



Universidade Federal da Paraíba
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica
- Mestrado - Doutorado

**MODELAGEM DE ARQUIBANCADA TEMPORÁRIA VISANDO
INVESTIGAÇÃO DE PROBLEMAS DE VIBRAÇÃO DEVIDO À
MOVIMENTAÇÃO DE ESPECTADORES**

por

Valkisfran Lira de Brito

*Tese apresentada à Universidade Federal da Paraíba para obtenção do grau de
Doutor.*

João Pessoa – Paraíba

Março de 2011.

VALKISFRAN LIRA DE BRITO

**MODELAGEM DE ARQUIBANCADA TEMPORÁRIA VISANDO
INVESTIGAÇÃO DE PROBLEMAS DE VIBRAÇÃO DEVIDO À
MOVIMENTAÇÃO DE ESPECTADORES**

Tese apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal da Paraíba, em cumprimento às exigências para obter o Grau de Doutor.

ORIENTADOR: PhD. Roberto Leal Pimentel

B862m Brito, Valkisfran Lira de.

*Modelagem de arquibancada temporária visando
investigação de problemas de vibração devido à movimentação
de espectadores / Valkisfran Lira de Brito.- João Pessoa, 2011.
142f. : il.*

Orientador: Roberto Leal Pimentel

Tese (Doutorado) – UFPB/CT

*1. Engenharia Mecânica. 2. Arquibancada temporária –
estrutura metálica. 3. Modelagem de estrutura. 4. Teste modal.
5. Modelos de elementos finitos. 6. Vibrações.*

UFPB/BC

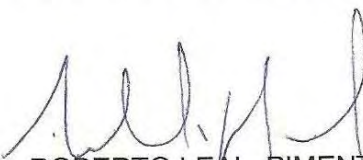
CDU: 621(043)

MODELAGEM DE ARQUIBANCADA TEMPORÁRIA VISANDO INVESTIGAÇÃO DE PROBLEMAS DE VIBRAÇÃO DEVIDO À MOVIMENTAÇÃO DE ESPECTADORES

por

Valkisfran Lira de Brito

Tese aprovada em 30 de março de 2011



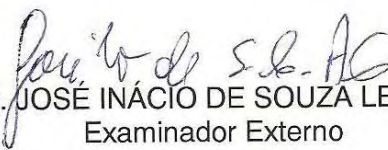
Prof. Dr. ROBERTO LEAL PIMENTEL
Orientador



Prof. Dr. ÂNGELO VIEIRA MENDONÇA
Examinador Interno



Prof. Dr. ISAAC SOARES DSE FREITAS
Examinador Interno



Prof. Dr. JOSÉ INÁCIO DE SOUZA LEÃO ÁVILA
Examinador Externo



Prof. Dr. JOSÉ LUIZ VITAL DE BRITO
Examinador Externo

“O mecanismo do descobrimento não é lógico e intelectual, é uma ilusão subtânea, quase um êxtase. Em seguida é certo, a inteligência analisa e a experiência confirma a intuição. Além disso, há uma conexão com a imaginação.”(*Einstein*).

AGRADECIMENTOS

A Deus, por toda a paciência, energia e inteligência que me foi proporcionado.

A minha mãe, Valquíria, pelo exemplo de superação e por todo o esforço e dedicação na minha educação, o que proporcionou chegar até onde cheguei, até o momento.

A minha esposa Halane pela paciência e compreensão necessárias nas horas de dedicação e concentração de trabalho.

Ao professor, orientador e amigo Roberto Pimentel, pelas idéias, confiança e a oportunidade de desenvolver este trabalho.

Ao meu padrasto Francisco Carneiro pelo incentivo e exemplo.

Ao meu pai Francisco de Assis e meus irmãos João Victor, Lucas, Julia e Virgílio, que, apesar de morarem distantes, me ajudam de forma indireta a superar os desafios em busca do crescimento contínuo.

À minha avó Livramento Rocha e ao meu finado avô Geraldo Lira, pelos ensinamentos que me foram passados.

Aos meus tios, tias, primos, e todos demais familiares e amigos, pela compreensão quanto às faltas ocasionais e pelos conselhos necessários ao alcance dos objetivos.

Ao meu sogro Horley e minha sogra Inês por toda a alegria e assistência que me têm proporcionado. Também aos meus cunhados, Harley, Hilana e Huerley, pelos exemplos de união familiar que me guia sempre.

Aos colegas e professores de Pós-Graduação e iniciação científica, pela amizade, apoio nas horas de estudos, incentivo nas horas de desânimo e pela ajuda no desenvolvimento da minha pesquisa, em especial, Cícero, Abel e Marcilene.

Aos colegas de trabalho da Prefeitura Universitária, em especial a Alan, Alessandro, Alessandra, Arinaldo, Augusto, Francisco, Júnior, Thiago, William, Kival, Augusto e Dona Riva, pela compreensão, ajuda e coleguismo durante esse tempo de convivência.

À ESTAF equipamentos S.A., pelo empréstimo da estrutura para realização dos testes.

Ao LABEME, na pessoa do Prof. Normando Perazzo, pela disponibilidade do espaço para realização dos testes na estrutura.

Ao CNPq pelo período de auxílio financeiro concedido no início dos trabalhos, sem o qual seria difícil conseguir terminar os testes.

Enfim, a todos que contribuíram direta ou indiretamente na realização deste trabalho, acreditando na minha capacidade e serenidade quanto à busca das minhas realizações.

MODELAGEM DE ARQUIBANCADA TEMPORÁRIA VISANDO INVESTIGAÇÃO DE PROBLEMAS DE VIBRAÇÃO DEVIDO À MOVIMENTAÇÃO DE ESPECTADORES

Resumo

Estruturas de arquibancadas temporárias estão sujeitas a carregamentos dinâmicos. Isto se deve principalmente ao tipo de uso a que são submetidas. Problemas de vibração foram detectados nestas estruturas e ocorrência de acidentes vêm sendo registradas. Neste sentido, faz-se necessário estudo e identificação das características dinâmicas dos componentes que constituem as estruturas de arquibancadas temporárias, de forma a elaborar modelos numéricos que possam ser utilizados para melhor entendimento de aspectos associados ao conforto e segurança destas estruturas. O modelo numérico deste tipo de estrutura, para análise de vibração, possibilita a análise quanto às frequências naturais e as formas modais da estrutura, evitando possíveis efeitos de ressonância com a excitação do público. O objetivo deste trabalho é desenvolver e ajustar modelos numéricos de arquibancada temporária com vista à caracterização do comportamento numérico-experimental no que se refere às frequências naturais. Para tanto, uma arquibancada temporária em estrutura metálica com capacidade de aproximadamente 96 pessoas foi montada em laboratório. Estudos prévios com componentes da estrutura são aproveitados e complementados com a realização de novos testes e modelagens numéricas. Testes modais foram realizados para caracterização da estrutura e calibração de modelos numéricos. Tais modelos foram desenvolvidos com graus de refinamentos diferentes, de forma a se obter uma comparação do efeito de simplificações na modelagem da estrutura. O estudo possibilita aprofundar o conhecimento quanto ao desenvolvimento de modelos numéricos mais precisos deste tipo de estrutura, viabilizando diagnósticos do comportamento dinâmico em uso, com diretrizes quanto ao nível de refinamento que se deve adotar ao modelar este tipo de estrutura.

Palavras-chave: Arquibancada Temporária; Estrutura Metálica; Teste Modal; Modelos em Elementos Finitos; Vibrações.

MODELING OF TEMPORARY GRANDSTAND AIMING TO INVESTIGATE VIBRATION PROBLEMS DUE TO MOVEMENT OF SPECTATORS

Abstract

Temporary grandstands are structures subjected to dynamic loading. This is mainly due to the type of use they are subjected. Vibration problems were detected in these structures and occurrences of accidents have been reported. In this sense, it is necessary to study and identify dynamic characteristics of grandstand components, in order to develop numerical models that can be used for a better understanding of issues linked to comfort and safety of these structures. The numerical model of this type of structure for vibration analysis enables the design to be analyzed with respect to natural frequencies and mode shapes of the structure, avoiding possible effects of resonance with the excitation due to the public. The objective is to develop and adjust numerical models of a temporary grandstand for the characterization of numerical-experimental behaviour in relation to natural frequencies. A temporary grandstand with a capacity of about 96 people was assembled in the laboratory. Previous studies of structural components are used and supplemented with tests and numerical modeling. Modal tests were performed to characterize the structure and calibrate the numerical models. Such models were developed with different degrees of refinement in order to obtain a comparison of the effect of simplifications while modeling the structure. The study provides knowledge about the development of more accurate numerical models of this type of structure, enabling diagnostic of dynamic behavior in use, with guidelines on the level of refinement that should be adopted to model this type of structure.

Keywords: Temporary Grandstand, Steel Structure, Modal Testing, Finite Element Models; Vibration.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	01
1.1. Objetivos.....	05
1.1. Escopo do trabalho.....	05
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	07
3. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA.....	14
3.1 – Elementos típicos de estruturas de arquivancada temporária.....	14
3.2 – Casos de colapsos de arquivancada temporária.....	18
4. METODOLOGIA.....	24
4.1 – Testes modais – breve embasamento.....	25
4.2 – Estudos prévios de elementos da arquivancada.....	27
4.3 – Estrutura de arquivancada em tamanho real investigada.....	33
4.4 –Equipamentos utilizados.....	37
4.5 –Softwares utilizados nas análises.....	42
4.5.1 – Análise numérica.....	42
4.5.2 – Análise experimental.....	43
4.5.3 – Processamento dos sinais obtidos com testes experimentais.....	43
4.6 – Diretriz para realização dos testes	45
4.6.1 – Teste com a estrutura descarregada.....	45
4.6.2 – Testes com pessoas e corpos-de-prova.....	47
5. MODELAGENS NUMÉRICAS PRELIMINARES.....	50
5.1 - Modelo 1.....	51
5.2 - Modelo 2.....	54

5.3 - Modelo 3.....	56
5.4 - Comparação dos Modelos.....	59
6. RESULTADOS.....	62
6.1 – Resultados experimentais preliminares.....	62
6.1.1 – Resultados dos testes de repetibilidade, linearidade e reciprocidade – Direção lateral com tablados na estrutura.....	64
6.1.2 – Resultados dos testes de repetibilidade, linearidade e reciprocidade – Direção lateral sem tablados na estrutura.....	70
6.1.3 – Resultados dos testes de repetibilidade, linearidade e reciprocidade – Direção frontal com tablados na estrutura.....	72
6.1.4 – Resultados dos testes de repetibilidade, linearidade e reciprocidade – Direção frontal sem tablados na estrutura.....	74
6.1.5 – Discussão sobre os resultados dos testes de repetibilidade, linearidade e reciprocidade.....	76
6.2 – Resultados obtidos a partir dos testes com adição de massa na estrutura.	76
6.3 – Resultados dos testes modais realizados.....	80
6.4 – Processamento do teste modal.....	85
6.5 – Refinamento de modelo numérico.....	86
6.6 – MAC e COMAC.....	94
7. CONCLUSÕES.....	98
8. REFERÊNCIAS.....	101
9. ANEXOS.....	109

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Exemplo de arquibancada temporária.....	3
Figura 2: Fluxograma de cargas e procedimento de projeto.....	4
Figura 3: Arquibancada com elementos enumerados (Vide tabela 1).....	15
Figura 4: Modelo tipo I.....	16
Figura 5: Modelo tipo II.....	16
Figura 6: Modelo tipo III.....	17
Figura 7: Modelo tipo IV.....	17
Figura 8: Distribuição da porcentagem de eventos resultantes de colapsos estudados.....	20
Figura 9: Distribuição da porcentagem de possíveis causas relatadas.....	22
Figura 10: Fluxograma das principais etapas de um teste modal.....	26
Figura 11: Modelos de braçadeiras.....	29
Figura 12: Testes com tubos ligados por braçadeiras.....	29
Figura 13: Detalhes de modelo de tablado utilizado.....	31
Figura 14: Modelos experimentais testados.....	31
Figura 15: Investigação de pequeno módulo de arquibancada.....	32
Figura 16: Estrutura montada.....	34
Figura 17: Croqui da estrutura – corte lateral (medidas em cm).....	35
Figura 18: Croqui da estrutura – planta baixa (medidas em cm).....	35
Figura 19: Pesagem de pórtico escalonado de três degraus sendo pesado.....	36
Figura 20: Exemplos de martelos de impacto.....	38
Figura 21: Fixação do acelerômetro em barra da estrutura.....	39
Figura 22: Interface do sistema.....	40
Figura 23: Sistema de aquisição de dados Quattro.	40
Figura 24: Realização de testes na estrutura sem carga.....	45
Figura 25: Indicação de pontos de medição na direção lateral.	46
Figura 26: Indicação de pontos de medição na direção frontal.....	46
Figura 27: Estrutura com pessoas sentadas.....	48
Figura 28: Pessoas na estrutura e massas inertes equivalentes.....	49
Figura 29: Modelo 1 - sem os tablados e com conexões rígidas.....	52

Figura 30: Modelo 1 - Exemplo de modo lateral – 7.26 Hz.....	53
Figura 31: Modelo 1 - Exemplo de modo frontal – 9.55 Hz.....	53
Figura 32: Modelo 1 - Exemplo de modo torcional – 12.97 Hz.....	54
Figura 33: Modelo 2 - Exemplo de modo lateral – 6.31 Hz.	55
Figura 34: Modelo 2 - Exemplo de modo frontal – 9.34 Hz.....	55
Figura 35: Modelo 2 - Exemplo de modo torcional – 11.82 Hz.....	56
Figura 36: Modelo com os tablados e com conexões flexíveis.....	57
Figura 37: Exemplo de modo lateral – 8.24 Hz.....	58
Figura 38: Exemplo de modo frontal – 9.38 Hz.....	58
Figura 39: Exemplo de modo torcional – 9.22 Hz.....	59
Figura 40: Exemplo de sinal de aceleração no domínio do tempo.....	62
Figura 41: Exemplo de espectro de resposta.....	63
Figura 42: Exemplo de sinal do martelo durante excitação na estrutura.....	63
Figura 43: Linearidade no ponto 01 – direção lateral – estrutura com tablado.....	65
Figura 44: Repetibilidade no ponto 01 – direção lateral – estrutura com tablado...	65
Figura 45: Reciprocidade - Pontos 01 e 17 – direção lateral – estrutura com tablado.....	66
Figura 46: Reciprocidade – Pontos 01 e 09 – direção lateral – estrutura com tablado.....	67
Figura 47: Reciprocidade – Pontos 01 e 01_extremo (mesma posição do ponto 50 - frontal) – estrutura com tablado.....	67
Figura 48: Linearidade entre os pontos 4 e 9– direção lateral – estrutura com tablado.....	68
Figura 49: Repetibilidade entre os pontos 4 e 9 – estrutura com tablado.....	69
Figura 50: Reciprocidade – Pontos 04 e 09 – estrutura com tablado.....	69
Figura 51: Linearidade entre pontos 04 e 09 – direção lateral – estrutura sem tablado.....	70
Figura 52: Repetibilidade - Pontos 04 e 09 – direção lateral – estrutura sem tablado.....	71
Figura 53: Reciprocidade - Pontos 04 e 09 – direção lateral – estrutura sem tablado.....	71
Figura 54: Linearidade entre os pontos 28 e 33 – direção frontal – estrutura sem tablado.....	72

Figura 55: Reciprocidade entre os pontos 28 e 33 – direção frontal – estrutura sem tablado.....	73
Figura 56: Reciprocidade entre os pontos 28 e 33 – direção frontal – estrutura sem tablado.....	73
Figura 57: Linearidade entre os pontos 28 e 33 – direção frontal – estrutura sem tablado.	74
Figura 58: Repetibilidade entre os pontos 28 e 33 – direção frontal – estrutura sem tablado.....	75
Figura 59: Reciprocidade entre os pontos 28 e 33 – direção frontal – estrutura sem tablado.....	75
Figura 60: Comparação de sinais obtidos com massas inertes na direção lateral.	77
Figura 61: Comparação de sinais obtidos com e sem massas adicionais na direção lateral.....	78
Figura 62: Comparação de sinais obtidos com massas inertes na direção frontal	79
Figura 63: Comparação de sinais obtidos com e sem massas adicionais na direção frontal.....	79
Figura 64: Sinais de FRFs medidos na direção lateral.....	80
Figura 65: Sinais de FRFs medidos na direção frontal.....	81
Figura 66: Média dos sinais de FRFs na direção lateral – H1,2.....	82
Figura 67: Média dos sinais de FRFs na direção lateral – H1,3.....	83
Figura 68: Sinais de FRFs medidos na direção frontal – H1,3.....	83
Figura 69: Sinais de FRFs medidos na direção frontal – H1,2.....	84
Figura 70: Quadro utilizado para formação das torres da arquibancada.....	87
Figura 71: Quadros montados em torre.....	87
Figura 72: Modelo refinado em quatro vistas.	91
Figura 73: Primeiro modo lateral– 5,96 Hz.....	91
Figura 74: Segundo modo lateral– 6,48 Hz.....	92
Figura 75: Terceiro modo lateral– 7,26 Hz.....	92
Figura 76: Primeiro modo frontal– 7,88 Hz.....	93
Figura 77: Segundo modo frontal– 8,45 Hz.....	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Componentes das estruturas de arquibancada temporária.....	14
Tabela 2: Levantamento de casos de colapso levantados.....	19
Tabela 3: Casos de colapso com relatos.....	21
Tabela 4: Média dos valores obtidos das investigações com tubos.....	28
Tabela 5: Componentes da arquibancada com suas respectivas massas.....	37
Tabela 6: Modos e frequências do Modelo 1.....	52
Tabela 7: Modos e frequências do Modelo 2.....	54
Tabela 8: Modos e frequências do Modelo 3.....	57
Tabela 9: Frequências e amortecimentos obtidos do processamento.....	85
Tabela 10: Modos e frequências extraídos de processamento no Star Modal.	86
Tabela 11: Modos e frequências após refinamento.....	89
Tabela 12: Conjunto de modos e frequências.....	94
Tabela 13: MAC.....	95
Tabela 14: COMAC.....	96

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
BS	- British Standards
ACEL	- Acelerômetro
CEB	- Comitê Euro-Internacional do Beton
CONFEA	- Conselho Federal de Engenharia, Arquitetura e Agronomia
CREA	- Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia
EXCIT	- Excitação
EUA	- Estados Unidos da América
FRF	- Frequency response function
MEF	- Método dos Elementos Finitos
TMD	- Tuned mass dampers
UFPB	- Universidade Federal da Paraíba

LISTA DE SÍMBOLOS

K_{ux} - Constante de mola referente ao deslocamento na direção do eixo x

K_{uy} - Constante de mola referente ao deslocamento na direção do eixo y

K_{uz} - Constante de mola referente ao deslocamento na direção do eixo z

K_{rx} - Constante de mola referente à rotação em torno do eixo x

K_{ry} - Constante de mola referente à rotação em torno do eixo y

K_{rz} - Constante de mola referente à rotação em torno do eixo z

Δf -Intervalo de frequência entre dois pontos consecutivos do processo de digitalização.

Δt -Intervalo de tempo entre dois pontos consecutivos do processo de digitalização.

F -Faixa de frequência abrangida no processamento de digitalização do sinal.

T -Período de tempo de aquisição.

N -Número de pontos no processamento de digitalização do sinal.

N_r -Número de repetições do teste para reduzir o nível de ruído do sinal.

(†) - Mortos.

(‡) - Feridos.

1. INTRODUÇÃO

As arquibancadas são estruturas tipicamente de uso público, idealizadas principalmente para competições esportivas, espetáculos e eventos de lazer. As primeiras utilizações datam do século V A.C, nos eventos públicos da Grécia antiga, já com registros de desabamento (Piqué, 1997). Estas estruturas são largamente utilizadas em eventos cívicos, esporte e lazer, com características de carregamentos distintos quanto ao uso.

As arquibancadas podem ser divididas em dois grupos básicos, com base no período de utilização da estrutura em um mesmo local, a saber:

- Arquibancadas permanentes, fixadas em um mesmo local durante sua vida útil;
- Arquibancadas temporárias, fixadas em um espaço por curto período de tempo, geralmente até o fim da realização de determinado evento.

Estas estruturas podem ser entendidas como sistemas mecânicos que, possuindo massa, elasticidade e amortecimento, são passíveis de movimento relativo. Se o movimento de tais sistemas, provocados por alguma força, se repete depois de determinado intervalo de tempo, o movimento é denominado vibração.

No grupo das arquibancadas permanentes, destacam-se as arquibancadas de estádios de futebol, geralmente construídas em concreto e com grandes vãos. Apesar do aspecto robusto, algumas apresentam vibrações excessivas quando sujeitas à ações dinâmicas induzidas pelos espectadores (Neto e Soeiro, 1992), gerando desconforto e também potencial redução da vida útil da estrutura, já que podem vir a apresentar níveis de fissuração acima dos preconizados pelas normas (Rodrigues, 2003 e TECPONT, 2005).

Estas vibrações excessivas ocorrem quando a frequência natural da estrutura se aproxima ou coincide com a frequência da excitação provocada pelos espectadores, fenômeno conhecido como ressonância. O elevado nível de cargas rítmicas por vezes aplicadas exige que tais estruturas sejam projetadas de modo a evitar o efeito de

ressonância. Devido aos grandes vãos e reduzido número de apoios, os problemas de vibração neste tipo de estrutura ocorrem principalmente na direção vertical.

Um caso relatado de vibração excessiva em arquibancadas permanentes foi o do estádio Cícero Pompeu de Toledo, conhecido popularmente como Morumbi (em São Paulo), onde se fez necessário inserir elementos dissipadores de energia na estrutura para atenuação das vibrações excessivas da estrutura em uso (Juliani e Becocci, 1998).

Vibrações induzidas por espectadores foram abordadas por Kasperski (1996), onde o autor sugere um sistema ótimo de amortecimento baseado em absorsores passivos de massa sintonizada ('TMD - tuned-mass-dampers'), associado a frequências naturais mínimas de 3.5 Hz para a estrutura. Apesar dos problemas de vibração existentes, dificilmente estruturas deste tipo chegam a ruir pelo efeito dinâmico provocado pelo público. No entanto, pode ocorrer o rompimento de componentes não estruturais ligados à estrutura (tais como o alambrado) pela ação de movimentações provocadas pelos espectadores (AN, 2010).

Com o aumento das políticas públicas voltados para esporte e lazer, são cada vez mais comuns eventos que concentram grande número de pessoas, tais como vôlei de praia, futebol de areia, rodeios, campeonatos de tênis, entre outros. Estes eventos apresentam públicos distintos e em quantidade variada, muitos acompanhados de músicas para animação do público. As estruturas que dão suporte à realização destes eventos apresentam usualmente características de múltipla reutilização e período de montagem e desmontagem relativamente pequeno, com razoável facilidade no transporte dos componentes.

Dentre as diversas estruturas reutilizáveis montadas nestes eventos estão as arquibancadas temporárias, que podem ser definidas como estruturas modulares montadas com elementos do tipo pranchas, dispostas em forma de níveis, de modo que as mesmas sirvam de apoio para assentos dos usuários, ou mesmo sirvam como próprio assento. Geralmente formada por elementos metálicos, são estruturas de múltipla reutilização, com aparência leve e composta por elementos de barras e conectores, sendo as ligações entre os mesmos realizados "in loco", durante processo de montagem.

As barras destas arquibancadas são usualmente seções tubulares de aço, nas quais são fixados cadeiras ou tablados, estes últimos geralmente de madeira, dispostos em módulos com níveis em forma de degraus, servindo de assento ao público. Tais

arquibancadas possuem número expressivo de apoios, fazendo com que praticamente não existam problemas de vibrações na direção vertical. Já na direção lateral e frontal a rigidez é menor, possibilitando surgimento de problemas nestas direções.

Na figura 1 pode-se ver uma representação esquemática de arquibancada temporária utilizada em eventos diversos. Na figura pode-se observar orientação adotada para as direções, para efeito de investigação neste trabalho.

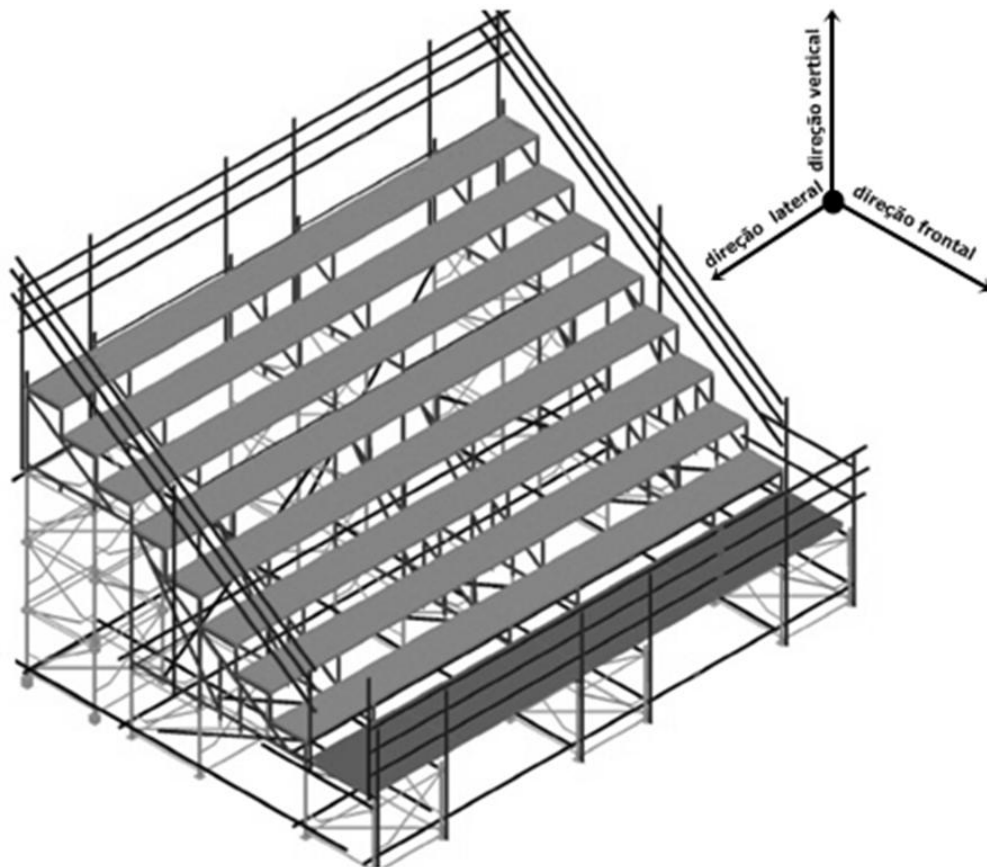


Figura 1: Exemplo de arquibancada temporária.

Procedimentos de dimensionamento para cargas dinâmicas devem ser adotadas nestas estruturas de forma a minimizar efeitos decorrentes deste tipo de carregamento. Uma publicação que pode servir como guia para os casos de carga em arquibancadas temporárias é a do ISTRUCTE (2007), cujo roteiro a ser adotado pode ser visto, de forma sintetizada, nos diagramas a seguir.

Neste roteiro (Figura 2), inicialmente deve-se definir se há possibilidade ou não de movimento periódico sincronizado de multidão. Em seguida, de acordo com as situações encontradas, a análise estática pode ser realizada com diferentes valores de cargas horizontais fictícias, definidas em valores percentuais em relação às cargas verticais de projeto, ou uma análise dinâmica completa é recomendada.

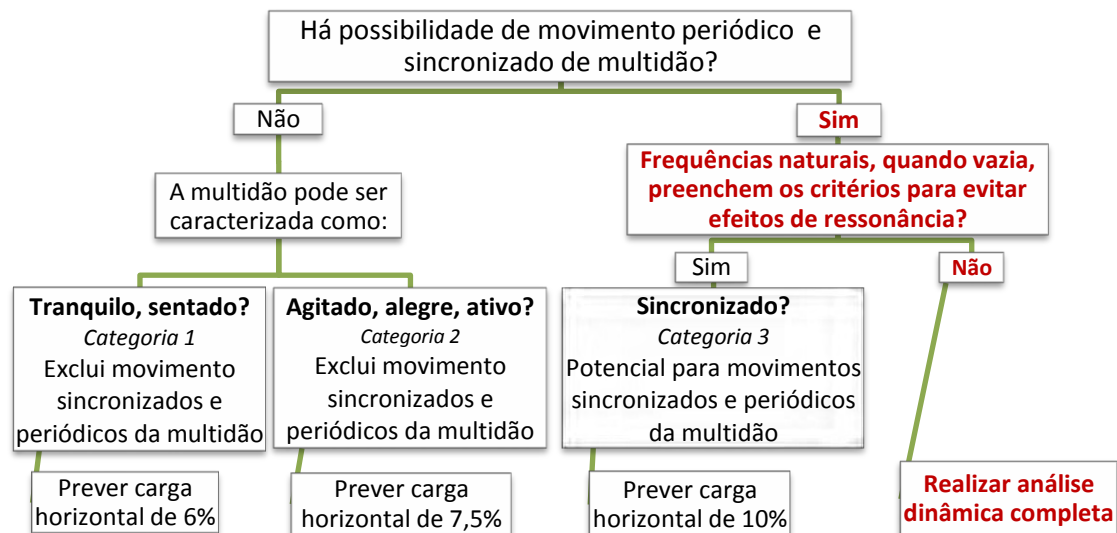


Figura 2: Fluxograma de cargas e procedimento de projeto (adaptado do IstructE, 2007).

Adotando-se estes procedimentos para determinação de critérios de dimensionamento durante a fase de projeto, a determinação das frequências naturais é necessária para avaliação e definição entre a categoria 3 ou uma análise dinâmica completa (sequência em destaque).

Neste sentido são necessários estudos sobre modelagem de arquibancada temporária, que possibilitem avaliar as frequências da estrutura e, conseqüentemente, eventuais problemas de vibração devido à movimentação de espectadores.

No desenvolvimento deste trabalho foram aproveitados estudos prévios desenvolvidos com componentes de um protótipo de arquibancada temporária metálica para, através de novos testes e modelagens numéricas, desenvolver e calibrar modelos numéricos completos de uma arquibancada temporária em tamanho real, avaliando a

influência de componentes e metodologias adotadas na elaboração de modelos deste tipo de estrutura para fins de verificações quanto à vibração a que estão sujeitas.

1.1. Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é de investigar o comportamento dinâmico de estrutura de arquibancada temporária metálica, com indicação de procedimento para elaboração de modelagem numérica de forma a analisar comportamento dinâmico, em especial as frequências naturais da estrutura.

Em mais detalhes os objetivos específicos deste trabalho são:

- Identificar elementos e conexões que podem influenciar no comportamento dinâmico da estrutura;
- Avaliar a influência destes componentes e conexões nas frequências naturais, através de modelagens propostas;
- Avaliar o nível de comportamento linear que a estrutura apresenta;
- Avaliar a influência de cargas atuantes nas frequências naturais da estrutura;
- Determinar propriedades dinâmicas de arquibancada temporária;
- Desenvolver modelo numérico calibrado da estrutura;

1.2. Escopo do trabalho

Inicialmente, uma revisão bibliográfica é apresentada no Capítulo 2, contendo uma análise dos principais estudos e pesquisas sobre arquibancadas temporárias. No Capítulo 3 é apresentada uma caracterização da estrutura, a partir da apresentação de alguns elementos que fazem parte do processo de montagem física da estrutura. Também são apresentados exemplos de sistemas estruturais de arquibancadas temporárias. Após análise dos aspectos gerais das arquibancadas temporárias, são apresentados resultados de pesquisa de casos de colapsos com este tipo de estrutura, abordando indicações de possíveis causas. No capítulo 4 são abordados os procedimentos adotados para o desenvolvimento dos ensaios e modelagem

computacional. Resultados preliminares de modelagens da estrutura investigada são apresentados no capítulo 5, fazendo-se uso de informações de trabalhos anteriores. No Capítulo 6, são abordados os resultados experimentais obtidos. Também são apresentados resultados de modelo numérico após refinamentos realizados a partir de comparações numérico-experimentais. Finalizando, tem-se o Capítulo 7 com as considerações finais, conclusões e sugestões para futuros trabalhos, seguido das referências bibliográficas no Capítulo 8 e os anexos no Capítulo 9.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As arquibancadas temporárias fazem parte de um grupo genérico de estruturas conhecidas como espaciais, para as quais Makowski (1987) propôs subdivisão em três grupos específicos: estruturas em cabo, estruturas laminares e estruturas reticuladas, estas últimas as mais utilizadas e nas quais as arquibancadas temporárias estão inseridas. Este tipo de estrutura vem evoluindo ao longo do tempo, especialmente no que se refere à praticidade de transporte, montagem e desmontagem.

Makowski (1984) também apontou alguns aspectos vantajosos das estruturas espaciais:

- possuem usualmente peso próprio reduzido e grande rigidez, sendo uma solução viável para cobrir grandes áreas livres, tais como: ginásios esportivos, hangares, pavilhões de exposição, etc;
- devido ao seu comportamento tridimensional e alto grau de hiperestaticidade, apresentam boa redistribuição de esforços;
- por serem constituídas de elementos com peso próprio reduzido, são facilmente transportadas; a fabricação é simples, apresentando grande repetibilidade de elementos, o que resulta na redução de custos;
- propiciam grande liberdade aos arquitetos, permitindo que esses projetem grandes vãos, atendendo à necessidade de espaço e ainda tirem partido arquitetônico da estrutura, conferindo-lhes estética e funcionalidade.

Uma das primeiras publicações específicas encontradas sobre este tipo de estrutura foi feita por Dickie (1983), onde apresentou-se considerações gerais sobre sistemas estruturais, instabilidade, conexões, comportamento dinâmico e considerações sobre projetos.

Vários aspectos relativos à segurança e ao conforto das arquibancadas vêm sendo questionados em anos recentes, principalmente por ter havido um número crescente de acidentes relatados com este tipo de estrutura. Em todo o mundo, em especial no continente europeu, a arquibancada temporária de aço vem sendo objeto de

estudos, especialmente pelo fato do comportamento frente às solicitações atuantes ser pouco conhecido, além da diversificação e complexidade dos sistemas estruturais existentes.

Em linhas gerais, os problemas dinâmicos têm em comum a possibilidade de ocorrência de ressonância, devido à coincidência ou proximidade entre as frequências de excitação e as frequências naturais do sistema. Isto implica na presença de vibrações excessivas, que podem causar incômodo direto ou indireto aos usuários, assim como risco da segurança do sistema ou comprometimento de sua durabilidade.

Littler (1996) identificou potenciais problemas dinâmicos em algumas medições realizadas dentre quarenta estruturas de arquibancadas temporárias. As frequências naturais dessas arquibancadas vazias estavam contidas em uma faixa de 1,8 a 6,0 Hz, relacionadas a modos de vibração na direção lateral, estando a grande maioria entre 3,0 e 5,0 Hz. Das arquibancadas pesquisadas 40% apresentaram frequência fundamental nesta direção abaixo de 4 Hz, faixa esta sugerida por este autor como crítica para problemas de vibração na direção lateral. Apenas uma arquibancada apresentou frequência natural abaixo de 9 Hz, relacionada a um modo de vibração vertical.

Visualizando um grupo de pessoas pulando em ritmo sincronizado sobre uma dessas estruturas dá para se ter uma noção do elevado nível de cargas aplicadas sobre as mesmas. Isso chama a atenção ao fato de que pode haver comprometimento estrutural caso os efeitos dinâmicos não sejam levados em conta. Pode-se intuir que o efeito da presença das pessoas em estruturas de arquibancadas temporárias deva ser de maior monta tendo em vista a massa bem mais reduzida destas estruturas, quando comparadas as arquibancadas permanentes. Um caso frequentemente relatado de colapso de arquibancada desmontável foi o ocorrido em 1994 em Londres, onde 50 pessoas foram feridas durante um show de rock (SCOSS, 1997). Outro caso que obteve repercussão foi na Córseica, em 1992, onde a insuficiência de barras de contraventamento teria sido uma das causas do colapso (Bolton, 1992a,b; Ji e Ellis, 1997). Casos como estes impulsionaram as pesquisas na Europa nos últimos anos. Nas Américas, vários casos de acidentes vêm sendo relatados recentemente, inclusive com vítimas fatais (Brito e Pimentel, 2009).

O comportamento de arquibancadas reutilizáveis é complexo em virtude do grande número de componentes ligados por conexões ou simplesmente encaixados.

Além disso, por serem montados em diversos ambientes e desgastados pelos sucessivos processos de montagem e desmontagem, ocorre variação no comportamento destes componentes ao longo de sua vida útil. Mais além, as cargas aplicadas variam em função do tipo de evento e público.

Ellis et al. (1994a,b) ressaltam que além dos eventos musicais, pode haver carregamentos sincronizados em eventos onde o público é mais agitado, como em jogos de futebol, podendo acarretar problemas de vibração. Ainda do ponto de vista de comportamento vibratório, outro aspecto a considerar é a interação do público com a estrutura, que pode afetar o comportamento dinâmico desta, no sentido de aumentar ou diminuir os níveis de vibração resultantes, em função do número e do comportamento do público na estrutura (Ji e Ellis, 1994a).

Várias pesquisas vêm sendo realizadas visando entender as características dinâmicas dessas estruturas. Os estudos iniciais referem-se as arquibancadas fixas de concreto armado, onde são explorados os tipos de cargas rítmicas atuantes, servindo como base para as temporárias metálicas. Pode-se mencionar, dentre outros, os de Eibl e Rosch (1990); Battista e Magluta (1993), ou ainda D'Ambra et al. (1994).

As cargas dinâmicas atuantes nas arquibancadas estão matematicamente descritas, por exemplo, em Ji e Ellis (1999). Neste mesmo ano, Alves et al. (1999) estudaram as respostas dinâmicas aos movimentos humanos, propondo expressões matemáticas para o carregamento aplicado. Em 1987, nos estudos apresentados por Bachmann e Ammann (1987), já constavam valores de frequências provenientes de excitações produzidas pelas atividades de pular na direção vertical, com frequências de 1,8 Hz a 3,4 Hz, enquanto que Bachmann et al. (1995) avaliaram as atividades de movimento rítmico na direção lateral como tendo frequências típicas entre 0,4 Hz e 0,7 Hz. Battista et al. (1991) e Prato e Larson (1992) também apresentaram valores para cargas de impacto, frequências fundamentais das arquibancadas de concreto e excitação em função do tempo.

Uma constatação de que diferentes tipos de eventos produzem carregamentos significativamente diferentes em relação ao comportamento dinâmico, citando como exemplo os espetáculos de música (tais como rock e pop) em comparação aos eventos esportivos, foi apresentado por Littler (1996). Por outro lado, Ji e Ellis (1994) abordaram a interação entre as pessoas e a estrutura, utilizando um sistema de dois graus de liberdade, um para a estrutura e outro para as pessoas, visando mostrar, de

forma simplificada, a presença de mecanismo de controle passivo quando as pessoas estão paradas. Outro trabalho que focou a ação do público em arquibancadas temporárias foi o de Ellis et al. (1994a).

Várias orientações para projeto vêm sendo propostas, como em Ji e Ellis (1994), onde é sugerida uma faixa crítica de frequência natural a ser evitada para a estrutura com pessoas, na ordem de 1,5 Hz a 3,5 Hz; Já em Ellis et al. (1994a) uma frequência mínima vertical de 8,4 Hz ($3 \times 2,8$ Hz, referente à faixa até o terceiro harmônico da excitação) para arquibancadas foi sugerida como necessária ao projeto. Há também um estudo de Ellis et al. (1994b), onde foi mencionado que para cargas horizontais as frequências fundamentais, tanto na direção lateral ('sway') quanto na de frente-para-trás ('front-to-back'), devem estar acima da frequência máxima de dança. Kasperski (1996) faz referência ao valor de 7 Hz, sugerido para diminuir a sensibilidade de insegurança dos espectadores.

Ji e Ellis (1999) avaliaram o carregamento dinâmico produzido por espectadores em estruturas de estádios esportivos usados para espetáculos musicais no Reino Unido, onde foi mencionado que além das medidas realizadas em campo, devem ser adicionados análises e modelos em elementos finitos. Outro fator a ser salientado é o uso do contraventamento para aumentar a rigidez de estruturas planas e, por conseguinte, aumentar a frequência natural da estrutura (Ji e Ellis, 1997). Estes autores propuseram inclusive um roteiro básico de como dispor as barras de contraventamento de modo a maximizar a rigidez. Este roteiro foi expandido e aplicado por Marinho et al. (2006), que obteve bons resultados em modelos tridimensionais de arquibancadas temporárias. Marinho et al. (2006) realizaram estudos de otimização em modelos de estrutura de arquibancadas temporárias, idealizando solução ótima para elementos de barras das estruturas, com realização de análise estática e modal. De quatro estruturas investigadas, duas apresentaram sub-dimensionamento de barras em análise estática realizada.

Tendo por base os estudos sobre carregamentos atuantes nas arquibancadas, algumas publicações com orientação para projeto começaram a ser publicadas, inclusive sugerindo alterações de normas (IStructE, 2007). Contudo, investigações acerca do papel desempenhado por componentes das arquibancadas, tais como tablado e conexões e seu efeito no comportamento dinâmico da estrutura global ainda são incipientes.

Neste sentido, estudos para identificação de características dinâmicas deste tipo de estrutura e dos componentes que as constituem, podem contribuir de forma significativa no que se refere a elaboração de modelos numéricos que possam ser utilizados para melhor entendimento de aspectos ligados ao conforto e segurança destas estruturas. Tais estudos se baseiam na detecção de características dinâmicas, dando enfoque inicialmente aos principais elementos de sua composição, tais como conexões e tubos, e posteriormente investigando a participação destes no comportamento dinâmico da estrutura completa.

A modelagem numérica destas estruturas é um meio de investigação do comportamento dinâmico das mesmas. Modelagens via método dos elementos finitos de arquibancadas já vêm sendo utilizadas por diversos autores. D'ambra et al. (1994) utilizaram o software ANSYS para a análise numérica em elementos finitos da estrutura das arquibancadas de concreto do estádio de Huracán (Corrientes – Argentina); Marinho (2002) utilizou o mesmo software para a realização de estudos de otimização num caso real de arquibancada temporária. Já Vendrame e Gonçalves (2002) realizaram estudos para investigar um tipo de conexão de estruturas espaciais, simulando o comportamento do sistema de ligação entre barras de forma simplificada. O estudo foi motivado pelo crescente aumento de relatos de problemas deste tipo de estrutura.

Finizola et al. (2002) trabalharam com um protótipo simples formado por quadros encaixados (ex. estrutura de andaime). No referido artigo, constatou-se que a conexão estudada não poderia ser representada por ligações rígidas nos seus diversos graus de liberdade, determinando-se constantes de molas com valores distintos para cada grau de liberdade, de forma a representá-la em modelos numéricos. Os valores das frequências naturais do modelo numérico da estrutura estudada, considerando as ligações como rígidas, apresentou diferenças superiores a 15% em relação aos valores das frequências naturais medidas.

Um estudo da interação usuário-estrutura também se faz necessário em arquibancadas temporárias. Estudos com outras estruturas, tais como vigas e arquibancadas de concreto armado, vêm sendo desenvolvidos e apresentam, de forma geral, um acréscimo de amortecimento quanto à vibração vertical quando os usuários estão parados. Vale ressaltar que em estruturas de arquibancadas temporárias os principais problemas, no entanto, ocorrem na direção lateral e frontal.

Sachse et al. (2004) realizaram estudos paramétricos das propriedades modais para sistema de dois graus de liberdade, utilizando a interação público-estrutura como sistema dinâmico. A avaliação da resposta dinâmica do corpo humano, na posição ereta e na posição sentada, comparando-se a transmissibilidade de vibração pela estrutura no corpo, foi realizada por Matsumoto e Griffin (2000). Sachse et al. (2003), a partir de revisão de publicações acerca do tema de interação de homem-estrutura, nas diversas situações a que a estrutura está sujeita (sentado, em pé ereto e com joelhos flexionados, caminhando, etc), afirmaram que os seres humanos presentes em estruturas não devem ser considerados apenas como massas adicionais, que é uma abordagem comum em projetos de engenharia. Em vez disso, os seres humanos presentes nas estruturas deveriam ser modeladas como sistemas dinâmicos do tipo massa-mola-amortecedor, interagindo com a estrutura que eles ocupam.

Rodrigues e Almeida (2003) determinaram parâmetros que caracterizaram as variações, no tempo e no espaço, das cargas dinâmicas produzidas pela ação das torcidas nos estádios de futebol conhecidos popularmente como Morumbi (Estádio Cícero Pompeu de Toledo), Maracanã (Estádio Jornalista Mário Filho), Ibirapuera (Estádio Ícaro de Castro Melo) e do Castelão (Estádio Governador Plácido Castelo), utilizando modelos estatísticos e análise numérica em elementos finitos. Já Ji et. al. (2003) mostraram que cargas verticais podem induzir movimentos horizontais numa ampla quantidade de estruturas de engenharia. Verificou-se que a magnitude dos movimentos horizontais dependem da forma estrutural e localização da carga vertical, indicando que respostas horizontais induzidas pela carga vertical devem ser avaliadas para elaboração de projetos.

Sim et al. (2006), apresentaram modelagens numéricas de multidão para arquibancadas, onde a relação entre a massa da estrutura e a do público mostrou-se influente nos valores das frequências naturais, inclusive sobre reduções na direção vertical. A flexibilidade da estrutura para as cargas verticais, além de estar relacionado às baixas frequências naturais, pode implicar em deslocamentos horizontais excessivos, por exemplo, nas cargas de impacto em forma de pulos, o que criaria excentricidades significativas.

Em função dos casos de problemas com estruturas e do número de estudos sobre carregamentos atuantes nas arquibancadas, orientações de projeto para estruturas de arquibancada temporária já são encontrados, com indicação de necessidade de

análise dinâmica completa da estrutura, quando existe a possibilidade de sincronização de cargas rítmicas (IStructE, 2007). Neste sentido um modelo numérico calibrado seria bastante útil para avaliações completas de uma estrutura deste tipo, de modo a elucidar eventuais incertezas quanto ao comportamento dinâmico da estrutura devido à movimentação de usuários.

Trabalhos sobre modelagens deste tipo de estrutura ainda são escassos. Desta forma, investigações acerca do papel desempenhado por elementos de arquibancadas temporárias, tais como tablados, conexões e alambrado, e seu efeito no comportamento dinâmico da estrutura, com enfoque na elaboração de modelos numéricos, desempenhariam papel relevante no contexto.

3. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

Diversos modelos de arquibancadas temporárias podem ser encontrados. Estes modelos divergem basicamente quanto aos materiais e componentes que são utilizados na suas montagens.

3.1 – Elementos típicos de estruturas de arquibancada temporária.

Tomando como referência as estruturas de arquibancadas utilizadas no Brasil, na Tabela 1 são apresentados alguns elementos comumente utilizados na montagem destas estruturas, com as respectivas descrições e suas principais funções.

Tabela 1: Componentes das estruturas de arquibancada temporária.

<i>REF.</i>	<i>ELEMENTO</i>	<i>DESCRIÇÃO</i>	<i>PRINCIPAIS FUNÇÕES</i>
1	Guarda-corpo	Elemento de borda da arquibancada.	Proteger os espectadores contra possíveis quedas.
2	Assento	Tablados, geralmente de madeira, para acomodação do público.	Receber o carregamento dos espectadores e transmití-los para outros elementos.
3	Pórtico em degraus	Pórtico plano em formato de degraus.	Transmissão dos esforços dos assentos às colunas verticais
4	Quadros	Barras soldadas, posicionadas de forma intercalada na arquibancada.	Formam as torres e aumentam a rigidez.
5	Contraventamento	Barras diagonais que ligam nós de níveis diferentes	Proporcionam distribuição de esforços e asseguram estabilidade lateral.
6	Barras horizontais	Ligam as barras verticais entre si.	Auxiliam na redistribuição de esforços.
7	Apoios	Formados geralmente por chapa e segmentos de tubo e posicionados usualmente sobre peças de madeira.	Transmitir os diversos esforços da estrutura para o solo.
8	Conexões	Peças de ligação entre componentes das barras.	Unem barras que constituem a estrutura.

Um exemplo de arquibancada desmontável é apresentado na Figura 3, onde são indicados alguns dos elementos anteriormente enumerados (Vide tabela 1).

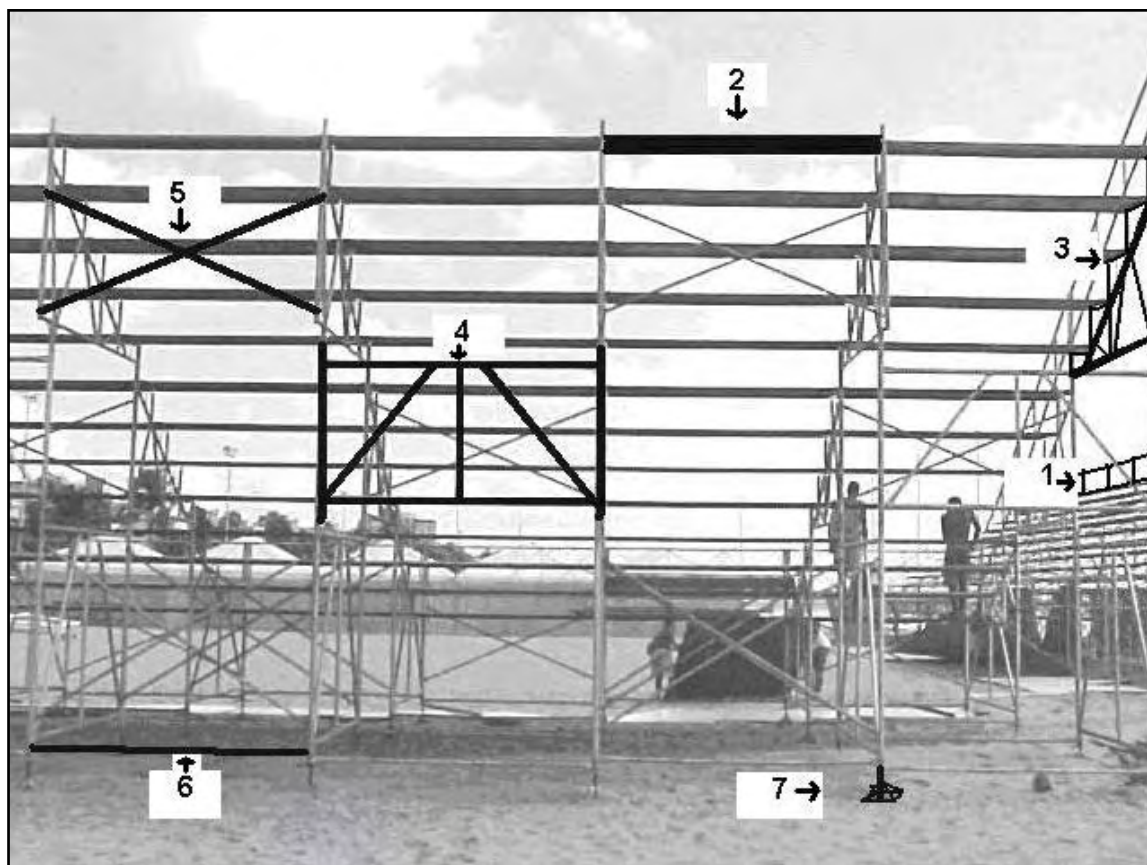
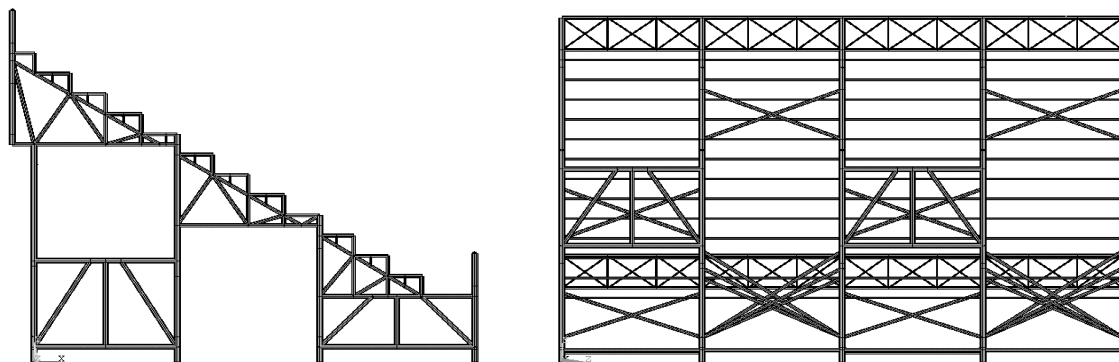


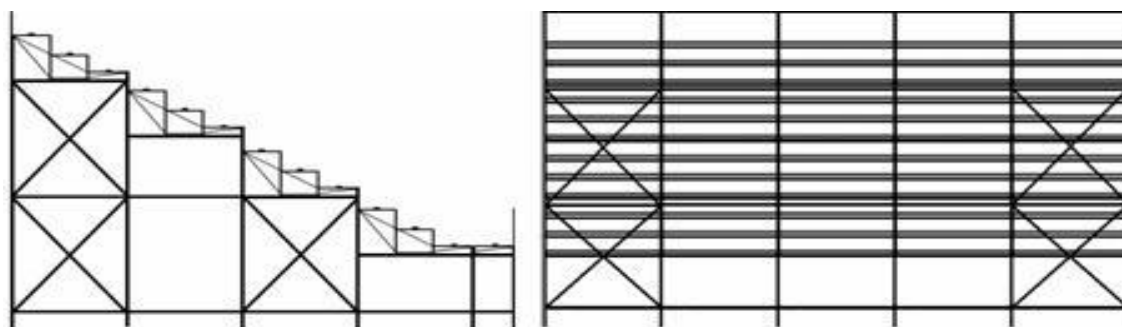
Figura 3: Arquibancada com elementos enumerados (Vide tabela 1).

Nas Figuras 4 a 7 são apresentados, de forma esquemática, algumas arquibancadas temporárias utilizadas no Brasil, em vista lateral e de fundo. As estruturas são formadas basicamente por peças típicas de estruturas de andaime, cujas conexões são feitas geralmente com encaixes, facilitando o processo de montagem e desmontagem da mesma (Brito e Pimentel, 2009).

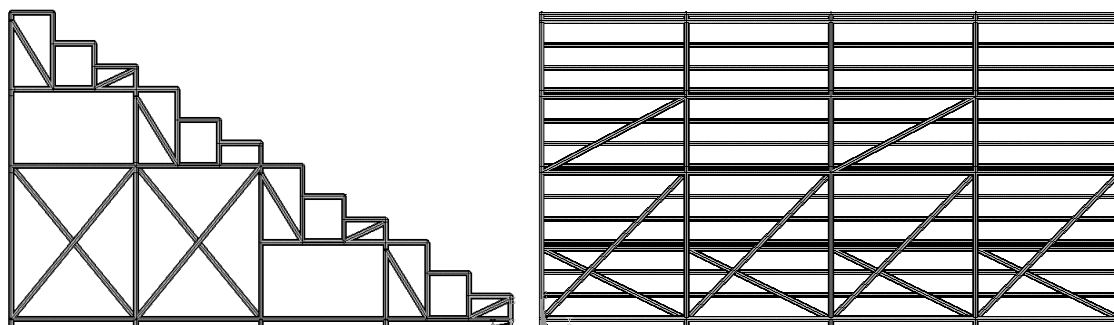
Na Figura 4 é apresentado um esquema de arquibancada, em vista lateral e de fundo. O módulo padrão desta estrutura apresenta barras metálicas de comprimentos variáveis e assentos em tablados de madeira. Os tablados estão apoiados sobre três pórticos em degrau, onde cada pórtico apóia de 3 a 5 tablados, acrescidos de um tablado extra utilizado para circulação na parte inferior.

**Figura 4: Modelo tipo I.**

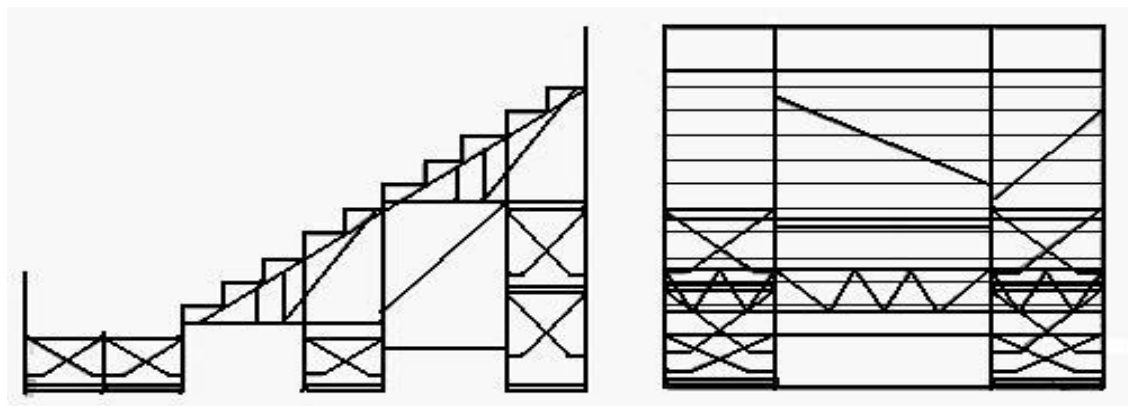
Outro esquema de disposição de barras é apresentado na Figura 5. As barras verticais apresentam saliência para possibilitar encaixes com as horizontais. Estes encaixes são fixados por meio de pinos metálicos. Observa-se o número de barras longitudinais (dispostas ao longo da arquibancada) e o sistema de contraventamento, colocado a cada segmento de quatro módulos. A estrutura que apóia as pranchas de madeira do tablado apresenta um sistema de encaixe pontual nos pórticos, estes unidos por barras longitudinais localizadas na parte inferior e frontal de cada degrau. Estas barras longitudinais tendem a evitar que o tablado participe como elemento estrutural para a rigidez da estrutura.

**Figura 5: Modelo tipo II.**

Um outro esquema estrutural de arquibancada desmontável é apresentado na Figura 6, com 4 módulos e 12 tabladados. Nota-se a presença de 4 pórticos em degraus, com 3 degraus cada e o contraventamento feito com barras com formato de xis nos quadros maiores, além das barras de contraventamento, vistas de fundo, dispostas de forma distinta da forma do caso anterior.

**Figura 6: Modelo tipo III.**

Já na Figura 7 é apresentado um modelo de arquibancada com modulação diferenciada das anteriores por apresentar quadros em forma de torres intercalando os módulos. Cada módulo possui tablados com 60 cm de largura e comprimentos de 2,35 m ou 1,20 m. A união de vários módulos padrão compõe a estrutura.

**Figura 7: Modelo tipo IV.**

Pode-se observar que, mesmo utilizando componentes de mesma função estrutural, há uma variedade no arranjo destes, obtendo-se diferentes estruturas, cujo comportamento estrutural e eficiência na transmissão de cargas são conseqüentemente diferentes. Em particular, duas destas arquibancadas desmontáveis (Modelo I e Modelo III) foram analisadas no que diz respeito ao comportamento para cargas estáticas e dinâmicas (Marinho, et. al., 2006). Para verificação do comportamento estático, utilizou-se 4 kN/m² de sobrecarga. Concluiu-se que as duas estruturas possuíam barras com seção transversal sub-dimensionadas para resistir a cargas estáticas, e uma delas (Modelo I) possuía baixos valores de frequência natural na direção lateral, com valor inferior ao recomendado por Littler (1996) para evitar problema de vibração nesta

direção. A estrutura de arquibancada investigada nesta pesquisa tem como modulação e elementos básicos os apresentados como Modelo IV (Figura 7), diferindo quanto ao número de degraus, número de módulos e espaço de acesso ao público.

Com variedade de modelos de estruturas e materiais, não é raro relatos de casos de colapsos destas estruturas. A seguir é apresentado levantamento de casos de colapsos reportados em jornais, revistas, artigos e na internet.

3.2 – Casos de colapsos de arquibancada temporária.

O número de casos de colapsos de estruturas de arquibancadas temporárias vem crescendo nos últimos anos, possivelmente em virtude do aumento no uso deste tipo de estrutura para a realização de eventos. Muitos casos de acidentes têm deixado vítimas fatais e/ou pessoas gravemente feridas.

O levantamento de casos de colapso ocorridos visa relacioná-los a aspectos de projeto, montagem e fiscalização. Para tanto, fez-se um levantamento de reportagens e publicações de ocorrências com estas estruturas na literatura técnica e em alguns bancos de dados de notícias disponíveis na Internet. O principal banco de dados utilizado foi o “*Newspaper.com*”, onde se obteve um bom número de casos ocorridos em décadas passadas, com uma incidência maior de relatos de casos ocorridos nos Estados Unidos, o que explica uma maior incidência de colapsos, aqui relacionados, ocorrendo neste país. O principal motivo para se fazer pesquisa em jornais de notícia foi o grande número de registro de casos existentes e não reportados em literatura técnica. Os poucos casos encontrados em artigos de revistas técnicas foram citados.

Neste levantamento foram descartados casos dúbios quanto ao tipo de estrutura (se temporária ou permanente) e casos que tiveram algum vínculo com causas extraordinárias, tais como explosões, colisões de veículos, ou mesmo casos de incêndio, pois não guardariam relação com os aspectos de interesse a serem observados, uma vez que o enfoque é de tentar identificar possíveis problemas na estrutura. Foram levantados 93 casos entre os anos de 1899 e 2008, com ocorrência de mais de 85 mortes e mais de 6.350 feridos, que resulta em uma taxa de aproximadamente 0,9 mortes e 68 feridos por caso investigado, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2: Levantamento de casos de colapso

Local e Data	Mortos (†); Feridos (‡)	Local e Data	Mortos (†); Feridos (‡)	Local e Data	Mortos (†); Feridos (‡)
Oklahoma, USA, 1889	4 † ; dezenas ‡	Columbus, USA, 1936	pelo menos 4 ‡	Cleveland, USA, 1993	47 ‡
Chicago, USA, 1901	25 ‡	Dallas, USA, 1940	pelo menos 28 ‡	Indianapolis, USA, 1993	13 ‡
Richmonds, USA, 1903	pelo menos 8 ‡	Cedar Rapids, USA, 1945	vários ‡	London, UK, 1994	pelo menos 50 ‡
Carthage, USA, 1904	nenhum	Hamburg, USA, 1946	1 † ; 2 ‡	São Paulo, Brasil, 1995	50 ‡
Madison, USA, 1908	pelo menos 2 ‡	St. Louis, USA, 1947	pelo menos 20 ‡	São Francisco do Sul, Brasil, 1996	104 ‡
Pittsburg, USA, 1910	Vários ‡	Goshen, USA, 1947	pelo menos 71 ‡	Tekit, Mexico, 1997	pelo menos 3 † e 80 ‡
Indianapolis, USA, 1912	45 ‡	Lafayette, Indiana, USA, 1947	2 † ; pelo menos 250 ‡	Newtown, Australia, 1997	14 ‡
Chicago, USA, 1913	1 ‡	Reading, USA, 1948	4 ‡	New York, USA, 2000	15 ‡
Evansville, USA, 1914	pelo menos 30 ‡	Reedwood, USA, 1948	~ 60 ‡	Rio Janeiro, Brasil, 2001	3 ‡
Madison, USA, 1915	10 ‡	Scranton, USA, 1950	~ 15 ‡	Carapicuíba, Brasil, 2002	pelo menos 75 ‡
Mobile, USA, 1919	~ 25 ‡	Dunbar, USA, 1951	3 ‡	Santa Rita do Itueto, Brasil, 2003	9 ‡
Montreal, Canada, 1919	nenhum	Estelline, USA, 1952	pelo menos 75 ‡	Sumaré, Brasil, 2004	1 ‡
Buffalo, USA, 1920	50 ‡	Baltimore, USA, 1952	~ 275 ‡	Naranjito, Ecuador, 2004	~150 ‡
Denver, USA, 1920	60 ‡	Austin, USA, 1953	15 ‡	Lincoln, UK, 2004	~30 ‡
Lincoln, USA, 1921	4 ‡	Malvern, USA, 1953	nenhum	Erechim, Brasil, 2004	~ 80 ‡
Oakland, USA, 1922	3 ‡	Beaverton, USA, 1956	17 ‡	Bananal, Brasil, 2005	38 ‡
Pasadena, USA, 1926	pelo menos 2 † e 200 ‡	Washington, USA, 1956	35 ‡	Boa Esperança, Brasil, 2005	1 ‡
Uniontown, USA, 1927	~ 100 ‡	San Luis, Mexico, 1959	12 † ; ~ 50 ‡	Alto Jequitibá, Brasil, 2005	123 ‡
Pottsville, USA, 1928	~15 ‡	Indianapolis, USA, 1960	2 † ; ~ 75 ‡	Rio Janeiro, Brasil, 2005	13 ‡
Dubois, USA, 1929	8 ‡	Sandusky, USA, 1966	pelo menos 1 ‡	Várzea Grande, Brasil, 2005	~ 600 ‡
Neenah, USA, 1929	4 ‡	Harrisburg, USA, 1968	pelo menos 15 ‡	Natal, Brasil, 2005	~ 40 ‡
Gary, USA, 1931	49 ‡	Union Grove, USA, 1969	~ 40 ‡	Cañar, Ecuador, 2006	80 ‡
Donora, USA, 1931	pelo menos 1 ‡	Yuma, USA, 1974	8 ‡	La Piedad, Mexico, 2006	4 ‡
New York, USA, 1931	~150 ‡	New Philadelphia, USA, 1981	43 ‡	Cianorte, Brasil, 2006	pelo menos 26 ‡
Shenandoah, USA, 1931	~ 6 ‡	Alliance, USA, 1982	pelo menos 40 ‡	Puente Piedra, Peru, 2006	2 † ; 51 ‡
Columbus, USA, 1933	8 ‡	Puerto Rico, 1982	45 ‡	Tibagi, Brasil, 2006	~ 30 ‡
Syracuse, NY, USA, 1935	15 ‡	Trivandrum, India, 1984	pelo menos 1 † ; 400 ‡	Cruzeiro do Oeste, Brasil, 2007	1 † ; 3 ‡
Iowa City, USA, 1935	1 ‡	Tecate, Mexico, 1985	pelo menos 120 ‡	Fortaleza, Brasil, 2008	~ 100 ‡
Brooklyn, USA, 1936	8 ‡	Greenport, USA, 1986	pelo menos 60 ‡	Planadas, Colombia, 2008	~ 100 ‡
Bucharest, Romania, 1936	42 † ; 375 ‡	Albany, USA, 1986	~ 76 ‡	Campo Mourão, Brasil, 2008	13 ‡
Chelsea, USA, 1936	15 ‡	Bastia, Corsica, 1992	13 † ; 1,300 ‡	San Miguel de Tucumán, Argentina, 2008	1 † ; 16 ‡

Na Figura 8 é apresentado um levantamento da incidência de colapsos por tipo de evento, dividindo-se em cinco grupos, a saber: eventos cívicos, eventos esportivos,

eventos religiosos, shows e outros eventos, sendo este último referente a eventos especiais não englobados pelas quatro categorias citadas anteriormente, tais como leilões, gravação de novelas, entre outros. Os rodeios, espetáculos circenses e automotivos foram colocados como shows. Dentre os casos apresentados existem eventos do tipo festivais e/ou espetáculos musicais, com ocorrências de cargas rítmicas.

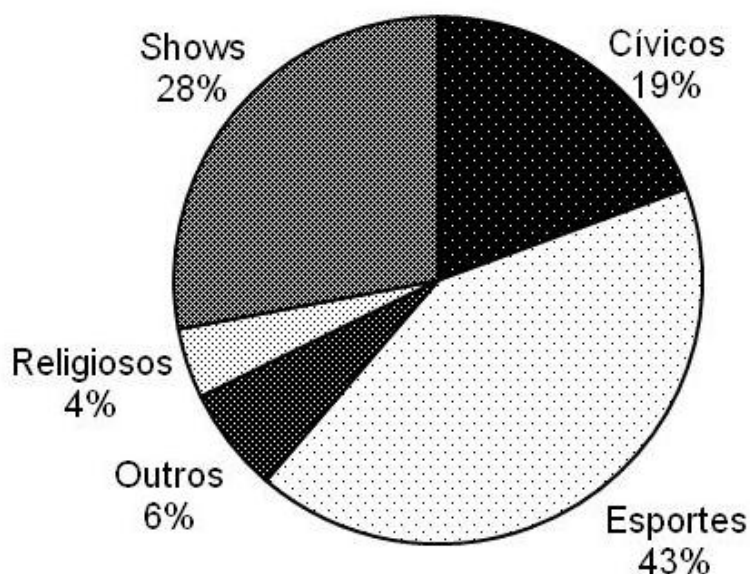


Figura 8: Distribuição da porcentagem de eventos resultantes de colapsos estudados

Uma preocupação com o levantamento foi de procurar indícios que pudessem levar às possíveis causas dos acidentes. Neste sentido, além dos locais, datas, número de acidentados e evento realizado com a estrutura, levou-se em conta relatos ou descrição de perícias que pudessem indicar falhas ou patologias que contribuíram para o colapso.

Na Tabela 3 são apresentados alguns dos casos de acidentes investigados cujos relatos acerca de possíveis causas foram mais consistentes, apresentando maiores detalhes de falhas ou comentários que pudessem conduzir a indícios de causas. Vários relatos de percepção de vibração, superlotação e falhas na montagem foram constatados.

Tabela 3: Casos de colapso com relatos

LOCAL, DATA	EV	RELATOS / CAUSAS	REF.
Chicago, EUA, 1901	E	Problemas nos apoios e movimentos inesperados dos usuários.	Newspaper, 2007
Richmonds Region, EUA, 1903	E	Possível problema de fixação de barras dos apoios.	Newspaper, 2007
Pittsburg, EUA, 1910	E	Evidencias de barras insuficientes e vibração excessiva.	Newspaper, 2007
Madison, EUA, 1915	E	Barras frágeis.	Newspaper, 2007
Oaklandon, EUA, 1922	E	Um dos suportes caiu.	Newspaper, 2007
Passadena, EUA, 1926	C	Colapso durante progresso do desfile. Aparente problema de montagem utilizando pregos pequenos; Houve percepção de vibração antes de a estrutura cair lentamente para a direita.	Newspaper, 2007
Gary, EUA, 1931	C	Aparente falha nos apoios.	Newspaper, 2007
Brooklyn, EUA, 1936	E	Apoios afundaram com solo mole.	Newspaper, 2007
Bucharest, Romênia, 1936	C	Possível utilização de materiais de qualidade inferior.	Newspaper, 2007
Columbus, EUA, 1936	E	Possibilidade de superlotação.	Newspaper, 2007
St. Louis, EUA, 1947	E	Suportes de madeira afundaram com o chão encharcado.	Newspaper, 2007
Lafayette, EUA, 1947	E	Indícios de falha estrutural; excitação do público pode ter ocasionado o colapso.	Newspaper, 2007
Reedwood, EUA, 1948	S	Possibilidade de superlotação e agitação de público com banda.	Newspaper, 2007
Estelline, EUA, 1952	C	Evidencias de carregamento excessivo com falha em elemento estrutural que flambou.	Newspaper, 2007
Baltimore, EUA, 1952	S	A permissão de utilização tinha sido negada pela prefeitura. A jurisdição era do estado, por conta do local. Possibilidade de problemas nas conexões.	Newspaper, 2007
Austin, EUA, 1953	E	O solo foi amolecido pela chuva	Newspaper, 2007
Union Grove, EUA, 1969	E	Evidências de que o contraventamento tenha cedido.	Newspaper, 2007
Yuma, EUA, 1974	E	Público animado por banda que marchava no momento do colapso.	Newspaper, 2007
Albany, EUA, 1986	S	Advertências de solo encharcado. Engenheiro avaliou que a arquibancada não estava preparada para suportar esforços horizontais estabelecidos em normas. Relatos de amarração com cordas.	Newspaper, 2007
Bástia, França, 1992	E	Barras de contraventamento insuficientes teria sido a principal causa. Público pulando em ritmo fixo. Arquibancada vibrou por aproximadamente 3 segundos antes de cair.	Bolton, 1992a Ji e Ellis, 1997
Cleveland, EUA, 1993	S	Deslizamento de componentes de suas amarras.	Newspaper, 2007
Londres, Reino Unido, 1994	S	Adição não padronizada de barras.	Oliver, 1994; Scoss, 1997.
Santa Catarina, BR, 1996	E	Encontrados materiais em péssimas condições	UOL, 2000
Newtown, AU, 1997	S	Falha de projeto envolvendo contraventamento e carregamento de projeto	WORKCOVER, 2001
Nova York, EUA, 2000	R	Três fileiras do topo da estrutura se dividiram e caíram	Daily News, 2000
Sumaré, BR, 2001	S	Temporal, com muita chuva e vento teria sido a causa do colapso	TODO DIA, 2004
Rio de Janeiro, BR, 2001	S	"Um dos degraus de acesso teria cedido"	FOLHA, 2001
Minas Gerais, BR, 2003	S	"A estrutura não agüentou o peso das pessoas pulando"	TERRA, 2003
Lincoln, Inglaterra, 2004	R	Percepção de vibração; movimentos sincronizados. Multidão foi mais animada do que o esperado.	BBC NEWS, 2006
Rio Grande do Sul, BR, 2004	E	Falha na montagem seria possível causa	FOLHA, 2004
Mato Grosso, BR, 2005	S	A estrutura cedeu quando o público dançava e pulava na arquibancada, incentivados pelo locutor.	O POVO, 2005
Rio Grande do Norte, 2005	S	Superlotação; falta de contraventamento e irregularidades no apoio.	DIÁRIO DE NATAL, 2006
La Piedad, México, 2006	S	Evidencias de afundamento dos apoios em solo encharcado.	CAMBIO DE MICHOACÁN, 2006
Tibagí, Paraná, 2006	C	Problemas com conexões. Relatos de falta de inspeção para funcionamento.	BONDE, 2006
Cañar, Equador, 2006	E	Estrutura de madeira armada com cordas	TERRA, 2006
Fortaleza, Ceará, 2008	C	Problemas com apoios e barras diagonais	DIÁRIO DO NORDESTE, 2008

Nota: E – Eventos Esportivos; C – Eventos Cívicos; R – Eventos Religiosos e S – Shows, incluindo rodeios e espetáculos circenses.

Na Figura 9 é apresentada uma incidências de ocorrências, a partir do diagnóstico dos relatos descritos na Tabela 3. Foram criadas 7 categorias que pudessem representar os relatos, das quais a que se refere a relatos de carregamento foi a que mais se destacou, seguido de problemas com os apoios. Os percentuais observados podem possuir potencial margem de imprecisão em função do tipo de fonte utilizada, no entanto sem comprometer em geral a caracterização das possíveis causas.

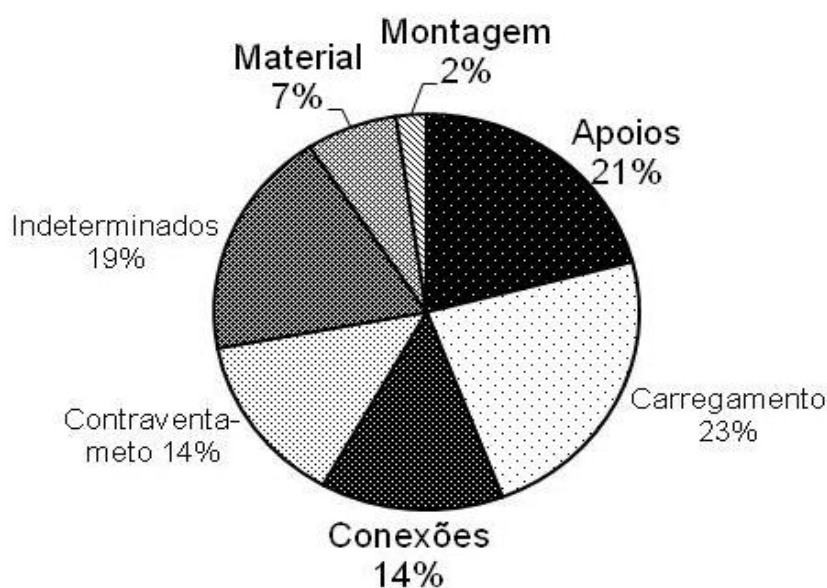


Figura 9: Distribuição da porcentagem de possíveis causas relatadas

Da parcela referente aos efeitos do carregamento, em torno de 60% tiveram algum vínculo com excitação dinâmica, seja quanto à percepção da vibração na estrutura anteriormente ao colapso, seja quanto à forma como o público excitava a estrutura no momento do colapso.

Ainda acerca do carregamento, Ellis et. al. (1994a) menciona uma densidade de carregamento de 5 kN/m² utilizado nas normas britânicas e relata que quando o público está sentado esta densidade cai para 4 kN/m², sendo esta freqüentemente utilizada em projetos. Sendo assim, o carregamento pode variar em função do tipo de acomodação e de evento a que se destinam as arquibancadas.

É interessante notar que os diversos casos de acidentes apresentados, principalmente os de causas recorrentes, proporcionaram falhas que poderiam ser

evitadas caso o organizador ou empresa contratada para organizar determinado evento garantisse acompanhamento de um profissional. Este profissional poderia observar, dentre outras exigências, as seguintes:

1. Existência de projeto de montagem da estrutura em função do público estimado;
2. Existência de cálculo estático e dinâmico da estrutura em função do tipo de evento;
3. Adequadas condições dos elementos estruturais empregados;
4. Segurança das condições de apoio, incluindo capacidade de carga do solo;
5. Presença de barras de contraventamento, dispostas de forma a assegurar a estabilidade da estrutura e aumento de rigidez nas três direções;
6. Acompanhamento de fiscalização externa possibilitando informações seguras e eventuais correções decorrentes de exigências pós-fiscalização.

As informações acerca dos casos e suas possíveis causas estimulam a realização de trabalhos que possam investigar pelo menos parte das possíveis causas e nortear melhoramentos de procedimentos de uso e de projeto para este tipo de estrutura de uso coletivo.

4. METODOLOGIA

Os procedimentos adotados para as medições e processamento de dados são abordados em seguida. Ainda serão apresentadas algumas características de softwares e equipamentos utilizados na aquisição de dados.

Em linhas gerais, os estudos baseiam-se na caracterização dos componentes existentes em estrutura de arquivancada temporária metálica. Em seguida procurou-se correlacionar resultados experimentais e resultados de modelos numéricos elaborados em elementos finitos, utilizando-se também de dados obtidos em testes prévios com módulo de estrutura de arquivancada e seus respectivos componentes.

Informações de investigações anteriores foram utilizadas para elaboração de modelos numéricos que pudessem representar estrutura em tamanho real. As modelagens foram depois calibradas, após realização de testes modais em estrutura em escala real, a partir de correlação numérico-experimental.

Os dados experimentais da estrutura investigada foram obtidos por meio de testes modais realizados em arquivancada montada em laboratório da UFPB, realizando-se excitações na forma de impacto, sendo as respostas captadas e processadas. Os sinais de resposta em aceleração no domínio do tempo foram convertidos para o domínio da frequência por um analisador de espectro, logo após a aquisição. Os picos de resposta neste domínio indicam possíveis frequências naturais da estrutura, que estão associadas a respectivos modos de vibração.

Já os resultados numéricos foram obtidos por meio de análises modais em elementos finitos, utilizando o software ANSYS (ANSYS, 2009). Estas análises possibilitaram a extração dos modos de vibração da estrutura com suas respectivas frequências naturais de vibração. O módulo de pós-processamento do software permite visualizar a forma do modo de vibração ou gerar um vídeo de animação do mesmo.

A correlação é feita através do ajuste das frequências naturais numéricas com as experimentais e avaliando se a forma do modo obtido numericamente é consistente com as medições.

4.1 – Testes modais – Breve embasamento

Segundo Ewins (1984), teste modal é definido como o processo envolvido nos ensaios de estruturas com o objetivo de descrever matematicamente seu comportamento e suas características dinâmicas tais como, frequências naturais, amortecimentos e formas modais. Ele se baseia no fato de que o comportamento geral de um sistema linear pode ser descrito como uma composição de movimentos independentes entre si. Estes movimentos independentes são definidos como modos de vibração.

Em um sentido amplo, poderíamos dizer que a análise modal é um processo por meio do qual descrevemos uma estrutura em termos de suas características, que são as frequências naturais, os fatores de amortecimento e as formas modais, conjunto de características conhecidas como propriedades dinâmicas.

Análise modal, desta forma, é utilizada para determinar a frequência natural, os modos de vibração de uma determinada estrutura e a medida de dissipação de energia correspondente ao amortecimento. As frequências naturais de uma estrutura correspondem a cada modo de vibrar e são nestas que a estrutura tende a vibrar naturalmente quando sujeita a um distúrbio.

Os modos de vibração de uma estrutura são as deformadas da estrutura para uma frequência específica, ou seja, o perfil de deformação da estrutura em cada modo. Quando se realiza análise modal, as vibrações livres da estrutura são de interesse na análise, e são obtidas quando nenhuma força é aplicada.

Para realização do testes primeiramente a estrutura ou componente sob análise é excitada mecanicamente e sua resposta vibratória é medida utilizando-se um sistema de aquisição de sinais. Um aparato instrumental para o ensaio modal possibilita captura dos sinais de excitação e resposta, respectivamente, pelos transdutores de força e aceleração, que os enviam ao analisador de sinais, após serem condicionados. Com os sinais, manuseando-os do domínio do tempo para o domínio da frequência, usando a transformada de Fourier, pode-se obter a Função Resposta em Frequência (FRF). Após a aquisição das FRFs é feita a extração dos parâmetros modais utilizando softwares específicos para esta tarefa.

O método utilizado para excitar a estrutura foi o do martelo de impacto. A utilização do martelo de impacto tem várias vantagens, como praticidade, facilidade de transporte e custo. Os inconvenientes são principalmente para estruturas de grande porte, pois às vezes não existem martelos de impacto capazes de induzir vibrações significativas.

A etapa seguinte à aquisição da FRF é a extração dos parâmetros modais, para a qual existem diversos métodos de ajustes de curvas. O objetivo desta seção é indicar, de uma maneira conceitual, as características dos principais métodos de ajuste de curva (Ewins, 1984). Estes são:

- Métodos de modo simples (Modo-a-Modo)
- Métodos multi-modos

A seguir é apresentado um fluxograma que representa de forma simples as etapas principais de um teste modal (Figura 10).

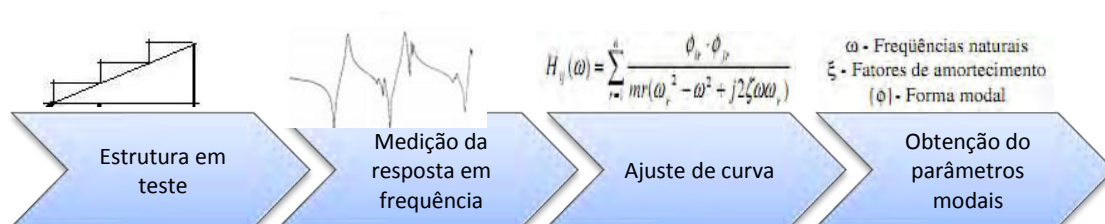


Figura 10 : Fluxograma das principais etapas de um teste modal.

Os resultados experimentais podem ser comparados com resultados de modelagens numéricas elaboradas. A validação destas modelagens é feita geralmente por meio de técnicas de correlação. Alguns parâmetros são variados de modo a ajustar os valores de frequência, observando o aspecto do respectivo modo e técnicas específicas para este fim, tais como o “*Modal Assurance Criteria*” (MAC). O índice MAC é uma quantidade escalar que avalia a diferença entre dois vetores modais, mesmo os autovetores sendo complexos.

Na prática, qualquer valor entre 0,9 e 1 é considerado uma boa relação, ou seja, os modos comparados são idênticos ou proporcionais, indicando uma alta correlação, segundo Ewins (1984). Um valor abaixo de 0,1 pode indicar que não existe correlação.

As causas pelas quais o parâmetro MAC pode não alcançar valores próximos de 1, para modos correlacionados, são: o modelo analítico não ser uma aproximação da estrutura real; presença de não linearidades na realização do ensaio; presença de ruído nas medições; erros no processamento dos dados medidos; escolha imprópria dos graus de liberdade incluídos na correlação. Outra observação pertinente é a de que o MAC se torna ineficiente quando as frequências ressonantes da estrutura são muito próximas.

O parâmetro COMAC (Coordinate Modal Assurance Criterion) é uma medida local de comparação e correlação entre modos de vibração de uma estrutura. O COMAC correlaciona dois conjuntos de formas modais, no mesmo grau de liberdade, que podem ser obtidos de forma experimental, teórica ou numérica.

Este procedimento também identifica conjunto de coordenadas por meio de uma correlação que varia na faixa de 0 a 1. Os valores próximos de 0 representam discordância entre os modos de vibrar obtidos naquele grau de liberdade e valores próximos de 1 representam concordância entre os modos de vibração naquele ponto.

4.2 – Estudos prévios de elementos da arquibancada

Pesquisas anteriores (Brito, 2005) com elementos de arquibancada são utilizados neste trabalho, com a utilização de dados como introdução aos testes e modelagens que foram realizados na Tese. Desta forma, este trabalho pode ser entendido como uma continuação de trabalhos realizados na época do Mestrado.

Os estudos tiveram como base, testes em módulos de estrutura de arquibancada temporária com menores dimensões, de forma a se obter propriedades mecânicas dos materiais e propriedades geométricas de elementos utilizados para montagem do tipo de estrutura de arquibancada investigado. Os trabalhos também produziram valores de constantes de mola que representassem as braçadeiras utilizadas na montagem da estrutura nos modelos numéricos a serem desenvolvidos. Os valores destas constantes foram obtidas através de correlação de dados experimentais com modelagens numéricas. Para a realização das correlações, uma seqüência lógica de investigação dos elementos da estrutura foi adotada, na medida em que iam sendo eliminadas as incertezas com parâmetros das estruturas investigadas.

De forma resumida a seqüência adotada foi a de, inicialmente, realizar testes com tubos e, a partir da correlação com modelo numérico do mesmo, obter valores médios de módulo de elasticidade do material. Em seguida foram investigadas as conexões com braçadeiras metálicas, de forma a se obter constantes de mola que representassem as mesmas no modelo numérico. Foi então possível investigar pequeno protótipo de estrutura de arquibancada, interligada por barras fixadas por braçadeiras metálicas. Este protótipo foi estudado com a inserção de modelos de tablados que representassem melhor o comportamento dinâmico dos assentos.

Para caracterização dos tubos, foram obtidos os valores apresentados na tabela a seguir. Foram investigados tubos com 75 cm e 150 cm de comprimento. O módulo de elasticidade do material dos tubos, além da massa específica, apresentaram ambos variabilidade de resultados, influenciando significativamente nas suas freqüências naturais, sendo os valores da Tabela 4 uma média de valores obtidos com tubos de comprimento de 150 cm, os maiores que foram utilizados nos referidos testes.

Tabela 4: Média dos valores obtidos das investigações com tubos

Diâmetro Externo	48,5 mm
Espessura	3,2 mm
Área	$4,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2$
Momento de Inércia	$1,2 \times 10^{-7} \text{ m}^4$
Massa Específica	7283 kg/m ³
Módulo de Elasticidade Longitudinal	188,8 GPa

Em seqüência, foram investigadas as braçadeiras metálicas utilizadas para união entre barras de uma estrutura. Na figura 11 é apresentado desenho esquemático de montagens de dois tipos de braçadeiras que foram utilizados: a braçadeira fixa e a móvel. O modelo de braçadeira fixa permite a união de tubos apenas em ângulo de 90°; a móvel, por sua vez, permite variação de ângulos entre os tubos conectados.

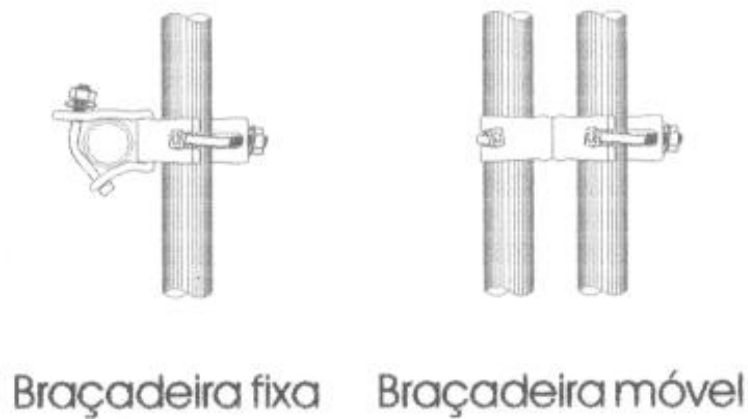


Figura 11: Modelos de braçadeiras

Testes em uma montagem formada por dois tubos conectados por uma braçadeira metálica foram realizados para investigar a ligação (braçadeira), conforme figura 12. Os testes consistiram basicamente na excitação da estrutura e medição da resposta por meio de um acelerômetro, estando a montagem suspensa por ligas de borracha. Modelo numérico desenvolvido possibilitou realizar correlação numérico-experimental de sorte a se obter constantes de mola que representassem a referida conexão no modelo numérico.

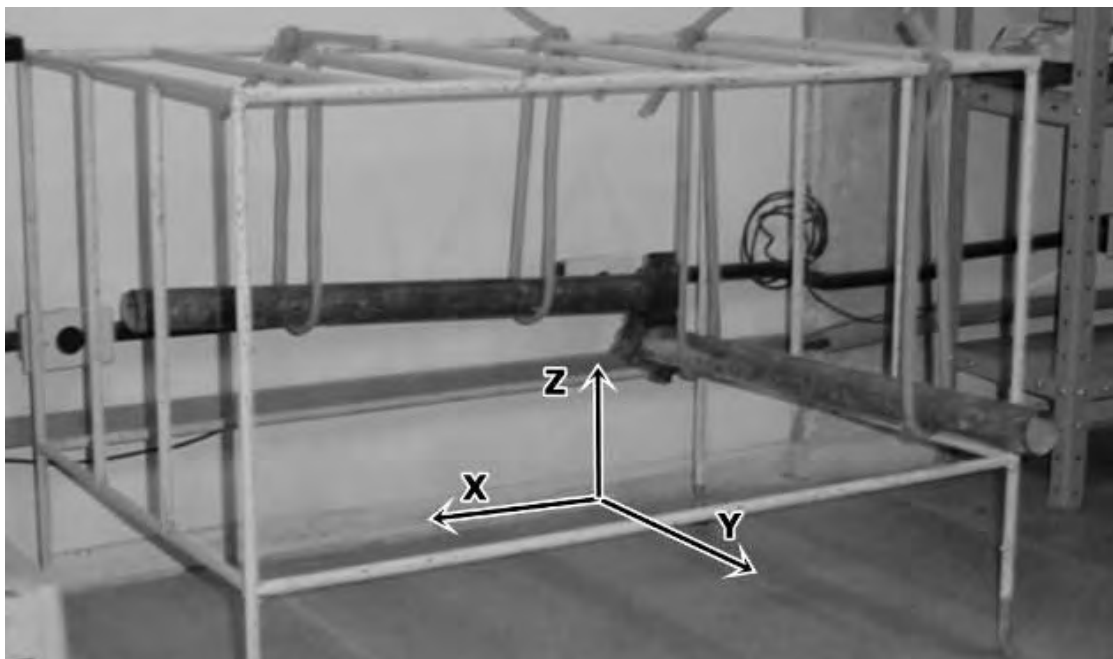


Figura 12: Testes com tubos ligados por braçadeiras

Os valores representados por K_{ux} , K_{uy} e K_{uz} , são referentes às constantes de mola de deslocamentos na direção dos respectivos eixos e os representados por K_{rx} , K_{ry} e K_{rz} são referentes às constantes de mola de rotação em torno do respectivo eixo. O conjunto de valores para conexão móvel se destaca, em especial, pelo baixo valor do K_{rz} , em relação ao da braçadeira fixa.

A correlação com modelo numérico resultou em conjunto de valores de constantes de mola a serem posteriormente utilizados na modelagem de arquibancadas. Os resultados obtidos para tais constantes de mola foram (Vide figura 12 para orientação dos eixos) (Brito, 2005):

- Constantes para conexão fixa:

$$K_{ux} = 6,50 \times 10^6 \text{ N/m}$$

$$K_{rx} = 1,00 \times 10^8 \text{ Nm/rad}$$

$$K_{uy} = 6,50 \times 10^6 \text{ N/m}$$

$$K_{ry} = 1,00 \times 10^8 \text{ Nm/rad}$$

$$K_{uz} = 3,50 \times 10^6 \text{ N/m}$$

$$K_{rz} = 1,00 \times 10^8 \text{ Nm/rad}$$

- Constantes para conexão móvel:

$$K_{ux} = 5,00 \times 10^6 \text{ N/m}$$

$$K_{rx} = 1,00 \times 10^8 \text{ Nm/rad}$$

$$K_{uy} = 5,00 \times 10^6 \text{ N/m}$$

$$K_{ry} = 1,00 \times 10^8 \text{ Nm/rad}$$

$$K_{uz} = 1,16 \times 10^6 \text{ N/m}$$

$$K_{rz} = 1,20 \times 10^4 \text{ Nm/rad}$$

Após a determinação dos valores de constantes de braçadeiras metálicas, outro componente a investigar foi o tablado. Sendo assim, também foi analisado tipo de tablado utilizado na estrutura (Ver figura 13), de forma a se obter modelo para representá-lo quando for posteriormente fixado em arquibancadas.

O tablado é formado por dois perfis do tipo U enrijecido que são interligados por cantoneiras de abas iguais do tipo L (Perfil tipo L), onde é apoiado tablado em madeira do tipo compensado, fixado aos perfis por meio de pregos retorcidos.

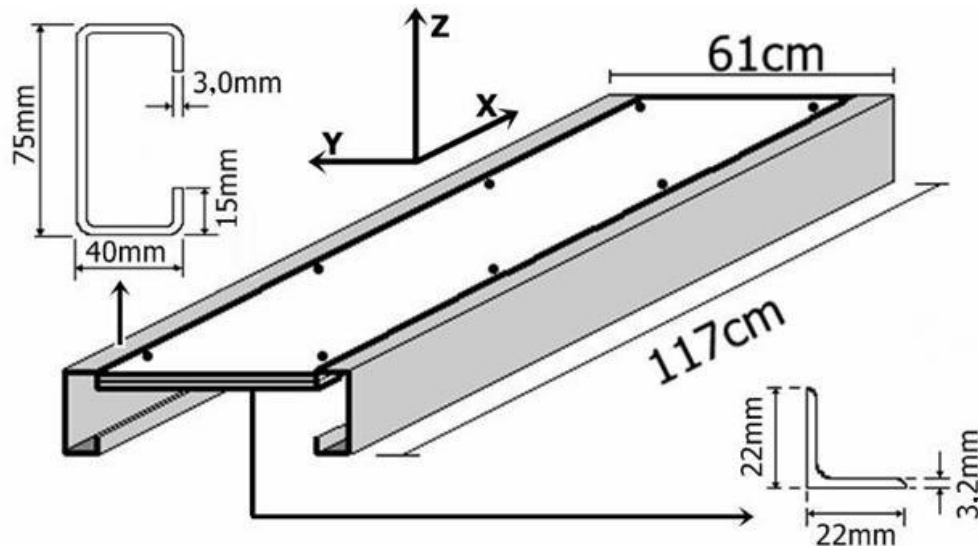


Figura 13: Detalhes de modelo de tablado utilizado

Foram elaborados diversos modelos numéricos que pudessem representar o comportamento do tablado.

Na figura 14 são apresentados alguns modelos utilizados nas investigações. O modelo I é formado por quatro barras, o II por duas barras e uma placa e o III por 8 barras. Os modelos I e III tiveram massas pontuais inseridas para representar a placa de madeira (compensado) e o modelo II teve a placa de madeira modelada como casca.

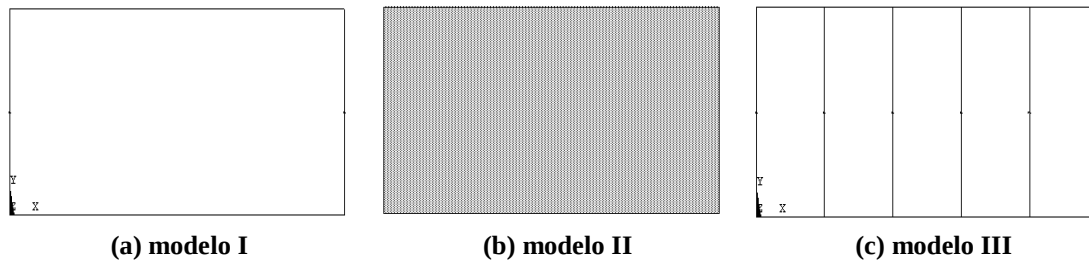


Figura 14: Modelos experimentais testados

O modelo que melhor representou o comportamento do tablado para os primeiros modos de vibração foi o modelo III, constituído por barras transversais que unem os perfis, com massa concentrada nos pontos centrais destas, que representam o efeito do compensado de madeira. Foram utilizadas as seguintes constantes de mola para união das barras transversais com os perfis U enrijecido.

- Constantes para fixação de Perfis L em perfis U, no tablado (Ver orientação de eixos na figura 13):

$$K_{ux} = 1 \times 10^8 \text{ N/m};$$

$$K_{rx} = 5 \times 10^2 \text{ Nm/rad};$$

$$K_{uy} = 1 \times 10^8 \text{ N/m};$$

$$K_{ry} = 5 \times 10^2 \text{ Nm/rad};$$

$$K_{uz} = 1 \times 10^8 \text{ N/m};$$

$$K_{rz} = 5 \times 10^2 \text{ Nm/rad}.$$

É interessante notar que o modelo com elemento de placa não foi o que mais se adequou no caso, possivelmente devido a não colaboração do assento de madeira na rigidez do tablado.

Após o estudo destes componentes individuais, pôde-se então investigar um módulo de estrutura de arquibancada, montada inicialmente por barras, fixadas por braçadeiras metálicas e com três assentos, visando determinar a melhor forma de modelar o encaixe do tablado na estrutura (Figura 15). Estes testes foram realizados com inclusão/exclusão progressiva de componentes, de forma a se ter 5 modelos numéricos desenvolvidos desta estrutura de acordo com ensaios realizados, sendo dois com tabladados e três sem tabladados.

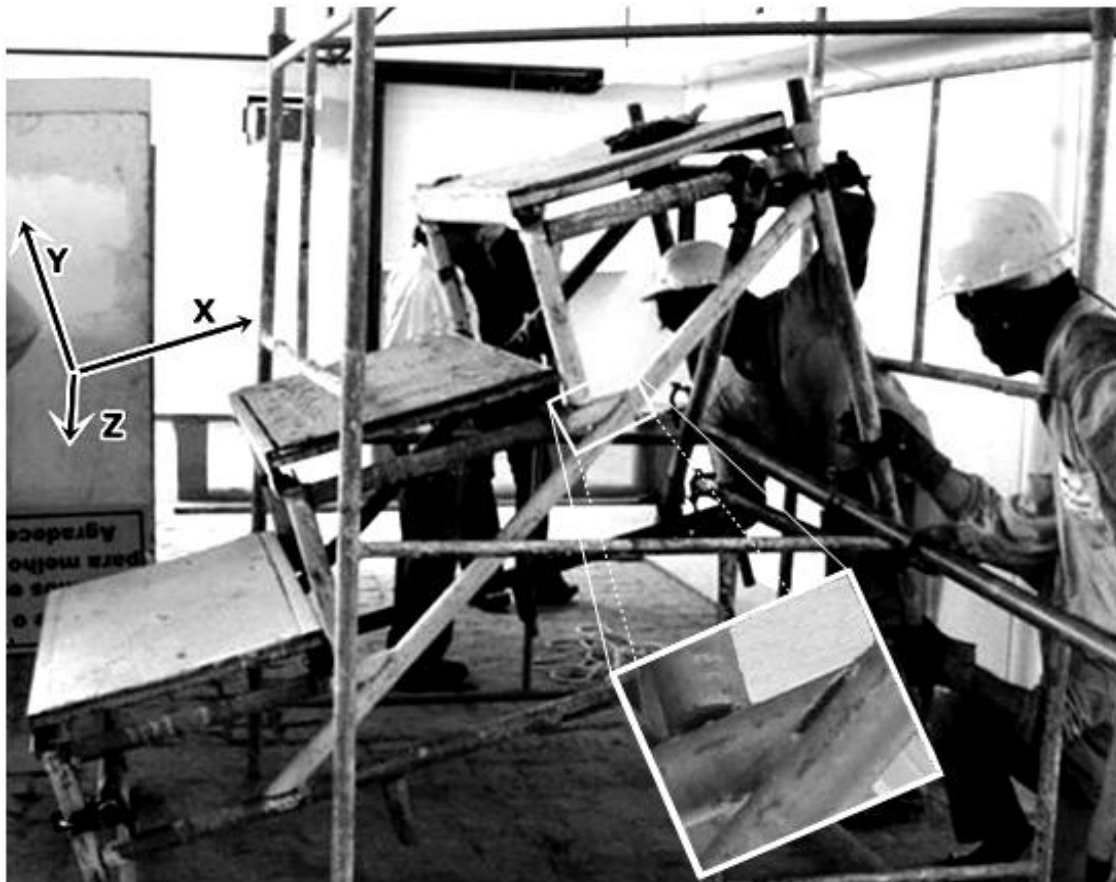


Figura 15: Investigação de pequeno módulo de arquibancada.

Com a investigação dos modelos numéricos desenvolvidos e a correlação com o experimental, utilizando as constantes e dados dos materiais já identificados, foi possível também a determinação de constantes de mola para representar as soldas existentes no elemento “pórtico em degraus”. A inclusão destas constantes foi necessária para melhorar o ajuste do modelo aos resultados experimentais.

Cabe salientar que estas constantes podem variar em função do processo/técnica de soldagem adotada em cada empresa. Neste caso, as soldas eram limitadas, apenas a poucos pontos de solda para realizar a emenda dos tubos (Ver detalhe na figura 15).

Desta forma, obtiveram-se, com a correlação, constantes de molas para fixação dos tablados nos pórticos em degraus e soldas dos pórticos em degraus:

- Constantes de mola para fixação do tablado na estrutura (Ver orientação de eixos na figura 15):

$K_{ux} = 1 \times 10^7 \text{ N/m};$	$K_{rx} = 4,7 \times 10^4 \text{ Nm/rad};$
$K_{uy} = 1 \times 10^8 \text{ N/m};$	$K_{ry} = 1,0 \times 10^8 \text{ Nm/rad};$
$K_{uz} = 1 \times 10^7 \text{ N/m};$	$K_{rz} = 4,7 \times 10^4 \text{ Nm/rad}.$

- Constantes para os pontos de solda das barras do pórtico em degraus (Ver orientação de eixos na figura 15):

$K_{ux} = 1,0 \times 10^8 \text{ N/m};$	$K_{rx} = 2,3 \times 10^4 \text{ Nm/rad};$
$K_{uy} = 1,0 \times 10^8 \text{ N/m};$	$K_{ry} = 2,3 \times 10^4 \text{ Nm/rad};$
$K_{uz} = 1,0 \times 10^8 \text{ N/m};$	$K_{rz} = 2,3 \times 10^4 \text{ Nm/rad}.$

4.3 – Estrutura de arquibancada em tamanho real investigada

A arquibancada foi adquirida por empréstimo à empresa ESTAF – Equipamentos S.A. (Recife – PE) e montada no galpão por trás do Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas do Centro de Tecnologia da UFPB, em área protegida, de forma a não se ter problemas com chuva ou sol para a realização dos testes. Também

foram instaladas câmeras de filmagem de forma a se ter registros em vídeo dos testes com público, para posterior análise das imagens.

O galpão apresenta piso em concreto. A sapata metálica (apoio) da estrutura foi assentada sobre um pedaço de madeira para acomodação, de modo a não ficar em contato direto com o concreto do piso. Foi instalada escada metálica, fixada na estrutura por meio de duas braçadeiras metálicas, para acesso aos patamares da arquibancada.

Na figura 16 pode-se ver a estrutura após montagem numa vista frontal-diagonal (a) e lateral (b). Observa-se que a estrutura ocupou quase todo o espaço disponível no galpão, sendo este o limite para as dimensões escolhidas para a estrutura.



Figura 16: Estrutura montada.

O sistema estrutural é assemelhado ao apresentado no modelo do tipo IV, (Vide figura 7). As figuras 17 e 18 apresentam croqui com esquema da estrutura para montagem. Da forma como foi montada, a estrutura tem capacidade estimada de público de 96 a 120 pessoas sentadas, considerando o espaço por pessoa variando entre 70 cm e 55 cm ao longo de cada tablado, respectivamente.

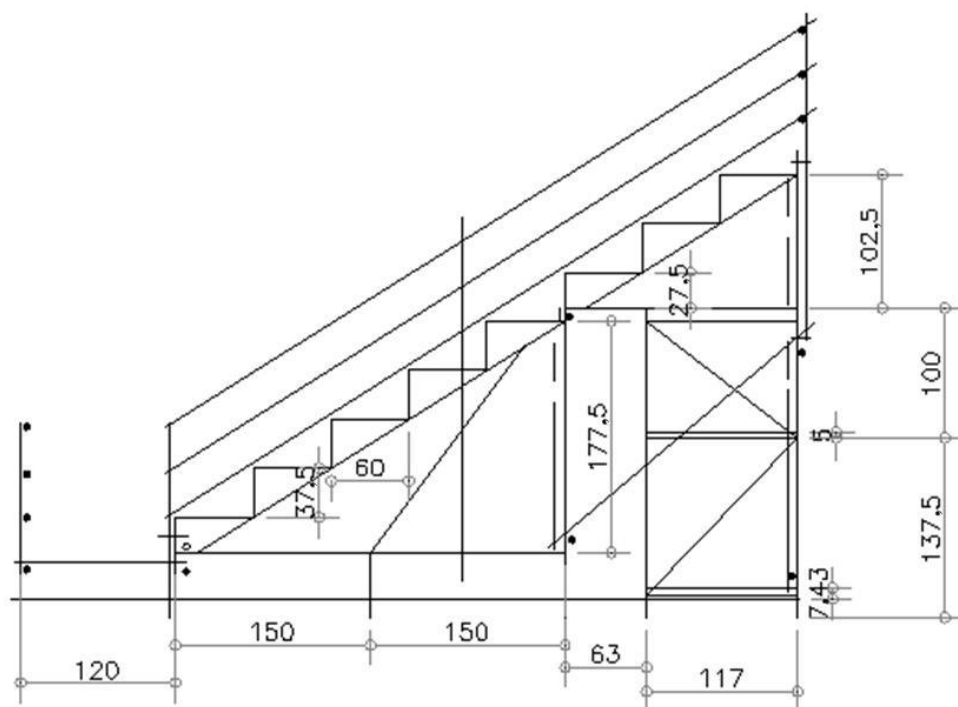


Figura 17: Croqui da estrutura – corte lateral (cm).

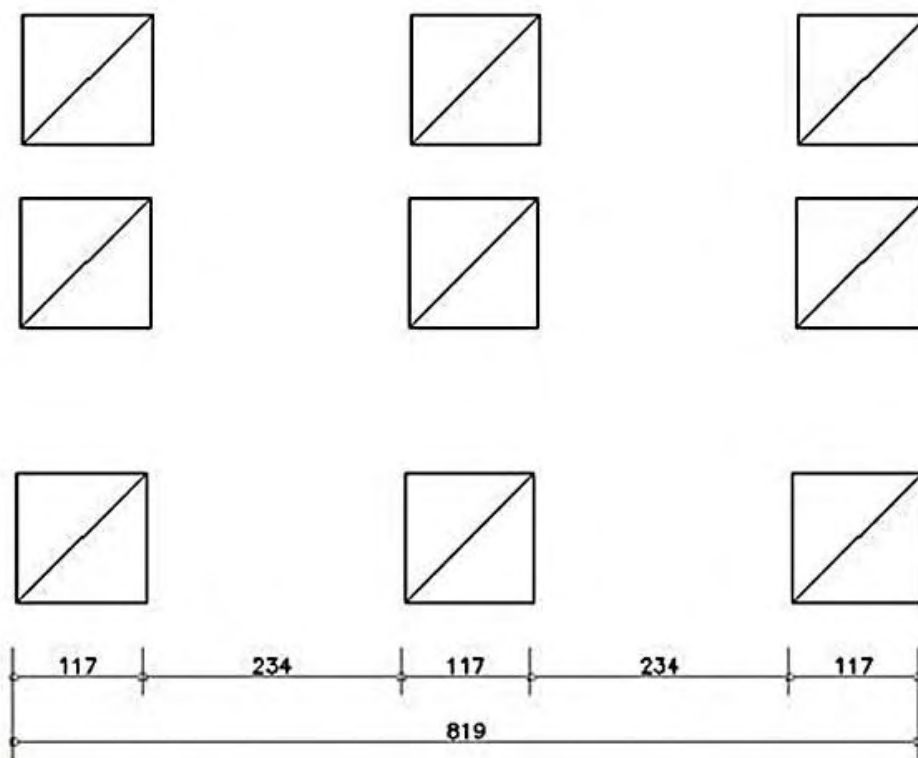


Figura 18: Croqui da estrutura – planta baixa (cm).

A arquibancada é constituída por três módulos de cerca de 1,20 metros de largura cada, que formam as torres de sustentação da mesma, espaçadas de modo que se formam dois vãos de cerca de 2,35 metros entre as torres, interligadas por barras e tablados. A estrutura completa possui cerca de 8,20 metros de comprimento por 6,0 metros de largura (Ver figuras 17 e 18). Seu perímetro é constituído por alambrado composto de três tubos horizontais fixados na estrutura por meio de braçadeiras metálicas fixadas em barras verticais. Barras transversais e diagonais finalizam a montagem da estrutura, possibilitando maior rigidez à estrutura e distribuição dos esforços.

Após a chegada da estrutura na Universidade, elementos foram pesados e medidos, com auxílio de balanças, trenas e paquímetro disponíveis no laboratório, sendo utilizada nas análises a média aritmética das medidas de um mesmo tipo de elemento. Estas medições foram necessárias para determinar a massa total da estrutura e a variação de massa entre elementos. Na figura 19 é apresentado elemento de pórtico em degrau sendo pesado e na tabela 5 a lista de elementos e suas respectivas massas.



Figura 19: Pesagem de pórtico em degrau de três degraus.

Tabela 5: Componentes da arquibancada com suas respectivas massas.

Peça	Massa por unid.(kg)	Qtde.	Massa (kg)
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 6,00m	19,92	18	358,56
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 5,75m	19,09	2	38,18
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 5,50m	18,26	3	54,78
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 5,25m	17,43	1	17,43
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 5,00m	16,60	1	16,60
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 4,50m	14,94	2	29,88
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 4,00m	13,28	2	26,56
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 3,25m	10,79	2	21,58
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 2,75m	9,13	9	82,17
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 2,50m	8,30	27	224,10
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 2,25m	7,47	6	44,82
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 1,75m	5,81	1	5,81
Tubo de Aço Galvanizado 1 1/2" c/ 1,50m	4,98	7	34,86
Base Fixa de 0,20m	1,46	12	17,52
Base Fixa de 0,13m	1,36	24	32,64
Barra de Ligação de 1,17m	3,79	42	159,18
Barra de Ligação de 2,34m	4,98	10	49,80
Trapézio de 1,17m x 0,90m	9,08	60	545,00
Pórtico em degrau de Aço c/ 5 degraus	67,73	6	406,35
Pórtico em degrau de Aço c/ 3 degraus	32,03	6	192,15
Montante de 0,25m	1,45	6	8,70
Montante de 0,10m	0,50	6	3,02
Piso de Arquibancada de 1,17m	15,67	24	376,08
Piso de Arquibancada de 2,34m	32,51	16	520,16
Madeirite de 1,10m x 2,20m	27,32	4	109,26
Barrote 3,00m	9,70	9	87,30
Luva c/ parafuso redondo	1,04	13	13,52
Braçadeira Móvel c/ parafuso curvo	1,185	90	106,65
Braçadeira Fixa c/ parafuso curvo	1,165	140	163,10
Massa Total (kg)			3.746

Durante o processo de montagem, que demorou em torno de 16 horas, foram feitos registros dos procedimentos e etapas adotadas para entender como a estrutura é montada e como são selecionados elementos para a montagem. Este acompanhamento é interessante para sanar alguma dúvida que porventura viesse a surgir e ter uma idéia do nível de controle no processo de montagem.

4.4 – Equipamentos utilizados

Para realização dos testes experimentais um conjunto de equipamentos é necessário. A qualidade dos espectros de frequência obtidos depende diretamente dos parâmetros adotados para aquisição de dados no tempo. Fatores que irão definir estes

parâmetros são a capacidade de processamento e armazenamento dos equipamentos e a estimativa de valores de frequências naturais dos primeiros modos de vibração da estrutura investigada. Os seguintes equipamentos foram utilizados:

- a) computador PC Notebook (Laptop) com saída USB;
- b) 2 acelerômetros Endevco 7754A (com sensibilidade de 1 V/g);
- c) Martelo B&K, modelo 8210 12 Lb.
- d) Analisador de espectro Data Physics QUATTRO acoplado ao PC;
- e) 2 condicionadores de sinal Endevco, modelo 4416B;
- f) Cabos coaxiais e conectores tipo BNC.

Em mais detalhes, a excitação dos testes na estrutura montada foi realizada com auxílio do martelo de impacto instrumentado, acoplado a uma célula de carga. (figura 20).



Figura 20: Exemplos de martelos de impacto (Brüel & Kjær, 2009).

Além do martelo instrumentado, foram utilizados os dois acelerômetros uniaxiais Endevco 7754A, para medir as respostas produzidas pela estrutura devido à

excitação do martelo. Estes acelerômetros medem a aceleração no ponto e na direção em que são colocados na estrutura, sendo utilizado imã para acoplamento dos mesmos à estrutura. Os equipamentos são conectados por meio de cabos coaxiais. Na figura 21 pode-se observar acelerômetro fixado na estrutura e conectado ao condicionador de sinal Endevco 4416B, por meio de cabo coaxial. Este condicionador, por sua vez, é conectado ao Analisador de Espectro e, na sequência, a um Laptop.

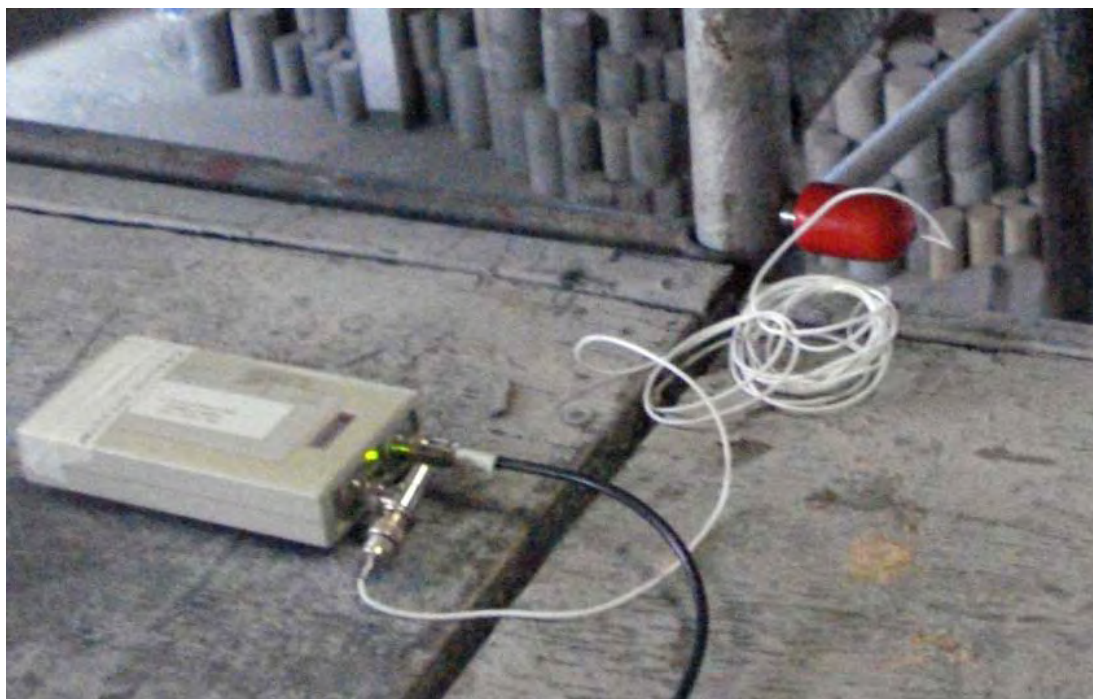


Figura 21: Fixação do acelerômetro em barra da estrutura.

Em linhas gerais o processo de medição de vibração envolve a aquisição de um sinal elétrico pelo sensor (acelerômetro e/ou célula de carga), que após ser condicionado (condicionador) é transmitido através de cabos até o coletor/analizador de sinais (sistema de aquisição de dados). A partir daí o sinal elétrico é processado por um software sendo apresentado na forma de sinal digital de onda no tempo ou espectro de frequência na tela de um computador.

O sistema de aquisição adotado foi o Data Physics Quattro, composto por um software (figura 22) e um hardware (figura 23), sendo este último conectado a um computador por meio de cabo USB (Data Physics, 2009).

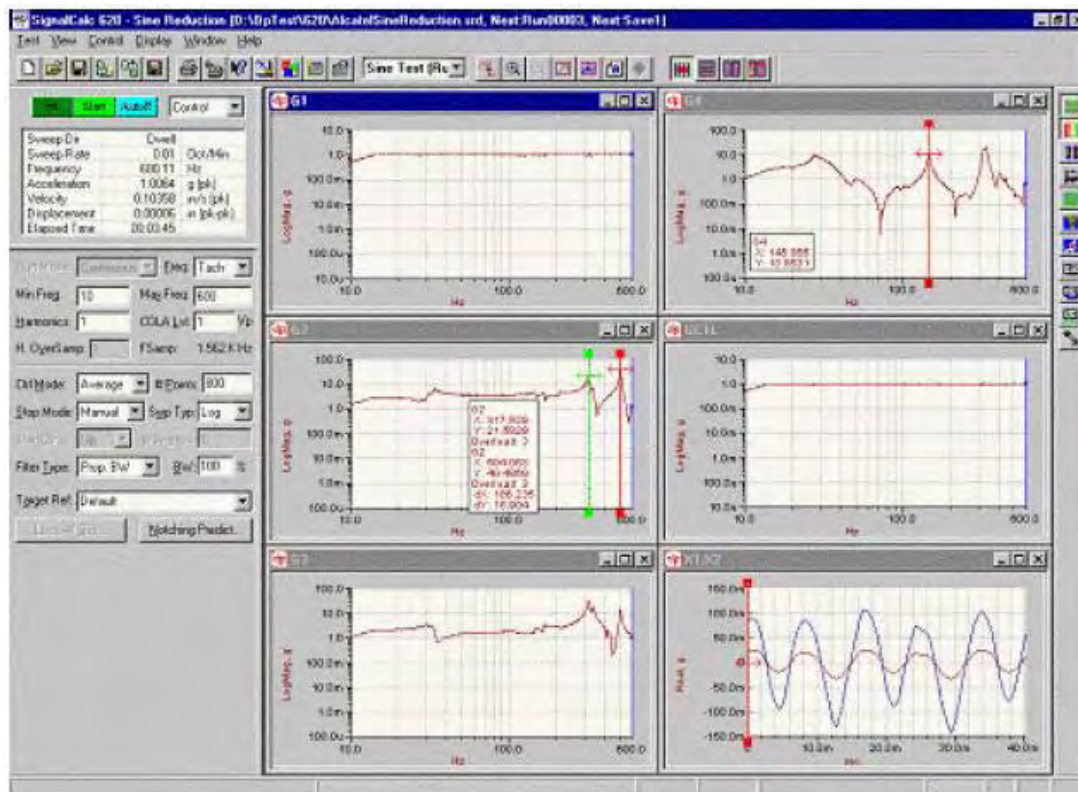


Figura 22: Interface do sistema.

O Quattro pode apresentar configuração básica de até quatro canais de entrada (onde são conectados os cabos que são ligados aos condicionadores) e dois canais de saída.



Figura 23: Analisador de espectro Quattro (Data Physics, 2009).

Com estes equipamentos foi possível obter os sinais e digitalizá-los para posterior processamento e análise dos resultados. Os parâmetros utilizados para digitalização são basicamente:

- O intervalo de tempo Δt entre duas aquisições consecutivas. Para aquisição de N pontos, o período de aquisição é dado por $T=N_x\Delta t$. Em alguns equipamentos, este número de pontos geralmente é dado em potencia de dois (ex: 1024, 2048, etc.) para facilitar o cálculo da Transformada de Fourier;
- A resolução em frequência pode ser obtida pelo inverso do período de aquisição ($\Delta f=1/T$). A faixa de frequência investigada pode ser obtida pelo inverso do intervalo de tempo entre dois pontos do sinal ($F=1/\Delta t$).

Se os parâmetros adotados para digitalização dos sinais não forem coerentes com o sistema a ser medido e com os equipamentos utilizados na medição, o processo de aquisição de dados pode ocasionar uma interpretação equivocada. Desta forma, após a instalação dos equipamentos, foram realizados ensaios preliminares para ajustar os parâmetros de aquisição dos dados.

Como o nível de ruído dos sinais era significativo em relação aos possíveis picos de frequência identificados, foram realizadas modo a diminuir as perturbações. Considerando o tipo de ruído como aleatório, a realização de repetições tende a minimizar tais efeitos. Cerca de 10 a 12 repetições por ponto medido já se mostraram satisfatórias, adotando-se, de qualquer forma, 15 repetições (N_r) por ponto nos testes realizados.

Após os testes, chegou-se ao seguinte conjunto de parâmetros de aquisição:

- $T = 32,768 \text{ s};$
- $\Delta f = 30,518 \text{ mHz};$
- $N = 8192;$
- $N_r = 15.$

Após esta fase de calibração foram realizados alguns testes para identificação inicial de picos de frequências nas direções investigadas. Estes testes são necessários para se ter um conhecimento prévio do que será adquirido na estrutura.

4.5 – Softwares utilizados nas análises

4.5.1 – Análise numérica

O método dos elementos finitos foi utilizado na modelagem computacional das estruturas inspecionadas. No Método de Elementos Finitos (MEF) as incógnitas básicas (graus de liberdade nodais) em uma análise de estruturas são, em geral, os deslocamentos e rotações. Outras grandezas, como deformações, tensões e força de reação, são obtidas a partir dos deslocamentos nodais. Este método foi adotado em virtude da indisponibilidade de soluções analíticas.

A idéia básica do MEF consiste em utilizar como incógnitas campos nodais de um número finito de pontos previamente escolhidos, denominados de nós. Neste caso, o domínio de integração é subdividido em uma série de regiões, ou elementos finitos, interconectadas entre si através de um número discreto de pontos nodais. Para cada região (ou elemento) é estabelecido um comportamento local aproximado, de tal forma que as incógnitas do problema em qualquer ponto do elemento podem ser definidas em função das mesmas incógnitas nos pontos nodais do elemento. Em seguida, chega-se a um sistema de equações, cuja solução permite conhecer os valores das incógnitas nos pontos nodais. Finalmente, a partir desses valores, podem-se calcular outros resultados intermediários (Bathe, 1982).

Foram escolhidos na biblioteca de elementos do ANSYS, o elemento de viga (Beam 4) para a estrutura de barras metálicas de sustentação, o elemento de massa concentrada (Mass 21) para adição de massa na estrutura, um elemento de mola para representar as conexões (Combin 14) e um elemento de casca para representar o tablado (Shell 63).

Dentre as análises que podem ser realizadas no ANSYS, a análise modal é a que foi utilizada neste trabalho, já que se deseja explorar as características dinâmicas da estrutura: frequências naturais e modos de vibração. As frequências naturais e os modos de vibração são parâmetros importantes no projeto de uma estrutura para condições de carregamento dinâmico.

4.5.2 – Análise experimental

O analisador de espectro QUATTRO foi utilizado durante a aquisição dos dados dos testes modais realizados. Este instrumento é bastante compacto, conectado através de cabo USB, tem suas funções administradas por meio de software. Parâmetros de aquisição, como duração de sinal, intervalo de amostragem e faixa de frequência, são definidos e inseridos no aplicativo de forma a se ter resultados na faixa de frequência esperada.

Este software apresenta ambiente gráfico onde são apresentadas as plotagens de resposta dos testes realizados, incluindo os sinais no domínio do tempo do impacto do martelo utilizado para excitar a estrutura e os sinais de respostas obtidos com os acelerômetros, o que possibilita também a obtenção e visualização das Funções de Resposta em Frequência (FRFs) dos testes em execução. Estes sinais são armazenados e exportados para arquivos com extensões diversas para que possam ser utilizados em outros aplicativos para análise e processamento.

4.5.3 – Processamento dos sinais obtidos com testes experimentais

O software utilizado para processamento dos sinais obtidos com a realização de testes modais foi o STAR MODAL. Este programa tem por finalidade principal a extração das propriedades vibratórias da estrutura testada. As ferramentas e o ambiente gráfico do programa são bastante diversificados, com ferramentas úteis não apenas para visualização dos resultados como também criação e modificação de modelos simples da estrutura.

As etapas básicas para trabalhar com o programa são:

1. Criação de modelo estrutural;
2. Importação e análise de dados;
3. Simulação dos modos no domínio da frequência;
4. Animação no domínio do tempo;
5. Modificações estruturais.

Uma destas ferramentas consiste no *Sketch Box Operation* que consiste em uma ferramenta para desenho de modelo formado por pontos, linhas e superfícies, permitindo posterior visualização da deformada dos modos. Outra forma de elaboração de modelo é através de importação de coordenadas para criação dos pontos e, a partir destes, as linhas.

Após elaboração de modelo é possível importação de arquivos de dados com resultados de testes modais. Os formatos de arquivos utilizados foram o UFF (Universal format file). Após a importação é importante a identificação do ponto de condução (referência) DOF ou *driving point* e da orientação dos transdutores.

Os pontos de medição são localizados no modelo anteriormente elaborado de sorte a possibilitar a visualização das deformadas modais. Estas deformadas podem ser visualizadas com animação, possibilitando criação de arquivo de vídeo. É possível visualização dos resultados experimentais através de gráficos em escalas escolhidas pelo usuário.

O processamento dos dados pode ser feito por meio de janela com diagramas de indicação de possíveis modos. Ajustes de curvas podem ser realizados por meio de técnicas conhecidas na literatura e implementadas no software. É possível também realizar correlação entre os resultados experimentais e os resultados do processamento do software.

Após avaliação dos resultados é possível implantar modificações no modelo, como por exemplo a introdução de uma constante de mola, e observar o comportamento após as modificações.

4.6 – Diretrizes adotadas para realização dos testes

4.6.1 – Testes com estrutura descarregada (vazia)

Na figura 24 pode-se observar o esquema adotado para realização de testes na estrutura sem sobrecarga.

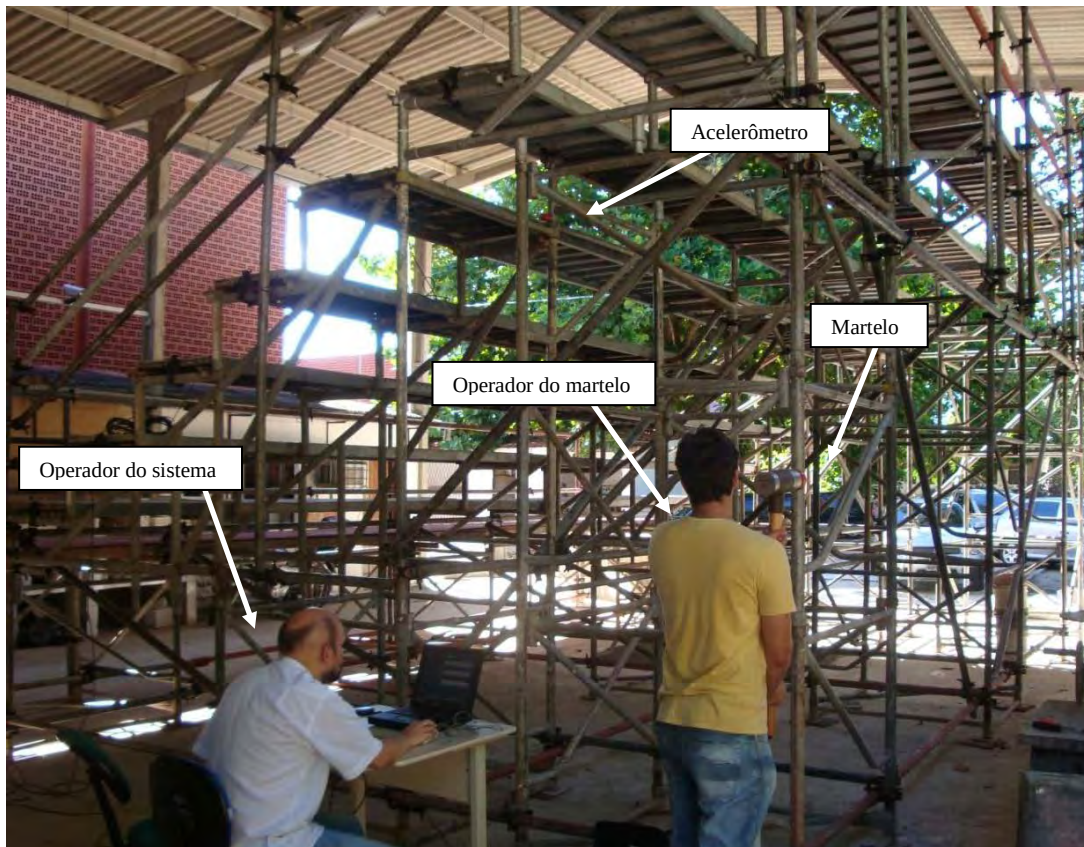


Figura 24: Realização de testes na estrutura sem carga.

Foram realizados testes em mais de 54 pontos selecionados, incluindo testes em alambrado e em elementos de barra e pórtico em degrau interno à estrutura. Alguns pontos tiveram problemas na aquisição sendo descartados (13, 35, 36, 40, 41) e, desta forma, dos 54 pontos selecionados inicialmente 49 foram utilizados para realização de testes, sendo 23 na direção lateral e 26 na frontal.

Nas figuras 25 e 26 estão indicadas as localizações dos pontos selecionados inicialmente para realização dos testes na estrutura nas direções frontal e lateral, respectivamente.

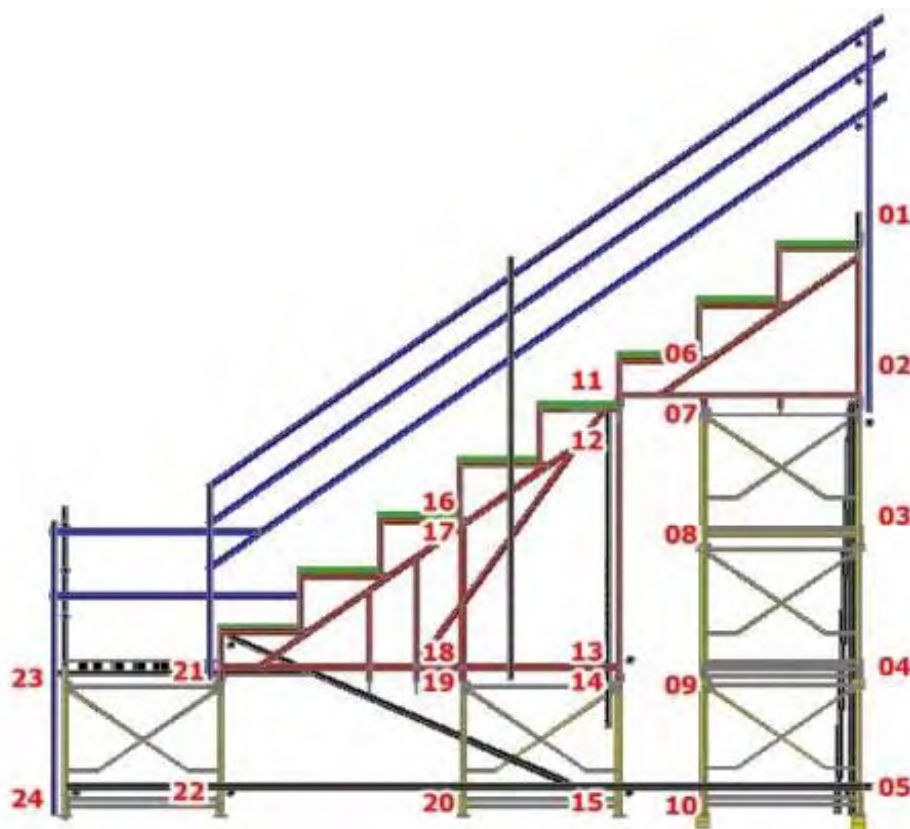


Figura 25: Indicação de pontos de medição na direção lateral

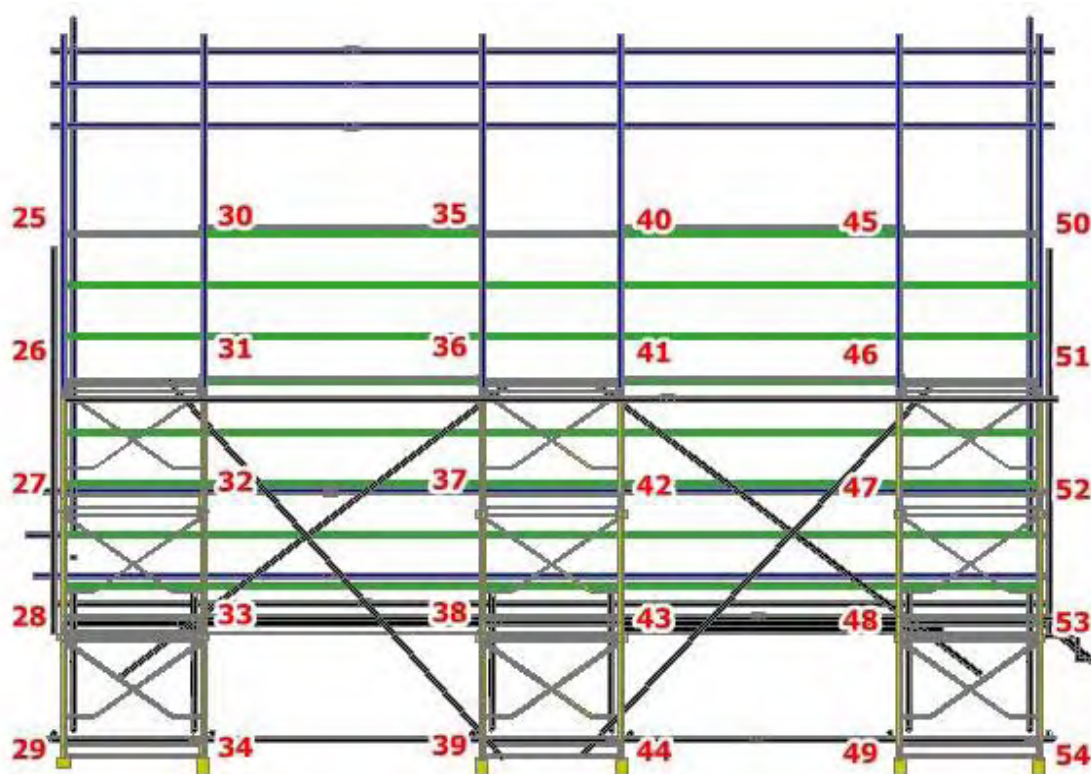


Figura 26: Indicação de pontos de medição na direção frontal

Os pontos foram selecionados de forma a contemplar duas necessidades básicas, a saber:

1. Ter um mapeamento da deformada dos modos de vibração da estrutura para realização dos testes modais;
2. Os pontos selecionados terem coordenadas geométricas próximas às dos nós dos modelos numéricos elaborados, de tal sorte a facilitar a correlação entre nós do modelo numérico e pontos de medição experimental.

Testes preliminares foram realizados para avaliação das frequências identificadas e qualidade dos sinais obtidos. Os pontos “01” e “25” são pontos localizados na extremidade superior da estrutura, sendo assim os que tendem a apresentar deslocamentos acentuados em relação aos demais. Estes pontos foram escolhidos como os pontos de referência para realização dos testes modais nas suas respectivas direções. Assim esses são os pontos onde foram aplicadas as excitações, enquanto os acelerômetros movem-se ao longo da estrutura, sendo colocado nos demais pontos indicados, procedimento este adotado na realização dos testes modais.

4.6.2 – Testes com pessoas e corpos-de-prova na estrutura

Após realização de diversos testes iniciais na estrutura descarregada (vazia), e já com indicação de picos de frequência de possíveis modos, aproveitou-se a oportunidade para realização de testes com pessoas e com massas. Desta forma, testes com voluntários parados foram realizadas em grupos de 5, 8, 10 e 12. Os testes foram posteriormente repetidos substituindo-se os grupos de voluntários por massas inertes equivalentes, de forma se ter um comparativo do comportamento dos sinais obtidos com a presença de massas na estrutura.

Na figura 27 pode-se observar a disposição das pessoas na estrutura durante a realização dos testes mencionados. Esta localização na parte superior da estrutura foi concebida pelo fato da extremidade superior estar mais sujeita a deslocamentos

perceptíveis, o que podem resultar em maior influência no comportamento dinâmico da estrutura.



(a) – Teste com cinco pessoas



(b) – Teste com oito pessoas



(c) – Teste com dez pessoas



(d) – Teste com doze pessoas

Figura 27: Estrutura com pessoas sentadas.

Todos os voluntários que participaram dos testes tiveram suas massas medidas antes da realização dos testes, de modo a possibilitar realização de novos testes com a adição de corpos-de-prova de concreto (consideradas como massas inertes), como massas equivalentes às das pessoas dos testes anteriores.

Na figura 28 é apresentada a situação da estrutura com a equivalência de massa de cinco pessoas, representadas pelos corpos-de-prova de concreto dispostos nas suas respectivas localizações. Optou-se pela distribuição concentrada das massas por entender-se que, desta forma, tal substituição será mais realística que a de massa uniformemente distribuída ao longo do tablado. Os corpos-de-prova de concreto foram escolhidos como massa inerte para substituição das massas das pessoas pela fácil disponibilidade no laboratório.



Figura 28: Massas inertes equivalentes

5. MODELAGENS NUMÉRICAS PRELIMINARES

A seguir são apresentados três modelos numéricos elaborados de forma preliminar, utilizando os dados experimentais disponíveis de estudos anteriores (Vide Capítulo 3).

Foram utilizadas constantes de mola encontradas para braçadeiras do tipo fixas, apesar de existir braçadeiras do tipo móvel empregadas na estrutura em algumas poucas barras (geralmente as diagonais e alambrados). Por este motivo, inicialmente essas também foram consideradas como fixas quanto aos valores de constante de mola inseridos nos modelos aqui apresentados. Conexões de encaixe existentes nas torres e na ligação entre as torres e os pórticos em degraus foram consideradas como rígidas, sendo discutidas mais adiante. Os apoios foram modelados como simplesmente apoiados, ou seja, com restrição aos deslocamentos e livre às rotações.

Foi considerado um comportamento elástico linear da estrutura e de seus componentes para elaboração dos modelos. O valor do módulo de elasticidade obtido para os tubos metálicos foi de 188,8 GPa e a densidade determinada do material resultou em 7.283 kg/m^3 . O coeficiente de Poisson adotado foi de 0,15, para efeito de modelagem numérica. Os tubos têm seção circular, com 48,5 mm ou 33,5 mm de diâmetro, ambos com 3,2 mm de espessura.

A primeira modelagem desenvolvida é considerada aqui como simples, uma vez que não possui elementos que representem os tablados, sendo os mesmos modelados apenas como massas concentradas. Neste modelo as constantes de mola apresentam valores tais que são consideradas, para efeito de análise, como rígidas.

A segunda modelagem apresentada é similar à primeira, diferenciando-se apenas quando ao valor das constantes de mola, sendo considerada flexível, com a utilização dos valores de constantes de mola do tipo braçadeira metálica fixa.

A terceira e última modelagem é a mais completa das três, com a introdução de elementos de barras e molas para representar o tablado no modelo numérico.

A comparação do modelo 1 com o 2 permite avaliar alterações em decorrência da implantação das constantes de mola obtidas anteriormente. Já a comparação do

modelo 2 com o modelo 3 permite avaliar alterações proporcionadas pela inserção do tablado. A comparação do modelo 1 com o modelo 3 permite analisar o efeito de um modelo considerado simples com um modelo mais completo.

A identificação das formas modais terá como base a deformação do pórtico em degrau, e não apenas do alambrado, uma vez que o mesmo deforma em escala maior que a estrutura e com deformações em mais de uma direção decorrentes de efeito torcional proporcionado pelas ligações do alambrado nos cantos da estrutura.

5.1 - Modelo 1

O modelo 1 é considerado o mais simples dos modelos investigados preliminarmente, apresentando 977 nós e 3.442 elementos distribuídos entre elementos de barras, elementos de mola rígida (com constantes elásticas na ordem de 10^8 N/m ou Nm/rad) e elementos de massa concentrada, para representação dos tablados e das braçadeiras metálicas. Na discretização da malha adotou-se um elemento por barra de forma a minimizar o trabalho de modelagem. Teste de refinamento realizado mostrou não haver diferenças significativas, não sendo necessário nível de refinamento maior do que o adotado.

Como os valores de constantes elásticas adotados são elevados, este modelo pode ser considerado como um “modelo rígido” para efeito de comparação.

Na figura 29 é apresentado a vista lateral (Vista 1 - plano XY), a frontal (Vista 2 - plano YZ) e em perspectivas do modelo 1 desenvolvido. Nota-se a ausência de elementos que representem o tablado, apenas considerado neste modelo como massa concentrada.

Foi realizada uma análise modal do modelo em questão de forma a serem extraídos os 10 primeiros modos de vibração. O resultado do processamento pode ser observado no conjunto de frequências indicadas na Tabela 6 a seguir.

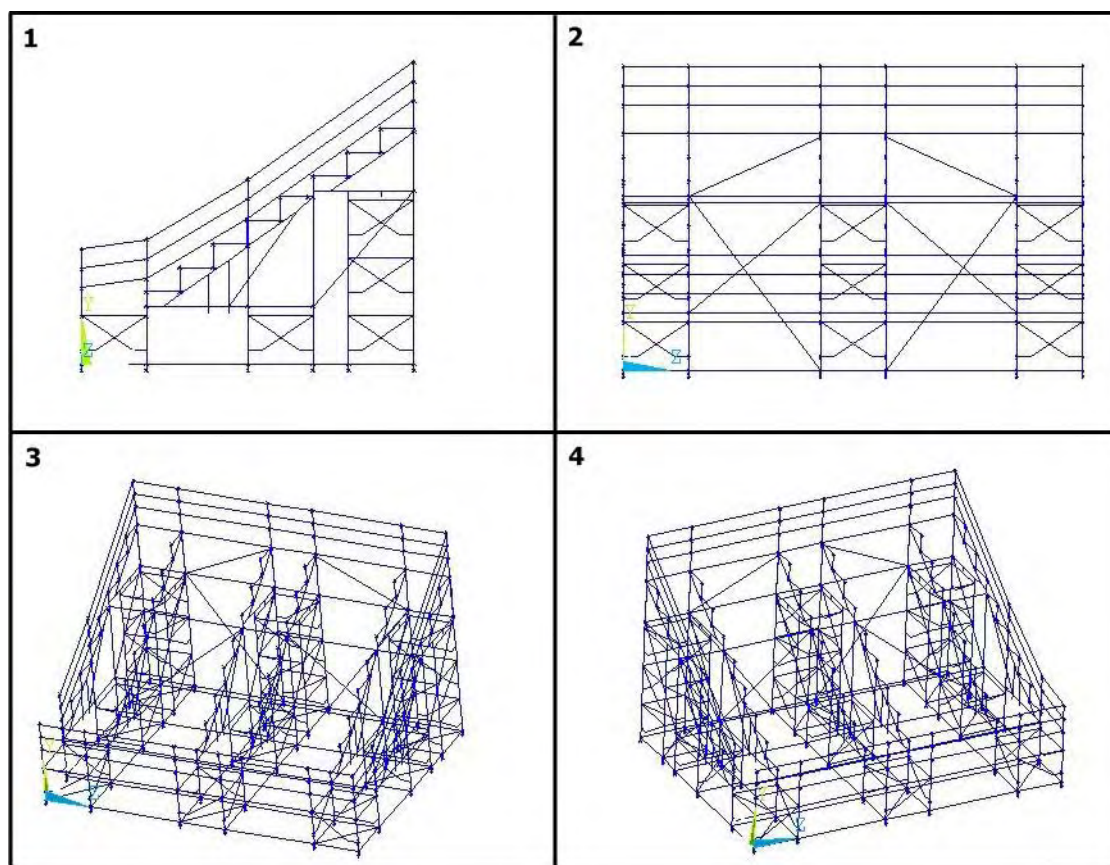


Figura 29: Modelo 1 - sem os tablados e com conexões rígidas.

Para os 10 primeiros modos identificados, observou-se uma faixa de frequência de 7,25 a 13,78 Hz, com os seis primeiros modos de vibração como laterais.

Tabela 6: Modos e frequências do Modelo 1.

	Frequências (Hz)	Descrição
Modo	7,26; 7,82; 8,17; 8,28; 8,33; 8,41;	Laterais
Modo	9,55; 10,24	Frontais
Modo	12,97; 13,78	Torcional

A seguir são apresentados alguns exemplos de modos com vibração predominante na direção lateral, frontal e torcional.

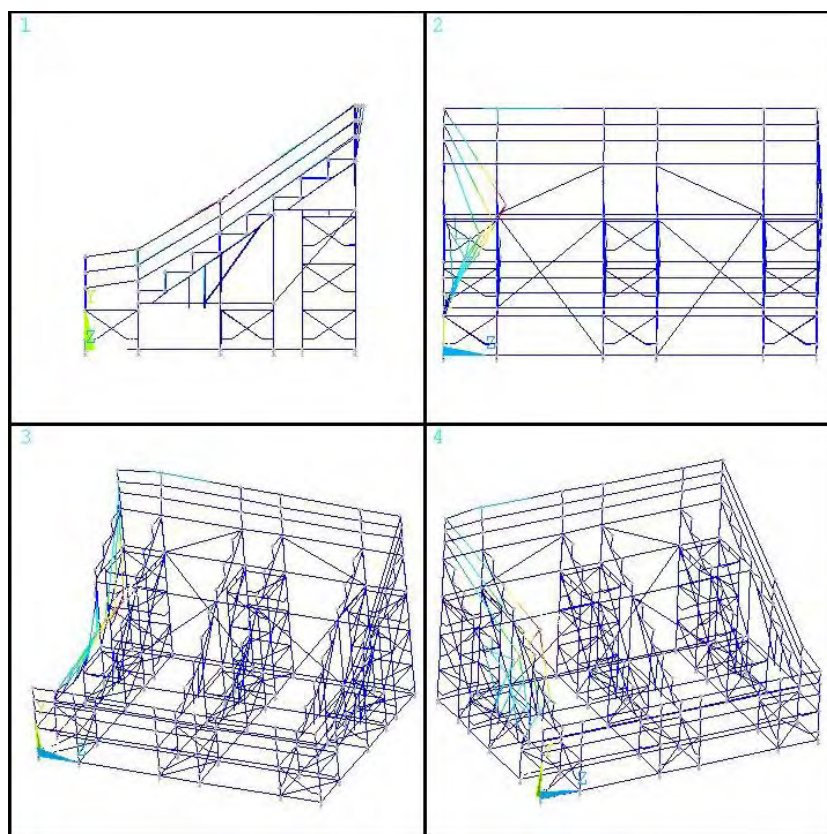


Figura 30: Modelo 1 - Exemplo de modo lateral – 7,26 Hz.

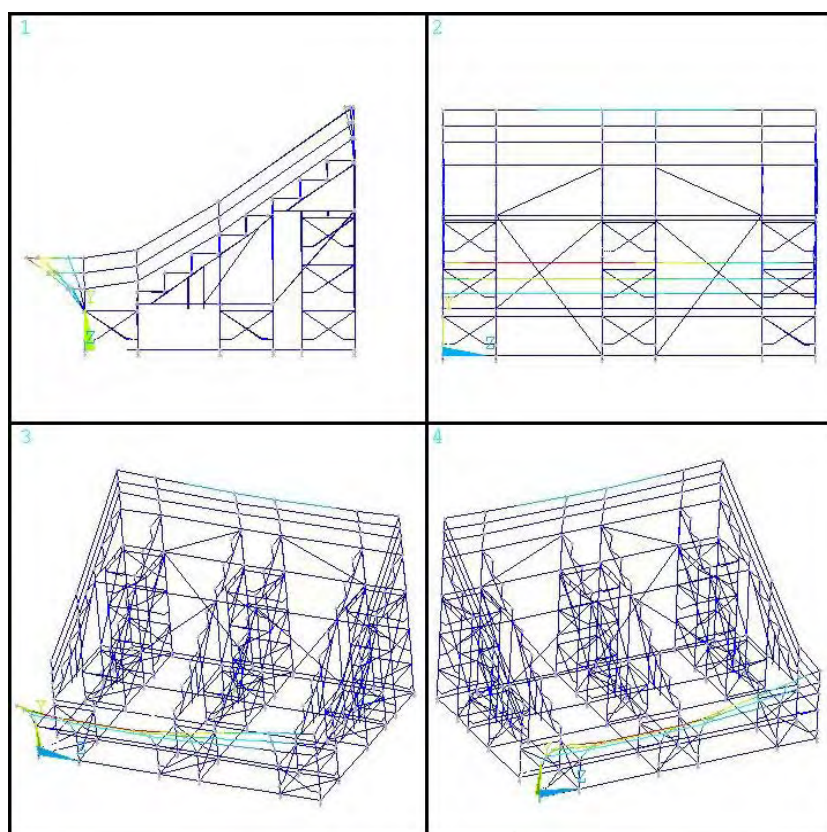


Figura 31: Modelo 1 - Exemplo de modo frontal – 9,55 Hz.

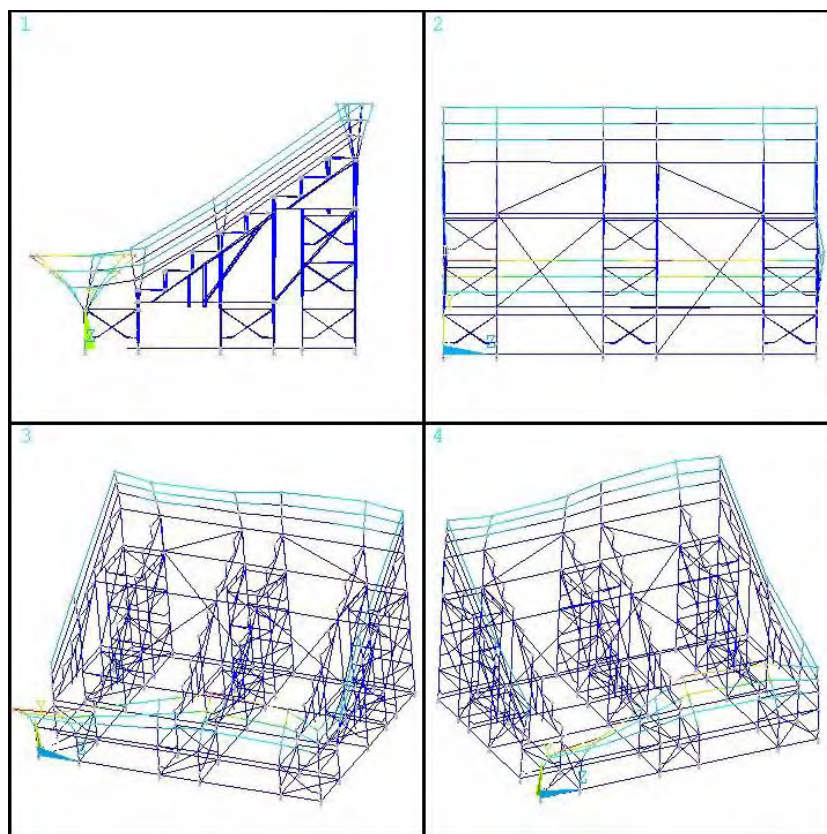


Figura 32: Modelo 1 - Exemplo de modo torcional – 12,97 Hz

5.2 - Modelo 2

O modelo 2 apresenta as mesmas características do modelo 1, inclusive com mesmo número de nós e elementos, diferindo apenas quanto aos valores das constantes de mola, que representam as conexões da estrutura no modelo, sendo as mesmas obtidas a partir de investigações anteriores, conforme discutido anteriormente (seção 4.2).

O resultado do conjunto de frequências pode ser observado a seguir, com os respectivos modos de vibração.

Tabela 7: Modos e frequências do Modelo 2.

	Frequências (Hz)	Descrição
Modo 6,31; 6,77; 7,02; 7,04; 7,16; 7,22; 9,03		Laterais
Modo 9,34; 9,75		Frontais
Modo 11,82		Torcional

A seguir são apresentados alguns exemplos de modos com vibração lateral, frontal e torcional.

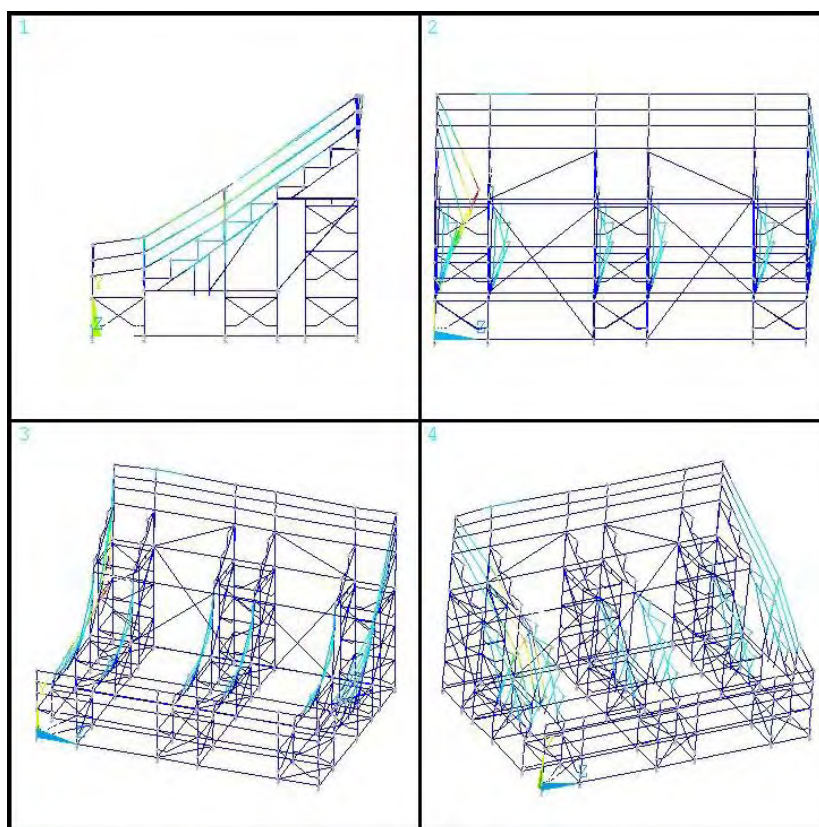


Figura 33: Modelo 2 - Exemplo de modo lateral – 6,31 Hz.

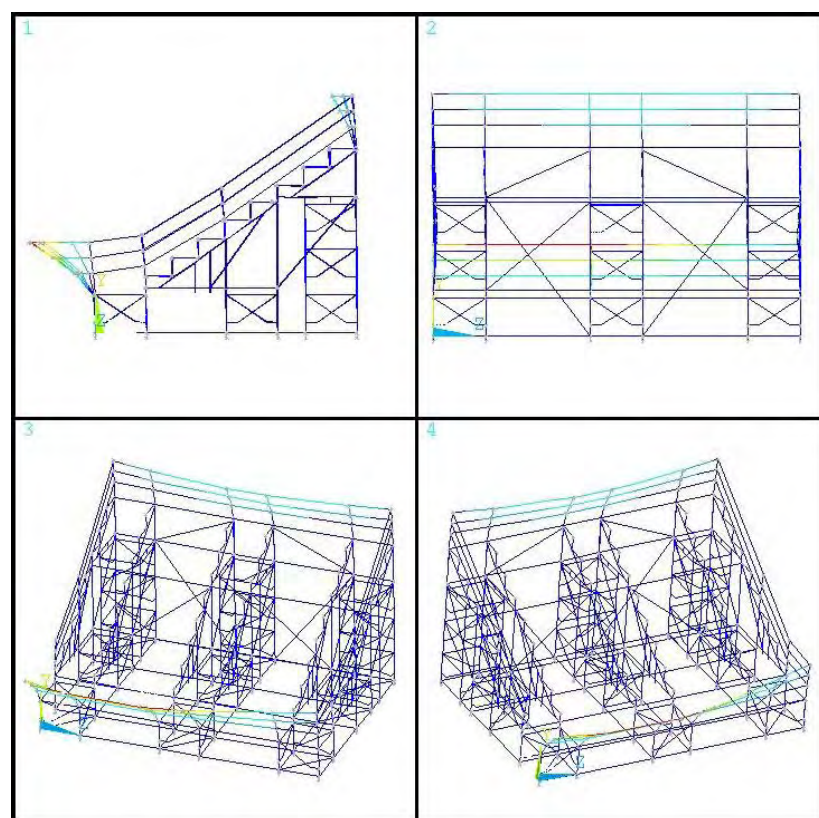


Figura 34: Modelo 2 - Exemplo de modo frontal – 9,34 Hz.

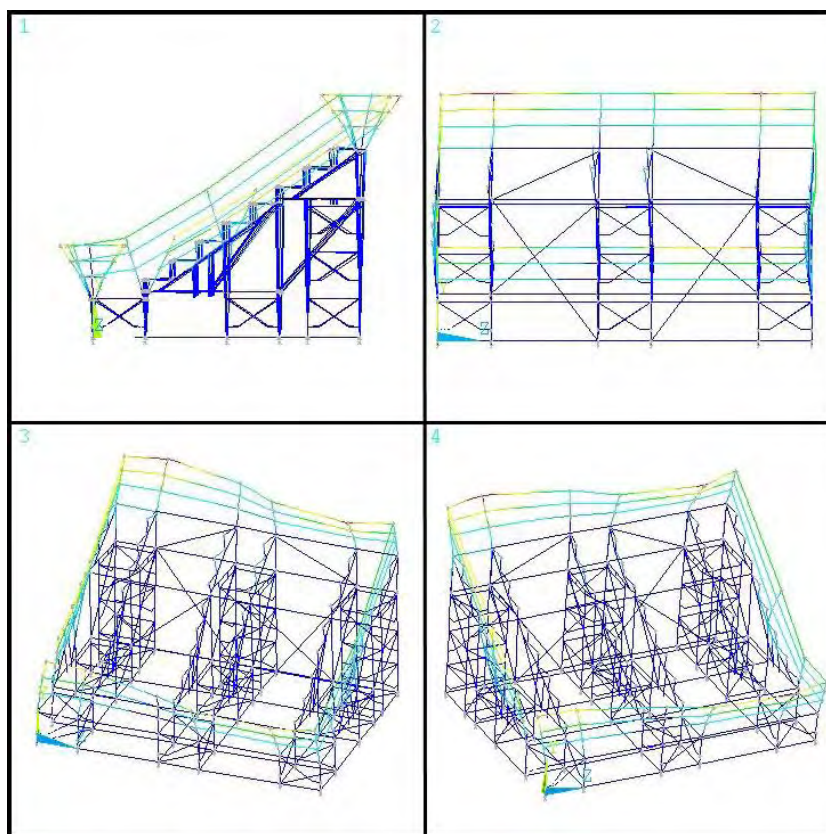


Figura 35: Modelo 2 - Exemplo de modo torcional – 11,82 Hz.

Em uma comparação inicial com os resultados do Modelo 1, observa-se a diminuição da frequência do primeiro modo de vibração de 7,26 Hz para 6,31 Hz, o que representa uma redução de 13,1 %. O primeiro modo frontal variou de 9,55 Hz para 9,34 Hz, o que representa uma variação de 2,2 %. Já o primeiro modo torcional variou de 12,97 Hz para 11,82 Hz, o que representa uma diminuição de 8,9 %. Cabe lembrar que a diferença entre os modelos 1 e 2 são devido aos valores das constantes de mola que representam as conexões, sendo o primeiro considerado rígido e o segundo flexível.

5.3 - Modelo 3

O modelo 3 é o mais completo dos modelos investigados, apresentando 2.586 nós e 8.852 elementos distribuídos entre elementos de barras, elementos de mola e de massa concentrada para representação apenas das massas das braçadeiras metálicas. O

arquivo de leitura deste modelo no Ansys apresenta aproximadamente 16.000 linhas de comandos.

Na figura 36 é apresentado vista lateral (Vista 1 - plano XY), frontal (Vista 2 - plano YZ) e em perspectivas do modelo desenvolvido. Pode-se observar na figura a presença de barras que representam os tablados, nas oito fileiras.

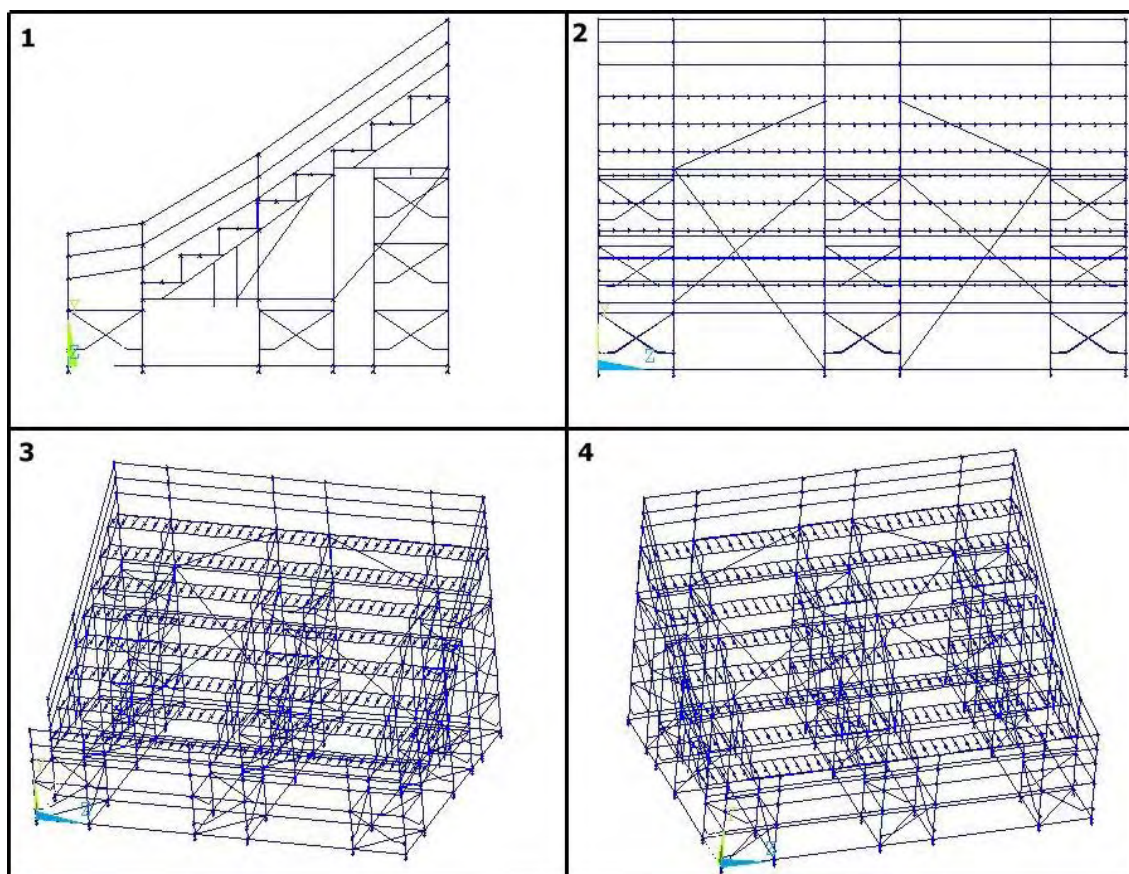


Figura 36: Modelo com os tablados e com conexões flexíveis.

O modelo resultou em um conjunto de frequências abaixo indicadas, com modos de vibração apresentados nas figuras a seguir.

Tabela 8: Modos e frequências do Modelo 3.

	Frequências (Hz)	Descrição
Modo	8,24; 10,76	Lateral
Modo	9,38; 11,89; 13,71	Frontais
Modo	9,22; 10,18; 12,71; 12,91; 15,23	Torcionais

A seguir são apresentados alguns exemplos de modos com deformação lateral, frontal e torcional.

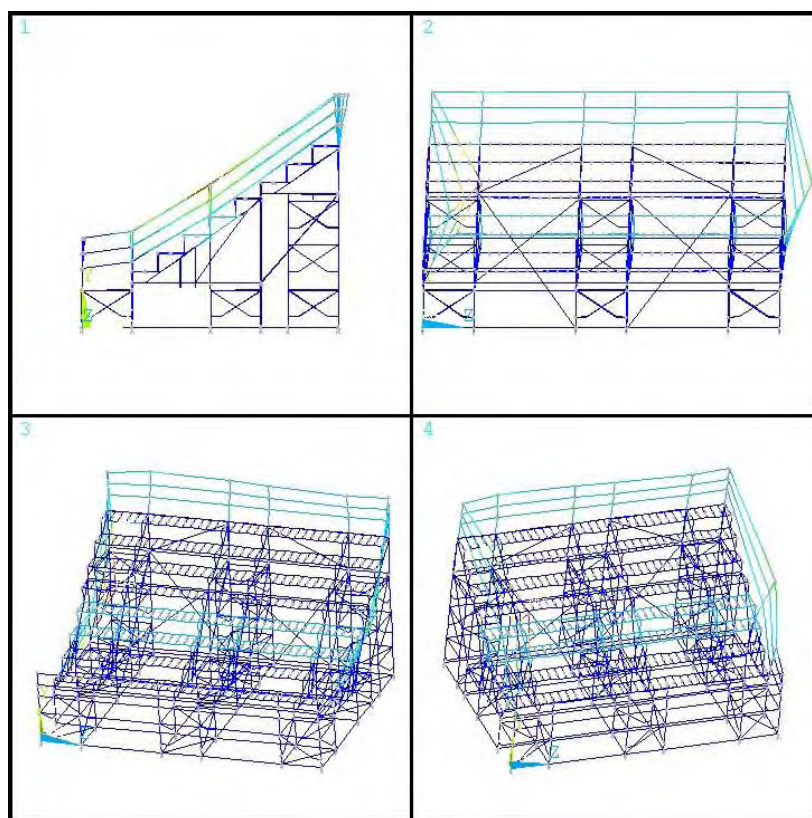


Figura 37. Modelo 3 - Exemplo de modo lateral – 8,24 Hz.

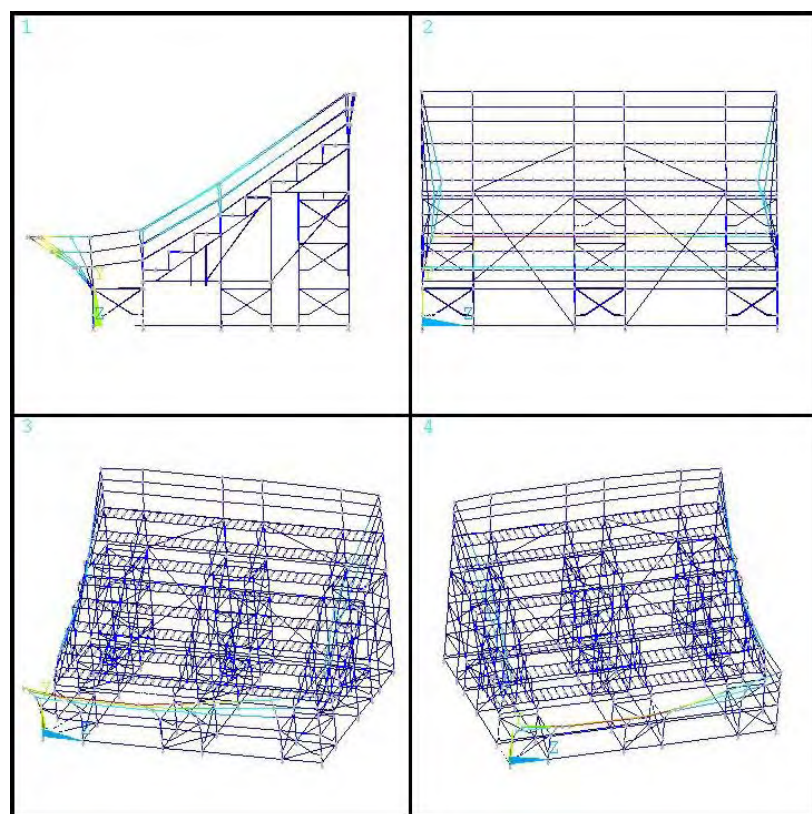


Figura 38. Modelo 3 - Exemplo de modo frontal – 9,38 Hz.

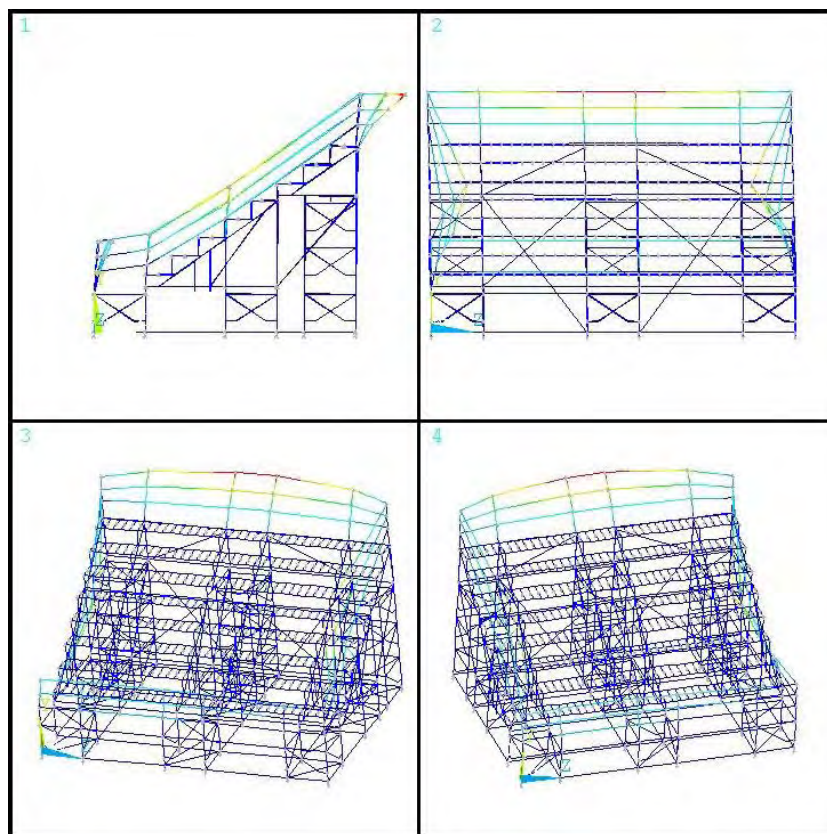


Figura 39: Modelo 3 - Exemplo de modo torcional – 9,22 Hz.

Uma comparação com os resultados obtidos com o Modelo 2 evidenciam um acréscimo de frequência do primeiro modo de 6,31 Hz para 8,24 Hz, o que representa uma variação de 30,6 % de acréscimo. Já o primeiro modo frontal apresentou uma redução de apenas 0,4 % e o torcional de 22,0 %. Cabe lembrar que este modelo difere do Modelo 2 pela inserção de elementos de tablado em substituição aos elementos de massas inertes usados anteriormente para representar estes tablados.

5.4 - Comparação dos Modelos

Uma característica comum a todos os modelos desenvolvidos foi a de que os primeiros modos de vibração em cada sentido apresentam deslocamentos predominantes do alambrado. Estes deslocamentos geralmente são bem mais acentuados do que os apresentados pela estrutura. Além disso, esses alambrados estavam ligados uns aos outros nos cantos da estrutura, fazendo com que surgissem deslocamentos transversais destes elementos em relação à direção predominante, como pode ser percebido nas

figuras 37 e 38 (Vistas 1 e 2). Em outras palavras, um modo com predominância de deslocamento lateral apresenta também deslocamento frontal do alambrado, geralmente em menor escala.

Os modelos desenvolvidos tiveram suas frequências naturais significativamente afetadas pelas alterações implantadas, principalmente no sentido lateral da estrutura (modos laterais). Como mostrado nas tabelas 6 a 8, o modo lateral fundamental tinha mudado sua frequência natural de 7,26 Hz (Modelo 1) para 6,31 Hz (Modelo 2), com a inclusão das conexões. Além disso, mudou para 8,24 Hz (Modelo 3), quando foram inseridos os modelos de tabladados.

Cabe apontar que a direção lateral é a de maior interesse para análise deste tipo de estrutura, de acordo com a literatura (Littler, 1996), uma vez que esta direção é mais sensível a potencial movimentação de espectadores quando em uso.

Por outro lado, os efeitos de modelagem investigados causaram pequenas variações de frequência natural na direção frontal, com uma variação da primeira frequência natural nesta direção de 9,55 Hz (Modelo 1) a 9,34 Hz (Modelo 2), e 9,38 Hz para o Modelo 3, possivelmente devido a dois aspectos:

- i. Os pórticos em degraus, constituídos de barras verticais, horizontais e diagonais no plano XY, distribuídas de forma escalonada de sorte a possibilitar o apoio dos tabladados, formam uma estrutura triangular que aumenta a rigidez da estrutura nesta direção;
- ii. Os tabladados, da forma como foram concebidos, não forneceram rigidez no sentido frontal da estrutura.

Outro aspecto interessante de se observar foi de que, em geral, os modelos apresentaram valores de frequências naturais, no sentido lateral, menores que os valores nas outras direções.

De certa forma este resultado é esperado e se deve a pouca rigidez nesta direção devido ao sistema estrutural adotado nas arquibancadas temporárias, que normalmente é rígida no sentido vertical, pela quantidade de barras que se ligam direto aos vários apoios, e frontal, pela rigidez dos pórticos nesta direção, maximizados pela presença dos pórticos em degraus.

A inclusão das braçadeiras como elementos de mola em geral resultaram em uma redução de frequências naturais, quando se comparam as frequências naturais entre os modelos 1 e 2. A redução observada na frequência natural fundamental foi de 13%. No que diz respeito à inclusão dos tablados como elementos estruturais, o seu efeito pode ser observado comparando modelos 2 e 3. O aumento da frequência fundamental lateral, neste caso, foi de 31%, sendo considerado significativo.

A relevância do valor da frequência natural está diretamente relacionada com os potenciais efeitos dinâmicos que podem ser causados pelos movimentos dos espectadores na estrutura em uso. Alterações de frequências naturais podem causar repercussão em termos de seleção de procedimentos de projeto que levam em conta os efeitos da vibração.

De acordo com as diretrizes do IStructE (IStructE, 2007), o procedimento de projeto deste tipo de estrutura pode ser diferente em função do valor das frequências naturais e tipo de evento em que será utilizado. Especificamente, para arquibancadas com potencial para o movimento da multidão e possibilidade de ressonância na direção vertical ou horizontal, uma análise dinâmica completa é recomendada. Por outro lado, cargas horizontais fictícias adicionais e análise estática podem ser consideradas suficientes se o potencial de ressonância na estrutura não for o esperado.

Refinamentos nos modelos até então desenvolvidos ainda são possíveis de serem implementados, sendo objeto de estudo no próximo capítulo. Entre os refinamentos possíveis estão a inclusão de constantes de mola para representar as ligações do tipo encaixe, que são utilizadas para ligar os pórticos em degraus às torres e estas aos apoios. Outro tipo de refinamento possível é introduzir elementos de mola que representem as conexões das barras de ligação utilizadas nas torres.

Apesar das possibilidades de refinamento, os resultados obtidos até agora evidenciaram complexidade na elaboração de um modelo sofisticado para avaliar as frequências naturais desta estrutura.

A necessidade de inclusão de constantes de mola que representem as conexões, além da modelagem dos tablados, será rediscutida no próximo capítulo, com a apresentação dos resultados experimentais.