



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FELIPE AUGUSTO DA SILVA BARBOSA**

**ANÁLISE QUALITATIVA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO**  
**UTILIZANDO O MODELO ESTRUTURAL MOLA**

**JOÃO PESSOA**

**2016**

**FELIPE AUGUSTO DA SILVA BARBOSA**

**ANÁLISE QUALITATIVA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO  
UTILIZANDO O MODELO ESTRUTURAL MOLA**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC),  
apresentado à Coordenação do Curso de  
Engenharia Civil como requisito parcial para  
obtenção do título de Bacharel em Engenharia  
Civil.

**Orientadora:** Professora Dr.<sup>a</sup> Andrea  
Brasiliano Silva

**JOÃO PESSOA**

**2016**

B238a da Silva Barbosa, Felipe Augusto

Análise Qualitativa de Estruturas de Concreto Pré-moldado  
Utilizando o Modelo Estrutural Mola - Felipe Augusto da Silva  
Barbosa, João Pessoa, 2016.

70f.il.:

Orientador: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup> Andrea Brasiliano Silva

Monografia (Curso de Graduação em Engenharia Civil)  
CGEC./ Centro de Tecnologia / Campus I / Universidade Federal  
da Paraíba.

1. Modelo Estrutural Mola. 2. Estruturas de Concreto Pré-  
Moldado. 3. Análise Qualitativa. I. Título.

BS/CT/UFPB

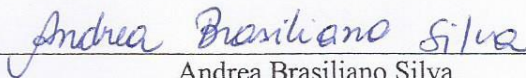
CDU: 2.ed: 70:624 (043)

**FOLHA DE APROVAÇÃO**

**FELIPE AUGUSTO DA SILVA BARBOSA**

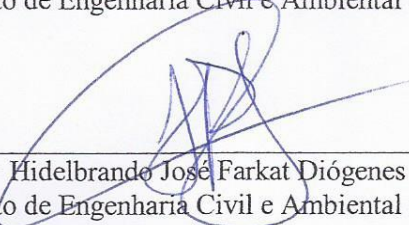
**ANÁLISE QUALITATIVA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO  
UTILIZANDO O MODELO ESTRUTURAL MOLA**

Trabalho de Conclusão de Curso em 23/11/2016 perante a seguinte Comissão Julgadora:



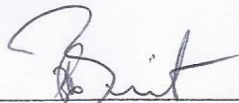
Andrea Brasiliano Silva  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

  
Hidelbrando José Farkat Diógenes

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Valkisfran Lira de Brito  
UNIPÊ – Centro Universitário de João Pessoa

APROVADO

Profª. Ana Cláudia Fernandes Medeiros Braga  
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus pelo seu infinito amor de Pai que tem se mostrado presente em toda minha vida, reerguendo e tornando-me cada vez mais forte nos momentos mais difíceis;

A toda minha família: meu pai Marcos, minha mãe Dalva, meu irmão Arthur e minha avó Estelita por estarem comigo sempre, nos bons e maus momentos, por me incentivarem a não desistir nunca dos meus sonhos, fazendo-me acreditar na minha capacidade como estudante e profissional;

À professora Andrea Brasiliano pela paciência, boa vontade e disponibilidade enquanto minha orientadora do TCC;

Ao professor Hidelbrando Diógenes pela paciência e boa vontade que sempre teve comigo;

Aos demais professores do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da UFPB pelo ensino de qualidade por eles sempre prezado;

Aos meus amigos e colegas de curso Alene Barbosa, Mariana Tavares, Marília Zenaide, Simone Morena, Larissa Suassuna, Sérgio Pereira, Daniel Félix, Jairo Dutra, Gilberto Pinheiro e Davi Ferreira pela amizade e companheirismo ao longo destes anos de graduação;

Aos meus amigos Bruno Fernandes, Jéssica Bonifácio, Priscila Almeida, Victor Melia e Matthew Danahy por serem pra mim quase como irmãos.

## RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo principal verificar a adequabilidade do modelo estrutural Mola na análise qualitativa de estruturas de concreto pré-moldado através de um estudo comparativo entre o comportamento estrutural do modelo e dos sistemas estruturais reais. Foram modeladas duas estruturas: um galpão térreo e outro com três pavimentos. Em seguida, foram aplicados carregamentos concentrados no modelo e no protótipo a fim de se comparar as deformações em ambos. Os resultados mostraram que as diferenças nas deformadas são mais acentuadas nas proximidades de ligações rígidas do que em articuladas devido ao travamento de um trecho das barras quando enrijecidas por peças RC90 da maquete estrutural. Além disso, a diferença na rigidez entre as barras de concreto e as molas teve influência significativa na discrepância entre os ângulos de flexão em ambos os modelos. Para a estrutura de múltiplos pavimentos, foi constatado que seria necessário considerar os efeitos de segunda ordem, além disso, a análise qualitativa nos mostrou que podemos evitar deslocamentos laterais excessivos em ambos os galpões mediante o uso de tirantes metálicos de contraventamento e paredes estruturais. Ao final deste estudo, conclui-se que o modelo Mola pode ser utilizado na análise qualitativa de estruturas de concreto pré-moldado desde que se respeite a capacidade de carga das ligações da maquete, a natureza do carregamento externo nos pré-moldados e o comportamento das molas quanto à flambagem.

**PALAVRAS-CHAVE:** Modelo Estrutural Mola, Estruturas de Concreto Pré-Moldado, Análise Qualitativa.

## **ABSTRACT**

The main goal of this work is to verify the adequacy of the structural model *Mola* in the qualitative analysis of precast concrete structures. To verify this suitability, it was necessary to compare the behavior of both structural systems: model and prototype. Two structures were modeled: one ground floor shed and another with three floors. Afterwards, concentrated loads were applied to the model and to the prototype in order to obtain and compare the deformations in both structural systems. The results showed that the differences in deformation are more conspicuous in the vicinity of rigid connections than in articulated ones due to the locking of a portion of the bars when stiffened by RC90 pieces of the structural model. In addition, the difference in stiffness between the concrete bars and the springs had a significant influence on the discrepancy between the flexion angles in both models. For the multi-deck structure, it was verified that second-order effects needed to be taken into consideration. In addition, the qualitative analysis showed that we can avoid excessive lateral displacements in both sheds by using metal bracing rods and structural walls. At the end of this study, it was concluded that the *Mola* model can be utilized in the qualitative analysis of precast concrete structures, provided that the load capacity of the connections of the model, the nature of the external loading and the strength of the springs to buckling are respected.

**KEY WORDS:** Structural Model *Mola*, Precast Concrete Structures, Qualitative Analysis.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> - Modelos Indiretos de Frei Otto – a) Modelos em bolhas de sabão; b) Pavilhão Alemão. ....	13
<b>Figura 2</b> - Modelo Indireto da Crípta da Capela Guell por Antônio Gaudí - a) Detalhe dos Pesos; b) Modelo Estrutural; c) Modelo Estrutural Invertido; d) Desenho Original.....	14
<b>Figura 3</b> - Maquetes de borracha para vigas - a) Viga Bi-articulada; b) Viga Contínua; c) Viga em Balanço; d) Viga submetida à torção. ....	15
<b>Figura 4</b> – a) Colunas; b) Estrutura amarrada com cabos. ....	16
<b>Figura 5</b> - a) Compressão nas barras de uma treliça; b) Treliça com barras tracionadas; c) Laje maciça com flexão em uma direção; d) Laje nervurada. ....	16
<b>Figura 6</b> - a) Cabos e Arcos; b) Arco Atirantado; c) Arco sem tirante. ....	17
<b>Figura 7</b> – Ensaio com modelos de Vigas Vierendell - a) Sem travamento; b) Um travamento (dois quadros); c) Dois travamentos (três quadros).....	18
<b>Figura 8</b> - Relação Deformação x Carregamento para cada modelo. ....	18
<b>Figura 9</b> – Modelagem de estrutura utilizando o Mola. ....	19
<b>Figura 10</b> - Chapa de Base .....	20
<b>Figura 11</b> - Esfera Metálica em ligação articulada .....	20
<b>Figura 12</b> - Ligação enrijecida por quatro peças RC90. ....	21
<b>Figura 13</b> – Ligação de base engastada.....	21
<b>Figura 14</b> - Tirantes contraventando estrutura.....	21
<b>Figura 15</b> - Pilar engastado e articulado.....	21
<b>Figura 16</b> - Viga bi-articulada. ....	21
<b>Figura 17</b> - Elemento rígido para lajes ou paredes estruturais. ....	22
<b>Figura 18</b> - Colunas com carregamento vertical concentrado nas extremidades. a) Coluna bi-articulada, b) Coluna articulada e engastada, c) Coluna bi-engastada, d) Coluna com extremidade em balanço.....	23
<b>Figura 19</b> - Vigas com carregamento vertical concentrado no meio do vão. a) Viga bi-articulada; b) Viga bi-engastada; c) Viga engastada e articulada d) Viga em balanço.....	23
<b>Figura 20</b> - Pórtico com apoios articulados e nós rígidos. a) Pórtico sujeito a carregamento vertical concentrado no meio do vão; b) Carga horizontal concentrada no nó superior direito. ....	24
<b>Figura 21</b> - Pórtico com apoios engastados e demais nós enrijecidos .....	24
<b>Figura 22</b> - Sobreposição de Imagens - Vigas contínuas .....	25



<b>Figura 23</b> - Viga contínua com todos os apoios e nós enrijecidos. ....	25
<b>Figura 24</b> - Treliças planas com carga vertical concentrada nos nós superiores - a) um módulo de treliça; b) dois módulos de treliça. ....	26
<b>Figura 25</b> - Pórtico ensaiado por Oliveira - Configuração caracterizada pelo enrijecimento dos apoios e articulação dos nós. ....	26
<b>Figura 26</b> - Configuração caracterizada pelo enrijecimento dos apoios, articulação dos nós e presença da laje. ....	27
<b>Figura 27</b> - Primeiro ensaio com galpões. ....	27
<b>Figura 28</b> - Segundo ensaio. ....	28
<b>Figura 29</b> - Terceiro ensaio. ....	28
<b>Figura 30</b> - Quarto Ensaio. ....	29
<b>Figura 31</b> - Quinto ensaio. ....	29
<b>Figura 32</b> - Tipos de seção transversal em estruturas de concreto pré-moldado. ....	30
<b>Figura 33</b> - Forma dos elementos pré-moldados. ....	31
<b>Figura 34</b> - Ligações Pilar-Fundação. ....	32
<b>Figura 35</b> - Algumas formas de chumbadores em ligações viga-pilar. ....	32
<b>Figura 36</b> - Galpão de Concreto Pré-Moldado - Maringá, PR. ....	35
<b>Figura 37</b> - Modelo adaptado em duas dimensões - Pórtico simples com apoios engastados, um nó enrijecido e dois articulados. a) Modelagem no SAP 2000 b) Representação na Maquete Estrutural. ....	36
<b>Figura 38</b> - Modelo adaptado em duas dimensões - Semi-treliça com apenas um nó não articulado. a) Modelagem no SAP 2000 b) Representação na Maquete Estrutural. ....	37
<b>Figura 39</b> - Sobreposição de imagens utilizando o Adobe Photoshop CC 2015.5. ....	37
<b>Figura 40</b> - Modelos adaptados da estrutura original - a) Modelagem no SAP 2000; b) Representação no Kit Mola. ....	38
<b>Figura 41</b> - Galpão de três pavimentos - Cabedelo, PB. ....	38
<b>Figura 42</b> - Sobreposição das deformadas do Mola com as fornecidas pelo SAP 2000 - Pórtico simples com apoios engastados e carga horizontal no nó mediano direito. ....	40
<b>Figura 43</b> - Apoios Rígidos - a) Ligação Pilar-Fundação em Cálice b) Ligação Rígida na Maquete Estrutural - Travamento de um trecho da barra. ....	42
<b>Figura 44</b> - Sobreposição das deformadas - Pórtico simples com apoios engastados - Carga vertical no nó superior. ....	43
<b>Figura 45</b> - Sobreposição das deformadas - Pórtico simples com apoios engastados com cargas verticais fora dos nós. ....	44

<b>Figura 46</b> - Sobreposição das deformadas - Pórtico simples com cargas horizontais fora dos nós. ....	45
<b>Figura 47</b> - a) Ideia inicial - Treliça apenas com nós articulados; b) Treliça Isostática com um apoio rígido.....	46
<b>Figura 48</b> - Sobreposição das deformadas - Treliça com carga horizontal na extremidade mediana direita.....	47
<b>Figura 49</b> – Sobreposição das deformadas – Treliça com carga horizontal na extremidade mediana esquerda.....	48
<b>Figura 50</b> – Sobreposição das deformadas - Treliça com carga vertical no nó superior. ....	48
<b>Figura 51</b> - Simulação 1 – Estrutura contraventada com tirantes metálicos - a) Deformações geradas pelo SAP 2000; b) Deformações na Maquete Estrutural .....	49
<b>Figura 52</b> – Estrutura contraventada com tirantes - Duas cargas horizontais - a) Deformações geradas pelo SAP 2000 b) Deformações na Maquete Estrutural.....	50
<b>Figura 53</b> - Diagrama de esforço normal para carregamento genérico equivalente ao aplicado no Mola (SAP 2000). ....	51
<b>Figura 54</b> - Simulação 2 - Apoios engastados e contraventamento apenas na cobertura - a) Deformações geradas no SAP 2000 b) Deformações na Maquete Estrutural.....	51
<b>Figura 55</b> - Simulação 3 - Galpão com vãos maiores contraventados e ligações da cobertura enrijecidas – a) Deformações geradas pelo SAP 2000; b) Deformações na Maquete Estrutural. ....	52
<b>Figura 56</b> - Transmissão de momentos de rotação na ligação viga-pilar – a) Com um chumbador; b) Com dois chumbadores.....	54
<b>Figura 57</b> – Simulação 4 - Estrutura não contraventada com todos os apoios engastados – a) Deformações geradas no SAP 2000; b) Deformações na Maquete Estrutural. ....	54
<b>Figura 58</b> - Simulação 5 - Estrutura Contraventada com Paredes – a) Deformações geradas pelo SAP 2000; b) Deformações na Maquete Estrutural. ....	56
<b>Figura 59</b> - Estrutura Contraventada com Paredes e Tirantes - a) Deformações geradas pelo SAP 2000; b) Deformações na Maquete Estrutural. ....	57
<b>Figura 60</b> - Fissuras em ligação viga-pilar com pilar indeslocável. ....	58
<b>Figura 61</b> - Galpão sem contraventamento sujeito a esforço horizontal.....	59
<b>Figura 62</b> – Diagrama genérico de momentos fletores fornecido pelo SAP 2000. ....	60
<b>Figura 63</b> - Ligações rígidas na maquete estrutural - a) Pilares Externos b) Pilares Internos	60
<b>Figura 64</b> - Sistema Estrutural do galpão com carregamento externo característico.....	62

<b>Figura 65</b> - Sistema Estrutural com fundações semi-rígidas e carregamento externo característico.....	64
<b>Figura 66</b> - Galpão contraventado com tirantes metálicos .....	66

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	11
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS</b> .....	12
<b>3</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	13
3.1	Modelos para Análise Qualitativa de Estruturas .....	13
3.2	Evolução do Modelo Estrutural Mola .....	19
3.3	Componentes da Maquete Estrutural .....	20
3.3.1	Chapas de Base .....	20
3.3.2	Ligações .....	20
3.3.3	Diagonais para Tirantes .....	21
3.3.4	Molas para Pilares e Vigas .....	21
3.3.5	Placas para Lajes e Paredes Estruturais .....	22
3.4	Análises Experimentais Realizadas com o Modelo .....	22
3.4.1	Estruturas Planas .....	22
3.4.2	Estruturas Espaciais .....	26
3.5	Estruturas de Concreto Pré-Moldado .....	29
3.5.1	Forma dos elementos pré-moldados .....	30
3.5.2	Tipologia das Ligações .....	31
3.5.3	Estabilidade Global das Estruturas .....	33
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	35
4.1	Análise Estrutural de um Galpão de um Pavimento .....	35
4.2	Análise Estrutural de um Galpão de Três Pavimentos.....	38
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	40
5.1	Galpão como Estrutura Plana .....	40
5.1.1	Simulação 1 – Pórtico Simples com Apoios Engastados.....	40
5.1.2	Simulação 2 - Galpão como Treliça .....	46
5.2	Galpão como Pórtico Espacial.....	49

5.2.1	Simulação 1 – Estrutura Contraventada com Tirantes.....	49
5.2.2	Simulação 2 – Engastamento das Bases e Contraventamento da Coberta.....	51
5.2.3	Simulação 3 – Contraventamento dos Vãos com Tirantes e Enrijecimento dos nós da Coberta .....	52
5.2.4	Simulação 4 – Ligações Enrijecidas e Estrutura Não Contraventada.....	54
5.2.5	Simulação 5 – Estrutura Contraventada com Paredes Rígidas .....	55
5.2.6	Simulação 6 – Estrutura Contraventada com Paredes Rígidas e Tirantes .....	56
5.3	Galpão de Múltiplos Pavimentos.....	58
5.3.1	Galpão sem Contraventamento: .....	58
5.3.2	Estabilidade Global do Galpão .....	61
5.3.3	Galpão Contraventado com Tirantes Metálicos .....	65
<b>6</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>67</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>68</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>69</b>

# 1 INTRODUÇÃO

No curso de graduação em Engenharia Civil é comum recorrermos a modelos matemáticos, empíricos e programas computacionais a fim de se conhecer o comportamento global e dos elementos de uma estrutura, seja metálica, de madeira ou concreto armado. Os cálculos são de fundamental importância para que tenhamos em mãos valores numéricos de reações de apoios, esforços internos, deformações e deslocamentos. Já os programas nos auxiliam a analisar o comportamento de estruturas de maior porte. Entretanto, cálculos e *softwares* dificilmente nos fornecem um conhecimento intuitivo acerca das deformações em vigas, pórticos, treliças e grelhas na mesma proporção em que as chamadas maquetes estruturais.

As maquetes além de representar a forma, nos permitem analisar qualitativamente o comportamento das estruturas em escala reduzida. Em seu trabalho, *Maquete Estrutural, um instrumento para o ensino de Estruturas em Escolas de Arquitetura* (2008), o arquiteto Márcio Sequeira de Oliveira propõe o uso de maquetes como algo que precede o ensino quantitativo das estruturas, de maneira a tornar tais disciplinas menos abstratas, mais intuitivas e, conseqüentemente, inseridas no contexto da realidade dos espaços arquitetônicos.

Segundo Oliveira (2008), é bastante complicado observar deformações e deslocamentos em estruturas na construção civil, uma vez que as mesmas apresentam rigidez elevada e, portanto, suas deformações e deslocamentos se tornam praticamente imperceptíveis a olho nu. Ao utilizar maquetes estruturais à base de materiais elásticos como molas, podemos aplicar diferentes carregamentos, até mesmo com o dedo, para representar o que ocorre nas estruturas reais. Tais cargas são capazes de provocar deformações claramente visíveis nos elementos do modelo estrutural. Desta maneira, por ser algo que nos permite “montar e sentir” a estrutura, o manuseio de maquetes nos proporciona uma melhor visualização de como os sistemas estruturais reagem a diferentes carregamentos.

## **2 OBJETIVOS**

Constitui-se como objetivo geral deste trabalho verificar a adequabilidade do modelo estrutural Mola na análise qualitativa de estruturas de concreto pré-moldado.

Como objetivos específicos, buscaremos comparar deformações em estruturas de concreto pré-moldado com aquelas representadas no Mola, determinar o quanto diferem da maquete em estudo e o porquê das disparidades.

Também se constitui como objetivo específico deste trabalho, utilizar o modelo estrutural Mola na análise qualitativa de estruturas planas e espaciais de concreto pré-moldado. A partir desta análise, buscaremos encontrar na maquete estrutural, soluções para deformações e deslocamentos excessivos causados pelo carregamento externo induzido nos sistemas estruturais em estudo.

### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Algo que faz parte do cotidiano do estudante de Engenharia e até mesmo de outras áreas é a utilização de modelos que venham a representar objetos ou fenômenos em uma escala diferente dos protótipos a serem analisados. Para analisar as cargas atuantes em uma ponte, por exemplo, o engenheiro pode se valer de um desenho a mão onde irá representar as cargas atuantes e deformações, pode construir uma treliça com palitos de picolé e aplicar cargas com o dedo, lançar esta estrutura em um *software* de cálculo estrutural, entre alternativas. Todas estas ferramentas constituem modelos representativos que auxiliam na análise da estrutura real denominada protótipo. Desta maneira, como indicava Hossdorf (1974), através do uso de modelos, é possível para o arquiteto ou engenheiro analisar o comportamento das estruturas sem para isso precisar construí-las.

#### 3.1 Modelos para Análise Qualitativa de Estruturas

Um dos modelos qualitativos mais conhecidos é o do Pavilhão Alemão ilustrado na Figura 1. Através deste mesmo tipo de representação, o arquiteto alemão Frei Otto conseguiu definir a forma de muitas de suas estruturas utilizando modelos à base de bolhas de sabão. Na visão do arquiteto, o comportamento das bolhas se assemelhava ao de estruturas tensionadas e, portanto, seria possível determinar a forma, a menor superfície e a localização das tensões mais elevadas das membranas. (OLIVEIRA, 2008)

**Figura 1** - Modelos Indiretos de Frei Otto – a) Modelos em bolhas de sabão; b) Pavilhão Alemão.



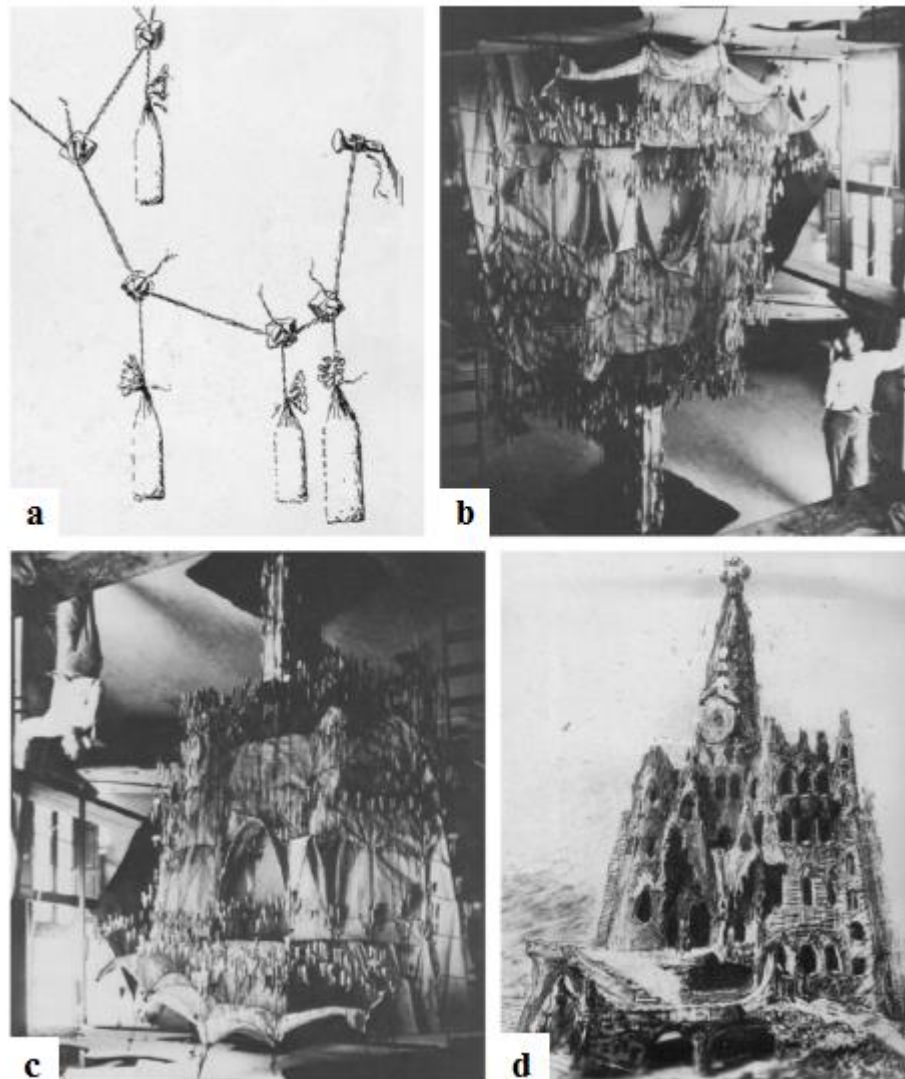
**Fonte:** a) OTTO, 1969 b) OLIVEIRA, 2008.

Outro modelo bastante conhecido é o da Cripta da Capela Güell construído por Antônio Gaudí (Figura 2). Em uma escala de 1/10 em relação à estrutura original, Gaudí pendurou cordas no teto e nelas amarrou pequenos pesos para representar a carga atuante na cripta. Depois disso, inverteu a imagem e fez das curvas dos cabos, arcos e pilares. Desta maneira, Gaudí pôde determinar em sua concepção, a forma ideal para a cripta da capela, desenvolvendo a estrutura, fachadas, espaços internos e outros detalhes do projeto.



Modelos qualitativos indiretos como estes criados por Gaudi e Otto tiveram importância fundamental na análise estrutural de pórticos estaticamente indeterminados. Atualmente, perderam espaço para modelos computacionais e, portanto, são pouco utilizados. Seu uso é voltado predominantemente para estudo de estruturas muito complexas, difíceis de serem modeladas por *softwares* (OLIVEIRA, 2008).

**Figura 2** - Modelo Indireto da Cúria da Capela Guell por Antônio Gaudí - a) Detalhe dos Pesos; b) Modelo Estrutural; c) Modelo Estrutural Invertido; d) Desenho Original

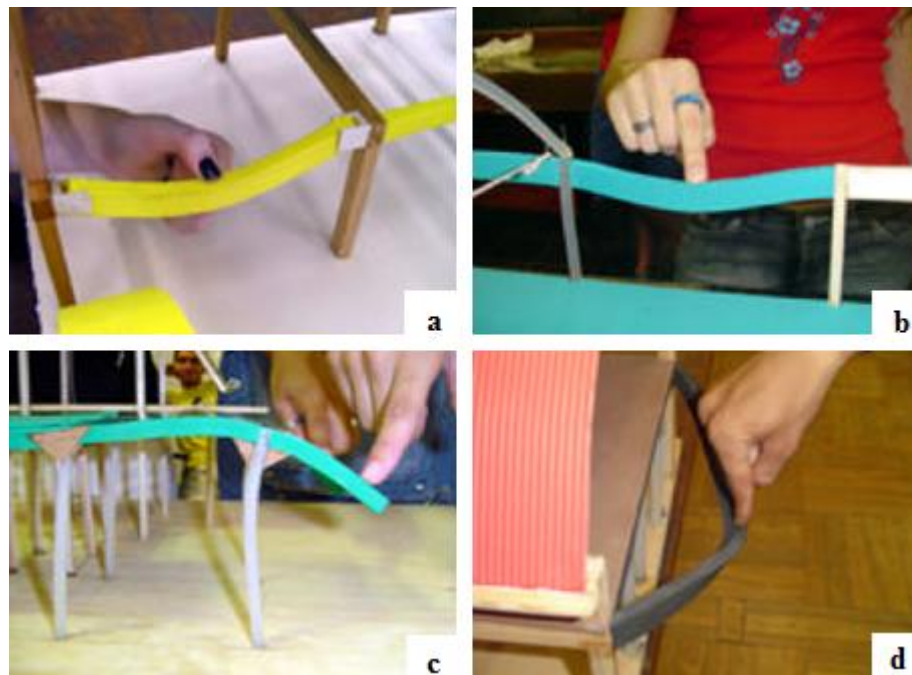


**Fonte:** a) OLIVEIRA, 2008; b e c) TARRAGÓ, 1977; d) OLIVEIRA, 2008.

Diante da necessidade de compreender as estruturas em seus aspectos qualitativos, um excelente trabalho desenvolvido no Brasil pelos arquitetos Paulo Fernandes Rodrigues e Adriana Hermida da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) reuniu maquetes criadas por estudantes da disciplina Sistemas Estruturais do curso de graduação em Arquitetura e Urbanismo da mesma universidade. Estes modelos foram construídos como ferramenta auxiliar no aprendizado da disciplina, tornando-a menos abstrata e mais intuitiva.

Os estudantes desenvolveram maquetes predominantemente de borracha para analisar o comportamento de vigas, colunas, arcos, cabos, treliças, lajes, casca e membranas. Deste trabalho, puderam compreender nas vigas, a diferença nas deformadas quando a mesma é bi-apoiada, engastada ou em balanço. Além disso, constataram que durante a flexão, parte da seção transversal é comprimida e outra tracionada. Também observaram o comportamento à torção.

**Figura 3** - Maquetes de borracha para vigas - a) Viga Bi-articulada; b) Viga Contínua; c) Viga em Balanço; d) Viga submetida à torção.

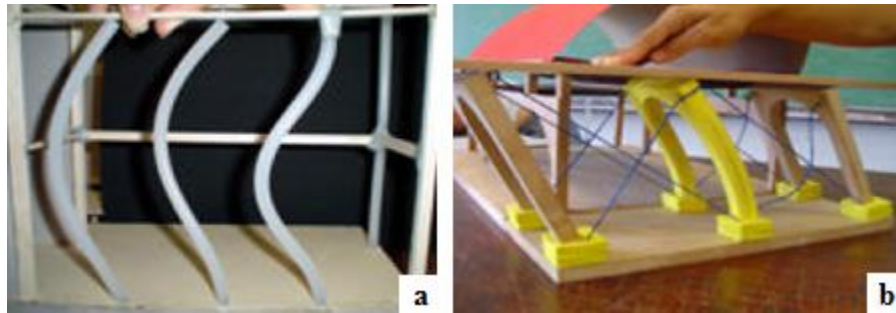


Fonte: RODRIGUES e HERMIDA, 2006.

Ao analisarem o comportamento de colunas e cabos, puderam compreender o conceito de flambagem, observando que a estrutura apresentava diferentes configurações na deformada dependendo dos materiais utilizados, da esbeltez das barras e de seus vínculos. Especialmente nos cabos, puderam perceber sua pouquíssima resistência à compressão, flambando-se facilmente, e sua elevada resistência à tração, fator fundamental na proteção das estruturas contra deslocamentos horizontais causados em sua maioria pela ação do vento.

Também puderam enxergar a flambagem nas barras de uma treliça de borracha. Perceberam que aplicando cargas nos nós, surgiriam esforços de tração e compressão nas barras. Desta forma, umas flambariam facilmente, requerendo assim seções transversais mais robustas, outras sofreriam tração, podendo ser substituídas por cabos atirantados. Outras não trabalhariam esforço algum. Já nas lajes feitas de borracha, acetato e cortiça, os estudantes puderam analisar os efeitos da flexão em uma direção e de punção.

**Figura 4** – a) Colunas; b) Estrutura amarrada com cabos.



Fonte: RODRIGUES e HERMIDA, 2006.

**Figura 5** - a) Compressão nas barras de uma treliça; b) Treliça com barras tracionadas; c) Laje maciça com flexão em uma direção; d) Laje nervurada.



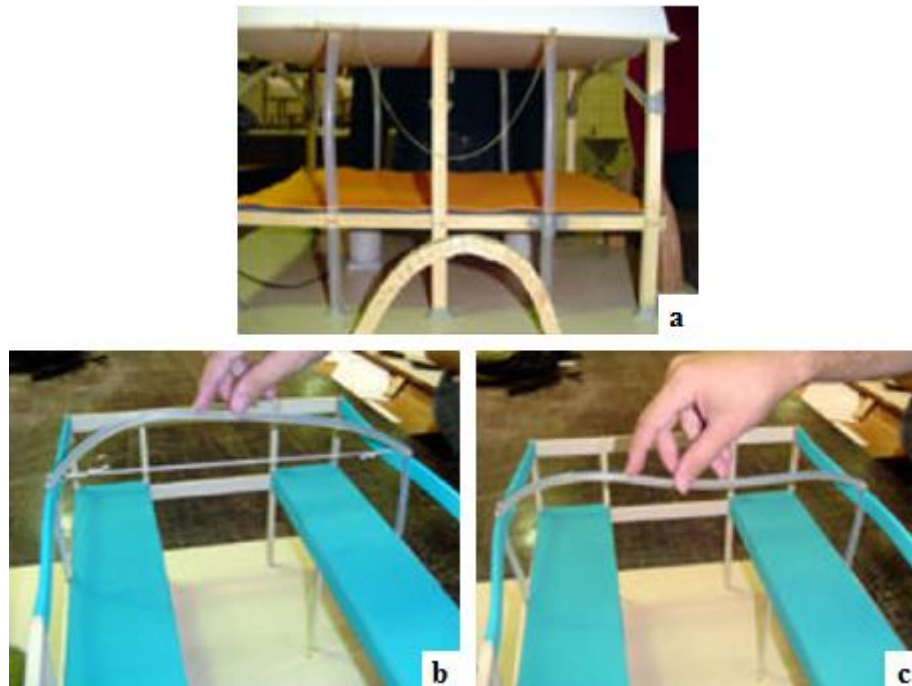
Fonte: RODRIGUES e HERMIDA, 2006.

Quanto aos arcos, foram observados apenas esforços de compressão, o que fez os estudantes concluírem que estas estruturas poderiam ser feitas de blocos sobrepostos sem aglomerantes, assim como faziam os romanos. Entretanto, quando ocorriam mudanças no carregamento que pudessem ocasionar flexão nos arcos, estes entrariam em colapso em decorrência da ausência da argamassa.

Também nos arcos, os estudantes puderam observar a influência de tirantes no comportamento destas estruturas. Constataram que um arco atirantado se deforma e se desloca horizontalmente bem menos que um desprovido de tirante, como mostra a Figura 6.

A partir da análise das maquetes, os graduandos viram e sentiram o que ocorre nas estruturas reais. Certamente se tornaram mais aptos a enxergar um arranjo estrutural não mais apenas do ponto de vista matemático, mas também qualitativo. Desta forma, terão mais facilidade em prever alguns dos comportamentos de uma estrutura antes mesmo de realizar cálculos ou lançá-la em um *software* para análise estrutural.

**Figura 6** - a) Cabos e Arcos; b) Arco Atirantado; c) Arco sem tirante.



Fonte: RODRIGUES e HERMIDA, 2007.

Outro trabalho, desta vez envolvendo estruturas de madeira foi o de Bárbara Siqueira, aluna de graduação em Arquitetura e Urbanismo na Universidade Estadual de São Paulo (UNESP) e de seu professor orientador Cesar Fabiano Fioriti. Em 2012, os mesmos desenvolveram três modelos intuitivos de Vigas Vierendeel a fim de analisar as deformações mediante diferentes sistemas de travamento e carregamento (Figura 7). Estas estruturas caracterizam-se pela conexão de barras que necessariamente não formam um triângulo, como em treliças. As ligações são rígidas, feitas em nós de pórticos, constituindo basicamente uma associação de quadros rígidos. Desta maneira, além da tração e compressão, tem-se também flexão e cisalhamento.

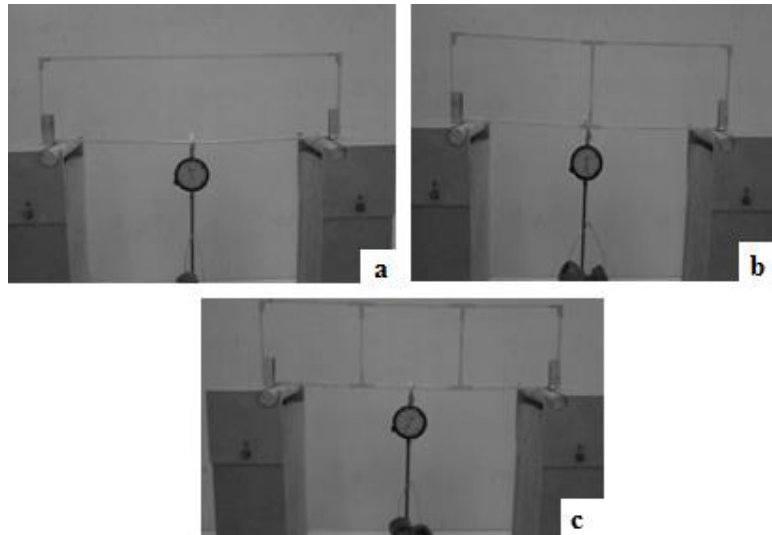
Todos os modelos foram feitos de madeira e seus nós devidamente enrijecidos com auxílio de papel Paraná. Cada um possuía um sistema de travamento diferente: a viga 1 com dois montantes (sem travamento), a viga 2 com três (um travamento) e a viga 3 com quatro (dois travamentos). Para fins de análise qualitativa, foram colocados pesos na parte inferior da



viga, simulando o carregamento, e utilizado um relógio comparador para medição das deformações.

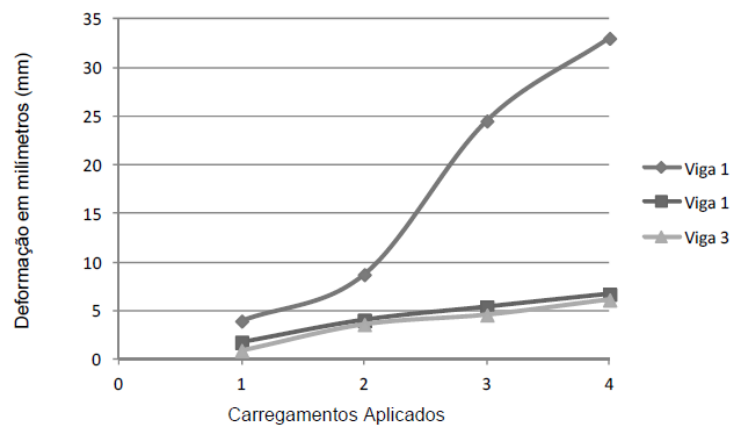
Siqueira e Fioriti construíram um gráfico ilustrando as deformações nas estruturas segundo a variação no carregamento (Figura 8). A viga 1 foi a que apresentou maior deformação, seguida pelas vigas 2 e 3. A partir disso concluiu-se que, quanto mais montantes presentes nos quadros, menos acentuada seria a flecha resultante do carregamento, mostrando a importância dos mesmos no travamento vertical da estrutura. Além disso, a deformação bastante reduzida nas vigas 2 e 3 em relação à 1 mostrou a importância em se enrijecer os nós que conectam as barras verticais às horizontais, pois como observado, os mesmos combatem os deslocamentos verticais e tornam a estrutura como um todo mais resistente.

**Figura 7** – Ensaio com modelos de Vigas Vierendell - a) Sem travamento; b) Um travamento (dois quadros); c) Dois travamentos (três quadros)



Fonte: SIQUEIRA e FIORITI, 2012.

**Figura 8** - Relação Deformação x Carregamento para cada modelo.



Fonte: SIQUEIRA e FIORITI, 2012.

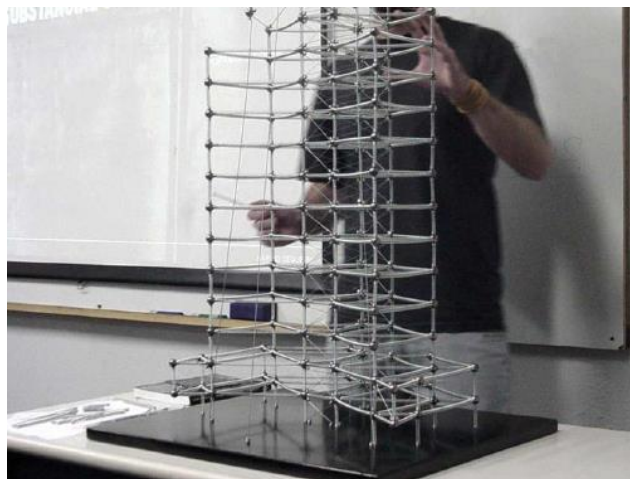
### 3.2 Evolução do Modelo Estrutural Mola

O modelo Mola utilizado na análise de estruturas de concreto pré-moldado foi desenvolvido pelo arquiteto Márcio Sequeira de Oliveira em sua dissertação de mestrado finalizada em 2008. Inicialmente a maquete consistia em arcos treliçados com peças de madeira, cabos metálicos e imãs. O problema deste primeiro modelo estava na dificuldade em se analisar o sistema estrutural como um todo, pois o material era muito rígido e as deformações pequenas, dificultando assim a análise qualitativa.

Em uma segunda etapa, o Mola passou a ser constituído de plástico (canudos) e mangueiras. Entretanto, não foi bem sucedido pelo fato de o plástico ser bastante rígido, requerendo esforços elevados para se deformar visualmente. Estes esforços vinham a ser maiores que a força magnética nas ligações, provocando problemas nas mesmas e comprometendo a representatividade do modelo.

Por fim, o modelo de Oliveira começou a utilizar molas e em seguida incorporou elementos análogos a paredes estruturais e lajes, além de elementos de contraventamento. Segundo Rebello (1992), a partir de estruturas de molas, pode-se concretizar significativamente os conceitos de elasticidade e tração, analisar o comportamento de tirantes, estruturas penseis, etc. A Figura 9 ilustra a primeira apresentação da maquete no curso CEACOM III.

**Figura 9** – Modelagem de estrutura utilizando o Mola.



**Fonte:** Oliveira, 2008 – P.55

Conforme o Manual do usuário escrito por Oliveira, Azevedo Leite e Rebello, é possível através do Mola em seu estágio atual:

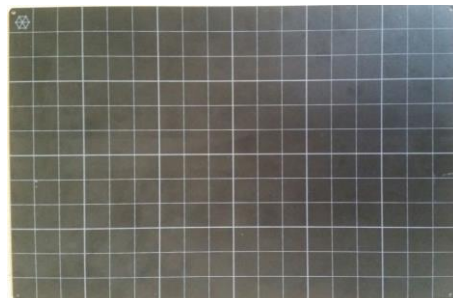
- Observar diferentes configurações de deformações na estrutura mediante a aplicação de um carregamento em algum de seus elementos;
- Analisar o comportamento global da estrutura, observando os deslocamentos horizontais, verticais e de giro;
- Simular as diferentes etapas construtivas, analisando a hierarquia dos elementos da maquete e a sequência de montagem;
- Analisar a estrutura de forma tátil e visual, observando o efeito das forças nos elementos da estrutura, inclusive na seção transversal dos elementos;
- Observar como a configuração arquitetônica influencia no comportamento global das estruturas.

### 3.3 Componentes da Maquete Estrutural

#### 3.3.1 Chapas de Base

É o “terreno” sobre o qual a estrutura será montada. O mesmo está devidamente marcado em um dos lados de modo a facilitar o posicionamento das peças e montagem da estrutura (Figura 10).

**Figura 10** - Chapa de Base



#### 3.3.2 Ligações

No Kit Mola é possível representar ligações articuladas e engastadas. As rótulas são representadas por esferas metálicas portadoras de um ímã, o qual permite a vinculação das barras (Figura 11). Já as ligações rígidas podem ser feitas através de duas ou mais peças RC90 que bloqueiam o giro em uma ou mais direções (Figuras 12 e 13).

**Figura 11** - Esfera Metálica em ligação articulada



**Figura 12** - Ligação enrijecida por quatro peças RC90.



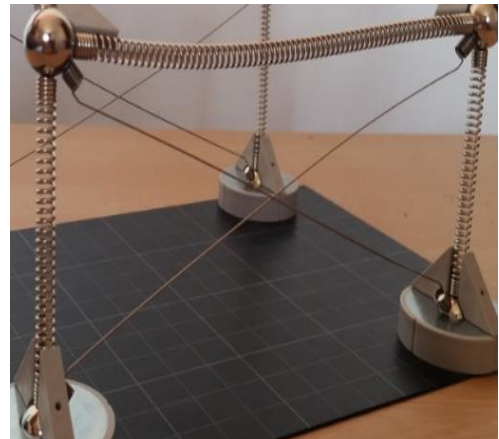
**Figura 13** – Ligação de base engastada.



### 3.3.3 Diagonais para Tirantes

Os tirantes são cabos esbeltos que respondem apenas a esforços de tração, flambando facilmente quando sujeitos à compressão, sendo bastante utilizados em sistemas de contraventamento (Figura 14). São utilizados na sustentação de coberturas e pavimentos suspensos e no travamento de planos horizontais e verticais, desempenhando assim um papel fundamental na estabilidade global.

**Figura 14** - Tirantes contraventando estrutura.



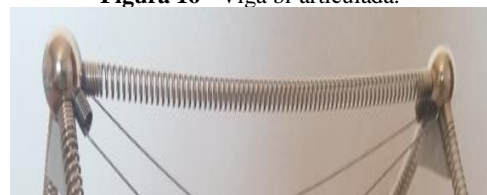
### 3.3.4 Molas para Pilares e Vigas

Os pilares consistem em elementos esbeltos sujeitos a ambos os esforços de tração e compressão (Figura 15). Dependendo de sua vinculação e das cargas a que estão submetidas, podem apresentar diferentes configurações na linha deformada. Já as vigas são formadas pelos mesmos elementos dos pilares, porém estão sujeitas também à flexão e torção (Figura 16). Da mesma forma que o pilar, sua deformação na maquete depende do carregamento atuante e da natureza de seus vínculos.

**Figura 15** - Pilar engastado e articulado.



**Figura 16** - Viga bi-articulada.





### 3.3.5 Placas para Lajes e Paredes Estruturais

Estas consistem em elementos rígidos que simulam o comportamento de lajes, paredes estruturais ou coberturas (Figura 17). Podem ser usadas também como sistemas de contraventamento, impedindo o deslocamento lateral. As mesmas possuem imãs ao longo de seu perímetro, o que facilita sua conexão com os demais elementos.

**Figura 17** - Elemento rígido para lajes ou paredes estruturais.



### 3.4 Análises Experimentais Realizadas com o Modelo

A fim de testar a eficiência da maquete estrutural e validá-la como ferramenta de análise qualitativa, Oliveira (2008) buscou comparar as deformações observadas no Mola com aquelas fornecidas por um *software* de análise estrutural. Para isto, ele reuniu as peças da maquete; montou diferentes estruturas: vigas, colunas, pórticos, arcos, etc; aplicou carregamentos com o dedo e então fotografou o modelo deformado. Desta forma, foi possível comparar as estruturas da maquete com aquelas lançadas no programa computacional.

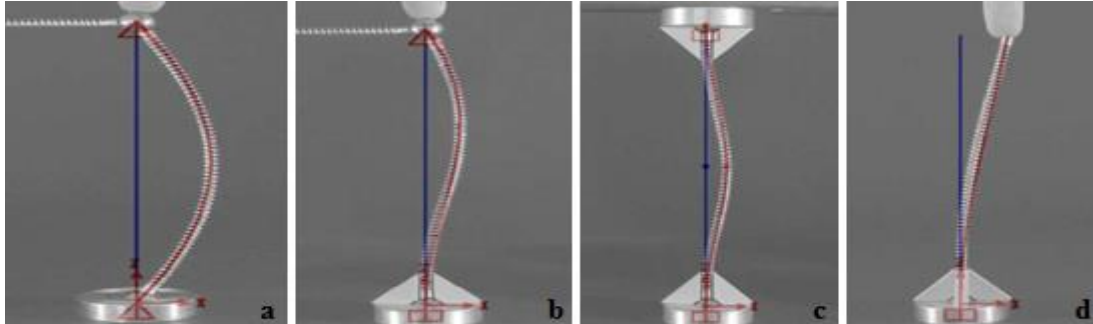
Ao entrar com dados no *software Structural Analysis Program* (SAP 2000; 2005), Oliveira estabeleceu para as barras, dimensões similares às aquelas em estruturas reais e carregamentos padrões de 1KN. Em seguida, reuniu as imagens fornecidas pelo *software* e as comparou com as fotografias da maquete, ajustando adequadamente suas escalas. A partir desta metodologia, foi possível analisar semelhanças e diferenças nas configurações deformadas.

#### 3.4.1 Estruturas Planas

Para cada estrutura simulada na maquete, representaram-se diferentes condições de contorno. Oliveira (2008) mostrou que para uma coluna bi-articulada, as deformações na maquete coincidiam com as fornecidas pelo SAP 2000, o que comprovou a eficiência das esferas metálicas na representação de ligações articuladas (Figura 18.a). Já para uma coluna engastada em uma extremidade e rotulada na outra, os eixos das deformadas coincidiram próximo à ligação rotulada e desviaram-se um do outro nas vizinhanças do engaste (Figura 18.b). Isto foi justificado pelo fato de que os elementos de ligação rígida da maquete travam

um pequeno trecho da estrutura. A mesma justificativa foi dada para explicar as diferenças de deformadas em colunas bi-engastadas próximas aos apoios (Figura 18.c).

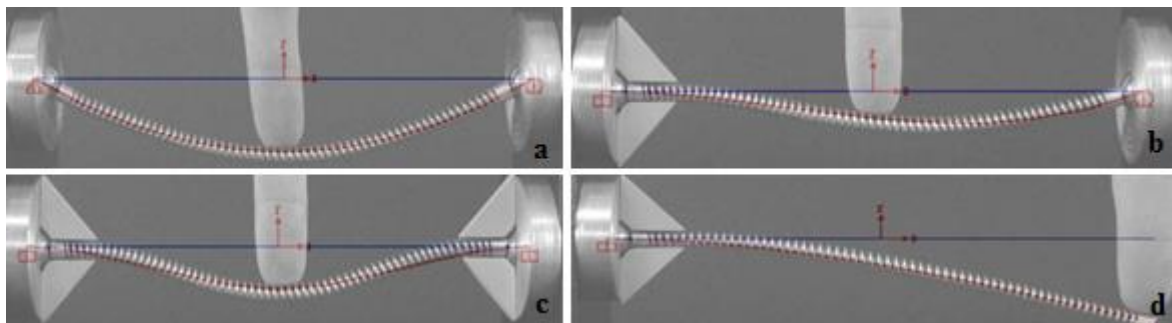
**Figura 18** - Colunas com carregamento vertical concentrado nas extremidades. a) Coluna bi-articulada, b) Coluna articulada e engastada, c) Coluna bi-engastada, d) Coluna com extremidade em balanço.



Fonte: OLIVEIRA, 2008 – P. 78 a 81.

Ao analisar vigas sujeitas à flexão, Oliveira observou que o comportamento das deformadas é similar ao que ocorre nas colunas, coincidindo nas proximidades de ligações rotuladas e apresentando discrepâncias junto aos engastes. Isto veio a reforçar a eficiência das articulações na maquete e certa ineficiência por parte dos engastes, o que foi novamente justificado pelo travamento de um trecho da estrutura. Também foi mostrado que nas proximidades de uma extremidade em balanço, as linhas de deformações geradas pelo programa coincidem com as da maquete.

**Figura 19** - Vigas com carregamento vertical concentrado no meio do vão. a) Viga bi-articulada; b) Viga bi-engastada; c) Viga engastada e articulada d) Viga em balanço.

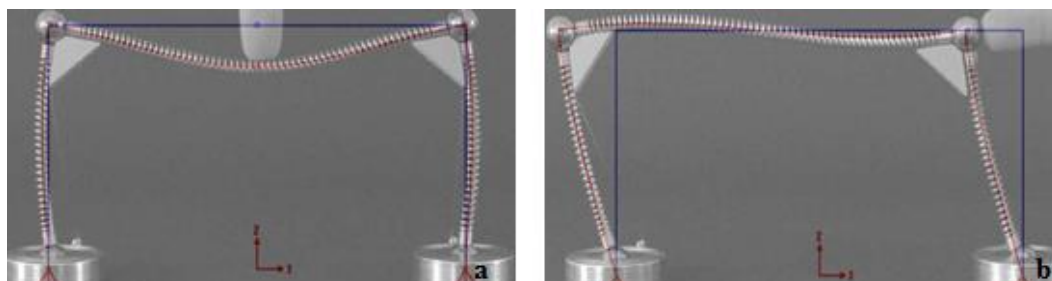


Fonte: OLIVEIRA, 2008 – P. 82 a 85

Depois de analisar vigas e colunas separadamente, Oliveira partiu para a montagem de pórticos e treliças, além de simulá-las no SAP 2000. Ao comparar as deformações no Kit Mola com as fornecidas pelo *software*, ele notou um comportamento ainda não observado nas ligações rígidas das vigas e colunas estudadas separadamente: os eixos das deformadas na maquete e no programa estavam coincidindo nas proximidades dos nós rígidos (Figura 20). A interpretação dada por Oliveira a este fenômeno foi que a ligação rígida que apresentou

resultados diferentes unia dois elementos flexíveis (duas molas) e não um rígido e outro flexível como já observado nas vigas e colunas. Ainda segundo ele, discrepâncias nas deformadas em nós como estes ocorrerão quando as cargas aplicadas forem muito elevadas.

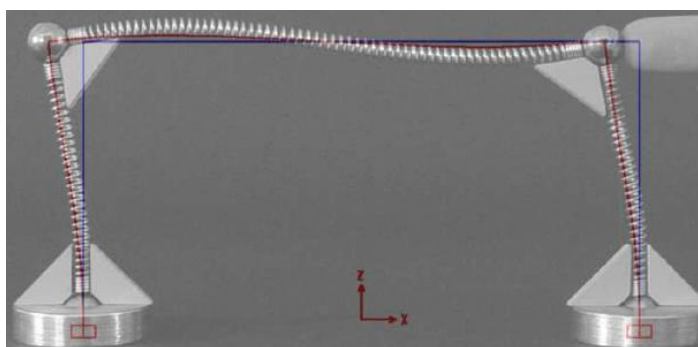
**Figura 20** - Pórtico com apoios articulados e nós rígidos. a) Pórtico sujeito a carregamento vertical concentrado no meio do vão; b) Carga horizontal concentrada no nó superior direito.



Fonte: OLIVEIRA, 2008 – P.88 e P.89

Outro comportamento até então desconhecido foi observado em um nó rígido entre dois elementos flexíveis em outro pórtico representado (Figura 21). As linhas de deformação da maquete e do programa não coincidiram. Tal diferença pode ser atribuída à presença de ligações engastadas nas extremidades opostas dos nós unindo dois elementos rígidos, uma vez que no exemplo anterior estes apoios eram do segundo gênero. Entretanto, isto não foi deixado claro no texto do trabalho. As imprecisões foram atribuídas apenas à presença de ligações rígidas (Figura 21).

**Figura 21** - Pórtico com apoios engastados e demais nós enrijecidos



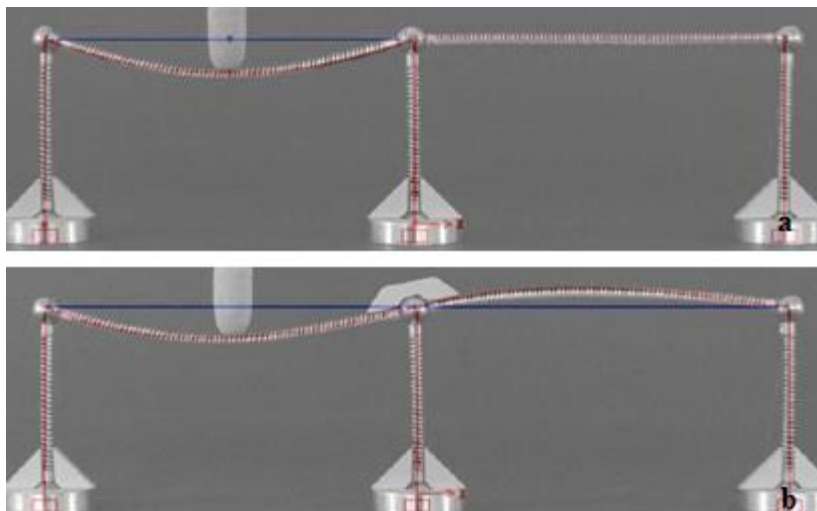
Fonte: OLIVEIRA, 2008 – P.91

Oliveira também analisou o comportamento das deformadas em vigas contínuas, comparando as linhas de deformação em ambos, o programa e a maquete. Para a viga da Figura 22.a, além das linhas de deformações coincidirem, a eficiência das ligações rotuladas também se comprovou pela não transmissão de esforços para as colunas e para o vão direito. Já para a viga da Figura 22.b, o nó central que liga as duas barras foi enrijecido, porém manteve-se a extremidade da coluna logo abaixo articulada. Como resultado, transmitiu-se

momento do vão esquerdo para o direito. A estrutura como um todo obteve deformação coincidente à fornecida pelo *software* SAP. A coluna do meio, por conta da articulação, não se deformou.

**Figura 22** - Sobreposição de Imagens - Vigas contínuas

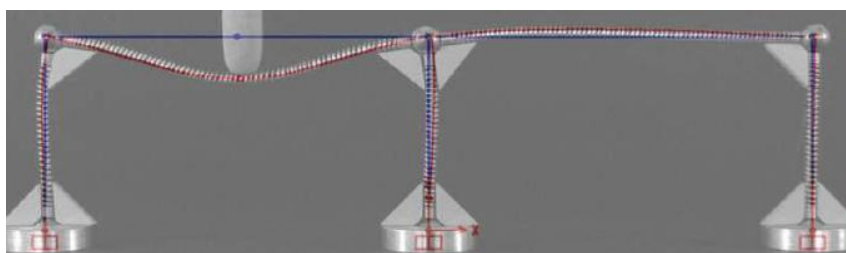
a) Todos os nós superiores articulados b) Nó central superior engastado



Fonte: OLIVEIRA, 2008 – P. 95 e 96

Em seguida, enrijeceram-se todos os nós desta viga contínua, sem deixar nem mesmo as extremidades das colunas articuladas. Como resultado, todas as peças da estrutura apresentaram momento fletor, e então se deformaram (Figura 23). As imprecisões do modelo em relação ao *software* foram observadas em toda a estrutura, porém com maior nitidez na coluna do meio em decorrência do enrijecimento de suas extremidades.

**Figura 23** - Viga contínua com todos os apoios e nós enrijecidos.

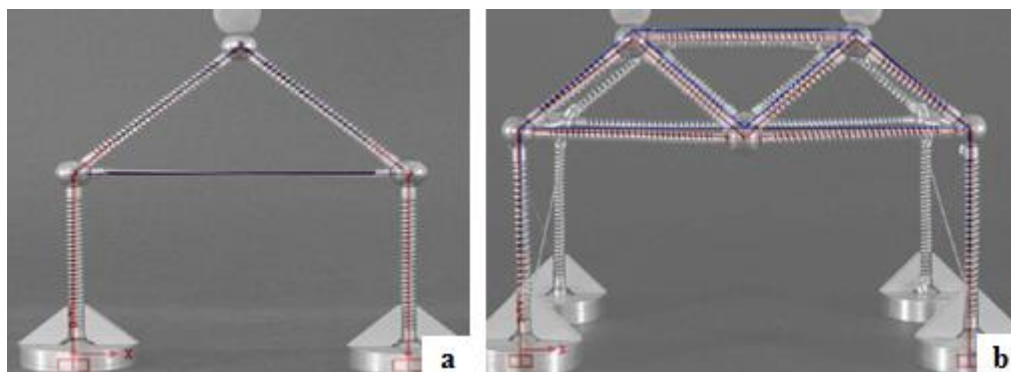


Fonte: OLIVEIRA, 2008 – P.96

Oliveira também analisou deformações em treliças. Devido ao fato de, teoricamente, estas estruturas apresentarem apenas esforços normais em suas barras, poucas deformações foram observadas. Além disso, as configurações das deformadas na maquete coincidiram com as fornecidas pelo programa, apresentando uma leve diferença nas proximidades dos apoios rígidos (Figura 24).

A fim de forçar flexões nas barras da estrutura treliçada, Oliveira aumentou o tamanho do vão das mesmas. (Figura 24.b) Como resultado, uma flecha foi observada, porém insignificante quando comparada àquelas de estruturas aporticadas.

**Figura 24** - Treliças planas com carga vertical concentrada nos nós superiores - a) um módulo de treliça; b) dois módulos de treliça.

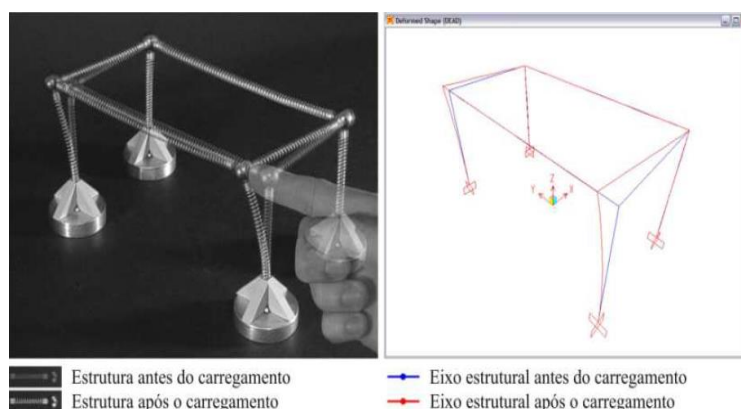


Fonte: OLIVEIRA, P. 104 e 105.

### 3.4.2 Estruturas Espaciais

Com o intuito de analisar este tipo de estruturas, Oliveira montou vários pórticos, cada um com diferentes condições de contorno. Mediante a aplicação de uma carga horizontal em um dos nós superiores do pórtico da Figura 25 foi constatado que as deformações na maquete coincidiram com as fornecidas pelo *software* SAP (2000, 2005) para todas condições de contorno. Em uma configuração caracterizada por apoios engastados e nós articulados, apenas as colunas se deformaram, não transmitindo momentos para as vigas, as quais sofreram apenas deslocamentos. Já ao enrijecer todos os nós e vínculos, o momento fletor foi transmitido de uma barra à outra, ocasionando deformações acentuadas tanto na maquete quanto no *software*. Ao articular os vínculos, a estrutura se deformou e deslocou ainda mais.

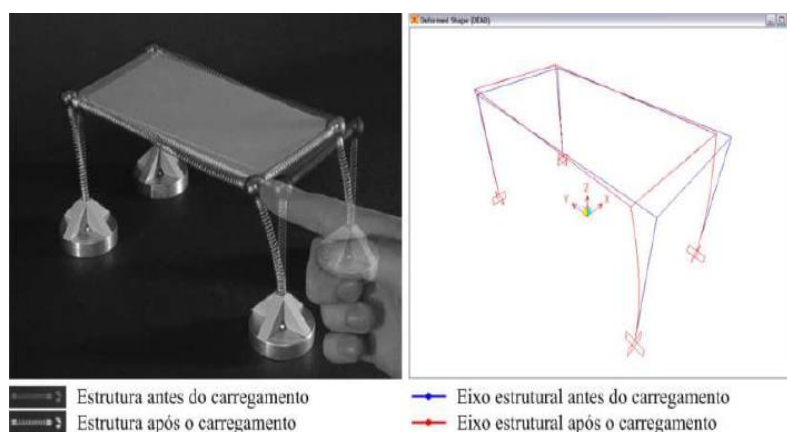
**Figura 25** - Pórtico ensaiado por Oliveira - Configuração caracterizada pelo enrijecimento dos apoios e articulação dos nós.



Fonte: OLIVEIRA, 2008, P.108.

Em um último ensaio para o mesmo pórtico, Oliveira adicionou um elemento que exerceria a função de uma laje. Diferentemente da primeira configuração, ao se aplicar no pórtico uma carga horizontal, esta foi imediatamente transmitida pela laje para o plano oposto do carregamento, estando assim o elemento maciço se comportando como um diafragma horizontal (OLIVEIRA, 2008).

**Figura 26** - Configuração caracterizada pelo enrijecimento dos apoios, articulação dos nós e presença da laje.

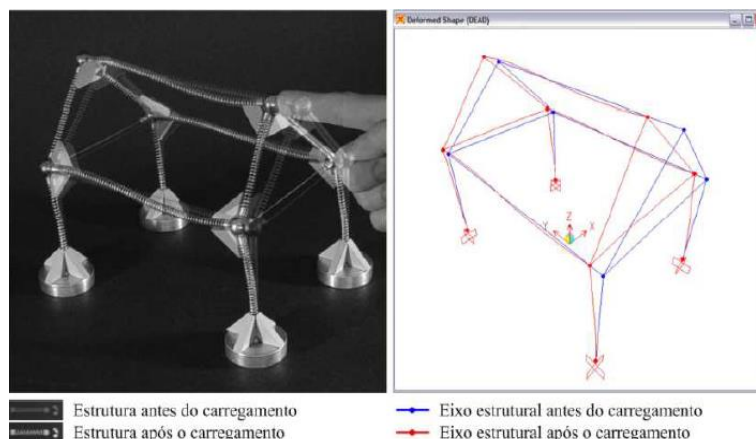


Fonte: OLIVEIRA, 2008, P.111.

Também foi analisado o comportamento estrutural de galpões. Para uma mesma estrutura, realizaram-se quatro diferentes ensaios com variadas condições de contorno:

- Primeiro: galpão sem contraventamento, todas as ligações engastadas e carga horizontal concentrada nó superior do plano vertical. Observou-se certa similaridade entre as linhas de deformação na maquete e no programa. Devido à presença dos engastes e nós enrijecidos, houve transmissão de momentos e conseqüentemente, grandes deformações e deslocamentos nas colunas (Figura 27).

**Figura 27** - Primeiro ensaio com galpões.

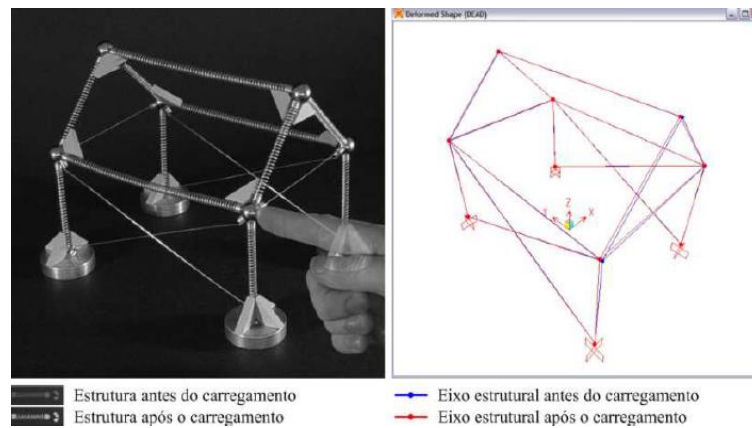


Fonte: OLIVEIRA, 2008, P.116



- Segundo: mesma configuração do primeiro, porém com a carga horizontal concentrada no nó superior da cobertura; As deformações e deslocamentos mostraram-se mais intensas que no caso anterior (Figura 28).

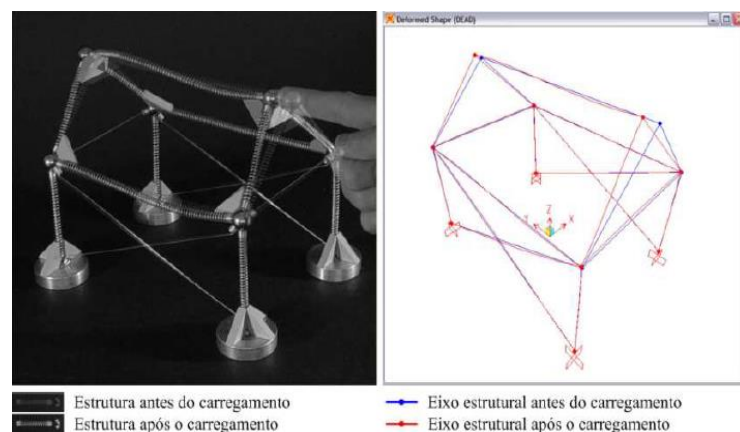
**Figura 28 - Segundo ensaio**



Fonte: OLIVEIRA, 2008, P.117

- Terceiro: galpão contraventado no plano vertical e carga horizontal concentrada no nó superior do plano vertical. O deslocamento foi impedido no sentido do carregamento (Figura 29).

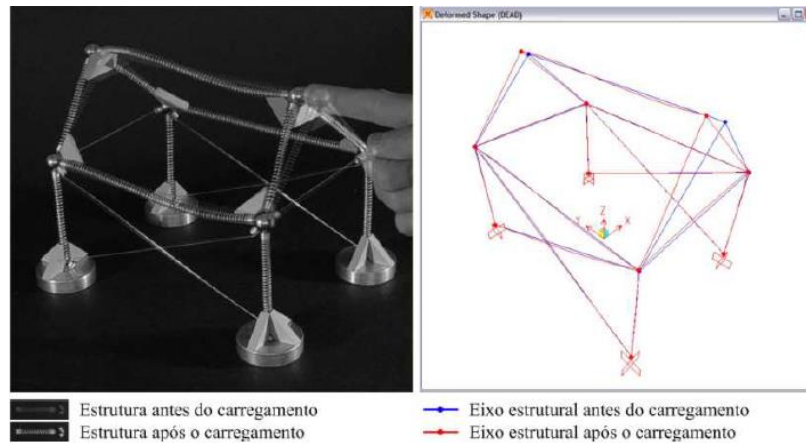
**Figura 29 - Terceiro ensaio.**



Fonte: Oliveira, 2008, P.118.

- Quarto: mesma configuração do terceiro, porém com a carga horizontal concentrada no nó superior da cobertura. Diferentemente do terceiro ensaio, ocorreram deformações em toda a estrutura acima dos planos verticais contraventados. (Figura 30)

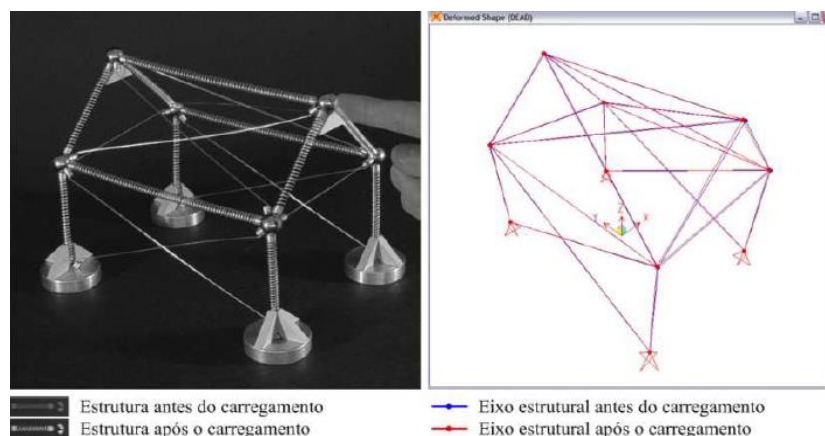
Figura 30 - Quarto Ensaio



Fonte: OLIVEIRA, 2008, P.119.

- Quinto: galpão contraventado no plano vertical e nos de cobertura; carga horizontal concentrada no nó superior da estrutura. O galpão apresentou deformações e deslocamentos insignificantes, mostrando a eficiência dos tirantes no travamento da estrutura (Figura 31).

Figura 31 - Quinto ensaio



Fonte: OLIVEIRA, 2008, P.120.

### 3.5 Estruturas de Concreto Pré-Moldado

A indústria da construção civil, em especial no Brasil, ainda é bastante atrasada em relação aos demais setores industriais, isto devido à baixa produtividade, desperdício de materiais e baixo controle de qualidade. Como forma de contornar esta situação, a utilização de estruturas de concreto pré-moldado se mostra como uma excelente alternativa. São vantagens deste sistema construtivo: a execução dos elementos estruturais fora do local da obra, a redução de formas e cimbramento, a otimização no consumo de materiais (maior economia de concreto e armadura), possibilidade de desmonte e reutilização de seus

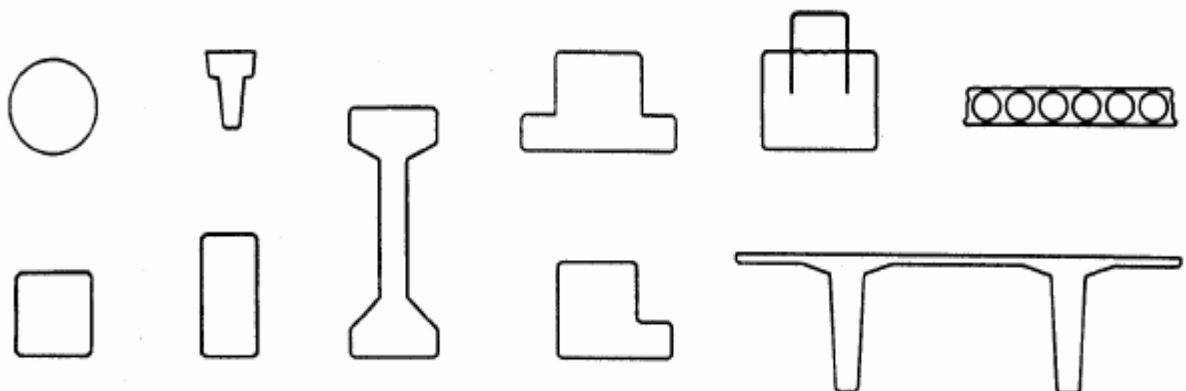


componentes, entre outras. Em contrapartida, o projeto das estruturas de concreto pré-moldado apresenta certas peculiaridades. É necessário levar em consideração situações transitórias durante os processos de moldagem, desmoldagem, transporte, armazenamento e montagem. Além disso, as ligações simples entre as barras acarretam em uma solicitação maior destes elementos por parte da flexão. Quanto às ligações rígidas, estas se assemelham às de estruturas de concreto moldado no local, sendo difíceis de executar e mais caras, o que reduz a competitividade dos pré-moldados (EL DEBS, 2000).

### 3.5.1 Forma dos elementos pré-moldados

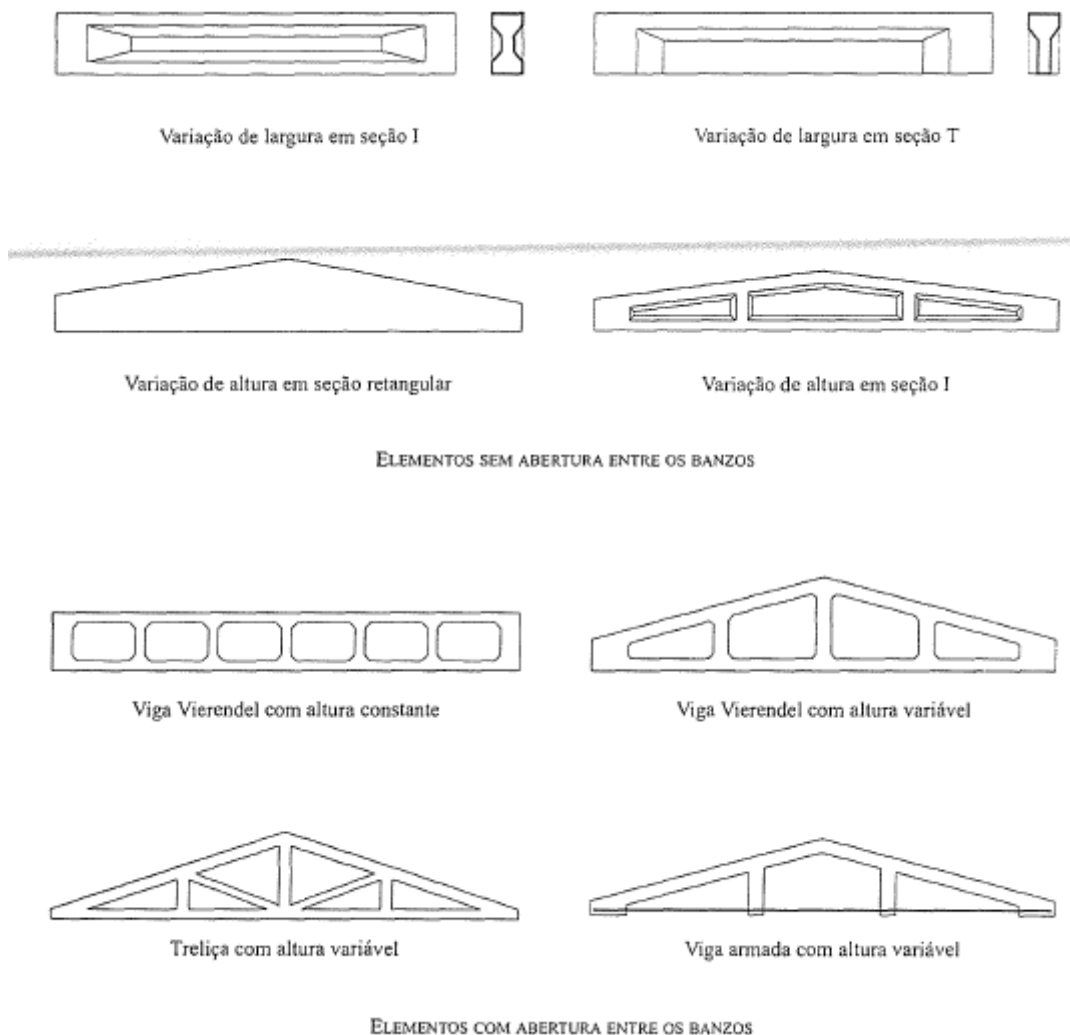
Segundo ACKER (2002), a padronização dos elementos pré-fabricados é limitada em relação à forma das seções transversais, porém fica a critério do projetista definir a capacidade de carga dos elementos, as dimensões da seção transversal e o comprimento dos elementos estruturais, isto claro, dentro de certos limites.

**Figura 32** - Tipos de seção transversal em estruturas de concreto pré-moldado.



Fonte: Acker (2002)

De acordo com EL DEBS (2000), uma das características das estruturas de concreto pré-moldado é a utilização de elementos de barra com seção transversal variável ao longo de seus comprimentos, tendo em vista uma redução no consumo de materiais (Figura 33). Por exemplo, em uma viga bi-apoiada onde o momento fletor máximo ocorre no meio do vão, as seções transversais são menos robustas nas extremidades e aumentam de área à medida que se aproximam do ponto onde a solicitação à flexão é maior.

**Figura 33 - Forma dos elementos pré-moldados**

Fonte: EL DEBS (2000)

### 3.5.2 Tipologia das Ligações

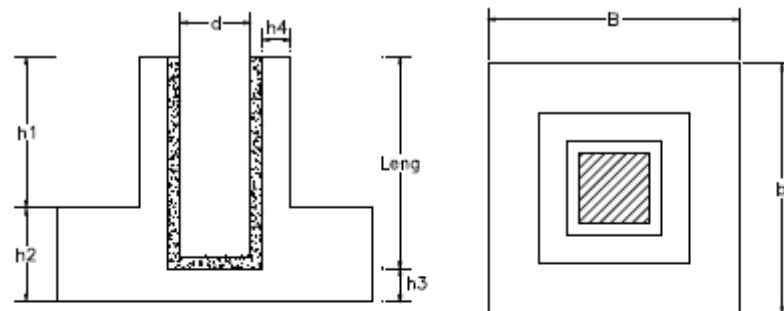
Serão apresentados aqui diferentes tipos de ligações pilar-fundação e viga-pilar que ocorrem em estruturas de concreto pré-moldado.

É usual e comprovadamente racional optar por ligações rígidas entre os pilares e as fundações, para que desta maneira seja possível utilizar articulações entre os demais elementos da estrutura, que são mais fáceis de executar. As ligações pilar-fundação mais utilizadas são as do tipo cálice *Bucket Foundation* e a ligação com chapa metálica (MARCOS NETO, 1998).

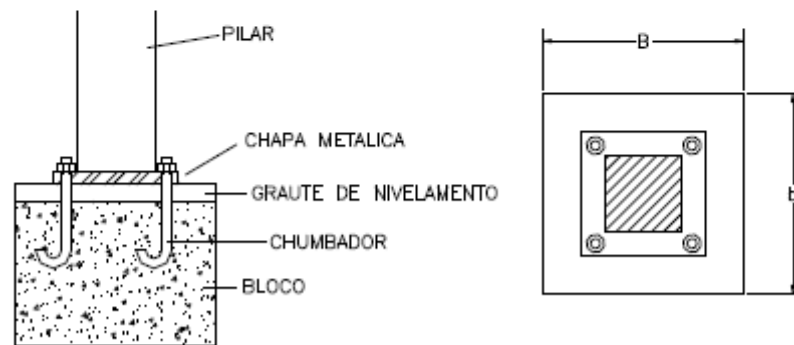
A ligação pilar-fundação do tipo cálice é executada colocando-se a base do pilar dentro do bloco da fundação e preenchendo o espaço vazio entre os dois com graute de resistência apropriada (Figura 34.a). Já a ligação com chapa metálica é feita através de parafusos ou

soldas na lateral das chapas, sendo imediatamente estável uma vez executada (Figura 34.b) Uma diferença gritante da segunda em relação à primeira se dá pela ocorrência de flexão da chapa metálica e deformação por alongamento nos chumbadores (MARCOS NETO, 1998).

**Figura 34 - Ligações Pilar-Fundação.**



**a) Do tipo Cálice (*Bucket Foundation*)**

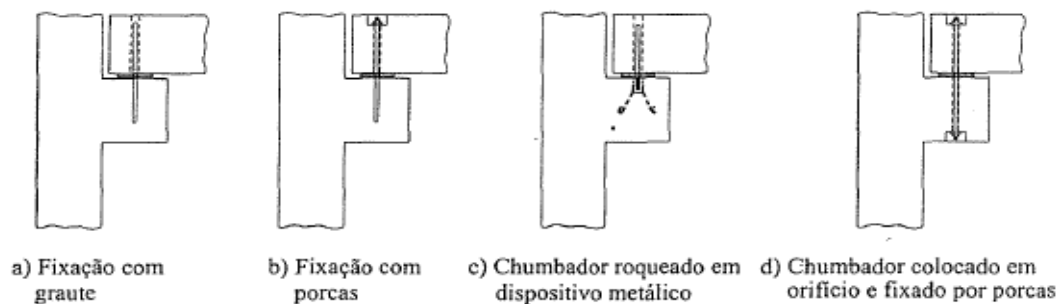


**b) Com chapa metálica parafusada**

Fonte: MARCOS NETO (1998)

Segundo EL DEBS (2000) um categoria de ligação viga-pilar bastante utilizada no Brasil é a do tipo consolo-dente com elastômeros e chumbadores. Os chumbadores têm a função de evitar o tombamento da viga, podendo ser dispensados quando a mesma é de pequena altura. Podem ser dispostos de quatro maneiras conforme ilustrado na Figura 35.

**Figura 35 - Algumas formas de chumbadores em ligações viga-pilar.**



Fonte: EL DEBS (2000)

EL DEBS (2000) afirma que para a análise deste tipo de ligação, é necessário considerar separadamente os efeitos da variação de comprimento das vigas, das forças horizontais transferidas para os pilares e dos momentos fletores e torçores atuantes.

### 3.5.3 Estabilidade Global das Estruturas

Entende-se por estabilidade global, a capacidade que uma estrutura tem de transferir com segurança os efeitos de segunda ordem, ações laterais (vento) e de desaprumo para a fundação.

Diferentemente das estruturas de concreto moldado no local, as de pré-moldado não se comportam como pórtico tridimensional em decorrência da dificuldade em se executar ligações suficientemente rígidas. Desta forma, para que haja transferência de esforços e se assegure a estabilidade global, é necessário engastar os pilares na fundação, utilizar diagonais de contraventamento e paredes de cisalhamento, aproveitar os efeitos de diafragma das lajes de piso e coberta e valer-se da presença dos núcleos centrais como os de elevadores (ACKER, 2002).

Podemos analisar a estabilidade global de um edifício de múltiplos pavimentos utilizando a metodologia descrita no capítulo 3 do livro *Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações* de Mounir K. El Debs (2000), a qual é baseada no cálculo de três parâmetros:  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma_z$ , descritos ao decorrer desta seção.

EL DEBS (2000) estabelece que para verificar os efeitos de segunda ordem em uma estrutura de concreto pré-moldado, precisamos calcular o parâmetro  $\alpha$ , que depende da altura da edificação ( $h$ ), do somatório das forças verticais atuantes ( $\sum N_k$ ) e de sua rigidez equivalente  $(EI)_{eq}$ . Assim temos que:

$$\alpha = h \sqrt{\frac{\sum N_k}{(EI)_{eq}}}$$

Ao calcular  $\alpha$ , precisamos compará-lo aos valores limites normativos, que são:

$$\alpha_{lim} = 0,2 + 0,1n \text{ para } n \leq 3;$$

$$\alpha_{lim} = 0,6 \text{ para } n \geq 4;$$

onde  $n$  o número de pavimentos.

Caso o valor calculado seja maior que os pré-estabelecidos em norma, consideram-se os efeitos de segunda ordem. Uma vez necessário considerar tais efeitos, multiplicamos o momento que causa o tombamento da estrutura por um fator de majoração  $\gamma_z$ , definido na equação a seguir:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}}$$

Onde  $M_{1d}$  é o momento de primeira ordem na base da estrutura, que pode leva-la ao tombamento. Já  $\Delta M_d$  corresponde à primeira análise do momento de segunda ordem, definido pela estrutura deslocada devido ao momento de primeira ordem.

No processo de Hogeslag, calculamos o coeficiente de majoração  $\gamma$ , que por sua vez depende da carga crítica de Euler ( $F_e$ ), considerando as fundações rígidas e da carga considerando fundações deformáveis. Assim, temos:

$$\frac{1}{F_{ref}} = \frac{1}{F_e} + \frac{1}{F_f}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 (EI)_{eq}}{l_e^2} \text{ e } F_f = \frac{K_f}{h}$$

Onde  $K_f$  corresponde à constante elástica da fundação,  $l_e$ , o comprimento equivalente do pilar e  $h$  a altura do mesmo.  $F_{ref}$  juntamente com a força vertical  $F_{vd}$  nos permitem calcular o coeficiente  $\beta$ , que além de nos permitir encontrar  $\gamma$  diretamente, também nos fornece um diagnóstico acerca da situação de projeto da estrutura.

$$\gamma = \frac{\beta}{\beta - 1}$$

$$\beta = \frac{F_{eq}}{\Sigma F_{vd}}$$

Temos que para  $\beta \geq 10$ , a situação de projeto está correta; entre 5 e 10, aceitável; menor que 5, desaconselhável; menor que 1, incorreta.

## 4 METODOLOGIA

A fim de verificar a adequabilidade do Mola na análise qualitativa de galpões de concreto pré-moldado, foram escolhidas e modeladas duas estruturas, cada uma destas com o objetivo de contemplar uma particularidade: a primeira para análise de deformações e do comportamento de ligações e vínculos de um galpão, e a segunda para análise da estabilidade global em um galpão de três pavimentos.

### 4.1 Análise Estrutural de um Galpão de um Pavimento

Para análise das deformações e do comportamento de ligações e vínculos, foi modelada a estrutura de um barracão localizado na Universidade Estadual de Maringá, campus Maringá, Paraná. A estrutura original possui seus apoios engastados no solo e demais ligações rotuladas, do tipo viga-pilar (Figura 36).

**Figura 36** – Galpão de Concreto Pré-Moldado - Maringá, PR.



Fonte: Disponível em: <http://www.energiposte.com.br/galpoes-pre-moldados/1404>

Para fins de análise, a estrutura original foi lançada no *software* de cálculo estrutural SAP 2000 com os comprimentos de suas barras adaptados de modo que ficassem proporcionais aos da maquete estrutural. Assim um elemento de 5,5 m de comprimento no *software* é equivalente a um de 16,3 cm no Mola.

As formas das seções transversais no programa foram as mesmas da estrutura original, porém por não termos as dimensões da seção transversal das barras do galpão, adotaram-se outros valores, o que pode tornar o modelo mais ou menos rígido em relação à estrutura original. Entende-se que este tipo de adaptação não influenciará negativamente na análise

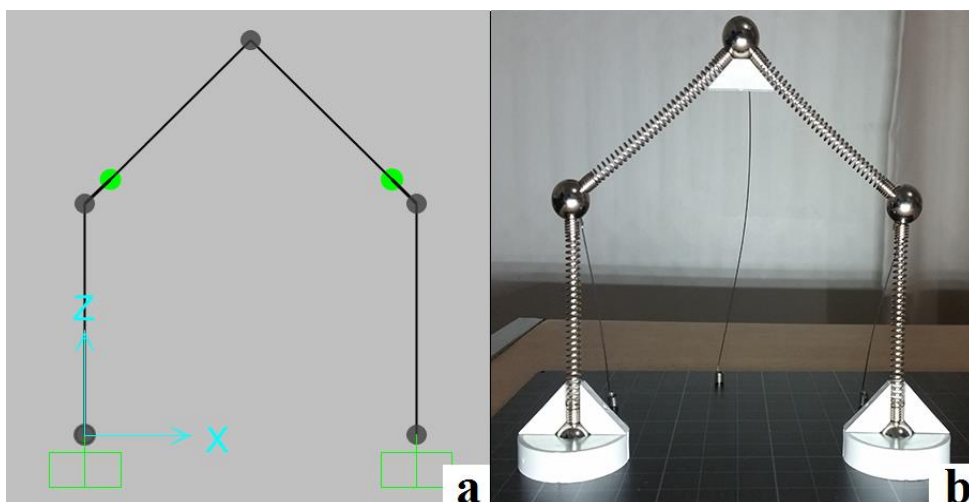
estrutural, pois as variações na inércia são relativamente pequenas e as características do material se mantiveram.

Os dados lançados no programa foram:

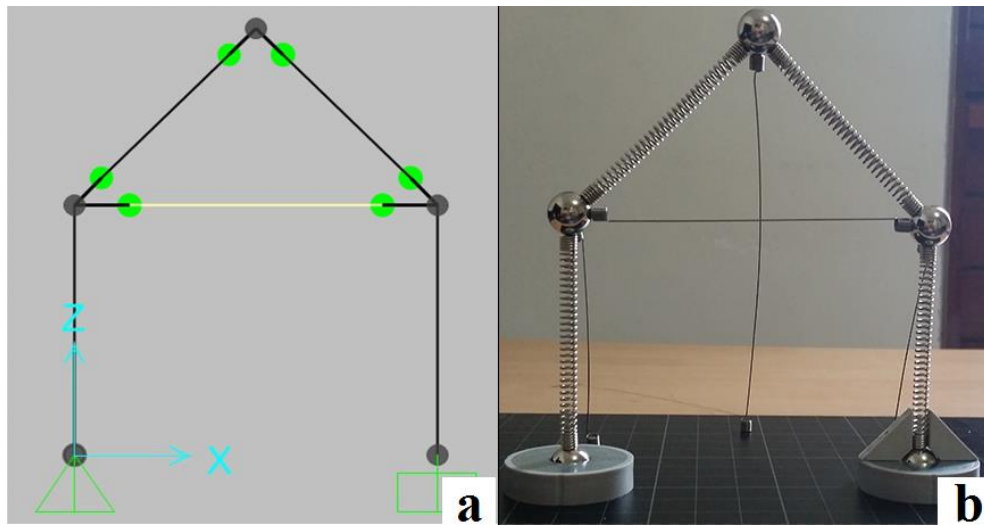
- Seção Transversal Retangular para os pilares: Dimensões de 30x15 cm;
- Seção Transversal Variável para as vigas inclinadas da cobertura: Nos pontos mais baixos de 15x45 e no mais alto de 15x25 cm;
- Seção Transversal Retangular para as vigas horizontais de apoio da cobertura de 15x45cm. Para a viga mais alta que liga as cumeeiras, a seção transversal adotada foi de 15x25cm.
- Comprimento dos pilares e vigas inclinadas adaptados para 2,5m e o das vigas horizontais para 5,5m.
- Ângulo de declividade da cobertura adaptado para  $90^\circ$  a fim de permitir o enrijecimento do nó C na maquete estrutural;
- Módulo de Elasticidade do Concreto de 25 GPa (SAP 2000);
- Módulo de Elasticidade do Aço dos Tirantes de 210 GPA (SAP 2000).

A análise em duas dimensões foi feita mediante a aplicação de cargas apenas no plano XZ, reduzindo a estrutura a um pórtico simples como mostra a Figura 37. Também foi observado o comportamento estrutural do galpão comportando-se como uma semi-treliça (Figura 38), com todas suas ligações articuladas, exceto o apoio direito, que foi mantido engastado para evitar que a estrutura ficasse instável.

**Figura 37** - Modelo adaptado em duas dimensões - Pórtico simples com apoios engastados, um nó enrijecido e dois articulados. a) Modelagem no SAP 2000 b) Representação na Maquete Estrutural



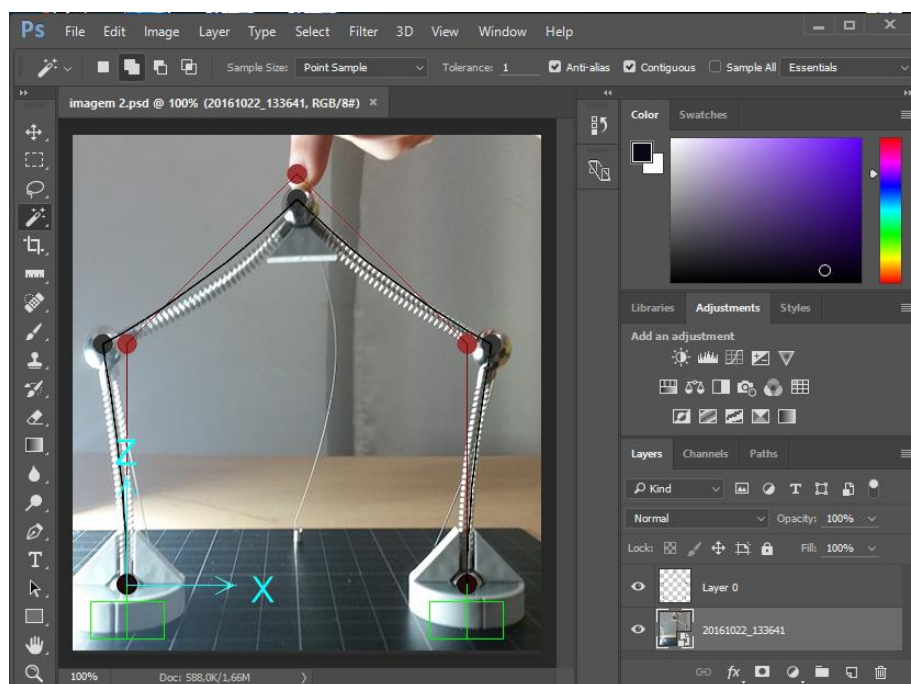
**Figura 38** - Modelo adaptado em duas dimensões – Semi-treliça com apenas um nó não articulado. a) Modelagem no SAP 2000 b) Representação na Maquete Estrutural



Ao obter o comportamento estrutural no SAP 2000 e no Mola, as escalas das imagens foram ajustadas de tal maneira que pudéssemos sobrepor as deformadas em ambos os modelos e compará-las (Figura 39). Para isso, utilizamos o editor de imagens ADOBE CC 2015.5.

Com esta sobreposição feita, pôde-se comparar o comportamento estrutural do galpão de concreto pré-moldado analisado em duas dimensões com a de seu modelo representado no Kit Mola, observando assim as semelhanças e diferenças na deformada.

**Figura 39** - Sobreposição de imagens utilizando o Adobe Photoshop CC 2015.5.

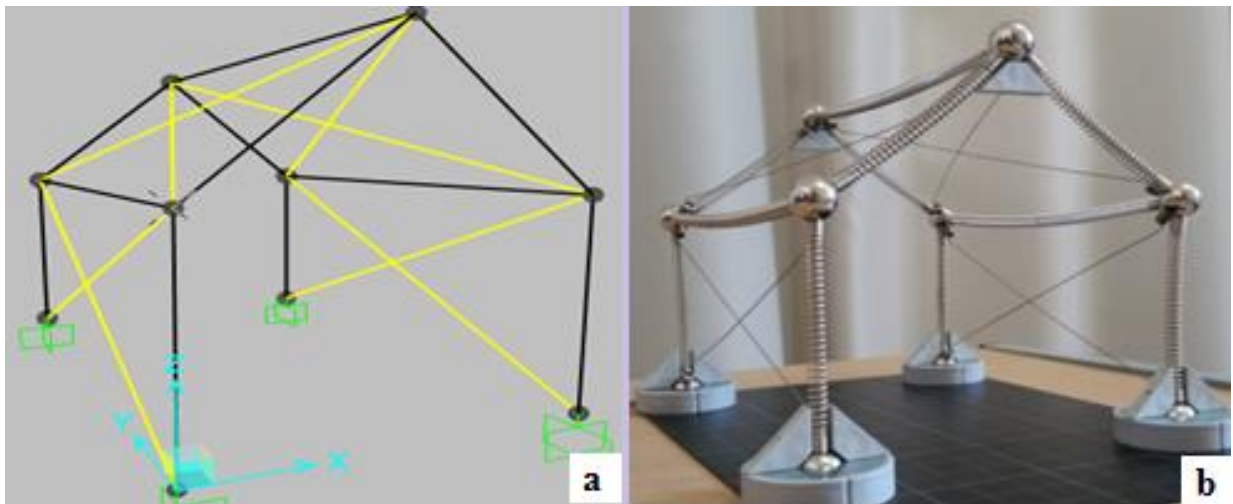




Já para a análise estrutural do galpão como pórtico espacial, foram aplicadas cargas no plano YZ e em planos paralelos a este. A análise foi feita considerando diferentes tipos de ligação entre os elementos do pórtico: bases articuladas e estrutura estabilizada lateralmente por tirantes ou paredes estruturais, bases engastadas e estrutura não contraventada, estrutura com sistema de contraventamento misto, entre outras simulações.

Por ser observado em perspectiva, não foram feitas as sobreposições de imagens para o pórtico espacial, apenas puseram-se as figuras lado a lado para análise (Figura 40).

**Figura 40** - Modelos adaptados da estrutura original - a) Modelagem no SAP 2000; b) Representação no Kit Mola.



#### 4.2 Análise Estrutural de um Galpão de Três Pavimentos

Nesta etapa do trabalho, será analisada a estrutura de um galpão de três pavimentos sujeito a carregamentos laterais, análogos à ação do vento. A estrutura original está localizada às margens da BR 230, no município de Cabedelo, Paraíba (Figura 41).

**Figura 41** - Galpão de três pavimentos - Cabedelo, PB.



Para fins de análise qualitativa, o galpão foi modelado na maquete estrutural segundo duas diferentes condições de contorno: primeira, vínculos engastados, ligações viga-pilar rígidas, sem lajes e sem sistema de contraventamento; segunda: apoios do segundo gênero, ligações viga-pilar articuladas, lajes simplesmente apoiadas e contraventamento através de tirantes metálicos. A fim de se comparar as deformações da maquete estrutural com a do galpão de concreto pré-moldado, o mesmo também foi modelado no SAP 2000, seguindo as mesmas condições de contorno da maquete estrutural.

Os dados lançados no SAP 2000 referentes a este galpão foram:

- Pilares de seção transversal retangular de dimensões 30 x 15 cm;
- Vigas de seção transversal retangular de dimensões 15 x 30 cm;
- Módulo de Elasticidade do concreto isotrópico de 21,5 GPA (SAP 2000);
- Altura do pavimento térreo e vão das vigas adaptados para 2,8 e 6,16 m, respectivamente, a fim de deixar o protótipo e o modelo geometricamente semelhantes;
- Lajes de concreto simplesmente apoiadas com área 6,16 x 2,8 m e espessura de 10 cm;
- Vigas da cobertura admitidas como sendo de seção retangular com dimensões 15x30 cm, a fim de facilitar a análise da estabilidade global da estrutura;
- Módulo de Elasticidade do aço dos tirantes de 210 GPa (SAP 2000).

Tendo em mãos as deformadas na maquete estrutural e no SAP 2000, as imagens foram sobrepostas a fim de se comparar as deformações em ambos os modelos para as duas diferentes condições de contorno admitidas (estrutura não contraventada e contraventada por tirantes).

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 5.1 Galpão como Estrutura Plana

Foram simuladas duas condições de contorno, uma sendo o pórtico com todos os seus apoios engastados, e outra com maioria de seus nós articulados, assemelhando-se a uma treliça.

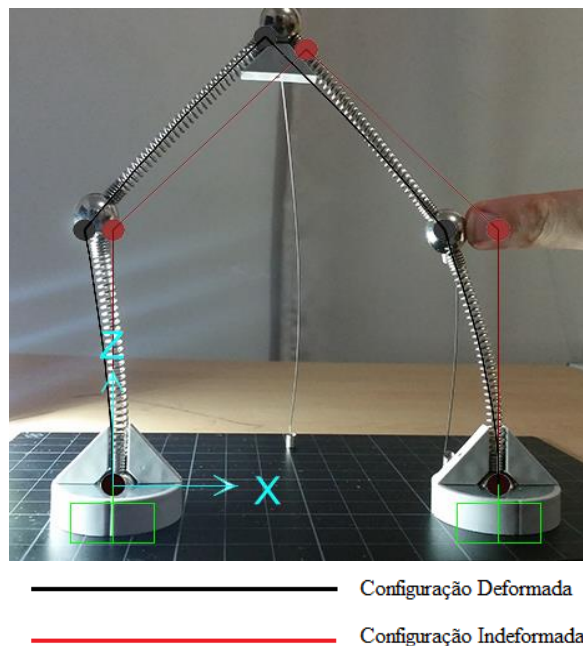
#### 5.1.1 Simulação 1 – Pórtico Simples com Apoios Engastados

Nesta situação, o pórtico foi analisado mediante três condições de carregamento.

##### 5.1.1.1 Carga Horizontal na Extremidade Direita

Ao aplicar uma carga horizontal no nó mediano da extremidade direita do pórtico, obtivemos a seguinte configuração de deformadas na maquete estrutural e no SAP 2000:

**Figura 42** - Sobreposição das deformadas do Mola com as fornecidas pelo SAP 2000 - Pórtico simples com apoios engastados e carga horizontal no nó mediano direito.



A sobreposição das deformadas representada na Figura 42 nos revela enorme semelhança entre a maquete estrutural e a estrutura de concreto pré-moldado simulada pelo programa computacional.

Podemos observar no pilar da extremidade direita que os ângulos de flexão no Mola e no *software* praticamente coincidiram. Entretanto, próximo aos apoios nota-se uma pequena

discrepância: a peça RC90 da maquete estrutural trava um trecho da barra, mantendo-o indeformado, algo que não ocorre no pilar do galpão modelado no SAP 2000. Este apesar de possuir ângulo de rotação nulo no engaste apresenta valores diferentes de zero ao longo do comprimento do trecho travado pela peça RC90. Esta particularidade também foi observada por Oliveira (2008) ao comparar deformações em estruturas metálicas simuladas no SAP2000 com as de seus modelos representados na maquete estrutural.

Quanto ao pilar da extremidade esquerda, as deformações praticamente também coincidiram, estando a barra deformada no Mola paralela à do SAP 2000, o que nos faz concluir que os ângulos de flexão na maquete são visualmente proporcionais aos do programa. Em contrapartida, observa-se a mesma discrepância no engaste, causado pelo travamento de um trecho da barra pela peça RC90.

Uma alternativa para execução de um apoio engastado em uma estrutura de concreto pré-moldado se dá através da projeção da armadura do pilar na fundação ou vice-versa, através da utilização de graute, bainhas de concreto ou laços da própria armadura, o que possibilita a solidarização dos elementos e conseqüentemente, a transmissão de momentos fletores.

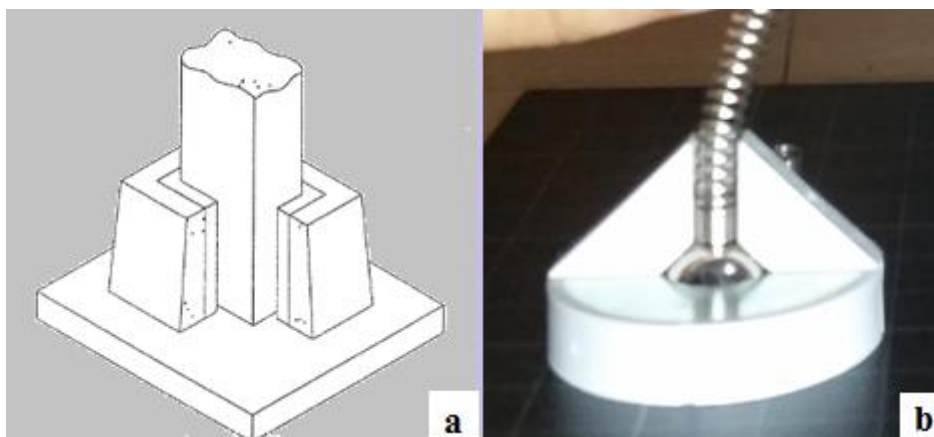
Ligações do tipo chapa-de-base não seriam recomendadas em situações onde a elevada transmissão de momentos fletores é exigida, principalmente quando a chapa apresenta dimensões semelhantes a da seção transversal do pilar. Neste caso teríamos uma ligação semi-rígida. De acordo com EL DEBS (2000), maior rigidez pode ser alcançada através da utilização de chapas de dimensões maiores que a do pilar.

No Mola, não poderíamos representar ligações deste tipo, apenas rígidas ou rotuladas. Desta maneira, o Kit não seria adequado para simular nós onde haja transmissão parcial dos momentos fletores, uma vez não possui ferramentas que nos possibilitem impor uma rotação em uma ligação rígida ou bloquear parcialmente o momento fletor em um articulado, caracterizando-o como uma “semi-rótula”.

Entretanto, uma característica que as estruturas de concreto pré-moldado têm em comum com seus modelos representados na maquete estrutural é o travamento de um trecho do pilar nos apoios rígidos (Figura 43). Por exemplo, em uma ligação pilar-fundação por meio de cálice, ao encaixar o pilar na base e solidarizar com graute, temos uma ligação rígida. Se a resistência do graute na interface pilar-fundação for elevada o suficiente para impedir a

rotação do pilar neste trecho, sua deformação se assemelhará ao de um apoio engastado no Mola, com travamento parcial da barra. A Figura 43.b indica o travamento de um trecho da barra por duas pelas RC90 na maquete estrutural.

**Figura 43** - Apoios Rígidos - a) Ligação Pilar-Fundação em Cálice b) Ligação Rígida na Maquete Estrutural – Travamento de um trecho da barra.



Fonte: a) EL DEBS (2000)

Este tipo de comportamento não foi representado pela estrutura de concreto pré-moldado modelada no SAP 2000, uma vez que os engastes são tidos como pontuais. No entanto, como já aqui explicado, tal fenômeno pode ocorrer em uma estrutura real.

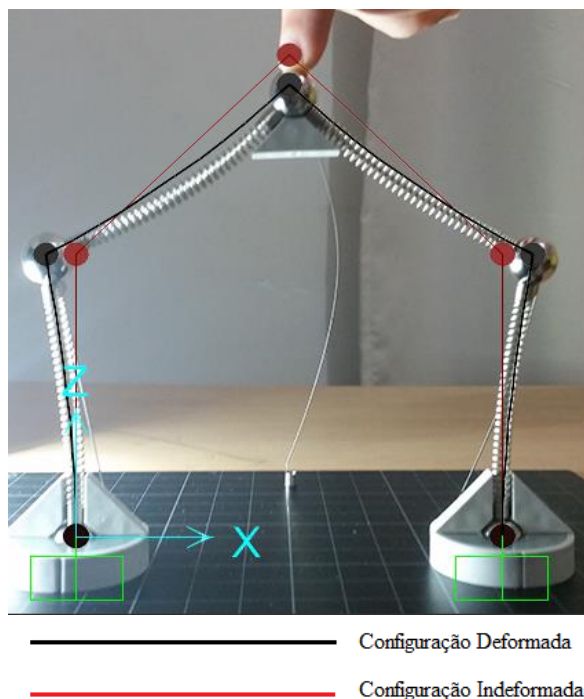
Próximo às ligações rotuladas, as deformações no Mola também coincidiram com as do SAP 2000. Vale salientar que a esfera metálica utilizada na articulação dos nós exerce uma força nos demais elementos da maquete devido a seu peso próprio e que a intensidade desta força não é considerada na simulação da estrutura de concreto pré-moldado pelo SAP 2000. Entretanto, o peso próprio das esferas é desprezível em relação às cargas aplicadas com o dedo e geram apenas leve compressão nas barras, sendo incapaz de deformá-las.

Quanto às vigas inclinadas do galpão, apenas a deformada da barra esquerda coincidiu com a fornecida pelo SAP 2000, estando a da direita com inclinação diferente da do programa. Tal diferença pode ser atribuída à possibilidade de que as barras inclinadas não estejam mais perpendiculares apesar de haver uma peça RC90 unindo as duas. Isto porque ao aplicar uma carga horizontal muito elevada, as barras podem se desprender da peça RC90 e se unir à esfera metálica em outro ponto diferente do pré-estabelecido. Este fenômeno também pode ocorrer se houver componentes da força aplicada fora do plano do pórtico. Algumas vezes se viu necessário pressionar a peça RC90 para cima a fim de firmar a união com as barras e a esfera metálica.

### 5.1.1.2 Carga Vertical no Nó Superior

Ao aplicar uma carga vertical no nó superior do pórtico, obtivemos as seguintes configurações deformadas.

**Figura 44** - Sobreposição das deformadas - Pórtico simples com apoios engastados – Carga vertical no nó superior.



Percebe-se pela sobreposição das imagens da Figura 44 que as deformações na maquete coincidiram com a da estrutura simulada pelo SAP 2000 apenas nos pilares do galpão, porém as vigas inclinadas apresentaram deformação bem mais acentuada em relação ao programa computacional. A deformação excessiva destes elementos no Mola se explica pelo fato de que a ligação rígida do ponto mais alto do galpão era super instável à aplicação de cargas verticais, rompendo-se facilmente. Foi constatado que ao aumentar a intensidade da carga vertical para induzir deformações nos pilares, ocorria uma rotação relativa do nó superior, alterando o ângulo entre as barras, o que não caracteriza mais um nó rígido, e sim uma rótula. Ao aumentar a intensidade da carga, a estrutura entrou em colapso.

Apesar de nesta simulação as vigas inclinadas da cobertura apresentarem seção transversal variável, este fato não afeta significativamente a representatividade da estrutura de concreto pré-moldado pelo Kit Mola, pois a deformada no SAP 2000 não apresentou variações visíveis em sua curvatura. Entretanto, teoricamente estas variações existem. Como o momento de inércia varia, as deformações tenderiam a ser mais ou menos acentuadas conforme a rigidez diminui ou aumenta ao longo da barra. O ângulo de flexão passaria a variar também com o

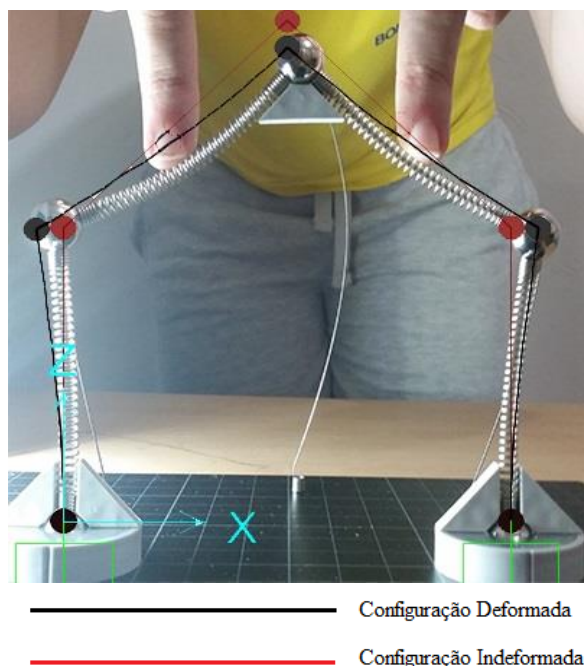
momento de inércia que depende da posição da seção na barra e a introdução de mais uma variável na função que define as rotações na barra viria a causar diferenças na curvatura da deformada.

Pelo fato de o nó da cumeeira ser rígido e o ponto de apoio nos pilares rotulado, seria ideal que neste último a seção transversal fosse menos rígida do que no ponto mais alto do galpão, já que lá em cima o nó rígido indica momento fletor diferente de zero e, portanto maior sollicitação da seção transversal.

### 5.1.1.3 Carga Vertical Fora dos Nós

Nesta situação, uma carga vertical foi aplicada no meio de cada uma das vigas inclinadas da cobertura (Figura 45). Os resultados foram semelhantes ao do caso anterior, com carga apenas no nó superior. Entretanto como a força foi aplicada fora dele, a estrutura manteve-se mais estável, além de que a aplicação no meio das barras tornou a ligação rígida do ponto mais alto do galpão mais firme, pressionando as barras contra a peça RC90.

**Figura 45** - Sobreposição das deformadas - Pórtico simples com apoios engastados com cargas verticais fora dos nós.



Percebe-se ainda que as barras inclinadas da cobertura apresentaram flexão mais acentuada na maquete do que no programa computacional. Esta discrepância é explicada pelo fato de que uma peça de concreto pré-moldado é bem mais rígida que a mola utilizada na maquete. Isto é evidenciado em todos os ensaios até aqui apresentados. As barras de concreto sofrem deslocamentos e rotações, porém permanecem praticamente retas, evidenciando suas



elevadas rigidezes. Já na maquete estrutural, as molas se deslocam de forma semelhante a do SAP 2000, porém se apresentam mais deformadas por conta da flexibilidade do material que são feitas.

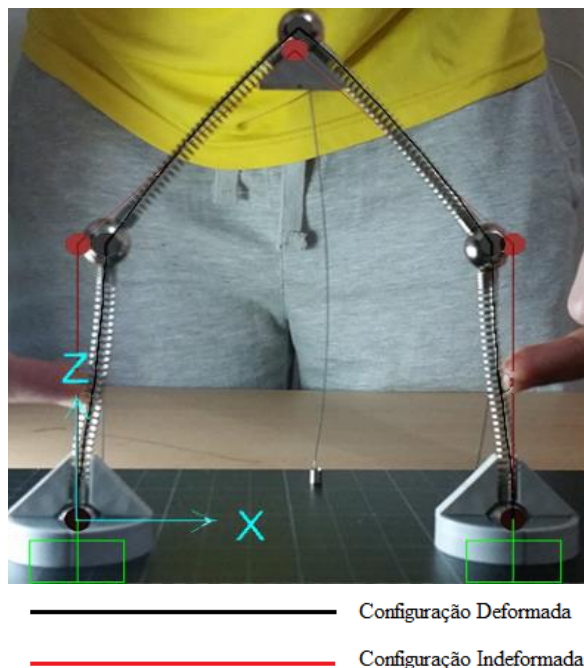
Quanto à semelhança na deformada das barras verticais do galpão, a diferença na rigidez não afeta a representatividade do Mola para o caso em estudo, isso porque o carregamento externo provoca mais deslocamentos nestes elementos que deformações.

Na Figura 45, é notável que a viga inclinada da esquerda está mais fletida que a da direita. Podemos atribuir esta diferença a um possível erro na aplicação da carga, sendo a da esquerda mais intensa que a da direita. Ao simularmos no SAP 2000 uma desigualdade nestas cargas, as deformadas das vigas inclinadas da cobertura pouco exibiram diferenças entre si. Era de se esperar que no *software* isto ocorresse, uma vez que a rigidez do concreto é bastante elevada, o que faz com que as diferenças nas flechas sejam imperceptíveis diante de um valor incremental de carga. Na maquete estrutural isso não ocorre. A barra é bastante flexível e qualquer diferença na aplicação das cargas se mostra evidente nas deformações.

#### 5.1.1.4 Carga Horizontal Fora dos Nós

Neste caso, foi aplicada uma carga horizontal no meio de cada um dos pilares do galpão:

**Figura 46** - Sobreposição das deformadas - Pórtico simples com cargas horizontais fora dos nós.





Nota-se na Figura 46 que as deformadas no Mola assemelharam-se bastante com a da estrutura de concreto pré-moldado simulada no SAP 2000.

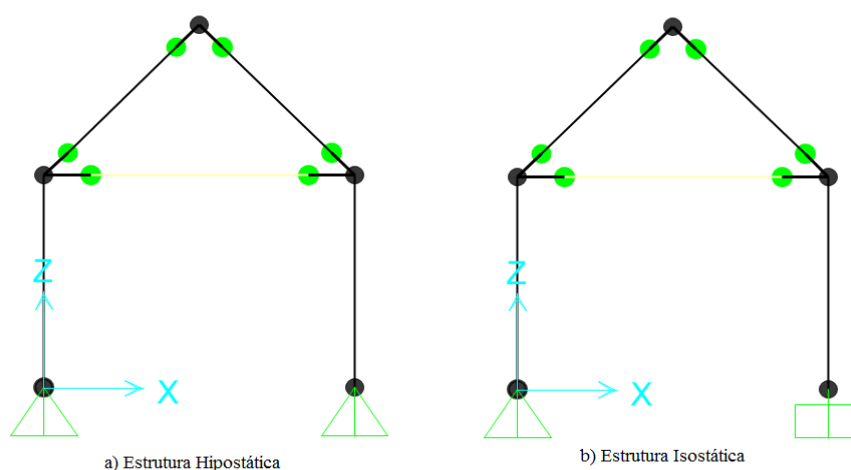
Ao simular o pórtico estando as vigas inclinadas da cobertura com seção constante e igual a dos pilares, a configuração da deformada fornecida pelo SAP2000 não apresentou diferenças notáveis em relação à estrutura original. Portanto, o Mola é adequado para representar estruturas de concreto pré-moldado com barras de seção transversal variável, desde que as diferenças na rigidez entre os elementos estruturais do sistema analisado não sejam elevadas.

Se aumentarmos progressivamente as dimensões da seção transversal das vigas da cobertura da estrutura simulada no SAP 2000, a rigidez se eleva e conseqüentemente, as linhas de deformação se tornam cada vez mais retas, apresentando menores deslocamentos. Se diminuirmos, as flechas se acentuam.

### 5.1.2 Simulação 2 - Galpão como Treliça

Nesta simulação, a ideia inicial era termos uma treliça com todos seus nós articulados. No entanto, a estrutura ficaria hipostática, sendo necessário enrijecer um dos vínculos para deixá-la estável (Figura 47).

**Figura 47** - a) Ideia inicial - Treliça apenas com nós articulados; b) Treliça Isostática com um apoio rígido.



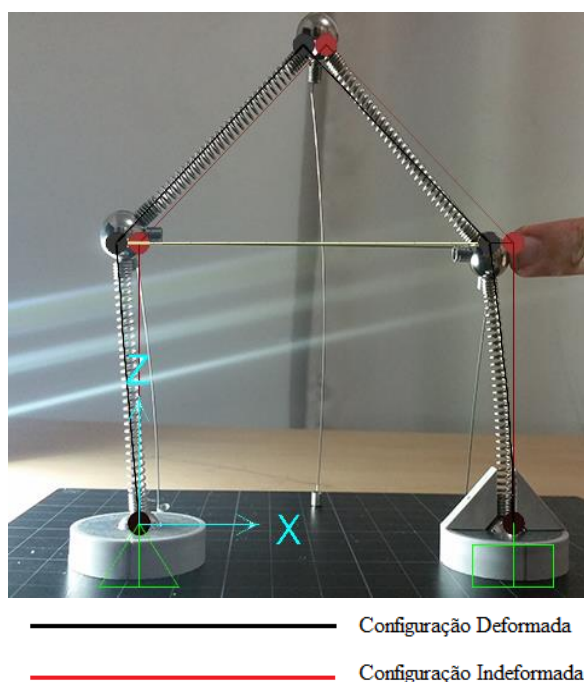
#### 5.1.2.1 Carga Horizontal na extremidade direita

Ao simular a estrutura com este carregamento externo, obtivemos as configurações deformadas ilustradas na Figura 48. Nota-se que apesar da dificuldade em se ajustar a imagem fornecida pelo SAP 2000 à fotografia da estrutura no Mola, as deformações se mostraram

semelhantes em ambos o modelo e protótipo. Observa-se uma diferença no ângulo de declividade da viga inclinada da direita na maquete em relação à estrutura modelada no programa.

Tal discrepância não está relacionada ao esforço aplicado na barra nem às características da estrutura de concreto pré-moldado, mas sim à desproporcionalidade entre as dimensões da treliça no Mola e a modelada pelo SAP 2000. Observa-se que o ângulo entre as vigas inclinadas na maquete não é determinado por quem está modelando a estrutura, mas sim pelo comprimento do tirante unido ao raio da esfera metálica. Como este último não foi considerado na modelagem pelo SAP 2000, o ângulo entre as barras inclinadas no Mola não corresponde ao das vigas da cobertura na estrutura de concreto pré-moldado, estando o modelo e o protótipo desproporcionais.

**Figura 48** - Sobreposição das deformadas - Treliça com carga horizontal na extremidade mediana direita.

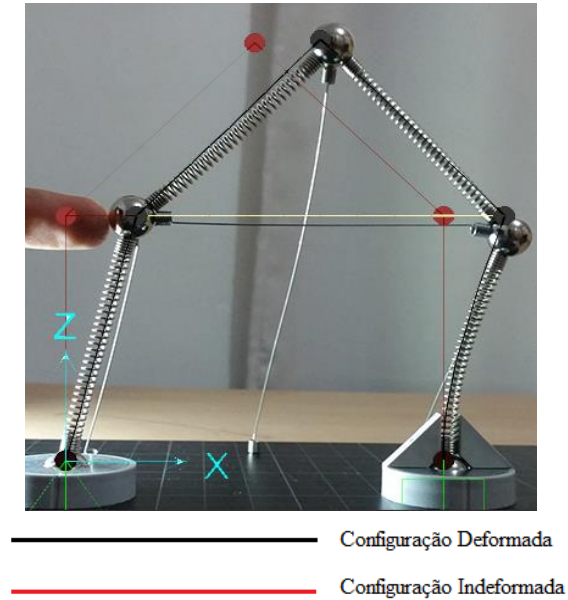


### 5.1.2.2 Carga Horizontal na Extremidade Esquerda

Nesta situação percebe-se que a configuração deformada da coluna bi-articulada da esquerda se mostrou visualmente idêntica (mesmo ângulo de rotação) a do pilar do galpão simulado no SAP 2000, com flexão nula (Figura 49). A retilineidade desta barra em ambos o modelo e a estrutura é explicada pelo fato de não haver momento fletor atuante em nenhum ponto ao longo de seu comprimento. É o que ocorre em barras de estruturas treliçadas com cargas concentradas nos nós, que apresentam apenas esforços axiais. Por outro lado, a barra

da direita apresenta esforço cortante e momento fletor não nulos devido ao engaste. Por conta destes esforços, o ângulo de rotação varia ao longo do comprimento da barra, o que caracteriza a deformação da mesma.

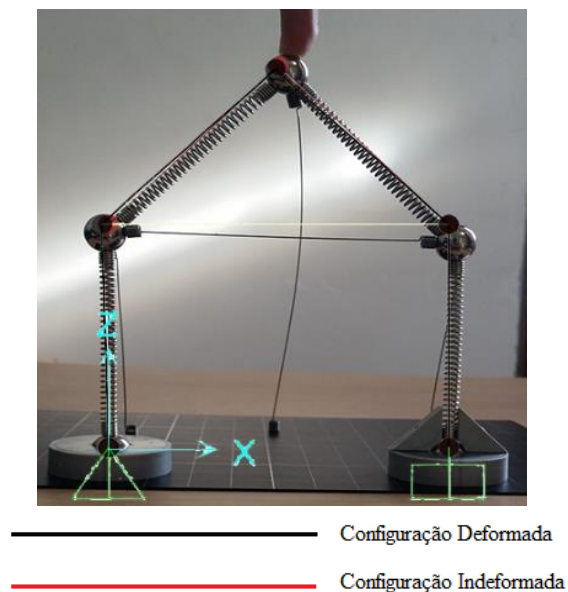
**Figura 49** – Sobreposição das deformadas – Treliça com carga horizontal na extremidade mediana esquerda.



### 5.1.2.3 Carga Vertical no Nó Superior

Ao aplicar carga no nó superior da treliça, não foram observados deformações e deslocamentos na maquete estrutural. Se não houvesse o tirante metálico amarrando os dois pilares, os mesmos tenderiam a apresentar deslocamentos laterais e ângulos de flexão diferentes de zero (Figura 50).

**Figura 50** – Sobreposição das deformadas - Treliça com carga vertical no nó superior.



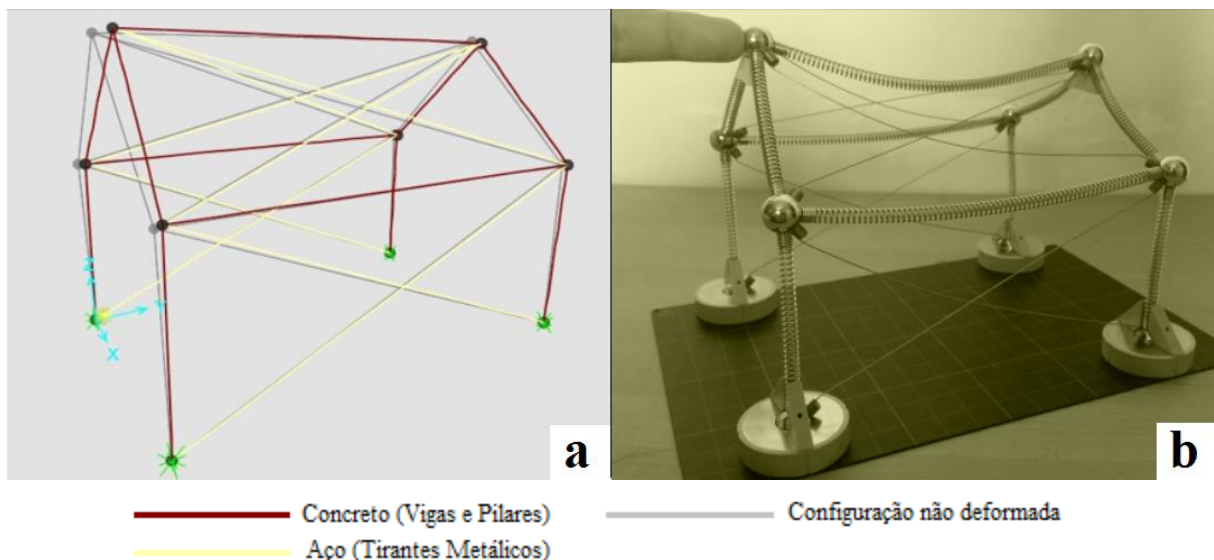
## 5.2 Galpão como Pórtico Espacial

Foram simuladas seis condições de contorno para o galpão da Figura 36. Os resultados obtidos foram os seguintes:

### 5.2.1 Simulação 1 – Estrutura Contraventada com Tirantes

Nesta situação todos os vínculos do pórtico foram articulados, liberando-se a rotação em torno do eixo X. Desta maneira, para tornar a estrutura lateralmente estável, foram adicionados tirantes de contraventamento nos planos da cobertura e ao longo dos vãos paralelos ao plano YZ. A carga horizontal em Y imprimidas no nó superior da extremidade esquerda do galpão provocou as seguintes deformações:

**Figura 51** - Simulação 1 – Estrutura contraventada com tirantes metálicos - a) Deformações geradas pelo SAP 2000; b) Deformações na Maquete Estrutural



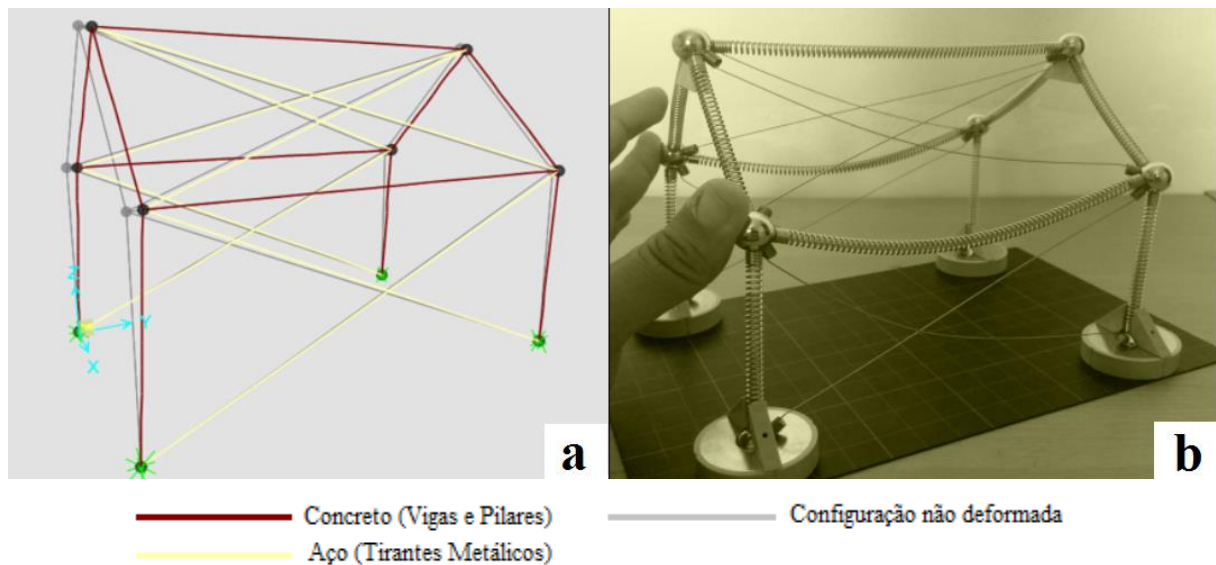
A configuração da estrutura deformada no Mola se assemelhou à fornecida pelo SAP 2000. Os pilares do galpão sofrem, devido à aplicação da carga horizontal, flexão em torno do eixo X, como mostrado na Figura 51. Entretanto, na maquete esta deformação quase não é visível pelo fato de que os tirantes são inextensíveis, amarrando devidamente as extremidades dos pilares. No SAP 2000 existe uma variação de comprimento destes tirantes, uma vez que não são tidos como inextensíveis, vindo a acarretar em pequenos deslocamentos das colunas.

Quanto à viga que une os dois pontos mais altos do galpão, esta no SAP 2000 apresentou apenas um leve deslocamento de suas extremidades e flexão nula. Na maquete estrutural, apresentou flexão bastante acentuada. Ao consultar os diagramas de esforço normal e de momento fletor gerados pelo programa, observou-se que esta barra trabalha

predominantemente à compressão, com esforço normal de  $-0,5\text{KN}$ , se a carga horizontal for unitária. Diante disto, conclui-se que a flexão desta barra na maquete estrutural é resultado da flambagem da mola devido ao esforço axial elevado, fenômeno este não representado no *software*.

Ao aplicarmos cargas horizontais em Y nos nós medianos localizados nas extremidades esquerda do galpão, obtivemos a seguinte configuração:

**Figura 52** – Estrutura contraventada com tirantes - Duas cargas horizontais - a) Deformações geradas pelo SAP 2000 b) Deformações na Maquete Estrutural

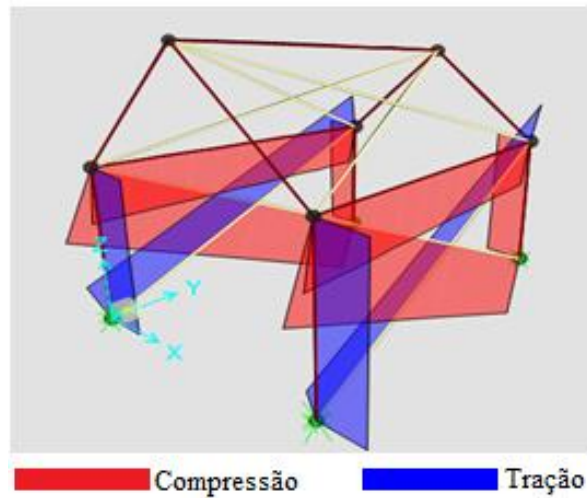


Ao observar as imagens, percebe-se que as deformadas no SAP 2000 foram praticamente idênticas a da situação anterior. Entretanto, as vigas que flambaram foram as dos vãos maiores do galpão, apresentando esforços de compressão de  $-0,5\text{KN}$  para duas cargas horizontais unitárias. Não há atuação de esforços normais em pontos acima dos nós onde as cargas foram aplicadas, tampouco momento fletor (Figura 53).

Para determinarmos se uma barra no Mola está fletida por conta de momentos fletores ou esforços normais, precisamos analisar o tipo de ligações das mesmas e o carregamento atuante. Como os elementos da maquete possuem peso próprio desprezível para causar deformações significativas, em um elemento biarticulado só haverá atuação do momento fletor se houver cargas aplicadas ao longo de seu comprimento. Do contrário, a configuração fletida se dá pela atuação dos esforços axiais de compressão. Desta maneira, se o galpão estiver sob ação de cargas horizontais como mostrado na Figura 52, as vigas deverão possuir

seções transversais suficientemente rígidas para que não rompam por flambagem, se antes não romperem por compressão.

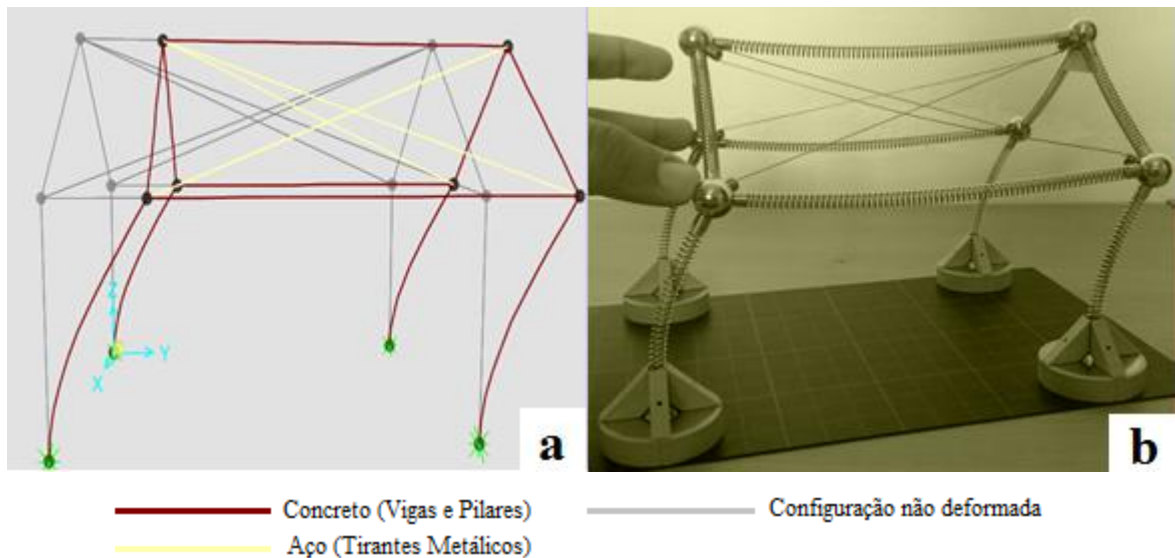
**Figura 53** - Diagrama de esforço normal para carregamento genérico equivalente ao aplicado no Mola (SAP 2000).



### 5.2.2 Simulação 2 – Engastamento das Bases e Contraventamento da Coberta

Nesta simulação, todos os vínculos foram devidamente engastados a fim de se bloquear a rotação em torno dos eixos X e Y. Além disso, retirou-se o sistema de contraventamento dos dois vãos paralelos ao plano YZ de modo a induzir deslocamentos horizontais no eixo Y (Figura 54). As cargas horizontais foram aplicadas nos mesmos pontos que da simulação 2.

**Figura 54** - Simulação 2 - Apoios engastados e contraventamento apenas na cobertura - a) Deformações geradas no SAP 2000 b) Deformações na Maquete Estrutural



Ao aplicar duas cargas horizontais nas extremidades superiores dos pilares esquerdos do galpão, foram observadas torções leves nas vigas horizontais e acentuadas nas inclinadas da cobertura. Entretanto o diagrama de momento torçor fornecido pelo SAP 2000 indicou torção



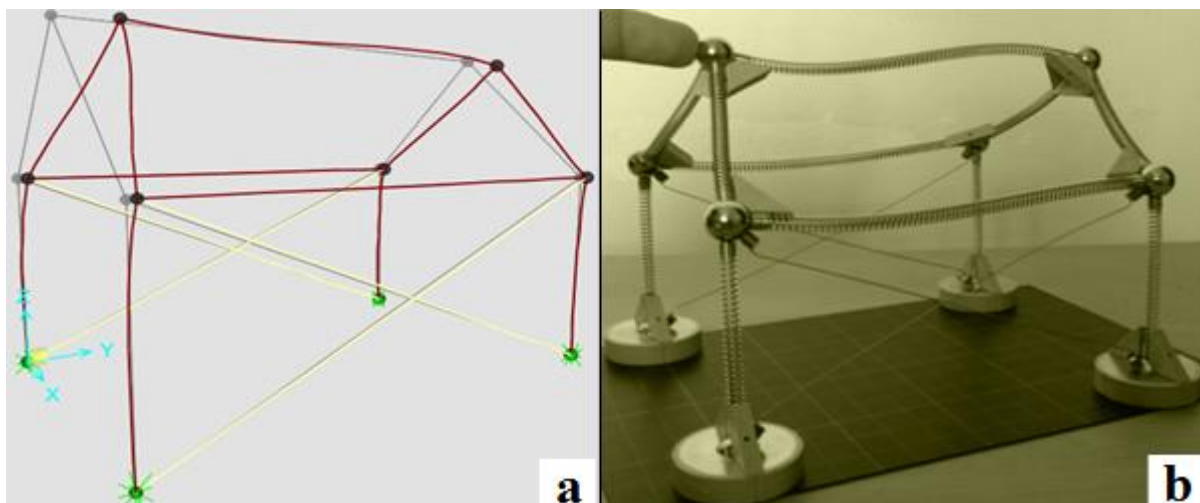
próxima de zero nessas barras. A explicação para esta discrepância poderia estar atribuída à ideia de que as cargas aplicadas com o dedo possuem módulos diferentes e componentes nos eixos X e Z, devido a imprecisões de natureza humana. Esta hipótese foi testada no SAP 2000 e o mesmo forneceu um diagrama com valores consideráveis de torçor, principalmente nas vigas inclinadas da cobertura, indicando que quando este esforço não é esperado em uma estrutura espacial modelada no Mola, o mesmo pode aparecer devido a erros na aplicação da carga.

Devido às rótulas na cobertura, a mesma passa a apresentar comportamento semelhante ao de uma treliça, sendo as cargas imprimidas nos nós responsáveis apenas por transmitir esforços normais. Apesar de se comportar como treliça, as cargas horizontais não provocam esforços axiais na cobertura, apenas na parte inferior do galpão. Neste caso, a deslocabilidade desta parte da estrutura caracteriza teoricamente o que denominamos de movimento de corpo rígido, uma vez que a mesma está contraventada e se movimenta porque os pilares do galpão sofrem grandes deformações devido à flexão.

### 5.2.3 Simulação 3 – Contraventamento dos Vãos com Tirantes e Enrijecimento dos nós da Coberta

Neste caso, retiraram-se os tirantes da cobertura do galpão e enrijeceram-se seus nós, além de que a rotação em torno do eixo X foi liberada nos apoios (Figura 55). Ao aplicar carga horizontal em Y na extremidade superior esquerda, obtivemos:

**Figura 55** - Simulação 3 - Galpão com vãos maiores contraventados e ligações da cobertura enrijecidas – a) Deformações geradas pelo SAP 2000; b) Deformações na Maquete Estrutural.



— Concreto (Vigas e Pilares)      — Configuração não deformada  
— Aço (Tirantes Metálicos)

As deformações tanto na maquete quanto no programa mostraram-se bastante semelhantes. Percebeu-se que o fato de retirar os tirantes da cobertura e enrijecer seus nós acarretou em maior deslocamento horizontal da mesma, porém desta vez além do esforço normal, também há momentos fletores e até torçores em menor escala. Percebe-se um comportamento de flexão na barra mais alta da estrutura. Desta vez não podemos dizer de que não há momento fletor, uma vez que suas extremidades não são articuladas e que por estas há transferência de momentos.

A configuração da deformada desta barra no SAP 2000 denuncia a presença do momento fletor, uma vez que a mesma não permaneceu reta como quando havia apenas compressão. No Mola, a configuração fletida desta barra está associada tanto ao esforço de compressão quanto ao momento fletor.

É importante ressaltar que flexões podem aparecer devido a erros na aplicação das cargas, que podem ter componentes em outros eixos.

Quanto ao momento torçor, este aparece nos diagramas fornecidos pelo SAP com valores da ordem de  $10^{-2}$  KN.m nas vigas inclinadas e horizontais da cobertura. Na maquete é possível observar a atuação destes momentos, porém eles são mais significativos devido a erros de natureza humana na aplicação da carga horizontal com o dedo, havendo componentes da força em outras direções além de Y.

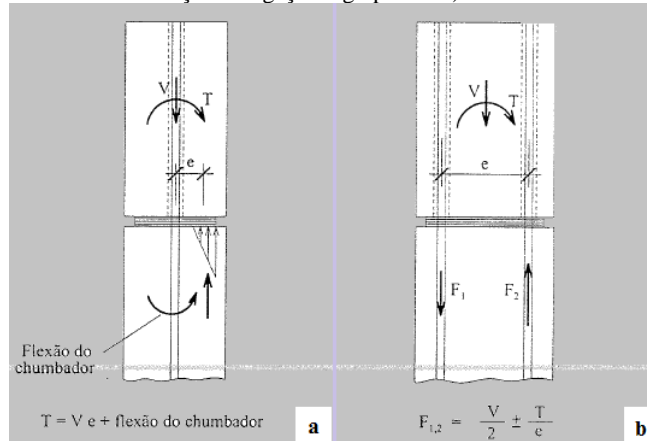
Apesar das ligações viga-pilar do tipo consolo-dente em estruturas de concreto pré-moldado (ver Figura 35) serem caracterizadas como articuladas, pode haver transferência de momentos fletores em decorrência da torção causada pelo binário entre o chumbador e o elastômetro (Figura 56). Este binário corresponde a uma torção da viga e conseqüentemente, uma flexão do pilar. Por conta da deformação do elastômero, estas transmissões de momento são pequenas para cargas de serviço, entretanto rotações elevadas implicam em uma maior transferência de momentos fletores (EL DEBS, 2000).

Uma maneira de se evitar flexão nos chumbadores dos pilares por conta de rotações nas vigas se dá através do uso de dois chumbadores distando cada um  $e/2$  do eixo central da viga como mostra a Figura 56.b. Desta maneira, a torção T é equilibrada pelo binário das normais atuantes nos chumbadores.



No caso da estrutura em estudo, como as ligações articuladas no Mola não transmitem momento fletor, tampouco torção, uma torção em qualquer uma das vigas não será “convertida” em flexão nos pilares. Entretanto, a torção nas vigas horizontais é “convertida” em flexão nas vigas inclinadas da cobertura, isso porque a ligação entre elas foi devidamente enrijecida por peças RC90 da maquete estrutural.

**Figura 56** - Transmissão de momentos de rotação na ligação viga-pilar – a) Com um chumbador; b) Com dois chumbadores.

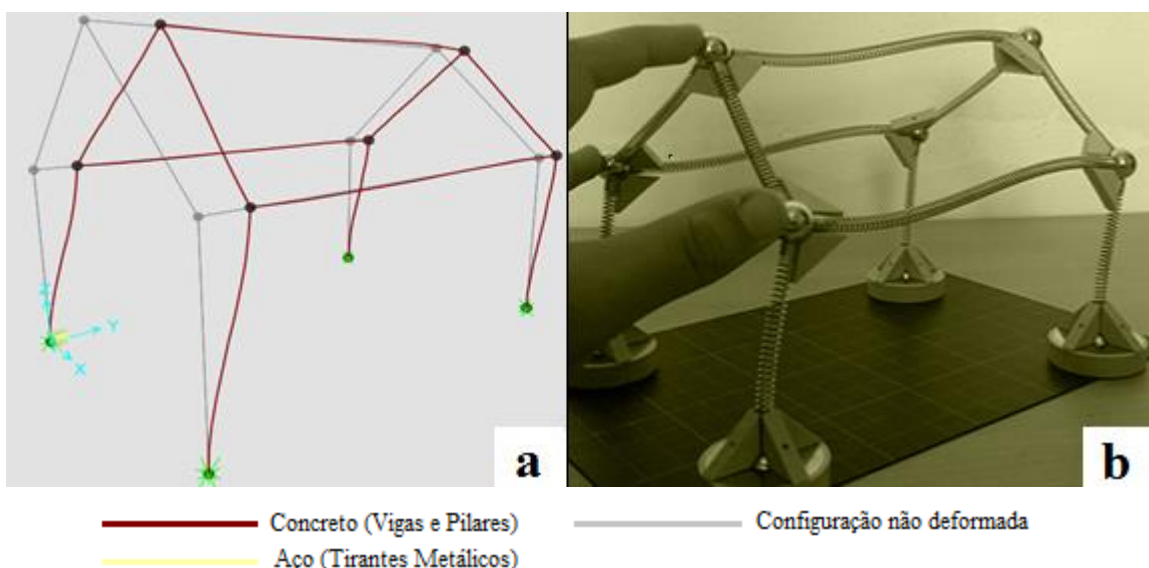


Fonte: EL DEBS, 2000

#### 5.2.4 Simulação 4 – Ligações Enrijecidas e Estrutura Não Contraventada

Neste caso, todos os vínculos foram engastados de modo a bloquear as rotações nos eixos perpendiculares aos pilares do galpão. Também se enrijeceram ligações entre barras perpendiculares entre si. Além disso, todo o sistema de contraventamento foi retirado de modo a induzir deslocamentos horizontais ainda mais significativos (Figura 57).

**Figura 57** – Simulação 4 - Estrutura não contraventada com todos os apoios engastados – a) Deformações geradas no SAP 2000; b) Deformações na Maquete Estrutural.



Neste caso, as vigas inclinadas da cobertura e as horizontais em Y apresentaram leves torções na maquete estrutural, diferindo da estrutura de concreto pré-moldado simulada no SAP 2000, que apresentou valores de torção próximos de zero nestas barras, praticamente desprezíveis.

Algo que poderia justificar a aparição de momentos torçores nas barras é o atrito existente entre a peça RC90 e a mola. Esta peça foi designada para impedir rotação em torno de um eixo perpendicular à barra e não em torno de seu eixo longitudinal. Se engastarmos uma coluna e nela aplicarmos um torque, esta começa a girar. Entretanto, o carregamento externo pode induzir nas barras pequenos torques que são resistidos pelo atrito entre a mola e a peça RC90, gerando momentos torçores nas barras, ainda que pequenos.

Outra hipótese pode estar relacionada ao fato de que as extremidades onde as molas se ligam à esfera metálica não estejam perfeitamente alinhadas horizontalmente e que a carga concentrada possui componentes em outras direções.

Quanto aos momentos fletores, estes ocorrem em todas as barras uma vez que as mesmas foram enrijecidas pelas peças RC90. No galpão modelado no Mola percebe-se que as vigas horizontais da cobertura apresentaram flexão acentuada em relação às da estrutura de concreto pré-moldado, as quais se deformaram levemente. Esta discrepância mais uma vez é justificada pela diferença de rigidez entre as molas e as barras de concreto, sendo as primeiras bem mais flexíveis. Além disso, vale ressaltar que a configuração fletida da mola pode estar relacionada não apenas ao momento fletor atuante, mas também ao esforço de compressão aí presente.

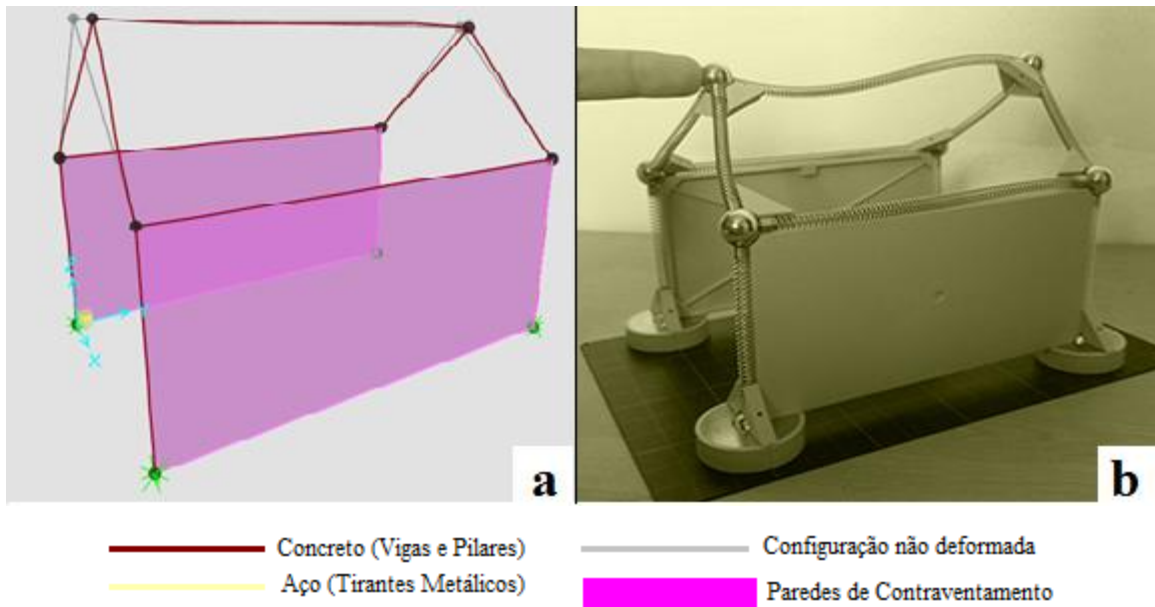
### **5.2.5 Simulação 5 – Estrutura Contraventada com Paredes Rígidas**

Nesta situação, os dois vãos maiores do galpão passaram a ser contraventados com elementos rígidos de concreto. Os nós da cobertura foram enrijecidos e os tirantes retirados. Ao aplicar uma carga horizontal em Y no nó superior da extremidade esquerda do galpão, foi obtida a seguinte configuração deformada da estrutura (Figura 58).

Nesta simulação, os esforços normais e momentos fletores tendem a zero em todas as barras, exceto na viga horizontal superior da cobertura, onde também aparecem momentos fletores em torno do eixo x. Ao observar a Figura 58, mais uma vez percebe-se que esta viga no Mola apresenta deformação bem mais acentuada que a mesma de concreto pré-moldado

modelada no SAP 2000. Esta diferença se dá pela baixa resistência da mola à flexão e à flambagem quando comparada à do concreto aqui considerado, o qual possui módulo de elasticidade igual a 25 GPA. Além disso, a viga possui seção transversal consideravelmente robusta (15x25cm), o que dificulta a ruptura por flambagem.

**Figura 58** - Simulação 5 - Estrutura Contraventada com Paredes – a) Deformações geradas pelo SAP 2000; b) Deformações na Maquete Estrutural.



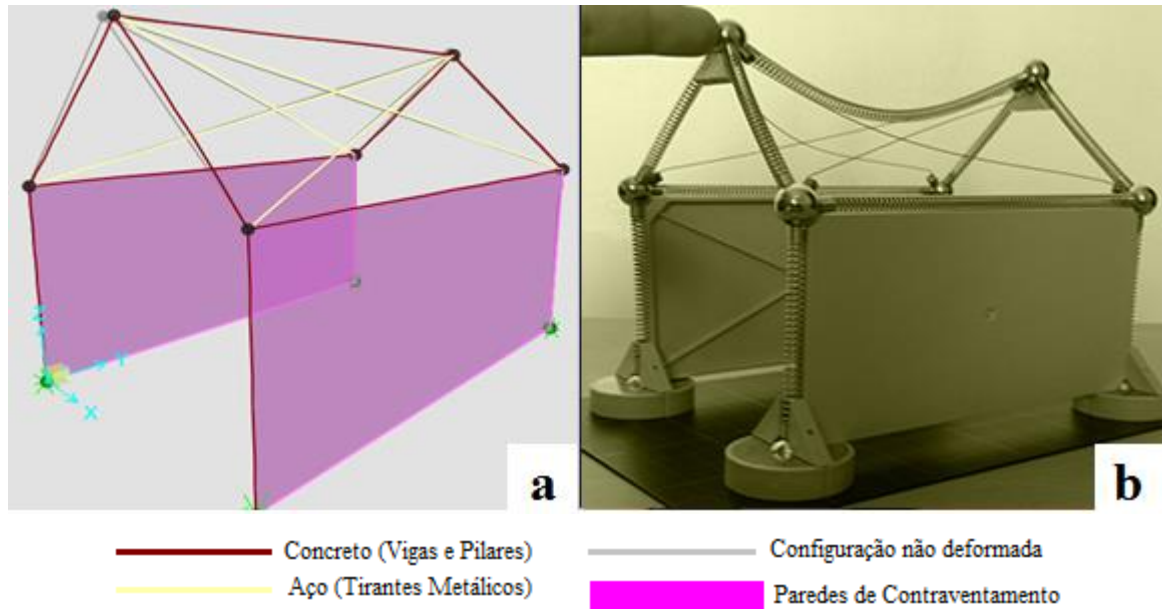
Foi constatado que havendo esforços horizontais aplicados nos três nós da cobertura localizados na extremidade esquerda da barra, a configuração deformada tanto na maquete quanto no SAP 2000 não apresentaram diferenças significativas em relação à simulação com carga horizontal apenas no nó superior. Esta semelhança se dá pelo fato de as paredes rígidas absorverem os esforços horizontais aplicados nos nós medianos da cobertura. Desta maneira, as demais barras da estrutura não trabalham estes esforços, permanecendo indeformadas.

### 5.2.6 Simulação 6 – Estrutura Contraventada com Paredes Rígidas e Tirantes

Nesta simulação, os nós da cobertura foram articulados a fim de possibilitar a utilização de tirantes de contraventamento destinados à rigidez desta parte da estrutura contra ações horizontais (Figura 59). Uma vez enrijecida com tirantes e paredes de contraventamento, a carga horizontal aplicada com o dedo na maquete estrutural foi significativamente maior que nos casos anteriores, a fim de provocar deformações visíveis na estrutura.

Nesta situação, os esforços normais e momentos fletores apresentaram valores próximos a zero em todas as barras da estrutura, com exceção da viga horizontal superior da cobertura, que apresentou apenas compressão, sofrendo flambagem na maquete estrutural.

**Figura 59** - Estrutura Contraventada com Paredes e Tirantes - a) Deformações geradas pelo SAP 2000; b) Deformações na Maquete Estrutural.

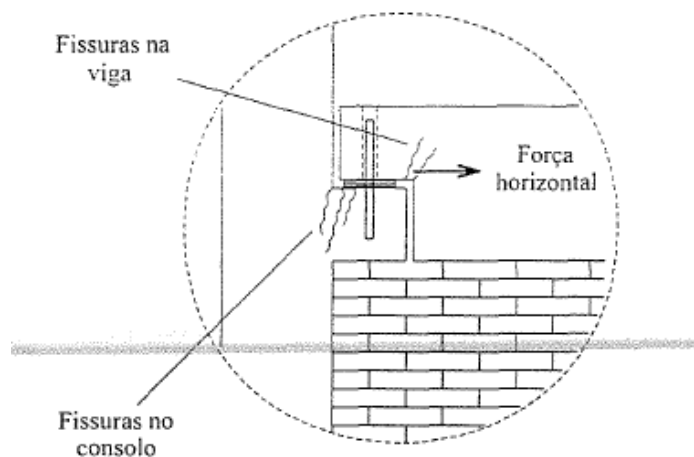


As ligações viga-pilar consideradas nesta simulação podem ser executadas como sendo do tipo consolo-dente com a utilização de elastômeros e chumbadores. Como as vigas possuem altura elevada em relação à base, é recomendável que se utilizem chumbadores para evitar tombamento em decorrência de eventuais momentos torçores.

Em estruturas de concreto pré-moldado onde paredes de contraventamento ocupam o vão de uma viga bi-apoiada com ligações do tipo consolo-dente, variações de comprimento da viga decorrentes de situações transitórias como mudança de temperatura devem ser consideradas. Segundo EL DEBS (2000), na presença de um chumbador que esteja solidarizado com a viga e o pilar através de graute, as variações de comprimento na viga transmitem esforços horizontais de coação aos pilares. Desta maneira, devido à existência de paredes de contraventamento na estrutura em estudo, os pilares não estão livres para se deslocar, o que tornam estas forças de coação bastante elevadas, comprometendo a ligação (Figura 60).

Diante de uma situação como esta, EL DEBS (2000) recomenda que o espaço entre a viga e o pilar seja preenchido com material deformável nos dois apoios ou então que de um lado seja preenchido com graute e do outro, com material deformável.

**Figura 60** - Fissuras em ligação viga-pilar com pilar indeslocável.



Fonte: EL DEBS (2000).

Como já observado em simulações anteriores, ao utilizar tirantes de contraventamento, os pilares ficam praticamente indeslocáveis, o que pode vir a acarretar no fissuramento do consolo e dente da ligação viga-pilar. Portanto, apesar dos tirantes e paredes se mostrarem eficientes no travamento da estrutura contra ações horizontais, situações transitórias relacionadas à variação de comprimento das vigas devem ser consideradas, seja permitindo certa deslocabilidade do pilar ou deixando uma folga preenchida com material flexível, assim como recomendado por EL DEBS (2000).

### 5.3 Galpão de Múltiplos Pavimentos

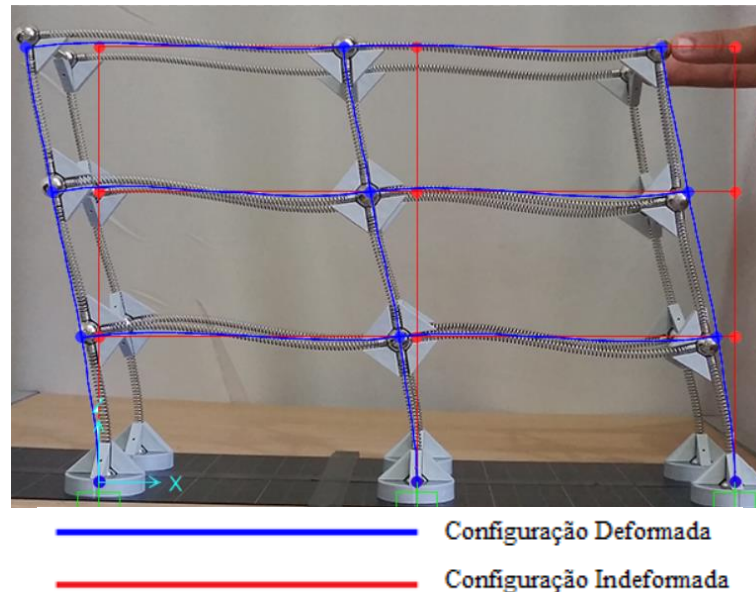
O galpão de três pavimentos foi analisado sob duas condições de contorno: Primeira, todas as ligações rígidas e sem sistema de contraventamento; Segunda, todas as ligações rotuladas e sistema de contraventamento por tirantes metálicos e lajes.

#### 5.3.1 Galpão sem Contraventamento:

Nesta situação, a estrutura foi modelada com todas as suas ligações devidamente enrijecidas e nenhum sistema de contraventamento, sendo esperados, desta maneira, deslocamentos e deformações excessivas devido à ação de cargas horizontais (Figura 61).

A configuração da deformada na maquete estrutural mostrou-se semelhante à da estrutura de concreto pré-moldado simulada no SAP 2000. Percebe-se que em ambos os modelos os deslocamentos horizontais foram bastante acentuados. Apesar de o pórtico se caracterizar como hiperestático, a baixa resistência do concreto à flexão e a flexibilidade da mola podem levar ao tombamento tanto da estrutura real quanto de seu modelo representado no Mola.

**Figura 61** - Galpão sem contraventamento sujeito a esforço horizontal.



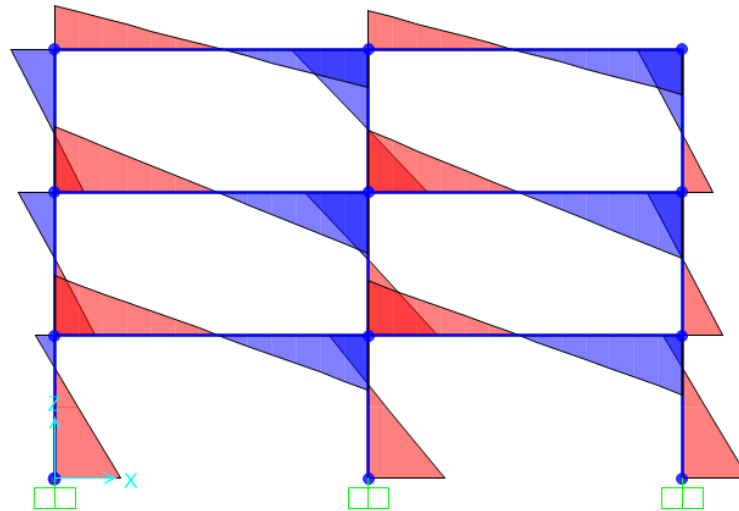
Ao consultar o diagrama de momentos fletores fornecido pelo SAP 2000, observou-se que ocorre tração nas fibras externas à estrutura localizadas na parte superior dos pilares da extremidade esquerda de cada pavimento e na parte inferior dos pilares externos da extremidade direita (Figura 62).

Percebe-se na maquete estrutural que nos pontos onde as fibras externas são tracionadas devido ao momento fletor, a ligação magnética entre a peça RC90 e a mola tende a ser rompida, comprometendo a representatividade do modelo. Dependendo da intensidade da carga lateral, tais ligações podem começar a se comportar como rótulas e levar a estrutura à ruína (Figura 63.a).

Quanto às vigas, por estarem bi-engastadas, apresentam deformações mais evidentes e ângulos de flexão diferentes ao longo de seus comprimentos. Por não atuarem carregamentos verticais na mesma, o esforço cortante é constante e o diagrama de momento fletor se distribui segundo uma reta, sendo negativos em uma extremidade e positivos em outra. As extremidades esquerdas da viga superior da cobertura merecem a mesma atenção dada aos

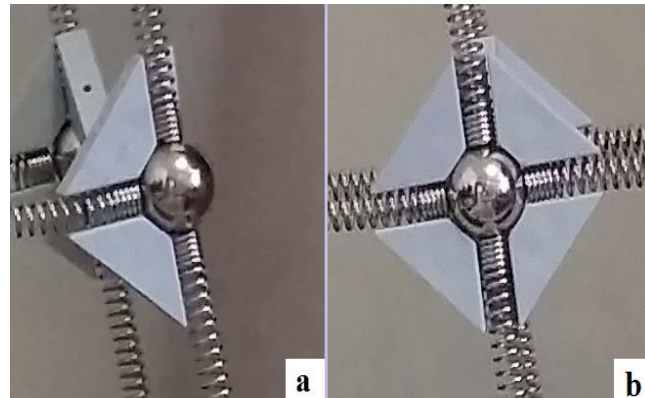
pilares quanto à atuação de tração nas fibras externas. Assim como nos pilares, se as cargas horizontais forem muito acentuadas, pode haver ruptura da ligação.

**Figura 62** – Diagrama genérico de momentos fletores fornecido pelo SAP 2000.



Nas barras verticais internas uma ligação é enrijecida por quatro peças RC90 no plano XZ, o que torna a mesma mais resistente. (Figura 63.b)

**Figura 63** - Ligações rígidas na maquete estrutural - a) Pilares Externos b) Pilares Internos



Para minimizar os deslocamentos horizontais, pode-se contraventar a estrutura com tirantes metálicos. As próprias lajes dos pavimentos também contribuem na estabilidade global da edificação, contraventando-a.

Ao lançar a estrutura de concreto pré-moldado no SAP 2000 para obter as deformações e compará-las com as da maquete estrutural não foram consideradas as deformabilidades das ligações. Segundo EL DEBS (2000), em uma ligação rígida, podem ocorrer rotações relativas devido ao momento fletor atuante e variação do comprimento ocasionada pela força normal.

Assim a deformabilidade dessas ligações se define como a razão entre o recalque (rotação ou variação de comprimento) e o esforço (momento ou força normal) em sua direção.

### 5.3.2 Estabilidade Global do Galpão

Por estarmos analisando um edifício de pequena altura, EL DEBS (2000) recomenda que todos os vínculos sejam engastados e as demais ligações viga-pilar rotuladas, que de fato é a configuração de contorno da estrutura original. Consideraremos no cálculo dos momentos de segunda ordem que todas as vigas são rígidas e que o material está em regime elástico.

Para analisar a estabilidade global do galpão em análise precisamos calcular o parâmetro  $\alpha$ , que depende da altura total do edifício, da soma das cargas verticais atuantes na estrutura e da rigidez equivalente  $(EI)_{eq}$ . Sabendo da metodologia que a altura do pé direito é 2,8 m e a espessura das lajes 10 cm, temos que a altura da edificação é  $h = 8,7$  m. Com este valor, calculamos o volume de concreto dos pilares, que é o produto da área das seções transversais pela altura. Nas vigas, este é obtido multiplicando-se a área da seção transversal (30x15) pelo comprimento dos vãos ( $l_{vão} = 6,16$  m). Para as lajes, dividimos o peso próprio pelo perímetro de apoio das mesmas ( $2l_{vãoX} + 2l_{vãoY}$ ). Assim temos que  $q_{lajes} = 2,27$  KN/m. Ao multiplicarmos o volume dos elementos de barra pelo peso específico do concreto fornecido pelo SAP 2000 ( $\gamma_c = 23,56$  KN/m<sup>3</sup>) e somarmos à reação das lajes nas vigas, temos:

$$N_k = (3A_{pilares}h_{edificação} + 6A_{vigas}l_{vão})\gamma_c + 6q_{lajes}l_{vão} = 150,8 \text{ KN}$$

Em seguida, calculamos a rigidez equivalente  $(EI)_{eq}$ . Como todos os elementos de barra do galpão possuem a mesma seção transversal (30x15) e são feitos do mesmo material ( $E=21,5$ GPa), a rigidez equivalente dos pilares será:  $(EI)_{eq} = 3EI = 5442,18$  KN/m<sup>2</sup>.

O parâmetro  $\alpha$  será:

$$\alpha = h \sqrt{\frac{\sum N_k}{EI_{eq}}} = 1,45$$

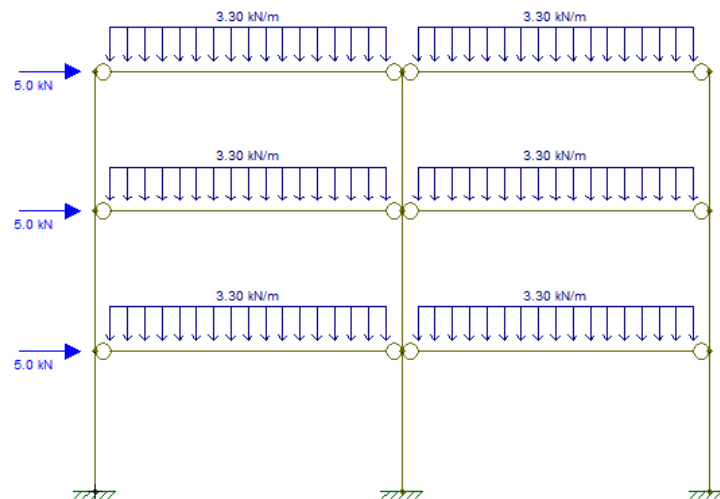
Tendo em mãos este parâmetro, precisamos compará-lo aos valores limites normativos a fim de justificarmos se é necessário ou não avaliar se consideramos os efeitos de segunda ordem.



Segundo EL DEBS (2000), para um edifício de três pavimentos, o valor limite de  $\alpha$  é:  $\alpha_{lim} = 0,2 + 0,1n$ , onde  $n$  é o número de pavimentos. Para  $n = 3$ , temos que  $\alpha_{lim} = 0,5$ . Uma vez que  $\alpha > \alpha_{lim}$ , os efeitos de segunda ordem devem ser considerados. Portanto, é necessário que os momentos de primeira ordem que causem o tombamento da estrutura sejam multiplicados por um coeficiente de majoração.

Para o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$ , precisamos determinar o momento de tombamento da estrutura  $M_{1d}$  e o momento de segunda ordem  $\Delta M_d$ . Nesta primeira análise consideraremos fundações rígidas e carga horizontal de 5KN atuando nos nós da extremidade esquerda do galpão. Como a estrutura está em fase de construção, o carregamento distribuído atuante nas vigas é composto pelo peso próprio das mesmas e pela reação das lajes. Assim temos que tal carregamento é  $q = A_{vigas}\gamma_c + q_{lajes} = 3,3 \text{ KN/m}$ . A Figura 64 ilustra o sistema estrutural com carregamento externo:

**Figura 64** - Sistema Estrutural do galpão com carregamento externo característico.



Resolvendo a estrutura em um *software* de cálculo estrutural, temos que a reação de momento em cada engaste corresponde a 28 KN.m. Como temos três pilares, o momento de tombamento de cálculo será  $M_{1d} = 3 \cdot 28 \cdot 1,4 = 117,6 \text{ KN.m}$ . As reações de cálculo das vigas nos pilares são:  $F_v = 1,4 \cdot (3 \cdot 3,6 \cdot 16) / 2 = 14,22 \text{ KN}$ .

Uma vez calculadas estas reações, precisamos determinar o deslocamento horizontal no topo dos pilares a fim de se conhecer o momento de segunda ordem definido como o produto entre as reações das vigas nos pilares e tal deslocamento.

Admitindo que na estrutura da Figura 64 passem a atuar esforços de cálculo (multiplicados 1,4), o deslocamento horizontal no topo dos pilares fornecido por um *software*

de cálculo estrutural será  $\delta = 0,4236$  m. O equivalente da estrutura corresponde a um terço deste valor, uma vez que a mesma possui três pilares. Assim, temos que  $\delta_{eq} = 0,1412$  m.

Com o deslocamento horizontal equivalente e com as reações das vigas em mãos, podemos calcular o momento de segunda ordem:

$$\Delta M_{1d} = (F_v + 2F_v + F_v) \delta_{eq} = 5F_v \delta_{eq} = (14,22 + 28,44 + 14,22) * 0,1412 = 8,03 \text{ KN.m}$$

Com este valor, calculamos  $\gamma_z$ :

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{8,03}{117,6}} = 1,07$$

Agora podemos majorar o momento de tombamento de cálculo da estrutura, o qual será:

$$M = \gamma_z M_{1d} = 1,07 * 117,6 = 125,84 \text{ KN.m}$$

Considerando agora que as fundações são flexíveis e possuem uma constante elástica  $K = 75 \text{ MN.m/rad}$  para cada pilar, obteremos valores diferentes para os momentos de segunda ordem e conseqüentemente, para o coeficiente  $\gamma_z$ .

Foram obtidos os seguintes dados do *software* de cálculo estrutural:

- Momento de Primeira Ordem de Cálculo:  $M_{1d} = 1,4 * 28 * 3 = 117,6 \text{ KN.m}$ ;
- Deslocamento Horizontal equivalente:  $\delta_{eq} = 0,428/3 = 0,143 \text{ m}$ ;
- Reações de Cálculo das Vigas nos Pilares:  $F_v = 14,22 \text{ KN.m}$ ;

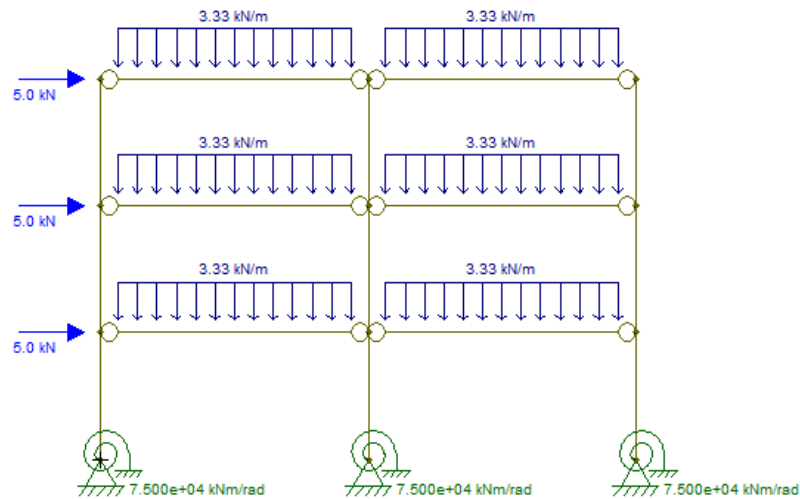
Com estes dados, temos que o momento de segunda ordem será:

$$\Delta M_d = 5F_v \delta_{eq} = 10,17 \text{ KN.m}$$

Então o valor de  $\gamma_z$  será:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{10,17}{117,6}} = 1,095$$

**Figura 65** - Sistema Estrutural com fundações semi-rígidas e carregamento externo característico.



Para o cálculo do coeficiente  $\gamma$  do Processo de Hogeslag, levamos em consideração as forças verticais atuantes na estrutura ( $F_{vd} = N_k$ ), a carga crítica de Euler ( $F_e$ ) para fundação rígida e a carga devido à rigidez da fundação ( $F_f$ ). Considerando fundação deformável com constante elástica  $K_f=75\text{MN.m/rad}$  e sabendo que o comprimento equivalente de flambagem para uma barra bi-engastada corresponde à metade de seu comprimento real, temos que:

Onde:

$$F_e = \frac{\pi^2 (EI)_{eq}}{l_e^2} = 2673,48 \text{ KN}$$

Sendo  $l_e = 1,6h$ , para um galpão de dois vãos. E

$$F_f = \frac{K_f}{h} = \frac{75000}{2,8} = 2678,571 \text{ KN}$$

Daí, temos:

$$\frac{1}{F_{ref}} = \frac{1}{F_e} + \frac{1}{F_f} = \frac{1}{2673,48} + \frac{1}{2678,571}$$

$$F_{ref} = 1338,01 \text{ KN}$$

Assim, para  $F_{vd} = 150,8 \text{ KN}$ , temos:

$$\gamma = \frac{\frac{F_{ref}}{\sum F_{vd}}}{\frac{F_{ref}}{\sum F_{vd}} - 1} = 1,13$$

Calculado  $\gamma$ , o momento majorado de tombamento será:

$$M = \gamma M_{1d} = 1,13 * 117,6 = 132,89 \text{ KN.m}$$

Constatamos que tanto no processo do coeficiente do  $\gamma_z$  quanto no de Hogeslag, os momentos de tombamento foram majorados a valores consideráveis. A diferença entre esses coeficientes pode ser explicada pelo fato de que no primeiro caso não consideramos o peso próprio dos pilares no cálculo de  $\gamma_z$ . Já no Processo de Hogeslag, a carga vertical  $N_k$  contabiliza além das reações da laje e peso próprio das vigas, o peso próprio dos pilares. Caso queiramos desprezar este último no processo de Hogeslag, teremos  $\gamma = 1,10$ , bem mais próximo de  $\gamma_z$ .

Além disso, o quociente embutido no cálculo de  $\gamma$  ( $\beta = F_{ref}/\sum F_{vd}$ ), nos dá um diagnóstico acerca da estabilidade global da estrutura. Para o galpão em estudo, em fase de construção e ainda não ocupado,  $\beta = 8,87$ , o que indica que a situação da estrutura em relação à estabilidade é aceitável.

Os cálculos aqui utilizados levam em consideração a estrutura desocupada, com apenas seu esqueleto estrutural. Evidentemente, depois de finalizada a construção, é necessário considerar as cargas acidentais no galpão, além de outras frações da carga permanente, como o peso da alvenaria. Após computar tais carregamentos, os valores dos parâmetros aqui calculados serão outros:  $\alpha$  ainda maior indicando a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem;  $\gamma$  maior que 1,13, majorando ainda mais os momentos de primeira ordem; e  $\beta$  menor que 8,87, podendo indicar uma situação de projeto desaconselhável e até mesmo incorreta.

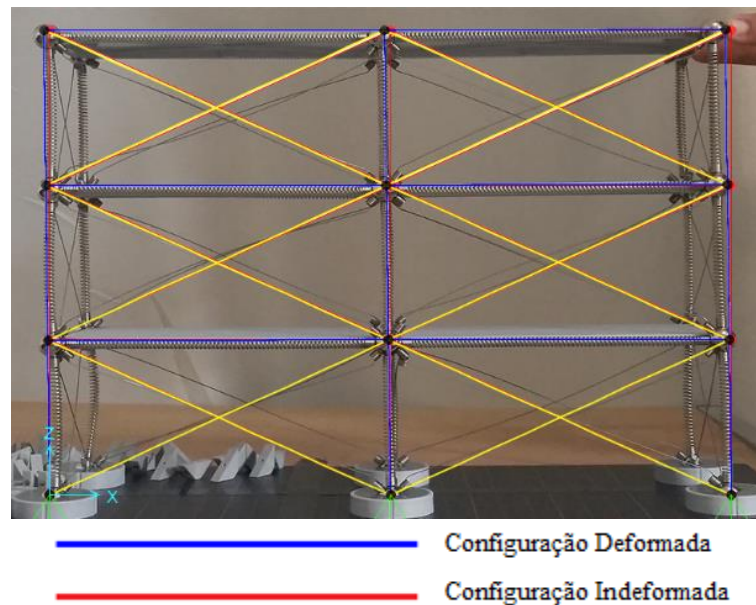
### 5.3.3 Galpão Contraventado com Tirantes Metálicos

Fisicamente, é possível evitar deformações laterais excessivas utilizando pilares de seção transversal robusta. Entretanto, em edificações de múltiplos pavimentos, uma solução como esta além de onerar a obra, pode vir a ser construtivamente inviável. Desta maneira, uma alternativa seria contraventar a estrutura com tirantes metálicos ou paredes estruturais.

Nesta simulação, todos os nós do galpão foram rotulados a fim de que pudéssemos fixar os tirantes de contraventamento nas esferas metálicas da maquete estrutural. Também foram adicionados elementos de parede rígida que se comportariam como as lajes dos pavimentos (Figura 66).

Estando a estrutura contraventada, a preocupação com os efeitos de segunda ordem é bem menor quando comparada à mesma sem contraventamento. Percebe-se pela análise da Figura 66 que os pilares praticamente não se deslocam quando o galpão é submetido ao carregamento horizontal. Os tirantes dão a estrutura graus de hiperasticidade internos que funcionam como reações que a equilibram lateralmente ao longo de toda sua altura, diferentemente de uma estrutura não contraventada em que apenas os vínculos são responsáveis pela estabilidade lateral.

**Figura 66** - Galpão contraventado com tirantes metálicos



Ao comparar as deformações no SAP 2000 com as da maquete, observa-se que em ambas os deslocamentos foram muito pequenos. Ainda observou-se flexão acentuada em uma das barras do Mola, fora do plano do pórtico analisado como estrutura plana. A carga horizontal bastante elevada faz com que a mola se desloque na superfície da esfera metálica e se una ao imã dos tirantes. Isso vem a causar um desaprumo e conseqüentemente, maior flexão na mola.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise dos resultados nos mostrou que na maioria das simulações, as deformações no modelo estrutural Mola se assemelharam às das estruturas de concreto pré-moldado modeladas no *software* SAP 2000. Entretanto, são muitos os fatores que ainda limitam uma análise qualitativa perfeita dos sistemas estruturais reais. Por exemplo, ao modelar vigas inclinadas de cobertas unidas por ligação rígida, temos que conectar as molas através de uma peça RC90 e admitir um ângulo de 45° entre as barras. Esta condição nos força a alterar a geometria do protótipo no SAP 2000 para facilitar a análise estrutural. Seria ideal a modelagem de peças RC90 com ângulo ajustável, a fim de se adaptar à variedade de geometrias existentes em estruturas de galpões.

A representatividade das estruturas de concreto pré-moldado pelo Mola também é comprometida quando aplicamos cargas muito acentuadas na maquete estrutural. Tais carregamentos podem vir a romper as ligações rígidas e articuladas, além de provocar flambagem de molas que podem, inclusive, não estar trabalhando à flexão. É ideal que, ao analisar o comportamento de barras de concreto relativamente robustas, não sejam aplicadas cargas muito intensas na maquete estrutural, pois diferentemente de elementos de concreto, as molas do modelo flambam facilmente.

Vale salientar também que a natureza do carregamento externo na maquete estrutural deve ser a mais próxima possível daquela do atuante nas estruturas de concreto pré-moldado. Do contrário, aparecerão esforços e deformações não condizentes com os esperados no protótipo. Dois exemplos de diferenças na natureza dos carregamentos aqui observados foram: componentes de forças em outras direções e cargas de diferentes intensidades, quando no SAP 2000 foram simuladas como sendo iguais.

Salientando a necessidade em se manter o carregamento na maquete estrutural o mais semelhante possível ao atuante nos galpões, o peso próprio das estruturas não foi considerado em nenhum ensaio aqui realizado. Não há como simular tal efeito no modelo estrutural. As deformações causadas pelo peso próprio da mola são praticamente imperceptíveis a olho nu e desprezíveis em relação às causadas pelo carregamento induzido com o dedo.

## 7 CONCLUSÃO

Este trabalho foi de extrema importância para nos mostrar que apesar das particularidades do modelo Mola e dos sistemas estruturais reais, é possível fazer uma análise qualitativa de estruturas de concreto pré-moldado. Foi constatado que, apesar de termos que alterar a geometria e condições de contorno do protótipo, ainda sim estaríamos analisando um sistema estrutural diferente de concreto pré-moldado cuja modelagem é possível através do Kit Mola.

Em termos de aprendizado, o modelo se mostrou como uma ferramenta bastante poderosa na visualização de deformações em diferentes arranjos estruturais, podendo ser indicado no ensino de disciplinas de análise estrutural dos cursos de Engenharia Civil e Arquitetura, auxiliando estudantes na determinação, por exemplo, do sistema principal e hipergeométrico referentes aos métodos das Forças e Deslocamentos, respectivamente, quando da resolução de estruturas hiperestáticas.

Desta maneira, conclui-se que o modelo estrutural pode ser utilizado na análise qualitativa de estrutura de concreto pré-moldado, desde que se respeitem a capacidade de carga dos elementos do modelo estrutural e as condições de carregamento externo nos sistemas estruturais reais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADOBE PHOTOSHOP CC. Adobe Systems, Inc. Version 2015.5.

ACKER, Arnold Van. **Manual de Sistemas Pré-fabricados de Concreto**. Tradução de Marcelo de Araújo Ferreira.

Disponível em: <http://www.ft.unicamp.br/~cicolin/ST%20725%20A/mpf.pdf>

EL DEBS, M.K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. EESC – USP (Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo). São Carlos, 2000.

HOSSDORF, Heinz. **Model analysis of structures**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1974.

MARCOS NETO, Noé. **Estruturas Pré-Moldadas de Concreto Para Edifícios de Múltiplos Pavimentos de Pequena Altura: Uma Análise Crítica**. EESC – USP. São Carlos, 1998.

OLIVEIRA, Márcio Sequeira. **Modelo Estrutural Qualitativo para Pré-Avaliação do Comportamento de Estruturas Metálicas**. Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas. Ouro Preto, 2008;

OLIVEIRA, Márcio Sequeira; AZEVEDO LEITE, Maria Amélia D. F.; REBELLO, Yopanan C. P.; **Manual Kit Estrutural Mola 1**; Brasil, 2016.

RODRIGUES, Paulo F. N.; HERMIDA, Adriana da S. **Modelagem de elementos básicos de estruturas para a análise qualitativa do comportamento estrutural**. *Revista de Ciência e Tecnologia*, Universidade Iguazu, v. 6, n. 1, jun. 2006. Disponível em: <[http://www.fau.ufrj.br/apostilas/mse/pdf/facet\\_v6\\_n1.pdf](http://www.fau.ufrj.br/apostilas/mse/pdf/facet_v6_n1.pdf)>. Acesso em: 11 Ago. 2016.



SIQUEIRA, Bárbara; FIORITI, César Fabiano. **Modelos Intuitivos de Vigas Vierendeel para o estudo do desempenho estrutural quando sujeitas à aplicação de carregamentos.** FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo) – Encontro de Ensino, Pesquisa e Extensão. Presidente Prudente, 2012.

TARRAGÓ, Salvador. Gaudí entre la estructura y la forma. *A+U Architecture & Urbanism*. Antonio Gaudí. Tokyo: A+U Publishing Ltda., n86, nov. 1977. 292p. Edição especial.

SAP2000. **Structural Analysis Program.** Computers and Structures, Inc. Advanced 18.2.0 version, 2015.