

# **ANÁLISE DA ESTRUTURA DE CABOS DA COBERTURA DO PAVILHÃO DA FEIRA INTERNACIONAL DE INDÚSTRIA E COMÉRCIO - RIO DE JANEIRO**

Elizabeth Oshima de Aguiar<sup>1</sup> & Roberto Luiz de Arruda Barbato<sup>2</sup>

## **Resumo**

*A cobertura do pavilhão da Feira Internacional de Indústria e Comércio, localizado na cidade do Rio de Janeiro, no bairro de São Cristóvão, foi considerada a maior cobertura pênsil do mundo, sem apoios intermediários, até ser recentemente desativada. Neste trabalho pretende-se resgatar a importância da obra pioneira no Brasil, ressaltando a sua concepção arquitetônica e o seu projeto estrutural. Através de ensaios realizados no laboratório de Estruturas da EESC-USP foram obtidos dados sobre as características mecânicas do material empregado na estrutura de cabos. Um estudo numérico do comportamento da estrutura da cobertura foi executada, utilizando-se o programa de elementos finitos MEF-cabos. Este programa foi implementado em AGUIAR [1999] para a análise não linear física e geométrica de estruturas de cabos tridimensionais.*

*Palavras-chave: Cobertura pênsil, estruturas de cabos; análise não linear; grandes deslocamentos.*

## **1 DESCRIÇÃO DA OBRA**

O pavilhão, destinado a exposições, compreendia 32.000 metros quadrados de área livre aproximadamente, e localizava-se no campo de São Cristóvão, na cidade do Rio de Janeiro. A obra, inaugurada em dezembro de 1960, foi projetada pelo arquiteto Sérgio W. Bernardes e calculada pelo Prof. Eng. Paulo R. Fragoso.

Na época o pavilhão ostentava a maior cobertura pênsil do mundo, com os apoios dispostos unicamente no seu perímetro. A cobertura de forma elíptica em planta apresentava dois eixos de simetria (o eixo menor com 165 metros e o maior com 250 metros) que dividia o edifício em quatro setores, como mostra a figura 1.1. A mesma figura apresenta, respectivamente, um corte no meio do pavilhão e uma vista lateral do mesmo.

A concepção arquitetônica da cobertura do pavilhão, considerada pioneira no país, consistia de uma imensa superfície em forma de sela. A vedação composta de placas de ligas de alumínio era suspensa por uma cesta de cabos de aço, que por sua vez era ancorada na estrutura periférica em arco de concreto. As águas pluviais eram recolhidas em dois lagos localizados nas extremidades do eixo maior do pavilhão.

---

<sup>1</sup> Profa. Doutora da PUC-Minas, campus de Poços de Caldas, elizabeth@pucpcaldas.br

<sup>2</sup> Prof. Associado do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, barbato@sc.usp.br

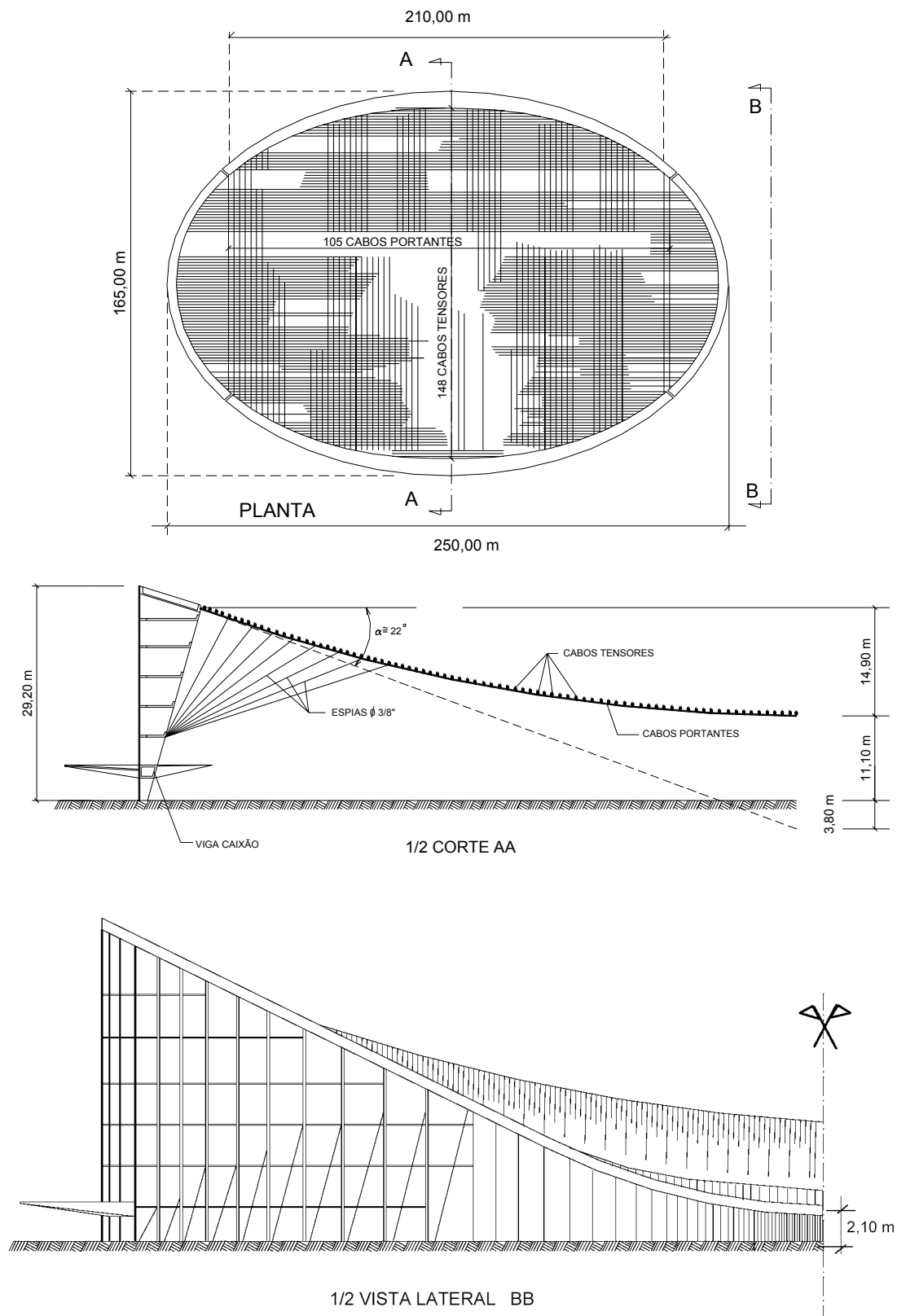


Figura 1.1 - Planta, corte e vista lateral do Pavilhão de São Cristóvão

## 2 ASPECTOS ESTRUTURAIS

A super-estrutura de concreto compunha-se basicamente de dois grandes arcos parabólicos inclinados, apoiados em 52 pilares (distanciados de eixo a eixo de 8,33 m a 8,50 m), que eram contraventados entre si por lajes de 12 cm de espessura a cada 4,00 m de altura, em média. Externamente, nas junções dos arcos, foram construídos dois encontros estruturais de concreto, preenchidos parcialmente com pedra britada e areia, com a função de resistir aos empuxos ocasionados pela cobertura. A altura dos arcos variava de 19,20 metros na parte central, e diminuía para 14,43 metros. Nesta altura, situavam-se duas articulações tipo “Freyssinet” e os respectivos encontros. Os pilares tinham altura e seções transversais variáveis, acompanhando a altura e largura dos arcos, que eram mais largos na sua parte central. Cada vão entre pilares (com exceção dos vãos centrais e extremidades dos arcos) era preenchido com paredes vazadas de alvenaria, tendo pilaretes de concreto para amarração (figura 2.1).

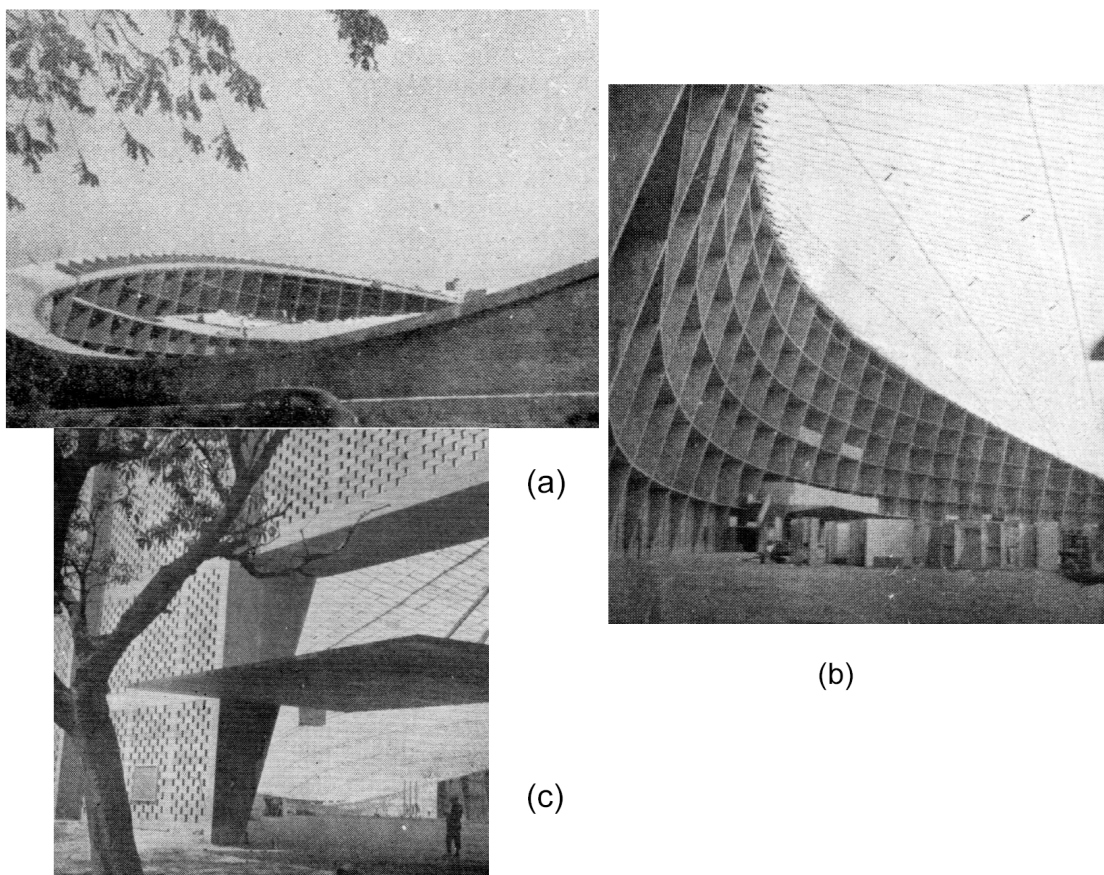


Figura 2.1 - (a) Vista externa, (b) vista interna, (c) entrada do Pavilhão de São Cristóvão

A infra-estrutura de concreto compunha-se de blocos de fundação sob os pilares e sob um dos encontros, que se apoiavam sobre um conjunto de estacas “Franki”. O outro encontro possuía fundação direta em função de características locais.

A estrutura de cabos, com dupla curvatura reversa, era composta de um conjunto de 105 cabos portantes (transversais) espaçados de 2,0 m, que eram suspensos dos arcos de concreto, e 148 cabos tensores (longitudinais) espaçados de

1,0 m, que se ancoravam nos encontros de concreto. Existiam ainda os cabos espiares verticais junto aos lagos (ancorados no solo) e os tirantes diagonais na região de pequena curvatura mais ao centro (ancorados nos pilares), que colaboravam no combate às oscilações da estrutura de cabos devido à ação do vento.

### 3 PROBLEMAS DE EXECUÇÃO

O projeto original previa a colocação de chapas de plástico poliéster (reforçadas com lã de vidro), que deveriam ser refrigeradas pela água recalcada dos lagos. Mas alguns problemas técnicos ocorreram durante a fase de colocação da vedação, inutilizando as chapas plásticas, o que resultou na troca pelas placas de alumínio.

Segundo FRAGOSO [1963] os problemas com as chapas de poliéster, empregadas com sucesso em outras obras no exterior, ocorreram devido a diversos fatores, entre eles a falta de estudos sobre as juntas utilizadas. As juntas rígidas primeiramente escolhidas rachavam com facilidade, e a substituição por juntas elásticas superpostas também não funcionou convenientemente. Além disso, a resina usada na cola das juntas atingiu os cabos, soldando-os de modo que qualquer movimento do cabo era transmitido às chapas, que devido a sua rigidez se rompiam. Outro problema foi o tipo de fixação escolhida, bastante inadequado, ocasionando concentração de tensões junto aos furos de fixação. E finalmente a qualidade do material das chapas adquiridas, que se modificava completamente sob a ação do sol, mudava de cor e endurecia, e que não resistia ao efeito abrasivo das águas da chuva, contribuiu para o fracasso de sua utilização.

Um outro fator, que ocasionou um grande atraso no andamento da obra foi o processo de esticamento dos cabos, que apresentou dificuldades não previstas e durou cerca de 10 meses. Após a colocação preliminar dos cabos, constatou-se que estes não apresentavam a força de tração projetada (tanto que sob a ação de sucção do vento chegou a danificar a vedação plástica), e que os esticadores não tinham um comprimento suficiente para permitir os ajustes necessários. Tornou-se necessário um acompanhamento da operação de re-estiramento dos cabos tensores, nos quais deveriam ser criadas as tensões pré-fixadas de tração. Estes cabos, por outro lado, já haviam sofrido um tracionamento prévio, por ocasião da montagem.

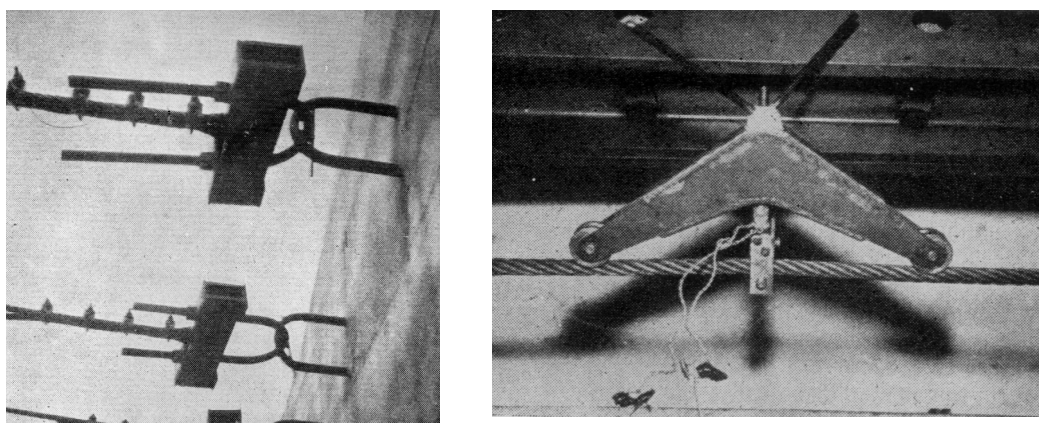


Figura 3.1 - Detalhe dos esticadores e “protensômetro”

O Laboratório de Estruturas da EESC foi contratado para realizar todas as medidas de tensões, desde a fase de protensão até a fase das solicitações permanentes. Utilizando um dispositivo especial (denominado “protensômetro”, figura 3.1), desenvolvido pelo próprio Laboratório de Estruturas da EESC, foi possível a verificação imediata das forças atuantes nos cabos, sem a necessidade de afrouxamento dos cabos, e os devidos ajustes foram realizados. As informações do levantamento das tensões realizadas entre 30 de janeiro e 4 de fevereiro de 1960 e os dados da operação de verificação efetuados entre 26 e 30 de abril de 1960 constam em publicação da época, de autoria do Prof. MARTINELLI [1961]. Observou-se que, de maneira geral, os cabos tensores não sofreram considerável perda de tensão, e ao contrário do que se esperava, alguns cabos apresentaram pequeno acréscimo no valor medido. MARTINELLI [1961] atribui o fato, especialmente na faixa central, às diferentes condições de temperatura durante a realização das medições (diferenças da ordem de 10°C).

Os deslocamentos sofridos pela estrutura sob mudanças de temperatura e ação de vento foram observados, e medidos através de aparelhos chamados “oscilômetro”, que marcavam as amplitudes máximas e mínimas das oscilações da cobertura. Estes registros compreendidos entre 5 de novembro de 1959 e 26 de abril de 1960 encontram-se em gráfico em MARTINELLI [1961].

Na época da construção não se fabricava no Brasil cabos de aço com alma de aço, e as dificuldades de importação levaram à adoção de cabos com alma de fibra. No caso foram utilizados cabos com alma de cânhamo, que é um material muito mais deformável que o aço e que pode se deteriorar com o tempo. Outro fator desfavorável, para os cabos com alma de fibra, em geral, é a falta de pré-estiramento durante o processo de fabricação, providência que reduz apreciavelmente as perdas de tensão posteriores nos cabos com alma de aço. O tipo de cabo especificado não é indicado para obras estruturais permanentes, necessitando inspeção e ajustes periódicos.

MARTINELLI [1961] comenta que os resultados obtidos de deslocamentos da estrutura eram bastante satisfatórios na ocasião da execução da obra, com variações de apenas 2 a 3 cm sob a ação de vento. Nas verificações posteriores, realizadas anos depois, devido ao afrouxamento dos cabos e ruína de algumas espias, os deslocamentos tornaram-se significativos, provocando danos à vedação. Foram realizados três trabalhos de verificação de tensões e deslocamentos pelo Laboratório de Estruturas da EESC, cujo relatório final alertava para a necessidade de execução de um re-esticamento dos cabos e recuperação das espias. Os dados obtidos por ocasião desses levantamentos (janeiro de 1963, outubro de 1973 e junho de 1980) encontram-se anexos ao referido relatório em TAKEYA et alii [1981].

A obra, que foi iniciada no final de 1957, nunca chegou a ser totalmente concluída como previa os detalhes construtivos descritos no projeto original (por exemplo, a impermeabilização da super-estrutura de concreto foi executada apenas parcialmente) segundo informações contidas em laudo pericial em 1974. O pavilhão sofreu ao longo do tempo diversas alterações para se adequar a diferentes usos. Além disso, nenhum trabalho de manutenção adequado foi efetuado, contribuindo para a deterioração precoce da obra.

## 4 OS CABOS DE AÇO DA COBERTURA

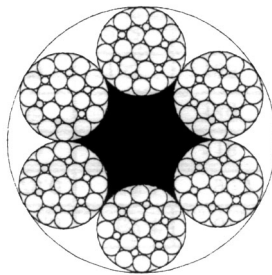


Figura 4.1 - Cabo de 1" de diâmetro (6x19 – filler), alma de fibra natural, empregado nos cabos tensores principais

A estrutura da cobertura era formada por uma rede de cabos de aço polido, categoria 6x19, com diâmetros variáveis (1", 7/8", 3/4", 5/8", 1/2" e 3/8"), e distribuídos dependendo da região ser mais ou menos solicitada. A distribuição dos cabos é mostrada na figura 4.2.

A composição dos cabos tensores principais era do tipo *filler*, com diâmetro de 1", sendo as pernas compostas de arames de diâmetros aproximadamente iguais, como mostra a figura 4.1.

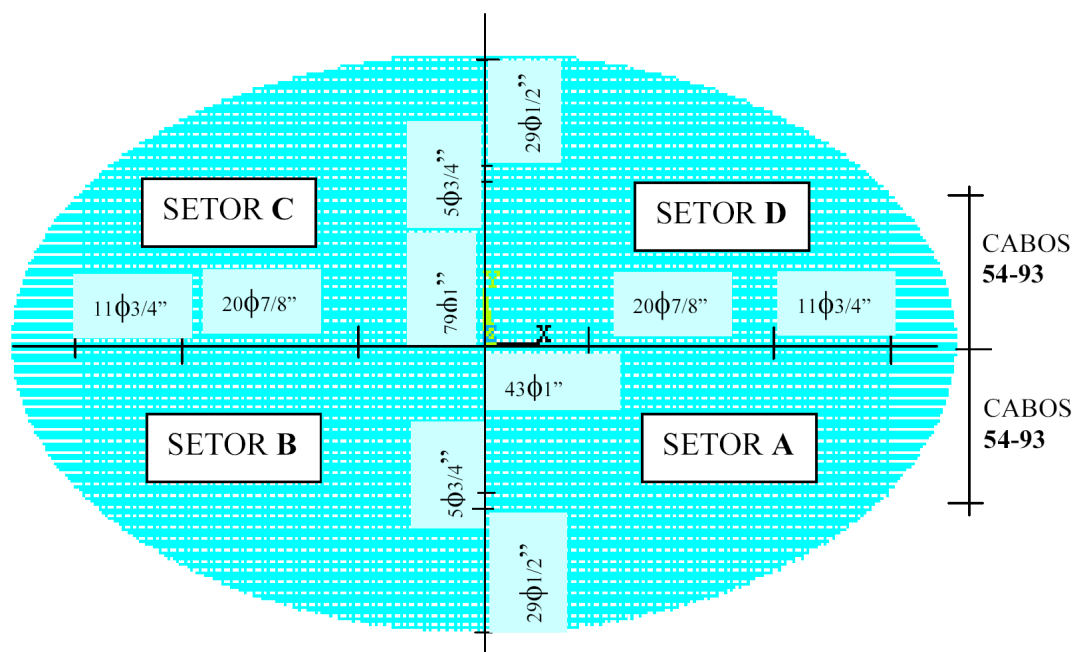


Figura 4.2 - Distribuição dos cabos, de acordo com o diâmetro

### 4.1 Propriedades mecânicas do cabo

Uma amostra de cabo de 1", do lote fornecido para o pavilhão de São Cristóvão, foi durante muitos anos usada para calibrar o "protensômetro" (figura 1.3) nas diversas ocasiões em que se mediu *in loco* a força nos cabos. Recentemente,

esta amostra foi ensaiada pelo Laboratório de Estruturas da EESC com a finalidade de se obter algumas informações a respeito de suas propriedades mecânicas.

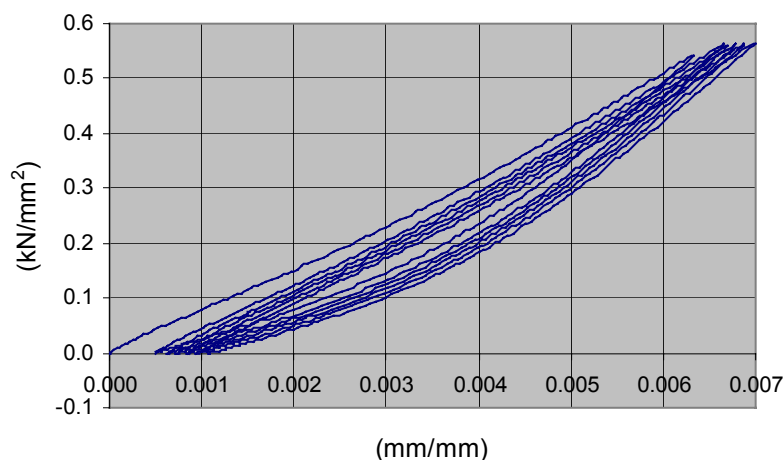


Figura 4.3 - Curva de tensão-deformação do cabo de 1"

Os ensaios do cabo foram realizados no equipamento INSTRON do Laboratório de Estruturas da EESC-USP (figura 4.4a), sendo o alongamento monitorado através de um extensômetro de comprimento inicial de 50 mm (figura 4.4b).

Num primeiro ensaio, o cabo de 1,25 m foi submetido a 6 ciclos de carga e descarga. Cada ciclo consistiu da aplicação de uma força axial de 150 kN, seguida da retirada da mesma, com um controle da velocidade de deslocamento igual a 0,01 mm/s. Antes do ensaio uma pré-carga de 5 kN foi aplicada para a retificação do cabo e acomodação das pernas do cabo.

As curvas obtidas, com a região inicial linear, indicam que praticamente todo o alongamento construtivo já havia sido removido, como mostra a figura (4.3). O módulo de elasticidade obtido foi de aproximadamente 90 kN/mm<sup>2</sup>, valor que se encontra dentro do intervalo esperado para cabos com alma de fibra (85 a 95 kN/mm<sup>2</sup>).

A carga de ruptura mínima nominal especificada para este cabo de 1" era de 405 kN (40,5 tf). A mesma amostra foi submetida a um ensaio de tração até uma carga de aproximadamente 80% da carga de ruptura nominal. Neste ponto ocorreu uma variação nas medidas do extensômetro, e acreditou-se ter ocorrido um deslizamento dos cabos nos soquetes.



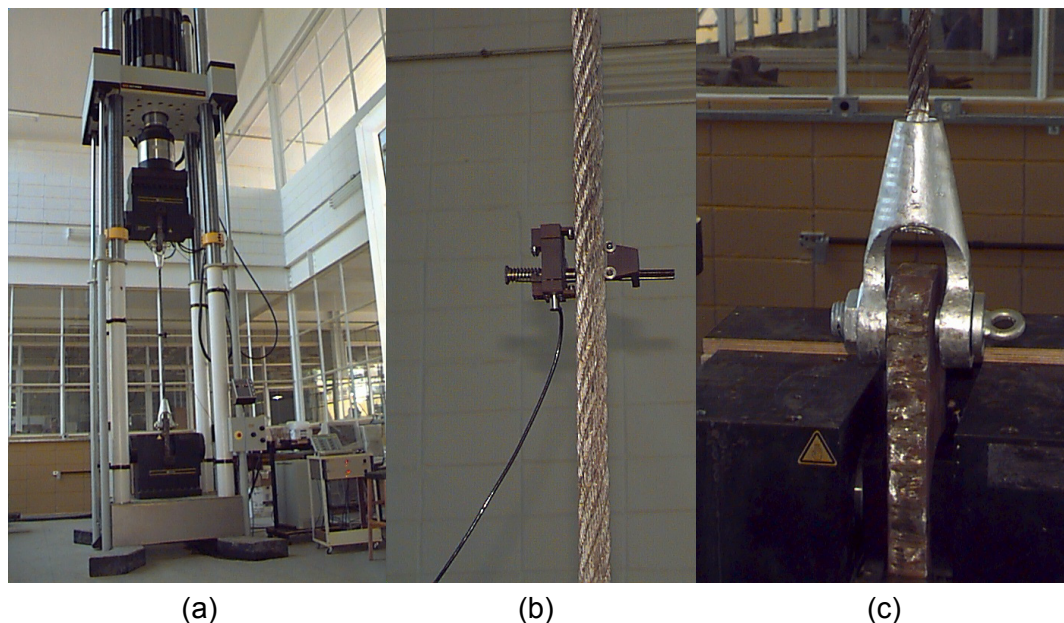


Figura 4.4 - (a) Montagem do ensaio, (b) extensômetro de garra, (c) detalhe do soquete do cabo

O gráfico da figura 4.5 apresenta a variação de deslocamento, medido entre os soquetes, com o aumento da força de tração aplicada no cabo. A região final desta curva mostra uma mudança de inclinação, indicando uma diminuição do módulo de deformação do cabo.

Um terceiro ensaio com o mesmo cabo de aço de 1" foi realizado, com o objetivo de medir a resistência efetiva de tração. Um tratamento com fluido lubrificante micro-texturizado foi executado para a remoção de possíveis pontos de ferrugem interna.

A ruptura ocorreu sob um carregamento de 320 kN, com um alongamento menor que o esperado (cerca de 1,7%). O fenômeno poderia ser caracterizado como uma ruptura frágil do cabo de aço, devido a mudanças nas suas propriedades mecânicas. No entanto, o material ensaiado esteve guardado em ambiente protegido, e apresentava boas condições visuais. Provavelmente havia uma sobretensão inicial de algumas pernas, causada por defeito na confecção dos soquetes terminais. Pode ser observada na figura 4.7 a ruptura de duas pernas do cabo nas proximidades dos soquetes.



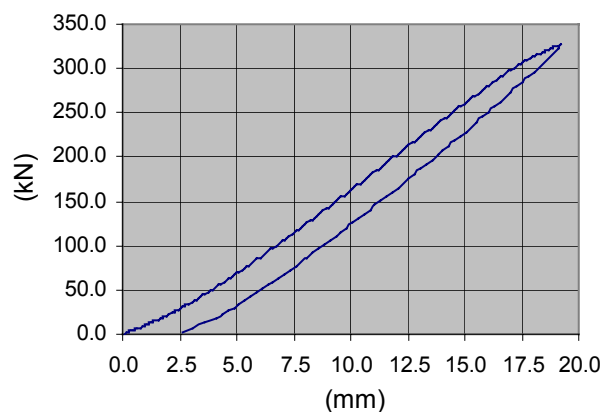


Figura 4.5 - Curva de carga-deslocamento (medido entre os soquetes) do cabo 1" de diâmetro nominal e comprimento de 1,25m

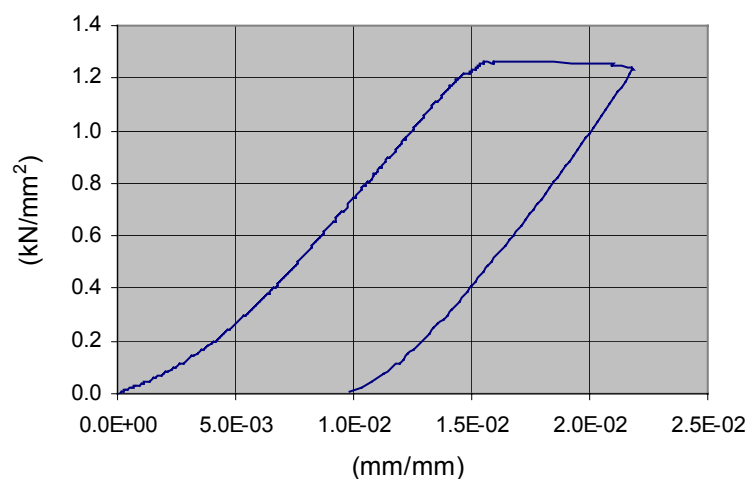


Figura 4.6 - Curva de tensão-deformação do cabo de 1" de diâmetro nominal e comprimento de 1,25 m (carregamento e descarregamento)



Figura 4.7 - Ruptura do cabo de 1" de diâmetro

## 4.2 Propriedades mecânicas dos fios de aço

Um ensaio de tração também foi realizado nos arames que compõem o cabo de aço original, utilizando-se um equipamento DARTEC do Laboratório de Estruturas de Madeiras do Departamento de Estruturas da EESC-USP. O alongamento foi monitorado através de um extensômetro apropriado de comprimento inicial de 25 mm. Foi imposto, durante todo o ensaio, um controle da velocidade de deslocamento igual a 0,01 mm/s.

Os fios de aço de diâmetro aproximado de 1,7 mm apresentaram a curva de tensão-deformação da figura 4.8. O módulo de elasticidade inicial, medido a 0,2% de deformação chegou a 20.000 kgf/mm<sup>2</sup> (200 kN/mm<sup>2</sup>). O coeficiente estrutural do cabo

é igual a  $k_{\text{cable}} = \frac{E_{\text{cable}}}{E_{\text{wire}}} = \frac{90}{200} = 0,45$ .

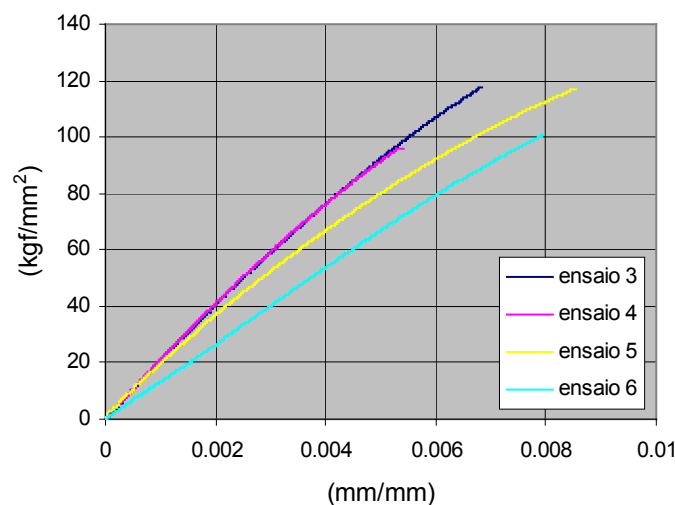


Figura 4.8 - Curvas de tensão-deformação dos fios de 1,7 mm de diâmetro

A curva aproximada de carregamento contra o alongamento total dos fios é mostrada na figura 4.9. Este alongamento foi medido através do deslocamento entre as garras do equipamento, sofrendo o efeito da sua rigidez. Foram ensaiados 6 fios, sendo cada amostra retirada de uma perna do cabo. Dois dos ensaios foram descartados, devido ao rompimento dos fios nas proximidades das garras.

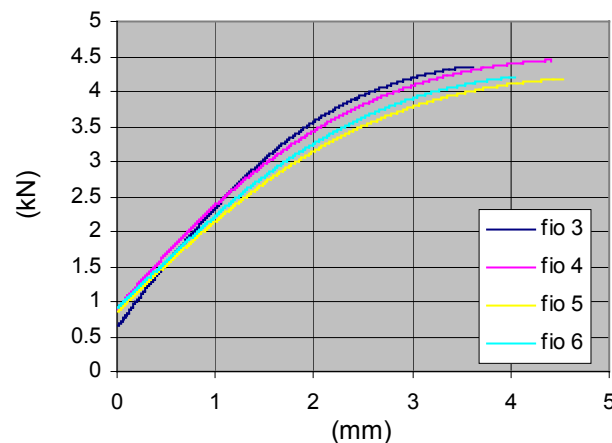


Figura 4.9 - Curvas de carga-deslocamento dos fios de 1,7 mm de diâmetro, até a ruptura

Para os outros 4 ensaios a tensão de ruptura dos fios individuais, entre 140 a 160 kgf/mm<sup>2</sup> (tabela 4.1), indica tratar-se de fios de aço de média resistência. Segundo gráfico da figura 4.10, retirado do catálogo C-11 da CIMAFE (Companhia Industrial e Mercantil de Artefatos de Ferro), os fios estão dentro da faixa de classificação *Plow Steel*.

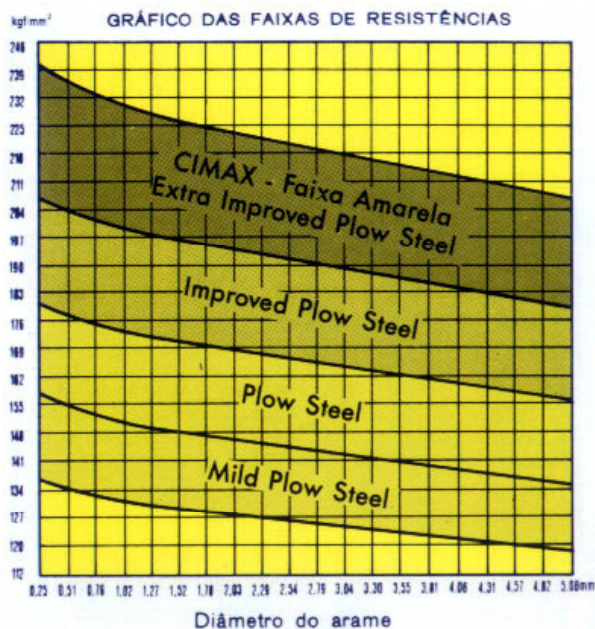


Figura 4.10 - Variação da resistência dos arames em função do seu diâmetro

Tabela 4.1				
fio	3	4	5	6
Tensão de ruptura (kgf/mm <sup>2</sup> )	163	157	147	145
força de ruptura do fio (kgf)	370	356	334	329
força de ruptura do cabo (kN)	420	405	380	375

A tensão média de 153 Kgf/mm<sup>2</sup> corresponde a uma carga de ruptura média de 3,473 kN (347,3 Kgf para uma área do fio de 2,2698 mm<sup>2</sup>). Este valor resulta em força de ruptura  $T_{rup}=396$  kN para um cabo 6x19, no caso de fios paralelos e máxima eficiência. Para o caso de cabo de alma de fibra a força de ruptura estimada é igual a  $0,86.T_{rup}=340$  kN. Portanto, conclui-se que não se poderia alcançar a força de 420 kN para o cabo, que corresponde à força de ruptura nominal.

A eficiência do cabo, que é quantificada através da relação entre a resistência de ruptura do cabo e a soma das resistências individuais dos fios que compõem o cabo em estudo, foi no caso igual a 80%.

## 5 ANÁLISE NUMÉRICA

Inicialmente foi obtida a configuração inicial da cesta em forma de parabolóide hiperbólico e contorno elíptico pelas expressões:

$$Z = -9\left(\frac{X}{122,5}\right)^2 + 14,9\left(\frac{Y}{74,5}\right)^2 \quad (5.1)$$

$$1 = \left(\frac{X}{122,5}\right)^2 + \left(\frac{Y}{74,5}\right)^2 \quad (5.2)$$

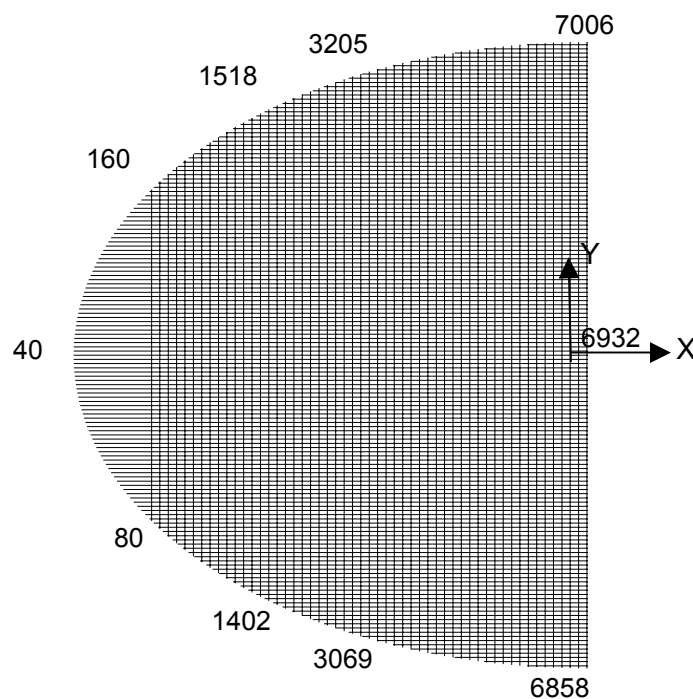


Figura 5.1 - Numeração dos nós dos setores B e C da cesta (cabos tensores paralelos ao eixo Y e cabos portantes paralelos ao eixo X)

A malha tem espaçamento de 2m segundo a direção X e de 1m na direção Y. Da geração automática dos nós da cesta, resultou um total de 13.906 nós. Problemas de mau condicionamento foram detectados, devido a alguns elementos de comprimento muito pequeno no contorno da cesta. Estes foram posteriormente incorporados aos elementos adjacentes. Além disso, melhorou-se o modelo através da retirada do cabo tensor mais abatido (em ambos os lados). Com estas modificações obteve-se uma malha de 13.863 nós (sendo 480 nós de contorno, com deslocamentos prescritos nulos) e 27.018 elementos. A numeração dos nós resultou numa diferença máxima de 149 entre o nó inicial e final de um elemento, conforme mostra a figura 5.1.

## 5.1 Aplicação da protensão

Para a primeira análise numérica considerou-se a cesta uniforme, com todos os cabos de diâmetro igual a 1 in (2,58 cm<sup>2</sup> de área metálica) e com um módulo de elasticidade do cabo igual a 90 kN/mm<sup>2</sup>.

Foram aplicados 10 incrementos de 1 kN a todos os cabos tensores. Duas situações de carregamento foram consideradas: no primeiro caso desprezou-se o peso próprio dos cabos e no segundo caso o efeito conjunto do peso próprio e protensão foi levado em conta. O peso próprio foi totalmente aplicado junto com a primeira parcela de protensão. Para a resolução empregou-se o método do Gradiente Conjugado, e adotou-se um resíduo máximo de 1 N como critério de convergência.

Tabela 5.1		
Parcela de protensão	Número de iterações	
	Carreg. protensão	Carreg. prot. + pp
1	13606	6018
2	11500	2870
3	10850	2740
4	9591	2275
5	12012	2514
6	9041	2207
7	9731	1972
8	9167	2056
9	8130	2265
10	8241	1941
total de iterações	101.869	26.858

A análise da estrutura foi inicialmente realizada utilizando-se um computador PENTIUM II, de 450 MHz de frequência e 512 Mbytes de memória RAM. Os resultados em termos de número de iterações encontram-se na tabela 5.1.

O método de Newton-Raphson também foi testado, não se obtendo convergência, no primeiro incremento de protensão e peso próprio, com menos de 3 horas de processamento. A matriz gerada é da ordem de 41.589 linhas e 450 colunas.

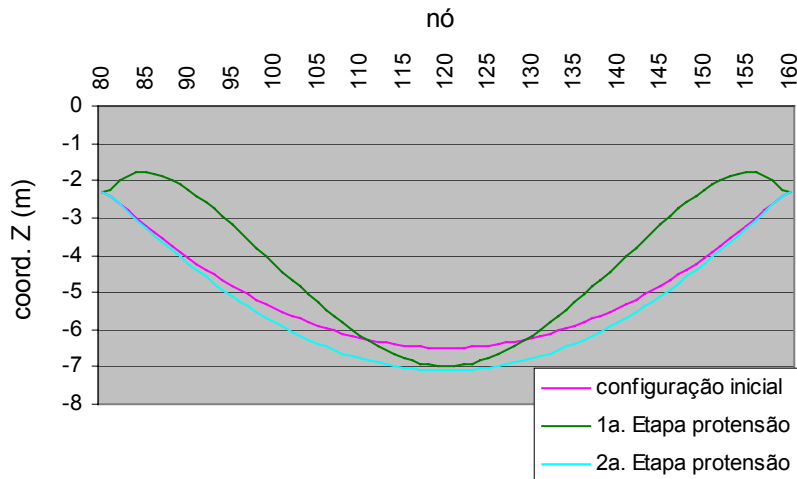


Figura 5.2 - Coordenadas verticais do cabo portante mais afastado do centro ( $x=-104\text{m}$ )

Para o segundo estudo considerou-se a estrutura com a distribuição real de cabos, isto é, tomou-se as seções transversais dos cabos como descrito na figura 4.2.

Procedeu-se a aplicação da força de protensão em duas etapas, procurando simular o procedimento de execução relatado em documentos da época (citados no item 3). Primeiramente foram esticados apenas os cabos tensores centrais (denominados de cabos 54 - 93 da figura 4.2) de maneira simétrica, com força de protensão igual a 100 kN. Em seguida os cabos restantes foram esticados com 10 kN, também de ambos os lados.

Os resultados obtidos com o programa MEF-cabos, com a resolução pelo método do Gradiente Conjugado encontram-se nas figuras 5.2 a 5.10. A análise foi realizada em uma estação de trabalho Sylicom modelo Origin 200.

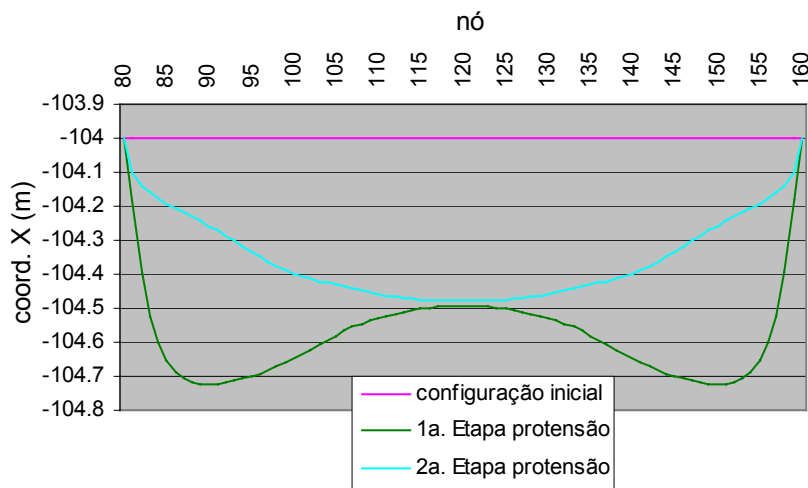


Figura 5.3 - Coordenadas X do cabo portante mais afastado do centro ( $x=-104\text{m}$ )

A observação global dos resultados numéricos mostram maiores efeitos sobre os deslocamentos verticais e horizontais na região próxima à aplicação da protensão, diminuindo na região central da cesta. A análise local do cabo portante das figuras 5.2.e 5.3 indica que os deslocamentos maiores ocorrem nas laterais da região de protensão, na primeira etapa.

A segunda etapa de protensão providencia uma superfície mais regular e próxima da superfície inicial.

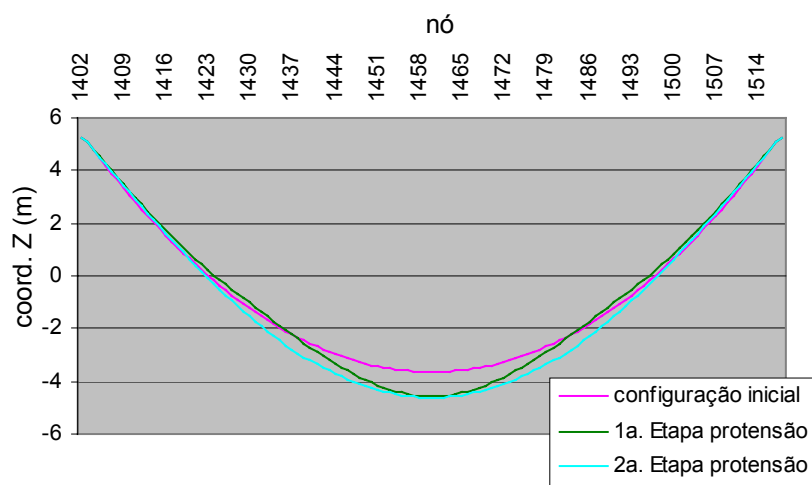


Figura 5.4 - Coordenadas Y do cabo portante (x=-78m)

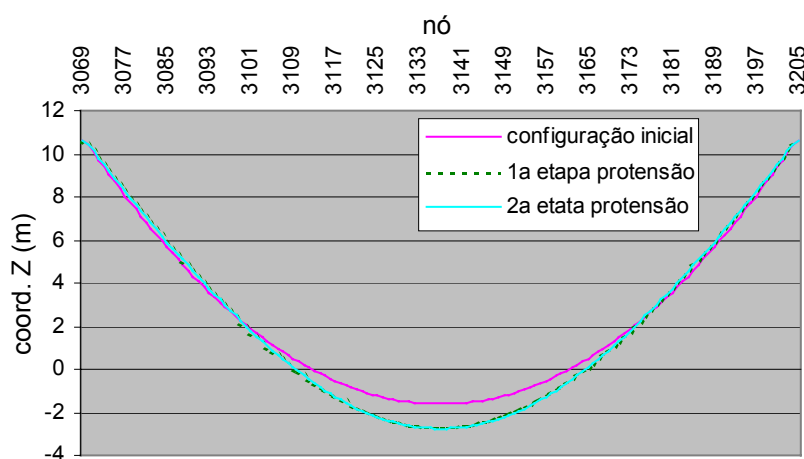


Figura 5.5 - Coordenadas Y do cabo portante (x=-52m)

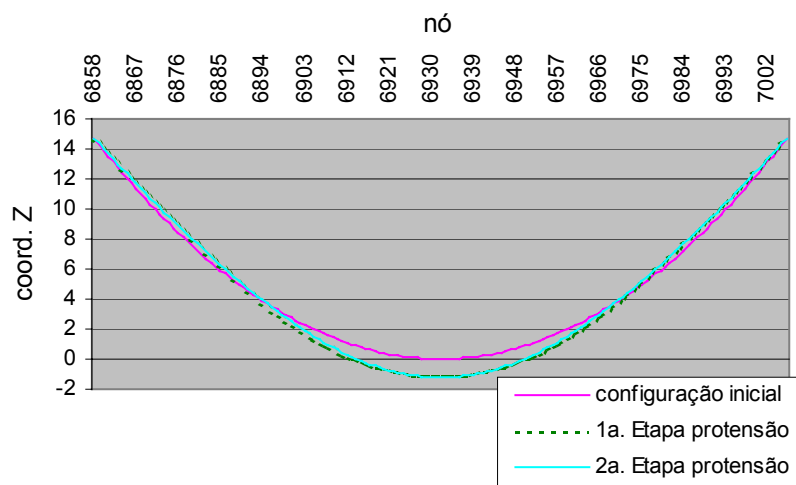


Figura 5.6 - Coordenadas verticais do cabo portante central (x=0)



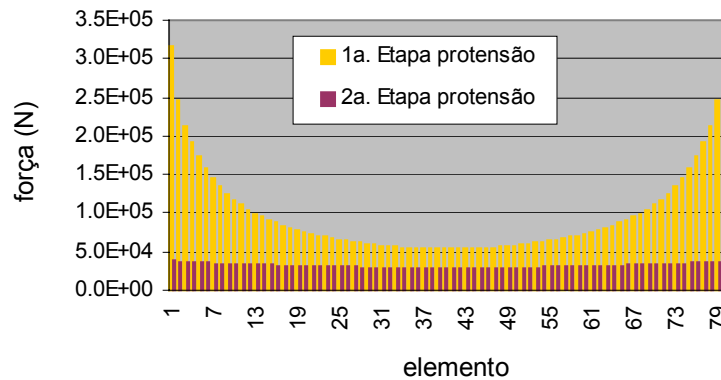


Figura 5.7 - Força nos elementos do cabo portante entre os nós 80 a 160 ( $x=-104\text{m}$ )

A primeira etapa de protensão providencia um estado de tração em todos os elementos, com menores valores (entre 300 N a 600 N) nos elementos tensores próximos ao contorno, na área central da cesta (região mais abatida). No entanto, nesta configuração de equilíbrio, as forças nos cabos portantes próximos ao contorno (na região de aplicação da força) são excessivamente altas (figura 5.7) para os cabos dimensionados.

A segunda etapa proporciona uma drástica redução da força de tração nestes elementos, chegando-se a valores seguros. Portanto, sugere-se outro esquema de protensão por etapas alternadas de menores valores, entre a região central e os cabos tensores restantes.

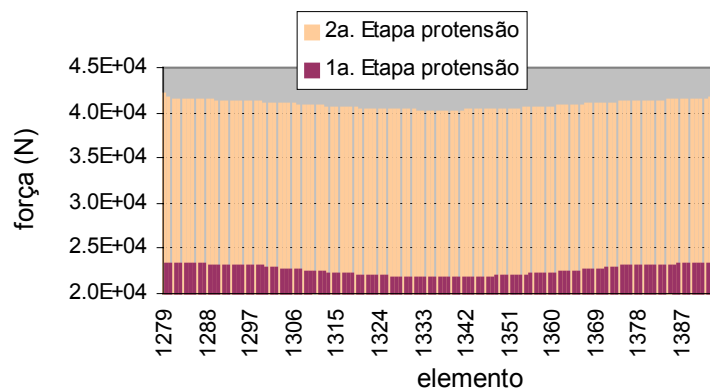


Figura 5.8 - Força nos elementos do cabo portante entre os nós 1402 a 1518 ( $x=-78\text{m}$ )

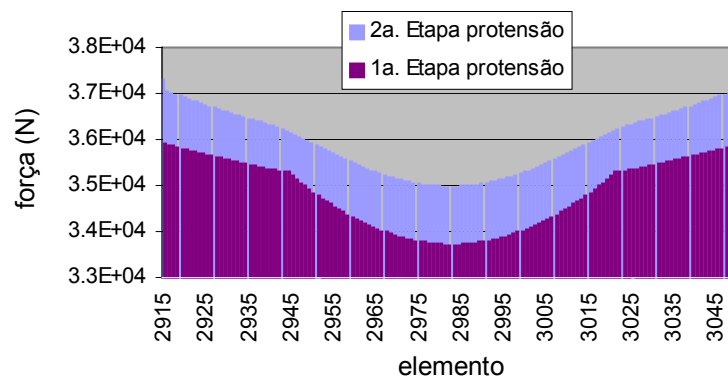


Figura 5.9 - Força nos elementos do cabo portante entre os nós 3069 a 3205 ( $x=-52\text{m}$ )

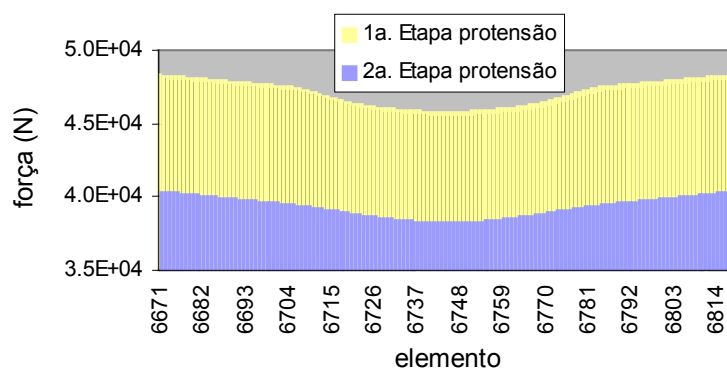


Figura 5.10 - Força nos elementos do cabo portante central - nós 6858 a 7006 ( $x=0$ )

## 5.2 Aplicação dos carregamentos

A partir da configuração pretendida foram aplicados  $1.000 \text{ N/m}^2$  de ação de vento (velocidade de  $40 \text{ m/s}$ ) e  $100 \text{ N/m}^2$  de peso próprio correspondente à vedação. Deste modo resultam forças de  $1.100 \text{ N/m}^2$  para baixo e  $900 \text{ N/m}^2$  para cima. Considerando que a rede de cabos é regular de  $1 \text{ m}$  por  $2 \text{ m}$ , aplicou-se, em cada nó, uma força de  $2.200 \text{ N}$  para baixo e  $1.800 \text{ N}$  para cima.

As figuras seguintes mostram os esforços e as configurações deslocadas de alguns cabos portantes, para os carregamentos aplicados. As figuras 5.12 a 5.14 apresentam a força nos elementos de apenas metade do cabo portante, já que os valores são simétricos para a outra metade.

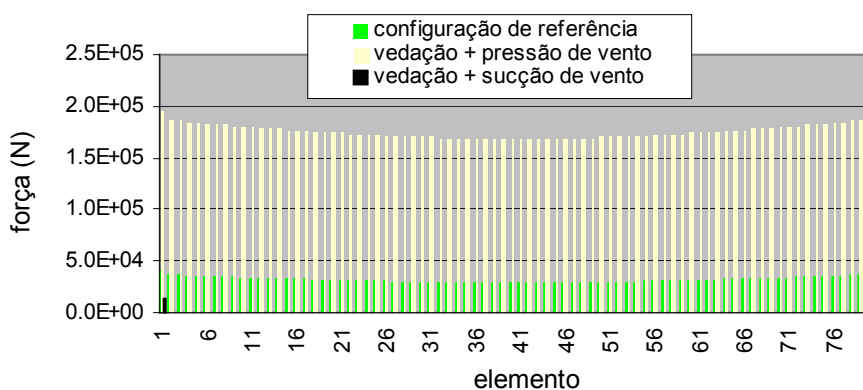


Figura 5.11 - Força nos elementos do cabo portante entre os nós 80 a 160 ( $x=-104\text{m}$ )

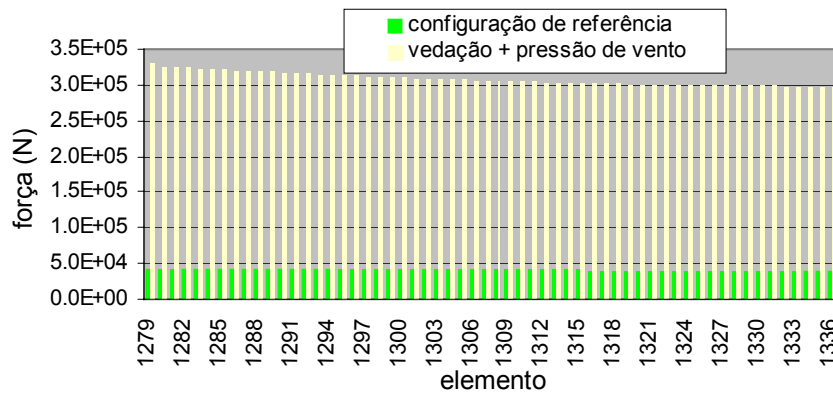


Figura 5.12 - Força nos elementos do cabo portante entre os nós 1402 a 1460 ( $x=-78\text{m}$ )

Para o carregamento simulando a sucção de vento os elementos do cabo portante para  $x=-78\text{ m}$  ficaram com reduzida força de tração (menos que 400 N).

O resultado para o primeiro carregamento (vedação + pressão de vento) indicou 688 elementos de cabo destracionados e um grande número de elementos com baixa força de tração (2560 elementos com  $T < 1\text{kN}$ ). Por outro lado os cabos portantes atingiram níveis de tensão muito elevados, o que poderia causar a ruptura de vários elementos.

Para o carregamento simulando a sucção de vento ocorreu um destracionamento dos cabos portantes na região das extremidades do eixo maior da cesta. Para o interior da cesta as variações de força diminuíram. E na região central, resultaram pequenas variações (para mais e para menos) em torno dos valores de força do estado de referência. Os cabos tensores, por sua vez, chegaram a níveis de tensão muito elevados, bem próximos ao de ruptura.

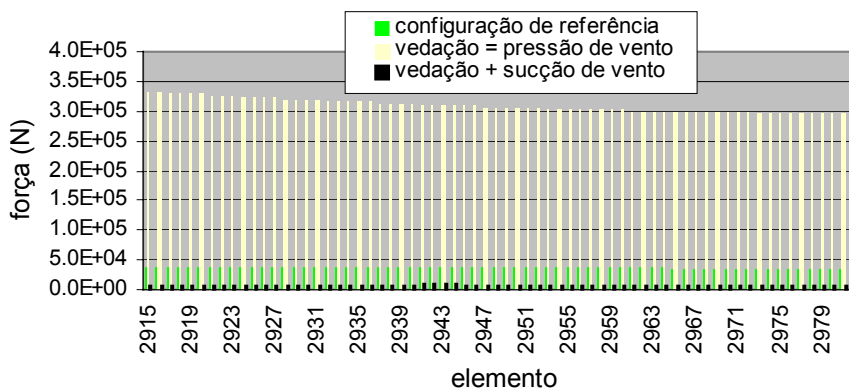


Figura 5.13 - Força nos elementos do cabo portante entre os nós 3069 a 3137 ( $x=-52\text{m}$ )

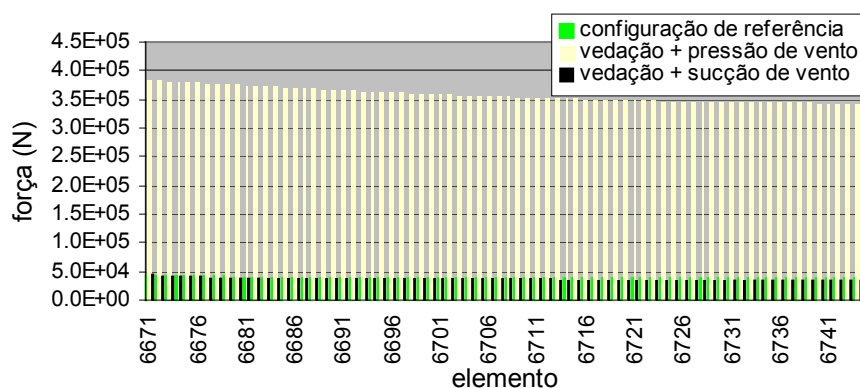


Figura 5.14 - Força nos elementos do cabo portante central - nós 6858 a 6932 ( $x=0$ )

Quanto aos deslocamentos horizontais, observam-se os maiores valores na região das extremidades do eixo maior da cesta, enquanto que os deslocamentos verticais crescem na região central.

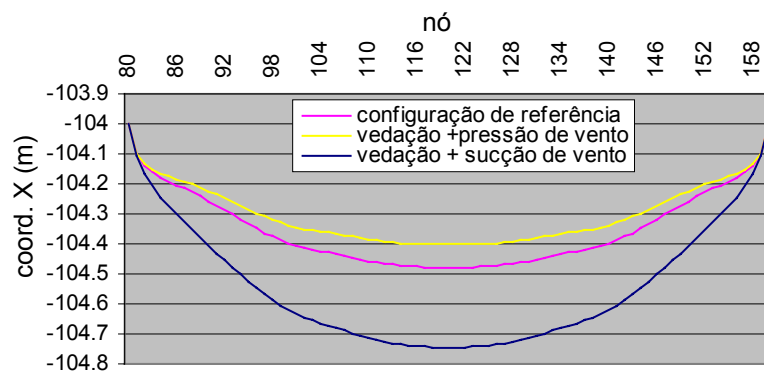


Figura 5.15 - Coordenadas X do cabo portante mais afastado do centro ( $x=-104\text{m}$ )

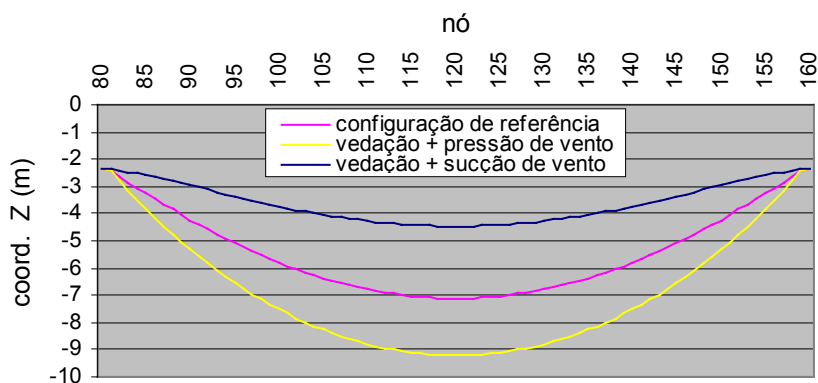
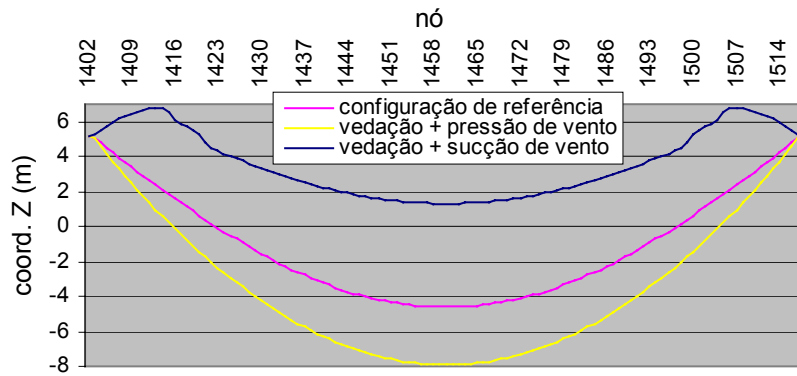
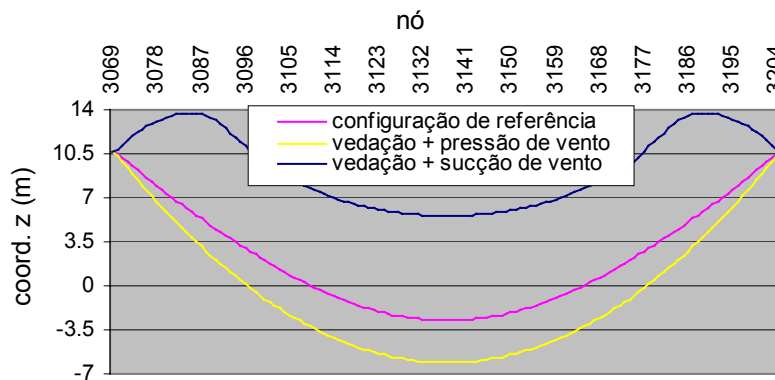
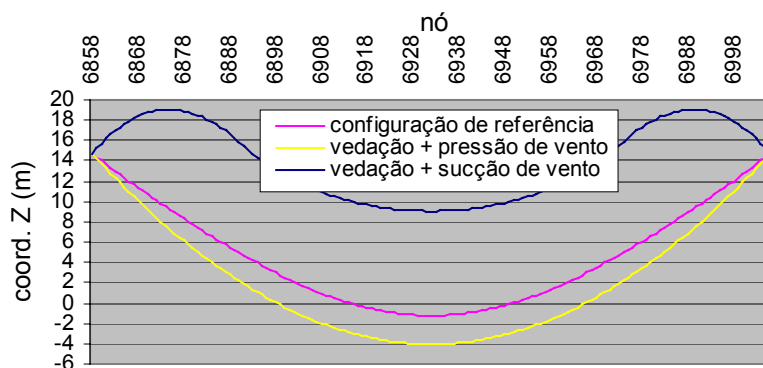


Figura 5.16: Coordenadas verticais do cabo portante mais afastado do centro ( $x=-104\text{m}$ ).

Figura 5.17 - Coordenadas verticais do cabo portante ( $x=-78\text{m}$ )Figura 5.18 - Coordenadas verticais do cabo portante ( $x=-52\text{m}$ )Figura 5.19 - Coordenadas verticais do cabo portante central ( $x=0$ )

### 5.3 Comentários sobre o pavilhão de São Cristóvão

Para os casos de carregamento de vento considerados mostrou-se que a protensão aplicada é ineficiente. A ruptura da vedação ocorreria, já que não poderia absorver os deslocamentos excessivos resultantes. Por outro lado, a partir de um determinado deslocamento o sistema vedante passa a trabalhar junto com o sistema de cabos. Utilizando-se elementos de membrana poderia ser simulado essa contribuição das chapas metálicas na rigidez global da estrutura.

Além dos problemas com a vedação, devido às pequenas seções metálicas de cabo adotadas, ocorreria a ruptura de um grande número de cabos, o que levaria a estrutura ao colapso.

Cabe lembrar que o projeto original especificava cabos com alma de aço, que são menos deformáveis, e cabos espia foram colocados na região de pequena curvatura, como descrito no item 2, para reduzir os deslocamentos devidos à sucção de vento. Na época de sua realização o cálculo da estrutura do pavilhão foi realizada a partir de métodos simplificados, e considerou-se um valor para a ação de vento bem menor que os carregamentos deste estudo.

Um sensível aumento da rigidez da estrutura pode ser obtido com o aumento da flecha dos cabos tensores e diminuição da flecha dos cabos portantes, obedecendo as características geométricas do contorno. Com essa providência, certamente a aplicação da protensão seria também mais efetiva.

## 6 BIBLIOGRAFIA

AGUIAR, E.O. (1999). **Contribuição ao estudo de estruturas de cabos para coberturas de grandes áreas livres, considerando as não linearidades física e geométrica**. São Carlos. 213p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

BARBATO, R.L.A. (1972). **Sobre o comportamento estático de cabos de coberturas pênseis**. São Carlos. 90p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

DAVID, R.A. (1995). **Estudo de cestas protendidas pela técnica do meio contínuo**. São Carlos. 102p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

BUCHHOLDT, H.A. (1985). **An introduction to cable roof structures**. Cambridge, Cambridge University Press. 257p.

FRAGOSO, P.R. (1963) Considerações sobre as coberturas suspensas. **Estrutura**, n.56, p.13-17, n.57, p.33-60.

OTTO, F. (1958). **Cubiertas colgantes**. tradução de Francisco Folguera, Barcelona, Labor. 170p.

KADLCÁK, J. (1995). **Statics of suspension cable roofs**. Brookfield, USA, A.A. Balkema. 295 p.

LEONARD, J.W. (1988). **Tension structures: behavior and analysis of cable structures**. New York, Mc. Graw Hill. 391p.

MAJOWIECKI, M. (1985). **Tensostrutture: progetto e verifica**. Milano, Cisia, 165p.

MARTINELLI, D.A.O. (1961) A observação da cobertura pênsil da exposição internacional da indústria e comércio. **Engenharia**, n.217, p.219-228.

TAKEYA, T.; BARBATO, R.L.A.; MONTANARI, I. (1980) ***Verificação da cobertura pênsil do pavilhão de São Cristóvão***. São Carlos, EESC-USP, 23p. (Relatório LE-EXT 80/2).