

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

DANIEL DE ANDRADE NOGUEIRA

**CONTRIBUIÇÃO À ANÁLISE E AO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS
PÊNSEIS – PONTES, PASSARELAS E GRANDES COBERTURAS**

São Luís

2017

DANIEL DE ANDRADE NOGUEIRA

**CONTRIBUIÇÃO À ANÁLISE E AO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS
PÊNSEIS – PONTES, PASSARELAS E GRANDES COBERTURAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil – UEMA, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof.º Msc. Clodoaldo César Malheiros Ferreira.

Co-orientador: Prof.º Msc. João Celso Marques Martins.

São Luís

2017

Nogueira, Daniel De Andrade.

Contribuição à análise e ao dimensionamento de estruturas pênses – pontes, passarelas e grandes coberturas. / Daniel De Andrade Nogueira. – São Luís, 2017.

168f.

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2017.

Orientador: Prof. Msc. Clodoaldo César Malheiros Ferreira.

Co-orientador: Prof. Msc. João Celso Marques Marques Martins.

1. Análise. 2. Cabos. 3. Dimensionamento.

4. Estruturas Pênses. I. Título.

CDU 624.5

DANIEL DE ANDRADE NOGUEIRA

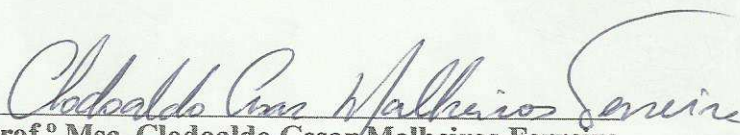
CONTRIBUIÇÃO À ANÁLISE E AO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS
PÊNSEIS – PONTES, PASSARELAS E GRANDES COBERTURAS


Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil – UEMA, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

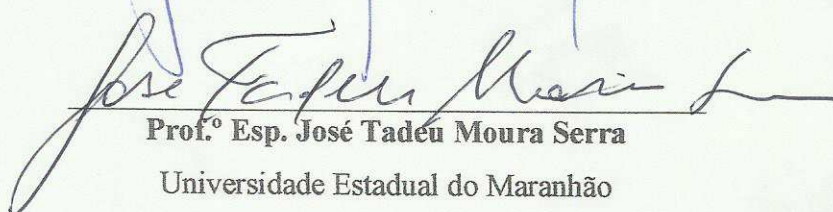
Orientador: Prof. Msc. Clodoaldo César Malheiros Ferreira.

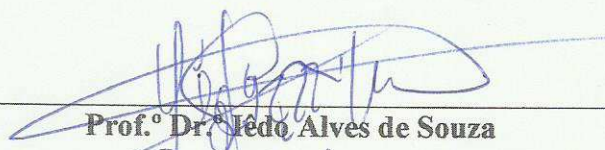
Co-Orientador: Prof. Msc. João Celso Marques Martins.

Aprovado em: 04 / 12 / 2017


Prof.º Msc. Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira
Universidade Estadual do Maranhão


Prof.º Msc. João Celso Marques Martins
Universidade Estadual do Maranhão


Prof.º Esp. José Tadeu Moura Serra
Universidade Estadual do Maranhão


Prof.º Dr.º João Alves de Souza
Universidade Estadual do Maranhão

Aos meus pais, Valdônio e Maria de Jesus, por todo amor e carinho.

Ao meu irmão Isaías.

Ao meu avô Osvaldo Nogueira (*In memoriam*).

A todos os familiares e amigos que contribuíram de alguma forma para que eu tenha chegado até aqui.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, sempre e tanto, agradeço a Deus, que na pessoa amada de Yeshua Hamashia, nos amou primeiro e se entregou por mim (e por toda a humanidade), para que hoje eu pudesse ter o privilégio de concluir essa tão sonhada graduação.

Aos meus pais, Maria de Jesus de Andrade Nogueira e Valdônio Barreto Nogueira, que sempre lutaram por dias melhores e mesmo com todas as dificuldades, sempre se esforçaram para me fazer um ser humano melhor, em todos os aspectos, e sobretudo, me dando a oportunidade de estudar para crescer sempre, em conhecimento. Muito obrigado, de coração!

Ao meu irmão Isaías Nogueira, pela amizade, preocupação, cuidados e toda irmandade ao longo de toda minha jornada existencial e acadêmica.

Aos meus avós Osvaldo Nogueira (*In memoriam*) e Noeme Nogueira, por todo o amor e apoio que me deram ao longo de toda a minha vida.

Aos meus orientadores Prof.º João Celso Marques Martins e Prof.º Clodoaldo César Malheiros Ferreira, que me orientaram com louvor, responsabilidade e assertividade, passando todos os conhecimentos necessários e experiências vividas para a conclusão deste trabalho.

Aos amigos Danrley Almeida (*In memoriam*) e Guilherme Barros (*In memoriam*), que compartilharam comigo bons momentos de infância, as aflições do vestibular, alegria da aprovação e muitas outras alegrias que hoje lembro com bastante saudade. Que Deus os tenham em um bom lugar!

Aos amigos e irmãos em Cristo, Marcos Nascimento e Levi Nascimento que foram mais que amigos ao longo de toda essa jornada, me dando apoio, confiança e compartilhando momentos de alegrias e aflições.

Aos meus amigos Raissa Catossi, Guilherme Gonçalves e Thaís Torres, pelo companheirismo, amizade e cumplicidade ao longo dessa meia década compartilhada em sala de aula, passando por momentos de alegrias, sucessos e frustrações conjuntas. Vocês serão eternos!

A todos os meus professores do Curso de Engenharia Civil da UEMA – Universidade Estadual do Maranhão, por todo o conhecimento e experiência compartilhado ao longo desses anos dentro do curso.

A todos os familiares e amigos, que de alguma maneira, contribuíram para que eu pudesse ter chegado até aqui.

A vocês, o meu muito obrigado!

“A única profissão no mundo que tem o privilégio de ter Deus, o Altíssimo, como patrono é a Engenharia Civil, pois foi Ele o primeiro construtor, quando fez o universo em sete dias.”

Prof.º Célio Sardinha

RESUMO

Este trabalho alude sobre a análise e dimensionamento de estruturas pênseis, em outras palavras, estruturas nas quais suas sustentações se dão por meio de cabos. Em geral, no âmbito da engenharia civil, destaca-se três tipos de aplicações desses sistemas, que são as pontes pênseis, passarelas pênseis e coberturas suspensas por cabos. Outrossim, é significativo elencar que duas abordagens dentro da análise desse tipo de estrutura são de extrema importância, sendo esta a análise estática e dinâmica da estrutura. A análise estática dos cabos será aqui estudada e discutida de maneira simples, prática e aplicada, dentro do contexto das estruturas em análise. Por outro lado, a análise dinâmica ou aerodinâmica dessas estruturas não será abordada nesse estudo. Outro ponto relevante apresentado no corpo do trabalho são os métodos construtivos que tornam o projeto que outrora fora idealizado, em realidade concreta. Assim, após versar sobre os aspectos teóricos da análise estrutural de cabos, foi realizado o dimensionamento de três estruturas hipotéticas, que tem obrigatoriamente em sua composição estrutural, a suspensão por cabos de aço, sendo essas estruturas analisadas e dimensionadas por processos analíticos obtidos por meio das bibliografias consultadas. Utilizou-se o auxílio de um software de engenharia para analisar as solicitações máximas das estruturas propostas no estudo e comparar os resultados obtidos via cálculo analítico. Ressalta-se ainda que esses tipos de estruturas são concebidos para vencer grandes vãos, sem a necessidade de apoios intermediários, além de promover beleza estética, confiabilidade e segurança para os usuários.

Palavras Chave: Análise. Cabos. Dimensionamento. Estruturas Pênseis.

ABSTRACT

This work presents the analysis and design of suspension structures, which are structures supported by cables. In general, in civil engineering, three types of applications of these systems stand out, which are the suspension bridges, the suspension walkways and the suspended cables. Also, it is significant to note that two approaches within the analysis of this type of structure are of extreme importance, being this the static and dynamic analysis of the structure. The static analysis of the cables will be studied here and discussed in a simple, practical and applied way, within the context of the structures under analysis. On the other hand, the dynamic or aerodynamic analysis of these structures will not be studied. Another relevant point presented in the body of work is the constructive methods that make the project that had once been idealized into concrete reality. After analyzing the theoretical aspects of the structural analysis of cables, it was carried out the design of three hypothetical structures, which must, in its structural composition, the suspension by cables of steel, these structures being analyzed and design by analytical processes obtained through the bibliographies consulted. In addition, the aid of engineering software was used to analyze the maximum requests of the structures proposed in the study and compare to the results obtained through analytical calculation. It should be noted that these types of structures are designed to overcome large gaps without the need for intermediate supports, as well as to promote aesthetic beauty, reliability and safety for users.

Keywords: Analysis. Cables. Design. Suspension Cables Structures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elemento diferencial de cabo carregado segundo seu vão e ao longo de seu comprimento.....	23
Figura 2 – Configuração parabólica com arranques desnivelados	25
Figura 3 - Configuração parabólica para arranques no mesmo nível.....	25
Figura 4 – Cabo submetido a carregamento distribuído segundo seu vão	26
Figura 5 – Configuração para o cálculo do alongamento elástico do cabo para a configuração parabólica.....	30
Figura 6 – Cabo em configuração de catenária com apoios desnivelados	34
Figura 7 – Suspensão em catenária para arranques no mesmo nível	35
Figura 8 - Estrutura típica de uma ponte suspensa por cabos	38
Figura 9 - Configuração do cabo sob carga permanente ao longo do vão	40
Figura 10 - Ponte pênsil com 3 tramos com vão central carregado.....	43
Figura 11 – Deslocamentos de uma ponte que possui tabuleiro flexível	45
Figura 12 – Elemento infinitesimal de cabo em processo de deformação	47
Figura 13 – Cabo sob ação de carregamentos concentrados	51
Figura 14 – Disposição do trem tipo de cargas móveis rodoviárias.....	54
Figura 15 – Configuração genérica de uma L.I. das reações do tabuleiro	57
Figura 16 – Reação do tabuleiro sobre um comprimento genérico L_v da viga.....	57
Figura 17 – Disposição das forças para o cálculo da tração no pendural.....	59
Figura 18 – Cobertura pênsil para disposição de planta baixa retangular	64
Figura 19 – Cestas não protendidas para coberturas com plantas circulares (a) com anel central e (b) com coluna central	65
Figura 20 – Exemplo de cesta protendida com formato de parabolóide-hiperbólico.....	65
Figura 21 – Coberturas com emprego de cabos-treliça.....	66
Figura 22 – Isopletas da velocidade básica V_0	71
Figura 23 – Cordoalhas de aço de sistema aberto	75
Figura 24 – Composição de um cabo de aço.....	75
Figura 25 – Passo do cabo	75
Figura 26 – Configuração de cabo tipo Seale.....	76
Figura 27 – Configuração de cabo tipo Filler.....	77
Figura 28 – Configuração de cabo tipo Warrington.....	77
Figura 29 - Tipo de alma de um cabo de aço de uso geral	78

Figura 30 – Tipos de torção nos cabos	78
Figura 31 – Avanços sucessivos na colocação do tabuleiro.....	82
Figura 32 – Avanços sucessivos sendo utilizado na ponte pênsil de Manhattan em 1909	83
Figura 33 – Fases construtivas do método segmental	84
Figura 34 – Fases construtivas de uma passarela suspensa para pedestres	85
Figura 35 – Segmento central do tabuleiro sendo suportado pelos cabos auxiliares	86
Figura 36 – Segmento central do tabuleiro sendo suportado pelos cabos principais.....	86
Figura 37 – Montagem do tabuleiro de uma passarela suspensa por cabos	87
Figura 38 – Fixação das placas de argamassa ou de concreto armado.....	88
Figura 39 – Fixação das placas de telhas de aço e de alumínio	88
Figura 40 – Fixação das placas de telhas de aço e de alumínio	88
Figura 41 – Fixação das placas de telhas de aço e de alumínio	88
Figura 42 – Dimensões da ponte pênsil idealizada	91
Figura 43 – Espaçamento entre os pendurais, longarinas, transversinas e contraventamentos em X do tabuleiro	92
Figura 44 – Visão tridimensional da ponte com guarda-rodas.....	93
Figura 45 – Visão longitudinal do tabuleiro da ponte pênsil	94
Figura 46 – Sistema de contraventamento em X do tabuleiro da ponte pênsil	95
Figura 47 - Guarda rodas padrão New Jersey	97
Figura 48 - Linha de influência das reações de apoio na viga de rigidez.....	101
Figura 49 - Linha de influência das reações de apoio fora da faixa do veículo	102
Figura 50 - Trem tipo resultante agindo ao longo da ponte no sentido longitudinal.....	102
Figura 51 - Trem-tipo rodoviário final de projeto	104
Figura 52 – Parâmetros de entrada	109
Figura 53 – Dados de entrada para modelagem	110
Figura 54 – Vista tridimensional da ponte pênsil modelada via SAP 2000.....	110
Figura 55 – Vista bidimensional da ponte pênsil modelada via SAP 2000.....	111
Figura 56 - Valores de H_w e H_{cm} para o vão central da ponte pênsil via SAP 2000.....	111
Figura 57 – Valor da tração máxima para o vão central da ponte via SAP 2000 para o carregamento permanente e móvel.....	112
Figura 58 – Disposição do carregamento móvel pontual atuando sobre o vão central da ponte	113
Figura 59 – Valor de H_{cm} pontual para o carregamento móvel pontual na ponte via SAP 2000	113

Figura 60 – Valor da tração máxima para o carregamento móvel pontual na ponte via SAP 2000	113
Figura 61 – Valores de H_w e H_{cm} devidos aos carregamentos permanente e móvel no vão lateral via SAP 2000	114
Figura 62 – Valores da tração máxima devidos aos carregamentos permanente e móvel no vão lateral via SAP 2000	115
Figura 63 - Modelagem da passarela pênsil com 90 m de vão livre	116
Figura 64 - Seção transversal do tabuleiro mostrando a distribuição da carga móvel atuando	120
Figura 65 - Linha de influência da reação de apoio na longarina da passarela	120
Figura 66 - Valor de H_w por análise de cabo contínuo via SAP 2000.....	125
Figura 67 - Valor da tração máxima correspondente a carga permanente via SAP 2000	125
Figura 68 - Valor de H_{cm} por análise de cabo contínuo via SAP 2000.....	126
Figura 69 - Valor da tração máxima correspondente a carga móvel via SAP 2000.....	126
Figura 70 - Valor de H_w por análise com elementos finitos de barras via SAP 2000	127
Figura 71 - Valor da tração máxima devido a carga permanente.....	127
Figura 72 - Valor de H_{cm} por análise com elementos finitos de barras via SAP 2000	128
Figura 73 - Valor da tração máxima devido a carga móvel	128
Figura 74 – Dimensões da cobertura pênsil idealizada	130
Figura 75 – Visão dos cabos, transversinas e elementos de vedação da cobertura	131
Figura 76 – Espaçamento entre os cabos.....	132
Figura 77 - Esquema dos cabos na cobertura pênsil	141
Figura 78 - Valor de H_d por análise de cabo contínuo via SAP 2000	141
Figura 79 - Valor de $T_{máxd}$ por análise de cabo contínuo via SAP 2000.....	142
Figura 80 - Valor de H_d por análise com elementos finitos de barras via SAP 2000.....	142
Figura 81 - Valor de $T_{máxd}$ por análise com elementos finitos de barras via SAP 2000	143

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Peso específico dos materiais de construção	68
Tabela 2 - Valores mínimos das cargas verticais.....	73
Tabela 3 - Categorias de resistência à tração de arames (excluindo-se arames centrais e de enchimento) para as seguintes categorias de resistência de cabos	79
Tabela 4 – Correlação entre as siglas americanas utilizadas nos catálogos de cabos e a resistência característica a tração (f_{yk})	79

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores obtidos pelo do cálculo analítico da ponte.....	144
Quadro 2 – Resumo do dimensionamento do cabo principal da ponte pênsil	144
Quadro 3 – Valores da análise obtida via SAP 2000 para o vão central da ponte	145
Quadro 4 – Comparação entre os cálculos analíticos e os resultados via software SAP 2000	145
Quadro 5 – Valores do empuxo horizontal e da tração máxima devidos a carga permanente e móvel distribuída (cálculo analítico)	147
Quadro 6 - Resumo do dimensionamento do cabo principal da passarela suspensa	147
Quadro 7 – Valores da análise via SAP 2000 por modelagem de cabo contínuo	147
Quadro 8 – Valores da análise via SAP 2000 por modelagem com elementos finitos de barras	148
Quadro 9 – Comparação entre o processo de cálculo analítico e a análise via SAP 2000 com modelo de cabo contínuo	148
Quadro 10 – Comparação entre o processo de cálculo analítico e a análise via SAP 2000 com modelo de elementos finitos de barras	148
Quadro 11 – Comparativo entre as modelagens parabólica x catenária no SAP 2000	149
Quadro 12 – Valores da análise e dimensionamento da suspensão da cobertura obtidos analiticamente.....	150
Quadro 13 – Valores da análise da cobertura pênsil modelada por cabos contínuo via SAP 2000	150
Quadro 14 – Valores da análise da cobertura pênsil modelada com elementos finitos de barras via SAP 2000.....	150
Quadro 15 – Comparativo entre o processo de cálculo analítico e a análise via SAP 2000 com modelo de cabo contínuo na cobertura suspensa.....	150
Quadro 16 – Comparativo entre o processo de cálculo analítico e a análise via SAP 2000 com modelo de elementos finito de barras na cobertura suspensa.....	151
Quadro 17 – Resumo geral das análises estáticas dos cabos nas estruturas propostas	152

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	17
1.2 JUSTIFICATIVA	18
1.3 OBJETIVOS	18
1.3.1 Objetivo geral.....	18
1.3.2 Objetivos específicos.....	19
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	19
2. METODOLOGIA.....	21
3. ESTÁTICA DAS ESTRUTURAS PÊNSEIS – CABOS INEXTENSÍVEIS	22
3.1 EQUAÇÃO GERAL DOS CABOS PARA O CARREGAMENTO UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDO - AO LONGO DO VÃO E AO LONGO DO COMPRIMENTO DO CABO	22
3.2 CABOS INEXTENSÍVEIS EM SUSPENSÃO PARABÓLICA – CARREGAMENTO AO LONGO DO VÃO.....	24
3.2.1 Ação do carregamento uniformemente distribuído	24
3.2.1.1 Efeitos secundários nos cabos – Alongamento elástico do cabo para carga uniformemente distribuída.....	29
3.2.1.2 Efeitos secundários nos cabos – Alongamento elástico do cabo devida a variação da temperatura (Δt).	31
3.3 CABOS INEXTENSÍVEIS EM SUSPENSÃO CATENÁRIA – CARREGAMENTO AO LONGO DO SEU COMPRIMENTO	33
3.3.1. Ação de carregamento uniformemente distribuído.....	33
4. APLICAÇÕES DOS CABOS NAS OBRAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL.....	37
4.1 PONTES PÊNSEIS.....	37
4.1.1 Cálculo estático	39
4.1.1.1 Teoria elástica ou teoria de primeira ordem	40
4.1.1.2 Teoria dos deslocamentos.....	45
4.1.1.3 Cálculo da força horizontal no cabo quando sujeito ao carregamento móvel concentrado.....	50
4.1.2 Levantamento das cargas.....	51

4.1.2.1 Cargas permanentes.....	52
4.1.2.2 Carga móvel.....	53
4.1.3 Dimensionamento dos pendurais e cabos	58
4.1.3.1 Pendurais	58
4.1.3.2 Cabo principal	61
4.1.4 Instabilidade aerodinâmica	62
4.1.5 Aspectos relevantes em projetos de pontes pênses	63
4.2 PASSARELAS SUSPENSAS	63
4.3 GRANDES COBERTURAS	64
4.3.2 Levantamento das cargas.....	68
4.3.2.1 Carga permanente	68
4.3.2.2 Carga do vento.....	69
4.3.2.3 Variação de temperatura.....	72
4.3.2.4 Sobrecarga usual nas edificações	72
5. ELEMENTOS CONTRUTIVOS DAS ESTRUTURAS	74
5.1 PROPRIEDADES DOS CABOS E CARACTERÍSTICAS CONSTRUTIVAS.....	74
5.2 PROCESSOS CONTRUTIVOS DE PONTES E PASSARELAS PÊNSEIS	80
5.2.1 Pontes pênses.....	80
5.2.2 Passarelas pênses	84
5.3 PARTICULARIDADES CONSTRUTIVAS NAS COBERTURAS SUSPENSAS	87
6. EXEMPLOS NUMÉRICOS DE DIMENSIONAMENTO DOS CABOS NAS ESTRUTURAS	90
6.1 PONTE PÊNSIL COM 100 M DE VÃO CENTRAL E 50 DE VÃOS LATERAIS	90
6.1.1 Cálculo das cargas permanentes agindo sobre um vão de cabos	96
6.1.2 Cálculo da força horizontal H_w devido as cargas permanentes	98
6.1.3 Comprimento total dos cabos	99
6.1.4 Geometria do cabo sob carregamento permanente.....	100
6.1.5 Cálculo da carga móvel	100
6.1.6 Cálculo da força (empuxo) horizontal H_{cm} devido ao carregamento móvel distribuído	104
6.1.7 Cálculo da força (empuxo) horizontal H_{cm} devido ao carregamento concentrado	105

6.1.8 Cálculo da tração máxima atuando sobre os cabos.....	106
6.1.9 Dimensionamento dos cabos	107
6.1.9.1 Pendurais	107
6.1.9.2 Cabo principal	108
6.1.10 Análise dos cabos da estrutura via SAP 2000	109
6.2 PASSARELA SUSPensa COM 90 M DE VÃO LIVRE	116
6.2.1 Cálculo das cargas permanentes agindo sobre um vão de cabos	117
6.2.2 Cálculo da força horizontal H_w devido as cargas permanentes	118
6.2.3 Comprimento total dos cabos	119
6.2.4 Geometria do cabo sob carregamento permanente.....	119
6.2.5 Cálculo da carga móvel	120
6.2.6 Cálculo da força (empuxo) horizontal H_{cm} devido ao carregamento móvel distribuído	121
6.2.7 Cálculo da tração máxima atuando sobre os cabos.....	122
6.2.8 Dimensionamento dos cabos	123
6.2.8.1 Pendurais	123
6.2.8.2 Cabo principal	124
6.2.9 Análise dos cabos da estrutura via SAP 2000	124
6.3 COBERTURA SUSPensa COM 80 M DE VÃO LIVRE	129
6.3.1 Cálculo das cargas permanentes agindo sobre um cabo da cobertura.....	133
6.3.2 Sobrecarga atuando sobre a cobertura	134
6.3.3 Carga do vento agindo sobre a cobertura	134
6.3.4 Combinação das solicitações em um cabo da cobertura	137
6.3.5 Cálculo da força horizontal H nos apoios.....	137
6.3.6 Comprimento total dos cabos	138
6.3.7 Equação da parábola - Geometria do cabo	138
6.3.8 Cálculo da tração máxima atuando sobre os cabos.....	139
6.3.9 Dimensionamento dos cabos	139
6.3.10 Análise do cabo via SAP 2000.....	140
7. ANÁLISE DOS RESULTADOS E COMPARAÇÕES.....	144
7.1 PONTE PÊNSIL	144
7.2 PASSARELA PÊNSIL	146
7.3 COBERTURA PÊNSIL.....	149

7.4 COMPARAÇÕES GERAIS	151
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	154
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	157
APÊNDICES	160
APÊNCIDE A – RESUMO DAS FORMULAÇÕES TEÓRICAS PARA CADA CONCEPÇÃO DE CABO	161
ANEXOS	163
ANEXO A – CATÁLOGO DE CABOS PARA DIMENSIONAMENTO (CORDAL MINAS)	164
ANEXO B – TABELA DE PERFIS PARA ESTRUTURAS METÁLICAS (CURSO BÁSICO DE ESTRUTURAS DE AÇO - PÉRICLES BARRETO)	166

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

De acordo com Süssekind (1980), cabos são elementos estruturais que podem ser usados em diferentes tipos e sistemas estruturais, como por exemplo em peças portantes nas pontes pênséis e nos teleféricos, elementos estruturais para condução de energia elétrica nas linhas de transmissão, vencendo grandes vãos entre as torres da linha, e ainda, são utilizados nos tempos hodiernos como elemento portante de coberturas com grandes vãos.

Em uma definição mais técnica, cabos podem ser considerados como membros estruturais delgados, longos e flexíveis que são projetados para resistir apenas esforços normais de tração. Ora, a flexibilidade dos cabos se configura em uma característica substancial no desenvolvimento desse estudo, uma vez que essa hipótese faz parte do cálculo estático dos cabos, que testifica que o momento fletor em qualquer seção do cabo deve ser nula, o que promove o elemento estrutural a trabalhar apenas na tração simples.

Nesse sentido, por possuir aplicações diversas nas mais variadas estruturas projetadas pelo engenheiro civil, tal estudo atesta uma perspectiva relevante, uma vez que pretende ilustrar como se dão os processos de análise e dimensionamento dos cabos nessas estruturas, bem como ainda, mostrar as particularidades significativas dentro de cada aplicação prática proposta nesse estudo – pontes, passarelas e grandes coberturas.

Ora, é de conhecimento técnico que as pontes, por exemplo, de acordo com Pfiel (1976) são obras de arte destinada a transpor obstáculos (rios, braços de mar, vales profundos, outras vias, etc), dando assim continuidade ao leito normal de uma via e são constituídas basicamente de três sistemas principais: superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura. Na proa dessa assertiva, as pontes pênséis se configuram pelo fato da sua superestrutura ser formada por um sistema de cabos e tirantes ou pendurais, que trabalham a tração simples. Na maioria das vezes, esse tipo de estrutura é usado para vencer grandes vãos e segundo O'Connor (1976), esses sistemas são preferidos para vão maiores que 600 m, entretanto, competem com outros tipos de pontes com vãos de até 300 m.

As passarelas, podem ser classificadas como pequenas pontes usadas apenas para travessia de pedestres, possuindo vãos pequenos de até 100 metros, por exemplo. Já as aplicações nas grandes coberturas são presenciadas em grandes aeroportos, estádios de futebol e em pavilhões abertos com grandes vãos, no geral. Assim, o entendimento desse elemento

estrutural é de valor substancial tanto nos aspectos de análise e dimensionamento, quanto no que se refere aos elementos constituintes em seu processo de montagem e ancoragem nas obras comentadas.

Partindo desses pressupostos, a análise e dimensionamento serão estudadas abordando, sobretudo, o aspecto estático-geométrico dessas estruturas, buscando promover de maneira simples e prática o entendimento dos assuntos discutidos.

1.2 JUSTIFICATIVA

Não raro, é consenso que a construção civil movimentava cifras significativas do PIB brasileiro, assim, a construção de pontes, passarelas e grandes coberturas se enquadram dentro desse mercado, de maneira a promover o desenvolvimento econômico, social e até mesmo, cultural, das regiões onde elas se instalam, haja vista que são consideradas como obras de arte relevantes no contexto da engenharia civil.

Nesse ínterim, as estruturas pênseis atestam uma configuração estética rica em sofisticação, beleza e imponência, bem como demonstram perspectivas desafiadoras, tanto em aspectos de projeto, quanto em termos construtivo, uma vez que necessitam de alto conhecimento técnico para realização de obras desse nível.

Entretanto, é tácito que a maioria dos cursos de Engenharia Civil a nível de graduação no país não dispõem de disciplinas específicas que englobem esse tipo de estudo, bem como suas aplicações práticas. Nesse sentido, a motivação para o desenvolvimento desse trabalho é, precisamente, contribuir para o enriquecimento de nossa bibliografia, proporcionando um material simples e prático para a análise estática e dimensionamento de estruturas desse tipo, dando ênfase em estruturas de aço.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Estudar a análise e dimensionamento das estruturas pênseis, enfatizando aplicações práticas nas pontes, passarelas e coberturas com grandes vãos.

1.3.2 Objetivos específicos

- Fazer uma revisão de literatura sobre a análise estática dos cabos em suas configurações parabólicas e de catenária;
- Abordar aspectos de dimensionamento dos cabos de aço em sistemas estruturais em geral;
- Abordar aplicações práticas em pontes, passarelas e coberturas, mostrando as particularidades de análise em cada uma delas;
- Abordar os elementos e os processos construtivos das pontes, passarelas e coberturas pênseis;
- Dimensionar os cabos, por meio exemplificação numérica, de uma ponte pênsil com extensão de 200 m, sendo 100 m de vão central e 50 m de vãos laterais;
- Dimensionar os cabos, por meio exemplificação numérica, de uma passarela pênsil com vão livre de 90 m;
- Dimensionar os cabos, por meio exemplificação numérica, de uma cobertura pênsil com vão livre entre apoios de 80 m;
- Comparar os resultados da análise estrutural dos cabos com o auxílio de um software de engenharia.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho foi dividido em oito capítulos, sendo a introdução o primeiro, o segundo para a metodologia, o terceiro, quarto e quinto para a parte de fundamentação teórica, o sexto para análise e dimensionamento das estruturas que aqui serão enfatizadas (pontes, passarelas e coberturas pênseis), o sétimo para discussões e comparações dos resultados obtidos e o oitavo para as conclusões sobre o assunto abordado.

O capítulo 1, Introdução, mostra em linhas gerais o tema que será abordado no decorrer do estudo. Além disto, neste capítulo são apresentadas a justificativa do estudo, e ainda, os objetivos a serem atingidos com a finalização dessa pesquisa.

O capítulo 2, Metodologia, apresenta os métodos utilizados e realizados para elaboração deste trabalho.

O capítulo 3, Fundamentação teórica, nele será mostrado as concepções e formulações sobre a estática dos cabos, considerando estes inextensíveis, assim o enfoque

principal será na formulação dos parâmetros geométricos e físicos que envolvem a análise estrutural de cabos em linhas gerais.

O capítulo 4, Fundamentação teórica, aborda conceitos e parâmetros específicos enfatizando as particularidades da análise estática das estruturas frisadas neste trabalho – pontes, passarelas e coberturas suspensas por cabos.

O capítulo 5, Fundamentação teórica, é mostrado os processos constituintes dos cabos, bem como os elementos e processos construtivos de pontes, passarelas e coberturas pênseis.

O capítulo 6, Exemplificações numéricas, são analisadas e dimensionadas uma ponte pênsil com 200 m de extensão, sendo 100 m de vão central e 50 m de vãos laterais; uma passarela pênsil com 90 m de vão livre e uma cobertura suspensa por cabos em paralelo com vão livre entre apoios de 80 m. Ainda neste capítulo são mostrados a análise via software de engenharia para cada uma dessas estruturas.

O capítulo 7, Análise dos resultados e comparações, são feitos os apontamentos a respeito dos resultados obtidos no capítulo 6, enfatizando as diferenças entre o processo analítico de análise e dimensionamento e os valores obtidos com o auxílio do software de engenharia SAP 2000.

O capítulo 8, Considerações finais, é feito as ponderações finais a respeito do trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros. Outrossim, é reforçado a substancialidade do trabalho para a engenharia civil e suas perspectivas.

E por fim, apresentam-se as referências bibliográficas, os apêndices e os anexos, completando a estrutura do trabalho com as fontes utilizadas e complementos que foram usados para elaboração da monografia.

2. METODOLOGIA

O Trabalho de Conclusão de Curso foi elaborado a partir de consultas a livros de autores consagrados na literatura disponível, trabalhos de outras Universidades no Brasil e no exterior, e pesquisas, dentro da área de estruturas pênseis ou suspensas por cabos. Dessa forma, foi desenvolvido a partir das pesquisas, conceitos e formulações, bem como os fatores relevantes a serem considerados na análise e dimensionamento das estruturas pênseis.

Na proa dessa assertiva, as informações obtidas foram utilizadas para estudos de caso de uma ponte, uma passarela e uma cobertura pênsil, abordando como se dá a análise e o dimensionamento dos cabos nessas respectivas estruturas, sendo o cálculo realizado manualmente. Ademais, para a parte dos estudos de caso, contou-se com o auxílio do software comercial SAP 2000 para auxílio da análise, bem como para fazer os apontamentos e comparações necessários para atestar o cálculo analítico feito nesse estudo.

Por fim, após a realização das análises e dimensionamento das estruturas propostas, fez-se as argumentações finais a respeito da contribuição e relevância do trabalho, e ainda, apresentou-se sugestões para trabalhos futuros.

3. ESTÁTICA DAS ESTRUTURAS PÊNSEIS – CABOS INEXTENSÍVEIS

Quando se fala em estruturas pênseis, entende-se que estas por via de regra, estão relacionadas aquelas estruturas que são suspensas por meio de cabos, sendo estes na maioria das vezes, de aço. De acordo com Süsserkind (1980), o estudo estático dos cabos é feito considerando-os perfeitamente flexíveis, ou seja, o momento fletor é tido como nulo em todas as seções, sendo tal hipótese confirmada por verificações experimentais cuidadosas que não serão tratadas aqui nesse estudo.

Na proa dessa assertiva, elenca-se então, que os cabos são solicitados apenas por esforços normais de tração. Assim, é significativo entender que para que se tenha uma definição exata da estrutura de um cabo é primordial entender e encontrar tais parâmetros:

- a) O tipo de disposição geométrica na qual o cabo se configura, se esta é parabólica ou catenária.
- b) O valor da força ou componente horizontal H , presente nos apoios de fixação da estrutura.
- c) O valor da tração máxima na qual o cabo está sendo solicitado, para que através deste valor, se possa dimensionar corretamente a seção da estrutura.
- d) E ainda, o comprimento final do cabo.

Dessa forma, são essas as formulações a serem apresentadas ao longo desse capítulo que abordará o estudo estático dos cabos, considerando estes inextensíveis, ou seja, sem deformações.

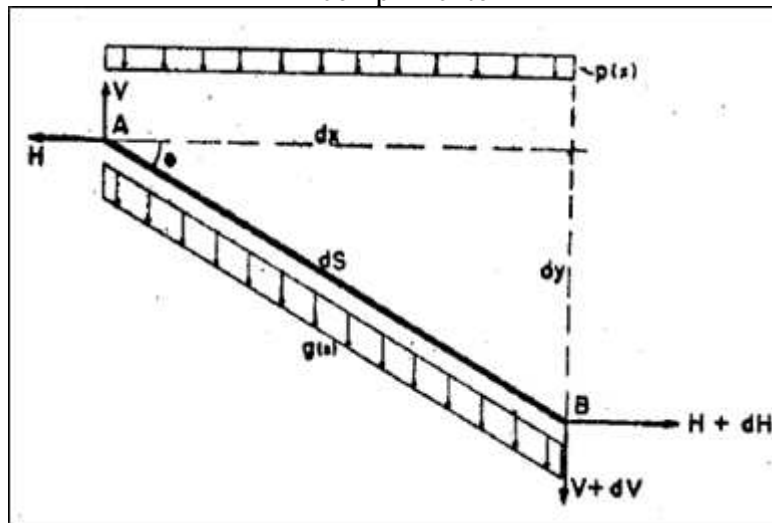
3.1 EQUAÇÃO GERAL DOS CABOS PARA O CARREGAMENTO UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDO - AO LONGO DO VÃO E AO LONGO DO COMPRIMENTO DO CABO

Para que se tenha um entendimento inicial da estática que envolve as estruturas suspensas, é significativo conhecer como é fundamentado a análise estrutural dos cabos, sobretudo, na busca pelas componentes essenciais para definição da geometria do mesmo, que é a força de tração máxima, as reações de apoio, em especial, a componente horizontal, e ainda, o comprimento do cabo. Nesse aspecto, Fonseca (1958, apud Barbato 1972) por meio da figura 1, demonstra a origem da equação diferencial geral de equilíbrio para estruturas suspensas sujeitas a carregamentos uniformemente distribuídos ao longo do vão e ao longo de seu comprimento, e partir dela, tem-se a dedução e o equacionamento final para cada caso em particular, onde as cargas atuam com uma configuração geométrica parabólica (carregamentos

apenas ao longo do vão) e outra em catenária (carregamentos ao longo do comprimento do cabo).

Para se obter a equação diferencial de equilíbrio, é isolado um comprimento genérico AB de um cabo, representando ainda, os esforços atuantes no elemento isolado, conforme ilustra a figura 1.

Figura 1 – Elemento diferencial de cabo carregado segundo seu vão e ao longo de seu comprimento



Fonte: Barbato (1972)

Dessa forma, fazendo o equilíbrio estático do elemento diferencial da figura 1, com o somatório das forças verticais sendo zero, bem como o das forças horizontais, e ainda, calculando o momento no ponto B, considerando o sentido anti-horário positivo, teremos que:

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow p \cdot dx + g \cdot dS + V + dV - V = 0$$

$$dV = -p \cdot dx - g \cdot dS \quad (\text{Eq. 1})$$

$$\sum F_h = 0 \Rightarrow H + dH - H = 0$$

$$dH = 0 \quad (\text{Eq. 2})$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow H \cdot dy = V \cdot dx$$

$$V = \frac{dy}{dx} H \quad (\text{Eq. 3})$$

Aplicando o teorema de Pitágoras no triângulo retângulo formado pela hipotenusa dS e pelos catetos dx e dy , encontraremos que:

$$dS = \left[\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \right] dx \quad (\text{Eq. 4})$$

Com isso, e substituindo (3) em (1), tem-se que:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{p}{H} - \frac{g}{H} \times \left[\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \right] \quad (\text{Eq. 5})$$

Tal equação diferencial de segunda ordem, atesta o comportamento estático dos cabos que são submetidos a ações conjuntas de cargas uniformemente distribuídas ao longo do vão e ao longo do comprimento.

3.2 CABOS INEXTENSÍVEIS EM SUSPENSÃO PARABÓLICA – CARREGAMENTO AO LONGO DO VÃO

3.2.1 Ação do carregamento uniformemente distribuído

De acordo com Barbato (1972), quando se tem a ação de um carregamento uniformemente distribuído apenas ao longo do vão, na estrutura do cabo, podemos considerar que $g = 0$, dessa maneira a equação diferencial escrita em (Eq. 5), fica:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{p}{H} \quad (\text{Eq. 6})$$

Integrando a equação acima, chega-se à dois equacionamentos possíveis para a configuração geométrica do cabo, sendo elas para arranques desnivelados e para arranques nivelados. Nesse sentido, para os arranques desnivelados, tem-se:

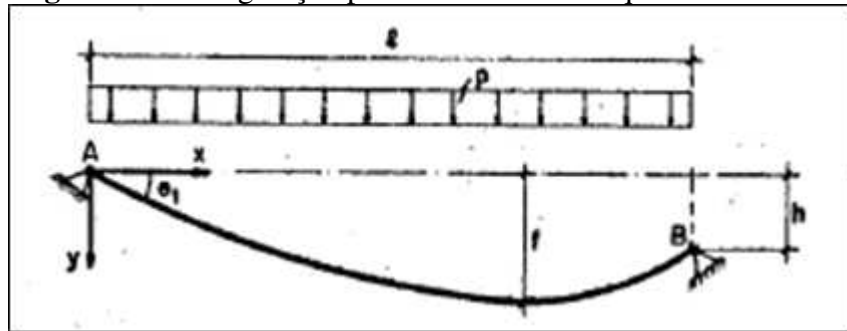
$$y = -\frac{px^2}{2H} + \left(\frac{pl}{2H} + \frac{h}{l}\right)x \quad (\text{Eq. 7})$$

Onde:

- p - Carga uniformemente distribuída ao longo do vão;
- h – Desnível entre os apoios;
- H – Componente horizontal da reação nos apoios;
- l – Comprimento do vão.

A figura 2 abaixo ilustra a geometria descrita pela equação (7).

Figura 2 – Configuração parabólica com arranques desnivelados



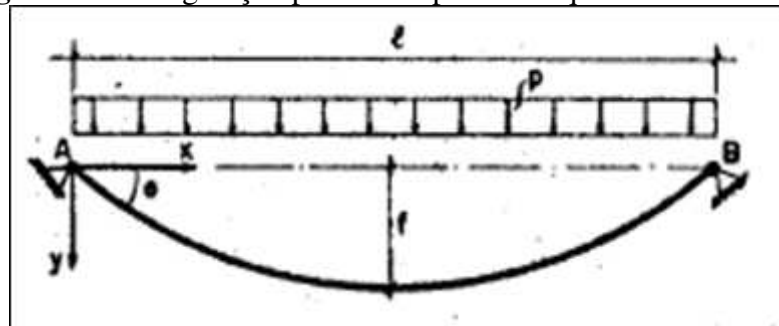
Fonte: Barbato (1972)

A equação da parábola para apoios no mesmo nível é dada por

$$y = -\frac{px^2}{2H} + \left(\frac{pl}{2H}\right)x \quad (\text{Eq. 8})$$

A figura 3 mostra a configuração geométrica do cabo inextensível da equação (8).

Figura 3 - Configuração parabólica para arranques no mesmo nível

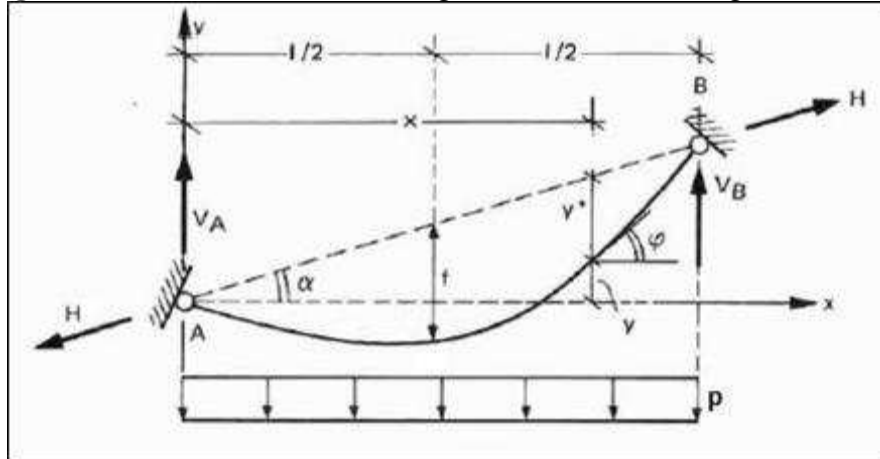


Fonte: Barbato (1972)

Uma vez que se conhece as equações que regem o comportamento estático-geométrico do cabo quando submetido a um carregamento distribuído apenas ao longo do seu vão, é preciso conhecer agora, o valor da componente horizontal (H), da tração máxima ($T_{\text{máx}}$)

a qual o cabo está submetido e o comprimento total do cabo (S). Nessa linha, considere o esquema estrutural proposto por Süsseskind (1980) na figura 4.

Figura 4 – Cabo submetido a carregamento distribuído segundo seu vão



Fonte: Adaptado de Süsseskind (1980)

Dado o esquema da figura 4, o valor de H, de acordo com Süsseskind (1980), é dado por:

$$H = \frac{pl^2}{8f \cos \alpha} \quad (\text{Eq. 9})$$

Onde:

p – Carga uniformemente distribuída ao longo do vão da estrutura;

l – Comprimento do vão;

f – Flecha máxima;

α – Ângulo de inclinação entre os apoios.

Assim, fica evidente que quando apoios estão localizados no mesmo nível, teremos que $\alpha = 0^\circ$, fazendo com que a equação (9) passe a valer:

$$H = \frac{pl^2}{8f} \quad (\text{Eq. 10})$$

Em termos práticos, conhecido o valor da carga distribuída (p), o comprimento do vão (l) e o valor da flecha máxima (f), e o valor do ângulo de inclinação α (no caso de arranques desnivelados), o valor de H é encontrado com facilidade. É significativo elencar ainda que, na

maioria das estruturas, tais valores já são pré-determinados no processo de concepção, modelagem e cálculo da estrutura.

Para o valor da tração (T) ao longo do cabo, Fonseca (1958, apud Barbato 1972) reza que para arranques em desnível, podemos utilizar a equação que segue:

$$T(x) = H \sqrt{1 + \left[-\frac{px}{H} + \left(\frac{pl}{2H} + \frac{h}{l} \right) \right]^2} \quad (\text{Eq. 11})$$

Sendo h o valor da altura entre os apoios.

Para Süsserkind (1980), os esforços normais máximos de tração ocorrerão sempre em uma das extremidades do cabo, dessa maneira, tem-se que

Para $x = 0$:

$$T(0) = H \sqrt{1 + \left[\left(\frac{pl}{2H} + \frac{h}{l} \right) \right]^2} \quad (\text{Eq. 12})$$

Para $x = l$:

$$T(l) = H \sqrt{1 + \left[-\frac{pl}{H} + \left(\frac{pl}{2H} + \frac{h}{l} \right) \right]^2} \quad (\text{Eq. 13})$$

Quando os apoios estão no mesmo nível, teremos que o valor da tração máxima ($T_{m\acute{a}x}$) será dada por:

$$T_{m\acute{a}x} = H \sqrt{1 + 16 \times \left(\frac{f}{l} \right)^2} \quad (\text{Eq. 14})$$

Ou

$$T_{m\acute{a}x} = \frac{pl^2}{8f} \sqrt{1 + 16 \times \left(\frac{f}{l} \right)^2} \quad (\text{Eq. 15})$$

Nesse caso, o valor da tração máxima nos apoios será igual.

Para o cálculo do comprimento total do cabo (S), considera-se a expressão (4) e aplica-se a derivada na equação (7), para que tenhamos:

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{px}{H} + \left(\frac{pl}{2H} + \frac{h}{l}\right) \quad (\text{Eq. 16})$$

Substituindo (16) em (4), chegaremos à

$$dS = \left[\sqrt{1 + \left[-\frac{px}{H} + \left(\frac{pl}{2H} + \frac{h}{l}\right) \right]^2} \right] dx \quad (\text{Eq. 17})$$

Integrando a equação (17), chega-se em (18).

$$S = \frac{H}{2p} \left\{ \left[\frac{px}{H} - \left(\frac{pl}{2H} + \frac{h}{l}\right) \right] \times \sqrt{1 + \left[\frac{px}{H} - \left(\frac{pl}{2H} + \frac{h}{l}\right) \right]^2} + \log \left| \frac{px}{H} - \left(\frac{pl}{2H} + \frac{h}{l}\right) + \sqrt{1 + \left[\frac{px}{H} - \left(\frac{pl}{2H} + \frac{h}{l}\right) \right]^2} \right| \right\}_0^l \quad (\text{Eq. 18})$$

Süssekind (1980), mostra que o comprimento total do cabo pode ser calculado a partir da expressão (19), uma vez que a aproximação é considerada bastante precisa, então o valor de S fica sendo como:

$$S \cong \frac{l}{\cos\alpha} \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{f}{l}\right)^2 \times \cos^4 \alpha \right] \quad (\text{Eq. 19})$$

Nos casos em que os arranques estão no mesmo nível, a equação (19) fica valendo como sendo:

$$S \approx l \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{f}{l}\right)^2 \right] \quad (\text{Eq. 20})$$

É significativo frisar que de acordo com Süssekind (1980), nos casos os quais se tem a relação $\frac{f}{l} \leq 0,20$, que configura a maioria das aplicações práticas na engenharia, e

quando os arranques estão dispostos no mesmo nível, o erro cometido ao utilizarmos a equação aproximada (19), e consequentemente a (20), é de no máximo 0,5%, para mais, no comprimento do cabo.

Outro dado relevante apontado pelo autor, é o fato de que para esses casos onde $\frac{f}{l} \leq 0,20$, o máximo erro que se pode cometer no cálculo das solicitações normais máximas ao utilizarmos uma concepção de cabo parabólica ao invés de catenária (item 3.3) será na ordem de 6% para menos, ou seja, os valores da componente horizontal (H) e da tração máxima (T_{máx}) no cabo, podem ser até 6% menores quando um cabo com o seu carregamento atuando ao longo do comprimento, é considerado com o carregamento atuando ao longo do vão. Nesse sentido, tais erros atestam algo oportuno e plausível.

Outro ponto substancial destacado por este autor é que, a equação (19) é vantajosa para determinar o comprimento de cabos submetidos a cargas uniformemente distribuídas segundo o vão e cargas concentradas, uma vez que, cada trecho do cabo entre duas cargas concentradas consecutivas será parabólico, valendo assim, a equação (19). Com isso, a soma dos diversos trechos dará o comprimento total do cabo.

3.2.1.1 Efeitos secundários nos cabos – Alongamento elástico do cabo para carga uniformemente distribuída.

Quando se remete ao estudo linear dos cabos, estes por simplicidade, são tratados, como feito até aqui, com as seguintes hipóteses: sendo estes perfeitamente flexíveis e inextensíveis, em outras palavras, a primeira hipótese nos diz que a rigidez a flexão da estrutura é considerada como sendo nula, e a segunda, reza que o comprimento do cabo permanece o mesmo, antes e após uma dada deformação.

Uma vez entendido tal pressuposto e conhecendo da resistência dos materiais, que todo corpo submetido a uma solicitação sofre uma deformação, podendo ser esta elástica (reversível) ou plástica (permanente). Para efeitos de simplicidade e comodidade funcional das estruturas, é recomendável que sempre trabalhem dentro do regime elástico, por mais que, na maioria dos casos, tal consideração não ilustre o comportamento real da estrutura analisada.

Assim, o cálculo do alongamento elástico de um trecho de cabo submetido a um carregamento uniforme e distribuído ao longo do vão de uma estrutura de cabo, pode ser obtido através da expressão apresentada por Süsskind (1980), através dos conceitos advindos da resistência dos materiais. Então, o valor da deformação é dado por:

$$\Delta S = \frac{pl^2}{8\frac{f}{l}EA} \left[\sec^2 \alpha + \frac{16}{3} \times \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right] \quad (\text{Eq. 21})$$

Onde:

p – Carregamento uniformemente distribuído (t/m) (conforme figura 5);

l – Comprimento do vão (m);

f – Flecha máxima do trecho de cabo analisado (m);

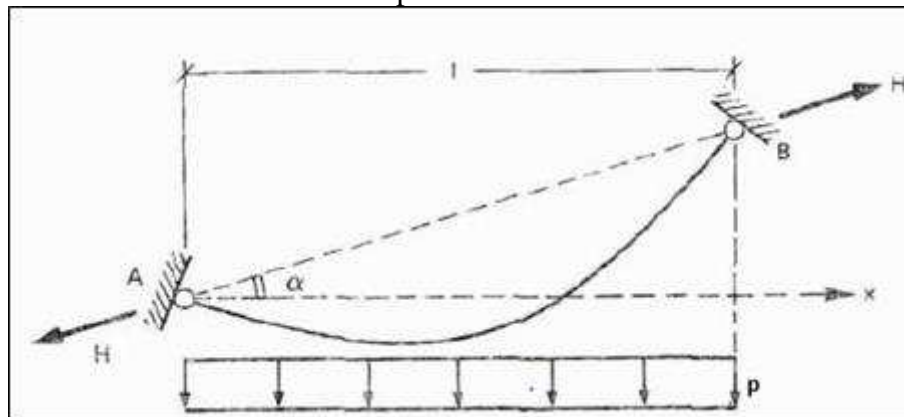
E – Módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young do material (t/m²);

A – Área da seção transversal do cabo (m²);

α - Ângulo de inclinação entre os apoios (em graus).

A figura 5 ilustra a configuração e as componentes presentes na equação (21).

Figura 5 – Configuração para o cálculo do alongamento elástico do cabo para a configuração parabólica



Fonte: Süsseskind (1980)

A equação (21) tem características importantes, pois, de acordo com o referido autor, quando temos um cabo sob ação de carregamentos concentrados e uniformemente distribuídos, o cálculo da deformação elástica pode ser feito sucessivamente, para cada trecho entre duas cargas concentradas adjacentes, obtendo o valor final do alongamento através da soma dos alongamentos de cada trecho.

Outro ponto relevante destacado por este autor, é que:

No estudo que estamos fazendo, estamos desprezando, na determinação da configuração de equilíbrio do cabo, a influência de seu alongamento elástico, de modo que toda a teoria desenvolvida pressupõe o regime das pequenas deformações. A consideração, na determinação da configuração de equilíbrio do cabo, de seu

alongamento elástico, torna a solução matemática do problema bastante mais complexa. (SÜSSEKIND, 1980, p. 280)

Por fim, é significativo frisarmos que, quando é considerado que alongamento elástico do cabo influencia a configuração de equilíbrio do cabo, temos um aumento o comprimento total (S) do cabo naturalmente. Dessa forma, teríamos um pequeno aumento da flecha (f), o que acarretaria na diminuição dos esforços normais de tração, uma vez que pela equação (9), H é inversamente proporcional ao valor da flecha (f) e o valor da tração máxima ($T_{\text{máx}}$) é diretamente proporcional a H . Nesse ínterim, ao analisarmos o cabo em sua configuração inicial de equilíbrio, são encontrados valores mais favoráveis a segunda estática da estrutura.

3.2.1.2 Efeitos secundários nos cabos – Alongamento elástico do cabo devida a variação da temperatura (Δt).

Outro efeito importante a ser tratado nesse estudo, é o da deformação causada pela variação da temperatura na estrutura de cabos com configuração geométrica parabólica. Não raro, é tácito que a variação de temperatura provoca acréscimo ou decréscimo de comprimento no cabo, dependendo de sua natureza (retração ou dilatação). Nesse aspecto, da terminologia, temos que:

$$\Delta S = \alpha_c \times \Delta t \times S \quad (\text{Eq. 22})$$

Onde:

α_c – Coeficiente de dilatação térmica linear ($^{\circ}\text{C}^{-1}$);

Δt – Variação de temperatura ($^{\circ}\text{C}$);

S – Comprimento inicial do cabo (m).

Dessa forma, substituindo a equação (19) em (22), pode-se calcular o alongamento de um cabo parabólico, devido a variação de temperatura, como sendo, aproximadamente,

$$\Delta S \cong \alpha_c \times \Delta t \frac{l}{\cos \alpha} \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{f}{l} \right)^2 \times \cos^4 \alpha \right] \quad (\text{Eq. 23})$$

Onde:

ΔS – Alongamento elástico causado pela variação de temperatura (m);

α_c – Coeficiente de dilatação térmica linear ($^{\circ}\text{C}^{-1}$);

Δt – Variação de temperatura ($^{\circ}\text{C}$);

l – Comprimento do vão (m);

f – Flecha máxima do trecho de cabo analisado (m);

α – Ângulo de inclinação entre os apoios (em graus).

Süssekind (1980) apregoa ainda que os esforços normais de tração são diretamente influenciados por essa variação, ou seja, o valor de H e $T_{\text{máx}}$ podem aumentar ou diminuir, de acordo com a natureza da oscilação de temperatura. Tal influência pode ser traduzida matematicamente pelas expressões (24) e (25), apresentadas logo abaixo.

$$H_t = H \left[1 - \frac{3 \alpha_c \Delta t}{16 \left(\frac{f}{l}\right)^2 \cos^4 \alpha} \right] \quad (\text{Eq. 24})$$

Onde:

H_t – Valor da força horizontal (H) após a influência da variação de temperatura (t);

De maneira similar, a força de tração máxima fica,

$$T_{\text{máx}_t} = T_{\text{máx}} \left[1 - \frac{3 \alpha_c \Delta t}{16 \left(\frac{f}{l}\right)^2 \cos^4 \alpha} \right] \quad (\text{Eq. 25})$$

Onde:

$T_{\text{máx}_t}$ – Valor da tração máxima ($T_{\text{máx}}$) após a influência da variação de temperatura (t);

Através das equações (24) e (25), nota-se que quando se tem uma diminuição da temperatura, em relação a temperatura do dia de fixação do cabo, ou seja, $\Delta t < 0$, é consenso que haverá uma contração do cabo, em consequência disso, teremos uma redução da flecha (f) o que promoverá aumento nos valores dos esforços de tração ao longo do cabo. Tais valores,

para flechas muito pequenas (que constitui a maioria dos casos trabalhados na prática), não podem ser desconsiderados na análise e posteriormente, no dimensionamento do cabo.

No caso oposto, ou seja, quando $\Delta t > 0$, ter-se-á aumento da flecha, o que acarretaria numa diminuição dos esforços de tração. Logo, tal concepção pode ser desconsiderada na análise dessas estruturas, para que se tenha sempre o máximo de segurança e comodidade no dimensionamento dessas estruturas.

3.3 CABOS INEXTENSÍVEIS EM SUSPENSÃO CATENÁRIA – CARREGAMENTO AO LONGO DO SEU COMPRIMENTO

3.3.1. Ação de carregamento uniformemente distribuído

Quando um cabo está submetido somente ao seu peso próprio, ou a outro tipo de carregamento que pode ser considerado atuando ao longo do seu comprimento, temos, na equação (5) que o valor de $p = 0$, nesse sentido, tem-se que:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{g}{H} \times \left[\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \right] \quad (\text{Eq. 26})$$

Dessa forma, usando o artifício da mudança de variável e integrando a equação (26) duas vezes, chega-se, de acordo com Barbato (1972) a uma configuração geométrica regida pela equação (27).

$$y = -\frac{H}{g} \cosh\left(\frac{gx}{H} - C_1\right) + C_2 \quad (\text{Eq. 27})$$

Sendo C_1 e C_2 constantes de integração que podem ser facilmente encontradas para cabos com apoios desnivelados, e cabos com arranques nivelados, de acordo com suas devidas condições de contorno. Nesse trabalho não será deduzido tais expressões, apenas mostrado o resultado apresentado pelo autor descrito no parágrafo anterior.

Nessa linha, a equação para arranques em desnível, é dada por:

$$y = -\frac{H}{g} \left\{ \cosh \left[\frac{gx}{H} - \sinh^{-1}(\tan \theta_1) \right] - \cosh[\sinh^{-1}(\tan \theta_1)] \right\} \quad (\text{Eq. 28})$$

Onde:

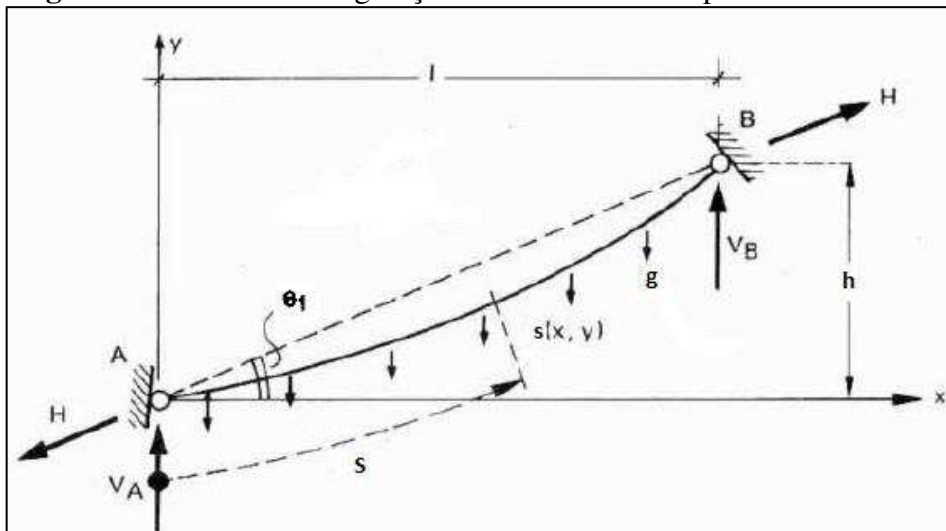
g – Carga uniformemente distribuída ao longo do comprimento;

θ_1 – Ângulo de inclinação causado pelo desnível entre os apoios;

H – Força horizontal

A figura 6 ilustra a configuração geométrica do cabo cujo comportamento é regido pela equação (28).

Figura 6 – Cabo em configuração de catenária com apoios desnivelados



Fonte: Adaptado de Süssekind (1980)

Quando a suspensão se dá para apoios nivelados, a equação será dada por:

$$y = -\frac{H}{g} \left\{ \cosh \left[\frac{gx}{H} - \frac{gl}{2H} \right] - \cosh \left[\frac{gl}{2H} \right] \right\} \quad (\text{Eq. 29})$$

Onde:

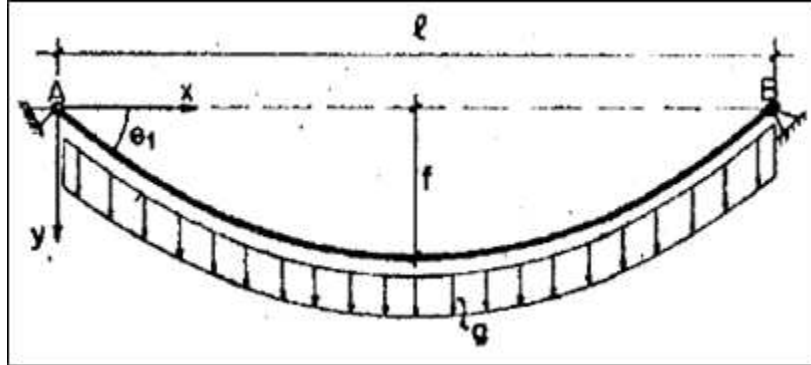
l – Comprimento do vão entre os apoios;

g – Carga uniformemente distribuída ao longo do comprimento;

H – Força horizontal.

A figura 7 mostra um cabo sujeito a um carregamento uniformemente distribuído ao longo do seu comprimento, com as características da equação (29).

Figura 7 – Suspensão em catenária para arranques no mesmo nível



Fonte: Barbarto (1972)

O valor de H, será calculado através das equações (28) e (29) para cabos com apoios desnivelados e nivelados, respectivamente, de acordo com a devida situação. Nessa ótica, para apoios desnivelados, o procedimento de cálculo será feito da seguinte maneira:

- Conhecendo o valor do ângulo (θ_1), que pode ser calculado pela expressão (30), e fazendo $x = l$ na equação (28), o valor y será $y = h$. Assim, fica definido uma equação com apenas uma variável, daí tiramos o valor de H.

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{h}{l} \right) \quad (\text{Eq. 30})$$

Quando os arranques estiverem no mesmo nível, o valor de H será determinado da seguinte forma:

- Conhecendo o valor da flecha (f) no meio do vão (pois esse parâmetro é em geral, pré-estabelecido), faz-se $x = l / 2$ na equação (29). Com isso, o valor de H fica facilmente determinável.

Encontrando o valor da força horizontal (H), é substancial agora saber o valor da tração máxima nos cabos sujeitos a esse tipo de carregamento. Nesse sentido, ter-se-á que,

- Para arranques desnivelados:

$$T(x) = H \cosh \left[\frac{gx}{H} - \sinh^{-1}(\tan \theta_1) \right] \quad (\text{Eq. 31})$$

- Para arranques no mesmo nível:

$$T(x) = H \cosh \left(\frac{gx}{H} - \frac{gl}{2H} \right) \quad (\text{Eq. 32})$$

Para a equação (31), o valor da tração máxima ($T_{\text{máx}}$) será encontrado fazendo com o que a derivada $\frac{dT(x)}{dx} = 0$, com isso encontra-se o valor de x para o qual $T(x)$ é máximo. O mesmo procedimento é válido para a equação (32), entretanto para apoios nivelados, sabemos que o ponto onde a tração é máxima será quando $x = l/2$.

Por fim, o comprimento total do cabo (S), de acordo com Barbato (1972), pode ser calculado pelas expressões (33) e (34) a seguir.

- Catenária desnivelada:

$$S = \frac{H}{g} \left\{ \sinh \left[\frac{gl}{H} - \sinh^{-1}(\tan \theta_1) \right] + \sinh[\sinh^{-1}(\tan \theta_1)] \right\} \quad (\text{Eq. 33})$$

- Catenária nivelada:

$$S = \frac{2H}{g} \sinh \left(\frac{gl}{2H} \right) \quad (\text{Eq. 34})$$

Com os equacionamentos apresentados, é tácito que com facilidade, é definido a geometria do cabo, quando sujeito a um carregamento uniforme e distribuído ao longo do seu comprimento, bem como as forças normais máximas que atuam ao longo desse cabo.

4. APLICAÇÕES DOS CABOS NAS OBRAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL

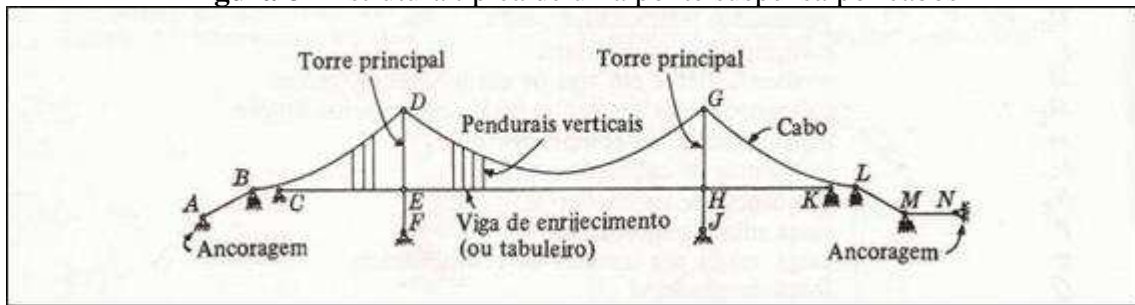
4.1 PONTES PÊNSEIS

Por definição, ponte pênsil é um tipo de ponte suspensa, que é sustentada por sistema de cabos e mastros, onde os cabos principais partem de um mastro a outro formando uma parábola. Dos cabos principais partem os cabos de sustentação da plataforma, que são verticais e espaçados de maneira equidistante.

De acordo com O'Connor (1976), algumas características importantes podem ser atribuídas a este tipo de ponte, sendo elas:

- a) O elemento principal dessa estrutura é um cabo flexível, de perfil e com suportes que permitam a transferência das cargas mais importantes às torres e às ancoragens por tração simples;
- b) Esse cabo é, em geral, formado por um conjunto de fios com alta resistência torcidos “in loco” ou por uma associação de cabos metálicos espiralados, com tensões admissíveis altas;
- c) O tabuleiro é suspenso pelo cabo por meio de pendurais (ou tirantes) que também são formados por cabos de aço de alta resistência à tração. Uma implicação direta disso, são os custos, uma vez que o uso de cabos de aço conduz a uma estrutura econômica, sobretudo, para pontes com grandes vãos, pois o peso próprio da estrutura do cabo, é significativamente menor em comparação com outros materiais convencionais, como o concreto, por exemplo;
- d) O cabo principal é enrijecido por um par de treliças de enrijecimento ou por um sistema de vigas no nível do tabuleiro. A finalidade desse sistema é promover o enrijecimento, e em especial, para controlar movimentos aerodinâmicos e limitar as variações locais de inclinação do tabuleiro;
- e) A estrutura completa pode ser levantada sem escoramentos intermediários partindo do solo, como será visto no item 3;
- f) Este tipo de concepção estrutural tem características arquitetônicas elegantes e funcionalidade agradável;
- g) Este tipo de estrutura não se indica a zonas de acesso à aeroportos, devido à altura considerável de suas torres principais, em alguns casos.

A figura 08 ilustra uma ponte pênsil, com seus diversos elementos constituintes.

Figura 8 - Estrutura típica de uma ponte suspensa por cabos

Fonte: O'Connor (1976)

É substancial entender como se dá o processo de transmissão de cargas dessas estruturas, bem como a funcionalidade de cada elemento constituinte da estrutura da ponte. Em geral, o tabuleiro absorve as cargas advindas do tráfego (cargas móveis), bem como sua carga permanente, e ainda, possíveis cargas devido ao vento (pressão ou sucção).

Dessa forma, estas cargas são transmitidas para as vigas de enrijecimento, que por sua vez, absorvem estes esforços e os transmite ao cabo principal, por meio dos pendurais verticais (ou tirantes). Nos cabos principais, são calculados os esforços máximos atuantes de tração, bem como os esforços nas extremidades de ancoragem nas torres. De posse desses valores, as torres são dimensionadas de maneira a absorver os esforços de compressão e flexão gerados por estas cargas. Por fim, esses esforços são transmitidos às fundações, onde as tensões são redistribuídas no solo. As ancoragens no nível do solo absorvem os esforços oriundos dos cabos dos vãos laterais e também são redistribuídos no solo, em forma de tensões.

Em resumo, a funcionalidade de cada elemento é:

- a) Tabuleiro: tem a função de absorver as cargas permanentes e variáveis presentes na estrutura e devido ao tráfego de veículos ou pessoas, bem como a carga de vento.
- b) Viga de rigidez: recebe os esforços do tabuleiro, e os transmite para o cabo principal, por meio dos pendurais. Exerce ainda uma importante função para o equilíbrio aerodinâmico da estrutura.
- c) Pendurais: os pendurais transmitem as cargas da viga de rigidez, geralmente treliçada, para o cabo principal.
- d) Torres: as torres absorvem os esforços dos cabos e os transmitem para as fundações. Exercem também importante papel na estabilidade dinâmica da estrutura.
- e) Pilares: absorvem os esforços horizontais da ponte e os transmitem para as fundações, juntamente com as solicitações das torres.

- f) Ancoragens: recebem os esforços dos cabos nas extremidades da ponte e os transmitem para o solo, por meio dos blocos de ancoragem.
- g) Fundações: dissipam as cargas da estrutura no solo.

Uma vez entendido as funções de cada elemento da ponte suspensa por cabos, é significativo entender agora os aspectos relevantes de projeto, no que se refere as tomadas de decisões, bem como as particularidades no cálculo estático desse tipo de estrutura.

4.1.1 Cálculo estático

Em resumo, a análise de uma estrutura desse porte passa, basicamente, por duas partes: A configuração da estrutura sob as cargas permanentes, nas quais podem ser usadas equações análogas as apresentadas no item 3.2, e ainda, a configuração da estrutura sob cargas móveis, onde está pode ser calculada através de duas teorias clássicas – A teoria elástica ou teoria de primeira ordem e a teoria dos deslocamentos proposta por Josef Melan em 1988, onde a estrutura já é analisada sob uma perspectiva não linear.

A ideia desse item é apresentar essas teorias clássicas e mostrar seus pontos significativos na análise e dimensionamento dos cabos das pontes pênses. Nesse aspecto, a configuração geométrica da estrutura sob a cargas permanentes para arranques desnivelados, pode ser apresentada como sendo, de acordo com Hortegal (1979):

$$y = \frac{w}{2H_w}x(L - x) + \frac{h}{L}x \quad (\text{Eq. 35})$$

Quando os arranques estão no mesmo nível, a equação (35) é dada por:

$$y = \frac{w}{2H_w}x(L - x) \quad (\text{Eq. 36})$$

Onde:

w – É a carga permanente uniformemente distribuída ao longo do vão da estrutura da ponte;

H_w – Força horizontal ou empuxo horizontal devido a carga permanente;

L – Comprimento do vão da ponte;

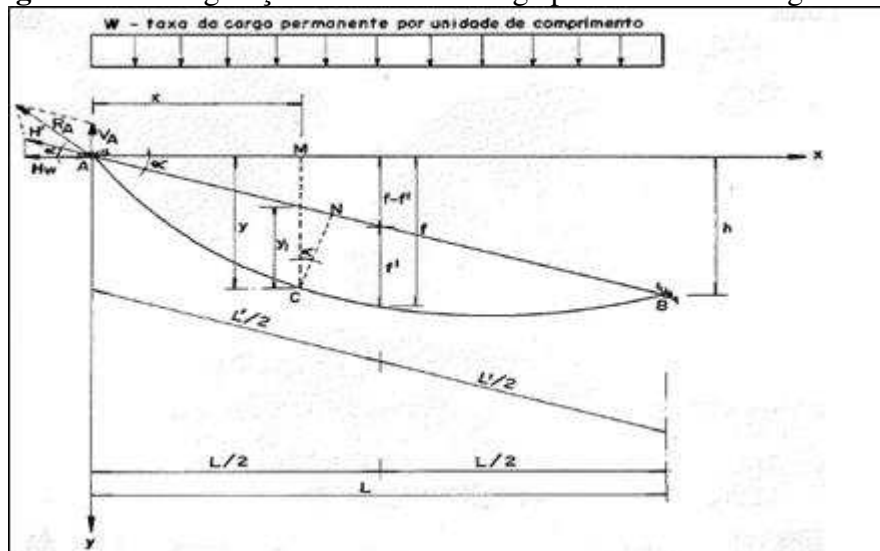
h – Altura entre os apoios, quando desnivelados.

As equações (35) e (36) são análogas as equações (7) e (8), respectivamente, apresentadas no item 3.2.1 deste trabalho, salvo, em razão da especificação das variáveis exclusivas das pontes pênses.

A figura 09 ilustra a configuração descrita pelas equações (35) e (36)

O valor de H_w pode ser encontrado utilizando a equação (9) e (10), para arranques desnivelados e nivelados, respectivamente, tendo em vista que o valor da flecha (f) geralmente é pré-estabelecido, para obedecer a imposições construtivas específicas de projeto, sobretudo, para manter a relação flecha/vão menor ou igual a 0,2.

Figura 9 - Configuração do cabo sob carga permanente ao longo do vão



Fonte: Hortegal (1979)

Quando a estrutura é solicitada por cargas móveis, é necessário encontrar o valor da força horizontal H que é gerada devido a este carregamento. Nesse aspecto, duas teorias clássicas serão descritas para facilitar o cálculo deste tipo de carregamento, a teoria de primeira ordem e a teoria dos deslocamentos.

4.1.1.1 Teoria elástica ou teoria de primeira ordem

Serafim (2014) reza que a teoria elástica ou teoria de primeira ordem, negligencia as deformações provenientes da geometria da estrutura, considerando apenas, equações de equilíbrio. Nesse sentido, tal teoria assume carácter linear, sendo então, utilizada para estruturas

com vãos pequenos ou quando não se admite deformações devido a introdução do carregamento móvel.

De acordo com Hortegal (1979), as hipóteses fundamentais da teoria elástica, podem ser listadas como segue:

- a) Todos os materiais usados seguem a lei de Hooke, dessa forma, as tensões nos elementos não ultrapassam o limite de proporcionalidade.
- b) A viga de rigidez não é solicitada pela carga permanente, sendo esta, portanto, suportada unicamente pelos cabos, transmitidos através dos tirantes de suspensão.
- c) A curva de equilíbrio é parabólica, em consequência apenas da carga permanente.
- d) O cabo é uma estrutura perfeitamente flexível, não transmitindo, portanto, momentos fletores.
- e) O alongamento elástico dos tirantes é considerado tão pequeno que todas as forças aplicadas pelos tirantes de suspensão do cabo possam ser consideradas atuando ao longo de retas fixadas pela geometria da carga permanente.
- f) O momento de inércia da viga de rigidez é constante ao longo da ponte.
- g) As torres são perfeitamente flexíveis, de modo a não oferecerem resistência aos movimentos horizontais dos cabos.
- h) O espaço entre os pendurais é tão pequeno em relação ao vão que se pode considera-lo como sendo uma cortina vertical, contínua e que não oferece resistência ao cisalhamento. Nesse ínterim, a configuração de equilíbrio do cabo sob qualquer condição de carga é sempre uma curva contínua.
- i) As deformações da viga de rigidez causadas pelos esforços cortantes e axiais são consideradas desprezíveis, bem como, ainda, os encurtamentos axiais das torres.
- j) Quando uma carga uniforme atua sobre a viga de rigidez, uma parcela é absorvida pela viga e a outra é transmitida aos cabos, por meio dos tirantes.
- k) E por fim, é admitido que a ponte é pequena e rígida o suficiente de forma que as pequenas deformações na viga e deslocamentos verticais (η) do cabo são muito pequenos. Com isso, tem-se que a configuração parabólica do cabo permanece a mesma, ainda que solicitado pelo carregamento móvel.

As hipóteses contidas nas letras j e k são determinantes no comportamento final da estrutura, uma vez que, são elas que atestam a linearidade da teoria. Ora, na teoria dos deslocamentos as deformações são tidas como influência na geometria inicial do cabo.

De acordo com Serafim (2014), o valor da força horizontal H_{cm} devido a carga móvel uniformemente distribuída pode calculada por:

$$H_{cm} = \frac{p_{cm}L}{5N} \times \frac{1}{a} \left(\frac{5}{2}k^2 - \frac{5}{2}k^4 + k^5 \right) \quad (\text{Eq. 37})$$

Onde:

H_{cm} – Força horizontal (ou empuxo) no cabo devido a carga móvel;

p_{cm} – Carga móvel uniformemente distribuída;

L – Comprimento do vão da ponte;

k – Fração de atuação da carga móvel uniformemente distribuída (ver figura 10);

O valor de a e N na equação (37) valem respectivamente:

$$a = \frac{f_w}{L_{\text{vão}}} \quad (\text{Eq. 38})$$

$$N = \frac{8}{5} + \frac{3EI}{A_c E_c f_w^2} (1 + 8a^2) + \frac{3EIL_t}{L_{\text{vão}} A_c E_c f_w^2} \sec^3 \alpha \quad (\text{Eq. 39})$$

Onde:

f_w – Flecha do cabo devido a carga permanente;

EI – Módulo de rigidez à flexão da viga;

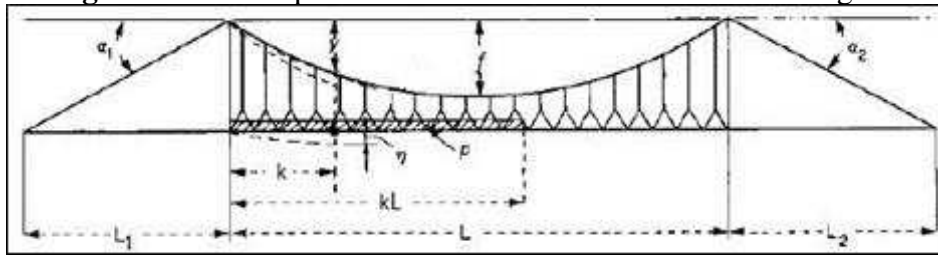
A_c – Área de seção transversal do cabo principal;

E_c - Módulo de Elasticidade do material constituinte do cabo;

α – Ângulo de inclinação entre o cabo e uma reta horizontal.

A figura 10 ilustra uma ponte suspensa sob ação de uma sobrecarga móvel ao longo do vão central.

Figura 10 - Ponte pênsil com 3 tramos com vão central carregado



Fonte: Adaptado de Serafim (2014)

Na equação (37) para que se tenha o valor da máxima força horizontal devido a carga móvel, é necessário que o vão esteja totalmente carregado, dessa maneira, o valor de k será de $k = 1$. Assim, tem-se que:

$$H_{cm} = \frac{p_{cm}L}{5N} \times \frac{1}{a} \quad (\text{Eq. 40})$$

O parâmetro em análise é obtido transformando a estrutura da figura 10, numa estrutura isostática, liberando o esforço axial no ponto mais baixo do cabo e introduzindo a força H nesse ponto, como incógnita a ser encontrada. A solução é regida via método das forças, utilizando o princípio dos trabalhos virtuais.

O'Connor (1976) apregoa o valor da componente horizontal devido as cargas móveis, pela teoria de primeira ordem, pode ser dada por:

$$H_{cm} = \frac{\sum \int y \frac{M_p dx}{EI}}{\sum \int (y)^2 \frac{dx}{EI}} \quad (\text{Eq. 41})$$

Onde:

y – Equação da geometria da carga permanente do cabo, no vão analisado;

M_p – Momento fletor na viga de enrijecimento;

EI – Módulo de rigidez da viga de enrijecimento;

De acordo com O'Connor (1976), a equação (41) é obtida a partir da figura 8, onde, da estrutura mostrada, é formado um sistema principal isostático, removendo o apoio da ancoragem em N. Para compatibilidade, a reação H em N deve ser tal que o cabo possa ser

ajustado aos apoios, ou seja, para ancoragens indeslocáveis isso se traduz em variação nula na projeção do comprimento do cabo. Os deslocamentos do sistema principal no apoio N, devido ao carregamento original e ainda, devido a uma força unitária horizontal aplicada no mesmo ponto, podem ser calculados utilizando a teoria normal de primeira ordem (ou método das forças) e a geometria inicial do cabo.

Quando uma ponte com 3 tramos está totalmente carregada, tantos nos vão laterais como no vão central, Hortegal (1979) mostra que o valor do empuxo horizontal devido a carga móvel pode ser calculado pela expressão (42) a seguir.

$$H_{cm}^{máx} = \frac{L}{5N_i f} \left(1 + 2 \frac{L_1^3 f_1}{L^3 f} \right) pL \quad (\text{Eq. 42})$$

O valor de N_i pode ser calculado como sendo:

$$N_i = \frac{8}{5} \left(1 + 2 \frac{L_1 f_1^2}{L f^2} \right) + \frac{3}{f^2 L} \times \frac{EI}{A_c E_c} (L_c + L_{c_1}) \quad (\text{Eq. 43})$$

Onde:

L – Comprimento do vão central da ponte;

L_1 – Comprimento do vão lateral da ponte;

f – Flecha máxima do cabo no vão central da ponte;

f_1 - Flecha máxima do cabo no vão lateral da ponte

EI – Módulo de Rigidez da vida de enrijecimento;

A_c – Área do cabo;

E_c – Módulo de elasticidade do cabo;

L_c e L_{c_1} - Expressões que serão apresentadas no item 2.1.1.2.

Como o cabo é considerado inextensível, o produto $A_c E_c$ tende para o infinito, dessa forma a parcela referente a $\frac{3}{f^2 L} \times \frac{EI}{A_c E_c} (L_c + L_{c_1})$ se aproxima de zero, podendo, portanto, ser desprezada no cálculo de N_i .

O emprego da teoria de primeira ordem se justifica, sobretudo, pelo fato de os valores encontrados para a força horizontal H devido as cargas móveis, ser sempre maiores do que os que se encontrariam calculando pela teoria dos deslocamentos, descrita no item 4.1.1.2

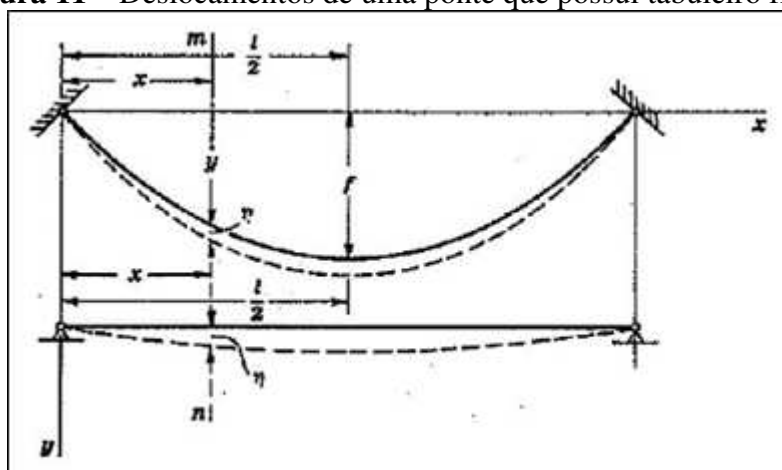
a seguir, assim, a estrutura sempre estará a favor da segurança. É significativo frisar ainda que essa teoria é consagrada mundialmente e já foi empregada no cálculo de muitas pontes pênses.

4.1.1.2 Teoria dos deslocamentos

Para Serafim (2014), quando uma sobrecarga está aplicada em uma ponte cujo o tabuleiro tem grande massa, comprimento longitudinal elevado e seção transversal constante, o deslocamento que o cabo sobre é relativamente pequeno. Entretanto, sendo o tabuleiro flexível os deslocamentos verticais se tornam bastante significativos. Nesse ínterim, é crucial que esses deslocamentos que o cabo pode sofrer, sejam contabilizados.

A figura 11 ilustra o esquema dos deslocamentos que são considerados em uma ponte com tabuleiro flexível.

Figura 11 – Deslocamentos de uma ponte que possui tabuleiro flexível



Fonte: Timoshenko e Young (1965, apud Serafim, 2014)

Ainda de acordo com Serafim (2014), o modelo mostrado pela figura 11 considera que a ponte é a combinação de um cabo e de uma viga. O deslocamento na viga pode ser considerado pequeno, e o deslocamento do cabo deve ser igual ao deslocamento da viga. Assim, é assumido que o peso próprio do cabo, dos pendurais e da viga é suportado totalmente pelo cabo, não provocando momento fletor na viga, assim, todas as deformações que acontecerem no cabo devido à carga móvel ou qualquer outra sobrecarga atuante na estrutura, terá pequena relevância e poderá ser calculado por equações linearizadas.

Na Figura 11, o deslocamento provocado pela carga móvel está sendo representado pela linha tracejada, tanto no caso do cabo como no caso da viga. Numa primeira análise, considera-se que a estrutura suporta apenas a carga permanente, assim, a viga não sofre

qualquer tipo de deformação, assim a equação de momentos fletores para a seção mn é dada por:

$$M_w - H_w y = 0 \quad (\text{Eq. 44})$$

Onde:

M_w - Momento fletor devido a carga permanente;

H_w – Força horizontal no cabo devido a carga permanente;

y – Configuração geométrica inicial do cabo.

Tendo em vista que, pela teoria dos deslocamentos, os mesmos só são obtidos quando se introduz a carga móvel sobre a estrutura, ter-se-á o aparecimento de momentos de flexão na viga. Assim, teremos que:

$$M_{total} = M_w + M_{cm} - (H_w + H_{cm})(y - \eta) \quad (\text{Eq. 45})$$

Onde:

M_{cm} – Momento fletor devido a carga móvel;

H_{cm} – Força ou empuxo horizontal devido a carga móvel;

η - Deslocamento causado devido as cargas móveis.

Com isso, quando se subtrai (45) de (44), tem-se equação de momentos fletores que permite calcular o valor do momento em qualquer seção conhecendo o deslocamento na viga e a força horizontal H , devido as cargas permanentes e móveis.

$$M_x = M_{cm} - (H_w + H_{cm})\eta - H_{cm}y \quad (\text{Eq. 46})$$

Quando a viga possui rigidez elevada, a aplicação da carga móvel produz deslocamento, dessa forma, o valor de η pode ser desprezado e a equação do momento fica:

$$M_x = M_{cm} - H_{cm}y \quad (\text{Eq. 47})$$

Em geral, as vigas aplicadas nas pontes pênses são treliçadas, sendo, portanto, bastante flexíveis. Assim, a equação (46) rege seu comportamento a flexão. Porém, para aplicar a equação é necessário conhecer o valor do deslocamento que a viga se submete quando aplicada uma carga móvel. Nesse sentido, a equação diferencial da viga nos ajuda a solucionar tal problema, sendo ela:

$$EI \frac{d^2\eta}{dx^2} = -M_x \quad (\text{Eq. 48})$$

Substituindo (46) em (48), chega-se a:

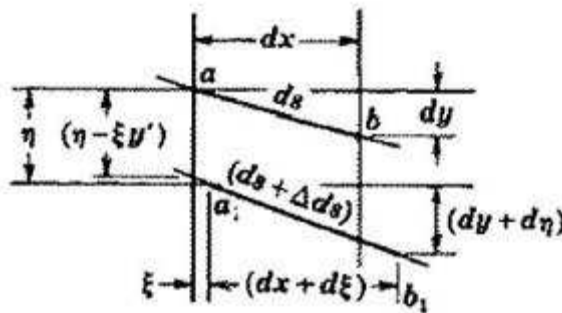
$$EI \frac{d^2\eta}{dx^2} - (H_w + H_{cm})\eta = H_{cm}y - M_{cm} \quad (\text{Eq. 49})$$

Sendo EI o módulo de rigidez da viga.

Na equação (49), o valor do momento causado pela carga móvel pode ser calculado quando esta estiver definida ao longo do vão. O valor da força horizontal H_w , devido ao carregamento permanente, bem como a configuração geométrica inicial y , são obtidas com uso das expressões estáticas. Nessa linha, a única parcela que não se consegue definir diretamente é o valor da força horizontal H_{cm} , ora, esse valor é encontrado através de processos iterativos, uma vez que o mesmo depende do deslocamento η ocorrido na estrutura. Nesse sentido, é necessário que se tenha outra equação que relacione o valor do empuxo horizontal devido a carga móvel H_{cm} , com o deslocamento sofrido pela estrutura.

Essa outra equação pode ser encontrada quando se considera as deformações geométricas sofridas pelo cabo, numa seção infinitesimal, representada na figura 12.

Figura 12 – Elemento infinitesimal de cabo em processo de deformação



Fonte: Timoshenko e Young (1965, apud Serafim, 2014)

Quando sujeito a uma sobrecarga (ou carregamento móvel) qualquer, a seção que representa o cabo, irá alongar assumindo uma nova posição dada por $a_1 b_1$.

Sendo ξ o deslocamento horizontal que o cabo é sofre devido a carga móvel e η o deslocamento vertical, o valor do alongamento inicial é obtido utilizando o teorema de Pitágoras:

$$ds^2 = dx^2 + dy^2 \quad (\text{Eq. 50})$$

Seguindo o mesmo raciocínio, o deslocamento final será dado por:

$$(ds + \Delta ds)^2 = (dx + d\xi)^2 + (dy + d\eta)^2 \quad (\text{Eq. 51})$$

Onde Δds , que é o alongamento devido a carga móvel (ou qualquer outro tipo de sobrecarga) produzida no cabo, é dado por:

$$\Delta ds = \frac{ds H_{cm}}{A_c E_c} \frac{ds}{dx} \quad (\text{Eq. 52})$$

Supondo que a força horizontal devido a carga móvel seja muito pequena e que o deslocamento segue a mesma natureza, e ainda, que a curva produzida pelo cabo tende a ser plana, o valor de $(\Delta \xi)^2$ pode ser desprezado, as equações (50) e (51) dão origem a expressão:

$$ds \Delta ds = dx d\xi + dy d\eta + \frac{1}{2} (d\eta)^2 \quad (\text{Eq. 53})$$

Que com os devidos arranjos e integração, dão origem a expressão do deslocamento horizontal ξ , dado por:

$$\xi = \frac{H_{cm}}{A_c E_c} \int_0^x \left(\frac{ds}{dx} \right)^3 dx - \int_0^x y' \eta' dx - \frac{1}{2} \int_0^x \eta'^2 dx \quad (\text{Eq. 54})$$

Onde as linhas indicam derivadas em relação a x , impondo a condição de que a projeção horizontal do cabo seja constante, ou seja, que as ancoragens sejam indeslocáveis, a integração ao longo de toda a estrutura fornece $\xi = 0$. (Hortegal, 1979)

Dessa forma, podemos escrever que:

$$\frac{H_{cm}}{A_c E_c} \int_0^x \left(\frac{ds}{dx} \right)^3 = \int_0^x y' \eta' dx + \frac{1}{2} \int_0^x \eta'^2 dx \quad (\text{Eq. 55})$$

Seja $\int_0^x \left(\frac{ds}{dx} \right)^3 = Lc$, então, o valor de Lc pode ser dado por:

$$\begin{aligned} \int_0^x \left(\frac{ds}{dx} \right)^3 &= \int_0^L (1 + y'^2) dx \\ &= L \left\{ \frac{1}{4} \left(\frac{5}{2} + \frac{16f_w^2}{L^2} \right) \left(1 + \frac{16f_w^2}{L^2} \right)^4 \right. \\ &\quad \left. + \frac{3L}{32f_w} \ln \left[\frac{4f_w}{L} + \left(1 + \frac{16f_w^2}{L^2} \right)^3 \right] \right\} \end{aligned} \quad (\text{Eq. 56})$$

O valor de $\int_0^x y' \eta' dx + \frac{1}{2} \int_0^x \eta'^2 dx$ é obtido a partir de integrações por partes e resultam respectivamente em:

$$\int_0^x y' \eta' dx = \frac{w}{H_{cm}} \int_0^L \eta dx \quad (\text{Eq. 57})$$

$$\frac{1}{2} \int_0^x \eta'^2 dx = -\frac{1}{2} \int_0^L \eta'' \eta dx \quad (\text{Eq. 58})$$

Então, a equação (55) fica valendo como sendo:

$$\frac{H_{cm}}{A_c E_c} Lc = \frac{w}{H_{cm}} \int_0^L \eta dx - \frac{1}{2} \int_0^L \eta'' \eta dx \quad (\text{Eq. 59})$$

Com a equação (59), chega-se a um sistema de equações juntamente com a equação (49) que definem os deslocamentos de uma viga flexível. Essas equações permitem calcular o valor da força horizontal adicional H_{cm} e das deformações η da estrutura, por meio de interações. Assim, é usado a equação (46) para calcular os momentos fletores na viga de rigidez.

É significativo frisar que toda dedução e explicação dos encaminhamentos da teoria dos deslocamentos, proposta por Melan, foi tirado com base em Timoshenko e Young (1965, apud Serafim, 2014) e de Hortegal (1979).

4.1.1.3 Cálculo da força horizontal no cabo quando sujeito ao carregamento móvel concentrado

De acordo com Serafim (2014), o valor do empuxo (ou força) horizontal devido a um carregamento concentrado pode ser calculado, sob uma perspectiva estática, utilizando a equação (60).

$$H_{cm_{pontual}} = \frac{P \times L}{4f_w} \quad (\text{Eq. 60})$$

Onde:

$H_{cm_{pontual}}$ – Valor da força horizontal devido a uma carga concentrada;

P_{cm} – Carga móvel concentrada;

L – Comprimento do vão do cabo;

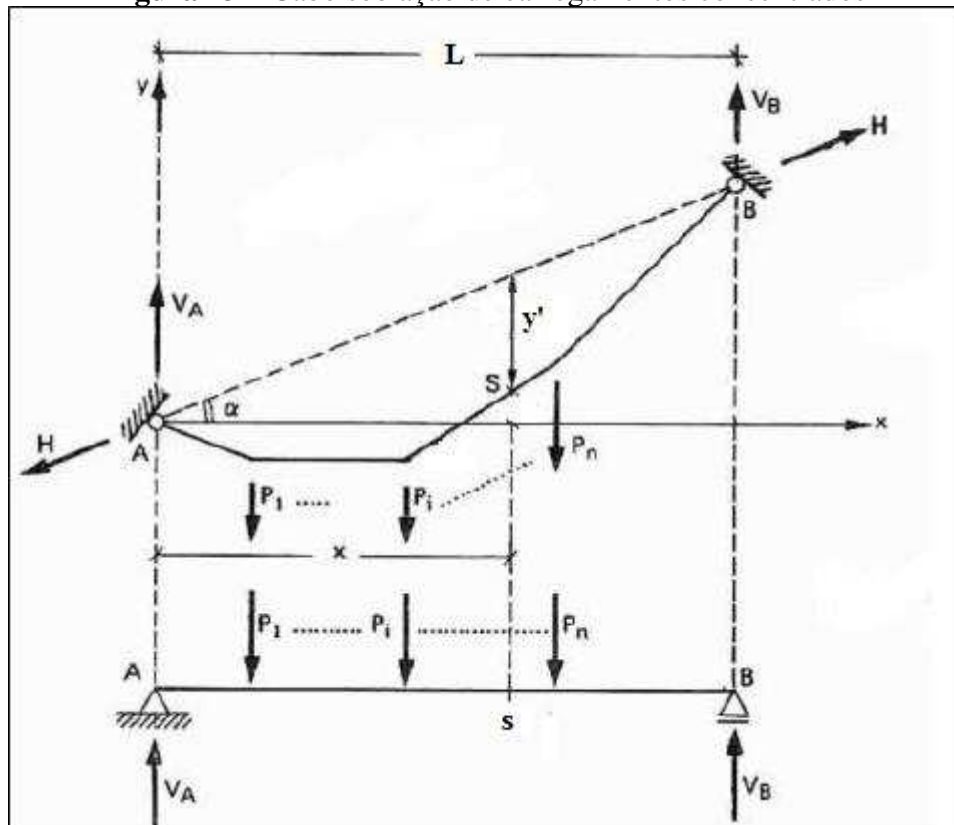
f_w – Flecha máxima devido a carga permanente.

Süssekind (1980) explica que sendo o cabo um sistema estático perfeitamente flexível, ou seja, tendo momento fletor nulo em todas as seções, o valor da flecha em uma seção qualquer do cabo pode ser dada por:

$$y' = \frac{M_s}{H \cos \alpha} \quad (\text{Eq. 61})$$

Sendo M_s o momento fletor na viga de substituição imaginária correspondente a mesma seção do cabo, como ilustra a figura 13.

Figura 13 – Cabo sob ação de carregamentos concentrados



Fonte: Adaptado de Süssekind (1980)

Partindo dessa assertiva, considerando a ação de uma carga pontual agindo ao longo da estrutura de um cabo com arranques no mesmo nível, o valor máximo do momento fletor que pode ser encontrado na viga de substituição será quando $x = L/2$, dessa forma teremos que o momento fletor máximo seria de $M_{L/2} = \frac{PL}{4}$ pela teoria advinda da mecânica das estruturas. Sendo assim, quando $x=L/2$ para um cabo com arranques nivelados, o valor de $y' = f = f_w$. Ora, fazendo as devidas substituições na equação (60) e sendo $\alpha = 0^\circ$, chega-se a equação 62, onde:

$$H_{pontual} = \frac{P \times L}{4f} \quad (\text{Eq. 62})$$

Sendo assim, a equação (60) representa uma analogia da equação (62) aplicada para o carregamento móvel concentrado agindo ao longo do vão da ponte.

4.1.2 Levantamento das cargas

Os carregamentos necessários para o dimensionamento dos cabos nas estruturas de pontes suspensas, passam basicamente por conhecer a carga permanente na qual a estrutura estará submetida, uma vez que essa, como já foi estudado é absorvida integralmente pelos cabos, e em especial, as cargas móveis da estrutura, uma vez que esse carregamento tem influência direta na determinação dos esforços de tração máxima do cabo parabólico principal que sustenta a estrutura.

É significativo frisar ainda, que a carga móvel, na prática não é absorvida integralmente pelos cabos, sendo parte dela suportada pela viga de enrijecimento. Entretanto, em nosso estudo será considerado que todas as solicitações serão absorvidas pelos cabos principais da ponte.

4.1.2.1 Cargas permanentes

De acordo com a norma ABNT NBR 7187:2003, as ações permanentes nas pontes são ações cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante.

Ainda de acordo com a NBR 7187 (2003, p. 4), essas ações podem ser caracterizadas por:

- a) cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;
- b) cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
- c) empuxos de terra e de líquidos;
- d) forças de protensão;
- e) deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios.

Para o peso próprio dos elementos estruturais, o peso específico deve ser tomado no mínimo igual a 24 kN/m^3 para o concreto simples e 25 kN/m^3 para o concreto armado ou protendido. Para rodovias rodoviárias deve-se prever uma carga adicional de 2 kN/m^2 para atender a um possível recapeamento.

Se a ponte for ferroviária, as cargas relacionadas ao lastro ferroviário serão determinadas considerando um peso específico aparente de 18 kN/m^3 , supondo ainda, que o lastro atinja o nível superior dos dormentes e preencha completamente o espaço limitado pelos

guarda-lastos, até o seu bordo superior, mesmo se na seção transversal do projeto assim não for indicado. Quando não houver indicações específicas, a carga referente aos dormentes, trilhos e acessórios deve ser considerada no mínimo igual a 8 kN/m por via.

Os empuxos de terra e de líquido, em geral, são considerados agindo sobre os pilares extremos das pontes, no caso das pontes suspensas, é importante que se faça sistemas de contenções como muros de arrimo para suportar tal solicitação. Os empuxos de líquidos são considerados agindo sobre as torres, sendo estas responsáveis por suportar solicitações dessa natureza.

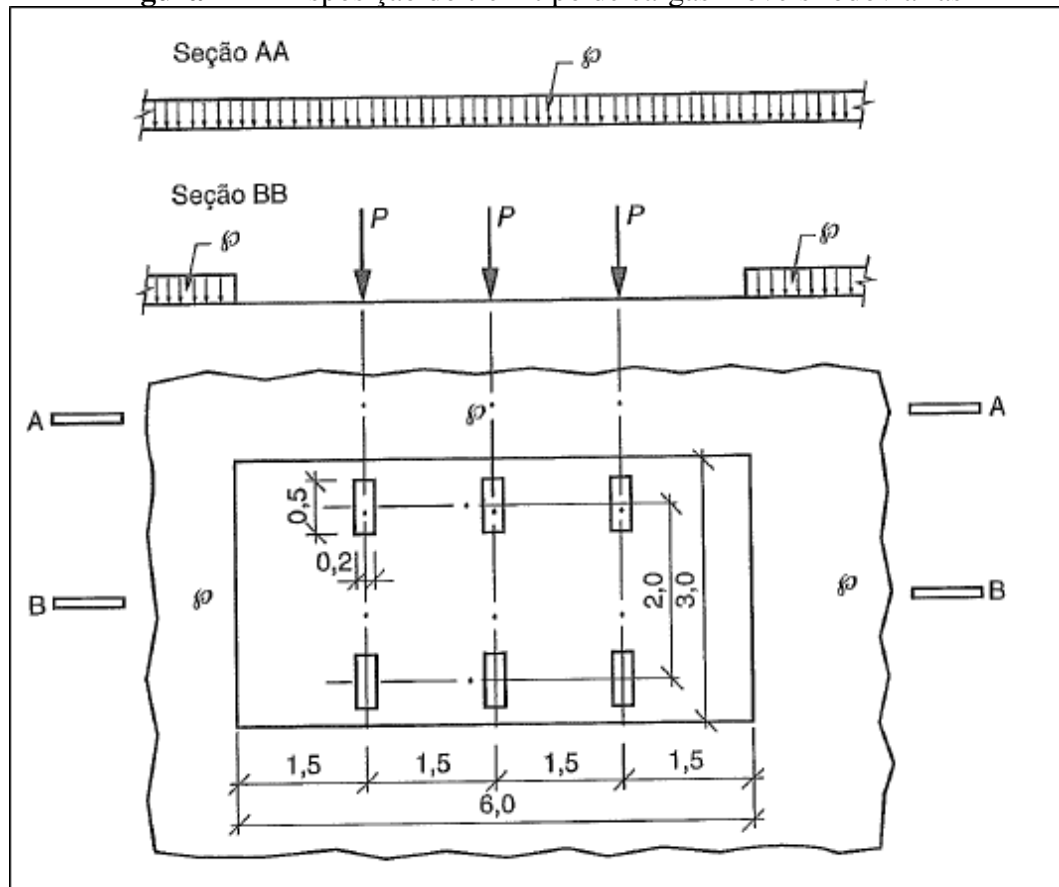
As forças de protensão seguem as recomendações da NBR 6118:2014, na seção 9.6 e não serão abordadas nesse estudo, uma vez que os tabuleiros aqui adotados serão de concreto armado ou concreto pré-fabricado, mesmo não sendo objetivo do trabalho o cálculo do tabuleiro, mas sim, apenas dos cabos que sustentam a estrutura de pontes pênses.

As deformações impostas, quando houver necessidade, também devem ser computadas no cálculo dos carregamentos permanentes.

4.1.2.2 Carga móvel

A norma que estabelece no Brasil as cargas móveis que atuam nas estruturas das pontes é a ABNT NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. E de acordo com mesma, a carga móvel rodoviária padrão – TB 450 – é definida por um veículo tipo 450 kN, com seis rodas, com cargas concentradas $P_{cm} = 75$ kN e três eixos de cargas afastados entre si em 1,5 m. A área de ocupação do veículo tipo é de 18 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída com intensidade de $p_{cm} = 5$ kN/m². A figura 14 ilustra a disposição descrita das cargas do trem-tipo rodoviário.

Figura 14 – Disposição do trem tipo de cargas móveis rodoviárias



Fonte: NBR 7188 (2013)

A carga móvel deve assumir posição em toda a pista rodoviária, com as rodas sempre na posição mais desfavorável, incluindo acostamento e faixas de segurança, quando houver.

Se a ponte for construída em estradas vicinais municipais de uma faixa ou obras particulares, a critério da autoridade competente, a carga móvel será no mínimo do tipo TB-240 que é definido por um veículo tipo de 240 kN, com seis rodas, carga concentrada $P_{cm} = 40$ kN, três eixos de cargas afastados entre si em 1,5 m e área de ocupação de 18 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante de $p_{cm} = 5,0$ kN/m².

A norma ABNT NBR 7188:2013 estabelece ainda que as cargas concentradas e distribuídas devem ser majoradas de acordo com as equações a seguir.

a) Carregamento concentrado:

$$Q_{cm} = P_{cm} \times CIV \times CNF \times CIA \quad (\text{Eq. 63})$$

b) Carregamento distribuído:

$$q_{cm} = p_{cm} \times CIV \times CNF \times CIA \quad (\text{Eq. 64})$$

Onde:

CIV – Coeficiente de impacto vertical;

CNF – Coeficiente do número de faixas;

CIA – Coeficiente de impacto adicional.

O coeficiente de impacto vertical (CIV) é calculado de acordo com o vão da ponte:

CIV = 1,35 – para vão menor que 10 m;

CIV = $1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$, para estruturas com vão entre 10 m e 200 m.

Onde L_{iv} é o vão em metros, conforme o tipo de estrutura. Sendo:

L_{iv} usado para estruturas de vão isostáticos. No caso de vão contínuos, o valor de

L_{iv} será a média aritmética dos vãos;

L_{iv} é o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;

L é o vão expresso em metros (m).

É significativo elencar ainda que, para estruturas com vão superior a 200 m é crucial a realização de um estudo específico para considerar a amplificação dinâmica e definição do CIV.

O coeficiente de número de faixa (CNF) é tido como sendo:

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9 \quad (\text{Eq. 65})$$

Sendo “n” o número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Os acostamentos e faixas de segurança não se enquadram como faixas de tráfego da rodovia. É importante frisar ainda que este coeficiente não se aplica no dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego (lajes e transversinas, por exemplo).

O coeficiente de impacto adicional se aplica nos seguintes termos:

CIA = 1,25, para obras em concreto ou mistas;

CIA = 1,15 para obras em aço.

Urge-se apregoar que, de acordo com a NBR 7188:2013, esse coeficiente se explica por que todos os elementos estruturais a uma distância horizontal, normal a junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo CIA de acordo com os valores apresentados acima.

Nos passeios para pedestres, a carga a ser adotada é de $p' = 3,0 \text{ kN/m}^2$, utilizada de forma simultânea a carga móvel rodoviária, sem o uso dos coeficientes de majoração. Todavia, o elemento estrutural do passeio, deve ser dimensionado para uma carga distribuída de $5,0 \text{ kN/m}^2$.

Quando estivermos trabalhando com passarelas para pedestres, a carga móvel a ser considerada é de $p_{cm} = 5,0 \text{ kN/m}^2$. Nos casos de passarelas especiais, como passarelas pênseis, por exemplo, a norma NBR 7188:2013 frisa ainda que a sua estabilidade global deve ser comprovada, bem como verificar os elementos estruturais através de modelos dinâmicos e verificação de fadiga. No entanto, em nosso exemplo prático apresentado no item 6.2 será feito apenas análise estática da estrutura.

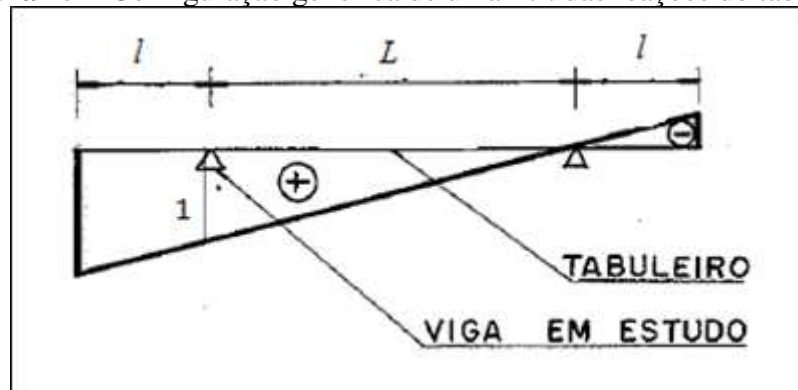
Para que se tenha a carga móvel para o dimensionamento dos cabos da estrutura das pontes e passarelas pênseis, é substancial o estudo das reações do tabuleiro sobre a viga de rigidez, por meio das linhas de influência das reações de apoio. A partir daí, encontrar-se-á o trem tipo ao longo das longarinas que será admitido sendo suportado pelos cabos da ponte, em sua posição mais crítica.

Uma vez que temos as cargas móveis sobre o tabuleiro, é substancial determinar agora a parcela dessas cargas que será transmitida para cada uma das vigas. Assim, é determinado para cada uma delas um trem de cargas fictícias atuando diretamente sobre cada uma das vigas de rigidez, produzindo nestas estruturas os mesmos esforços que provém das cargas reais dispostas sobre o tabuleiro. (HORTEGAL, 1979)

Para calcular o trem tipo sobre a viga, seguiremos o roteiro proposto por Hortegal (1979), onde:

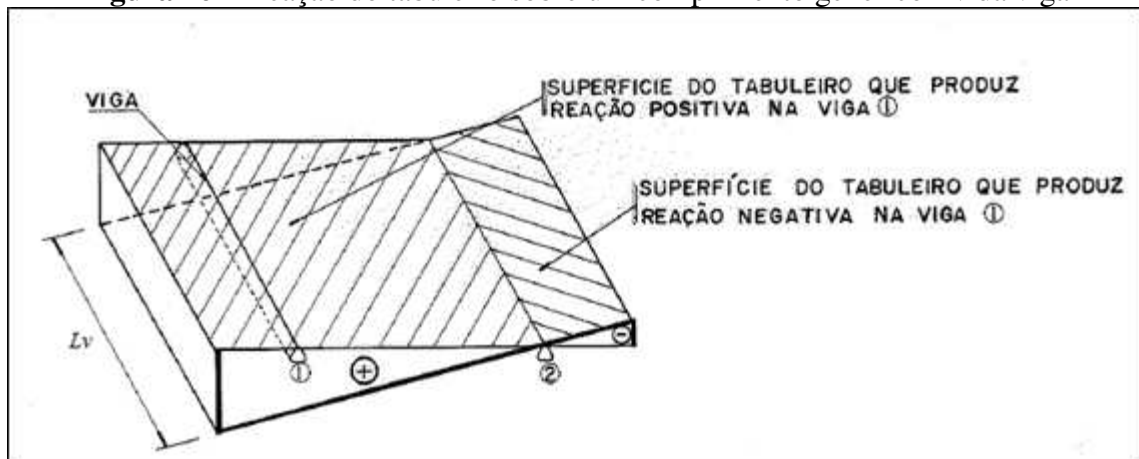
- Para um ponto qualquer da viga, traçaremos a Linha de Influência (L.I.) de reação do tabuleiro. A figura 15 mostra uma configuração geral do traçado de uma linha de influência, e a figura 16 ilustra a reação do tabuleiro para um comprimento genérico de viga.

Figura 15 – Configuração genérica de uma L.I. das reações do tabuleiro



Fonte: Adaptado de Hortegal (1979)

Figura 16 – Reação do tabuleiro sobre um comprimento genérico L_v da viga



Fonte: Hortegal (1979)

- É importante que se organize um esquema da carga móvel a ser usada, sobre a superfície do tabuleiro de acordo com o que descreve a NBR 7188:2013 e conforme mostrado na figura 14. Um ponto importante a ser elencado é que o valor da carga móvel a ser usada no passeio das pontes, quando houver é de $p' = 3,0 \text{ kN/m}^2$.
- A carga móvel sobre o tabuleiro, para o cálculo das reações na viga de enrijecimento, é colocada apenas na superfície que venham a provocar acréscimos nas reações de apoio, não carregando as partes que possam acarretar em alívios para a estrutura. Ainda, é crucial elencar que esta carga deve ser locada numa posição tal que se obtenham as máximas reações, para tanto, é recomendável que se considere a mesma atuando o mais próximo possível da viga em estudo. De acordo com as figuras 15 e 16, a superfície do tabuleiro que é carregada, corresponde apenas aquela que provoca reação positiva.

- Com isso, calculam-se as reações em um metro de viga, dentro da faixa onde o veículo está compreendido e ainda, fora dela. Dessa forma, ter-se-á o trem tipo para o cálculo do vigamento principal e conseqüentemente para o cálculo do cabo principal da superestrutura.

4.1.3 Dimensionamento dos pendurais e cabos

4.1.3.1 Pendurais

Segundo Serafim (2014), o dimensionamento dos pendurais, requer em um primeiro momento, a determinação de uma estimativa preliminar da força que transita do tabuleiro para o cabo. Um dimensionamento inadequado deste elemento, pode levar a estrutura ao colapso, devido à perda de estabilidade, haja vista que o pendural é o elemento intermediário de ligação entre o tabuleiro e o cabo.

A força no pendural provocada por uma carga uniformemente distribuída, estará contida na distância entre os pendurais (Δ). Para carregamentos concentrados, deve-se transformá-lo numa carga uniformemente distribuída ao longo de uma distância trinta vezes à altura do tabuleiro. Dessa forma, a equação da força suportada pelo pendural, assumindo todas as solicitações possíveis, pode ser entendida como:

$$T_{pendural} = (w + q_{cm})\Delta + Q_{cm} \frac{\Delta}{30h_{tab}} \quad (\text{Eq. 66})$$

Onde:

$T_{pendural}$ - Força de tração no pendural;

w - Carga permanente uniforme e distribuída ao longo da viga de rigidez;

q_{cm} - Carga móvel uniformemente distribuída ao longo da viga de rigidez majorada pelos coeficientes estabelecidos pela NBR 7188:2013;

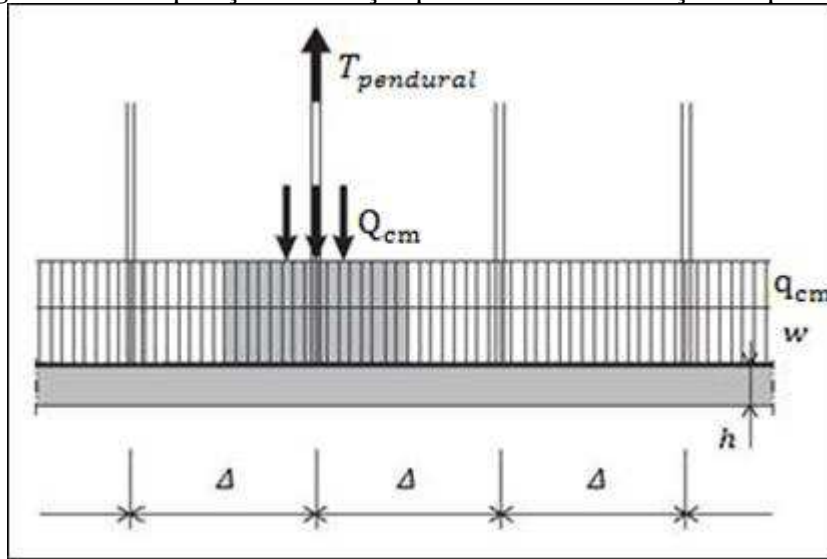
Q_{cm} - Carga móvel concentrada atuando ao longo da viga de rigidez majorada pelos coeficientes estabelecidos pela NBR 7188:2013;

Δ - Distância entre dois pendurais consecutivos;

h_{tab} - Altura do tabuleiro.

A figura 17 apresenta a disposição das forças para o cálculo da tração no pendural.

Figura 17 – Disposição das forças para o cálculo da tração no pendural



Fonte: Adaptado de Gimsing e Georgakis (2011, apud Serafim 2014)

Quando na estrutura não houver a presença de um desses carregamentos na expressão (66), a mesma pode ser reduzida e colocada em função apenas das solicitações atuantes.

Em geral, o trem-tipo obtido através da NBR 7188:2013, gera uma carga uniformemente distribuída (p_{cm}), que pode ser uniformizada ao longo do vão e ainda, 3 valores de cargas concentradas Q_{cm} distantes entre si de 1,5 m. Dessa forma, o valor da tração máxima no pendural, para a situação mais desfavorável, que será dado quando uma das cargas concentradas estará alinhada a um dado pendural, e as duas adjacentes de mesma intensidade, estarão distando 1,5 m do mesmo pendural, será dada por:

$$T_{pendural} = (w + q_{cm})\Delta + Q_{cm} + \left[2 \times Q_{cm} \frac{(\Delta - 1,5)}{\Delta} \right] \quad (\text{Eq. 67})$$

Fazendo as devidas operações, chega-se a:

$$T_{pendural} = (w + q_{cm})\Delta + 3Q_{cm} \left(\frac{\Delta - 1}{\Delta} \right) \quad (\text{Eq. 68})$$

Dessa forma, a seção do cabo é dada por:

$$A_{pendural} = \frac{(\emptyset \times T_{pendural})}{f_{yd}} \quad (\text{Eq. 69})$$

Onde:

$A_{pendural}$ – Área de seção transversal do pendural.

\emptyset - Coeficiente de majoração da solicitação. Será adotado o valor de $\emptyset = 1,5$ em conformidade com a NBR 8681: 2003, para obras de pontes;

$T_{pendural}$ – Força de tração máxima atuando no pendural.

f_{yd} – Resistência a tração de projeto do cabo.

O valor de f_{yd} é dado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma} \quad (\text{Eq. 70})$$

Onde:

f_{yk} – Resistência a tração característica do cabo;

γ – Coeficiente de minoração da resistência. Adotado como sendo $\gamma = 1,5$ por ser tratar de obras de arte especiais.

De posse da área, o diâmetro pode ser calculado facilmente utilizando a equação (68).

$$D_{pendural} = \sqrt{\frac{4A_{pendural}}{\Pi}} \quad (\text{Eq. 71})$$

Outra forma de dimensionamento que será adotada neste trabalho é a quantificação no número de cabos, obtidos dividindo a força no pendural majorada pelo coeficiente \emptyset pelo valor da carga de ruptura mínima que se encontra nos catálogos (Anexo A) minorada pelo mesmo coeficiente γ . A equação (69) demonstra esse procedimento.

$$n_{cabos} = \frac{\emptyset \times T_{pendural}}{\frac{T_{rup}}{\gamma}} \quad (\text{Eq. 72})$$

Onde:

T_{rup} – É a carga de ruptura mínima do cabo adotado retirada dos catálogos de fabricantes.

O valor adotado no dimensionamento será o maior entre os dois procedimentos descritos.

4.1.3.2 Cabo principal

No dimensionamento do cabo principal, é necessário que se tenha definido, sobretudo, o valor das forças horizontais devida as cargas permanentes (Hw) e as cargas móveis (Hcm). Haja vista que, a partir daí, pode-se calcular a tração máxima no cabo por meio da equação (14) e com isso, proceder da mesma forma que no dimensionamento dos pendurais, calculando-se a área necessária para suportar as solicitações de cálculo, e posteriormente, o diâmetro que corresponde a essa área.

$$A_c = \frac{(\emptyset \times T_{m\acute{a}x})}{f_{yd}} \quad (\text{Eq. 73})$$

Onde:

A_c - Área da seção transversal do cabo principal;

$T_{m\acute{a}x}$ - Força máxima de tração atuando no cabo principal.

Dessa forma, o diâmetro do cabo será:

$$D_c = \sqrt{\frac{4A_c}{\Pi}} \quad (\text{Eq. 74})$$

Da mesma forma como nos pendurais, será adotado o maior valor do número de cabos entre este procedimento descritos pelas expressões (70) e (71) e, o obtido pela equação (72).

$$n_{cabos} = \frac{\emptyset \times T_{m\acute{a}x}}{\frac{T_{rup}}{\gamma}} \quad (\text{Eq. 75})$$

4.1.4 Instabilidade aerodinâmica

O colapso da ponte Tacoma Narrows, com 853,45 m de vão, em novembro de 1940, concentrou a atenção dos engenheiros calculistas da época, na possibilidade de oscilações perigosas nas pontes pênséis devido a forças aerodinâmicas. (O'CONNOR, 1976)

A literatura anterior sobre o assunto, após o colapso da ponte Tacoma, é detalhada, precisa, mas bastante complexa. Nesse aspecto, tem-se dando um tratamento matemático não apenas ao movimento periódico permanente da estrutura, mas ainda, ao desenvolvimento de oscilações, e ao tempo necessário para atingir o estado permanente e o cálculo de vibrações forçadas. Nos tempos hodiernos, é consenso a simplificação do problema adotando-se uma aproximação semi-experimental, que utiliza um modelo vibratório de uma seção da estrutura. Ora, o mérito crucial do método é a separação dos aspectos estruturais e aerodinâmicos. (O'CONNOR, 1976, p. 384)

Partindo dessa assertiva, é significativo elencar que as forças do vento sobre o tabuleiro em uma ponte pênsil são influenciadas pelos seguintes fatores: velocidade do vento, forma e dimensões da seção transversal do tabuleiro, ângulo nominal de incidência e pelo movimento do tabuleiro. Tais efeitos podem ser reproduzidos em túnel aerodinâmico, ensaiando-se um modelo de parte do tabuleiro.

As concepções estruturais e aerodinâmicas da análise do problema estão ligadas à maneira pela qual o modelo é apoiado, bem como ao controle de sua inércia, uma vez que dessa maneira as frequências naturais e o amortecimento no vácuo mantenham uma relação coerente em relação à estrutura real.

Durante o ensaio do protótipo, em túnel de vento, não raro é encontrado uma velocidade crítica para um fluxo permanente de carga aerodinâmica. Abaixo dessa velocidade, não há movimentos oscilatórios perigosos na estrutura da ponte. Quando no protótipo modelo a ser ensaiado, tem-se velocidades igual ou acima da crítica, qualquer perturbação levará a estrutura a oscilações de amplitudes crescentes.

Em suma, quando as características estruturais são estimadas corretamente e reproduzidas em um protótipo modelo, tem-se informações relevantes como as velocidades críticas do vento, decréscimos ou acréscimos logarítmicos para diferentes velocidades do vento, e ainda, o cálculo da amplitude máxima.

Esse tipo de estudo foi realizado em muitas estruturas, sendo suas previsões comparadas com o comportamento em escala natural para vários casos e as mesmas têm se mostrado precisas. (O'CONNOR, 1976)

O cálculo da instabilidade aerodinâmica para modelos simplificados foi proposto por Steinman em 1956. Todavia, tal análise não será abordada nesse trabalho, em razão da complexidade no entendimento e da necessidade de um maior embasamento teórico e prático no assunto. Assim, os carregamentos devido ao vento agindo nas estruturas das pontes suspensas nesta pesquisa, não serão abordados.

4.1.5 Aspectos relevantes em projetos de pontes pênses

De acordo com O'Connor (1976), as decisões mais importantes do projeto passam, substancialmente, pela definição e arranjo dos seguintes itens:

- a) Vãos;
- b) Sistema estrutural. Por exemplo: se o cabo é ligado diretamente à viga de rigidez no meio do vão, se os estais (ou pendurais) estão carregados ou descarregados, ancoragens auto-atirantadas ou com tirantes externos.
- c) Seção transversal da estrutura da ponte, como a disposição das pistas, tipo de viga de rigidez, espaçamento dos cabos;
- d) Flecha do cabo;
- e) O processo construtivo dos cabos;
- f) Disposição dos pendurais;
- g) Rigidez do sistema de enrijecimento;
- h) Dimensões do sistema de enrijecimento;
- i) Disposição e dimensionamento das torres.

4.2 PASSARELAS SUSPENSAS

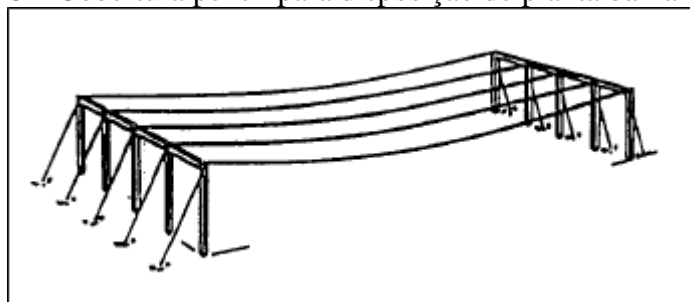
A teoria para a análise dos cabos em passarelas suspensas é a mesma apresentada no item 4.1, no cálculo mostrado para as pontes pênses. Entretanto, é significativo apregoar que a principal diferença se dá no levantamento das cargas permanentes e móveis da estrutura, uma vez que, em geral, passarelas são estruturas menos solicitadas que pontes rodoviárias. Nesse ínterim, teremos estruturas com valores menores de tração máxima, e conseqüentemente, menor diâmetro dos cabos de sustentação.

4.3 GRANDES COBERTURAS

Para Oliveira (1995), uma cobertura pênsil pode ser definida como um sistema construtivo que abrange um sistema estrutural suspenso e um sistema vedante que se apoia neste sistema estrutural. Este, por sua vez, pode ser entendido como aquele no qual o principal elemento estrutural é o cabo, em geral, de aço. A disposição dos cabos nas coberturas pênsis, podem ser em formato de cestas, protendidas ou não protendidas, e ainda, como cabos-treliça. Por outro lado, o sistema vedante é composto pela vedação propriamente dita e ainda, pelos acessórios que têm a finalidade de fixar a vedação aos cabos de aço.

Ainda de acordo com Oliveira (1995), dentre os diversos tipos de cestas protendidas destaca-se o formato por cabos dispostos em paralelo que geram superfícies de curvaturas simples e até mesmo de dupla curvatura, esse tipo de cobertura é usado, sobretudo, para disposições retangulares de planta baixa. A figura 18 ilustra este tipo de sistema estrutural.

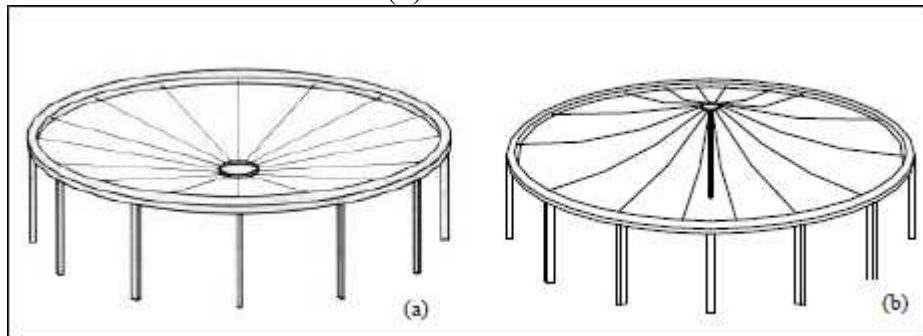
Figura 18 – Cobertura pênsil para disposição de planta baixa retangular



Fonte: Oliveira (1995)

Para Aguiar (1999), outra possibilidade é a utilização de cabos com disposição radial, que ancorados no mesmo nível ou não, geram superfícies de dupla curvatura. Nesse aspecto, cestas dessa natureza são empregadas, em especial, quando a planta baixa assume um formato circular. Nos casos mais simples, os cabos são ancorados num anel interno suspenso ou numa torre central e a outra extremidade no contorno da cobertura, de acordo com a figura 19 (a) e (b).

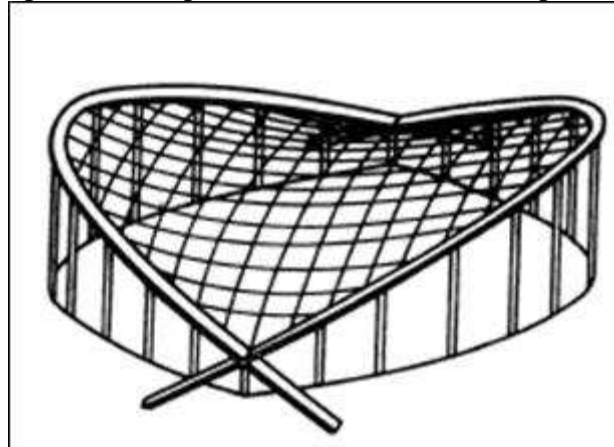
Figura 19 – Cestas não protendidas para coberturas com plantas circulares (a) com anel central e (b) com coluna central



Fonte: Aguiar (1999)

As cestas protendidas resultam de cestas não protendidas em que os cabos, dispostos de maneira apropriada, aplicam-se esforços prévios de tração. Nesse sentido, destacam-se os constituídos por duas famílias de cabos que, transversalmente associados, formando malhas retangulares, geram uma superfície de dupla curvatura reversa que pode ser associada a um parabolóide hiperbólico, conforme figura 20 a seguir.

Figura 20 – Exemplo de cesta protendida com formato de parabolóide-hiperbólico



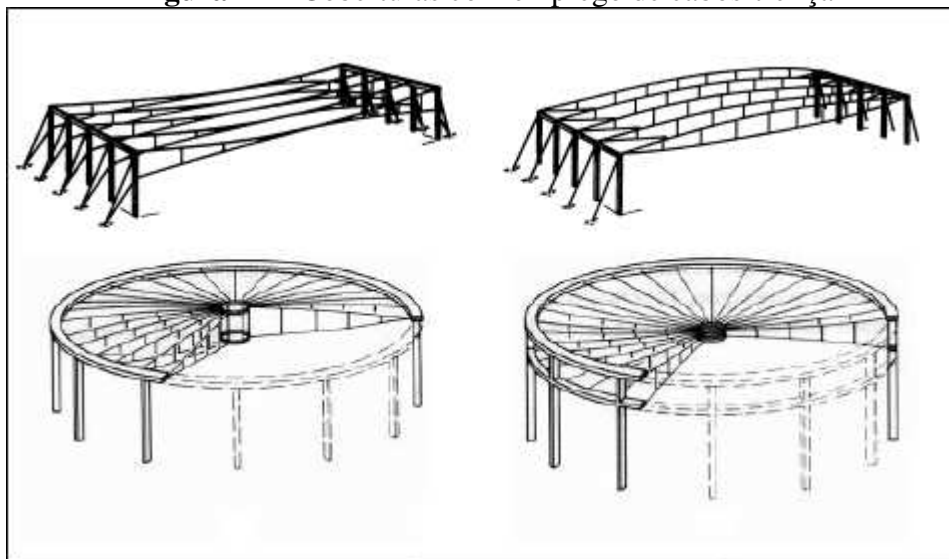
Fonte: Aguiar (1999)

Os cabos-treliça são estruturas protendidas formadas por dois cabos de curvaturas opostas, que são conectados por barras verticais ou inclinadas. Dessa forma, compõem uma treliça plana onde os cabos formam os banzos e as barras sua alma. Dependendo da configuração dos cabos e barras, os cabos-treliça podem ser classificados em bicôncavos, biconvexos e mistos.

Nos bicôncavos as barras que conectam os cabos estão solicitadas por esforços de tração, enquanto que nos biconvexos, estão sujeitos a esforços de compressão. Quando o

sistema é composto por cabos-treliça mistos, as barras na parte convexa ficam comprimidas, e na parte côncava elas ficam tracionadas. A figura 21 mostra alguns tipos de cabos-treliça.

Figura 21 – Coberturas com emprego de cabos-treliça



Fonte: Aguiar (1999)

Urge-se ainda, elencar que esse tipo de sistema cabo-treliça é primordial ser empregado quando, nas coberturas, houver a possibilidade de existir cargas de sucção do vento como fator determinante no dimensionamento da estrutura.

4.3.1 Análise estática da estrutura

Segundo apregoa Aguiar (1999), o comportamento estático das coberturas suspensas por cabos, passam basicamente, por duas etapas: uma relacionada a determinação da configuração inicial de equilíbrio, devido ao peso próprio da estrutura (sobretudo, o dos elementos de vedação) e a protensão (quando houver). E, a segunda, está associada a determinação dos esforços e deslocamentos gerados pelas mais variadas solicitações que, por ventura, venham a estar presentes na estrutura em questão. Essas solicitações podem ser: carregamentos devido ao vento, variação da temperatura e a variação da posição da estrutura de suporte.

Dessa forma, os parâmetros encontrados, para uma configuração inicial de equilíbrio são a componente horizontal do esforço de tração no cabo, comprimento do cabo, a magnitude, direção e sentido das forças aplicadas, e as coordenadas de pontos significativos

sobre o sistema de cabos. Todos esses parâmetros foram apresentados por meios dos equacionamentos mostrados no capítulo 3 – Estática das estruturas pênseis.

Entretanto, antes de estudar os procedimentos usuais na determinação da configuração inicial de equilíbrio de coberturas pênseis, é substancial considerar os meios de representação de tais estruturas por modelos matemáticos. Nessa ótica, as estruturas pênseis podem ser abordadas matematicamente como sistemas contínuos (processo analítico) ou sistemas discretos.

Ainda na linha do pensamento de Aguiar (1999), na técnica do meio contínuo, que será a abordada em nossas exemplificações práticas, as equações diferenciais ordinárias ou equações diferenciais parciais simultâneas são utilizadas para representar a estrutura real. Assim, é aceito que os segmentos de cabo são elementos de forma parabólica ou de catenária, que fisicamente corresponde à geometria real, se apenas cargas distribuídas atuam ao longo do cabo. Todavia, as cargas concentradas, quando pressupostas como pontuais, provocam descontinuidades na inclinação da curva. No caso de cestas, segundo o modelo contínuo, a rede de cabos é analisada substituindo-a por uma membrana sem rigidez ao cisalhamento. Essa aproximação é válida para cestas com um grande número de cabos.

Essa técnica está associada ainda, ao estudo feito no capítulo 1 – Estática das estruturas pênseis – uma vez que todos os equacionamentos apresentados no mesmo estão relacionados a conceituações físicas para modelagem de uma estrutura contínua, feita a partir de equações diferenciais.

Quando a análise é feita por meio de processos discretos, estrutura real é representada como sendo um conjunto de elementos que são interconectados por um número finito de pontos nodais, em que o carregamento é adotado como concentrado. Assim, em cada nó, o equilíbrio de forças e a compatibilidade de deslocamentos têm a necessidade de serem satisfeitos, uma vez que um sistema de equações algébricas pode ser obtido através das considerações de equilíbrio de cada nó, em termos das posições dos nós adjacentes.

De acordo com MOLLMANN & MORTENSEN e SIEV (1967, apud Aguiar, 1999) tais autores obtiveram um sistema de $3n$ equações, representando a estrutura como um sistema discreto de n nós internos e resolveram cestas oblíquas protendidas carregadas verticalmente. A resolução do sistema de equações dependia de se admitir valores apropriados de tensões iniciais nos cabos, tendo-se as coordenadas dos pontos de apoio fixas. Nos tempos modernos, o uso de computadores se torna cruciais, dado a complexidade das estruturas que ocasionam número de equações elevados.

4.3.2 Levantamento das cargas

4.3.2.1 Carga permanente

A carga permanente que atua nas coberturas suspensas está diretamente associada ao material de vedação, bem como ao peso próprio dos cabos e as forças de protensão (quando houver). A tabela 1 a seguir mostra o valor dos pesos específicos utilizados pelos materiais empregados nas construções e edificações em geral, de acordo com a NBR 6120:1980.

Tabela 1 - Peso específico dos materiais de construção

	Materiais	Peso específico aparente (kN/m ³)
Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmica	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreo	20
Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10

Fonte: NBR 6120:1980

Tabela 1 - Continuação peso específico dos materiais de construção

Materiais		Peso específico aparente (kN/m ³)
Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro Fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

Fonte: NBR 6120:1980

4.3.2.2 Carga do vento

A carga a ser computada devido ao vento, nas estruturas, deve estar de acordo com a ABNT NBR 6120:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. Nela é descrito todos os parâmetros necessários para o cálculo das cargas finais devido ao vento agindo sobre a estrutura.

Nessa linha, a carga de obstrução ou pressão dinâmica dada pela norma é dada por:

$$q_v = 0,613 \times V_k^2 \quad (\text{Eq. 76})$$

Onde:

q_v - Pressão dinâmica do vento, correspondente à velocidade característica V_k , em condições normais de pressão (1 atm = 1013,2 mbar = 101320 Pa) e de temperatura (15°C) em N/m²;

V_k - Velocidade característica do vento em m/s dada pela expressão (74)

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (\text{Eq. 77})$$

Sendo:

V_0 – Velocidade básica do vento: velocidade de uma rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano;

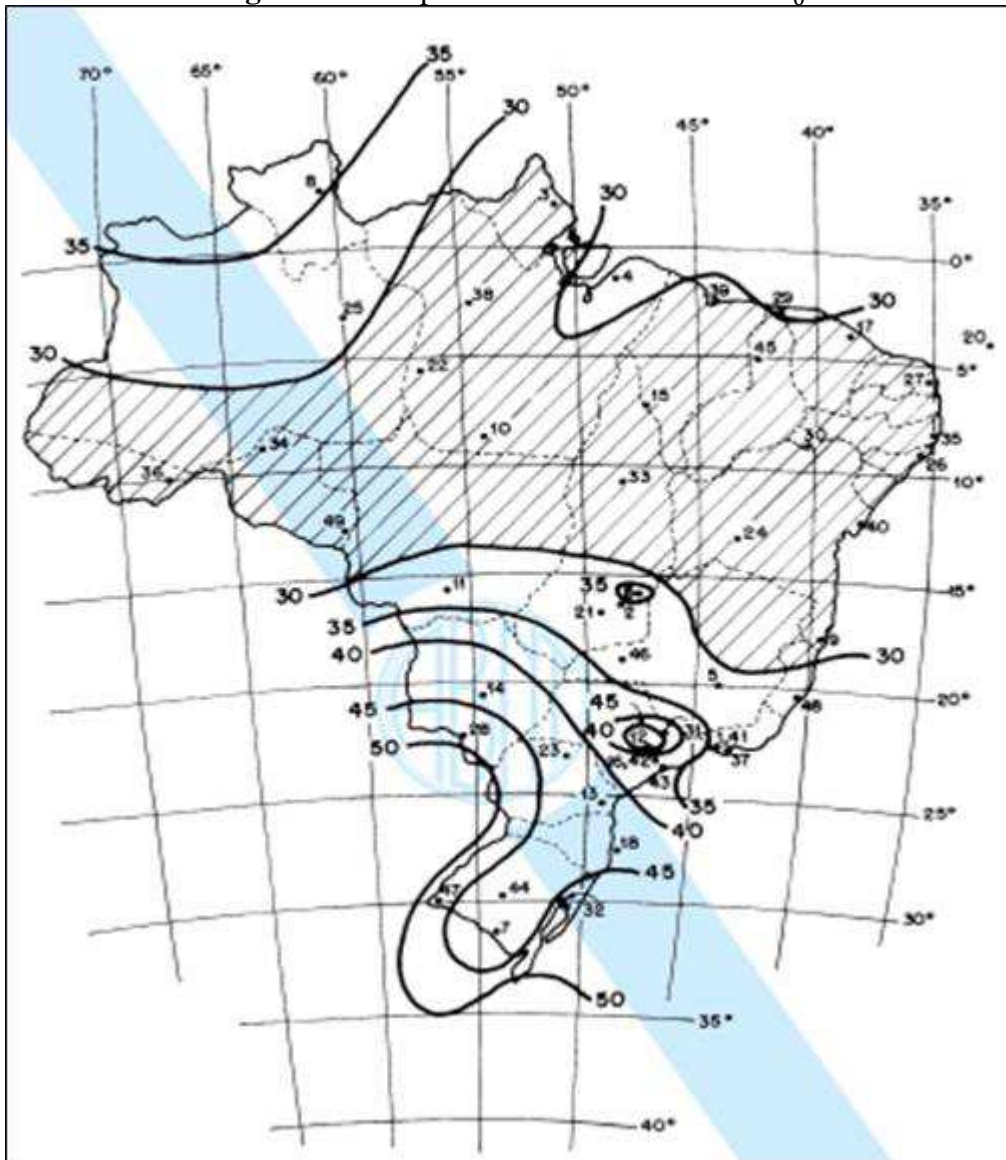
S_1 - Fator topográfico;

S_2 - Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno (Tabela 2 da norma ABNT NBR 6123:1998, p.10);

S_3 - Fator baseado em conceitos probabilísticos (Tabela 3 da norma ABNT NBR 6123:1998, p.10).

O valor de V_0 pode ser retido a partir da figura 22, onde mostra as isopletas da velocidade básica.

Figura 22 – Isopletas da velocidade básica V_0



Fonte: NBR 6123:1988

Após o cálculo de q_v é calculado o valor das forças de sucção e sobrepressão que agem na cobertura. Sendo a força de sucção maior que o peso próprio da estrutura, a cobertura deverá ser dimensionada para esta solicitação, caso contrário, será desprezada.

Nesse sentido, a força externa e interna que age sobre uma superfície plana da edificação são calculadas para que possamos obter as forças de sucção e sobrepressão. Dessa forma:

$$F_e = C_e \times q_v \quad (\text{Eq. 78})$$

$$F_i = C_i \times q_v \quad (\text{Eq. 79})$$

Onde:

F_e - Força externa à edificação, agindo em uma superfície plana de área A , perpendicularmente à respectiva superfície;

C_e - Coeficiente de forma externo (dado pela Tabela 5 da norma ABNT NBR 6123:1998, p. 15)

F_i - Força interna à edificação, agindo em uma superfície plana de área A , perpendicularmente à respectiva superfície;

C_i - Coeficiente de forma interno (adotado como sendo $C_i = \pm 0,3$)

Ressalta-se que, no caso de coberturas suspensas parabólicas, o valor de C_e deve ser obtido através das tabelas de 24 a 29, da ABNT NBR 6123:1998, uma vez que nelas são abordados os coeficientes de pressão usados nas coberturas curvas, que aqui neste trabalho, serão admitidos como sendo iguais ao coeficiente de forma externo, para efeito de cálculo das forças externas agindo sobre a superfície da cobertura curva.

Com isso a carga a carga devido ao vento que causa sucção na cobertura, pode ser entendida como sendo:

$$q_{sucção} = F_e - |F_i| \quad (\text{Eq. 80})$$

A carga de sobre pressão será dada por:

$$q_{sobrepessão} = |F_i| \quad (\text{Eq. 81})$$

De posse desses valores, pode-se analisar na cobertura, para uma carga de vento agindo ao longo de uma faixa do cabo de aço, as forças geradas em razão dessa solicitação.

4.3.2.3 Variação de temperatura

A variação de temperatura nos cabos das coberturas suspensas pode ser analisada de acordo com a exposto no item 3.2.1.2 deste trabalho.

4.3.2.4 Sobrecarga usual nas edificações

A NBR 6120:1980 trata ainda de valores usuais de sobrecargas que devem ser consideradas nas estruturas, para que as mesmas sejam dimensionadas sempre a favor da

segurança. A tabela 2 mostra alguns valores recomendados pela norma para adoção dessas cargas acidentais.

Tabela 2 - Valores mínimos das cargas verticais

Local		Carga (kN/m ²)
Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
Galerias de loja	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
Ginásios de esportes		5
Terraços	Sem acesso ao público	2
	Com acesso ao público	3
	Inacessível a pessoas	0,5
Forros	Sem acesso a pessoas	0,5

Fonte: NBR 6120:1980

5. ELEMENTOS CONTRUTIVOS DAS ESTRUTURAS

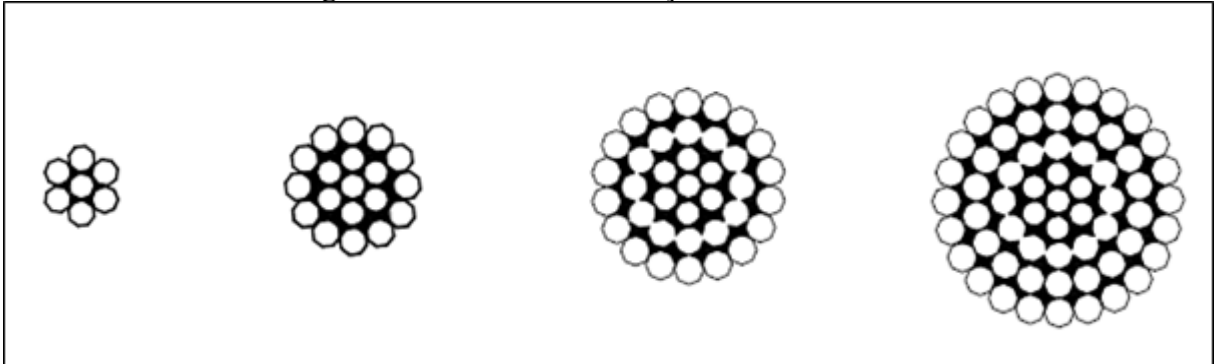
5.1 PROPRIEDADES DOS CABOS E CARACTERÍSTICAS CONSTRUTUTIVAS

O sistema estrutural das estruturas pênseis é composto, não raro, ou por cabos de aço de fios torcidos ou por cordoalhas de aço. As cordoalhas de fios paralelos justapostos e cobertos por um enrolamento contínuo para mantê-los unidos são quase exclusivamente empregados nas pontes pênseis e só casos raros são usados em coberturas suspensas.

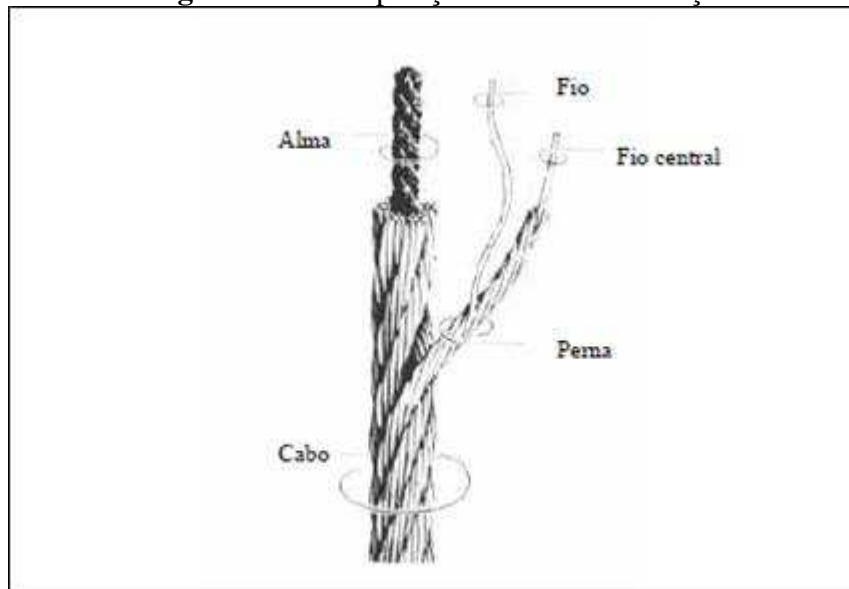
A ABNT NBR 6327 (2006, p. 3) estabelece algumas definições importantes sobre os cabos de aço. São elas:

- a) Arame: Fio de aço obtido por trefilação.
- b) Perna: Conjunto de arames torcidos em forma de hélice, podendo ou não ter um núcleo ou alma constituído por um arame, outro material metálico ou fibra.
- c) Cabo de aço: Conjunto de pernas dispostas em forma de hélice, podendo ou não ter uma alma de material metálico ou de fibra.
- d) Alma: Núcleo em torno do qual as pernas são dispostas em forma de hélice. A alma poder ser constituída em fibra natural ou artificial, podendo ainda ser formada por uma perna ou um cabo de aço independente.
- e) Cabos compostos com arames de diâmetro diferentes: Designação utilizada para indicar que na composição das pernas existem arames com diâmetros diferentes. As composições mais conhecidas são Seale, Filler e Warrington.
- f) Filler: Designação utilizada para indicar que na composição das pernas existem arames principais e arames finos, que servem de enchimento para a boa acomodação dos outros arames. Os arames de enchimento não entram no cálculo da carga de ruptura dos cabos, nem estão sujeitos ao atendimento de requisitos que os arames principais devem satisfazer.
- g) Seale: Designação utilizada para indicar que na composição das pernas existem pelo menos duas camadas adjacentes com mesmo número de arames. Todos os arames de uma mesma camada possuem o mesmo diâmetro.
- h) Warrington: Designação utilizada para indicar que na composição das pernas existe pelo menos uma camada constituída de arames de dois diâmetros diferentes e alternados.
- i) Passo do cabo: Comprimento correspondente a uma volta completa de uma perna ao redor da alma (ver figura 25).

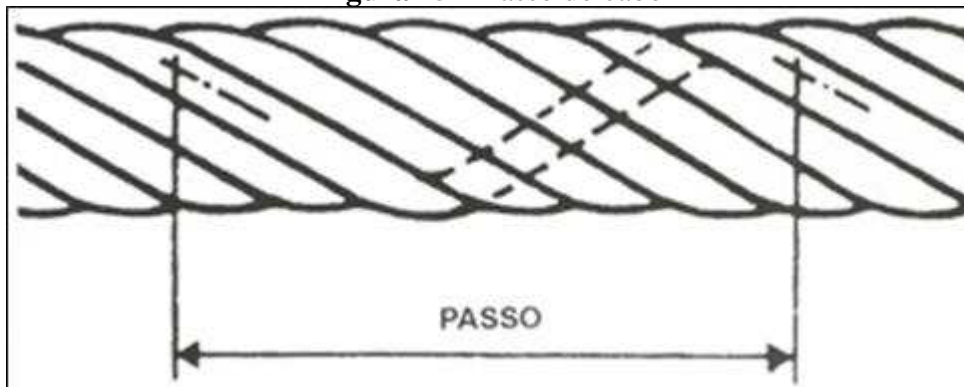
As figuras 23 e 24 ilustram cordoalhas de aço e a composição dos cabos de aço, respectivamente.

Figura 23 – Cordoalhas de aço de sistema aberto

Fonte: Aguiar (1999)

Figura 24 – Composição de um cabo de aço

Fonte: Aguiar (1999)

Figura 25 – Passo do cabo

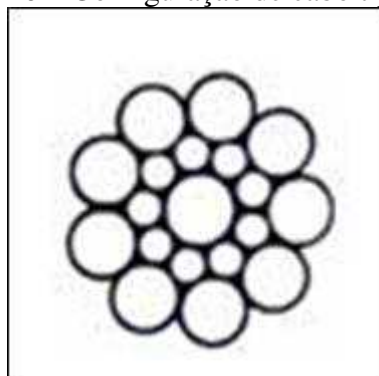
Fonte: Aguiar (1999)

O processo de construção dos cabos de aço, pode ser entendido da seguinte maneira:

Primeiramente na fabricação dos cabos, a construção das pernas envolvia várias operações, tendo as diversas camadas de fios comprimentos de passos diferentes. Atualmente, com o aperfeiçoamento das técnicas de fabricação, existem máquinas para a construção de cabos que possibilitam a confecção das pernas em uma única operação, tendo todas as camadas o mesmo passo. Dessa forma, assegura-se um contato permanente entre os arames de camadas sucessivas, obtendo-se melhor distribuição das tensões internas e tornando os cabos mais estáveis, isto é, diminui-se a tendência a torção dos cabos quando estes não estão sendo solicitados. Além disso, ensaios demonstram que os cabos tornam-se mais duráveis, já que o desgaste interno devido ao atrito no cruzamento dos arames é eliminado. O contato entre os fios que compõem o cabo torna-se mais efetivo ainda com o emprego de fios de diâmetros diferentes na construção dos cabos. Esta técnica deu origem aos quatro tipos de composições mais conhecidos (citadas pela NBR 6327): Seale, Warrington, Filler e mista (Aguiar, 1999, p. 56 e 57)

Dessa maneira, apregoa-se ainda que construção *Seale* (figura 26) são produzidas duas camadas com o mesmo número de fios, de forma que a camada interna de diâmetro menor. Este tipo construção promove alta resistência à abrasão devido ao maior diâmetro dos fios externos.

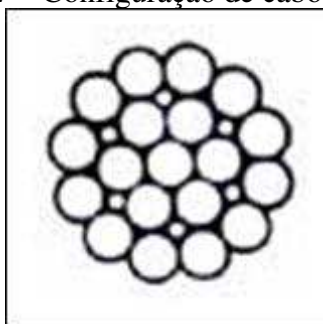
Figura 26 – Configuração de cabo tipo Seale



Fonte: <http://cabopec.com.br> (acessado em 08/09/2017, às 22:34h)

Na construção *Filler* (figura 27), os espaços entre as camadas externas são preenchidos com fios de diâmetro menor, fazendo com que a seção fique mais compacta dentre todas aquelas as descritas pela NBR 6327:2006. Tal configuração atesta boa resistência à abrasão e ainda, ao esmagamento.

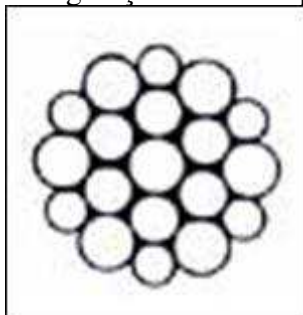
Figura 27 – Configuração de cabo tipo Filler



Fonte: <http://cabopec.com.br> (acessado em 08/09/2017, às 22:38h)

Nos cabos do tipo *Warrington* (figura 28), é feito na camada externa, fios de diâmetros diferentes dispostos alternadamente. Assim, a superfície externa fica mais lisa, bem como sua seção mais compacta. Não obstante, a configuração *Warrington* proporciona ao cabo alta resistência ao esmagamento e boa estabilidade. A construção mista, por sua vez, é obtida com a combinação das construções anteriores, duas a duas.

Figura 28 – Configuração de cabo tipo Warrington



Fonte: <http://cabopec.com.br> (acessado em 08/09/2017, às 22:40h)

Com relação ao núcleo ou alma do cabo, estas têm a função de promover um suporte para as cordoalhas, de maneira que as pernas se mantenham na sua mesma posição quando o cabo é submetido a um carregamento. Assim:

A alma dos cabos pode ser em fibra natural (sisal) ou artificial (polipropileno, polietileno, etc) ou em aço. As almas de fibra em geral conferem ao cabo maior flexibilidade. A alma de fibra artificial (AFA), em particular, tem a vantagem de não se deteriorarem na presença de umidade, o que representa uma garantia contra o perigo de corrosão interna do cabo de aço, por outro lado seu preço é mais alto. As almas de aço (AA), por sua vez, garantem maior resistência ao amassamento e aumentam a resistência a tração do cabo, porém levam a um acréscimo de peso. Como descrito anteriormente, a alma pode ser formada por uma perna do cabo ou por um cabo de aço independente (AACI), sendo esta última construção preferível quando se exige do

cabo maior flexibilidade combinada com alta resistência à tração. (Aguiar, 1999, p. 58)

A figura 29 ilustra os tipos de alma descritos.

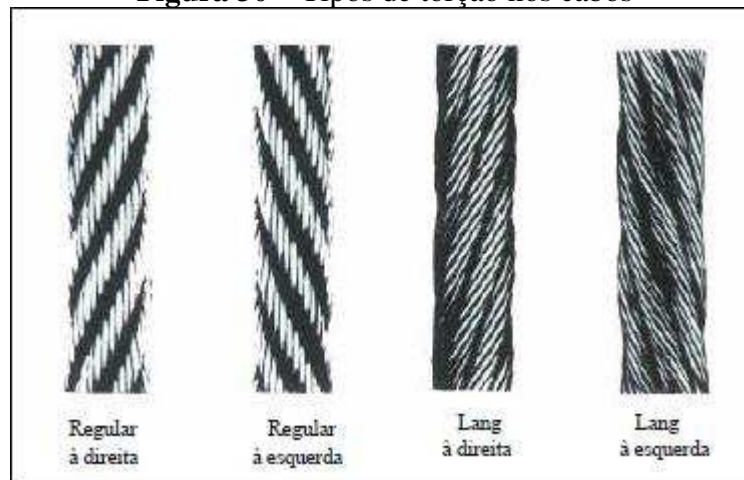
Figura 29 - Tipo de alma de um cabo de aço de uso geral



Fonte: <http://cabopec.com.br> (acessado em 08/09/2017, às 23:02h)

No que diz respeito à direção de enrolamento dos fios, quando a mesma coincide com a direção do enrolamento das pernas tem-se um cabo de torção Lang, tal configuração aumenta a resistência à abrasão do cabo e sua flexibilidade (menor resistência ao enrolamento). Por outro lado, quando a direção de enrolamento dos fios tem sentido inverso à direção do enrolamento das pernas o cabo é chamado cabo de torção regular, elenca-se ainda, que nesses casos, estabilidade no cabo é maior que no anterior.

Figura 30 – Tipos de torção nos cabos



Fonte: Aguiar (1999)

Em relação ao acabamento, os fios que formam os cabos podem ser polidos ou galvanizados. O cabo de aço polido é constituído por arames de aço sem qualquer revestimento. O cabo de aço galvanizado é constituído por arames galvanizados (zincados). Nessa linha, a galvanização pode ser executada na bitola final do arame, ou em uma bitola intermediária, sendo o arame retrefilado depois. Ora, de acordo com o processo de galvanização pode-se produzir fios mais resistentes a corrosão, todavia mais pesados e mais caros.

A resistência a tração dos cabos, de acordo com a NBR 6327:2006 pode ser dada pela tabela 3.

Tabela 3 - Categorias de resistência à tração de arames (excluindo-se arames centrais e de enchimento) para as seguintes categorias de resistência de cabos

Categoria de resistência de cabos (N/mm ²)	Faixa de categorias de resistência à tração de arames (N/mm ²)
1570	1 370 a 1 770
1770	1 570 a 1 960
1960	1 770 a 2 160
2160	1 960 a 2 160

Fonte: NBR 6327:2006

Alguns catálogos de fabricantes de cabos usam siglas americanas em suas designações, para relacionar a que classe de resistência a tração o cabo está sujeito (f_{yk}), como é o caso da CORDAL MINAS, catálogo que será utilizado em nossos pré-dimensionamentos para encontrarmos a seção de aço correspondente a uma dada solicitação na estrutura, contido no anexo A. Nesse sentido, a tabela 4 ilustra essas correlações.

Tabela 4 – Correlação entre as siglas americanas utilizadas nos catálogos de cabos e a resistência característica a tração (f_{yk})

Sigla	Categoria de resistência de cabos (N/mm ²)
OS (Plow Steel)	1570
IPS (Improved plow Steel)	1770
EIPS (Extra Improved plow Steel)	1960
EEIPS (Extra Extra Improved plow Steel)	2160

Fonte: O Autor (2017)

5.2 PROCESSOS CONTRUTIVOS DE PONTES E PASSARELAS PÊNSEIS

5.2.1 Pontes pênses

Segundo O'Connor (1976) a ordem lógica para a execução de uma superestrutura de ponte pênsil é:

- Torres;
- Cabos;
- Pendurais; e
- Tabuleiro.

Hortegal (1979) sugere também, uma sequência construtiva para pontes suspensas com três tramos (dois laterais e um central), que segue em resumo, os seguintes passos:

- a) Estudo geotécnico do solo para execução de fundações compatíveis com a realidade do terreno;
- b) Execução das fundações, bem como dos pilares centrais (concretagem);
- c) Concretagem dos blocos de ancoragem dos cabos e das vigas longitudinais;
- d) Colocação das torres (nos casos em que estas não são projetadas de maneira contínua junto aos pilares, como é o caso da maioria das pontes pênses);
- e) Após as torres e blocos de ancoragem concluídos, inicia-se o processo de lançamento dos cabos, que passam pelo topo das torres e são ancorados nos blocos extremos;
- f) Colocação das vigas de rigidez dos vãos laterais que deve ser feita com auxílio dos cabos e carretéis;
- g) Colocação dos tirantes de suspensão dos vãos laterais;
- h) Montagem ou concretagem do tabuleiro dos vãos laterais
- i) A partir dos vãos laterais, lançamento simultâneo das vigas do vão central, com o auxílio de cabos e carretéis;
- j) Colocação dos tirantes de suspensão dos vãos laterais;
- k) Montagem ou concretagem do tabuleiro do vão central;
- l) Ajustagem vertical das vigas, mantendo as contra flechas;
- m) Execução das emendas do vão central;
- n) Construção do guarda-corpo, regularização do tabuleiro com lastro de concreto, colocação do revestimento asfáltico para melhorar a comodidade do tráfego e acabamentos finais.

Com relação as torres, estas podem ser de concreto (armado ou protendido) ou até mesmo, toda feita de aço. Como são elas que suportam os cabos principais, é crucial que se tenha um controle rígido de sua execução, sobretudo, quanto a sua geometria. Ora, não raro, pequenos deslocamentos no topo dos pilares podem significar grandes variações de comprimento dos cabos.

Posteriormente, na colocação dos cabos principais, Martins (2009) apregoa que nas pontes de grande dimensão, esse processo é antecipado pela instalação de uma ponte pedonal temporária ao longo de cada cabo, que são chamadas de passadiços, que são pontes suspensas com a largura mínima para circulação dos trabalhadores. Nesse ínterim, o acesso aos cabos ao longo de todo o vão é facilitado, permitindo a formação dos cabos, a fixação dos “*cable bands*” que é uma camada de revestimento dos cabos que o protege do desgaste à corrosão, e ainda, permite a instalação dos pendurais.

Os passadiços são puxados através do vão por um cabo piloto previamente instalado desde um bloco de ancoragem até ao outro, passando pelas torres. A vantagem dos cabos pilotos está na sua pequena seção transversal, que gera um peso próprio muito pequeno, permitindo o seu fácil transporte. Em geral, o cabo piloto é colocado com a ajuda de uma embarcação, que o transporta entre blocos de ancoragem, passando pelos pilares/torres. No entanto, quando a interrupção do tráfego de embarcações não é possível, o cabo piloto pode ser transportado por meio de helicópteros, desde que o seu peso próprio seja pequeno, como costuma ser. (GIMSING, 1997 apud MARTINS, 2009)

Nesse sentido, os cabos principais são puxados desde um bloco de ancoragem, através do topo das torres, até ao bloco de ancoragem oposto, se estes forem pré-fabricados, caso contrário os cabos serão formados no local por pequenos cordões de aço. Este processo pode ser realizado através de dois métodos: *Aerial spinning method* (método AS) e *Prefabricated parallel wire strand method* (método PPWS).

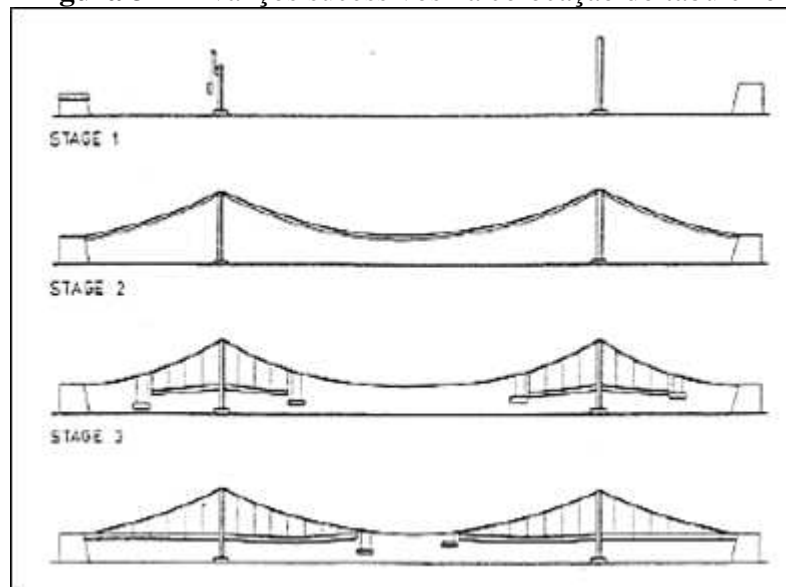
Pelo método AS, os fios ou cordões individuais de aço são colocados ao longo dos vãos, numa posição de repouso, com o comprimento corrigido para obter a flecha pretendida. Porém, a qualidade obtida era dificilmente satisfatória devido às más condições de trabalho, as forças do vento e ainda, à má qualidade do equipamento. Um novo método consiste em manter uma força constante nos fios ou cordões ao longo do processo de colocação com o objetivo de obter comprimentos uniformes. No entanto, mesmo este método necessita de ajuste dos fios ou cordões.

Já a metodologia PPWS tem como objetivo reduzir o trabalho realizado no campo, necessário para o método AS. Dessa forma, no método PPWS os cabos são entregues no local da construção enrolados em grandes bobinas, a partir daí eles são içados até ao topo da torre e colocados ao longo dos passadiços por meios de um cabo auxiliar. (OKUKAWA, 2000 apud MARTINS, 2009)

Quanto a montagem ou elevação do tabuleiro, dois procedimentos clássicos podem ser descritos, são eles: os avanços sucessivos (ou balanços sucessivos) e o método segmental.

Quanto ao método construtivo por balanços sucessivos, o tabuleiro é montado ou concretado “*in loco*” partir das torres centrais (ver figura 31). Ou seja, a partir das torres, o tabuleiro é colocado de forma simétrica, avançando a mesma distância para a esquerda e para a direita, até que o painel seja completamente fechado. A figura 32 mostra um exemplo desse procedimento sendo utilizado na construção da ponte pênsil de Manhattan em 1909.

Figura 31– Avanços sucessivos na colocação do tabuleiro



Fonte: Gimsing (1999 apud Martins, 2009)

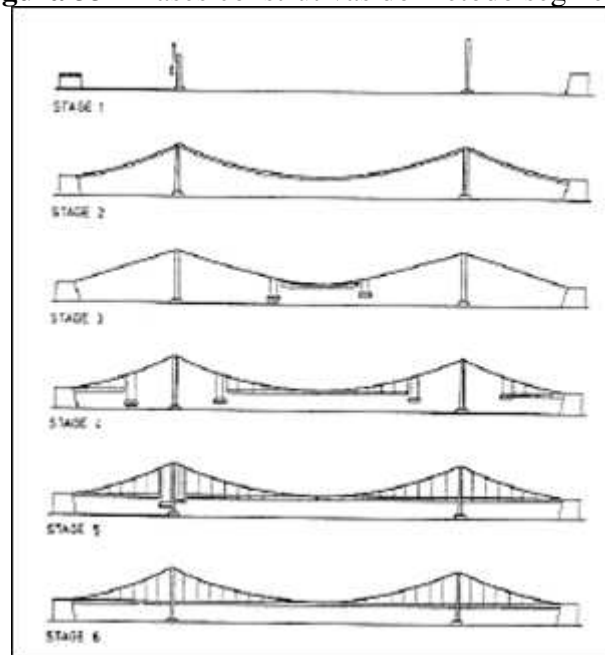
Figura 32 – Avanços sucessivos sendo utilizado na ponte pênsil de Manhattan em 1909



Fonte: <https://pixabay.com/pt/ponte-pênsil-ponte-de-manhattan-67476> (acessado em 30/09/2017, às 14:59h)

As principais vantagens desse método estão relacionadas a facilidade de locomoção dos trabalhadores, sem necessidade de passadiços pedonais, reduzindo assim, o período de execução da obra em relação a outros processos construtivos.

No processo segmental, a montagem dos segmentos (figura 33) é realizada começando no centro do vão principal. Dessa maneira, na medida em que os primeiros segmentos vão sendo colocados, os cabos principais sofrem deformações na sua geometria e grandes curvaturas vão aparecer no tabuleiro, razão pela qual as ligações entre segmentos nesta altura do processo são articuladas. Em seguida são colocados segmentos nos vãos laterais (quando existir), para evitar deformações horizontais de grandeza considerável no topo das torres. Após a colocação dos últimos segmentos junto dos pilares, as ligações entre segmentos, que até aqui eram articuladas, são fechadas de modo a conseguir-se um tabuleiro rígido. (MARTINS, 2009, p. 51)

Figura 33 – Fases construtivas do método segmental

Fonte: Gimsing (1999, apud Martins, 2009)

Assim, o processo de colocação do tabuleiro é feito de maneira simétrica a partir do centro, tendo sempre o cuidado para que só apareçam assimetrias nos cabos no momento entre a elevação dos dois segmentos de tabuleiro opostos.

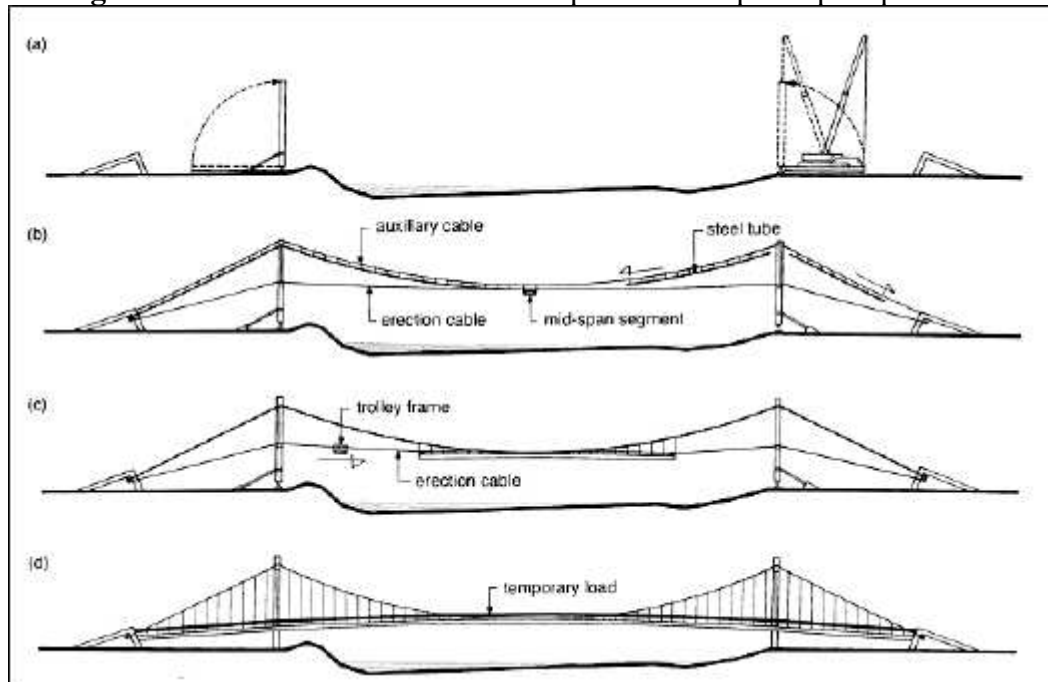
5.2.2 Passarelas pênséis

Os métodos construtivos das passarelas suspensas seguem, em via de regra, os mesmos passos dos descritos no item 5.2.1. No entanto, como se trata de uma estrutura menos solicitada em termos de carregamentos, tem-se algumas variações devido aos materiais, ao sistema estrutural adotado e ainda, ao tamanho da estrutura.

De acordo com Strasky (2005), os passos a serem seguidos na construção de passarelas pênséis para pedestres, são:

- a) Construção das fundações e dos blocos de ancoragem, seguida elevação/construção das torres/pilares.
- b) Posteriormente, são colocados os cabos principais pré-fabricados já com os pendurais dispostos ao longo de seu comprimento.
- c) Após a colocação dos cabos, o tabuleiro é montado usando-se guias.

A figura 34 apresenta a sequência construtiva proposta por Strasky (2005).

Figura 34 – Fases construtivas de uma passarela suspensa para pedestres

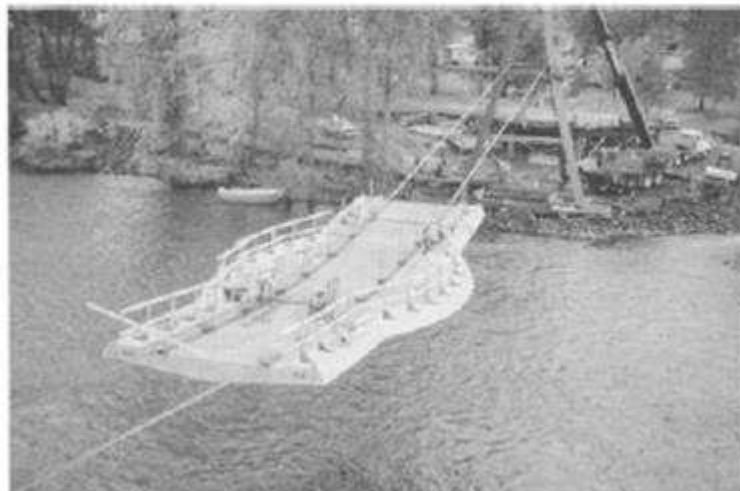
Fonte: Strasky (2005, apud Martins, 2009)

Sendo as torres de concreto armado, estas podem ser concretadas “*in situ*” na posição horizontal, rotuladas na sua extremidade inferior para facilitar a rotação até sua posição final de prevista em projeto. Em caso de torres metálicas, o procedimento é análogo.

Na fase de levantamento dos cabos, urge-se primeiramente, elevar um segmento de tabuleiro no meio do vão. Ora, isso é possível devido a um par de cabos de elevação que são fixados temporariamente nos blocos de ancoragem, e ainda, em celas temporárias instaladas na zona central dos pilares. Com isso, o segmento de tabuleiro desliza até a posição central do cabo de elevação.

Após essa etapa, são colocados os cabos que foram previamente dimensionados, sendo estes tensionados para atingirem seu comprimento conforme calculado em projeto. Assim, ao longo de todo o procedimento, o peso próprio do segmento de tabuleiro central que até aqui estava sendo suportado pelos cabos auxiliares, é transferido para os cabos principais através dos pendurais. As figuras 35 e 36 mostram essa transição descrita.

Figura 35 – Segmento central do tabuleiro sendo suportado pelos cabos auxiliares



Fonte: Strasky (2005)

Figura 36 – Segmento central do tabuleiro sendo suportado pelos cabos principais



Fonte: Strasky (2005)

Por fim, na colocação dos segmentos do tabuleiro (figura 37), o processo é análogo ao qual é feito para colocação do tabuleiro central: deslizando cada painel através dos cabos auxiliares até a sua posição final. Assim, gradativamente, cada painel é ligado aos pendurais para que se chegue a configuração final prevista no projeto da passarela pênsil. É significativo ressaltar que esse procedimento deve ser realizado mantendo sempre como premissa fundamental a simetria, haja vista que a não execução dessa maneira pode levar ao cabo a geometrias assimétricas, o que é indesejável para o sistema estrutural. Após a colocação de todos os painéis ao longo de todo o tabuleiro, as ligações entre cada segmento são concretas para que o sistema adquira maior rigidez.

Figura 37 – Montagem do tabuleiro de uma passarela suspensa por cabos



Fonte: Strasky (2005)

5.3 PARTICULARIDADES CONSTRUTIVAS NAS COBERTURAS SUSPENSAS

De acordo com Barbato (1972), uma cobertura pênsil é essencialmente composta por uma cesta, cujos cabos que são ancorados em vigas, pilares, arcos e até mesmo em rochas, sustentam um elemento de vedação, que pode ser concreto, chapa de aço ou de alumínio, madeira e até mesmo lona ou plásticos translúcidos.

Nesse sentido, o processo construtivo de grandes pavilhões segue, basicamente a sequência trivial para edificações comuns: execução das fundações, blocos de ancoragens (quando necessários), execução da estrutura das vigas e dos pilares, elementos de vedação (paredes e painéis), execução das instalações (hidráulicas, sanitárias e elétricas), esquadrias, revestimentos e por fim, chega-se a execução da estrutura da cobertura suspensa propriamente dita.

Na proa dessa assertiva, um fator em especial a ser conhecimento na execução de coberturas suspensas por cabos de aço, são os elementos de vedação da cobertura, bem como seus elementos de fixação.

Segundo Oliveira (1995), os sistemas vedantes são constituídos da vedação propriamente dita e de acessórios que tem o objetivo de fixar a vedação aos cabos de aço. Dessa forma, tais elementos podem ser leves ou pesados, a depender do tipo de material empregado, os mais comuns são as chapas de aço, concreto armado, argamassa armada, fibra de vidro, a madeira, entre outros. No que diz respeito a fixação dessas vedações, são utilizados grampos,

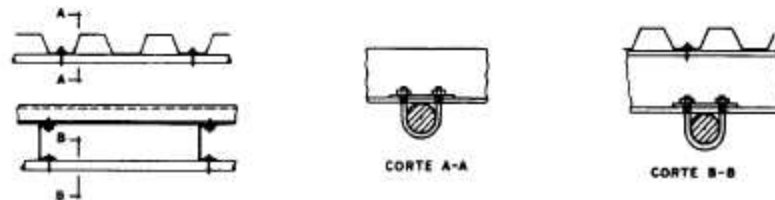
parafusos, perfis e cantoneiras metálicas e ganchos. As figuras de 38 a 41 ilustram alguns tipos de fixação do sistema vedante na cobertura pênsil.

Figura 38 – Fixação das placas de argamassa ou de concreto armado



Fonte: Oliveira (1995)

Figura 39 – Fixação das placas de telhas de aço e de alumínio



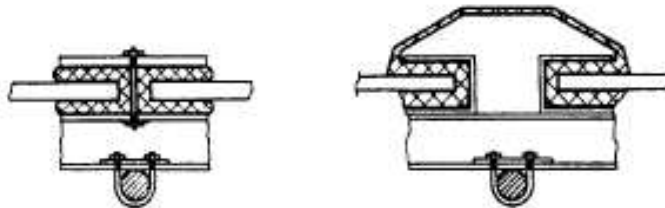
Fonte: Oliveira (1995)

Figura 40 – Fixação das placas de telhas de aço e de alumínio



Fonte: Oliveira (1995)

Figura 41 – Fixação das placas de telhas de aço e de alumínio



Fonte: Oliveira (1995)

Uma vez entendido esses sistemas de vedação, é substancial que se conheça ainda, as correlações entre os sistemas estruturais das coberturas suspensas (Cestas não protendidas, cestas protendidas e cabos-treliça) e sua vedação mais adequada.

Assim, para as cestas não protendidas, o melhor e mais simples sistema de vedação a ser adotado são as placas pré-moldadas de concreto armado, uma vez que, de acordo com Oliveira (1995), esse tipo de sistema estrutural tende a sofrer grandes deslocamentos, em razão do comportamento mecânico peculiar do cabo livremente suspenso.

Ao utilizar-se placas de concreto armado, o sistema adquire uma rigidez capaz de combater as ações atuantes, sobretudo, ações dinâmicas do vento, que podem vir a ocasionar carregamentos negativos (de sucção) na superfície da cobertura. As placas de concreto pré-fabricadas são fixadas nos cabos por meio de acessórios específicos como cantoneiras de aço em duplo L (como mostrado na figura 38) e por meio de material selante, que após o assentamento das placas é introduzido nas juntas.

Quando empregamos como material selante o concreto, por exemplo, as placas do sistema ficam rigidamente ligadas dando origem a uma cobertura de casca pênsil de elementos pré-moldados. Outros tipos de selantes utilizados são as argamassas (cimento, areia e água) de traços elevados.

Com relação as cestas protendidas e os cabos-treliça, o sistema vedante tem função, na maioria dos casos, apenas de elemento de vedação, possuindo assim peso próprio baixo. Tal característica se dá essencialmente por quê esse tipo de sistemas estruturais dependem muito mais das configurações de equilíbrio e da intensidade de protensão aplicada atuando em seus elementos. Ora, sistemas protendidos resultam em estruturas com rigidez elevada, justificando assim o uso de vedações mais leves.

6. EXEMPLOS NUMÉRICOS DE DIMENSIONAMENTO DOS CABOS NAS ESTRUTURAS

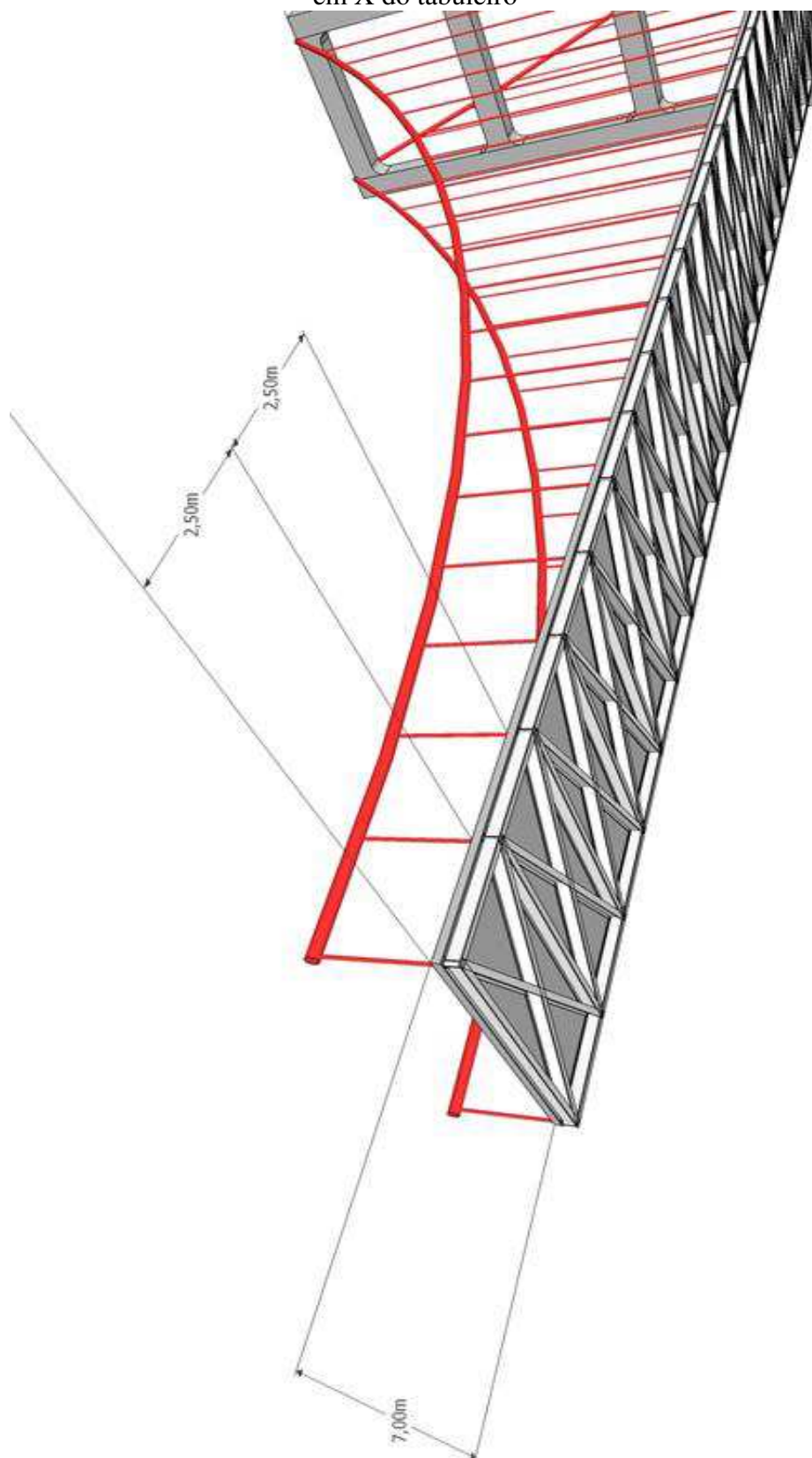
6.1 PONTE PÊNSIL COM 100 M DE VÃO CENTRAL E 50 DE VÃOS LATERAIS

A ponte pênsil que aqui será analisada estaticamente terá todas as suas dimensões e dados hipotéticos, uma vez que o ponto crucial é mostrar como se dá a análise dos cabos em suspensão parabólica que a sustentam. Assim, a ponte idealizada é ilustrada nas figuras de 42 a 46.

As hipóteses adotadas são:

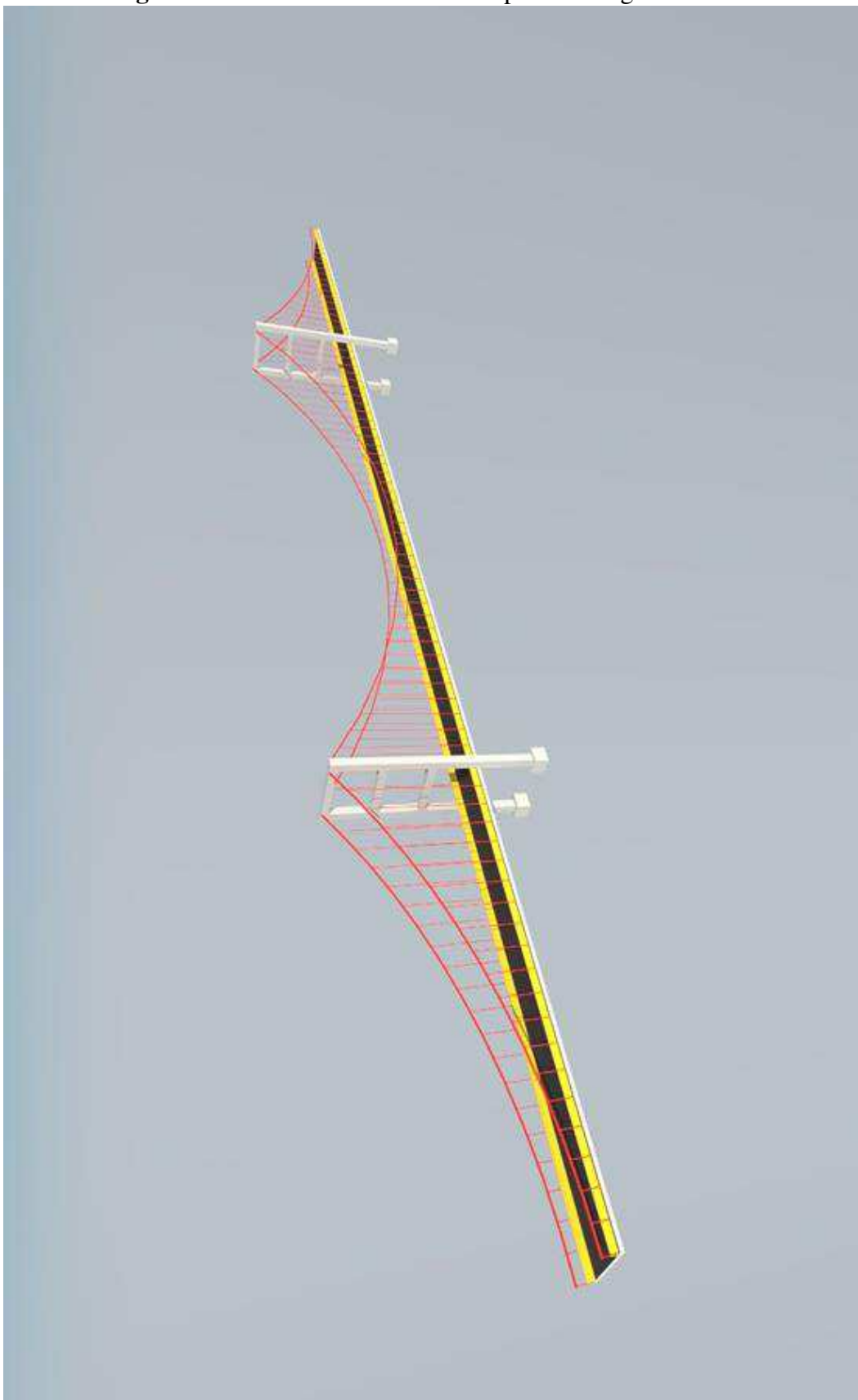
- Comprimento total da extensão da ponte (L_{total}) = 200,00 m;
- Comprimento do vão central (L) = 100,00 m;
- Comprimento do vão lateral ($L_1 = L_2$) = 50,00 m;
- Largura do tabuleiro (L_t) = 7,00 m;
- Altura das torres (h) = 20,00 m;
- Flecha total do cabo (f) = 18,00 m;
- Distância entre os pendurais (Δ) = 2,50 m;
- O tabuleiro é suposto como sendo um diafragma rígido, formado a partir de lajes de concreto armado pré-moldado, em painéis de 7,00m x 2,50m, com 15 cm de espessura. (7,00x2,50x0,15);
- Para a viga de rigidez no sentido longitudinal será estimado um perfil IP 300, com massa linear de 42,2 kg/m;
- As transversinas serão aqui locadas a cada 2,50 metros, com perfil estimado em IP 270, com massa linear de 36,1 kg/m;
- Na superfície inferior do tabuleiro terá um contraventamento em forma de X, com perfil estimado em IP 200, com massa linear de 22,4 kg/m.
- A pista de rolamento terá revestimento asfáltico de 7,50 cm.
- A ponte não possuirá pista para passeio.

Figura 43 – Espaçamento entre os pendurais, longarinas, transversinas e contraventamentos em X do tabuleiro



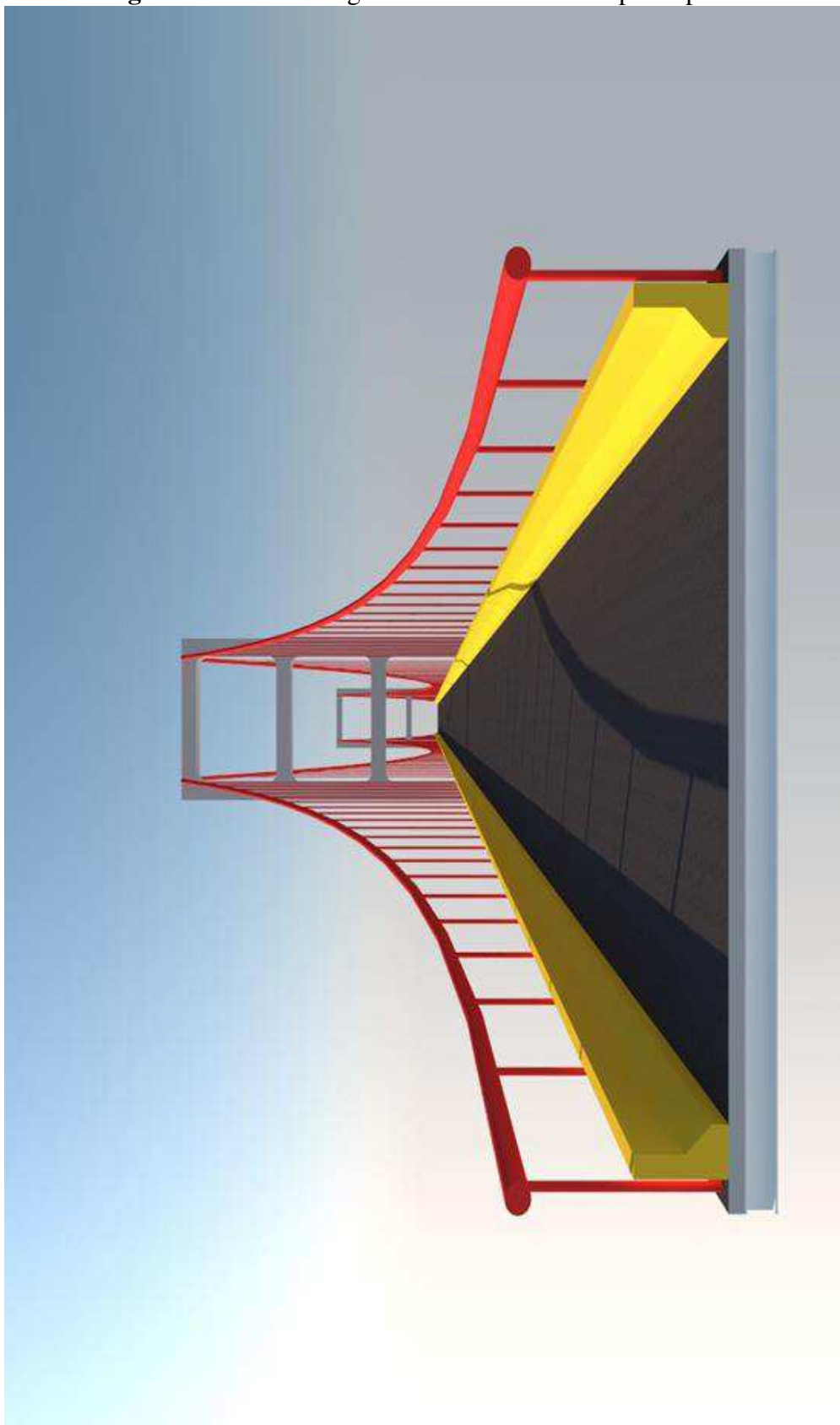
Fonte: O Autor (2017)

Figura 44 – Visão tridimensional da ponte com guarda-rodas



Fonte: O Autor (2017)

Figura 45 – Visão longitudinal do tabuleiro da ponte pênsil



Fonte: O Autor (2017)

Figura 46 – Sistema de contraventamento em X do tabuleiro da ponte pênsil



Fonte: O Autor (2017)

6.1.1 Cálculo das cargas permanentes agindo sobre um vão de cabos

a) Tabuleiro

a.1) Peso próprio da laje em concreto armado:

$$w_{C.A} = \frac{25 \times 0,15 \times 7}{2} = 13,125 \text{ kN/m}$$

a.2) Peso próprio do revestimento asfáltico:

$$w_{Asfalto} = \frac{13 \times 0,075 \times 7}{2} = 3,4125 \text{ kN/m}$$

b) Viga de rigidez

b.1) Peso próprio da viga de rigidez:

$$w_{V.R} = 42,2 \text{ kg/m} = 0,422 \text{ kN/m}$$

b.2) Cálculo da carga das transversinas atuando sobre a viga de rigidez:

As transversinas terão 7,00 m de comprimento e são supostas apoiadas nas longarinas, dessa forma a reação pontual do peso próprio da transversina atuando sobre a longarina será de:

$$P_{tr} = \frac{0,361 \times 7}{2} = 1,2635 \text{ kN}$$

Para efeitos de cálculo, será transformada todas as cargas pontuais agindo a cada 2,50 m da ponte, em uma carga uniforme e distribuída ao longo de toda a viga de rigidez, suposta contínua, dessa forma:

$$w_{tr} = \frac{1,2635 \times 80}{200} = 0,5054 \text{ kN/m}$$

b.3) Cálculo dos contraventamentos atuando sobre a viga de rigidez:

A viga de contraventamento em formato de X terá aproximadamente 7,40 m de comprimento, e será suposta apoiada também sobre as vigas de rigidez (longarinas),

descarregando seu peso próprio em forma de carga pontual a cada 2,50 m da viga de rigidez. Dessa forma, teremos que:

$$P_{ct} = \frac{0,224 \times 7,4}{2} = 0,8288 \text{ kN}$$

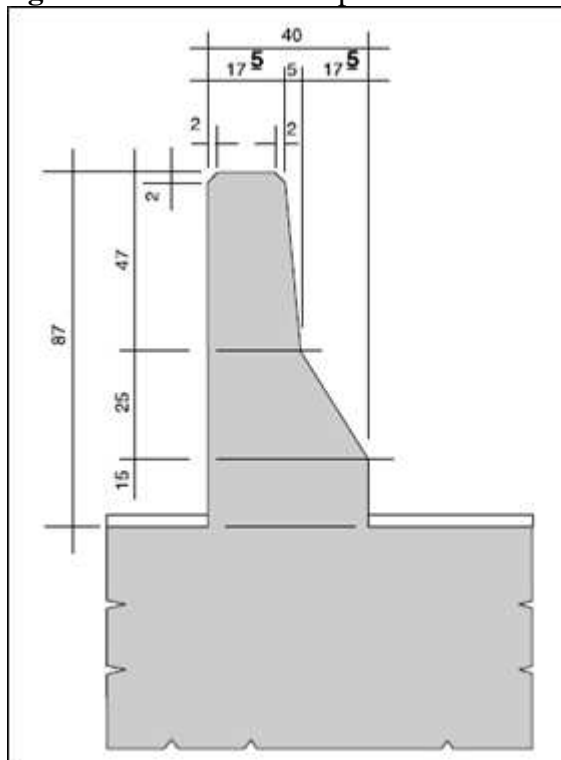
Da mesma forma como foi feito para as transversinas, essa carga pontual a cada 2,50 m, será transformada em uma carga uniforme e distribuída ao longo de toda extensão da viga de rigidez, assim:

$$w_{ct} = \frac{0,8288 \times 80}{200} = 0,3315 \text{ kN/m}$$

c) Guarda rodas

O guarda rodas aqui adotado será de concreto armado do tipo New Jersey, com as dimensões conforme a figura 47.

Figura 47 - Guarda rodas padrão New Jersey



Fonte: Manual de Obras de Arte Especiais (DNER, 1996)

Dessa forma, seu peso próprio será dado pela multiplicação da sua área de seção transversal pelo peso específico do concreto armado. Então, a área será de:

$$A = \frac{(0,225 + 0,175) \times 0,47}{2} + \frac{(0,225 + 0,4) \times 0,25}{2} + 0,15 \times 0,4 = 0,2321 \text{ m}^2$$

Assim, o peso próprio de um guarda rodas será de:

$$w_{gr} = 25 \times 0,2321 = 5,8025 \text{ kN/m}$$

d) Peso próprio dos cabos

Para efeito de pré-dimensionamento será adotado 2 cabos de cada lado da ponte com diâmetro de 2", Classe 6x36 com alma de aço, Warrington-Seale, Categoria EEIPS do catálogo CORDAL MINAS (Anexo A). Dessa forma, a carga por metro linear é de 11,159 kg/m, o que equivale à uma carga de aproximadamente 0,1116 kN/m. Para dois cabos de cada lado da ponte suspensa, teremos que:

$$w_c = 0,1116 \times 2 = 0,2232 \text{ kN/m}$$

e) Carga permanente total agindo sobre um lado da ponte

Somando-se todas os carregamentos permanentes, chegaremos ao valor de:

$$w = 23,8221 \text{ kN/m}$$

Dessa forma, adotaremos o valor para a carga permanente de:

$$w = 24 \text{ kN/m}$$

6.1.2 Cálculo da força horizontal H_w devido as cargas permanentes

De acordo com a equação (10), o valor da força (ou empuxo) horizontal é dado por:

$$H = \frac{pl^2}{8f}$$

Dados:

$$w = p = 24 \text{ kN/m};$$

$$L = l = 100 \text{ m};$$

$$f = f_w = 18 \text{ m}.$$

Substituindo os valores, encontraremos:

$$H = H_w = \frac{24 \times 100^2}{8 \times 18} = 1666,67 \text{ kN}$$

Valor adotado:

$$H_w = 1667 \text{ kN}$$

6.1.3 Comprimento total dos cabos

Desconsiderando os alongamentos elásticos, o comprimento total dos cabos de suspensão será o dobro do seu comprimento no vão central. Dessa forma, de acordo com a equação (20), tem-se:

$$S = l \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]$$

Sendo:

$$L = l = 100 \text{ m};$$

$$f = 18 \text{ m}.$$

Substituindo os valores, chegamos à:

$$S = 100 \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{18}{100} \right)^2 \right] = 108,64 \text{ m}$$

Adotado:

$$S = 110 \text{ m}$$

Dessa forma, para a ponte pênsil como um todo, teremos:

$$S_{total} = 2 \times 110 = 220 \text{ m}$$

Sendo o comprimento de $S_1 = S_2 = 55,0$ m para os vãos laterais e $S = 110$ m no vão central.

6.1.4 Geometria do cabo sob carregamento permanente

Como a relação $\frac{f}{l} \leq 0,20$, a equação que irá definir o comportamento geométrico dos cabos será o de uma parábola de 2º grau, dado pela equação (36).

$$y = \frac{w}{2H_w} x(L - x)$$

Onde:

$$w = 24 \text{ kN/m};$$

$$H_w = 1667 \text{ kN};$$

$$L = 100 \text{ m}.$$

Substituindo os valores, chegaremos à:

$$y = \frac{24}{2 \times 1667} x(100 - x)$$

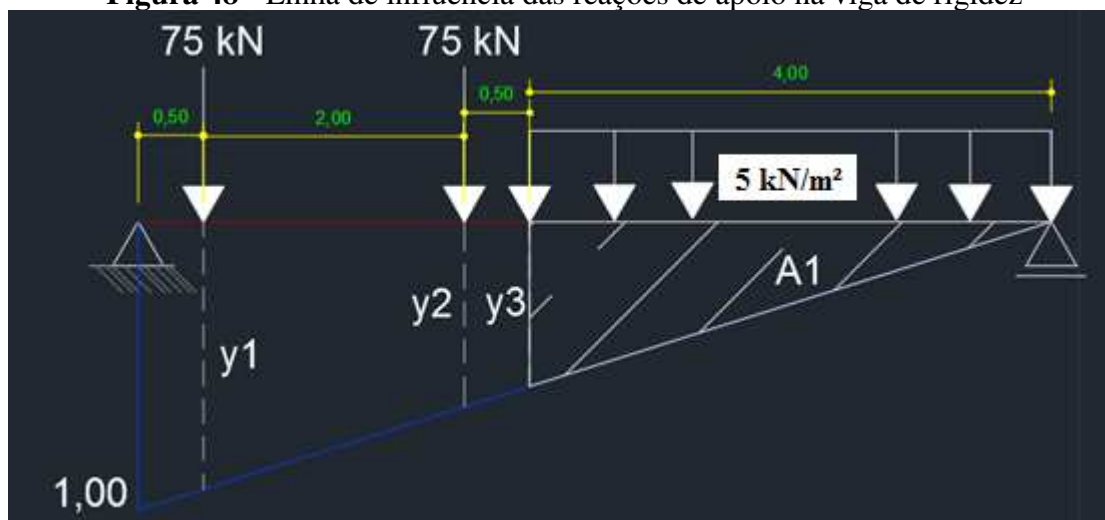
$$y = -0,0072x^2 + 0,72x$$

6.1.5 Cálculo da carga móvel

O trem tipo para o cálculo da carga móvel atuando nos cabos, será calculado a partir do veículo tipo padrão TB-450 estabelecido pela ABNT NBR 7188:2013, agindo em sua posição mais desfavorável, que é o mais próximo possível da viga em análise. Nesse sentido, é necessário que se encontre as reações da carga do tabuleiro na viga de rigidez, para que posteriormente, seja admitido que todo esse carregamento é absorvido pelo cabo.

Assim, a figura 48 mostra a representação da seção transversal do tabuleiro com o traçado da linha de influência das reações de apoio na viga, dentro da faixa em que o veículo está inserido, com as dimensões em metros.

Figura 48 - Linha de influência das reações de apoio na viga de rigidez



Fonte: O Autor (2017)

O valor de y_1 , y_2 e y_3 podem ser obtidos a partir de semelhança de triângulos. Realizando esse procedimento, encontraremos que:

$$y_1 = 0,9286$$

$$y_2 = 0,6426$$

$$y_3 = 0,5714$$

De posse desses valores, podemos calcular as reações dos carregamentos no tabuleiro, agindo sobre a viga.

a) Reação das cargas concentradas

$$P = 75 \times y_1 + 75 \times y_2$$

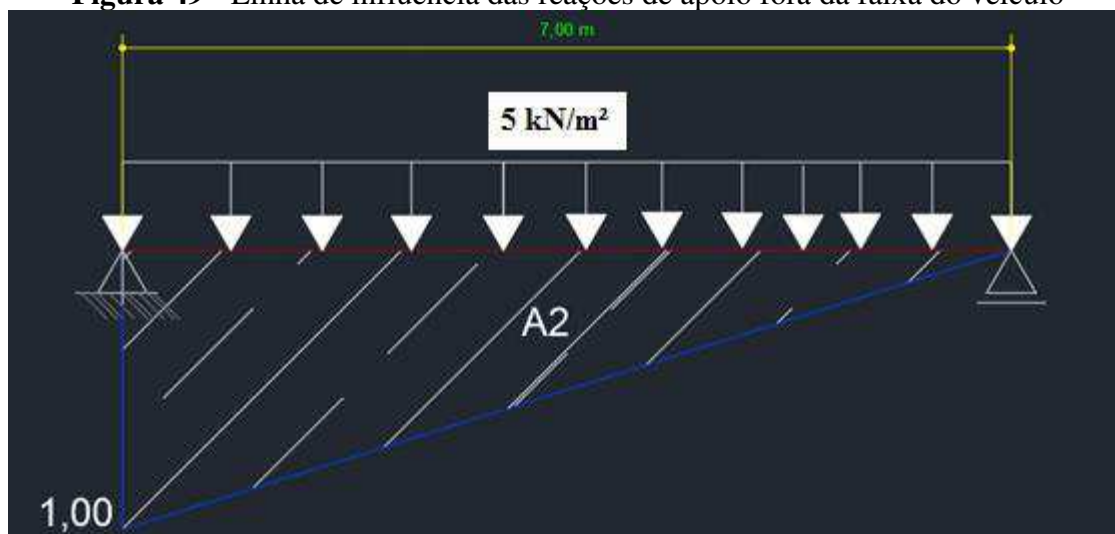
$$P = 75 \times 0,9286 + 75 \times 0,6426 = 117,84 \text{ kN}$$

b) Reação da carga distribuída

$$p = 5,0 \times A_1 = 5,0 \times \left(\frac{0,5714 \times 4}{2} \right) = 5,714 \text{ kN/m}$$

De posse dos valores das reações dentro da faixa do veículo, a linha de influência será agora analisada para a faixa fora do veículo, conforme mostra a figura 49 abaixo.

Figura 49 - Linha de influência das reações de apoio fora da faixa do veículo



Fonte: O Autor (2017)

c) Reação da carga distribuída fora da faixa do veículo

$$p = 5,0 \times A_2 = 5,0 \times \left(\frac{1,0 \times 7,0}{2} \right) = 17,5 \text{ kN/m}$$

Dessa forma, o trem-tipo resultante sobre a viga será conforme mostra a figura 50.

Figura 50 - Trem tipo resultante agindo ao longo da ponte no sentido longitudinal



Fonte: O Autor (2017)

Para efeitos de simplificação, será adotado que a carga de $p_{cm} = 17,5 \text{ kN/m}$ atua ao longo de todo o vão da ponte. Entretanto, pode-se calcular um alívio no carregamento concentrado fazendo a diferença entre os carregamentos distribuídos, depois, o valor dessa

diferença é multiplicado por seis, que representa o valor do comprimento longitudinal do veículo tipo, e por fim, divide-se o resultado por 3, que é a quantidade de cargas concentradas do trem-tipo longitudinal. O resultado desse alívio será subtraído da carga concentrada de 117,84 kN. Dessa maneira:

$$\Delta P = \frac{(17,5 - 5,714) \times 6}{3} = 23,572 \text{ kN}$$

Assim, o valor da carga concentrada final, será de

$$P_{cm} = 117,84 - 23,572 = 94,268 \text{ kN}$$

De posse desses valores, agora é necessário encontrar o valor das cargas concentradas e distribuídas majoradas pelos coeficientes CIV, CNF e CIA, exigidos pela NBR 7188:2013. Assim, o valor de CIV, será:

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$$

Sendo $L_{iv} = 200$ m. Dessa forma, CIV vale:

$$CIV = 1,0848$$

O valor de CNF valerá $CNF = 1,0$, em razão da ponte aqui analisada apresentar apenas 2 faixas de tráfego.

E por fim, o valor de CIA será dado por $CIA = 1,25$ por se tratar de uma obra em aço e concreto, dentro das nossas hipóteses.

Nesse aspecto, o valor da carga móvel concentrada de projeto será dado pela equação (63).

$$Q_{cm} = P_{cm} \times CIV \times CNF \times CIA$$

$$Q_{cm} = 94,27 \times 1,0848 \times 1,0 \times 1,25 = 127,83 \text{ kN}$$

O valor adotado será de $Q_{cm} = 128$ kN.

A carga móvel distribuída é dada pela equação (64). Logo,

$$q_{cm} = p_{cm} \times CIV \times CNF \times CIA$$

$$q_{cm} = 17,5 \times 1,0848 \times 1,0 \times 1,25 = 23,73 \text{ kN/m}$$

Assim, será adotado o valor de $q_{cm} = 24 \text{ kN/m}$.

A figura 51 mostra a configuração do trem-tipo final que será usado na análise da estrutura sobre carregamento móvel.

Figura 51 - Trem-tipo rodoviário final de projeto



Fonte: O Autor (2017)

6.1.6 Cálculo da força (empuxo) horizontal H_{cm} devido ao carregamento móvel distribuído

Para o cálculo do empuxo horizontal H_{cm} faremos uso da teoria elástica ou teoria de primeira ordem, apresentada no item 4.1.1.1. Dessa forma, para uma ponte com 3 tramos, considerando ela totalmente carregada, o valor da força horizontal devido a carga móvel distribuída será dada pela equação (42).

$$H_{cm}^{máx} = \frac{L}{5N_i f} \left(1 + 2 \frac{L_1^3 f_1}{L^3 f} \right) pL$$

Sendo:

$$L = 100,0 \text{ m};$$

$$L_1 = 50,0 \text{ m};$$

$$p = q_{cm} = 24 \text{ kN/m};$$

$f = 18,0 \text{ m}$;

$f_1 = 4,50 \text{ m}$; e N_i dado pela equação (43).

$$N_i = \frac{8}{5} \left(1 + 2 \frac{L_1 f_1^2}{L f^2} \right) + \frac{3}{f^2 L} \times \frac{EI}{A_C E_C} (L_c + L_{c_1})$$

E ressaltando mais uma vez que sendo o cabo considerado inextensível o valor de $A_C E_C$ tende para o infinito, dessa forma a parcela referente a $\frac{3}{f^2 L} \times \frac{EI}{A_C E_C} (L_c + L_{c_1})$ se aproxima de zero, podendo, portanto, ser desprezada no cálculo de N_i . Dessa forma, teremos:

$$N_i = \frac{8}{5} \left(1 + 2 \frac{50 \times 4,50^2}{100 \times 18^2} \right) = 1,70$$

Com isso, o valor de $H_{cm}^{m\acute{a}x}$ será de:

$$H_{cm}^{m\acute{a}x} = \frac{100}{5 \times 1,7 \times 18} \left(1 + 2 \frac{50^3 \times 4,50}{100^3 \times 18} \right) 24 \times 100 = 1666,67 \text{ kN}$$

O valor adotado de $H_{cm}^{m\acute{a}x}$ será de $H_{cm}^{m\acute{a}x} = 1667 \text{ kN}$.

6.1.7 Cálculo da força (empuxo) horizontal H_{cm} devido ao carregamento concentrado

O valor da H_{cm} devido ao carregamento móvel concentrado será calculado pela expressão (60).

$$H_{cm\text{pontual}} = \frac{P \times L}{4f_w}$$

O valor do empuxo horizontal máximo devido aos 3 carregamentos concentrados espaçados entre si de 1,50 m será dado quando os mesmos estiverem centralizados no meio do vão central da ponte. Para efeitos de simplificação, será aqui considerado que o valor de Q_{cm} total será dado pela soma dos três valores de 128 kN, totalizando assim 384 kN. Essa simplificação será feita em razão do vão ser muito grande em comparação com a distância entre os carregamentos concentrados. Dessa forma, sendo:

$$P = Q_{cm} = 384 \text{ kN};$$

$L = 100,0 \text{ m}; e$

$f = f_w = 18,0 \text{ m}.$

Teremos que o valor do empuxo horizontal devido as cargas concentradas será na ordem de:

$$H_{cm} = \frac{384 \times 100}{4 \times 18} = 533,33 \text{ kN}$$

O valor adotado será de $H_{cm} = 533 \text{ kN}.$

6.1.8 Cálculo da tração máxima atuando nos cabos

A tração máxima no cabo principal será calculada usando a equação (14), onde:

$$T_{m\acute{a}x} = H \sqrt{1 + 16 \times \left(\frac{f}{l}\right)^2}$$

Sendo H equivalente ao valor total do empuxo horizontal atuando sobre o cabo, dessa forma:

$$H = H_{total} = 1667 + 1667 + 533 = 3867 \text{ kN}$$

Seja ainda, $l = L = 100 \text{ m}$ e $f = 18,0 \text{ m}.$ Substituindo os valores, chegaremos à:

$$T_{m\acute{a}x} = 3867 \sqrt{1 + 16 \times \left(\frac{18}{100}\right)^2} = 4765,05 \text{ kN}$$

Valor adotado: $T_{m\acute{a}x} = 4765 \text{ kN}$

É importante ressaltar que a tração máxima é calculada considerando o vão central de 100 metros nos cálculos devido a simetria da estrutura, e sobretudo, devido ao fato de que sendo os cabos articulados nos topos das torres, o valor máximo de tração obtido analiticamente, será dado através da análise sempre desse vão. A partir daí todo o cabo principal é

dimensionado, sempre tendo o cuidado de se encontrar a solicitação mais desfavorável na estrutura.

6.1.9 Dimensionamento dos cabos

6.1.9.1 Pendurais

A tração máxima nos pendurais, na situação mais desfavorável, pode ser calculada pela expressão (67).

$$T_{pendural} = (w + q_{cm})\Delta + 3Q_{cm} \left(\frac{\Delta - 1}{\Delta} \right)$$

Sendo:

$$w = 24 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_{cm} = 24 \text{ kN/m}^2;$$

$$Q_{cm} = 128 \text{ kN}; \text{ e}$$

$$\Delta = 2,50 \text{ m.}$$

Substituindo os respectivos valores, chegaremos à:

$$T_{pendural} = (24 + 24)2,50 + 3 \times 128 \left(\frac{2,50 - 1}{2,50} \right) = 350,4 \text{ kN}$$

Assim, o número de cabos necessário para resistir a essa solicitação, será dada pela equação (72).

$$n_{cabos} = \frac{\emptyset \times T_{pendural}}{\frac{T_{rup}}{\gamma}}$$

Sendo:

$$\emptyset = 1,50;$$

$$T_{pendural} = 350,4 \text{ kN};$$

$$T_{rup} = 78,9 \text{ tf} = 789 \text{ kN} \text{ (Considerando um cabo do tipo EEIPS com diâmetro de } 1.1/4'' \text{ – Anexo A);}$$

$$\gamma = \emptyset = 1,50.$$

Dessa forma, teremos que:

$$n_{cabos} = \frac{(1,5 \times 350,4)}{\frac{789}{1,5}} = 0,9992$$

$$n_{cabos} = 1,0$$

Dessa forma, serão utilizados para os pendurais um cabo com diâmetro de 1.1/4” do tipo EEIPS 6x36 com alma de aço, ou seja, 32 mm de acordo com o catálogo da CORDAL MINAS (Anexo A).

6.1.9.2 Cabo principal

Sendo o valor da tração máxima no cabo principal $T_{m\acute{a}x} = 4765 \text{ kN}$, o procedimento para o cálculo da seção do cabo de aço que resiste a essa solicitação é análogo ao feito em 6.1.9.1. Dessa forma, teremos que:

$$n_{cabos} = \frac{\phi \times T_{m\acute{a}x}}{\frac{T_{rup}}{\gamma}}$$

Sendo:

$T_{rup} = 301 \text{ tf} = 3010 \text{ kN}$ (Considerando um cabo do tipo EEIPS com diâmetro de 2.1/2” – Anexo A);

Ou seja,

$$n_{cabos} = \frac{(1,5 \times 4765)}{\frac{3010}{1,5}} = 3,56$$

Assim,

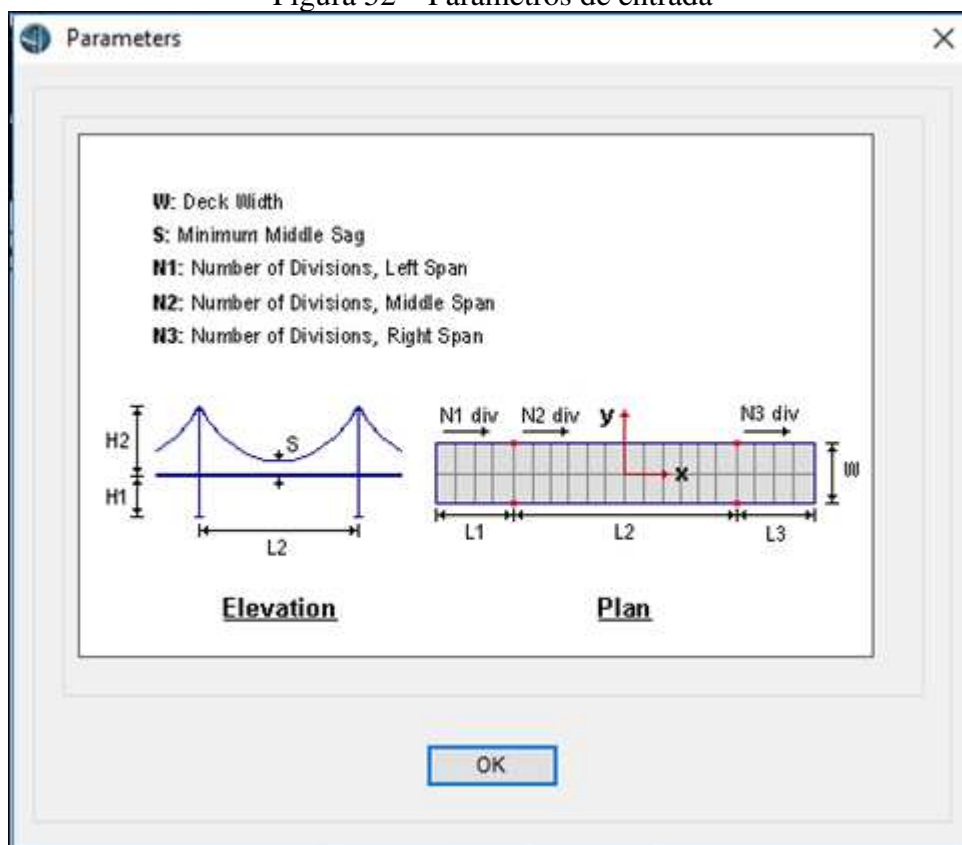
$$n_{cabos} = 4,0$$

Dessa forma, serão usados 4 cabos de 2.1/2” do tipo EEIPS 6x36 com alma de aço, em cada lado da estrutura da ponte pênsil, o que equivale a um diâmetro total de 254 mm (Anexo A). No total serão usados 8 cabos de 2.1/2” totalizando assim 508 mm diâmetro de cabos.

6.1.10 Análise dos cabos da estrutura via SAP 2000

Feito o cálculo analítico, os cabos da ponte pênsil serão aqui analisados com o auxílio dos softwares SAP 2000. A ponte foi modelada de acordo com os dados hipotéticos apresentados no item 6.1. As figuras 52 e 53 o processo de modelagem dentro do programa.

Figura 52 – Parâmetros de entrada



Fonte: O Autor (2017)

Figura 53 – Dados de entrada para modelagem

Suspension Bridge

Parametric Definition

Suspension Bridge Dimensions

Left Span Length, L1	50	Number of Divisions, N1	20
Middle Span Length, L2	100	Number of Divisions, N2	40
Right Span Length, L3	50	Number of Divisions, N3	20
Deck Width, W	7	Minimum Middle Sag, S	2
Column Height, H1	10	Column Height, H2	20

Locate Origin...

Section Properties

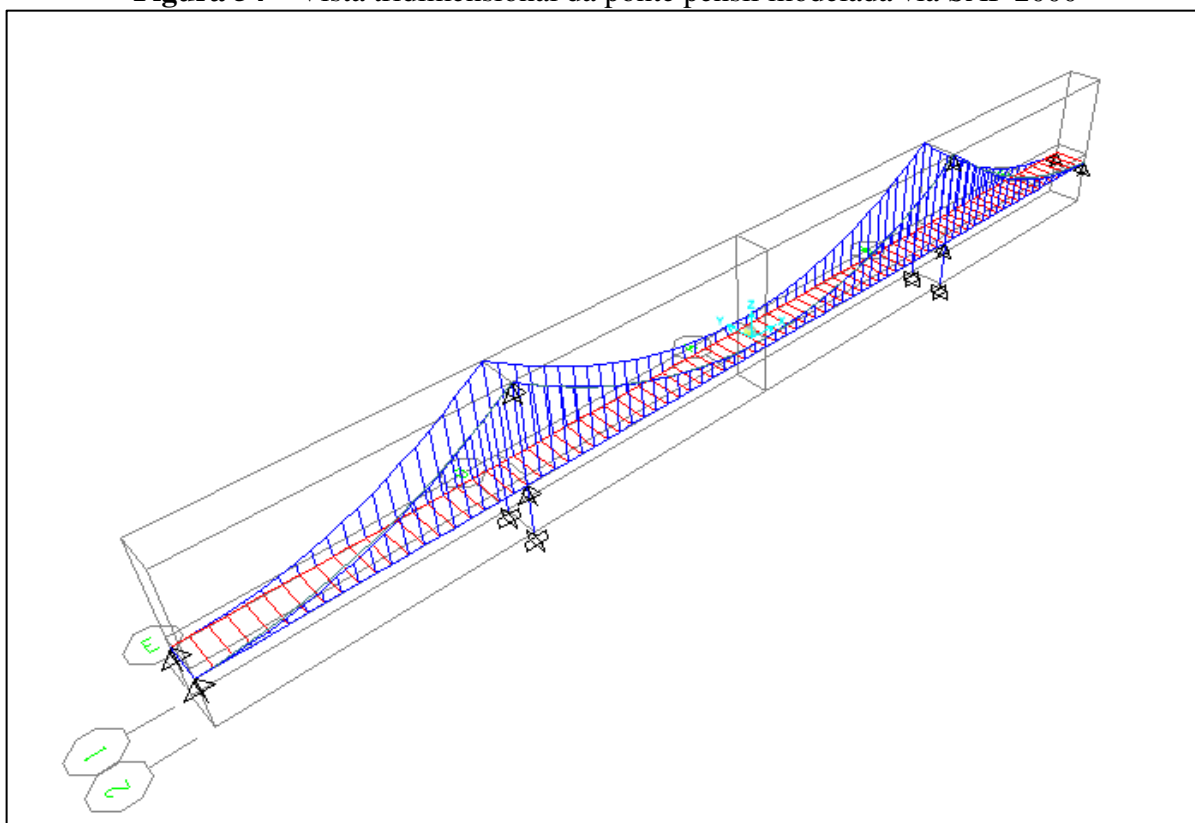
Beams	Default
Columns	Default
Cables	Default
Areas	Default

Restraints
 Gridlines

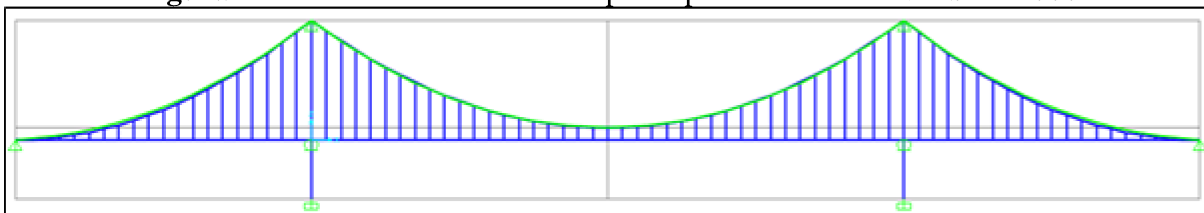
OK Cancel

Fonte: O Autor (2017)

Com isso, a estrutura resultante é ilustrada pelas figuras 54 e 55.

Figura 54 – Vista tridimensional da ponte pênsil modelada via SAP 2000

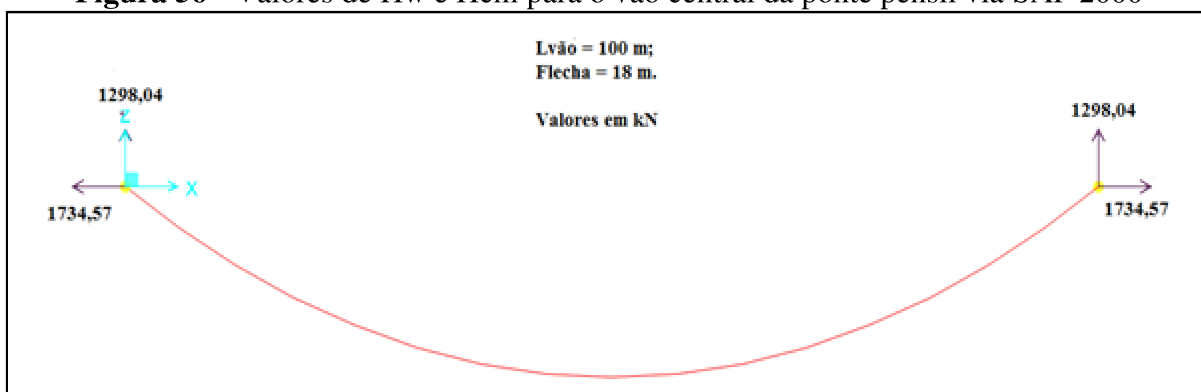
Fonte: O Autor (2017)

Figura 55 – Vista bidimensional da ponte pênsil modelada via SAP 2000

Fonte: O Autor (2017)

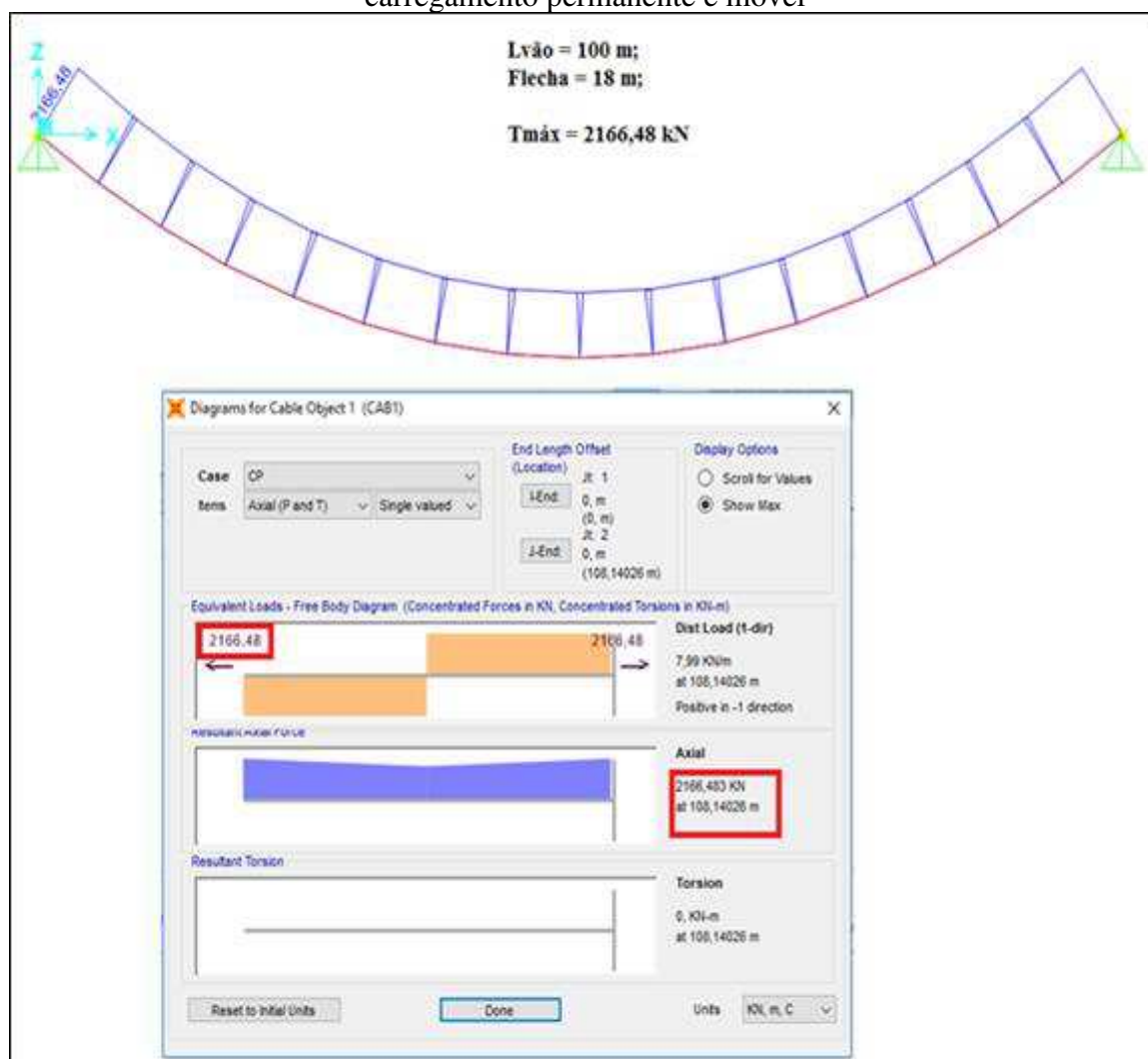
Após a modelagem da estrutura os cabos do vão central e lateral foram analisados de maneira separadas, para que fossem verificadas suas componentes máximas de empuxo horizontal e ainda, as suas respectivas trações. É significativo ressaltar que a análise de cabos do SAP 2000 é feita considerando o cabo como sendo uma catenária, ou seja, o carregamento atuando ao longo do comprimento do cabo. Nesse aspecto, os valores encontrados tendem, no geral, a serem maiores do que os encontrados pelo cálculo analítico considerando o carregamento atuando ao longo do vão.

Assim, para vão central, considerando o carregamento permanente uniformemente distribuído ($w = 24,0 \text{ kN/m}^2$) e a carga móvel uniformemente distribuída ($q_{cm} = 24 \text{ kN/m}^2$) atuando ao longo de todo o vão. Os resultados encontrados foram de $H_w = H_{cm} = 1734,57 \text{ kN}$ para a força horizontal nos apoios (figura 56) e $T_{máx} = 2166,48 \text{ kN}$ para os dois casos de cargas, conforme a figura 57.

Figura 56 - Valores de H_w e H_{cm} para o vão central da ponte pênsil via SAP 2000

Fonte: O Autor (2017)

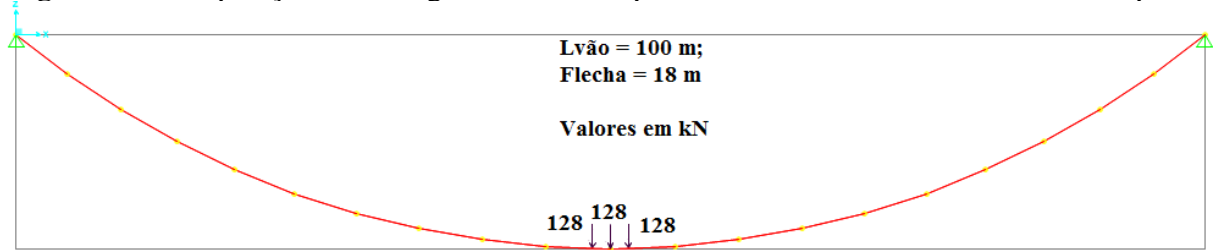
Figura 57 – Valor da tração máxima para o vão central da ponte via SAP 2000 para o carregamento permanente e móvel



Fonte: O Autor (2017)

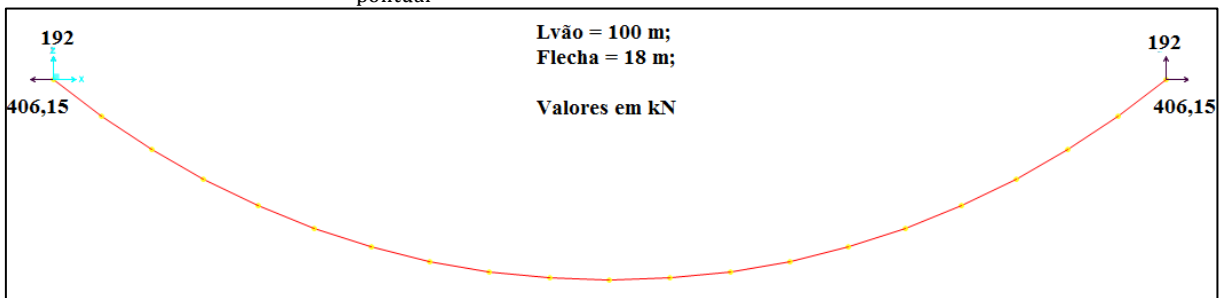
Analisando o vão central para o carregamento móvel concentrado composto por 3 cargas pontuais de 128 kN espaçadas entre si de 1,50m atuando no meio do vão (figura 58), o valor da componente horizontal de tração encontrado será de $H_{\text{cm}_{\text{pontual}}} = 406,15 \text{ kN}$ (figura 59) e tração máxima de $T_{\text{máx}} = 449,23 \text{ kN}$ (figura 60).

Figura 58 – Disposição do carregamento móvel pontual atuando sobre o vão central da ponte



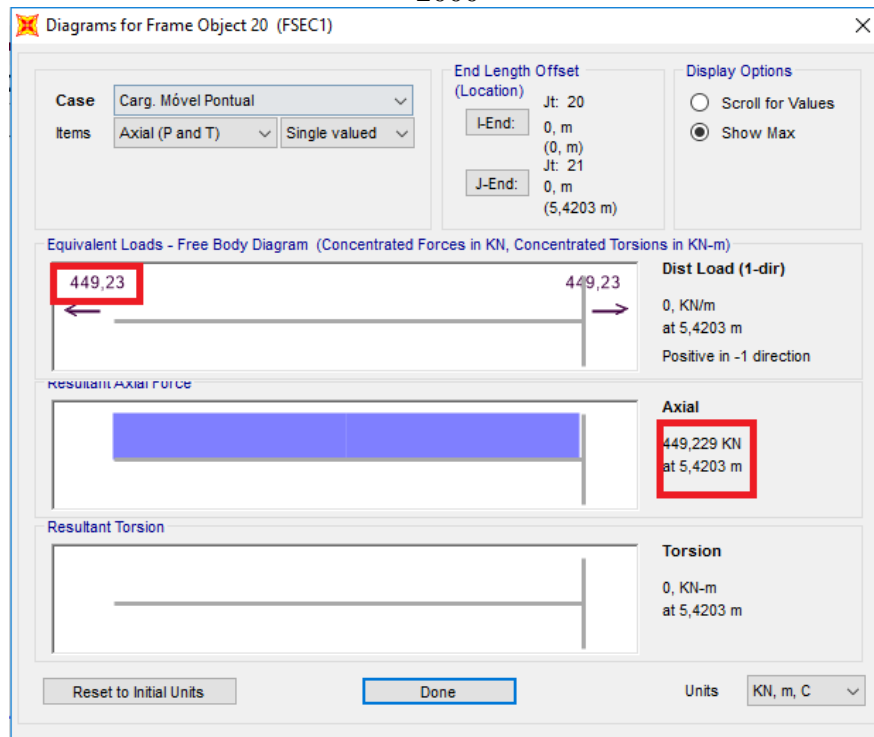
Fonte: O Autor (2017)

Figura 59 – Valor de $H_{cm_{pontual}}$ para o carregamento móvel pontual na ponte via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

Figura 60 – Valor da tração máxima para o carregamento móvel pontual na ponte via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

Nesse sentido, em resumo, os valores encontrados para o vão central na análise estática para os carregamentos permanente e móvel foram de:

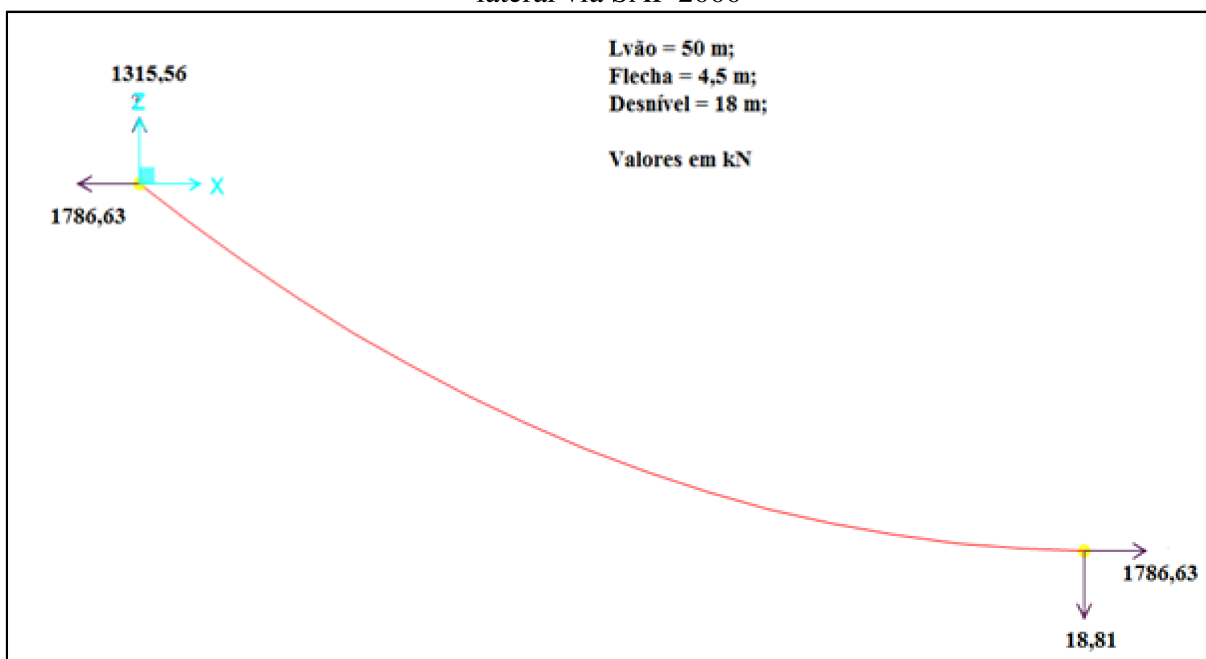
$$\begin{aligned} H_w &= 1734,57 \text{ kN}; \\ H_{cm} &= 1734,57 \text{ kN}; \\ H_{cm_{pontual}} &= 406,15 \text{ kN}; \\ T_{m\acute{a}x} &= 4782,19 \text{ kN}. \end{aligned}$$

O vão lateral foi analisado isoladamente para os carregamentos permanente e móvel uniformemente distribuídos ($w = q_{cm} = 24,0 \text{ kN/m}^2$), e os resultados encontrados foram os seguintes:

$$\begin{aligned} H_w &= 1786,63 \text{ kN}; \\ H_{cm} &= 1786,63 \text{ kN}; \\ T_{m\acute{a}x} &= 4437,46 \text{ kN}. \end{aligned}$$

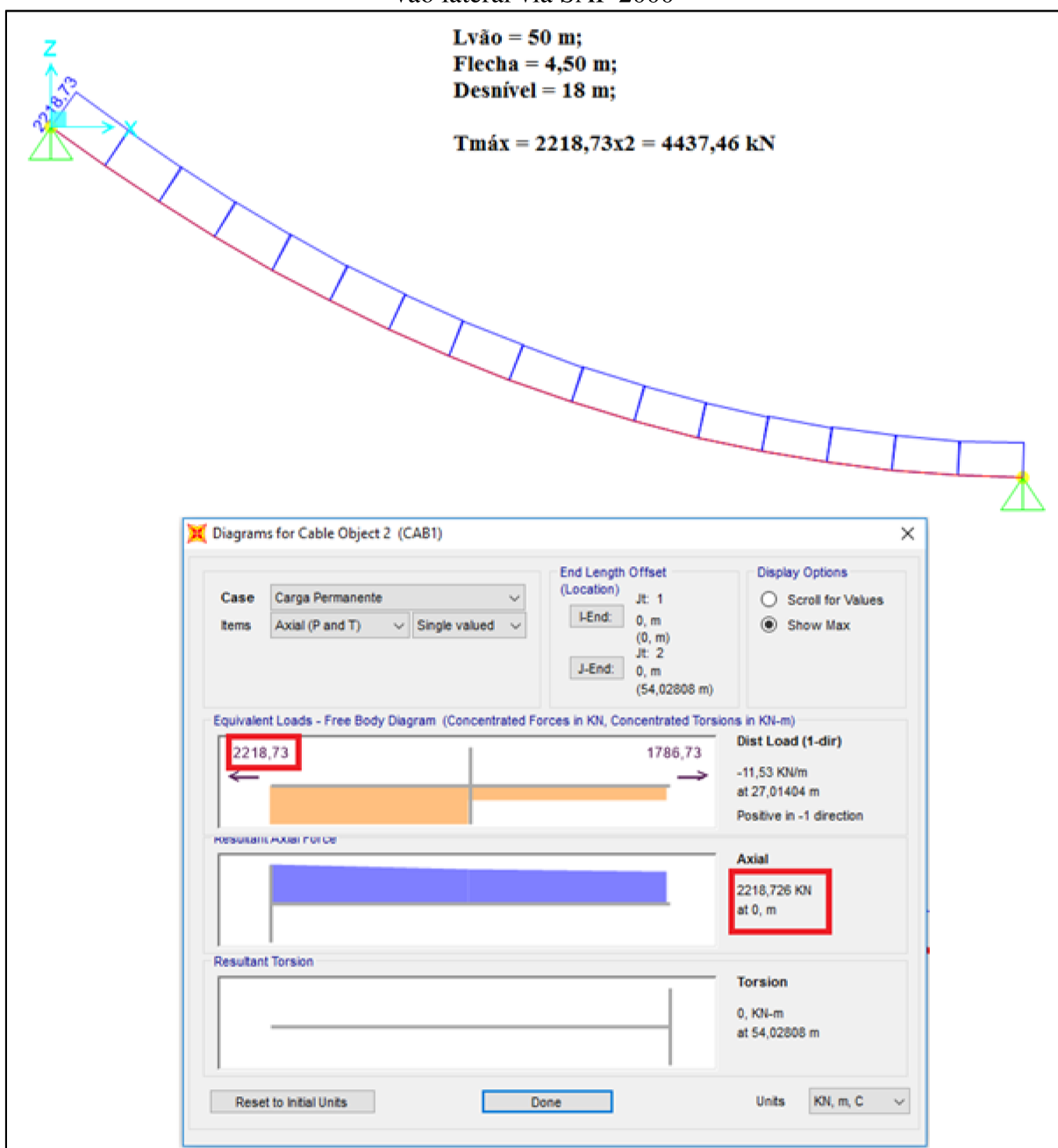
As figuras 61 e 62 ilustram os esses resultados.

Figura 61 – Valores de H_w e H_{cm} devidos aos carregamentos permanente e móvel no vão lateral via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

Figura 62 – Valores da tração máxima devidos aos carregamentos permanente e móvel no vão lateral via SAP 2000



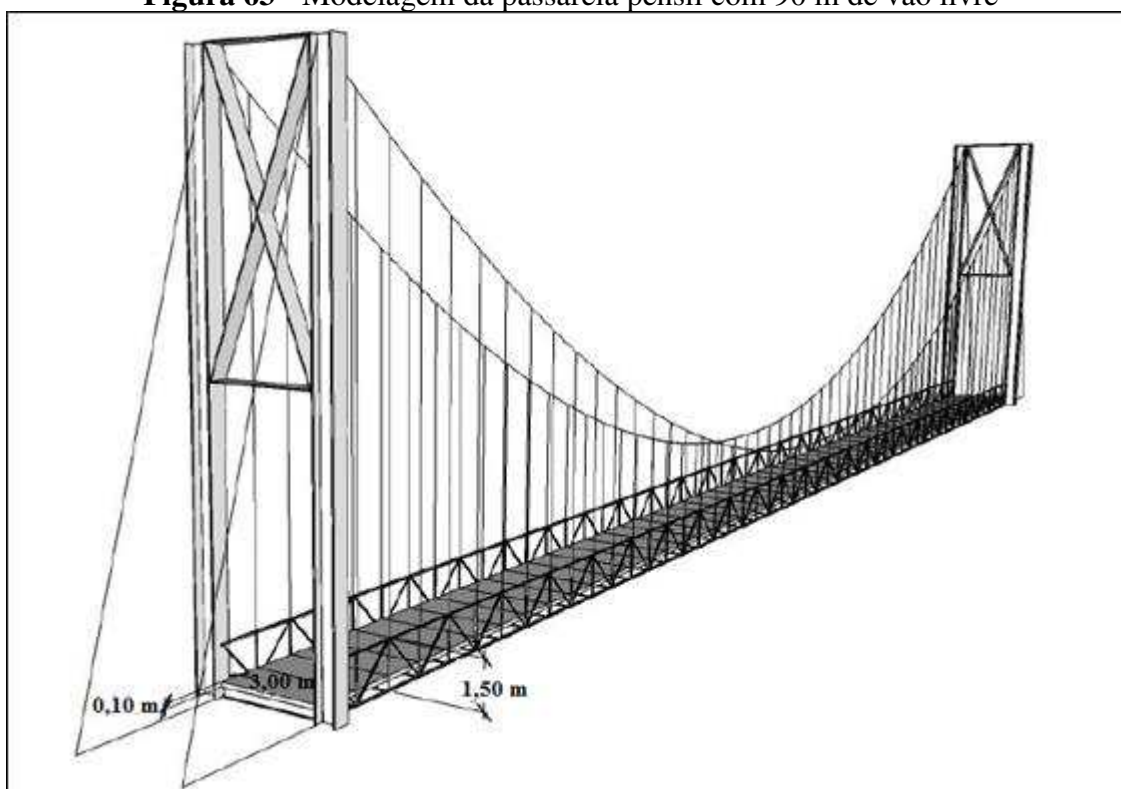
Fonte: O Autor (2017)

Ressalta-se que a análise é feita separadamente, pois, fazendo assim, tem-se os valores sempre a favor da segurança para a análise dos cabos da ponte pênsil. Ora, quando os cabos são analisados de maneira contínua, as superposições do empuxo horizontal (H) no topo da torre, nos leva a ter resultados menores em relação aos que foram obtidos analisando os cabos isoladamente.

6.2 PASSARELA SUSPensa COM 90 M DE VÃO LIVRE

A passarela pênsil que aqui será analisada estaticamente terá todas as suas dimensões e dados hipotéticos, uma vez que o ponto primordial é mostrar como se dá a análise dos cabos em suspensão parabólica que a sustentam. A estrutura é modelada como mostra a figura 63.

Figura 63 - Modelagem da passarela pênsil com 90 m de vão livre



Fonte: Adaptado de Pinto e Altoé (2012)

Nesse sentido, as hipóteses adotadas são:

- Comprimento total do vão da passarela (L) = 90,00 m;
- Largura do tabuleiro (L_t) = 3,00 m;
- Altura das torres (h) = 10,00 m;
- Flecha total do cabo (f) = 9,00 m;
- Distância entre os pendurais (Δ) = 1,50 m.
- O tabuleiro é suposto como sendo um diafragma rígido, formado a partir de lajes de concreto armado pré-moldado, em painéis de 3,00m x 1,50m, com 10 cm de espessura. (3,00x3,00x0,10)

- A longarina será treliçada com altura de 1,50 m, para já servir de guarda corpo e distância entre montantes de 1,50 m, para casar com a distância entre os pendurais, conforme mostra a modelagem na figura 49. A treliça será formada a partir de perfis em dupla cantoneira de abas iguais, com dimensões em mm de 203x203x12,7. A treliça completa terá sua carga por metro linear estimada em 3,15 kN/m.
- As transversinas serão locadas a cada 1,50 m da passarela e serão formadas por perfis em dupla cantoneira de abas iguais, com dimensões em mm de 127x127x15,9, com carga por metro linear de aproximadamente 0,596 kN/m.

6.2.1 Cálculo das cargas permanentes agindo sobre um vão de cabos

a) Tabuleiro

a.1) Peso próprio da laje em concreto armado:

$$w_{c.A} = \frac{25 \times 0,10 \times 3}{2} = 3,75 \text{ kN/m}$$

b) Longarina treliçada

b.1) Peso próprio da longarina:

$$w_L = 3,15 \text{ kN/m}$$

b.2) Cálculo da carga das transversinas atuando sobre a longarina:

As transversinas terão 3,00 m de comprimento e são supostas apoiadas nas longarinas, dessa forma a reação pontual do peso próprio da transversina atuando sobre a longarina será de:

$$P_{tr} = \frac{0,596 \times 3}{2} = 0,894 \text{ kN}$$

Para efeitos de cálculo, será transformada todas as cargas pontuais agindo a cada 1,50 m da passarela, em uma carga uniforme e distribuída ao longo de toda a viga de rigidez, suposta contínua, dessa forma:

$$w_{tr} = \frac{0,894 \times 60}{90} = 0,596 \text{ kN/m}$$

c) Peso próprio dos cabos

Para efeito de pré-dimensionamento será adotado 2 cabos de cada lado da ponte com diâmetro de 1 1/2", Classe 6x36 com alma de aço, Warrington-Seale, Categoria IPS do catálogo CORDAL MINAS (Anexo A). Dessa forma, a carga por metro linear é de 5,918 kg/m, o que equivale à uma carga de aproximadamente 0,05918 kN/m. Para dois cabos de cada lado da ponte suspensa, teremos que:

$$w_c = 0,05918 \times 2 = 0,11836 \text{ kN/m}$$

d) Carga permanente total agindo sobre um lado da ponte

Somando-se todas os carregamentos permanentes, chegaremos ao valor de:

$$w = 7,61436 \text{ kN/m}$$

Dessa forma, adotaremos o valor para a carga permanente de:

$$w = 8,0 \text{ kN/m}$$

6.2.2 Cálculo da força horizontal H_w devido as cargas permanentes

De acordo com a equação (10), o valor da força (ou empuxo) horizontal é dado por:

$$H = \frac{pl^2}{8f}$$

Dados:

$$w = p = 8,0 \text{ kN/m};$$

$$L = l = 90,0 \text{ m};$$

$$f = f_w = 9,0 \text{ m}.$$

Substituindo os valores, encontraremos:

$$H = H_w = \frac{8 \times 90^2}{8 \times 9} = 900 \text{ kN}$$

Valor adotado:

$$H_w = 900 \text{ kN}$$

6.2.3 Comprimento total dos cabos

Desconsiderando os alongamentos elásticos, o comprimento total dos cabos de suspensão será o dobro do seu comprimento no vão central. Dessa forma, de acordo com a equação (20), tem-se:

$$S = l \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]$$

Sendo:

$$L = l = 90,0 \text{ m};$$

$$f = 9,0 \text{ m}.$$

Substituindo os valores, chegamos à:

$$S = 90 \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{9}{90} \right)^2 \right] = 92,4 \text{ m}$$

Adotado:

$$S = 93,0 \text{ m}$$

6.2.4 Geometria do cabo sob carregamento permanente

Como a relação $\frac{f}{l} \leq 0,20$, a equação que irá definir o comportamento geométrico dos cabos será o de uma parábola de 2º grau, dado pela equação (36).

$$y = \frac{w}{2H_w} x(L - x)$$

Onde:

$$w = 8,0 \text{ kN/m};$$

$$H_w = 900 \text{ kN};$$

$$L = 90,0 \text{ m}.$$

Substituindo os valores, chegaremos à:

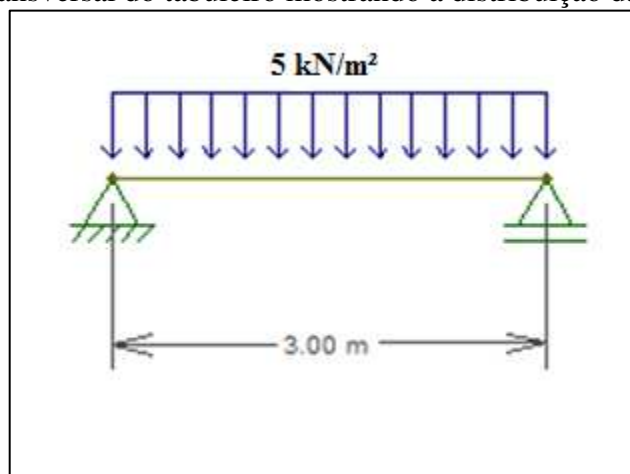
$$y = \frac{8}{2 \times 900} x(90 - x)$$

$$y = -0,00444x^2 + 0,4x$$

6.2.5 Cálculo da carga móvel

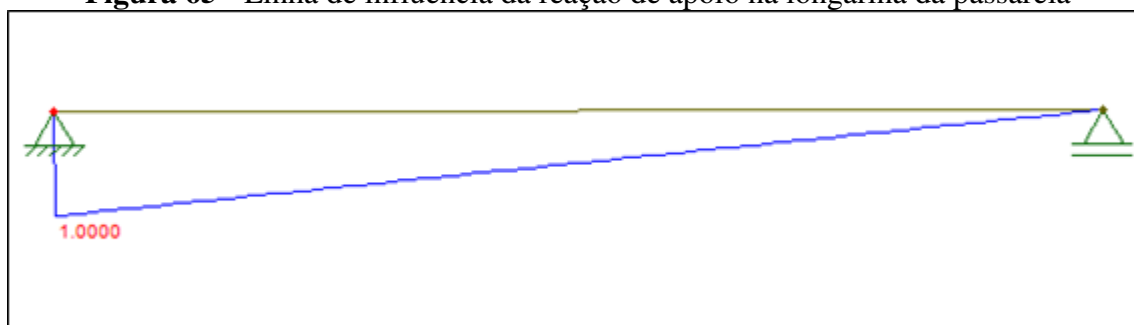
De acordo com a NBR 7188:2013, a carga móvel a ser considerada em passarelas para pedestres, agindo sobre o tabuleiro é de $p_{cm} = 5,0 \text{ kN/m}^2$. Dessa forma, é necessário que seja calculado a reação dessa carga do tabuleiro sobre as vigas de rigidez da passarela (ou longarinas). Dessa forma, a figura 64 mostra a distribuição da carga sobre uma seção transversal do tabuleiro e a figura 65 mostra o traçado da linha de influência sobre a longarina.

Figura 64 - Seção transversal do tabuleiro mostrando a distribuição da carga móvel atuando



Fonte: O Autor (2017)

Figura 65 - Linha de influência da reação de apoio na longarina da passarela



Fonte: O Autor (2017)

O trem-tipo distribuído ao longo da longarina, e posteriormente, absorvida pelos cabos será encontrado pelo produto da carga distribuída no tabuleiro pela área do triângulo formado na figura 65. Assim, tem-se:

$$p = 5,0 \times \left(\frac{1,0 \times 3,0}{2} \right) = 7,5 \text{ kN/m}$$

Agora, calculamos o valor da carga móvel majorada dos coeficientes CIV, CNF e CIA. O valor de CIV será

$$\text{CIV} = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right)$$

Sendo $L_{iv} = 90$ m. Dessa forma, CIV vale:

$$\text{CIV} = 1,1514$$

O coeficiente de número será tido como sendo CNF = 1,0 e o coeficiente de impacto adicional valerá CIA = 1,25, por se tratar de uma construção mista. Dessa forma, o valor da carga móvel de projeto será:

$$\begin{aligned} q_{cm} &= p_{cm} \times \text{CIV} \times \text{CNF} \times \text{CIA} \\ q_{cm} &= 7,5 \times 1,1514 \times 1,0 \times 1,25 = 10,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

O valor adotado do trem tipo atuando ao longo da longarina será de:

$$q_{cm} = 11 \text{ kN/m}$$

6.2.6 Cálculo da força (empuxo) horizontal H_{cm} devido ao carregamento móvel distribuído

O valor do empuxo horizontal devido a carga móvel na passarela será calculado pela expressão (40).

$$H_{cm} = \frac{p_{cm}L}{5N} \times \frac{1}{a}$$

Sendo:

$$p_{cm} = q_{cm} = 11,0 \text{ kN/m};$$

$$L = 90,0 \text{ m};$$

$$a = 0,10; e$$

N calculado através da expressão (39). Nesse sentido,

$$N = \frac{8}{5} + \frac{3EI}{A_c E_c f_w^2} (1 + 8a^2) + \frac{3EIL_t}{L_{v\tilde{a}o} A_c E_c f_w^2} \sec^3 \alpha$$

O cabo da passarela pênsil, assim como o da ponte, é considerado inextensível o que faz com que o produto $A_c E_c$ tenda para o infinito, tornando assim as frações $\frac{3EI}{A_c E_c f_w^2} (1 + 8a^2) + \frac{3EIL_t}{L_{v\tilde{a}o} A_c E_c f_w^2} \sec^3 \alpha$ próximas de zero. Com isso, o valor de N valerá:

$$N = 1,60$$

Substituindo os valores na equação (40), teremos:

$$H_{cm} = \frac{11 \times 90}{5 \times 1,60} \times \frac{1}{0,10} = 1237,5 \text{ kN}$$

6.2.7 Cálculo da tração máxima atuando nos cabos

A tração máxima no cabo principal será calculada usando a equação (14), onde:

$$T_{m\acute{a}x} = H \sqrt{1 + 16 \times \left(\frac{f}{l}\right)^2}$$

Sendo H equivalente ao valor total do empuxo horizontal atuando sobre o cabo, dessa forma:

$$H = H_{total} = 900 + 1237,5 = 2137,5 \text{ kN}$$

Seja ainda, $l = L = 90,0 \text{ m}$ e $f = 9,0 \text{ m}$. Substituindo os valores, chegaremos à:

$$T_{m\acute{a}x} = 2137,5 \sqrt{1 + 16 \times \left(\frac{9}{90}\right)^2} = 2302,16 \text{ kN}$$

Valor adotado: $T_{m\acute{a}x} = 2305 \text{ kN}$

6.2.8 Dimensionamento dos cabos

6.2.8.1 Pendurais

A tração máxima nos pendurais, na situação mais desfavorável, pode ser calculada pela expressão (67).

$$T_{pendural} = (w + q_{cm})\Delta + 3Q_{cm} \left(\frac{\Delta - 1}{\Delta} \right)$$

Com $w = 8,0 \text{ kN/m}^2$;

$q_{cm} = 11,0 \text{ kN/m}^2$;

$Q_{cm} = 0,00$; e

$\Delta = 1,50 \text{ m}$.

Substituindo os respectivos valores, chegaremos à:

$$T_{pendural} = (8,0 + 11,0)1,50 + 3 \times 0,0 \left(\frac{1,50 - 1}{1,50} \right) = 28,5 \text{ kN}$$

Assim, o número de cabos necessários para resistir a essa solicitação, será dada pela equação (69).

$$n_{cabos} = \frac{\emptyset \times T_{pendural}}{\frac{T_{rup}}{\gamma}}$$

Sendo:

$\emptyset = 1,50$;

$T_{pendural} = 28,5 \text{ kN}$; e

$T_{rup} = 10,4 \text{ tf} = 104 \text{ kN}$ (Considerando um cabo do tipo IPS com diâmetro de 1/2” – Anexo A);

$$n_{cabos} = \frac{(1,5 \times 28,5)}{\frac{104}{1,5}} = 0,62$$

$$n_{cabos} = 1,0$$

Dessa forma, serão utilizados para os pendurais um cabo com diâmetro de 1/2”, do tipo IPS 6x36 com alma de aço, ou seja, 13,0 mm de acordo com o catálogo da CORDAL MINAS (Anexo A).

6.2.8.2 Cabo principal

Sendo o valor da tração máxima no cabo principal $T_{m\acute{a}x} = 2305 \text{ kN}$, o procedimento para o cálculo da seção do cabo de aço que resiste a essa solicitação é análogo ao feito em 6.2.7.1. Dessa forma, teremos que:

$$n_{cabos} = \frac{\emptyset \times T_{m\acute{a}x}}{\frac{T_{rup}}{\gamma}}$$

Sendo:

$T_{rup} = 174,8 \text{ tf} = 1748 \text{ kN}$ (Considerando um cabo do tipo IPS com diâmetro de 2.1/8” – Anexo A);

Ou seja,

$$n_{cabos} = \frac{(1,5 \times 2305)}{\frac{1748}{1,5}} = 2,97$$

$$n_{cabos} = 3,0$$

Dessa forma, serão utilizados para os cabos principais da passarela, 3 cabos de 2. 1/8” do tipo IPS 6x36 com alma de aço, em cada lado da estrutura, isso equivalente a um diâmetro de 162 mm de acordo com o catálogo da CORDAL MINAS (Anexo A). Assim, no total, serão utilizados 6 cabos de 2. 1/8” para suspensão da passarela aqui calculada hipoteticamente.

6.2.9 Análise dos cabos da estrutura via SAP 2000

Feito o cálculo analítico das forças máximas que atuam no cabo principal da passarela pênsil da figura 63, foi analisado a mesma estrutura utilizando o software de análise estrutural SAP 2000. Tal procedimento será adotado para que sejam feitas comparações entre os

resultados obtidos através da análise estática da estrutura por meio das conceituações teóricas e, o resultado da análise quando feita por softwares de engenharia.

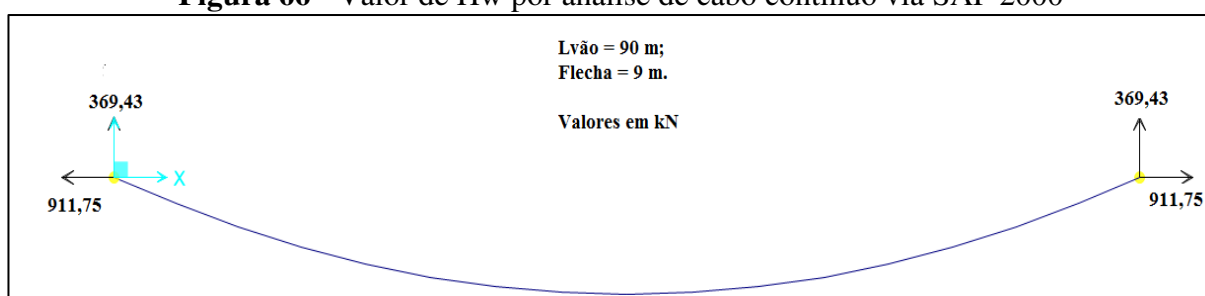
Nesse sentido, a modelagem utilizada se deu de duas formas dentro no programa: a primeira, foi modelado um cabo contínuo. A segunda, foi modelado também um cabo, todavia, este foi formado por uma associação de elementos finitos de barras.

Quando a modelagem é feita como cabo contínuo, o programa analisa a estrutura como sendo uma catenária, ou seja, com os carregamentos atuando ao longo do comprimento do cabo. Em contrapartida, quando análise é feita modelando elementos finitos de barras, é garantida a condição adotada no cálculo analítico de que a carga atue ao longo do vão e não do comprimento do cabo.

Quando o cabo foi submetido a um modelo de cabo contínuo os resultados obtidos foram os seguintes:

- a) A análise feita com o cabo contínuo para o carregamento distribuído permanente ($w = 8,0 \text{ kN/m}$) gerou o valor de $H_w = 911,75 \text{ kN}$, conforme mostra a figura 66.

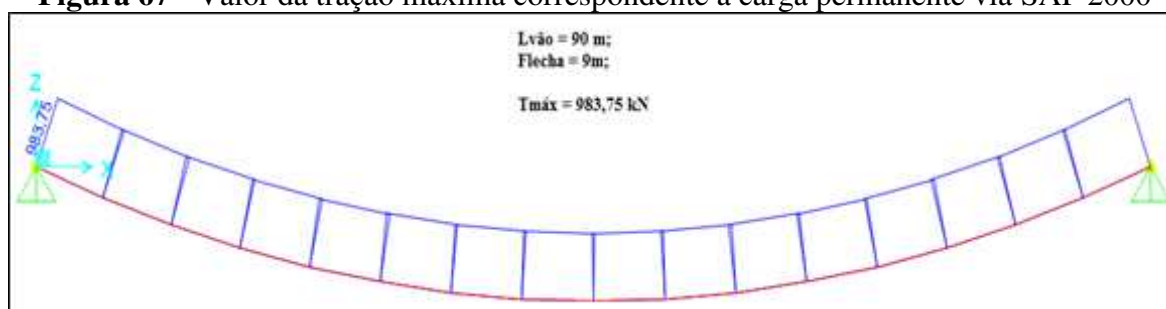
Figura 66 - Valor de H_w por análise de cabo contínuo via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

- b) O valor da tração máxima para este mesmo carregamento foi de $T_{\text{máx}} = 983,75 \text{ kN}$ (figura 67).

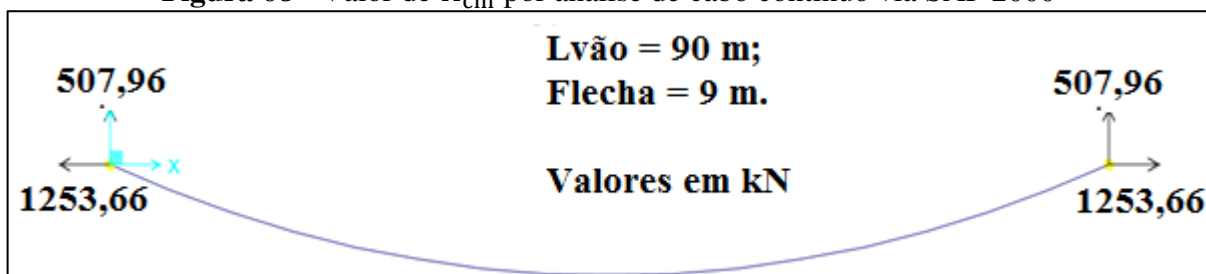
Figura 67 - Valor da tração máxima correspondente a carga permanente via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

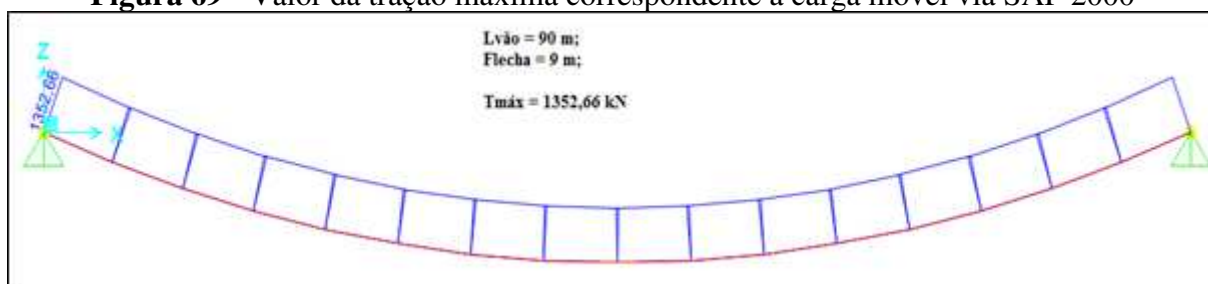
c) Com relação a carga móvel ($q_{cm} = 11 \text{ kN/m}$), os valores obtidos foram de $H_{cm} = 1253,66 \text{ kN}$ e $T_{m\acute{a}x} = 1352,66 \text{ kN}$, conforme os diagramas mostrados nas figuras 68 e 69.

Figura 68 - Valor de H_{cm} por análise de cabo contínuo via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

Figura 69 - Valor da tração máxima correspondente a carga móvel via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

Em resumo, os valores obtidos por essa análise foram de:

$$H_w = 911,75 \text{ kN}$$

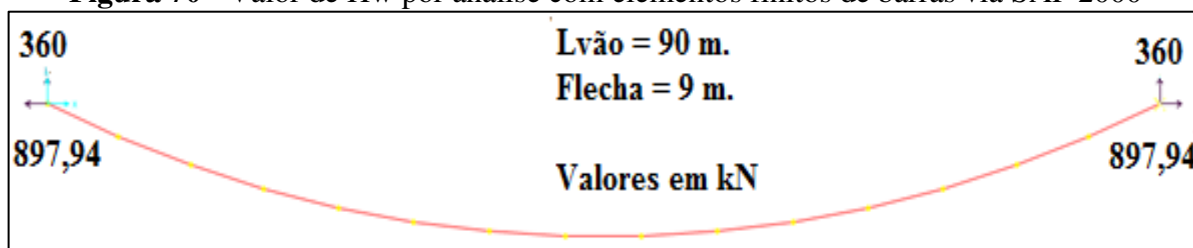
$$H_{cm} = 1253,66 \text{ kN}$$

$$T_{m\acute{a}x} = 2336,41 \text{ kN}$$

Quando a modelagem foi feita por elementos finitos de barras, de maneira a formar uma parábola de 2º, os resultados foram os seguintes:

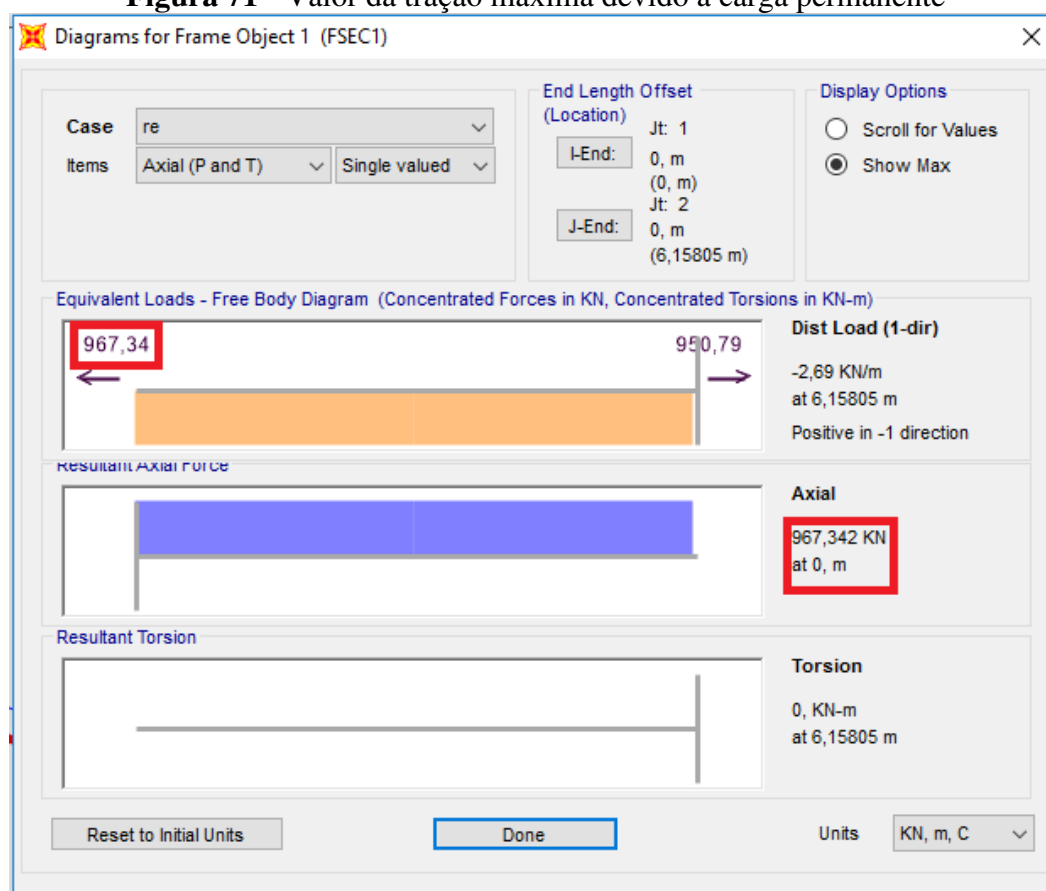
a) Para o carregamento distribuído permanente ($w = 8,0 \text{ kN/m}$) gerou o valor de $H_w = 897,94 \text{ kN}$ e $T_{m\acute{a}x} = 967,34 \text{ kN}$, conforme mostra as figuras 70 e 71.

Figura 70 - Valor de H_w por análise com elementos finitos de barras via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

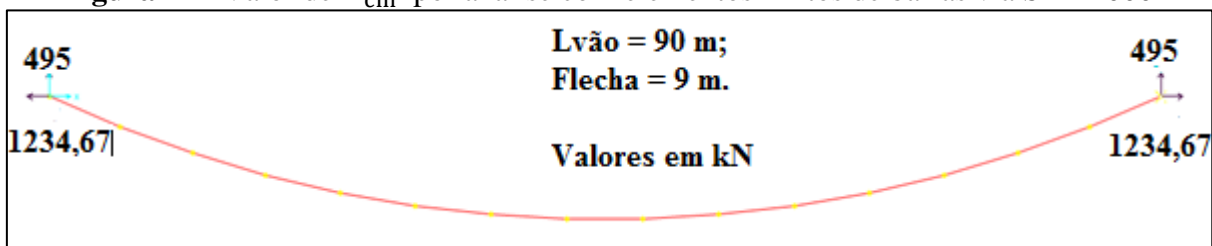
Figura 71 - Valor da tração máxima devido a carga permanente



Fonte: O Autor (2017)

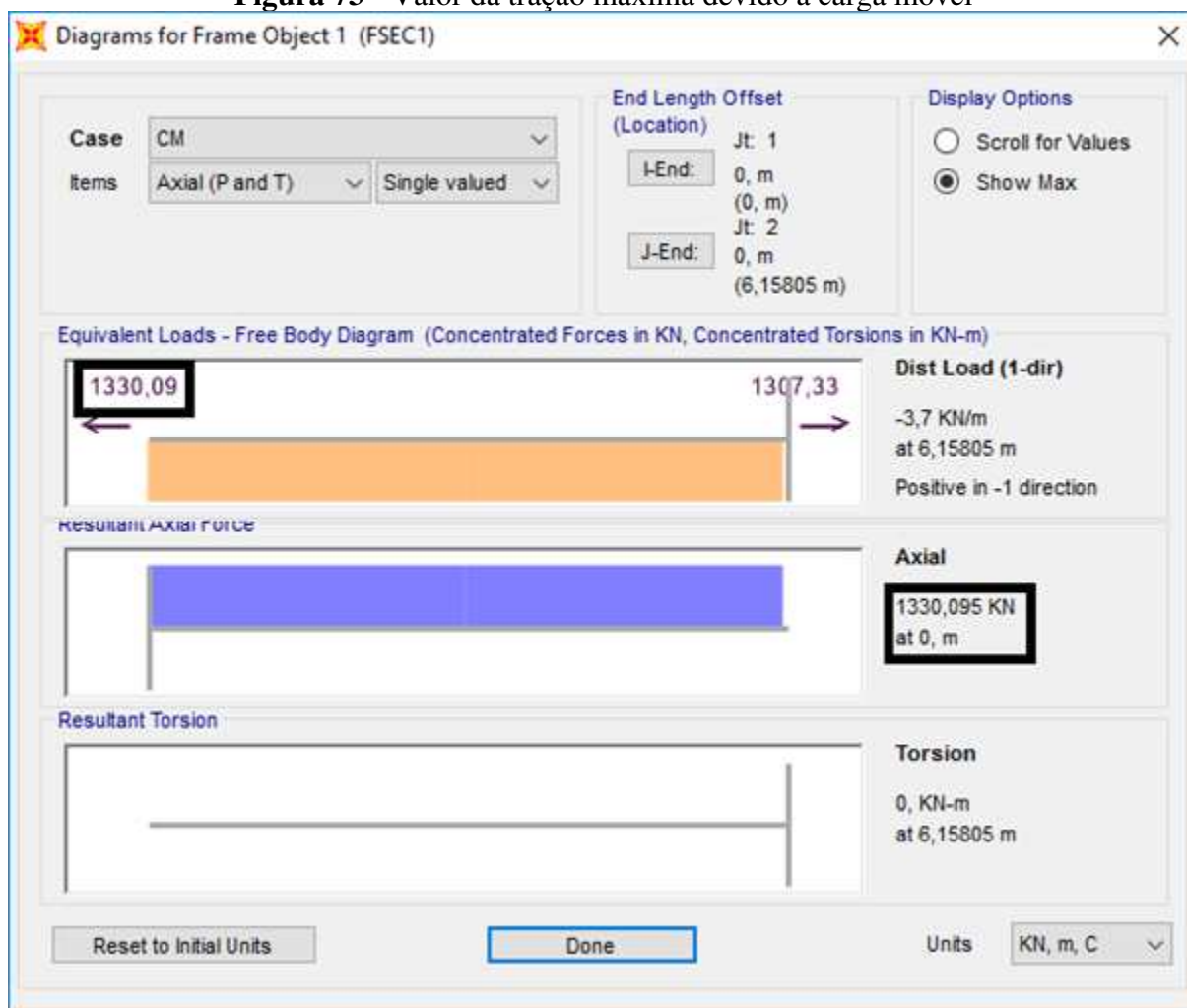
b) Com relação a carga móvel ($q_{cm} = 11$ kN/m), os valores obtidos foram de $H_{cm} = 1234,67$ kN e $T_{m\acute{a}x} = 1330,09$ kN, conforme as figuras 72 e 73.

Figura 72 - Valor de H_{cm} por análise com elementos finitos de barras via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

Figura 73 - Valor da tração máxima devido a carga móvel



Fonte: O Autor (2017)

Em resumo, os valores obtidos por essa análise foram de:

$$H_w = 897,94\text{ kN}$$

$$H_{cm} = 1234,67\text{ kN}$$

$$T_{m\acute{a}x} = 2297,43\text{ kN}$$

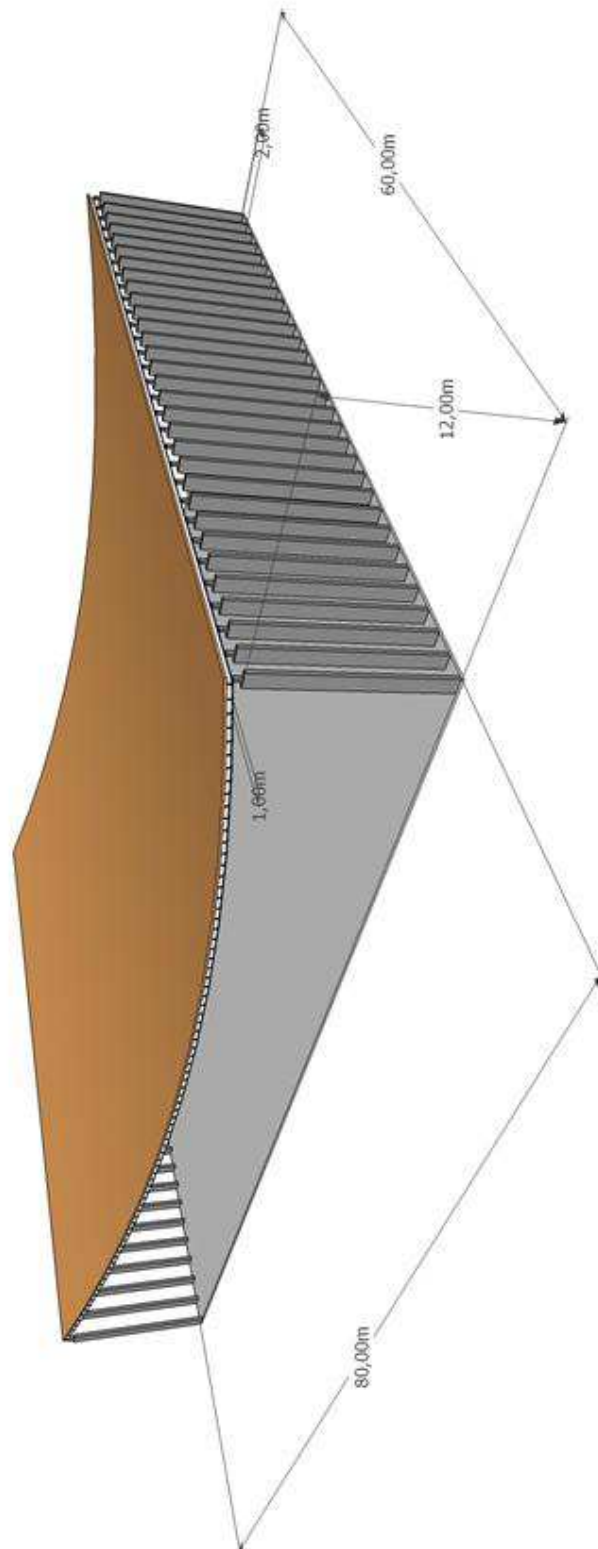
6.3 COBERTURA SUSPensa COM 80 M DE VÃO LIVRE

Assim como a ponte e a passarela pênsil, a cobertura suspensa que aqui será analisada estaticamente terá todas as suas dimensões e dados hipotéticos, haja vista que o foco principal é mostrar como se dá a análise dos cabos em suspensão parabólica que a sustentam. Logo, a cobertura idealizada é mostrada nas figuras de 74 a 76.

As hipóteses adotadas são:

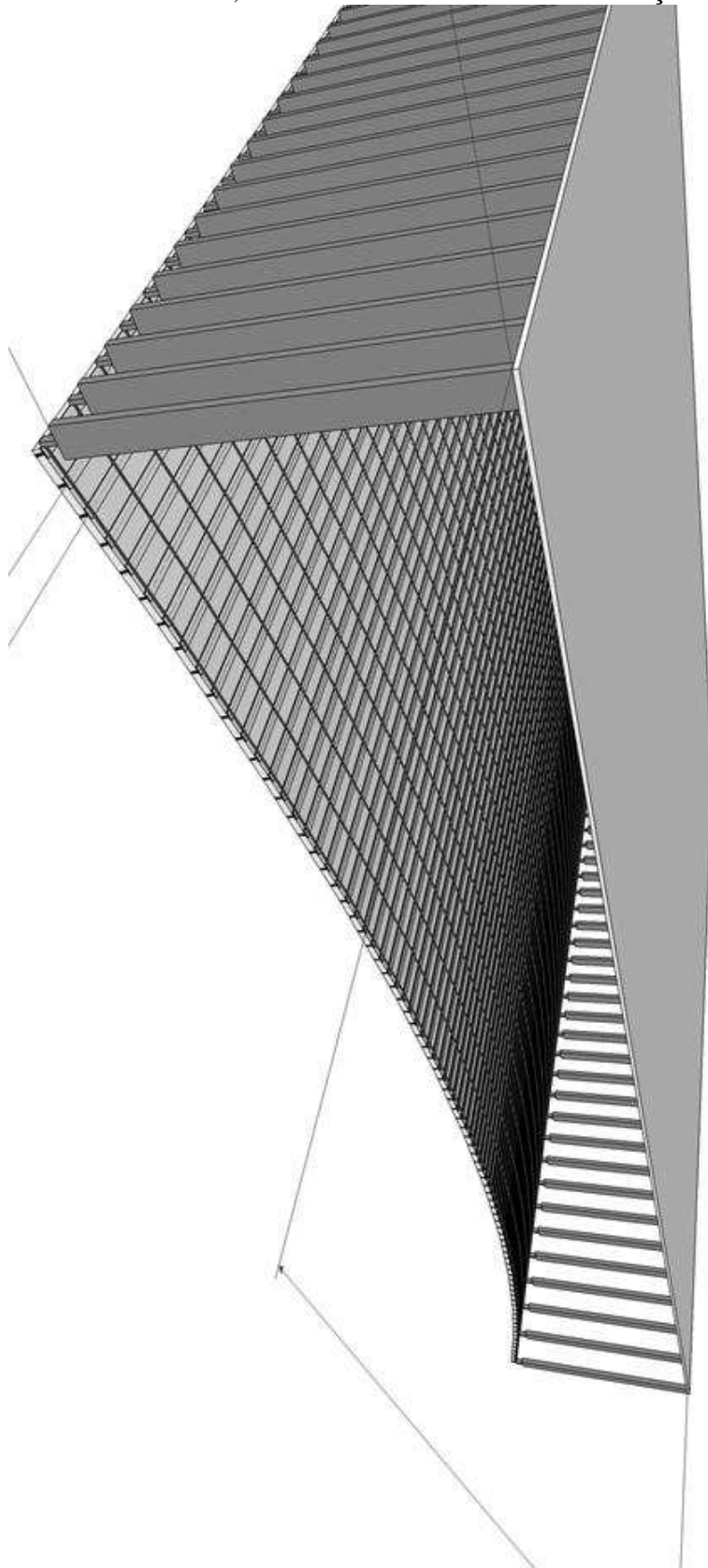
- A estrutura aqui pensada terá dimensões de planta baixa retangular em metros de 80x60, ou seja, 80 m de testa e 60 m de fundo. Esse tipo de concepção pode ser idealizado para grandes galerias, aeroportos e galpões que necessitem de grandes vãos sem apoios intermediários;
- Comprimento do vão livre do cabo entre os apoios (L) = 80,00 m;
- Flecha máxima total dos cabos (f) = 4,00 m;
- Os cabos serão locados a partir das extremidades a cada 2,00 metros;
- Para formar as malhas, serão utilizados no sentido transversal aos cabos, transversinas metálicas em duplo L com dimensões em mm de 44x44x4,8 a cada 1,00 metro. O peso próprio de cada elemento de transversina é de 6,30 kg/m ou 0,063 kN/m.
- Os pilares onde os cabos de sustentação da cobertura são ancorados serão aqui considerados com rigidez elevada, dessa forma, os deslocamentos horizontais no sentido da força horizontal H serão desprezados.
- O material de vedação da cobertura será formado por painéis pré-fabricado de concreto armado com dimensões em metros de 1,00x2,00x0,05.
- O acabamento da camada de vedação será feito por meio de uma argamassa de regularização com cimento e areia com espessura aproximada de 3 cm, ou seja, $e = 0,03$ m. É importante ressaltar que esse revestimento também servirá como rejunte dos painéis pré-moldados entre si, conferindo assim maior rigidez a estrutura da cobertura pênsil.

Figura 74 – Dimensões da cobertura pênsil idealizada



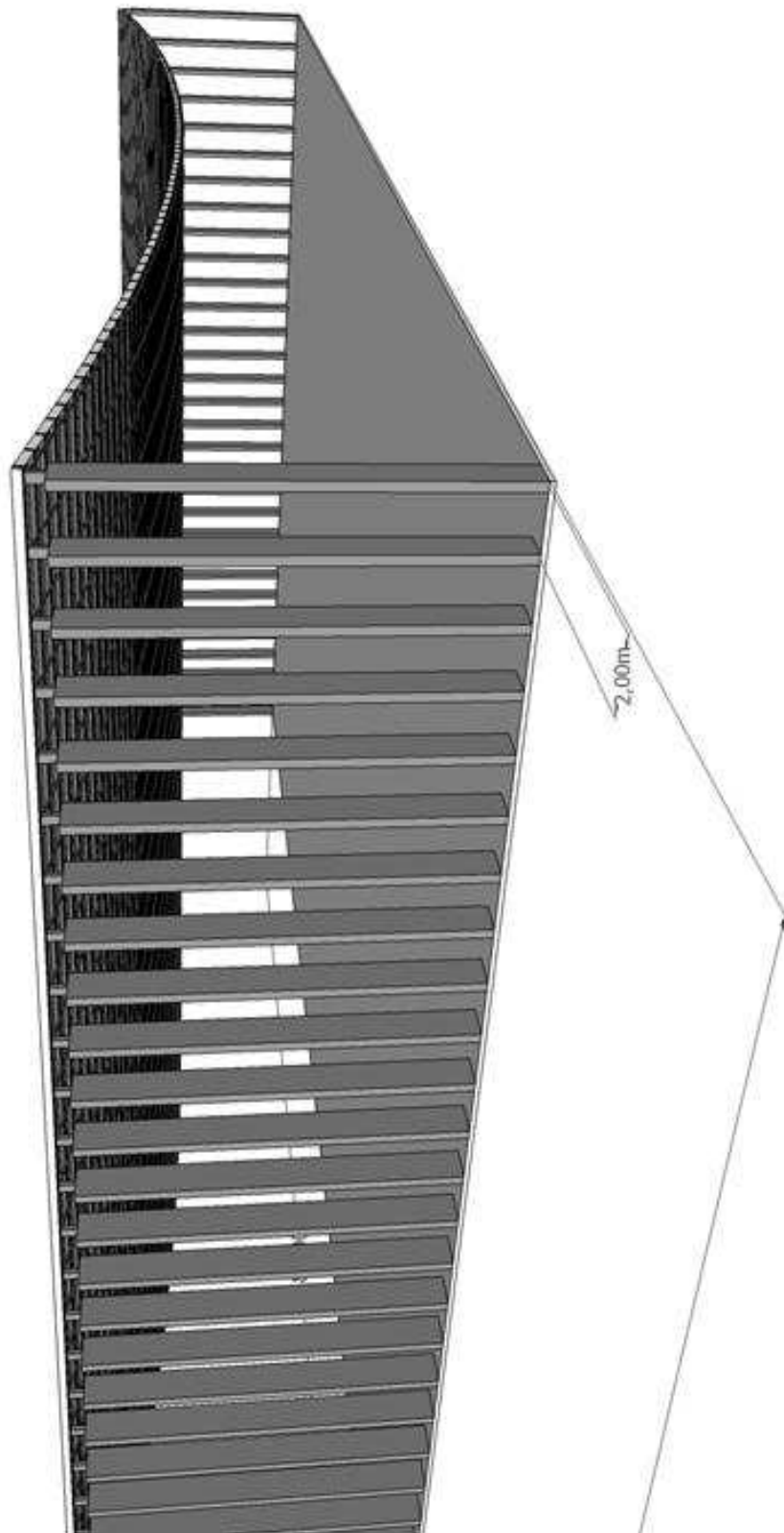
Fonte: O Autor (2017)

Figura 75 – Visão dos cabos, transversinas e elementos de vedação da cobertura



Fonte: O Autor (2017)

Figura 76 – Espaçamento entre os cabos



Fonte: O Autor (2017)

6.3.1 Cálculo das cargas permanentes agindo sobre um cabo da cobertura

a) Material de vedação

a.1) Peso próprio da laje concreto armado:

$$w_{c.A} = 25 \times 0,05 \times 2 = 2,50 \text{ kN/m}$$

a.2) Revestimento do material de vedação:

Sendo a argamassa de cimento e areia, pela tabela 1, temos que o peso específico é $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$. Nesse sentido:

$$w_{Argamassa} = 21 \times 0,03 \times 2 = 1,26 \text{ kN/m}$$

b) Peso próprio das transversinas atuando sobre os cabos

O valor do peso próprio das transversinas atuando sobre os cabos ao longo dos 80 metros será de:

$$w_{Argamassa} = 0,063 \times 2 \times \frac{80}{80} = 0,126 \text{ kN/m}$$

c) Peso próprio dos cabos

Para efeito de pré-dimensionamento será adotado 2 cabos com diâmetro de 1/2", Classe 6x19 com alma de fibra, Warrington, Categoria EIPS do catálogo CORDAL MINAS (Anexo A). Dessa forma, a carga por metro linear é de 0,608 kg/m, o que equivale à uma carga de aproximadamente 0,00608 kN/m. Para dois cabos de cada lado da ponte suspensa, teremos que:

$$w_c = 0,00608 \times 2 = 0,01216 \text{ kN/m}$$

d) Carga permanente total agindo sobre um vão de cabo na cobertura

Somando-se todas os carregamentos permanentes, chegaremos ao valor de:

$$w = 3,89816 \text{ kN/m}$$

Dessa forma, adotaremos o valor para a carga permanente de:

$$w = 4,0 \text{ kN/m}$$

6.3.2 Sobrecarga atuando sobre a cobertura

De acordo com a tabela 2, a cobertura pênsil aqui analisada pode ser enquadrada como sendo um terraço sem acesso ao público. Nessa linha, o valor da sobrecarga a ser adotada para o dimensionamento da estrutura será:

$$g = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Logo, para um cabo, o valor da sobrecarga será de:

$$g = 2,0 \times 2,0 = 4,0 \text{ kN/m}$$

6.3.3 Carga do vento agindo sobre a cobertura

As solicitações devido ao vento agindo sobre a estrutura devem ser analisadas agindo das duas formas possíveis sobrepressão (carregamento com sentido de cima para baixo) e sucção (carregamento com sentido de baixo para cima). Com relação a sucção, tal análise só será feita se o valor das forças de sucção ultrapassar o peso próprio agindo sobre a estrutura.

Partindo dessa assertiva, o primeiro passo será calcular o valor da velocidade característica V_k , dada pela expressão (77).

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

Sendo:

$V_0 = 30 \text{ m/s}$ (Isopleta próximo a São Luís/MA);

$S_1 = 1,0$ (Terreno plano ou fracamente acidentado);

$S_2 = 0,95$ (Categoria II, Classe C e $z = 10 \text{ m}$ – Tabela 2 da norma ABNT NBR 6123:1998, p.10);

$S_3 = 1,10$ (Grupo 1 - Tabela 3 da norma ABNT NBR 6123:1998, p.10).

Logo,

$$V_k = 30 \times 1,0 \times 0,95 \times 1,10 = 31,35 \text{ m/s}$$

Uma vez conhecido a velocidade característica do vento na região, a pressão dinâmica correspondente pode ser obtida pela equação (76).

$$q_v = 0,613 \times V_k^2$$

Assim,

$$q_v = 0,613 \times 31,35^2 = 602,47 \text{ N/m}^2 = 0,6025 \text{ kN/m}^2$$

Com o valor de q_v , calcula-se agora as forças externas e internas agindo sobre a superfície da cobertura. O valor das forças externas será dado a partir da expressão (78).

$$F_e = C_e \times q_v$$

O valor de C_e aqui adotado será o máximo possível dentro dos valores encontrados nas tabelas 28 e 29 da ABNT NBR 6123:1988, haja vista que, para a cobertura que aqui está sendo analisada a norma não dispõe de um modelo específico para ela. Assim, será considerado que os coeficientes de pressões para abóbodas cilíndricas equivalerão ao coeficiente externo para a cobertura suspensa por cabos parabólica.

Ressalta-se ainda que o valor de C_e será considerado como sendo o maior dentre os valores de C_{pe} perpendicular a geratriz da cobertura e paralela a esta mesma. Nessa linha, ter-se-á o valor de uma solicitação de sucção superestimada a 90° ou a 0° agindo sobre a estrutura, o que representa uma segurança relevante para o projeto desse tipo de coberturas. Dessa forma:

$C_{e1} = C_{pe1} = -0,9$ (Tabela 28 da ABNT NBR 6123:1998, p. 52, vento a 0° da geratriz da cobertura parabólica, ou seja, paralelamente a geratriz); e

$C_{e2} = C_{pe2} = -2,4$ (Tabela 29 da ABNT NBR 6123:1998, p. 52, vento a 90° da geratriz da cobertura parabólica, ou seja, perpendicularmente a geratriz).

Assim, valor escolhido de C_e será de $C_e = -2,4$. Então,

$$F_e = -2,4 \times 0,6025 = -1,446 \text{ kN/m}^2$$

O valor da força interna será encontrado através da expressão (79).

$$F_i = C_i \times q_v$$

Com $C_i = \pm 0,3$. Logo,

$$|F_i| = 0,3 \times 0,6025 = 0,18075 \text{ kN/m}^2$$

Então, pela equação (80),

$$q_{\text{sucção}} = F_e - |F_i|$$

$$q_{\text{sucção}} = -1,446 - 0,18075 = -1,627 \text{ kN/m}^2$$

Para uma faixa agindo sobre um cabo da cobertura, que é de 2,00 metros, teríamos uma carga de sucção equivalente a:

$$q_{\text{sucção}} = -1,627 \times 2,0 = 3,254 \text{ kN/m}$$

Ou seja, aproximadamente, $q_{\text{sucção}} = -3,25 \text{ kN/m}$.

Como este valor está abaixo do peso próprio do material de vedação, a análise da cobertura para uma situação de sucção será desconsiderada.

A carga de sobrepressão é calculada por (81), assim,

$$q_{\text{sobrepressão}} = |F_i|$$

$$q_{\text{sobrepressão}} = 0,18075 \text{ kN/m}^2$$

Para uma faixa agindo sobre um cabo da cobertura, que é de 3,50 metros, teríamos uma carga de sobrepressão equivalente a:

$$q_{sobrepressão} = 0,18075 \times 2,0 = 0,3615 \text{ kN/m}$$

A carga de sobrepressão adotada será de:

$$q_{sobrepressão} = 0,40 \text{ kN/m}$$

6.3.4 Combinação das solicitações em um cabo da cobertura

Com os valores definidos, as combinações das forças são feitas no Estado Limite Último (ELU) de acordo com a expressão:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_g (F_{q1k} + \psi_0 F_{qjk})$$

Sendo:

$$\gamma_g = 1,40 \text{ (Tabela 11.1 da ABNT NBR 6118:2014, p. 65);}$$

$$F_{gk} = w = 4,0 \text{ kN/m;}$$

$$F_{q1k} = g_{cabo} = 4,0 \text{ kN/m;}$$

$$\psi_0 = 0,60 \text{ (Tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014, p. 65);}$$

$$F_{qjk} = q_{sobrepressão} = 0,40 \text{ kN/m.}$$

Assim,

$$F_d = 1,4 \times 4,0 + 1,40 (4,0 + 0,60 \times 0,40) = 11,536 \text{ kN/m}$$

Dessa forma, a carga distribuída adotada para a análise dos cabos da cobertura será de:

$$q_d = 12,0 \text{ kN/m}$$

6.3.5 Cálculo da força horizontal H nos apoios

De acordo com a equação (10), o valor da força (ou empuxo) horizontal é dado por:

$$H = \frac{pl^2}{8f}$$

Dados:

$$q_d = p = 12,0 \text{ kN/m};$$

$$L = l = 80,0 \text{ m};$$

$$f = f_w = 4,0 \text{ m}.$$

Substituindo os valores, encontraremos:

$$H_d = \frac{12 \times 80^2}{8 \times 4} = 2400 \text{ kN}$$

Portanto,

$$H_d = 2400 \text{ kN}$$

6.3.6 Comprimento total dos cabos

Desconsiderando os alongamentos elásticos, o comprimento total dos cabos de suspensão será o dobro do seu comprimento no vão central. Dessa forma, de acordo com a equação (20), tem-se:

$$S = l \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{4}{80} \right)^2 \right]$$

Sendo:

$$L = l = 80,0 \text{ m};$$

$$f = 4,0 \text{ m}.$$

Substituindo os valores, chegamos à:

$$S = 80 \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{4}{80} \right)^2 \right] = 80,53 \text{ m}$$

Adotado:

$$S = 81,0 \text{ m}$$

6.3.7 Equação da parábola - Geometria do cabo

Como a relação $\frac{f}{l} \leq 0,20$, a equação que irá definir o comportamento geométrico dos cabos será o de uma parábola de 2º grau, dado pela equação (8).

$$y = -\frac{px^2}{2H} + \left(\frac{pl}{2H} \right) x$$

Onde:

$$p = q_d = 12,0 \text{ kN/m};$$

$$H_d = 2400 \text{ kN};$$

$$l = 80,0 \text{ m}.$$

Substituindo os valores, chegaremos à:

$$y = -\frac{12x^2}{2 \times 2400} + \left(\frac{12 \times 80}{2 \times 2400}\right)x$$

$$y = -0,0025x^2 + 0,2x$$

6.3.8 Cálculo da tração máxima atuando sobre os cabos

A tração máxima no cabo principal será calculada usando a equação (14), onde:

$$T_{\text{máx}} = H \sqrt{1 + 16 \times \left(\frac{f}{l}\right)^2}$$

Sendo H equivalente ao valor total do empuxo horizontal atuando sobre o cabo, dessa forma:

$$H = H_d = 2400 \text{ kN}$$

Seja ainda, $l = L = 80,0 \text{ m}$ e $f = 4,0 \text{ m}$. Substituindo os valores, chegaremos à:

$$T_{\text{máx}_d} = 2400 \sqrt{1 + 16 \times \left(\frac{4}{80}\right)^2} = 2447,53 \text{ kN}$$

Valor adotado:

$$T_{\text{máx}_d} = 2450 \text{ kN}$$

6.3.9 Dimensionamento dos cabos

Sendo o valor da tração máxima no cabo principal $T_{máx_d} = 2450 \text{ kN}$, o cálculo da quantidade de cabos de aço necessários para resistir a essa solicitação é dado por:

$$n_{cabos} = \frac{T_{máx_d}}{\frac{T_{rup}}{\gamma}}$$

Sendo:

$T_{rup} = 170,3 \text{ tf} = 1703 \text{ kN}$ (Considerando um cabo com diâmetro de 2" do tipo EIPS – Anexo A)

Logo,

$$n_{cabos} = \frac{2450}{\frac{1703}{1,4}} = 2,01$$

$$n_{cabos} = 2,0$$

Dessa forma, serão utilizados para os cabos da cobertura pênsil, 2 cabos de 2" do tipo EIPS 6x19 com alma de fibra, a cada 2,00 m da suspensão ao longo dos 60 metros de fundo, tendo assim, um diâmetro de 102,0 mm de acordo com o catálogo da CORDAL MINAS (Anexo A).

6.3.10 Análise do cabo via SAP 2000

Feito o cálculo analítico das forças máximas que atuam nos cabos da cobertura pênsil, foi analisado a mesma estrutura utilizando o software de análise estrutural SAP 2000. Tal procedimento será adotado para que sejam feitas comparações entre os resultados obtidos através da análise estática da estrutura por meio das conceituações teóricas e, o resultado da análise quando feita por softwares de engenharia.

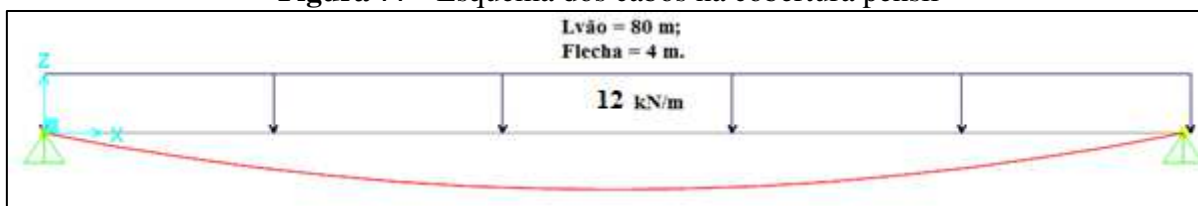
Nesse sentido, a modelagem utilizada se deu de duas formas dentro no programa: a primeira, foi modelado um cabo contínuo. A segunda, foi modelado também um cabo, todavia, este foi formado por uma associação de elementos finitos de barras.

Quando a modelagem é feita como cabo contínuo, o programa analisa a estrutura como sendo uma catenária, ou seja, com os carregamentos atuando ao longo do comprimento do

cabo. Em contrapartida, quando análise é feita modelando elementos finitos de barras, é garantida a condição adotada no cálculo analítico de que a carga atue ao longo do vão e não do comprimento do cabo.

O esquema figura 77 ilustra a estrutura de um cabo que foi analisado com o auxílio do software SAP 2000.

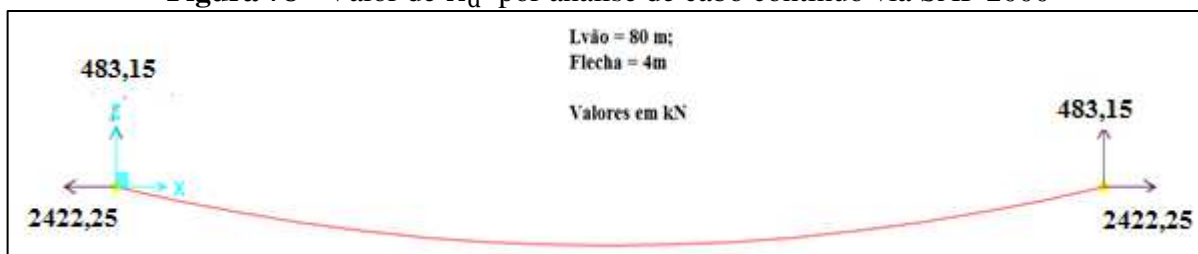
Figura 77 - Esquema dos cabos na cobertura pênsil



Fonte: O Autor (2017)

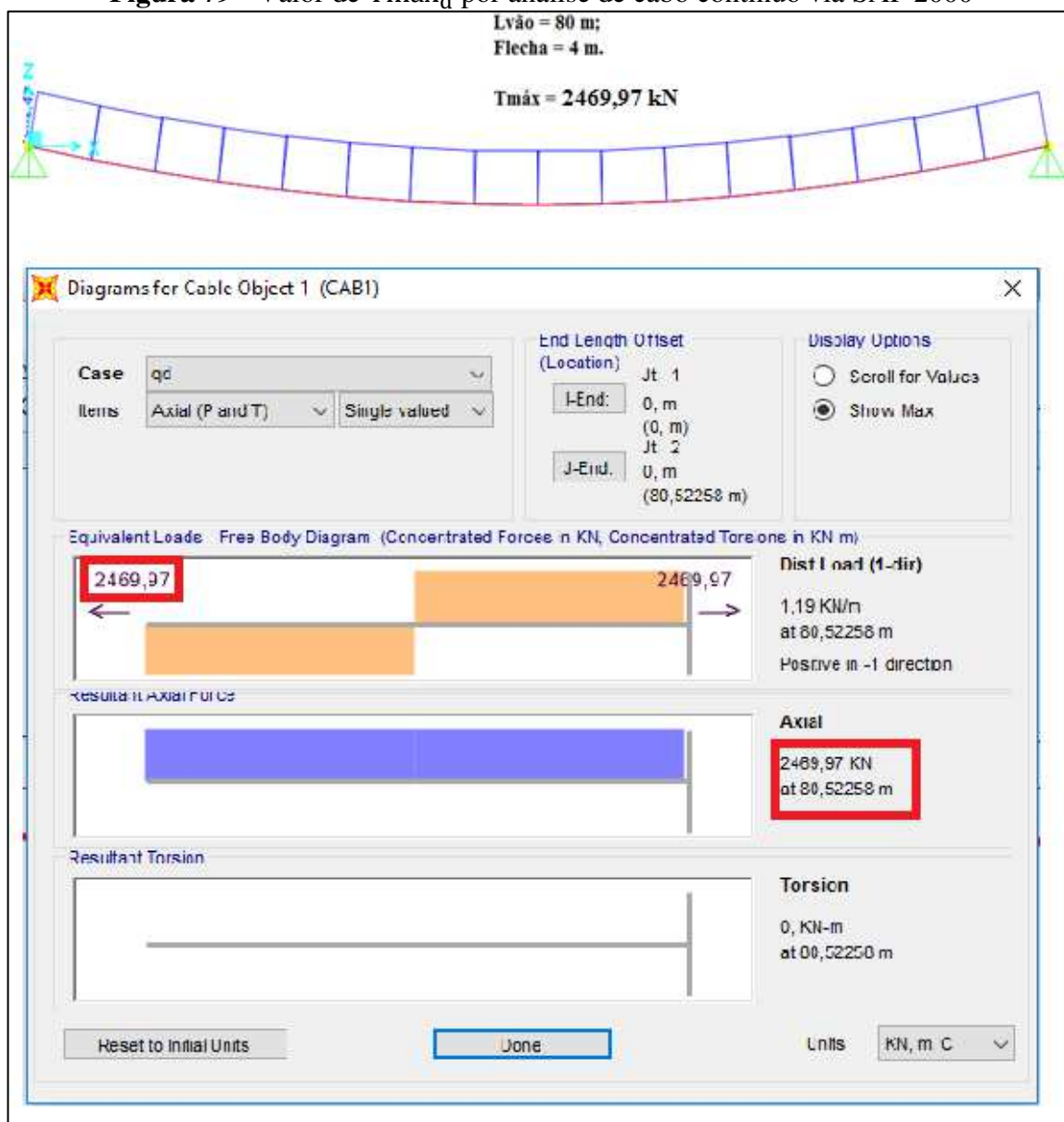
Quando o cabo da cobertura foi submetido a um modelo de cabo contínuo os resultados obtidos foram de $H_d = 2422,25$ kN e $T_{máx_d} = 2469,97$ kN, as figuras 78 e 79 ilustram os resultados obtidos pelo software.

Figura 78 - Valor de H_d por análise de cabo contínuo via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

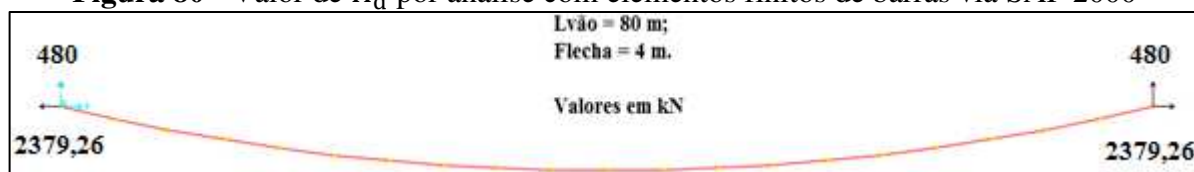
Figura 79 - Valor de $T_{m\acute{a}x_d}$ por análise de cabo contínuo via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

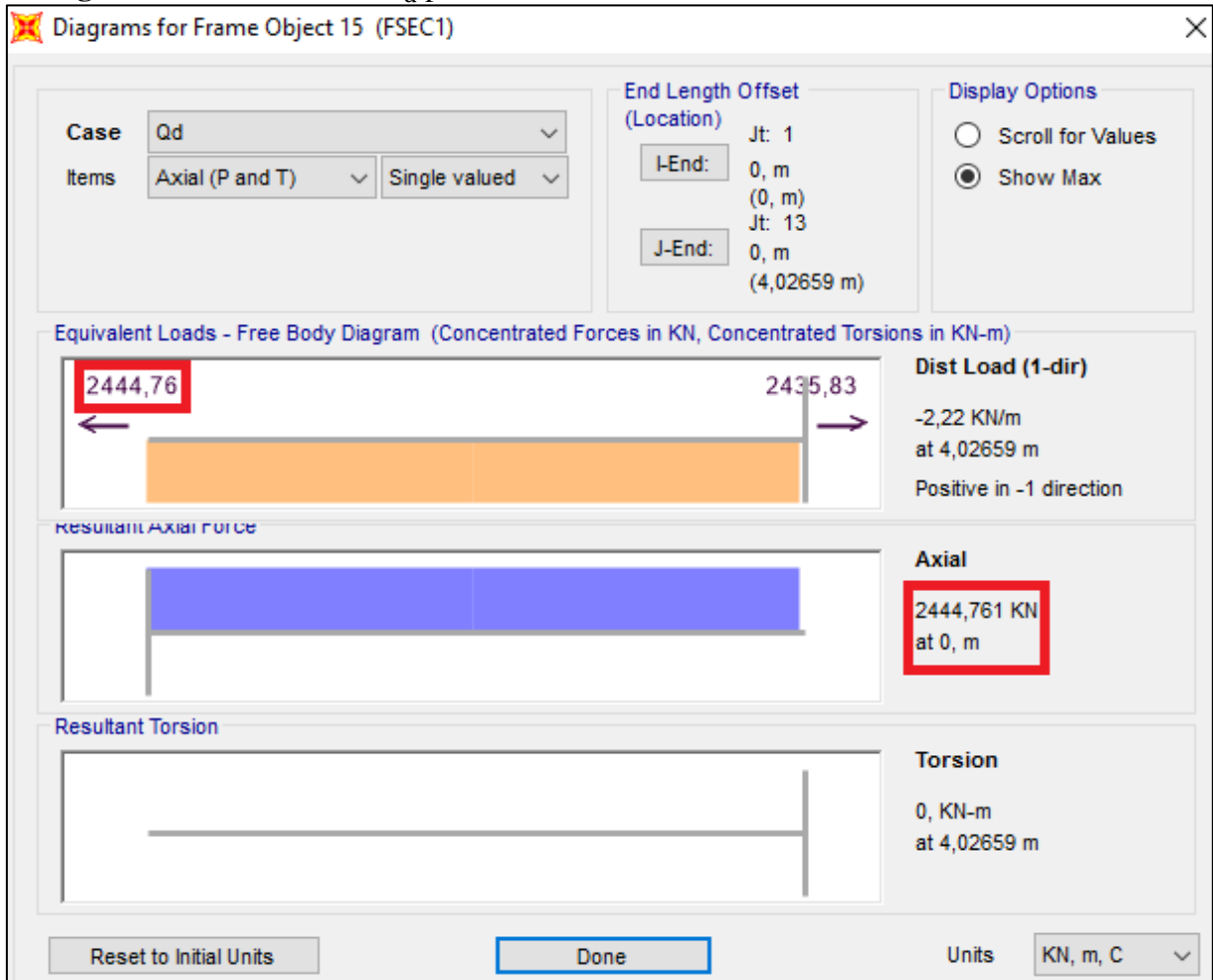
Quando o cabo foi modelado por elementos finitos de barras, resultados obtidos foram de $H_d = 2397,26$ kN e $T_{m\acute{a}x_d} = 2444,76$ kN, as figuras 80 e 81 ilustram os resultados obtidos pelo software.

Figura 80 - Valor de H_d por análise com elementos finitos de barras via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

Figura 81 - Valor de $T_{máx_d}$ por análise com elementos finitos de barras via SAP 2000



Fonte: O Autor (2017)

7. ANÁLISE DOS RESULTADOS E COMPARAÇÕES

Neste capítulo, serão apresentados resumidamente os resultados obtidos na análise das estruturas do capítulo 6 feitos analiticamente, e os resultados das análises obtidas com o auxílio do software de engenharia SAP 2000. Com isso, serão discutidas e feitas as comparações plausíveis.

7.1 PONTE PÊNSIL

Os valores obtidos na análise dos cabos principais do vão central da ponte suspensa do item 6.1 para o empuxo horizontal (H) e a tração máxima (T_{máx}) de acordo com o respectivo carregamento, são mostrados no quadro 1.

Quadro 1 – Valores obtidos pelo do cálculo analítico da ponte

Tipo de Carregamento	Valor	Empuxo Horizontal Calculado (H)	Tração Máxima Calculada (T _{máx})
Permanente	24 kN/m	1666,67 kN	2053,73 kN
Móvel distribuído	24 kN/m	1666,67 kN	2053,73 kN
Móvel pontual	3 x 128 kN	533,33 kN	657,19 kN
$\Sigma =$		3866,67 kN	4764,65 kN

Fonte: O Autor (2017)

Nesse sentido, o dimensionamento da ponte foi feito considerando os valores mostrados do quadro 1. Com isso, o quadro 2 apresenta um resumo dos comprimentos dos cabos obtidos nos vão central e laterais da ponte, bem como o diâmetro e a quantidades de cabos encontrados através do dimensionamento realizado em 6.1.9.2

Quadro 2 – Resumo do dimensionamento do cabo principal da ponte pênsil

Vão	Comprimento dos Cabos (m)	Nº de Cabos em Cada Lado da Ponte	Diâmetro dos Cabos (mm)	Diâmetro Total (mm)
Central	110	4	63,5	254
Lateral Esquerda	55	4	63,5	254
Lateral Direita	55	4	63,5	254

Fonte: O Autor (2017)

Uma vez apresentados os resultados obtidos por meio da análise baseada nas formulações teóricas apresentadas ao longo deste trabalho, é significativo elencar agora as

diferenças obtidas por meio da análise via SAP 2000. O quadro 3 resume os resultados encontrados para vão central da estrutura.

Quadro 3 – Valores da análise obtida via SAP 2000 para o vão central da ponte

Tipo de Carregamento	Valor	Empuxo Horizontal (H)	Tração Máxima (T_{máx})
Permanente	24 kN/m	1734,57 kN	2166,48 kN
Móvel distribuído	24 kN/m	1734,57 kN	2166,48 kN
Móvel pontual	3 x 128 kN	406,15 kN	449,23 kN
$\Sigma =$		3875,29 kN	4782,19 kN

Fonte: O Autor (2017)

Dessa forma, o quadro 4 sintetiza os valores obtidos por meio de cada análise, bem como apresenta o percentual de diferença encontrado entre os dois modelos.

Quadro 4 – Comparação entre os cálculos analíticos e os resultados via software SAP 2000

	Cálculo Analítico (kN)	Análise via SAP 2000 por cabo contínuo (kN)	δ (kN)	Percentual de δ (%)
Empuxo Horizontal devido ao Carga Permanente (H _w)	1666,67	1734,57	67,9	4,07
Empuxo Horizontal devido ao Carga Móvel Distribuída (H _{cm})	1666,67	1734,57	67,9	4,07
Empuxo Horizontal devido ao Carga Móvel Pontual (H _{cm})	533,33	406,15*	127,18	23,85
Tração Máxima Total (T _{máx})	4764,65	4782,19	17,14	0,37
*Análise via SAP 2000 com modelagem por elementos finitos de barras				

Fonte: O Autor (2017)

Os resultados apresentados no quadro 4 mostram que houve algumas diferenças entre as análises processadas no programa de análise estrutural SAP 2000 em relação ao procedimento teórico adotado neste trabalho. Esses percentuais se justificam em razão, sobretudo, da metodologia empregada dentro do programa para a análise das componentes horizontais de força, uma vez que, como já foi mencionado no item 6.1.10 a modelagem por cabo contínuo adotada pelo SAP 2000 analisa a estrutura do cabo da ponte, como sendo uma catenária, ou seja, com o carregamento atuando ao longo do comprimento do cabo.

Para os casos em que o carregamento distribuído atuou, tanto para as cargas permanentes, como para o carregamento móvel, as diferenças percentuais se deram em 4,07%

para mais no programa, ou seja, um valor insignificante dentro do contexto de análise dessas estruturas.

No entanto, quando se analisou o carregamento móvel pontual, que é formado por 3 cargas concentradas de 128 kN espaçadas 1,50 metros entre si, o cálculo analítico apresentou um favor bem mais favorável a segurança da estrutura, em razão de se ter utilizado uma formulação bem conservadora (expressão 60). O valor de 406,15 kN obtido via SAP 2000, foi advindo através da modelagem de uma parábola do 2º grau por meio de elementos finitos de barras (figura 58), uma vez que, sendo o cabo contínuo analisado como uma catenária, as cargas pontuais não poderiam ser verificadas para tal modelação de cabo.

Isso, atrelado ao fato do software trabalhar com a metodologia de MEF – Método dos Elementos Finitos – gerou um valor de Hcm bem menor do que o calculado através da equação (60). Todavia, quando analisamos a tração máxima total obtida via concepção analítica e via concepção do software, a diferença de 0,36% (17,14 kN) destoa mais uma vez em uma comparação segura entre ambas as concepções de cálculo, haja vista que, para o dimensionamento dos cabos, o valor da tração máxima é a solicitação mais importante para obtenção da seção resistente de aço.

Tendo em vista os argumentos apresentados, fica verificado que a análise e posterior dimensionamento analítico, realizado para a ponte pênsil hipotética do item 6.1 atesta uma aproximação plausível dentro das condições aqui adotadas. Sendo assim, fica comprovado que para qualquer estrutura de cabo, onde a relação flecha/vão seja menor que 0,20 a aproximação do cálculo via parábola do 2º grau é muito próxima de uma catenária, mesmo sendo tendo a estrutura o carregamento ao longo do comprimento do cabo.

7.2 PASSARELA PÊNSIL

Para a passarela suspensa do item 6.2, o resultado advindo através do cálculo analítico está apresentando, de maneira resumida, no quadro 5 e o dimensionamento das seções e comprimento dos cabos, são mostrados no quadro 6.

Quadro 5 – Valores do empuxo horizontal e da tração máxima devidos a carga permanente e móvel distribuída (cálculo analítico)

Tipo de Carregamento	Valor	Empuxo Horizontal (H)	Tração Máxima (T_{máx})
Permanente	8 kN/m	900 kN	969,33 kN
Móvel distribuído	11 kN/m	1237,5 kN	1332,83 kN
$\Sigma =$		2137,5 kN	2302,16 kN

Fonte: O Autor (2017)

Quadro 6 - Resumo do dimensionamento do cabo principal da passarela suspensa

Vão	Comprimento dos Cabos (m)	Nº de Cabos em Cada Lado da Passarela	Diâmetro dos Cabos (mm)	Diâmetro Total (mm)
Central	93	3	54	162

Fonte: O Autor (2017)

O cabo principal da passarela suspensa foi modelado de duas maneiras distintas dentro do software SAP 2000, primeiro como cabo contínuo, sendo analisado como uma catenária, e depois, como elemento finito de barras, para simular de maneira mais próxima a concepção adotada no cálculo analítico, que foi a parabólica. Nesse aspecto, os valores resultantes da modelagem por cabo contínuo, são mostrados sintetizados no quadro 7.

Quadro 7 – Valores da análise via SAP 2000 por modelagem de cabo contínuo

Tipo de Carregamento	Valor	Empuxo Horizontal (H)	Tração Máxima (T_{máx})
Permanente	8 kN/m	911,75 kN	983,75 kN
Móvel distribuído	11 kN/m	1253,66 kN	1352,66 kN
$\Sigma =$		2165,41 kN	2336,41 kN

Fonte: O Autor (2017)

Quando modelado por elementos finitos de barras, o cabo da passarela resultou na análise mostrada no quadro 8.

Quadro 8 – Valores da análise via SAP 2000 por modelagem com elementos finitos de barras

Tipo de Carregamento	Valor	Empuxo Horizontal (H)	Tração Máxima (T_{máx})
Permanente	8 kN/m	897,94 kN	967,34 kN
Móvel distribuído	11 kN/m	1234,67 kN	1330,09 kN
$\Sigma =$		2132,61 kN	2297,43 kN

Fonte: O Autor (2017)

No quadro 9 são feitas as comparações entre os resultados da análise feita por meio das formulações teóricas discutadas neste trabalho e os resultados da análise obtida com o cabo sendo modelado de maneira contínua, no software utilizado. Já o quadro 10 tem a mesmo objetivo, todavia, compara o cálculo analítico com a modelagem de barras finitas, formando assim uma aproximação mais realista de uma parábola do 2º grau.

Quadro 9 – Comparação entre o processo de cálculo analítico e a análise via SAP 2000 com modelo de cabo contínuo

	Cálculo Analítico (kN)	Análise via SAP 2000 por cabo contínuo (kN)	δ (kN)	Percentual de δ (%)
Empuxo Horizontal devido à Carga Permanente (H _w)	900	911,75	11,75	1,31
Empuxo Horizontal devido ao Carga Móvel Distribuída (H _{cm})	1237,5	1253,66	16,16	1,31
Tração Máxima Total (T _{máx})	2302,16	2336,41	34,25	1,49

Fonte: O Autor (2017)

Quadro 10 – Comparação entre o processo de cálculo analítico e a análise via SAP 2000 com modelo de elementos finitos de barras

	Cálculo Analítico (kN)	Análise via SAP 2000 por elementos finitos de barras (kN)	δ (kN)	Percentual de δ (%)
Empuxo Horizontal devido à Carga Permanente (H _w)	900	897,94	2,06	0,23
Empuxo Horizontal devido à Carga Móvel Distribuída (H _{cm})	1237,5	1234,67	2,83	0,23
Tração Máxima Total (T _{máx})	2302,16	2297,43	4,73	0,21

Fonte: O Autor (2017)

Os resultados mostrados tanto no quadro 9, quanto no quadro 10, revelam que assim como na ponte pênsil, os valores encontrados através do cálculo analítico atestam uma boa

precisão de cálculo para a análise e dimensionamento da estrutura, tendo em consideração que as diferenças entre as análises podem ser consideradas insignificantes em razão de se mostrarem, no geral, porcentagens menores que 1,5 %.

Mais uma vez, é significativo elencar que sendo o cabo modelado de maneira contínua dentro do SAP 2000, sua análise será feita considerando os carregamentos atuando ao longo do comprimento do cabo (suspensão em catenária), o que justifica os resultados um pouco maiores que os obtidos pelas formulações teóricas, calculando o mesmo como uma parábola inextensível.

Quando modelado por elementos finitos de cabos, os valores se aproximaram mais do cálculo analítico em razão de que, nessa concepção, os carregamentos são distribuídos ao longo do vão da estrutura e não mais do comprimento. Assim, os resultados são praticamente idênticos aos feitos manualmente.

Por fim, o quadro 11 compara as duas modelagens utilizadas dentro do software para obtenção dos valores dos empuxos devidos aos carregamentos permanentes e móveis, estáticos, ao longo da estrutura.

Quadro 11 – Comparativo entre as modelagens parabólica x catenária no SAP 2000

	Análise via SAP 2000 por elementos finitos de barras (kN)	Análise via SAP 2000 por cabo contínuo (kN)	δ (kN)	Percentual de δ (%)
Empuxo Horizontal devido à Carga Permanente (Hw)	897,94	911,75	13,81	1,54
Empuxo Horizontal devido à Carga Móvel Distribuída (Hcm)	1234,67	1253,66	18,99	1,54
Tração Máxima Total (Tmáx)	2297,43	2336,41	38,98	1,70

Fonte: O Autor (2017)

7.3 COBERTURA PÊNSIL

Na cobertura suspensa por cabos em paralelo calculada no item 6.3, os valores da análise e dimensionamento estático calculados estão resumidos no quadro 12.

Quadro 12 – Valores da análise e dimensionamento da suspensão da cobertura obtidos analiticamente

Tipo de Carregamento	Valor	Empuxo Horizontal (H)	Tração Máxima (T _{máx})	Vão (m)	Comprimento dos cabos (m)	Diâmetro total (mm)
Combinação	12 kN/m	2400 kN	2447,53 kN	80	81	102

Fonte: O Autor (2017)

Assim como na passarela pênsil (item 7.2) a cobertura foi modelada com o auxílio do software SAP 2000 para as concepções de cabos contínuo (catenária) e por elementos finitos de barras (parabólica). Dessa forma, os quadros 13 e 14 mostram os valores das análises respectivos as modelações apreoadas.

Quadro 13 – Valores da análise da cobertura pênsil modelada por cabos contínuo via SAP 2000

Tipo de Carregamento	Valor	Empuxo Horizontal (H)	Tração Máxima (T _{máx})
Combinação	12 kN/m	2422,25 kN	2469,97 kN

Fonte: O Autor (2017)

Quadro 14 – Valores da análise da cobertura pênsil modelada com elementos finitos de barras via SAP 2000

Tipo de Carregamento	Valor	Empuxo Horizontal (H)	Tração Máxima (T _{máx})
Combinação	12 kN/m	2397,26 kN	2444,76 kN

Fonte: O Autor (2017)

Uma vez obtidos esses valores, que são mostrados no item 6.3.8, os quadros 15 e 16 apresentam as comparações entre o cálculo analítico feito no item 6.3 e os resultados obtidos com o auxílio do software de engenharia aqui utilizado.

Quadro 15 – Comparativo entre o processo de cálculo analítico e a análise via SAP 2000 com modelo de cabo contínuo na cobertura suspensa

	Cálculo Analítico (kN)	Análise via SAP 2000 por cabo contínuo (kN)	δ (kN)	Percentual de δ (%)
Empuxo Horizontal (Hd)	2400	2422,25	22,25	0,93
Tração Máxima (T _{máx})	2447,53	2469,97	22,44	0,92

Fonte: O Autor (2017)

Quadro 16 – Comparativo entre o processo de cálculo analítico e a análise via SAP 2000 com modelo de elementos finito de barras na cobertura suspensa

	Cálculo Analítico (kN)	Análise via SAP 2000 por elementos finitos de barras (kN)	δ (kN)	Percentual de δ (%)
Empuxo Horizontal (Hd)	2400	2397,26	2,74	0,11
Tração Máxima (Tmáx)	2447,53	2444,76	2,77	0,11

Fonte: O Autor (2017)

Mais uma vez os resultados, quando comparados entre as análises feitas manualmente e com o auxílio do software de análise estrutural, se mostrarão satisfatórios em relação a diferença entre os percentuais serem menor que 1%. Nesse sentido, infere-se que o modelo estático analítico usado dimensionamento para a cobertura é satisfatório.

7.4 COMPARAÇÕES GERAIS

Os itens de 7.1 a 7.3 apresentaram de maneira isolada as comparações dos resultados das análises obtidas através do cálculo analítico das estruturas aqui propostas e, os valores obtidos através das modelações das estruturas (dos cabos) via SAP 2000. Dessa forma, para fechar o entendimento, o quadro 17 traz um resumo geral entre as três estruturas (ponte, passarela e cobertura), onde são mostrados os valores dos empuxos horizontais totais calculados, bem como das forças de tração máximas por meio dos recursos discutidos na pesquisa. O quadro mostra ainda os percentuais de diferença obtidos entre as análises manual e as modelações dos cabos no SAP 2000 (por cabo contínuo – catenária, ou por elementos finitos de barras – parabólica).

Quadro 17 – Resumo geral das análises estáticas dos cabos nas estruturas propostas

PARÂMETROS ANALISADOS	PONTE	PASSARELA	COBERTURA
Carga Permanente (kN/m)	24	8	-
Carga Móvel (kN/m)	24	11	-
Carga Móvel Concentrada (kN)	3 x 128	-	-
Carga de projeto (kN/m)	-	-	12
Empuxo Horizontal Total (kN) - Cálculo Analítico	3866,67	2137,5	2400
Empuxo Horizontal Total (kN) - Modelagem via SAP 2000 por cabo contínuo	3875,29	2165,41	2422,25
Percentual de δ do Empuxo Horizontal entre Cálculo Analítico e a Modelagem via SAP 2000 por cabo contínuo (%)	0,22	1,31	0,93
Empuxo Horizontal Total (kN) - Modelagem via SAP 2000 por elementos finitos de barras	-	2132,61	2397,26
Percentual de δ do Empuxo Horizontal entre Cálculo Analítico e a Modelagem SAP 2000 por elementos de barras (%)	-	0,23	0,11
Tração Máxima (kN) - Cálculo Analítico	4764,65	2302,16	2444,53
Tração Máxima (kN) - Modelagem via SAP 2000 por cabo contínuo	4782,19	2336,41	2469,97
Percentual de δ da Tração Máxima entre Cálculo Analítico e Modelagem SAP 2000 por cabo contínuo (%)	0,37	1,49	0,92
Tração Máxima (kN) - Modelagem via SAP 2000 por elementos finitos de barras	-	2297,43	2444,76
Percentual de δ da Tração Máxima entre Cálculo Analítico e Modelagem SAP 2000 por elementos de barras (%)	-	0,21	0,11

Fonte: O Autor (2017)

Por meio do quadro 17, nota-se que todas as diferenças entre as análises foram inferiores a 6%. Esse resultado nos diz que, quando o cálculo analítico foi comparado com a análise via SAP 2000 modelando o cabo como uma catenária, os valores dos resultados não ultrapassaram o limite estabelecido por Süsskind (1980), que é o de 6% para mais do valor via cálculo manual. E ainda, quando o mesmo cálculo manual/analítico foi comparado com a

análise via SAP 2000 modelando o cabo como uma parábola, os valores obtidos foram inferiores a 6% para menos dos valores calculados pelas formulações teóricas.

Dessa forma, nota-se que esses resultados se mostraram coerentes frente a todo o conteúdo que foi exposto ao longo desse capítulo. Nesse ínterim, tais resultados validam a segurança da análise estrutural dos cabos (análise estática) por meio das formulações teóricas estudadas neste trabalho, e mais ainda, contribui para a fixação do conhecimento técnico e das ferramentas tecnológicas (softwares de engenharia) como fator importante de auxílio para o dimensionamento, projeto e execução de estruturas pênseis.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise estrutural dos cabos foi mostrada neste trabalho por meio de conceituações teóricas, dando ênfase nas configurações geométricas clássicas – parabólica e catenária – bem como ainda, determinando os parâmetros substanciais para o dimensionamento desse tipo de estrutura, que são o empuxo (ou força) horizontal, a tração máxima e o comprimento total do cabo.

É significativo frisar ainda que, sendo as aplicações dos cabos nos mais diversos tipos de estruturas, foi aqui abordado pontes, passarelas e coberturas com grandes vãos, onde apresentou-se as formulações de cálculo para a análise estática dessas estruturas. Assim, urge-se elencar nas pontes e nas passarelas, por exemplo, a abordagem do carregamento móvel descrita de maneira simples e assertiva de acordo com O'Connor (197), Hortegal (1979) e Serafim (2014), dando ênfase em teorias de cálculo consagradas que são a teoria de primeira ordem e a teoria dos deslocamentos.

Uma vez que estruturas suspensas por cabos não se configuram uma realidade comum dentro do mercado brasileiro de construção civil, o entendimento dessa técnica, bem como a sua difusão, pode gerar maior confiabilidade e segurança para concepções futuras de projetos de engenharia nos profissionais da área. Pois além de promover imponência estética, este tipo de estrutura é propício para vencer grandes vãos sem a necessidade de apoios intermediários.

Para facilitar essa visualização, a abordagem de elementos e técnicas construtivas das estruturas aqui trabalhadas (pontes, passarelas e coberturas pênsis) foi feita com o objetivo de instigar a curiosidade do profissional ou estudante de engenharia a buscar maior conhecimento desse tipo de sistema estrutural, e sobretudo, dos processos que constituem a formação “in loco” desses sistemas.

Com as exemplificações numéricas, que foram aqui calculadas através de hipóteses previamente supostas, buscou consolidar o entendimento discutido ao longo dos capítulos de embasamento teórico. Nesse sentido, a estrutura de suspensão da ponte, da passarela e da cobertura pênsil foi analisada analiticamente de forma simples e prática, buscando sempre manter a relação flecha/vão menor que 0,20 para que fosse garantida a aproximação de catenária para parábola de acordo com Süsskind (1980).

Assim, os resultados obtidos através dos dados hipotéticos das estruturas calculadas no capítulo 6 foram majorados pelos coeficientes de segurança usuais para obras de artes especiais (1,5) e para outras obras de engenharia (1,4) de acordo com a ABNT NBR 8681 e

com isso, o número de cabos e a respectiva seção de aço foi encontrada para resistirem aos esforços solicitantes máximos. É significativo apregoar ainda que os efeitos devido ao alongamento elástico do cabo foram desconsiderados, uma vez que isso acarretaria na diminuição dos esforços de tração máximos calculados, assim, optou-se por manter a concepção de cálculo sempre a favor da segurança, supondo sempre a pior condição de cálculo para a estrutura.

Outro efeito secundário que foi desconsiderado no cálculo analítico foi o da temperatura, mesmo em sua situação mais desfavorável, que seria considerando uma variação negativa de $\Delta t = -30$ °C. Considerando os cabos de suspensão da ponte, essa situação levaria a tração máxima calculada a um aumento de 0,21%, e na passarela de 0,68%, como os coeficientes de segurança utilizados foram de 1,5 majorando as solicitações e 1,5 minorando a resistência do material, obtivemos uma quantidade de cabos com seção de aço 125% maior do que a que seria obtida utilizando os valores resultantes do cálculo analítico sem esses coeficientes, o que torna plausível embutir essas porcentagens devido aos efeitos da temperatura, dentro dos coeficientes de majoração usados no dimensionamento da estrutura.

Na cobertura (item 6.3) o aumento computado na tração máxima dos cabos devido a temperatura ($\Delta t = -30$ °C) seria de 2,7%. No entanto, seguindo a mesma filosofia da ponte e da passarela, sendo os coeficientes de majoração de 1,4 nas solicitações e o de minoração da resistência (ou carga de ruptura) de 1,4, os cabos resultantes são cerca de 96% a mais do que os que seriam obtidos sem a utilização desses coeficientes no dimensionamento. Assim, a porcentagem pode ser embutida dentro desses coeficientes propostos no dimensionamento de estruturas pelo ELU – Estado Limite Último.

Elenca-se ainda, o fato de que na análise estática das estruturas, quando estas foram submetidas ao software de engenharia SAP 2000, os resultados se mostraram bem próximos dos que foram obtidos por meio da concepção analítica manual. Dessa forma, infere-se que o cálculo estático analítico apresentado ao longo do trabalho serve de embasamento para conceber estruturas na vida real dos profissionais que atuam no ramo do cálculo de estruturas.

Outro ponto importante a ser descrito é o fato de que, uma vez entendido a figura da engenharia como meio de transformação da realidade, que conta com o auxílio de aparatos tecnológicos, os resultados discutidos no capítulo 7 nos dão a certeza de que o caminho para projetos de natureza estrutural, com segurança, confiabilidade e economia passa ainda, e sobretudo, pelo entendimento dos conceitos e teorias relacionadas a cada análise e dimensionamento de determinada estrutura. Ou seja, o fato de saber manipular um software X

ou Y é inútil sem o entendimento físico-conceitual do comportamento daquilo no qual se está trabalhando.

Para sugestões de trabalhos futuros, a análise dinâmica dessas estruturas aqui calculadas seria algo oportuno, dado o fato de que neste trabalho a ênfase se deu na análise estática. Outro ponto relevante, seria o tratamento específico de métodos e processos construtivos para cada estrutura aqui discutida (ponte, passarela e cobertura pênsil). E ainda, trabalhar com fato de complementar o dimensionamento das outras estruturas que não foram aqui calculadas, como as longarinas e transversinas na ponte e na passarela pênsil, afim de verificar se os dados aqui supostos garantem a estabilidade da estrutura como um todo.

Por fim, é concluso que o trabalho garantiu que seus objetivos fossem cumpridos, contando o fato de coadunarmos as teorias trabalhadas para a análise de estruturas pênsis, com aplicações práticas que podem ser realidade na vida profissional do engenheiro civil. Ademais, sendo o cálculo analítico comparado com as ferramentas tecnológicas de mercado (softwares de engenharia), fica garantido o grau de confiabilidade entre as teorias no âmbito da análise de estruturas suspensas por cabos e o que está disponível na vida prática do projetista de estruturas, para economia e agilidade de tempo no dimensionamento de estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, E. O. **Contribuição ao estudo de estruturas de cabos para coberturas de grandes áreas livres, considerando as não linearidades física e geométrica** 1999. 284f. Tese (Tese em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

ALTOÉ, Larissa Machado. PINTO, Cássio Rodrigues. **Projeto de uma ponte pênsil para acesso à ilha da UENF no rio Paraíba do Sul**. 2012. 110f. Monografia (Monografia em Engenharia Civil). Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6327**: Cabos de aço para uso geral – Requisitos mínimos. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BARBATO, Roberto Luiz. **Sobre o comportamento estático dos cabos de coberturas pênseis.** 1972. 97f. Dissertação (Dissertação de mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1972.

DEBS, Ana Lúcia. **Contribuição ao estudo das coberturas pênseis com cabos-treliça.** 1983. 146f. Dissertação (Dissertação de mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1983.

HORTEGAL, Ivar Ribeiro. **Contribuição ao estudo das pontes pênseis de madeira.** 1979. 203f. Dissertação (Dissertação de mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1979.

MARTINS, Nuno Miguel. **Estudo dos cabos e pendurais de uma ponte pedonal suspensa face ao seu processo construtivo.** 2009. 204f. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.

NETTO, Paulo dos Santos. **Contribuição ao estudo das coberturas pênseis cilíndricas não protendidas.** 1975. 134f. Dissertação (Dissertação de mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1975.

O'CONNOR, Colin. **Pontes - superestruturas.** Vol. I. 1 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.,1976.

O'CONNOR, Colin. **Pontes - superestruturas.** Vol. II. 1 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.,1976.

OLIVEIRA, Maria Betânia. **Estudo de cabos livremente suspensos.** 1995. 121f. Dissertação (Dissertação de mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

PFEIL, Walter. **Pontes em concreto armado:** elementos de projetos, solicitações, dimensionamento. 1 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.,1979.

SERAFIM, João Pedro. **Métodos simplificados para o pré-dimensionamento de pontes suspensas**. 2014. 168f. Dissertação (Dissertação de mestrado em Engenharia de Estruturas). Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2014.

STRASKY, Jiri. **Stress Ribbon and cable-supported pedestrian bridges**. Thomas Telford, London, 2005.

SÚSSEKIND, José Carlos. **Curso de análise estrutural**. Vol. III. 7. ed. Editora Globo, 1980.

APÊNDICES

APÊNCIDE A – Resumo das formulações teóricas para cada concepção de cabo

CABOS EM SUSPENSÃO PARABÓLICA	
Geometria (y)	
Arranques desnivelados	$y = -\frac{px^2}{2H} + \left(\frac{pl}{2H} + \frac{h}{l}\right)x$
Arranques nivelados	$y = -\frac{px^2}{2H} + \left(\frac{pl}{2H}\right)x$
Cálculo da força (ou empuxo) horizontal (H)	
Arranques desnivelados	$H = \frac{pl^2}{8f \cos \alpha}$
Arranques nivelados	$H = \frac{pl^2}{8f}$
Cálculo da tração máxima atuando no cabo (T _{máx})	
Arranques desnivelados	$T(x) = H \sqrt{1 + \left[-\frac{px}{H} + \left(\frac{pl}{2H} + \frac{h}{l}\right)\right]^2}$
Arranques nivelados	$T_{máx} = H \sqrt{1 + 16 \times \left(\frac{f}{l}\right)^2}$
Comprimento do cabo (S)	
Arranques desnivelados	$S \cong \frac{l}{\cos \alpha} \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{f}{l}\right)^2 \times \cos^4 \alpha\right]$
Arranques nivelados	$S \approx l \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{f}{l}\right)^2\right]$
Alongamento elástico para carregamento distribuído (ΔS)	
Variação do comprimento (ΔS)	$\Delta S = \frac{pl^2}{8fEA} \left[\sec^2 \alpha + \frac{16}{3} \times \left(\frac{f}{l}\right)^2 \right]$

CABOS EM SUSPENSÃO PARABÓLICA	
Alongamento elástico devido a variação de temperatura (ΔS)	
Variação do comprimento (ΔS)	$\Delta S \cong \alpha_c \times \Delta t \frac{l}{\cos \alpha} \left[1 + \frac{8}{3} \times \left(\frac{f}{l} \right)^2 \times \cos^4 \alpha \right]$
Valor da força horizontal após uma variação de temperatura (Δt)	$H_t = H \left[1 - \frac{3 \alpha_c \Delta t}{16 \left(\frac{f}{l} \right)^2 \cos^4 \alpha} \right]$
Valor da tração máxima após uma variação de temperatura (Δt)	$T_{máx_t} = T_{máx} \left[1 - \frac{3 \alpha_c \Delta t}{16 \left(\frac{f}{l} \right)^2 \cos^4 \alpha} \right]$

CABOS EM SUSPENSÃO CATENÁRIA	
Geometria (y)	
Arranques desnivelados	$y = -\frac{H}{g} \left\{ \cosh \left[\frac{gx}{H} - \sinh^{-1}(\tan \theta_1) \right] - \cosh[\sinh^{-1}(\tan \theta_1)] \right\}$
Arranques nivelados	$y = -\frac{H}{g} \left\{ \cosh \left[\frac{gx}{H} - \frac{gl}{2H} \right] - \cosh \left[\frac{gl}{2H} \right] \right\}$
Cálculo da tração máxima atuando no cabo ($T_{máx}$)	
Arranques desnivelados	$T(x) = H \cosh \left[\frac{gx}{H} - \sinh^{-1}(\tan \theta_1) \right]$
Arranques nivelados	$T(x) = H \cosh \left(\frac{gx}{H} - \frac{gl}{2H} \right)$
Comprimento do cabo (S)	
Arranques desnivelados	$S = \frac{H}{g} \left\{ \sinh \left[\frac{gl}{H} - \sinh^{-1}(\tan \theta_1) \right] + \sinh[\sinh^{-1}(\tan \theta_1)] \right\}$
Arranques nivelados	$S = \frac{2H}{g} \sinh \left(\frac{gl}{2H} \right)$

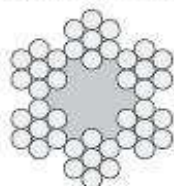
ANEXOS

ANEXO A – Catálogo de cabos para dimensionamento (CORDAL MINAS)

CABOS DE AÇO

● CABO DE AÇO CLASSE 6X7 - USO GERAL COM ALMA DE FIBRA ● CABO DE AÇO CLASSE 6X7 - USO GERAL COM ALMA DE AÇO

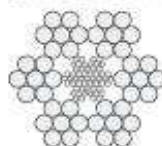
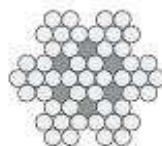
6X7 CLASS WIRE ROPE - GENERAL USE FIBER CORE

6 x 7 + AF
1 + 6

Diâmetro Diameter		*Massa aprox. em kg/m Approximate mass in kg/m	Carga de Ruptura mínima efetiva em tf Minimum breaking load in tf	
mm mm	Polegadas Inches		IPS	EIPS
1,6	1/16"	0,008	0,16	-
2,0	5/64"	0,014	0,24	-
2,4	3/32"	0,018	0,35	-
3,0	-	0,031	0,53	-
3,2	1/8"	0,031	0,61	-
4,0	5/32"	0,046	0,96	-
4,8	3/16"	0,065	1,38	-
6,4	1/4"	0,145	2,50	-
8,0	5/16"	0,235	3,80	-
9,5	3/8"	0,376	5,50	-
11,5	7/16"	0,430	7,20	-
13,0	1/2"	0,586	9,70	-
14,5	9/16"	0,725	12,30	-
16,0	5/8"	0,914	15,30	-

(*) O valor da massa indicado na tabela é referencial, podendo variar em função da tolerância do passo do cabo.

6X7 CLASS WIRE ROPE - GENERAL USE STEEL CORE

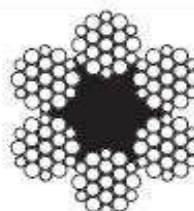
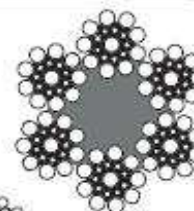
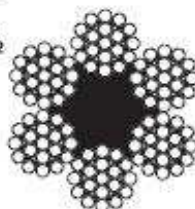
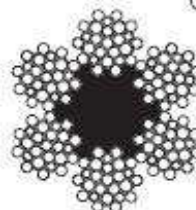
6 x 7 + AACI
1 + 66 x 7 + AACI
1 + 6

Diâmetro Diameter		*Massa aprox. em kg/m Approximate mass in kg/m	Carga de Ruptura mínima efetiva em tf Minimum breaking load in tf	
mm mm	Polegadas Inches		IPS	EIPS
2,0	5/64"	0,015	0,26	-
2,4	3/32"	0,021	0,36	-
3,0	-	0,034	0,58	-
3,2	1/8"	0,037	0,64	-
4,0	5/32"	0,061	1,04	-
4,8	3/16"	0,086	1,45	-
6,4	1/4"	0,164	2,57	-
8,0	5/16"	0,244	4,15	-
9,5	3/8"	0,341	5,71	-
11,5	7/16"	0,473	7,73	-
13,0	1/2"	0,627	10,00	-
14,5	9/16"	0,781	12,70	-
16,0	5/8"	0,968	15,50	-
19,0	3/4"	1,380	22,10	-
22,0	7/8"	1,860	29,90	-
26,0	1"	2,450	38,60	-

(*) O valor da massa indicado na tabela é referencial, podendo variar em função da tolerância do passo do cabo.

● CABO DE AÇO CLASSE 6X19 USO GERAL COM ALMA DE FIBRA 6X19 CLASS WIRE ROPE - GENERAL USE FIBER CORE

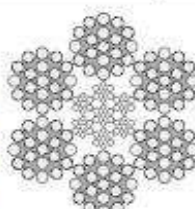
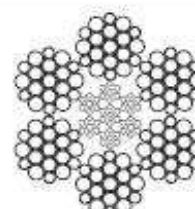
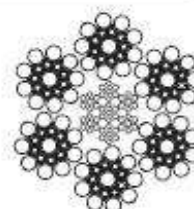
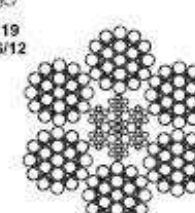
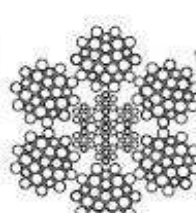
Diâmetro Diameter		Massa aproximada em kg/m Approximate mass in kg/m	Carga de Ruptura mínima efetiva em tf Minimum breaking load in tf	
mm mm	Polegadas Inches		IPS	EIPS
3,2	1/8"	0,036	0,61	-
4,8	3/16"	0,082	1,37	-
6,4	1/4"	0,142	2,50	-
8,0	5/16"	0,230	3,90	4,30
9,5	3/8"	0,343	-	6,10
11,5	7/16"	0,479	-	8,30
13,0	1/2"	0,608	-	10,80
14,5	9/16"	0,775	-	13,60
16,0	5/8"	0,933	-	16,80
19,0	3/4"	1,298	-	24,00
22,0	7/8"	1,805	29,50	32,60
26,0	1"	2,442	38,50	42,60
29,0	1 1/8"	3,055	-	53,90
32,0	1 1/4"	3,733	60,10	66,50
35,0	1 3/8"	4,529	-	80,50
38,0	1 1/2"	5,325	86,50	95,80
45,0	1 3/4"	8,368	-	130,40
52,0	2"	9,740	-	170,30

6 x 19
1 + 6/126 x 19
Warrington
1 + 6 + (6+6)6 x 19
Seale
1 + 9 + 96 x 25
Filler
1 + 6 + 6 + 126 x 26
Warrington
Seale
1 + 5 + (5 + 5) + 10

● CABO DE AÇO CLASSE 6X19 USO GERAL COM ALMA DE AÇO 6X19 CLASS WIRE ROPE - GENERAL USE STEEL CORE

Diâmetro Diameter		*Massa aprox. em kg/m Approximate mass in kg/m	Carga de Ruptura mínima efetiva em tf Minimum breaking load in tf		
mm mm	Polegadas Inches		IPS	EIPS	EEIPS
3,2	1/8"	0,040	0,65	0,73	-
4,8	3/16"	0,086	1,46	1,64	-
6,4	1/4"	0,171	2,70	3,10	-
8,0	5/16"	0,268	-	4,80	-
9,5	3/8"	0,382	-	6,86	-
11,5	7/16"	0,519	-	9,30	-
13,0	1/2"	0,685	-	12,10	-
14,5	9/16"	0,868	-	15,20	-
16,0	5/8"	1,058	-	18,70	-
19,0	3/4"	1,496	-	26,80	-
22,0	7/8"	2,036	-	36,10	-
26,0	1"	2,746	-	47,00	-
29,0	1 1/8"	3,447	-	59,00	-
32,0	1 1/4"	4,192	-	72,60	-
38,0	1 1/2"	6,009	-	103,3	-
42,0	1 5/8"	7,120	-	122,0	-
45,0	1 3/4"	8,368	-	141,0	-
52,0	2"	10,921	-	183,7	-

(*) O valor da massa indicado na tabela é referencial, podendo variar em função da tolerância do passo do cabo.

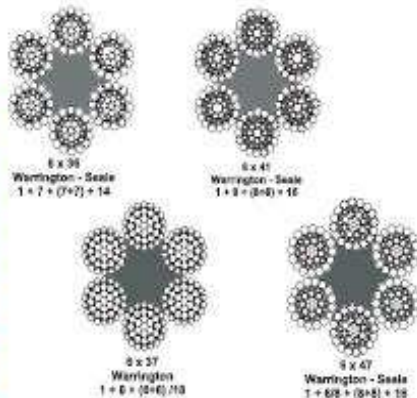
6 x 19
1 + 6/126 x 19
Warrington
1 + 6 + (6+6)6 x 19
Seale
1 + 9 + 96 x 25
Filler
1 + 6 + 6 + 126 x 26
Warrington
Seale
1 + 5 + (5 + 5) + 10

CABOS DE AÇO



● CABO DE AÇO CLASSE 6X36 USO GERAL COM ALMA DE FIBRA 6X36 CLASS WIRE ROPE - GENERAL USE FIBER CORE

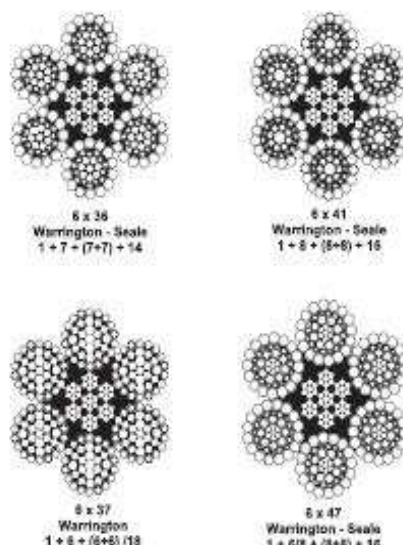
Diâmetro		*Massa aprox. em kg/m	Carga de Ruptura mínima efetiva em tf	
mm	Polegadas		IPS	EIPS
6.4	1/4"	0.150	2.50	2.88
7.0	7/16"	0.190	3.00	3.30
8.0	5/16"	0.228	3.80	4.44
9.0	3/8"	0.314	5.31	5.90
9.5	3/8"	0.353	5.55	6.38
11.5	7/16"	0.479	7.88	8.60
13.0	1/2"	0.680	10.10	10.70
14.5	9/16"	0.786	12.50	13.90
16.0	5/8"	0.919	15.20	16.60
19.0	3/4"	1.358	21.70	23.90
22.0	7/8"	1.842	29.50	32.60
25.0	1"	2.376	38.50	41.70
29.0	1 1/8"	3.054	50.10	52.40
32.0	1 1/4"	3.770	60.10	64.50
35.0	1 3/8"	4.687	73.00	77.60
38.0	1 1/2"	5.530	86.50	91.60
42.0	1 5/8"	6.610	97.10	102.00
45.0	1 3/4"	7.628	117.70	124.00
62.0	2"	9.978	153.90	170.30



(*) O valor da massa indicado na tabela é referencial, podendo variar em função da tolerância do passo do cabo.

● CABO DE AÇO CLASSE 6X36 USO GERAL COM ALMA DE AÇO 6X36 CLASS WIRE ROPE - GENERAL USE STEEL CORE

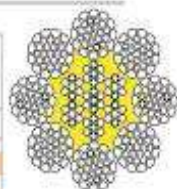
Diâmetro		*Massa aproximada em kg/m	Carga de Ruptura mínima efetiva em tf			
mm	Polegadas		IPS	EIPS	EEIPS	CIMAX
6.4	1/4"	0.173	2.88	3.08	-	-
8.0	5/16"	0.266	4.15	4.78	-	-
9.5	3/8"	0.399	5.94	6.84	-	-
11.5	7/16"	0.558	8.05	9.25	-	-
13.0	1/2"	0.895	10.48	12.10	13.20	-
14.5	9/16"	0.879	13.20	15.20	16.80	-
16.0	5/8"	1.044	16.20	18.70	20.60	-
19.0	3/4"	1.520	23.20	26.70	29.40	-
22.0	7/8"	2.073	31.40	36.30	39.70	-
25.0	1"	2.610	40.70	46.90	51.60	-
28.0	1 1/8"	3.456	51.30	59.90	64.90	-
32.0	1 1/4"	4.230	63.00	72.50	79.80	-
35.0	1 3/8"	5.086	75.70	87.30	96.20	-
38.0	1 1/2"	5.918	89.70	103.00	113.00	-
42.0	1 5/8"	7.638	104.00	120.00	132.00	-
45.0	1 3/4"	8.387	121.00	139.00	153.00	-
48.0	1 7/8"	9.670	138.00	158.00	174.00	-
62.0	2"	11.159	165.00	190.00	197.00	232.00
64.0	2 1/8"	12.400	174.80	200.00	221.00	260.00
67.2	2 1/4"	13.821	195.00	224.00	247.00	277.00
69.3	2 3/8"	15.000	217.00	248.00	274.00	297.00
63.5	2 1/2"	16.880	238.00	274.00	301.00	340.00
66.7	2 5/8"	18.000	261.00	298.00	330.00	370.00
69.9	2 3/4"	19.156	285.00	333.00	360.00	415.00
73.0	2 7/8"	22.600	308.00	361.00	392.00	461.00
76.2	3"	24.548	335.00	389.00	425.00	490.00
79.3	3 1/8"	26.900	362.00	417.00	458.00	527.00
82.5	3 1/4"	29.000	389.00	447.00	490.00	562.00
85.7	3 3/8"	29.744	416.00	487.00	528.00	610.00
89.2	3 1/2"	33.800	445.00	519.00	563.00	670.00
95.3	3 3/4"	37.606	505.00	585.00	640.00	720.00
102.0	4"	44.000	569.00	655.00	720.00	800.00



(*) O valor da massa indicado na tabela é referencial, podendo variar em função da tolerância do passo do cabo.

● CABO DE AÇO POWERPAC

Diâmetro		*Massa aprox. em kg/m	Carga de Ruptura mínima efetiva em tf	
mm	Polegadas		1950N/mm²	
12.0	-	0.873	-	12.00
-	1/2"	0.786	-	14.00
-	9/16"	0.825	-	16.40
15.0	-	1.060	-	18.90
-	5/8"	1.180	-	21.20
18.0	-	1.513	-	26.90
-	3/4"	1.653	-	30.10
20.0	-	1.865	-	33.20
-	7/8"	2.267	-	40.30
24.0	-	2.728	-	48.50
-	1"	3.026	-	53.80
26.0	-	3.688	-	65.70
-	1 1/8"	3.940	-	69.60
30.0	-	4.240	-	75.40
-	1 1/4"	4.810	-	85.10
34.0	-	5.400	-	85.40
-	1 3/8"	5.722	-	101.70
36.0	-	6.082	-	108.20
-	1 1/2"	6.845	-	121.10
40.0	-	7.475	-	132.50



(*) O valor da massa indicado na tabela é referencial, podendo variar em função da tolerância do passo do cabo de aço.

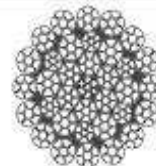
● CABO DE AÇO PROPAC



Diâmetro		*Massa aprox. em kg/m	Carga de Ruptura mínima efetiva em tf	
mm	Polegadas		1950N/mm²	
12.0	-	0.88	-	12.00
-	1/2"	0.80	-	14.10
-	9/16"	0.83	-	16.30
15.0	-	1.07	-	18.70
-	5/8"	1.22	-	21.30
18.0	-	1.54	-	27.00
-	3/4"	1.74	-	30.60
20.0	-	1.93	-	33.90
-	7/8"	2.34	-	41.00
24.0	-	2.78	-	48.80
-	1"	3.02	-	52.80
28.0	-	3.68	-	65.30
-	1 1/8"	3.94	-	70.10
30.0	-	4.22	-	75.00
-	1 1/4"	4.80	-	85.30
34.0	-	5.42	-	96.30

(*) O valor da massa indicado na tabela é referencial, podendo variar em função da tolerância do passo do cabo.

● CABO DE AÇO ERGOFLEX



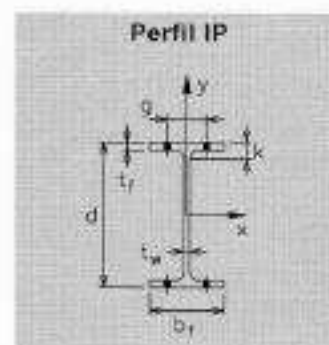
Diâmetro		*Massa aprox. em kg/m	Carga de Ruptura mínima efetiva em tf	
mm	Polegadas		1950N/mm²	
8.0	-	0.34	6.35	6.45
9.0	-	0.42	7.55	8.05
10.0	-	0.52	9.40	9.95
11.0	-	0.64	11.45	12.15
12.0	-	0.75	13.40	14.20
13.0	1/2"	0.87	15.70	16.50
14.0	-	1.01	18.25	19.20
15.0	-	1.17	20.95	22.20
16.0	5/8"	1.35	24.90	26.00
17.0	-	1.53	27.35	29.20
18.0	-	1.69	30.40	32.10
19.0	3/4"	1.89	33.85	35.90
20.0	-	2.11	37.65	39.80
21.0	-	2.34	41.80	47.75
22.0	7/8"	2.57	46.00	48.10
23.0	-	2.82	50.40	52.75
24.0	-	3.06	54.35	56.90
25.0	-	3.28	58.80	61.30
26.0	1"	3.49	60.85	65.65
28.0	-	4.15	74.35	81.90
29.0	1 1/8"	4.30	77.00	84.85
30.0	-	4.74	84.80	93.40
32.0	-	5.40	96.90	104.60

(*) O valor da massa indicado na tabela é referencial, podendo variar em função da tolerância do passo do cabo.



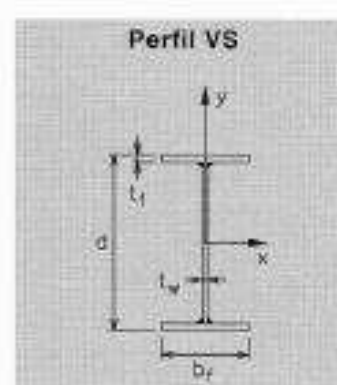
Anexo B – Tabela de perfis para estruturas metálicas (Curso Básico de Estruturas de Aço - Péricles Barreto)

IP	Massa [kg/m]	d [mm]	b _f [mm]	t _f [mm]	t _w [mm]	k [mm]	g [mm]
80	6,00	80	46	5,2	3,8	10,2	25
100	8,10	100	55	5,7	4,1	12,7	30
120	10,4	120	64	6,3	4,4	15,3	35
140	12,9	140	73	6,8	4,7	17,9	40
160	15,8	160	82	7,4	5,0	15,4	44
180	18,8	180	91	8,0	5,3	17,0	48
200	22,4	200	100	8,5	5,6	20,3	52
220	26,2	220	110	9,2	5,9	21,2	58
240	30,7	240	120	9,8	6,2	24,8	65
270	36,1	270	135	10,2	6,6	25,2	72
300	42,2	300	150	10,7	7,1	25,7	80
330	49,1	330	160	11,5	7,5	29,6	85
360	57,1	360	170	12,7	8,0	30,7	90
400	66,3	400	180	13,6	8,6	34,5	95
450	77,6	450	190	14,8	9,4	35,6	100
500	90,7	500	200	16,0	10,2	37,0	110
550	106	550	210	17,2	11,1	41,2	115
600	122	600	220	19,0	12,0	43,0	120



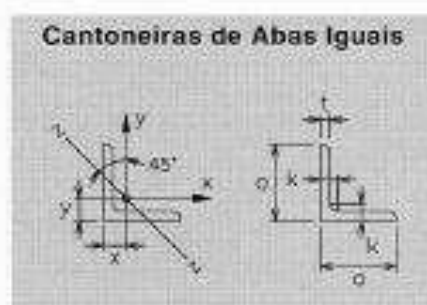
IP	Massa [kg/m]	A [cm ²]	I _x [cm ⁴]	W _x [cm ³]	r _x [cm]	Z _x [cm ³]	I _y [cm ⁴]	W _y [cm ³]	r _y [cm]	Z _y [cm ³]	I _t [cm ⁴]	C _w [cm ⁶]
80	6,00	7,64	80,1	20,0	3,24	23,2	8,49	3,69	1,05	5,82	0,70	118
100	8,10	10,3	171	34,7	4,07	39,4	15,8	5,79	1,24	9,16	1,21	351
120	10,4	13,2	318	63,0	4,90	60,8	27,7	6,65	1,45	13,6	1,74	690
140	12,9	16,4	541	77,3	5,74	88,4	44,9	12,0	1,65	19,2	2,45	1350
160	15,8	20,1	809	109	6,58	124	68,3	16,7	1,84	26,1	3,62	3350
180	18,8	23,9	1320	146	7,42	168	101	22,2	2,05	34,0	4,01	7430
200	22,4	28,5	1940	194	8,26	220	142	28,5	2,24	44,6	7,01	12990
220	26,2	33,4	2770	252	9,11	280	205	37,3	2,46	56,1	9,10	22670
240	30,7	39,1	3890	324	9,97	368	284	47,3	2,69	73,9	12,9	37390
270	36,1	45,9	5790	429	11,2	484	420	62,2	3,02	97,0	16,0	70580
300	42,2	53,8	8360	557	12,5	629	604	80,5	3,35	125	20,2	125900
330	49,1	62,6	11770	713	13,7	804	785	95,5	3,55	154	26,3	199100
360	57,1	72,7	16270	904	15,0	1020	1040	120	3,79	191	37,5	313600
400	66,3	84,5	23130	1160	16,5	1310	1320	146	3,95	223	51,3	490900
450	77,6	98,3	33740	1600	18,3	1700	1680	176	4,12	276	67,2	791000
500	90,7	116	48200	1930	20,4	2200	2140	214	4,31	336	89,6	1249000
550	106	134	67120	2440	22,3	2780	2670	254	4,45	401	124	1884000
600	122	155	92080	3070	24,3	3520	3390	308	4,66	466	166	2646000

VS	d [mm]	b _y [mm]	l _f [mm]	t _w [mm]
450 × 51	450	200	9,5	6,3
500 × 51	500	250	9,5	6,3
550 × 54			9,5	
550 × 75	550	250	12,5	6,3
550 × 88			16,0	
600 × 94	600	300	12,5	8,0
650 × 98	650	300	12,5	8,0
700 × 105	700	320	12,5	8,0
750 × 108	750	320	12,5	8,0
800 × 111	800	320	12,5	8,0
850 × 120	850	350	12,5	8,0
900 × 124	900	350	12,5	8,0
950 × 127	950	350	12,5	8,0
1000 × 140	1000	400	12,5	8,0
1100 × 159	1100	400	12,5	9,5
1100 × 180			16,0	
1200 × 200	1200	450	15,0	9,5
1300 × 237	1300	450	16,0	12,5
1400 × 260	1400	500	16,0	12,5
1500 × 270	1500	500	16,0	12,5



VS	A [cm ²]	I _x [cm ⁴]	W _x [cm ³]	r _x [cm]	Z _x [cm ³]	I _y [cm ⁴]	W _y [cm ³]	r _y [cm]	Z _y [cm ³]	I _t [cm ⁴]	C _w [cm ⁶]
450 × 51	65,2	22640	1010	18,6	1130	1270	127	4,41	194	15,0	614500
500 × 51	77,8	34420	1385	21,0	1530	2470	198	5,64	302	16,3	1488000
550 × 54	81,0	42580	1550	23,9	1750	2480	198	5,53	302	18,7	1907000
550 × 75	94,6	52730	1920	23,0	2110	3260	261	6,84	396	36,9	2351000
550 × 88	113	64350	2340	23,9	2560	4170	333	6,08	505	72,6	2970000
600 × 94	121	77400	2580	25,3	2860	5630	375	6,82	572	48,9	4854000
650 × 98	125	92490	2850	27,2	3170	5630	375	6,71	573	49,7	5715000
700 × 105	134	115000	3290	29,3	3660	6830	427	7,14	651	53,2	8087000
750 × 108	139	134200	3590	31,2	4000	6830	427	7,03	652	54,0	9283000
800 × 111	142	156100	3980	33,0	4360	6830	427	6,94	652	54,9	10580000
850 × 120	154	190900	4490	35,3	5030	8940	511	7,43	779	59,7	15660000
900 × 124	159	217000	4820	37,1	5410	8940	511	7,33	780	60,5	17590000
950 × 127	162	245000	5160	39,0	5810	8940	511	7,44	780	61,4	19630000
1000 × 140	178	305600	6110	41,4	6640	13340	667	6,66	1020	68,7	32510000
1100 × 159	202	394000	7160	44,2	8180	13240	667	8,12	1920	82,8	39420000
1100 × 180	229	472500	8590	45,4	9650	17970	854	6,63	1330	140	50140000
1200 × 200	255	630600	10910	49,7	11760	24310	1090	6,76	1650	158	65160000
1300 × 237	303	809600	12400	51,6	14270	24320	1090	8,97	1670	205	100200000
1400 × 260	331	1033000	14760	55,9	16920	33300	1330	10,0	2050	226	159800000
1500 × 270	344	1210000	16140	59,4	18610	33360	1330	9,85	2080	232	183500000

Gabritos de Furação									
a	38	44	51	64	76	102	127	152	203
g	22	25	28	35	44	64	76	90	114
g1							51	57	76
g2							44	64	76



L	Massa	k	A	x = y	I _x = I _y	W _x = W _y	r _x = r _y	r _z
	[kg/m]	[mm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm]	[cm]
38 × 38 × 4,5	2,68	9,03	3,42	1,12	4,58	1,64	1,17	0,74
44 × 44 × 4,5	3,15	11,1	4,00	1,30	7,50	2,30	1,37	0,88
51 × 51 × 4,5	3,63	12,7	4,61	1,45	11,3	3,11	1,57	1,00
51 × 51 × 6,4	4,75	14,3	6,05	1,50	14,5	4,05	1,55	0,99
64 × 64 × 4,5	4,57	12,7	5,82	1,76	22,8	4,97	1,95	1,28
64 × 64 × 6,4	6,10	14,3	7,68	1,82	29,3	6,46	1,95	1,25
64 × 64 × 7,9	7,44	15,9	9,42	1,88	35,3	7,90	1,93	1,24
76 × 76 × 4,5	5,52	12,7	7,03	2,08	40,0	7,23	2,39	1,31
76 × 76 × 6,4	7,29	14,3	9,29	2,14	51,6	9,46	2,36	1,50
76 × 76 × 7,9	9,08	15,9	11,5	2,20	62,9	11,6	2,34	1,50
76 × 76 × 9,5	10,7	17,5	13,6	2,26	73,3	13,7	2,32	1,49
102 × 102 × 6,4	8,82	15,9	12,5	2,77	127	17,2	3,16	2,02
102 × 102 × 7,9	12,2	17,5	15,5	2,84	154	21,1	3,15	2,01
102 × 102 × 9,5	14,6	19,1	18,5	2,90	181	24,9	3,12	2,00
102 × 102 × 12,7	19,0	22,2	24,2	3,00	231	32,3	3,10	1,99
127 × 127 × 9,5	18,3	22,2	23,2	3,53	364	39,7	3,86	2,51
127 × 127 × 12,7	24,1	25,4	30,6	3,63	470	51,8	3,81	2,50
127 × 127 × 15,9	28,8	26,6	37,6	3,75	566	63,3	3,86	2,48
152 × 152 × 9,5	22,2	22,2	28,1	4,17	841	57,5	4,78	3,02
152 × 152 × 12,7	29,2	25,4	37,1	4,27	826	75,5	4,72	3,00
152 × 152 × 15,9	36,0	26,6	45,9	4,39	1019	92,8	4,67	3,00
203 × 203 × 12,7	39,3	28,6	50,0	5,88	2020	137	6,35	4,04
203 × 203 × 15,9	48,7	31,8	62,0	6,66	2470	169	6,32	4,01
203 × 203 × 19,1	67,9	34,9	73,3	6,79	2900	200	6,27	4,01