o carregamento dinâmico produzido por espectadores em estruturas no Reino Unido. Neste trabalho resume-se alguns resultados de pesquisa no campo dos problemas dinâmicos em projetos de arquibancadas, fixando-se na possibilidade de vibrações excessivas durante os eventos, destacando-se inicialmente que a norma britânica indica dois procedimentos de dimensionamento: o de antecipação e resistência as futuras cargas dinâmicas e o de evitar efeitos significativos de ressonância.

Os autores observam que a segurança do sistema estrutural está relacionada com a iteração entre as características estruturais e as características do carregamento, e apresentam vantagens e desvantagens para o dimensionamento considerando freqüência limite, onde com relação as vantagens indicam a simplicidade de se trabalhar com apenas a avaliação de um parâmetro de otimização, não havendo necessidade do completo entendimento do carregamento aplicado ou do valor da resposta da estrutura a este tipo de carregamento.

Como desvantagens chamam a atenção para os seguintes fatos: a estrutura requerer um projeto de rigidez ótima para suportar todos os possíveis carregamentos, o que pode levar a um projeto estaticamente conservador, já que os projetistas e montadores não saberão que resposta a estrutura apresentará e nem a margem de segurança.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

São abordados ainda na pesquisa as ações humanas nas arquibancadas. São citados o código canadense (Canadian Code – National Research Council of Canada) na modelagem de corpo humano no que diz respeito à vibração estrutural, carregamento rítmico de multidões, faixa de freqüência de carregamento de 1,5 Hz a 3,5 Hz para indivíduos e 1,5 Hz a 2,8 Hz para um grupo de pessoas (referindo-se a Allen et al [54] (1985), BSI 1996), densidade de distribuição de carregamento, tipos de atividades de dança conduzidos e efeitos de carregamento produzido por multidões.

Os autores do artigo reconhecem que às medidas realizadas em campo devem ser adicionadas análises e projetos em elementos finitos, devido a serem os atuais projetos de engenharia das arquibancadas freqüentemente considerados como pórticos planos sujeitos apenas as cargas estáticas, o que pode produzir um projeto inseguro por causa da resposta dinâmica das arquibancadas ser negligenciada, assim como a preocupante vibração longitudinal.

E mais, o projeto pode ser subdimensionado ou conservativo por não considerarem-se a natureza tridimensional da estrutura (todos os pórticos trabalhando em conjunto) e a rigidez dos assentos, o que confere condição de se suporem incorretas e/ou incompletas as informações advindas do projeto plano. Ressalta-se ainda que enorme esforço computacional, até mesmo utilizando-se o MEF e máquinas de razoável capacidade, é necessário para, além das características 3D, considerar as cargas rítmicas de multidão, a modelagem da estrutura completa, composta de bem mais que cem mil graus de liberdade, e o tipo de análise passo a passo (iterativa) do método, na obtenção de uma ideal resposta dinâmica da estrutura.

Cita-se também o trabalho de Ji. T. e Ellis B. R. [28] (1997), sobre o uso do contraventamento para aumentar a rigidez e, por conseguinte, aumento da freqüência estrutural. Por fim alerta-se sobre a urgência e importância de serem realizados futuras pesquisas, a fim de verificarem se os conceitos apresentados para estruturas 2D, são também possíveis em modelagens numéricas em 3D.

Há no entanto um importante detalhe a ser acrescentado quanto a uma afirmação dos autores Ji, T. e Ellis, B. R., [27] (1999), de que em arquibancadas destinadas a eventos esportivos a movimentação dos espectadores “nunca é bem coordenada”. A afirmação não é representativa para o atual comportamento perfeitamente sincronizado de torcidas nos eventos esportivos, pois é público e notório a, hoje, quase que perfeita sincronia entre os espectadores durante os jogos de

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

futebol, voleibol e etc., ao ar livre, o que coloca todo e qualquer tipo de arquibancada temporária sujeita às ações dinâmicas, tanto de dança quanto de jogos.

Sugere-se pois que a já citada freqüência de 4,0 Hz seja a ideal para servir como variável de estado em uma possível otimização da estrutura.

5.2
Fundamentos

A idéia inicial era de reduzir o peso, supondo-se que a estrutura estaria superdimensionada, pois segundo informações fornecidas pelas empresas responsáveis, como não se considerava em seu cálculo a ação de cargas dinâmicas, possivelmente havia uma majoração do carregamento estático. No entanto realizou-se cálculo de verificação, levando-se em consideração o disposto nas normas NBR 6120/80 - Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações [50] (1980), que estabelece carregamento estático de 400 Kgf/m²(= 4000 N/m²) para este tipo de estrutura, e a NBR 8800/86 Projeto e Execução de Estruturas de Aço para Edifícios [55] (1986).

Observou-se que, para os estados limites últimos (também de utilização), as forças atuantes nas barras em algumas das arquibancadas analisadas estavam maiores que a capacidade resistente das mesmas. Assim, visando o correto dimensionamento da estrutura, realizou-se o dimensionamento considerando-se que os tubos pudessem ir a ruína por: Flambagem elástica, flambagem plástica, flambagem local das chapas e esmagamento com escoamento total da seção. Ficando estes estados verificados através da formulação presente na norma correspondente, e citada anteriormente, onde:

$$N_{rd} \geq N_{sd} \tag{5.1}$$

Sendo: N_{rd} = esforço resistente de cálculo; e

N_{sd} = esforço solicitante de cálculo;

Considerando-se um coeficiente de minoração para levar em conta as incertezas do material, a resistência de cálculo, tornou-se:

$$N_{rd} = \phi_c \, N_n \tag{5.2}$$

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Com

$$N_n = \rho\, Q\, N_e = \rho\, A_g\, Q\, F_y = \rho\, A_g\, F_{cr} \quad (5.3)$$

$$N_e = A_g\, F_y \quad (5.4)$$

Onde: ϕ_c = coeficiente de resistência;

N_n = resistência nominal;

Q = fator de redução que leva em consideração a flambagem local (aqui considerado igual a 1);

ρ = coeficiente de flambagem;

N_e = força normal de escoamento;

F_{cr} = (Q F_y) tensão crítica de instabilidade;

A_g = área bruta da seção resistente;

F_y = tensão limite de escoamento do material.

A formulação utiliza curvas múltiplas da Convenção Européia de Construções de Aço (ECCS – European Convention of Construction Steelworks), as quais consideram o efeito de tensões residuais e de pequenas excentricidades. Assim:

$$F_{cr} = Q\, Fy = (\pi^2\, E / \lambda_e^2) \quad (5.5)$$

Donde

$$\lambda_e = \pi\, (E / F_y)^{1/2} \quad (5.6)$$

Onde: λ_e = esbeltez de transição;

A esbeltez relativa λ_r é dada pela razão da esbeltez da peça (λ) e a esbeltez de transição. Sendo,

$$\lambda = K\, L / r; \quad (5.7)$$

onde: λ = esbeltez da peça;

K = coeficiente de rigidez (aqui igual a 1, ou seja, cada barra considerada rotulada em cada uma das extremidades);

L = comprimento de flambagem da peça; e

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

r = raio de giração da seção transversal.

A esbeltez relativa fica:

$$\lambda_r = \lambda / \lambda_e \tag{5.8}$$

Tem-se na norma, quatro curvas (a, b, c e d) obtidas através de dados experimentais, as quais são aproximadas por expressões que fornecem valores tabelados para a obtenção de parâmetro ρ. No caso dos perfis tubulares circulares das arquibancadas utilizam-se os dados referentes a curva “a”, dispostos na Tabela 4 da NBR 8800/1986 ([55] 1986).

Assim sendo, após a obtenção do valor de ρ, o procedimento de cálculo para encontrar a tensão limite de projeto, ou seja, a variável de estado da futura otimização, seguiu as linhas de cálculo a seguir:

$$\sigma_{sk} = N_{sk} / A_g \tag{5.9}$$

sendo

$$N_{sk} = N_{rd} / \gamma_f \tag{5.10}$$

Onde

σ_{sk} = tensão limite de projeto;

N_{sk} = esforço resistente de projeto;

A_g = área da seção resistente;

N_{rd} = esforço resistente de cálculo;

γ_f = coeficiente de ponderação para ações decorrentes do uso, sob ações variáveis em combinação normal (= 1,5).

Em resumo o procedimento de cálculo adotado é o descrito a seguir:

1º Calcula-se pela equação (5.6) a esbeltez de transição (λ_e);

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

2º - Através de modelagem e análise de estrutura da arquibancada sob sua solicitação imposta por norma, obtém-se o comprimento de flambagem (L) através de diversas avaliações de pares carga vs. λ (esbeltez) e o esforço solicitante (N_{sd});

3º - Calcula-se a esbeltez (λ) da peça através da equação (5.7);

4º - Calcula-se a esbeltez relativa (λ_r) pela equação (5.8);

5º- De posse do valor da esbeltez relativa, consulta-se a norma para a obtenção do coeficiente de flambagem (ρ), para este caso valores tabelados correspondentes a "Cuva a", ou seja, para tubos circulares;

6º- Obtém-se a resistência nominal N_n (equação. 5.3);

7º- Através da equação (5.2), obtém-se o esforço resistente de cálculo (N_{rd})

8º Com o uso da equação (5.10) encontra-se a resistência de projeto (N_{sk}), a qual fornece o maior valor de carga que a barra atual resiste;

9º Calcula-se então a Tensão de Limite Projeto (σ_{sk}) pela equação (5.9), a qual será a tensão máxima que atuará como restrição de projeto (variável de estado – SV) quando da futura otimização.

Este procedimento foi utilizado para a verificação da atual condição de sub-dimensionamento, (de acordo com os preceitos da norma) de ambas as estruturas, bem como para a já citada restrição de projeto.

O valor da força atuante em várias barras de uma das arquibancadas, identificada por MC1 (Seção 5.3.1) chegou a 16031 N (que resultava em uma tensão atuante de 62,1 MPa) , superior ao valor calculado máximo da resistência nominal suportada pelos elementos que é de 1533,04 N, o que fornece como restrição de projeto uma tensão de 46,35MPa. Para o caso da arquibancada AR1 (item 5.3.2), a tensão limite de projeto tem o valor de 94,89 MPa.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

5.3
Casos de estudo

As características gerais dos elementos da estrutura real, fornecidas pelos fabricantes e empresas montadoras estão listados na Tabela 5.5, onde.

- E = Módulo de Elasticidade;
- F_y = Tensão Limite de Escoamento;
- ν = Coeficiente de Poisson;
- DENS* = Densidade;
- D_i = Diâmetro externo do tubo i;
- e_i = Espessura da parede do tubo i;
- e_b = Espessura dos assentos
- G_{XY} = Módulo de Elasticidade Transversal

Tipo de Arquib.	**MC1**		**AR1**	
Caract.	**Aço**	**Madeira**	**Aço**	**Madeira**
E (Ga)	210	22,739	210	22,739
F_y (MPa)	250	82,90	250	82,90
ν	0,3	0,2	0,3	0,2
DENS* (Kg/m³)	7850	1143**	7850	1143**
D_1 (mm)	38,10	-	50,8	-
e_1 (mm)	3	-	3	-
D_2 (mm)	31,73	-	38,10	-
e_2 (mm)	3	-	3	-
D_3 (mm)	-	-	31,75	-
e_3 (mm)	-	-	3	-
D_4 (mm)	-	-	12.70	-
e_4 (mm)	-	-	1,5	-
G_{xy} (MPa)		850		850
e_b (mm)	-	20	-	20

** (madeira e estrutura secundária) Além da madeira ser considerada Maçaranduba, leva-se em conta também que o tablado tem função estrutural.

Tabela 5.5 – Propriedades das Arquibancadas

***** A densidade a qual o ANSYS se refere (DENS) é massa/m³, que é utilizada para montar a matriz de massa. Daí a densidade ser de 7850 Kg/m³. Esta densidade equivale a um peso específico de 7850Kgf/m³ ou 78500N/m³. Porém o parâmetro de entrada no ANSYS é a densidade e não o peso específico. Isto é, o ANSYS deveria usar o termo **massa específica** e não **densidade**, pois densidade é adimensional.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

5.3.1
Modelagem da arquibancada MC1

Figura 5.3 – Arquibancada MC1

Especificações Técnicas: Estrutura metálica tubular em 3D, formada por quadros tridimensionais cujas barras apresentam seção transversal e comprimentos padronizados. A estrutura encontra-se apoiada no solo. Os valores das constantes geométricas são os apresentados a seguir. A estrutura pode ser visualizada na Figura 5.3, ou através das modelagens subseqüentes.

- Módulo Padrão: comprimento de 2,10 m a 2,42 m, largura de 2,44 m, altura de um "cavalo" ou lateral, 1,20 m a 1,62 m. Banco, piso ou assento de comprimento igual a 2,10 m.
- Variações:
  - Postes : até 4,10 m;
  - Piso: capacidade para 3 ou 4 pessoas;
  - Comprimentos verticais: 2,27 m a 4,10 m
  - Cavalos: 1 a 3 degraus
  - Comprimentos totais: 29,80 m; 31,60 m; 33,00 m

Composição: 13 módulos, totalizando 31,60 m de comprimento, 4 faces laterais ou cavalos, com três degraus cada um, largura de 7,26 m e altura de 4,10 m;

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Capacidade: com 4 indivíduos por degrau, totalizava 624 indivíduos.

No trabalho aqui desenvolvido, considerou-se na modelagem quatro módulos dessa estrutura (48 assentos, com quatro pessoas por assento), comportando um total de 192 pessoas, segundo os dados fornecidos pela empresa responsável pela montagem.

As análises estática e dinâmica para a obtenção dos esforços atuantes, dos modos de vibração e freqüências naturais para a estrutura, respectivamente, forneceram os valores, indicados nas figuras dos campos de geometria, tensão, modos de vibração, a seguir. Aqui apresentam-se as características da modelagem em EF.
O modelo numérico inicial possui 734 elementos e 380 nós.

Dois tipos de elementos foram usados na modelagem. Para a estrutura metálica tunular utilizou-se o PIPE16 é um elemento uniaxial com tensão-compressão, torção, e capacidades de flexão. O elemento tem seis graus de liberdade em cada um dos dois nós: translações nas direções x, y, e z e rotações em torno dos eixos x, y, e z. Este elemento é baseado no elemento de viga tridimensional (BEAM4), e inclui simplificações devido a sua simetria e geometria de tubo padrão. Já para os assentos utilizou-se o elemento de casca SHELL63 tem ambas capacidades, flexão e de membrana. Cargas normais e cargas no plano são permitidas. O elemento tem seis graus de liberdade em cada nó: translações nas direções x, y, e z e rotações em torno dos eixos x, y, e z. Capacidades de tensão de rigidez e grandes deflexões estão incluídas. Uma opção de matriz de rigidez tangente consistente é disponível para uso em análises de grandes deflexões (rotação finita).

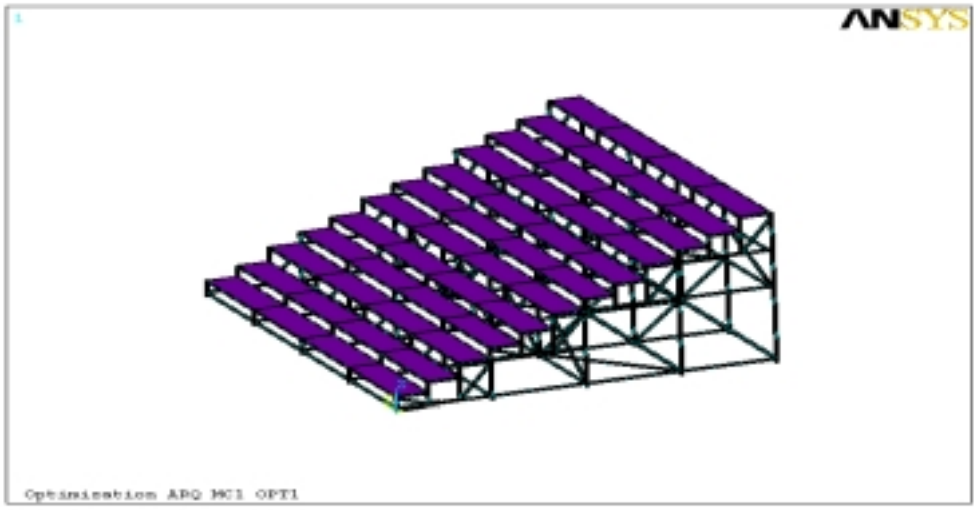


Figura 5.4– Arquibancada MC1 (isométrica)

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

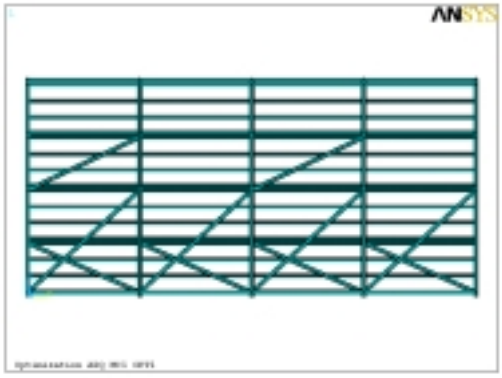


Figura 5.5– Arquibancada MC1_frente

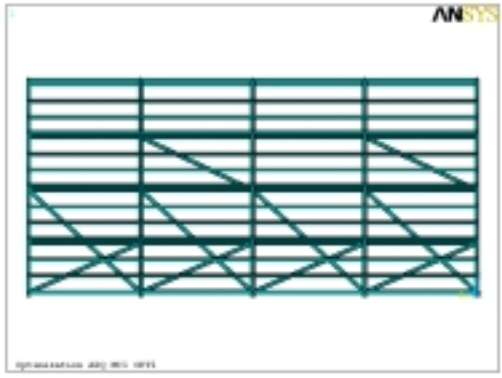


Figura 5.6– Arquibancada MC1 costas

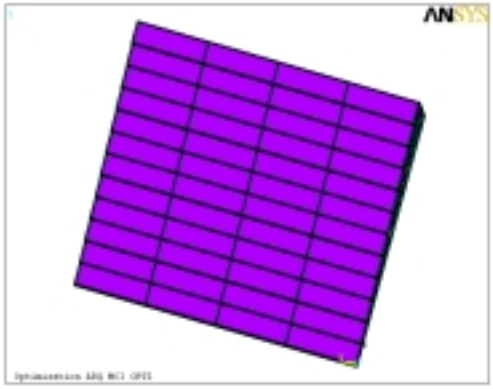


Figura 5.7– Arquibancada MC1_topo

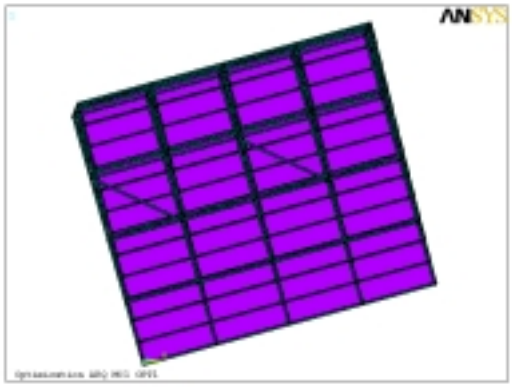


Figura 5.8– Arquibancada MC1_fundo

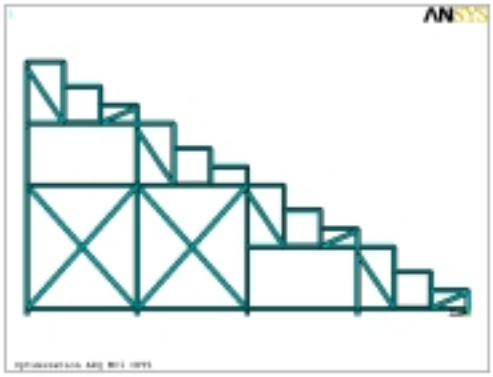


Figura 5.9– Arquibancada MC1_lateralE

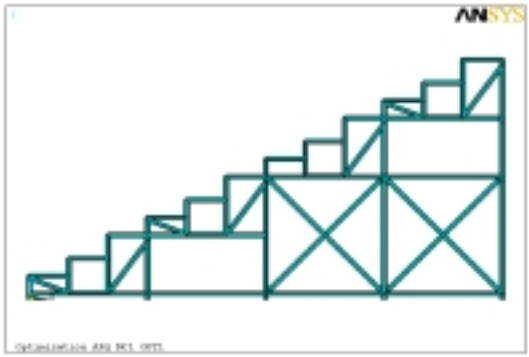
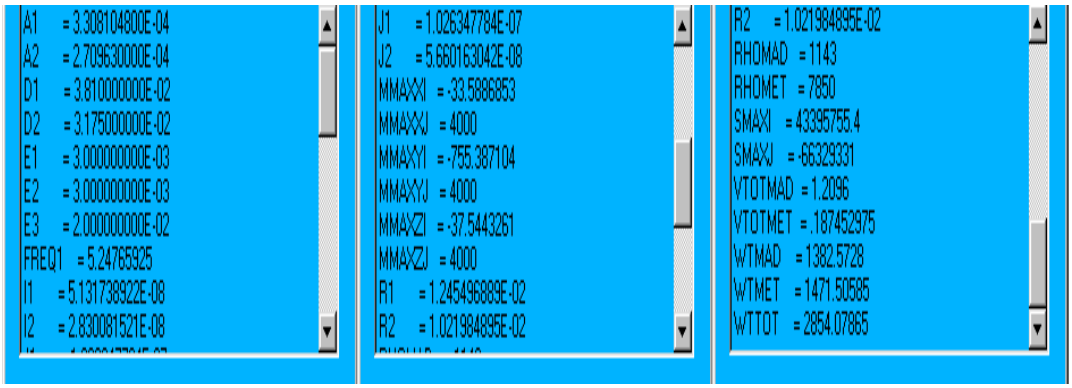


Figura 5.10– Arquibancada MC1_lateralD



* Para informação a respeito de quais barras estão relacionadas estes parâmetros verificar o anexo "Listagem dos modelos parametrizados MC1 e AR1"

Figura 5.11– Parâmetros escalares Iniciais no SI_MC1

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

5.3.1.1
Análises estática e dinâmica da arquibancada MC1

Após a parametrização do modelo e aplicação do carregamento (Ver seção 5.2 Fundamentos) na etapa de pré-processamento, utilizaram-se os módulos de solução e pós-processamento para se obter os resultados das análises estática e modal, apresentados a seguir, onde o valor da tensão atuante era superior ao valor máximo resistente de cálculo admitido para as barras:

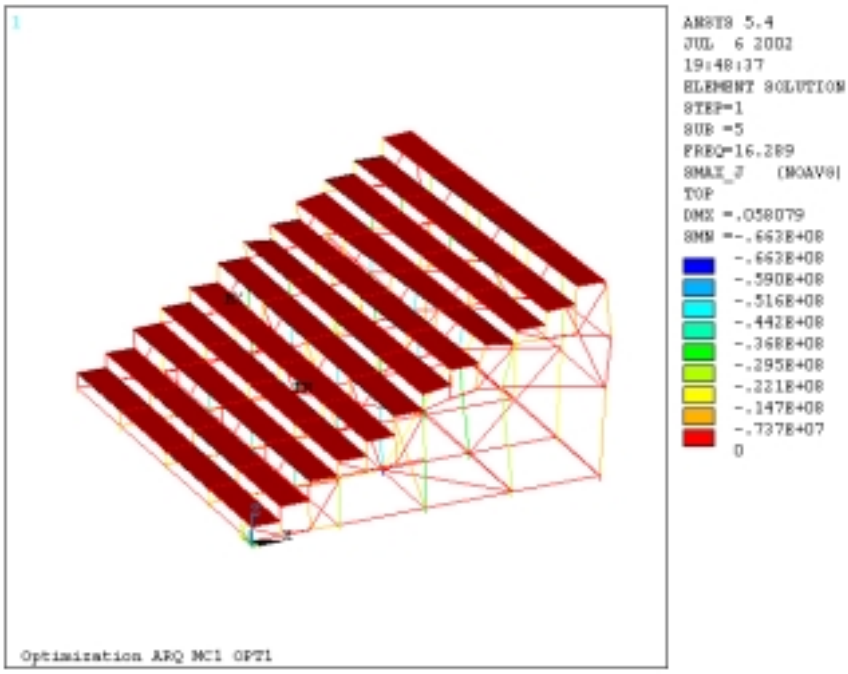
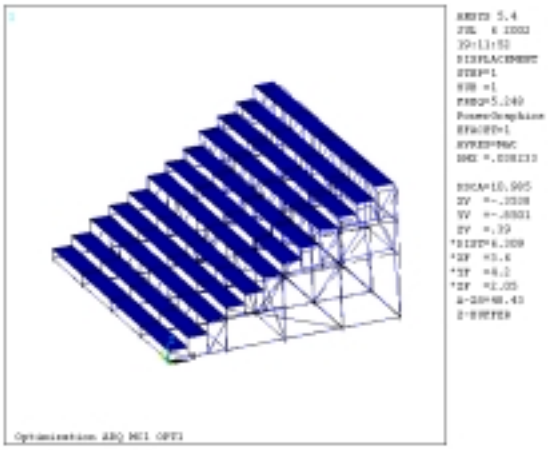
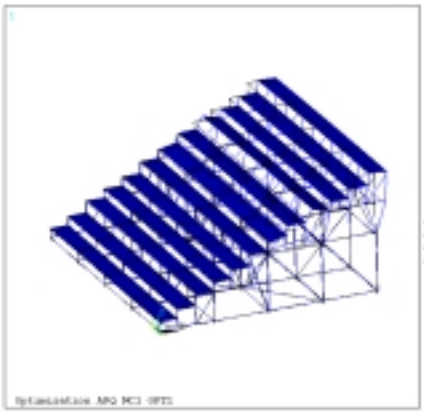


Figura 5.12 – Campo inicial de tensões antes da otimização_MC1

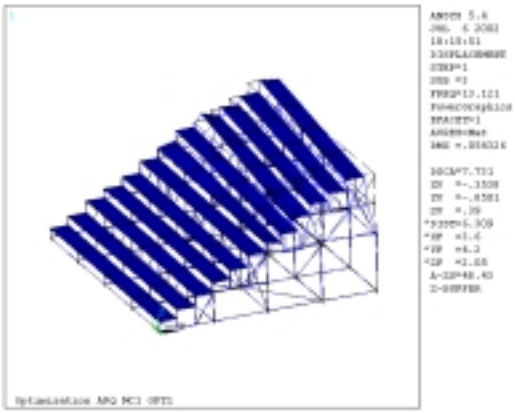


1º Modo de vibração_frente-para-trás_MC1

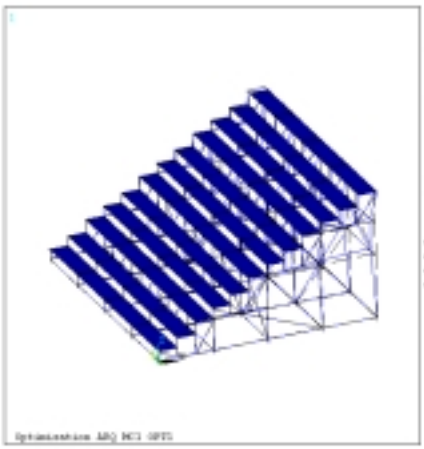
PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA



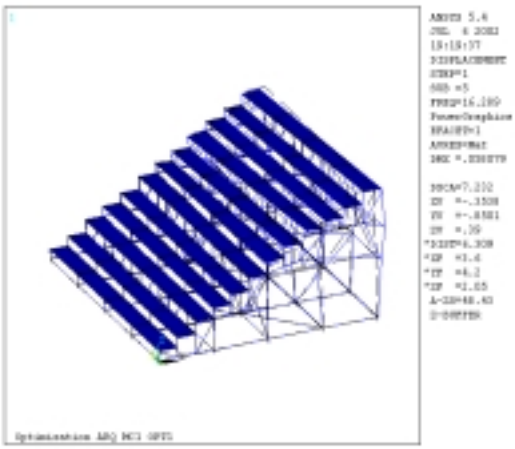
2º Modo de vibração_frente-para-trás_MC1



3º Modo_frente-para-trás torsional_MC1



4º Modo de vibração_frente-para-trás_MC1



5º Modo_frente-para-trás torsional_MC1

Figura 5.13 – Cinco primeiros Modos de Vibração_MC1

O valor da freqüência natural fundamental, e das demais freqüências dos modos correspondentes, pode ser acompanhadas na Tabela 5.6.

Modo de Vibração	**Freqüências (Hz)**
1	5,25
2	11,54
3	13,12
4	15,20
5	16,29

Tabela 5.6 – Freqüências Naturais

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

5.3.1.2

Otimização da estrutura MC1

1. Modelagem e análise inicial :

-Diâmetros e espessuras iniciais: $D_1 = 0{,}003810$ m com $e_1 = 0{,}003$ m

$D_2 = 0{,}003175$ m com $e_2 = 0{,}003$ m

(espessura da madeira do banco) $e_3 = 0{,}02$ m

Variáveis de Projeto	**Áreas (cm²)**
D_1 & e_1	A1 ≈ 3,31
D_2 & e_2	A2 ≈ 2,71

* Para informação a respeito de quais barras estão relacionadas estes parâmetros verificar o anexo "Listagem dos modelos parametrizados MC1 e AR1"

Tabela 5.7 – Correspondência_MC1

-Tipo de E.F usado: PIPE16 (elemento tridimensional tubular, com dois nós e seis graus de liberdade por nó – translações e rotações ao longo dos eixos X,Y e Z) e Shell 63 (elemento de casca, com seis graus de liberdade em cada nó - translações e rotações ao longo dos eixos X,Y e Z).

-Condições de apoio: Apoiada no solo.

-Massas iniciais: Madeira (WTMAT) = 1382,523 Kg;

Metal (WTMET) = 1471,506 Kg

Total (WTTOT) = 2854,079 Kg

2. Módulo de Otimização:

Variáveis de Projeto (DV's): (D_1), (e_1), (D_2), (e_2) e ($e_3 = e_b$)

Limites de projeto:

Variáveis de Projeto (DV'S)	**Limites de Projeto**	
	Valor mínimo (m)	**Valor Máximo (m)**
D_1	0,02540	0,05080
e_1	0.00225	0,00475
D_2	0,02540	0,03175
e_2	0.00225	0,00375
e_3	0,012	0,025

Tabela 5.8 – Limites Comerciais das variáveis de projeto_MC1

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Tolerância = 0,0001 (maior valor de mudança que uma variável sofre antes da convergência do problema).

Variáveis de Estado (SV's): SMAXI, SMAXJ (tensões admissíveis de projeto no início e final (nós i e j) dos elementos de barra) e FREQ (Freqüência Natural Fundamental):

Limites de projeto:

TENSÕES

Valor de compressão = -46.350.000 N/m²; e

Valor de tração = 46.350.000 N/m²;

Tolerância = 0,001 (maior valor de mudança que uma variável sofre antes da convergência do problema).

FREQÜÊNCIA

Valor mínimo = 4 Hz; e

Valor máximo = 7 Hz*;

*O limite superior de 7 Hz foi fornecido apenas como limite superior da faixa de variação, valor esse que é indicado pela bibliografia como um valor econômico, o que não impede as estruturas de terem freqüências mais altas, pois isto seria melhor do ponto de vista da segurança;

Função objetivo: Massa (WTTOT)

Tolerância de 1 Kg.

Método de Otimização: "First-Order"

Número máximo de Iterações: 45

DELTA: 0.2 (diferença percentual à frente aplicada a faixa da variável de projeto usada para computar o gradiente).

Resultados da Otimização:

Projeto Ótimo: (tempo de CPU = 30 minutos 50 segundos, 41º projeto em 43º iterações). Aqui ressalta-se que o tempo diz respeito apenas ao trabalho computacional do módulo de otimização no modo iterativo.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

-Massa (Kg); Diâmetros (m), espessuras (m) e Freqüência (Hz) ótimos; Tensões máximas (N/m²), ver Tabela 5.9 ou Figura 5.14.

Parâmetros da Otimização	Valores Ótimos	Comercial
D_1 (m)	0.04445	44,45 mm
e_1 (m)	0,00375	3,75mm
D_2 (m)	0,02540	25,40mm
e_2 (m)	0,00225	2,25mm
e_3 (m)	0,012	12mm
SMAX (N/m²)	44.024.293,3	-
FREQ (Hz)	5,33	-
WTOT (Kg)	2.599,82	2.600

Tabela 5.9 – Parâmetros Otimizados_MC1

A evolução dos parâmetros envolvidos, e o valor final das demais variáveis dependentes daqueles, podem ser acompanhados nas figuras a seguir.

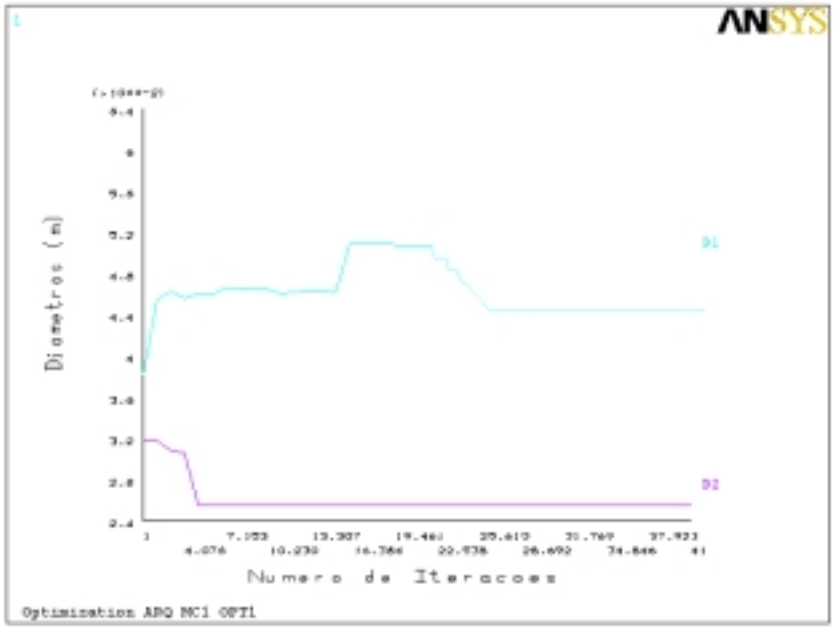


Figura 5.14 – Evolução dos Diâmetros_MC1

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

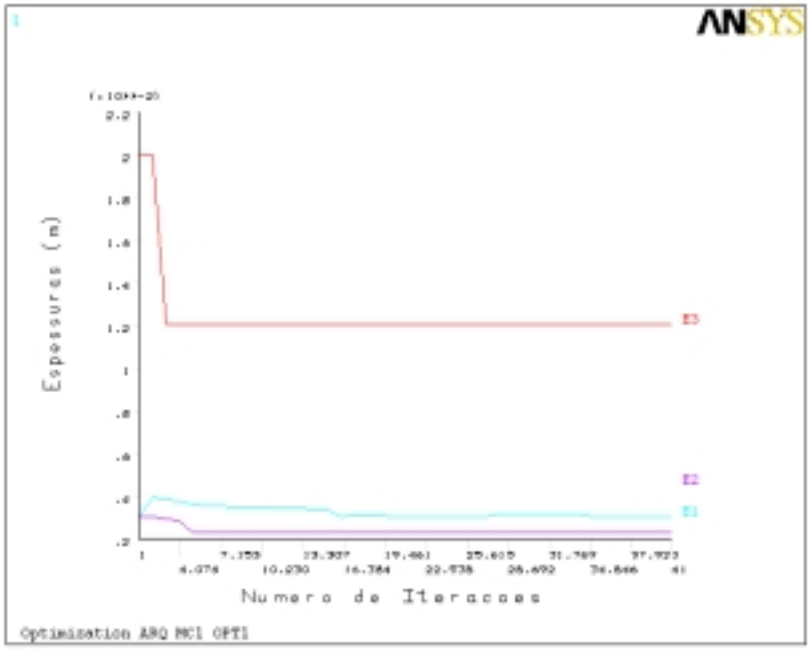


Figura 5.15 – Evolução das Espessuras_MC1

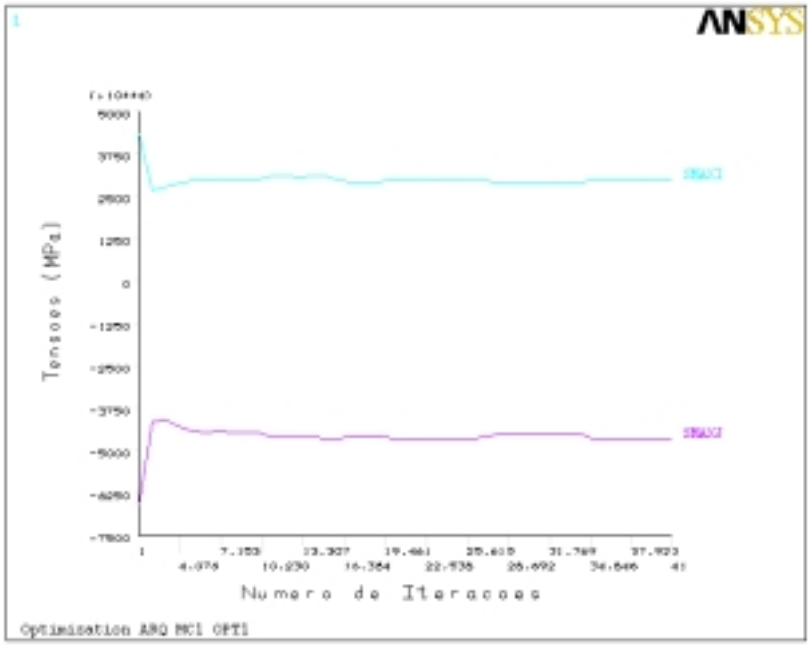


Figura 5.16 – Evolução das Tensões (SV's)_MC1

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

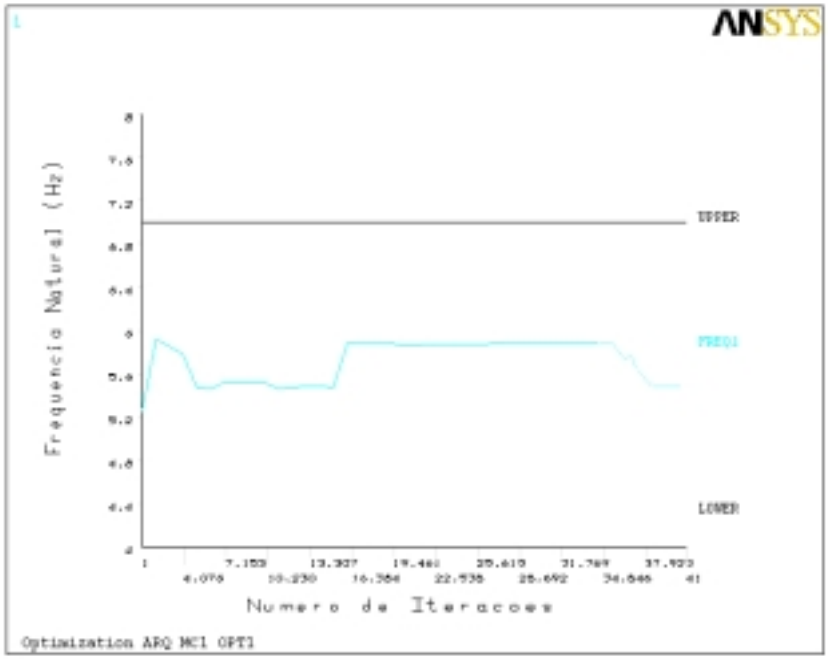


Figura 5.17 – Evolução da Freqüência Natural Fundamental_MC1

Modo de Vibração	Freqüências (Hz)
1	5,33
2	15,46
3	15,96
4	16,91
5	19,31

Tabela 5.10 – Freqüências Otimizadas_MC1

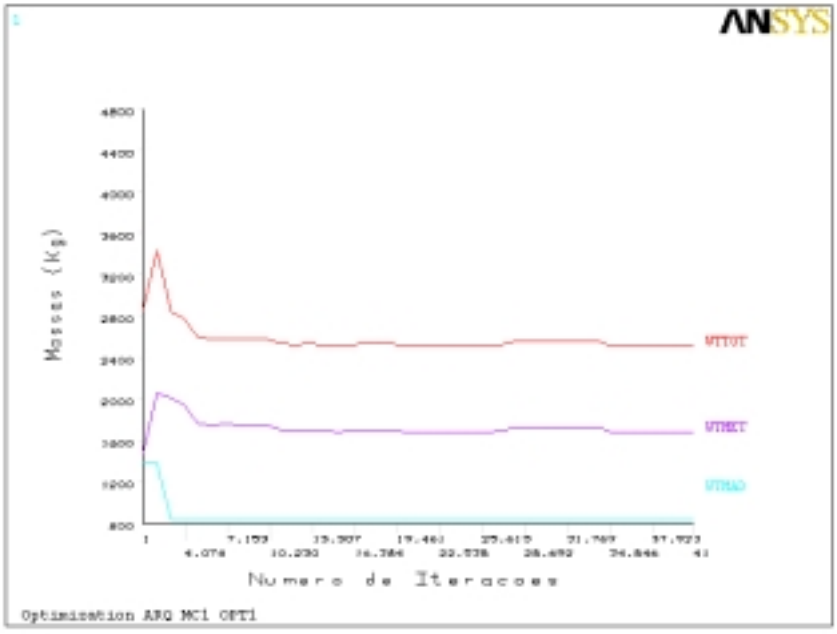
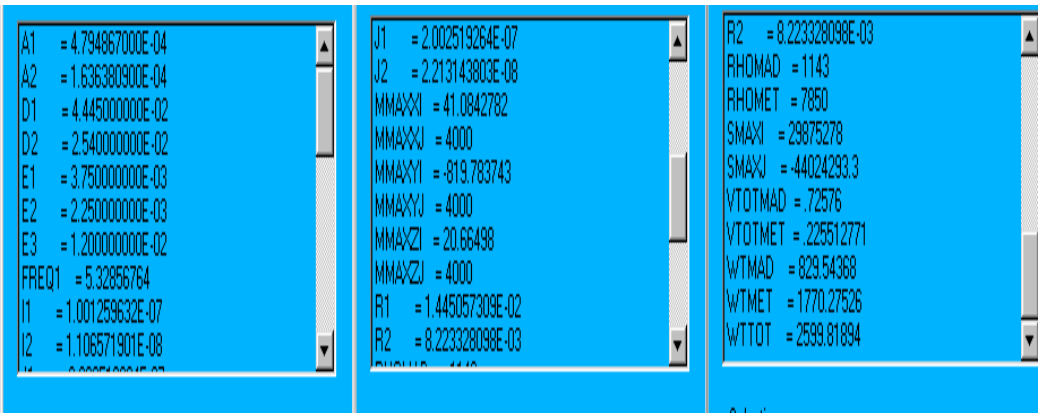


Figura 5.18 – Evolução da Função Objetivo (WTOT)_MC1

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA



* Para informação a respeito de quais barras estão relacionadas estes parâmetros verificar o anexo "Listagem dos modelos parametrizados MC1 e AR1"

Figura 5.19 – Parâmetros escalares otimizados no SI_MC1

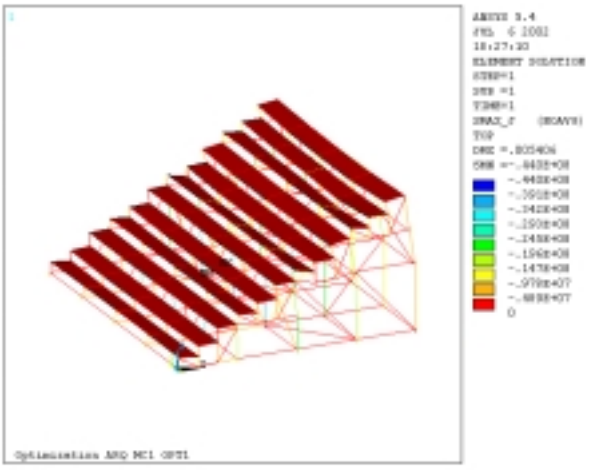


Figura 5.20– Campo de tensões finais_MC1

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

5.3.1.3

Análise e discussão: Caso MC1

A otimização forneceu os valores adequados das seções transversais dos elementos estruturais, o nível de tensão foi mantido dentro do valor de restrição e a freqüência natural fundamental foi mantida acima do valor de 4 Hz, ou seja, fora da faixa crítica de ressonância.

Observa-se que o peso total da estrutura sofreu redução devido a diminuição da contribuição da madeira (WTMAD) ao peso total. O peso da estrutura metálica (WTMET) aumentou, logicamente para se adequar ao nível de tensão normalizado, haja vista antes do cálculo estático a estrutura apresentar-se subdimensionanda.

As áreas das seções transversais dos tubos que antes apresentavam valores de 3,308 cm² e 2,710 cm² insuficientes para resistir as solicitações estáticas, após a otimização apresentam os valores de 4,795cm² e 1,636 cm². Quanto à freqüência natural fundamental, para atingir o dimensionamento ótimo o algoritmo praticamente manteve a mesma freqüência já que o valor inicial era de 5,25 Hz e o otimizado de 5,33 Hz .

Conclui-se para esta análise que o problema principal foi o do dimensionamento estático ótimo, enquanto que a freqüência natural da estrutura, após análise dinâmica, apresentava desde o início valor fora da faixa crítica. Ressalta-se ainda que o valor ótimo de tensão máxima que orientou o projeto foi obtido com base em análise estática preliminar da estrutura no ANSYS.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

5.3.2
Modelagem da Arquibancada AR1

Figura 5.21 – Arquibancada AR1

Especificações Técnicas: Estrutura Metálica tubular em 3D, formada por quadros tridimensionais cujas barras apresentam seção transversal e comprimentos padronizados. A estrutura encontra-se apoiada no solo. Os valores das constantes geométricas são os apresentados a seguir. A estrutura pode ser visualizada na Figura 5.21, ou através das modelagens subseqüentes.

Módulo Padrão: Estrutura metálica de barras com comprimentos variáveis e tablado de assento em madeira, com comprimentos de 2,30 m. O módulo possui 12 degraus com cada degrau medindo 40 cm de altura.;

Capacidade: com 4 a 5 indivíduos por assento, totalizando por módulo 60 indivíduos.

No trabalho aqui desenvolvido, considerou-se na modelagem quatro módulos dessa estrutura.

O modelo inicial apresenta 950 elementos e 530 nós.

As análises estática e dinâmica para a obtenção dos esforços atuantes, dos modos de vibração e freqüências naturais para e estrutura, respectivamente, forneceram os seguintes valores, que podem ser visualizados nas figuras dos campos geometria, tensão e modos de vibração. Aqui apresentam-se as características da modelagem em EF.

Dois tipos de elementos foram usados na modelagem. Para a estrutura metálica tunular utilizou-se o PIPE16 é um elemento uniaxial com tensão-compressão, torção, e capacidades de flexão. O elemento tem seis graus de liberdade em cada um dos dois nós: translações nas direções x, y, e z e rotações em torno dos eixos x, y, e z. Este elemento é baseado no elemento de viga tridimensional (BEAM4), e inclui simplificações devido a sua simetria e geometria de tubo padrão. Já para os assentos utilizou-se o elemento de casca SHELL63 tem ambas capacidades, flexão e de membrana. Cargas normais e cargas no plano são permitidas. O elemento tem seis graus de liberdade em cada nó: translações nas direções x, y, e z e rotações em torno dos eixos x, y, e z. Capacidades de tensão de rigidez e grandes deflexões estão incluídas. Uma opção de matriz de rigidez tangente consistente é disponível para uso em análises de grandes deflexões (rotação finita).

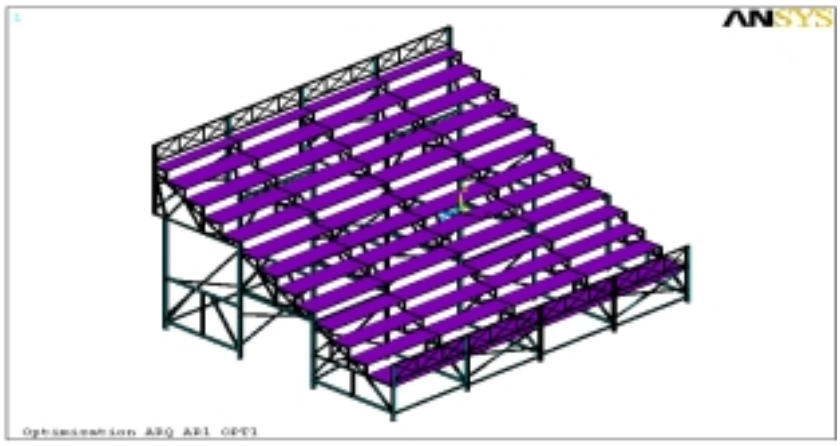


Figura 5.22– Arquibancada AR1 (isométrica)

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

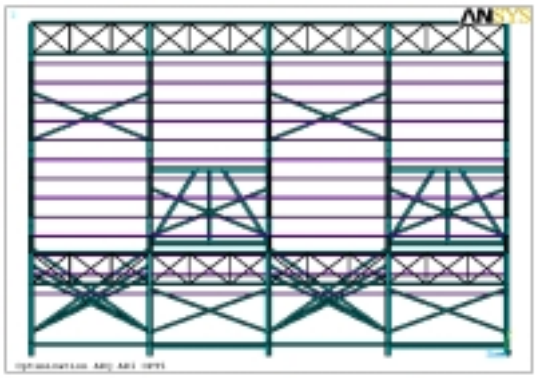


Figura 5.23– Arquibancada AR1_frente

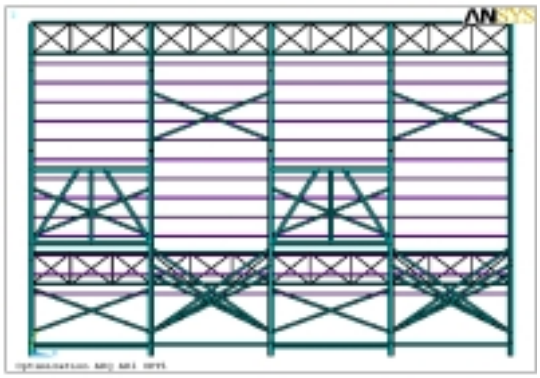


Figura 5.24– Arquibancada AR1_costas

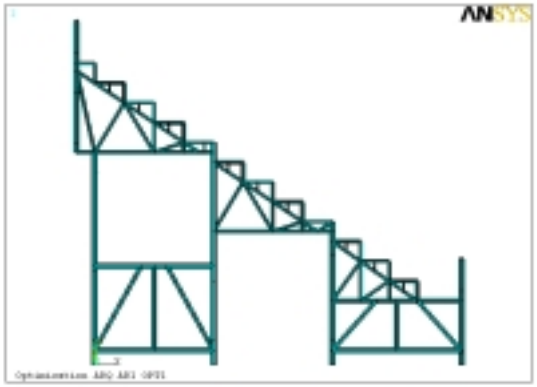


Figura 5.25– Arquibancada AR1_lateralE

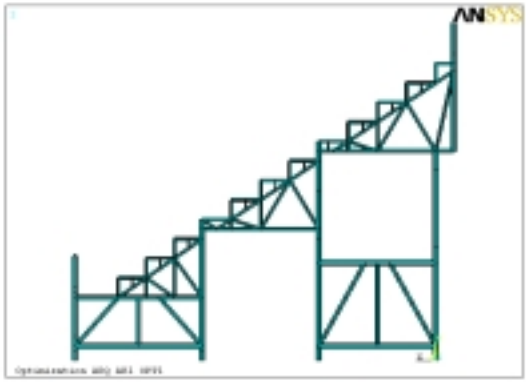


Figura 5.26– Arquibancada AR1_lateralD

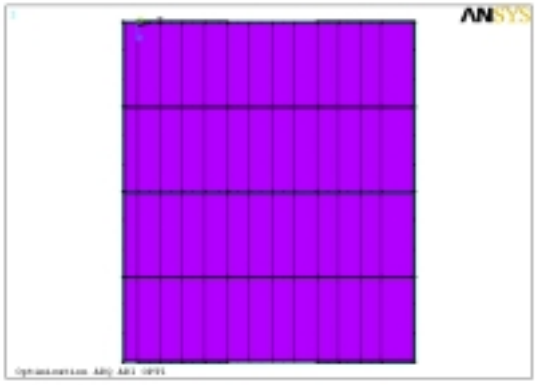


Figura 5.27– Arquibancada AR1_topo

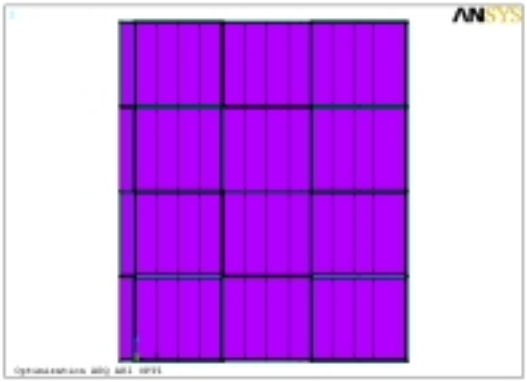
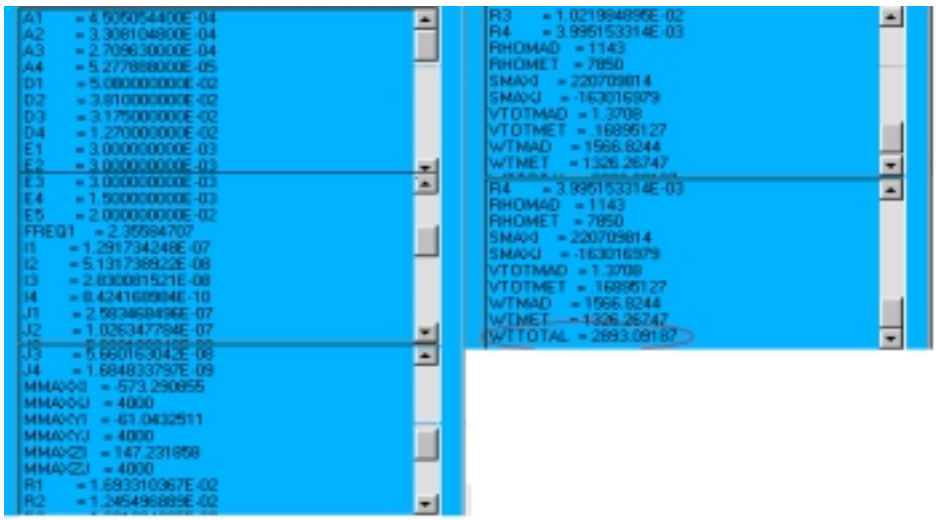


Figura 5.28– Arquibancada AR1_fundo

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA



* Para informação a respeito de quais barras estão relacionadas estes parâmetros verificar o anexo "Listagem dos modelos parametrizados MC1 e AR1"

Figura 5.29– Parâmetros escalares Iniciais no SI_AR1

5.3.2.1
Análises estática e dinâmica da arquibancada AR1

Após a parametrização do modelo e aplicação do carregamento característico (Ver seção 5.2 Fundamentos) na etapa de pré-processamento, utilizaram-se os módulos de solução e pós-processamento para se obter os resultados das análises estática e modal, apresentados a seguir, onde o valor da tensão atuante era superior ao valor máximo resistente de cálculo admitido para as barras:

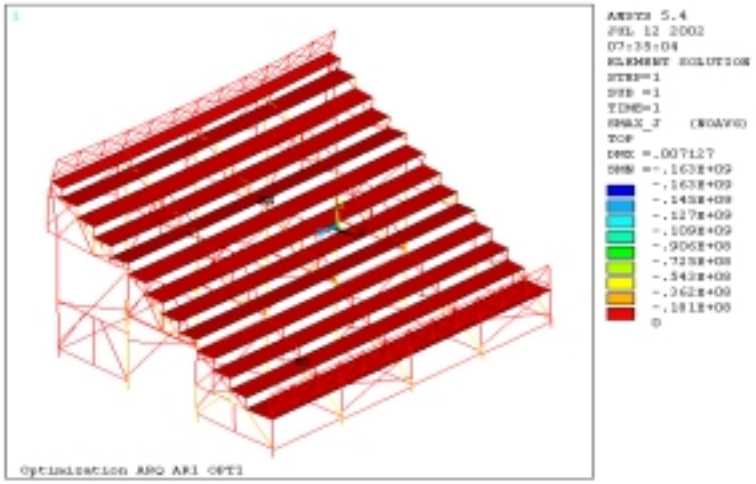
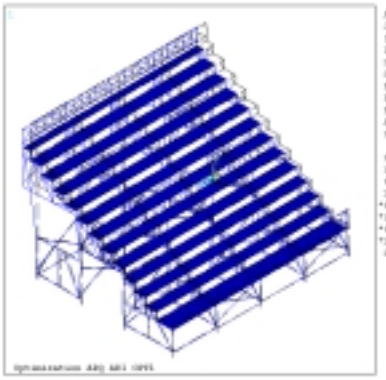
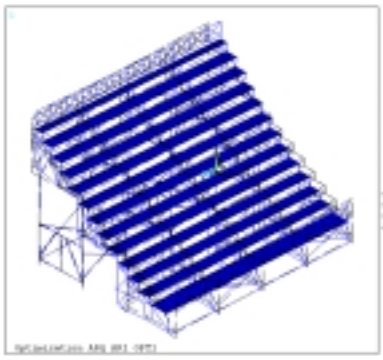


Figura 5.30 – Campo de tensões antes da otimização_AR1

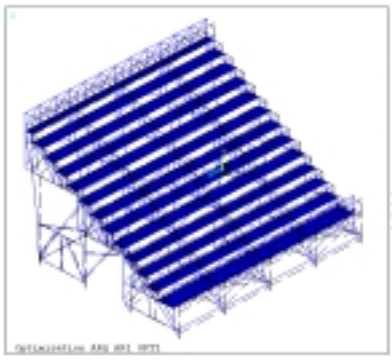
PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA



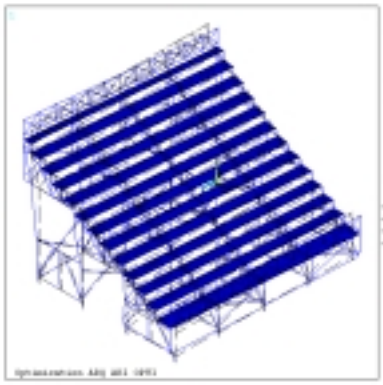
1º Modo de vibração_lateral (*sway*)_AR1



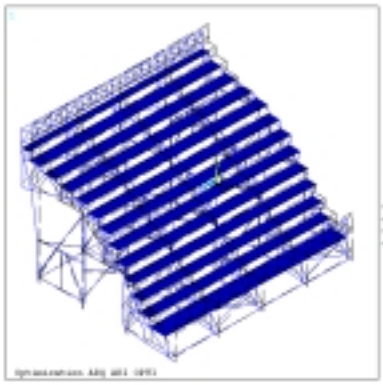
2º Modo de vibracão lateral cisalhante_AR1



3º Modo de vibracão frente-para-trásAR1



4º Modo de vibração_lateral cisalhante_AR1



5º Modo de vibração_vertical_AR1

Figura 5.31 – Cinco primeiros modos de vibração_AR1

O valor da Freqüência Natural Fundamental, e das demais freqüências dos modos de vibração correspondentes, pode ser acompanhados na Tabela 5.11.

Modo de Vibração	**Freqüências (Hz)**
1	2,36
2	4,43
3	4,44
4	5,97
5	6,70

Tabela 5.11 – Freqüências Naturais_AR1

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Aqui a freqüência natural fundamental apresenta-se perigosamente menor que 4 Hz, o que sugere um comportamento dinamicamente comprometedor, haja vista a freqüência encontrar-se dentro da faixa crítica de proximidade do fenômeno de ressonância.

5.3.2.2

Otimização da estrutura AR1

A estrutura em questão apresentou freqüência natural fundamental dentro de faixa crítica possível de ressonância. Ao realizar-se o procedimento normal de otimização com as restrições descritas nos itens subseqüentes, o algoritmo convergiu para um projeto que satisfez as restrições estáticas de tensões, porém não atingiu a faixa de freqüência ótima de projeto (4 Hz – 7 Hz), ou seja, a concepção da estrutura da arquibancada não permitiu, apenas com as variáveis de projeto escolhidas, isto é, os diâmetros e espessuras da seção transversal, alcançar um projeto ótimo. Tal fato sugeriu que o projeto inicial não comportaria a otimização com restrição de freqüência, ou seja, para o problema em questão, tinha-se um projeto "impossível" de ser otimizado dentro das restrições impostas.

Embora de difícil solução, esta singularidade é corriqueiramente encontrada na prática, pois é comum ao modelar-se, ou realizar-se testes de campo em arquibancadas projetadas anteriormente sem verificação prévia das freqüências naturais, deparar-se com a quase impossibilidade de elevar as freqüências naturais apenas com o aumento de seções transversais. Partiu-se para a bibliografia especializada que aborda o assunto. Assim foi possível constatar que o sistema estrutural de contraventamento, além de ser relevante nas corriqueiras análises estáticas, possui importância fundamental nas características dinâmicas das arquibancadas reutilizáveis. Foi necessário, portanto, estudar com profundidade o contraventamento, pormenorizando sua contribuição e distribuição com relação aos respectivos efeitos de vibração e segurança estrutural, realizando então dois processos de otimização.

Em trabalho de Ji,. T. e Ellis, B. R., [28] (1997) aborda-se o problema de sistemas efetivos de contraventamento para arquibancadas temporárias. Neste observou-se que o sistema de contraventamento quando da necessidade de suprir a estrutura com freqüências laterais acima de 4 Hz, é de fundamental importância,

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

sendo comprovada em estudo posterior ao trágico desabamento “inesperado” de uma grande arquibancada na Córsega em maio de 1992, onde se constatou que o motivo foi o contraventamento insuficiente para afastar a estrutura da faixa de ressonância. Assim, o artigo apresenta um estudo que sugere cinco critérios para o projeto de disposição, inclusão e/ou re-arranjo do sistema de contraventamento, visando o aumento de rigidez e, por conseguinte, aumento da freqüência natural fundamental.

Os exemplos modelados, para conferir os conceitos propostos, foram realizados para quadros planos de grandes estruturas de arquibancadas (arenas), com, por exemplo, 10,5 m x 10,5 m de área (7 vãos de 1,5 m em comprimento e altura) ou quadros de 28,8 m de comprimento e 9 m de altura. Há também referência ao caso de estruturas de 37,5 m x 10,6 m, ou também 28,8m x 9m. As modelagens e análise dinâmicas para obter os modos de vibração, foram realizados com o pacote de elementos finitos LUSAS.

Em todos os casos apresentados as freqüências originais antes da otimização estavam na faixa de 1,31 Hz à 2,8 Hz, tanto considerando-se as ligações entre as barras (conectores entre as barras) como rígidas quanto rotuladas. As otimizações apresentadas com nova disposição de contraventamento, seguindo os cinco critérios propostos conseguiram elevar os níveis de freqüências fundamentais naturais para dentro da faixa de 3,14 Hz à 3,68 Hz. Ganhos significativos, porém ainda abaixo da faixa de freqüência ótima de 4 Hz à 7 Hz para se evitar totalmente o risco de ressonância, quando da aplicação das cargas dinâmicas induzidas por espectadores.

Os cinco critérios propostos para estruturas bi-dimensionais são:

1. As barras de contraventamento devem ser conectadas em pavimentos diferentes, sempre do topo para a base da arquibancada;
2. As barras de contraventamento de pavimentos diferentes devem, se possível, ser conectadas diretamente;
3. As barras de contraventamento devem compor um alinhamento direto sempre que possível;
4. Barras de contraventamento de vãos adjacentes devem unir-se diretamente quando possível;
5. Caso sejam adicionadas barras de contraventamento ao sistema, sua disposição deve seguir os quatros critérios anteriores.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

A formulação que sustenta os critérios propostos parece ser baseada na rigidez estática de sistemas reticulados e, no intuito de facilitar o entendimento, é descrita a seguir, pois a rigidez estática de uma estrutura em uma dada direção pode ser considerada como o menor valor entre as rigidezes de todos os pontos, ou seja:

$$K_s = \min \{k_1, k_2, ..., k_j, ..., k_n\} \quad (5.1)$$

onde
K_s = rigidez estática;
k_j = rigidez pontual do j-ésimo nó;
n = o número de nós da estrutura;

Sabe-se do cálculo matricial de estruturas que a rigidez pode ser expressa como o inverso do deslocamento máximo induzido por uma força unitária na direção do carregamento, ou seja,

$$(K_s)^{-1} = \text{máximo } \{u_1, u_2,....u_j,....,u_n\} \quad (5.2)$$

onde
u_j = deslocamento na direção da carga no j-ésimo nó, onde uma força unitária é aplicada.

Tem-se que o ponto crítico é na localização do nó que apresenta o deslocamento máximo. Para muitas estruturas submetidas a apenas carregamento estático o ponto crítico é facilmente identificado. É o caso de vigas engastadas em uma das extremidades e livres na outra, onde o nó do fim do balanço será o ponto crítico, ou o caso de placas retangulares simplesmente apoiadas, cujo o ponto crítico é o centro da placa, ou ainda no caso de estruturas reticuladas planas apoiadas na base, onde o ponto crítico para um carregamento horizontal aplicado é um nó de topo.

Assim no caso de arquibancadas, considerando-se os vários pórticos planos que as compõem, ou seja, estruturas formadas por barras e conectores (rotuladas) que consistem de M barras e *n* e conexões rígidas, sem limitações de *layout* e arranjo das barras, para avaliar rigidez estática aplica-se uma força unitária nas direções requeridas no ponto crítico da estrutura. Disto, o deslocamento no ponto crítico e as

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

forças internas nas barras podem ser obtidos resolvendo-se um sistema de equações de equilíbrio. Já o trabalho externo originado pelas forças nodais é considerado a metade do produto da força pelo deslocamento correspondente Δ.

Logo,

$$W_E = 0{,}5*1*\Delta \tag{5.3}$$

Onde

W_E = trabalho das forças externas;

Δ = deslocamento correspondente.

1 = valor da força nodal

Conseqüentemente, haverá outras forças nas várias barras, i.é., N_i (i = 1,2,...M) que equilibram as forças externas. Já o trabalho originado pelas forças internas nas barras é igual a metade da soma do produto da componente da força individual N_i pelo alongamento/encurtamento δ. Daí

$$W_i = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{M} N_i\delta_i = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{M}\frac{N_i^2 L_i}{E_i A_i} \tag{5.4}$$

onde

Ni = componente da i-ésima força individual;

δ_i = deformação do i-ésimo elemento;

L_i = comprimento do elemento (barra);

A_i = Área da seção transversal do i-ésimo elemento; e

E_i = Módulo de Elasticidade do i-ésimo elemento;

Tem-se de acordo com a definição de rigidez estática que esta é o inverso do deslocamento, ou seja,

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

$$K_S = \frac{1}{\sum_{i=1}^{M} \frac{N_i^2 L_i}{E_i A_i}} = \frac{1}{\sum_{i=1}^{M} N_i^2 f_i} \tag{5.5}$$

O único termo não citado anteriormente, f_i, é a flexibilidade conhecida do i-ésimo membro, dada por:

$$f_i = L_i/(E_i A_i) \tag{5.6}$$

Nota-se que para se obter uma possível maior rigidez estática de uma estrutura reticulada, pode ser montado um problema de otimização. Porém, uma aproximação mais prática é maximizar K_s, maximização esta alcançada da minimização do somatório presente no denominador da segunda igualdade na equação (5.5), ou seja:

$$\sum_{i=1}^{M} N_i^2 f_i \tag{5.7}$$

As características típicas dos termos componentes desses somatórios geralmente são:

- $f_i > 0$;
- N_i pode ser nulo;
- $N_i^2 \geq 0$ (caso a barra esteja tracionada ou comprimida)

Então vê-se que uma otimização que vise a minimização do somatório (equação 5.7) pode ser obtida através de duas soluções simples:

- tanto quanto possível os componentes de força devem ser zero;
- nenhum componente de força deve ser muito maior que os outros.

Nota-se que ambas as soluções não são completamente compatíveis, no entanto correspondem a dois conceitos de engenharia estrutural: caminho direto de força e distribuição uniforme de força.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Sobre o conceito de caminho direto de força, se muitos membros de uma estrutura estiverem sujeitos a um carregamento específico e apresentarem força zero, a carga é transmitida aos apoios da estrutura sem “passar” por esses membros, ou seja, a carga “percorre” uma distância menor ou segue um caminho de força direto aos apoios. O que sugere que uma boa disposição fornece “caminhos de força” mais curtos ou que resultem em caminhos diretos de força do ponto de aplicação da carga até os apoios. Assim um caminho de força mais curto ou direto resulta em um maior rendimento dos apoios da estrutura e em uma maior rigidez estática para sistemas reticulados.

Já no conceito de distribuição de força uniforme, caso nenhum valor de N_i^2 tenha um magnitude significativamente maior em relação aos demais, significa que os componentes de força N_i devem ser semelhantes, isto é, distribuição uniforme de forças internas resultam em uma rigidez estática maior em uma estrutura rotulada. Então caso uma estrutura apresente vários pontos críticos, a rigidez estática da estrutura pode ser redefinida para ao invés de se ter concentrada a força aplicada em um nó da estrutura, várias forças semelhantes são aplicadas aos pontos críticos. As intensidades dessas forças podem ser definidas como:

$$P_j = 1/s \qquad j= 1,2,...s \tag{5.8}$$

Onde

s = número de forças aplicadas

O trabalho produzido pelas forças externas tornar-se-á

$$W_E = \frac{1}{2}\sum_{j=1}^{s} P_j\Delta_j = \frac{1}{2}\frac{1}{s}\sum_{j=1}^{s}\Delta_j = \frac{1}{2}\Delta_a \tag{5.9}$$

onde

$$\Delta_a = \frac{1}{s}\sum_{j=1}^{s}\Delta_j \tag{5.10}$$

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

que é a média dos deslocamentos. As equações (5.9) e (5.10) são idênticas, excetuando-se apenas que Δ é o deslocamento nodal enquanto que Δ_a é a média dos deslocamentos. Então, a expressão de rigidez estática da equação (5.5) continua sendo válida e, caso todos os elementos tenham a mesma seção transversal e sejam feitos do mesmo material, ou seja, E_iA_i = EA (i = 1,2,...M), a equação (5.5) pode ser considerada como:

$$K_S = \frac{EA}{\sum_{i=1}^{M} N_i^2 L_i} \tag{5.11}$$

Os conceitos e formulações apresentados anteriormente são válidos para quaisquer estruturas reticuladas rotuladas, e ambos os conceitos podem ser utilizados para o provimento de estruturas mais rígidas. Estes são aplicados nos citados quadros planos das arquibancadas do artigo de Ji,. T. and Ellis, B. R., [28] (1997), a fim de obter-se mais rigidez para as estruturas estudadas no trabalho.

O artigo conclui que há funcionalidade e facilidade dos cinco critérios propostos, até quando da montagem das estruturas, devido a eficácia dos mesmos em afastar as freqüências naturais fundamentais das faixas críticas de ressonância, no que diz respeito às freqüências laterais de excitação, originadas pelo carregamento dinâmico produzidos pelos espectadores. Porém menciona a necessidade de se verificar a validade do método para estruturas modeladas tridimensionalmente.

Em trabalho realizado por Marinho, I. J. P., [56] (2000), no estudo de vibrações em estruturas de arquibancadas temporárias, quatro dos cinco critérios propostos por [28], foram aplicados em módulos tridimensionais com bom desempenho, abordando o uso dos critérios em duas aplicações: a de ganho de rigidez e freqüência; e uma verificação simples da influência da disposição dos elementos do sistema de contraventamento em mecanismos de colapso. O estudo apresentado sugeriu por fim que os critérios propostos em trabalho anterior e aplicados em pórticos planos, são efetivos também para estruturas 3D.

Com base na bibliografia citada, procedeu-se aqui neste trabalho uma otimização inicial de disposição do contraventamento da arquibancada AR1, seguindo-se os 5 critérios propostos. E como aconteceu nos casos de estruturas reais estudados por [28], a arquibancada AR1, após ter sofrido alterações, teve realmente sua freqüência fundamental natural elevada, passando de 2,36 Hz para aproximadamente 3,5 Hz.

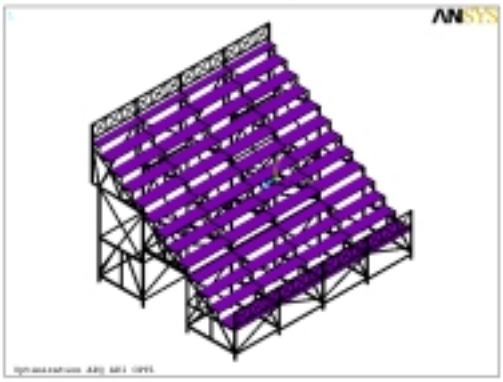
PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Apesar do considerável ganho, pois a freqüência passou de 2,36 Hz para cerca de 3,5 Hz, o que estaria fora da faixa de 1,8Hz a 3,4Hz (Bachman, H. & Ammann, W., [18] 1987) para a atividade de pular, a freqüência ainda estava fora da faixa ótima de segurança de 4 Hz a 7 Hz. Porém a partir da nova estrutura obtida com a introdução dos contraventamentos necessários, apesar do projeto continuar inviável, agora apresentava-se um sistema estrutural possível de ser viabilizado.

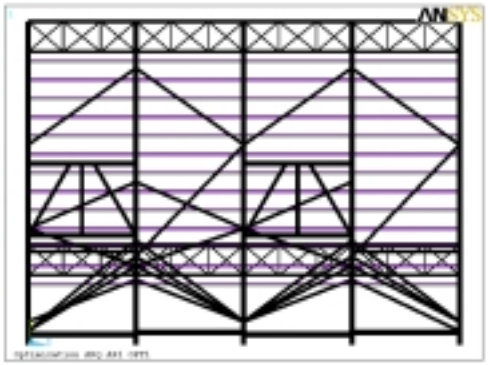
Com isso pode-se partir para o uso do módulo de otimização do ANSYS a fim de obter-se o projeto ótimo, a partir de um projeto viável e teoricamente possível de ser otimizado.

O sistema estrutural de contraventamento otimizado conferiu a AR1 o seguinte layout, resumido na figura a seguir

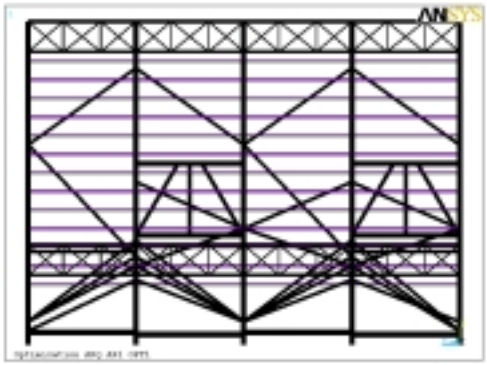
.



a)

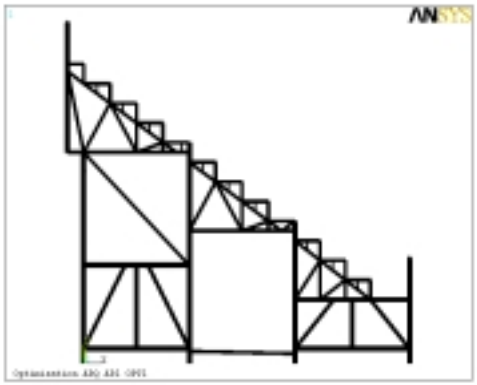


b)

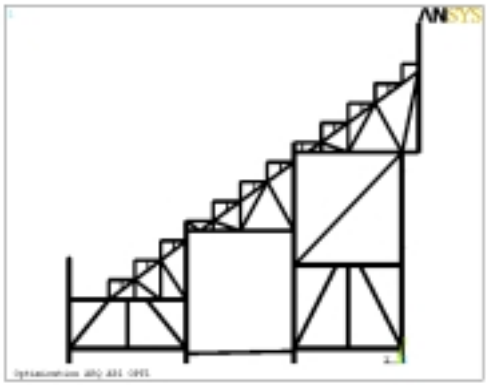


c)

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA



d)



e)

Figura 5.32 – Contraventamento otimizado: a) isométrica, b) vista frontal, c) vista de costas, d) lateral esquerda e e) vista direita.

1. Modelagem e análise inicial :

-Diâmetros e espessuras iniciais: $D_1 = 0{,}005880$ m com $e_1 = 0{,}003$ m

$D_2 = 0{,}003810$ m com $e_1 = 0{,}003$ m

$D_3 = 0{,}003175$ m com $e_2 = 0{,}003$ m

$D_4 = 0{,}001270$ m com $e_3 = 0{,}0015$ m

(espessura da madeira do banco) $e_b = 0{,}02$ m

Variáveis de Projeto	**Áreas (cm²)**
D_1 & e_1	A1 ≈ 4,51
D_2 & e_2	A2 ≈ 3,31
D_3 & e_3	A3 ≈ 2,71
D_4 & e_4	A4 ≈ 0,53

* Para informação a respeito de quais barras estão relacionadas estes parâmetros verificar o anexo "Listagem dos modelos parametrizados MC1 e AR1"

Tabela 5.12 – Correspondência_AR1

-Tipo de E.F usado: PIPE16 (elemento tridimensional tubular, com dois nós e seis graus de liberdade por nó – translações e rotações ao longo dos eixos X,Y e Z) e Shell 63 (elemento de casca, com seis graus de liberdade em cada nó - translações e rotações ao longo dos eixos X,Y e Z);

- Freqüência fundamental inicial: 3,5 Hz; -Condições de apoio: Apoiada no solo;

-Massas iniciais: Madeira (WTMAT) = 1566,8244 Kg;

Metal (WTMET) = 1326,26747 Kg

Total (WTTOT) = 2893,09187 Kg

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

2. Módulo de Otimização:

Variáveis de Projeto (DV's): (D_1), (e_1), (D_2), (e_2), (D_3), (e_3), (D_4), (e_4),($e_5 = e_b$)

Limites de projeto:

Variáveis de Projeto (DV'S)	Limites de Projeto	
	Valor mínimo (m)	**Valor Máximo (m)**
D_1	0,038100	0,06350
e_1	0.00200	0,00425
D_2	0,03350	0,05008
e_2	0,00200	0,00375
D_3	0,02540	0,05080
e_3	0,00200	0,00375
D_4	0,1270	0,03175
e_4	0,002	0,003
e_5	0,012	0,025

Tabela 5.13 – Limites comerciais das variáveis de projeto_AR1

Tolerância = 0,0001 (maior valor de mudança que uma variável sofre antes da convergência do problema).

Variáveis de Estado (SV's): SMAXI, SMAXJ (tensões admissíveis de projeto no início e final --nós i e j-- dos elementos de barra) e FREQ (Freqüência Natural Fundamental):

Limites de projeto:

TENSÕES

Valor de compressão = -94.891.304 N/m²; e

Valor de tração = 94.891.304 N/m²;

Tolerância = 0,001 (maior valor de mudança que uma variável sofre antes da convergência do problema).

FREQÜÊNCIA

Valor mínimo = 4 Hz; e

Valor máximo = 7 Hz*;

*O limite superior de 7 Hz foi fornecido apenas como limite superior da faixa de variação, valor esse que é indicado pela bibliografia como um valor econômico, o que não impede as estruturas de terem freqüências mais altas, pois isto seria melhor do ponto de vista da segurança;

Função objetivo: Massa (WTTOT)

Tolerância de 1 Kg.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

Método de Otimização: “First-Order”

Número máximo de Iterações: 25

DELTA: 0.2 (diferença percentual à frente aplicada a faixa da variável de projeto usada para computar o gradiente).

* Ressalta-se que para este caso a análise foi executada em um único arquivo constando de análises estática, dinâmica e otimização.

Resultados da Otimização:

Projeto Ótimo: (tempo de CPU = 5 horas, 25º projeto em 26 iterações). Aqui ressalta-se que o tempo diz respeito ao trabalho computacional conjunto do módulo de análise estática, dinâmica e do módulo de otimização no modo iterativo.

-Massa (Kg); Diâmetros (m), espessuras (m) e Freqüência (Hz) ótimos; Tensões máximas (N/m²), ver Tabela 5.10 ou Figura 5.35.

Parâmetros da Otimização	Valores Ótimos	Comercial
D_1 (m)	0.06350	63,50 mm
e_1 (m)	0,00300	3,00mm
D_2 (m)	0,05080	50,80mm
e_2 (m)	0,00375	3,75mm
D_3 (m)	0,05080	50,80mm
e_3 (m)	0,00200	2,00mm
D_4 (m)	0,01270	12,70mm
e_4 (m)	0,00300	3,00
e_5 (m)	0,02	20mm
SMAX (N/m²)	94.100.000	-
FREQ (Hz)	4,88	-
WTOT (Kg)	3599,82	3600

Tabela 5.14 – Parâmetros Otimizados_AR1

A evolução dos parâmetros envolvidos e o valor final das demais variáveis dependentes dos mesmos podem ser acompanhadas nas figuras a seguir.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

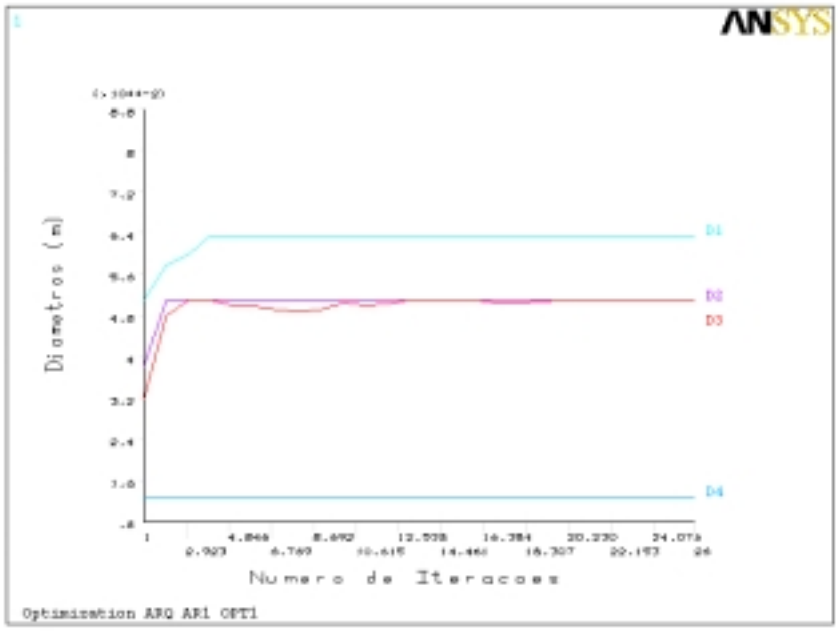


Figura 5.33 – Evolução dos Diâmetros_AR1

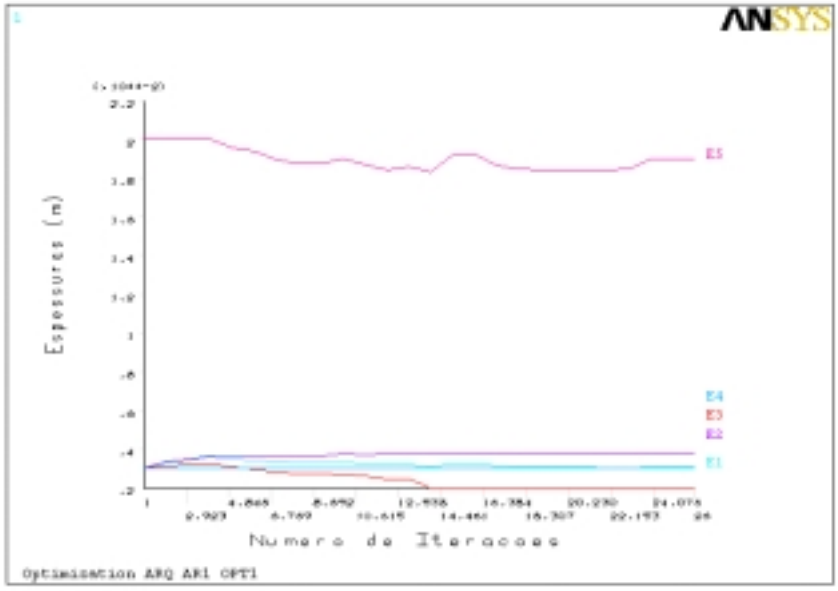


Figura 5.34 – Evolução das espessuras_AR1

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

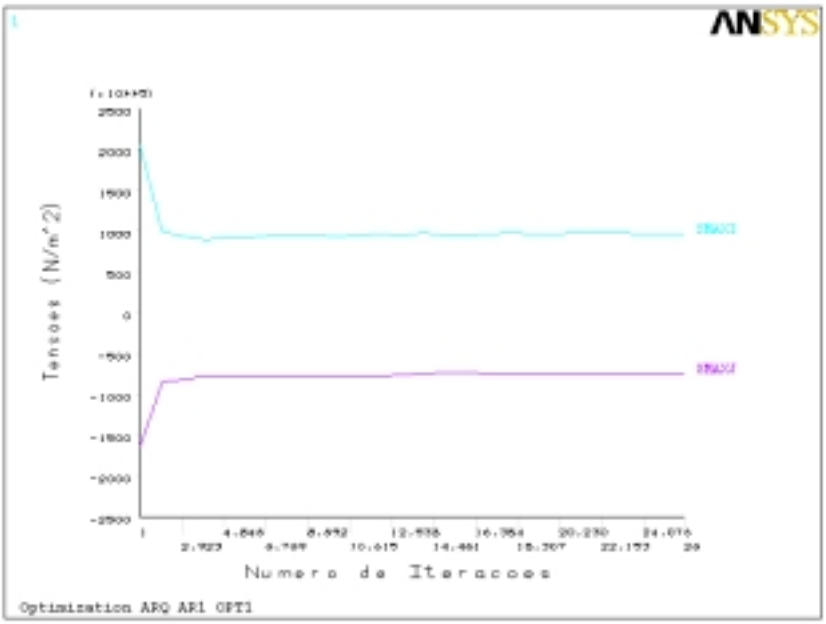


Figura 5.35 – Evolução das Tensões (SV's)_AR1

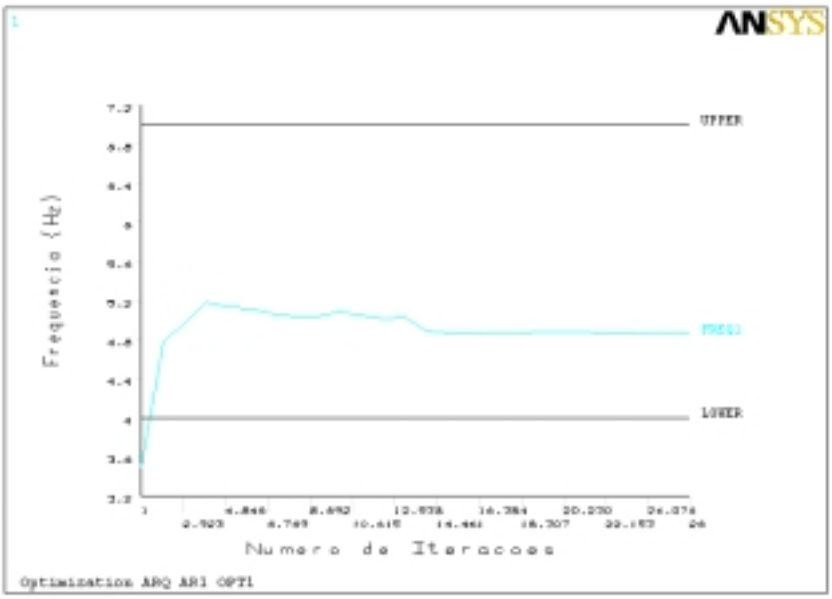


Figura 5.36 – Evolução da Freqüência Fundamental Natural (SV's)_AR1

Modo de Vibração	**Freqüências (Hz)**
1	4,85
2	7,21
3	7,59
4	9,22
5	10,54

Tabela 5.15 –Freqüências naturais otimizadas_AR1

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

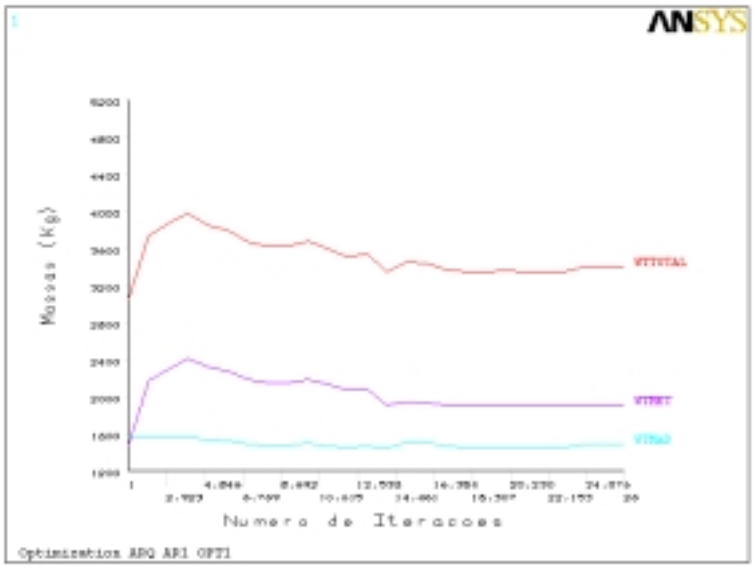


Figura 5.37 – Evolução da Função objetivo (WTTOTAL)_AR1

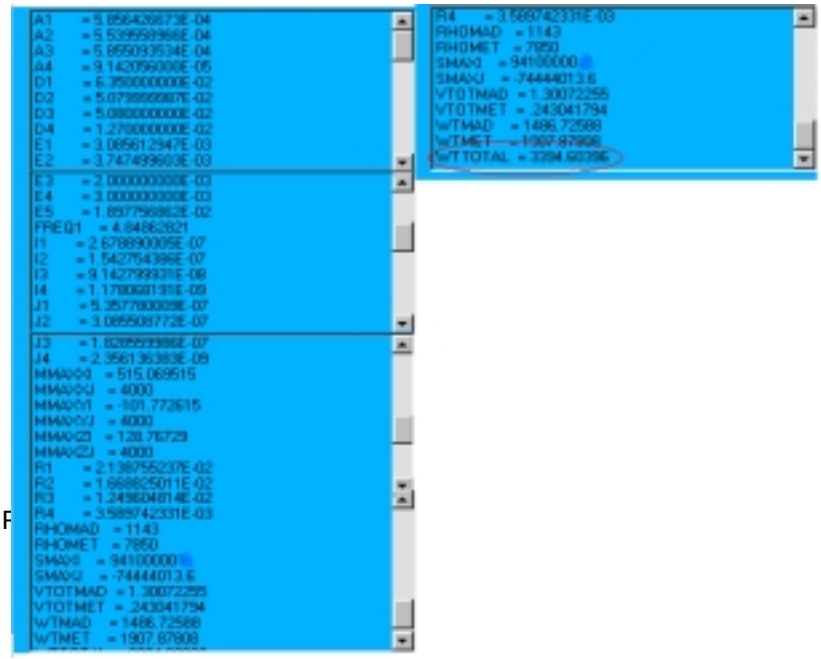


Figura 5.38– Parâmetros escalares otimizados no SI_AR1

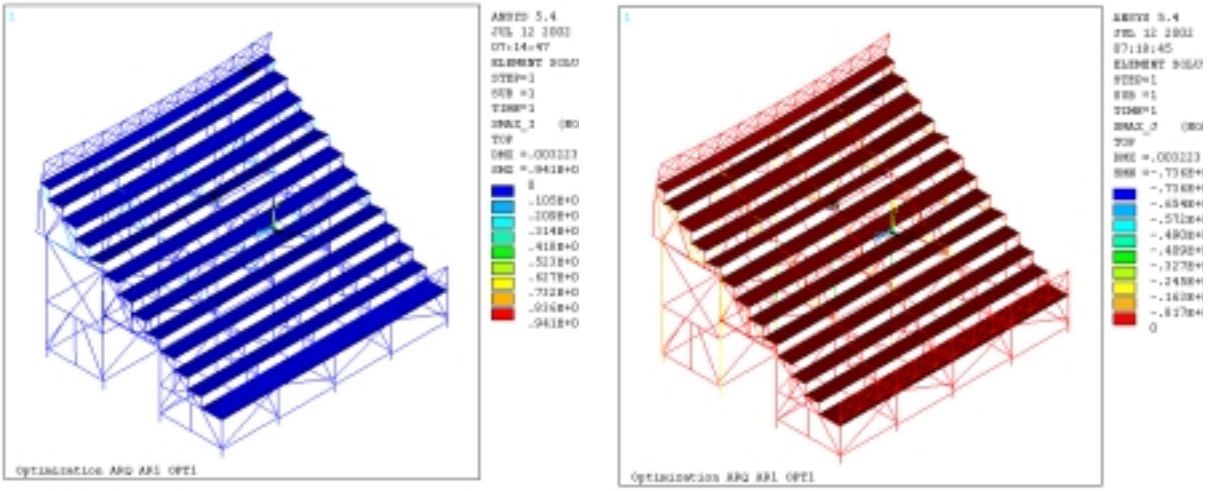
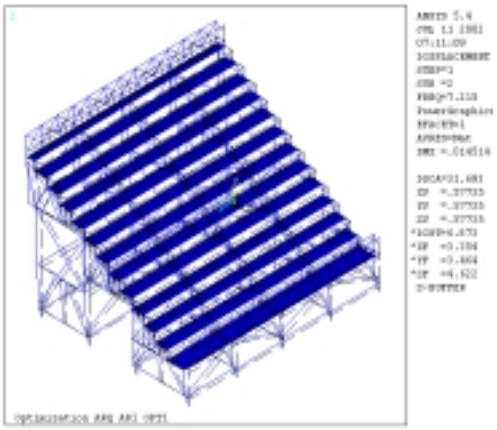
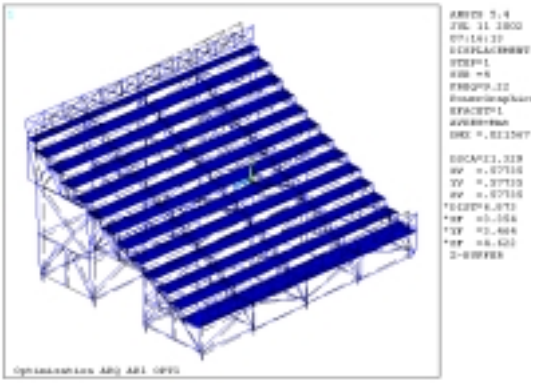


Figura 5.39 – Campos de tensão final_AR1

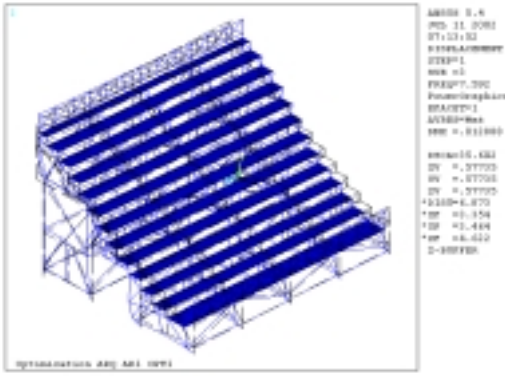
PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA



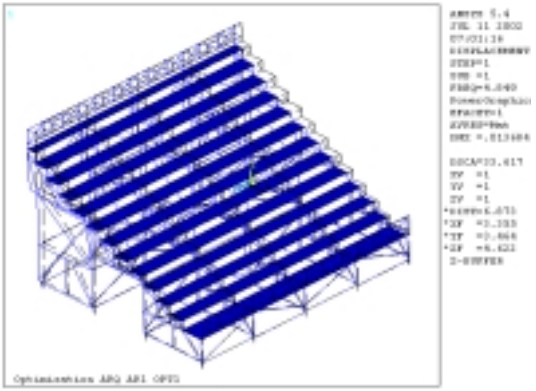
1º Modo de otimizado_lateral (*sway*)_AR1



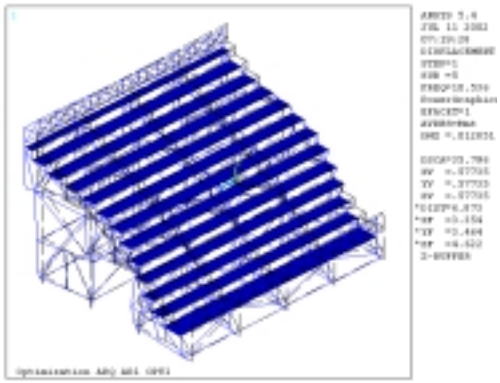
2º Modo de otimizado_frente-para-trás cisashante_AR1



3º Modo _sway_cisalhante_AR1



4º Modo de otimizado_ frente-para-trás cisashante_AR1



5º Modo de otimizado_vertical_AR1

Figura 5.40 - Cinco primeiros modos de vibração otimizados_AR1

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

5.3.2.3
Análise e discussão: Caso AR1

Para o caso da arquibancada AR1, primeiramente informa-se que a estrutura otimizada apresenta uma quantidade de 972 elementos e 530 nós, isto é, a otimização do sistema estrutural de contraventamento apresentou um aumento de 12 barras necessárias para elevar os níveis de freqüências. A otimização estática forneceu os valores adequados das seções transversais dos elementos componentes da estrutura, o nível de tensão foi mantido dentro do valor de restrição e a freqüência natural fundamental ótima alcançou um valor de 4,85 Hz, ou seja, fora da faixa crítica de ressonância.

Ressalta-se que a otimização inicial para dispor adequadamente o contraventamento, realizada levando-se em consideração os cinco critérios apresentados, teve como principal característica o uso do critério (5) seguindo as determinações regidas pelos demais. Com isso verificou-se que os cinco critérios sugeridos de disposição de elementos são simples e fáceis de executar, quando da execução e montagem das estruturas de arquibancadas metálicas reutilizáveis, além de auxiliarem na redução da resposta lateral aos movimentos humanos, contribuem para uma estrutura mais elegante do ponto de vista arquitetônico, cumprem principalmente a função estrutural de suporte, haja vista a pouca “habilidade” de transmitirem momento de tais sistemas. Os critérios se mostram úteis para quaisquer tipos de estruturas, pois seguem dois conceitos de uso geral da engenharia estrutural. Do ponto de vista dinâmico ficou latente o auxílio prestado pelos critérios na obtenção de um projeto inicial viável, que forneceu uma configuração possível de ser otimizada pelo algoritmo do método de primeira ordem, através de alteração significativa na freqüência natural fundamental.

Observa-se que o peso total da estrutura (WTMET) aumentou, logicamente para se adequar ao nível de tensão normalizado, haja vista antes do cálculo estático a estrutura apresentar-se subdimensionada. O algoritmo sempre minimiza a função objetivo, ou seja, apesar do aumento de peso para se adequar às solicitações aplicadas, o valor final é o menor possível para resistir a tais esforços.

As áreas das seções transversais dos tubos que antes apresentavam valores subdimensionados de 4,505 cm², 3,380 cm², 2,7096 cm² e 0,528 cm² insuficientes para resistir às solicitações estáticas, após a otimização apresentam os valores de 5,856cm²,

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA

5,540 cm², 5,855 cm², e 0,914 cm². Tanto a tensão quanto a freqüência natural fundamental, para atingir o dimensionamento ótimo, foram mantidas dentro dos valores de restrição. O algoritmo forneceu uma freqüência ótima elevando o valor inicial que era de 3,5 Hz para o otimizado de 4,89 Hz.

Para esta análise além dos problemas de dimensionamento estático, e após a otimização do sistema de contraventamento, ainda assim a freqüência natural apresentava-se dentro da faixa crítica possível de ressonância.

Concluí-se, no caso AR1, que só foi possível a utilização do algoritmo de otimização após uma concepção preliminar adequada de projeto, demonstrando a importância de dois aspectos básicos para a atual realidade de projeto: a importância do sistema de contraventamento para tornar o projeto viável; e a necessidade de se dispor de sistemas integrados que apresentem a possibilidade de se fazer vários tipos de análise de estrutura, com facilidade e rapidez na utilização de modelagem em elementos finitos. Ou seja para este caso a plataforma ANSYS como um todo, foi essencial para uma rápida redefinição do projeto inicial, viabilização e posterior utilização do módulo de otimização.

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025024/CA