

**MATHEUS OPINI
PEDRO ANIBAL DE ALMEIDA PRADO GLAVOCIC**

**ANÁLISE, DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE
UMA COBERTURA PÊNSIL COMPOSTA POR CABOS
LIVREMENTE SUSPENSOS.**

**SÃO CARLOS
2019**

**MATHEUS OPINI
PEDRO ANIBAL DE ALMEIDA PRADO GLAVOCIC**

**ANÁLISE, DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE UMA COBERTURA
PÊNSEL COMPOSTA POR CABOS LIVREMENTE SUSPENSOS.**

Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado ao Curso de Graduação de Engenharia Civil do Centro Universitário Central Paulista, como requisito para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

**Orientador: Prof. Dr. Roberto Luiz de Arruda
Barbato**

Coorientador: Prof. Dr. Dagoberto Dário Mori.

**SÃO CARLOS
2019**

Ao meu companheiro de trabalho, que sempre mostrou disposição e resiliência para vencer todas as adversidades encontradas ao longo dessa empreitada.

Aos nosso orientador e coorientador por fornecerem todo o conhecimento e respaldo para execução deste trabalho.

À todas as pessoas que nos cercam, que de uma forma ou outra, contribuíram para a manutenção de nossa perseverança.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao ser humano, que com sua capacidade criativa e executiva conseguiu realizar feitos inimagináveis outrora.

“Que o teu trabalho seja perfeito para que, mesmo depois da tua morte, ele permaneça”

Leonardo da Vinci.

SUMÁRIO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	VII
RESUMO.....	IX
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. JUSTIFICATIVA.....	1
1.2. OBJETIVO	2
2. REVISÃO DE LITERATURA	3
2.1. CONCEITO DE COBERTURAS PÊNSEIS.....	3
2.2. ELEMENTOS.....	3
2.2.1. FIOS E CABOS DE AÇO.....	3
2.2.2. CABOS LIVREMENTE SUSPENSOS	3
2.2.3. SISTEMA VEDANTE	4
2.2.4. PLACAS.....	5
2.3. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES ATUANTES NA COBERTURA	5
3 MATERIAIS E MÉTODOS	6
3.1. CONFIGURAÇÕES DE EQUILÍBRIO DO CABO LIVREMENTE SUSPENSO	6
4 RESULTADOS.....	11
4.1. DETERMINAÇÃO INICIAL	11
4.1.1. PREMISSAS INICIAIS DO SISTEMA ESTRUTURAL.....	15
4.1.2. CÁLCULO DO ELEMENTO PORTANTE (CABO)	18
4.2. VERIFICAÇÕES	21
4.3. DETERMINAÇÃO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO DAS ESTAIS	22
4.4. DETERMINAÇÃO DAS VIGAS DE SUPORTE	26
4.5. DETERMINAÇÃO DOS PILARES.....	31
4.6. DETALHES CONSTRUTIVOS.....	34
4.7. MÉTODO EXECUTIVO PROPOSTO.....	36
5 DISCUSSÃO E CONCLUSÕES.....	39
REFERÊNCIAS.....	40

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 - CONFIGURAÇÃO INICIAL DE EQUILÍBRIO DO CABO LIVREMENTE SUSPENSO	7
FIGURA 2 - ELEMENTO DE CABO DE COMPRIMENTO DS.....	7
FIGURA 3 - CABOS COM APOIOS NIVELADOS	8
FIGURA 4 - PLANTA DE COBERTURA, COM DISTRIBUIÇÃO DAS PLACAS	11
FIGURA 5 - PLANTA DE ÁREAS	12
FIGURA 6 - VISTA DO MODELO ARQUITETÔNICO	13
FIGURA 7 - CORTE MOSTRANDO O SISTEMA DE COBERTURA PÊNSIL.....	13
FIGURA 8 - VISTA DO SISTEMA DE DRENAGEM	13
FIGURA 9 - VISTA DO SISTEMA ESTRUTURAL	14
FIGURA 10 - DETALHAMENTO DA VISTA FRONTAL DO PÓRTICO.....	14
FIGURA 11 - EXEMPLO DO PERFIL TIPO CANTONEIRA	17
FIGURA 12 - EXEMPLO DO PERFIL TIPO WT.....	17
FIGURA 13 - ÁREA DE INFLUÊNCIA DA PLACA DE CONCRETO PARA COBERTURA.	17
FIGURA 14 - DETALHE DA MALHA METÁLICA DAS PLACAS.	18
FIGURA 15 - DETERMINAÇÃO DA FLECHA MÁXIMA.....	18
FIGURA 16 - DETALHE DO CABO PORTANTE 6X19 SEALE Ø26.....	19
FIGURA 17 - DETALHAMENTO DO SISTEMA DE FIXAÇÃO DA COBERTURA	22
FIGURA 18 - DETERMINAÇÃO DA DISTÂNCIA DO ESTAI ATRAVÉS DA DECOMPOSIÇÃO DE ESFORÇOS.....	22
FIGURA 19 - DETALHAMENTO DO ÂNGULO REFERENTE À ESTAI	23
FIGURA 20 - CÁLCULO DA DISTÂNCIA ENTRE O PONTO DE ANCORAGEM E O PILAR.....	23
FIGURA 21 - DECOMPOSIÇÃO DE H EM CARGA VERTICAL.....	25
FIGURA 22 - VISTA FRONTAL E LATERAL DO SISTEMA DE ANCORAGEM DA ESTAI NO BLOCO.....	26
FIGURA 23 - SEÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS DE SUPORTE.....	26
FIGURA 24 - SOLICITAÇÕES À VIGA.....	27
FIGURA 25 - DIAGRAMA DE CORTANTE.....	27
FIGURA 26 - DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR.....	27
FIGURA 27 - DETALHAMENTO DAS VIGAS DE SUPORTE.....	30
FIGURA 28 - SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES.....	31

FIGURA 29 - DETALHAMENTO DOS PILARES.....	34
FIGURA 30 - DETALHE DO MÉTODO DE ANCORAGEM DOS CABOS ÀS VIGAS.....	34
FIGURA 31 - DETALHE DO SISTEMA PROPOSTO PARA OS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO.....	35
TABELA 1 - ESTIMATIVA DE QUANTITATIVOS.....	35

RESUMO

EXECUÇÃO DE UMA ESTRUTURA COMPOSTA POR CABOS LIVREMENTE SUSPENSOS

O uso de estruturas pênseis remonta à antiguidade. O ser humano, desde os primórdios, em decorrência de uma necessidade básica, busca abrigo e proteção. A utilização deste tipo de estrutura, seja em decorrência da necessidade ou arquitetônicos, foi caindo em desuso com o avanço tecnológico e descoberta de outros métodos estruturais/construtivos. Na execução deste trabalho, vislumbrou-se, como fim tangível, a concepção arquitetônica, cálculo e instrução executiva de um edifício elaborado com cobertura pênseil. Contrapondo os contras desse tipo de estrutura este trabalho visa a concepção e execução de uma estrutura com fins comerciais, mantendo o apelo arquitetônico, utilizando um método capaz de vencer grandes vãos com um reduzido consumo de material.

Palavras-chave: estrutura pênseil, cabo livremente suspenso, estrutura composta por cabos.

1. INTRODUÇÃO

Em decorrência da necessidade de proteção e abrigo, nossos antepassados se viram na missão de elaborar um sistema de cobertura que suprisse tais necessidades.

Os primeiros tipos de cobertura eram, basicamente, constituídos de cordas naturais que serviam de estruturas portantes e peles de animais ou folhas como vedação.

Assim, surgiram as tendas que, por sua vez, foram muito usadas por povos nômades, que elaboravam a constituição das coberturas com cordas e tecidos possuintes de elevada resistência à tração. Como exemplo mais notável pode-se usar o Coliseu, coberto com cordas de cânhamo e tecido de linho (BARBATO, 2017).

Com o passar do tempo o sistema estrutural citado foi sendo deixado de lado em decorrência da fragilidade dos materiais que o compunham.

Foi somente em meados do século XX que essas coberturas tiveram seu marco de utilização, com a criação da Arena de Raleigh, concepção do arquiteto russo Matthew Nowicki, na qual a cobertura suspensa já havia sido projetada como um modelo construtivo e não meramente uma vedação, como é o caso dos circos.

1.1. JUSTIFICATIVA

Têm-se como objetivo deste, fundamentar a aplicabilidade da utilização do sistema de coberturas pênseis em virtude de sua capacidade de cobrir grandes vãos e do seu diminuto peso, tendo em vista sua composição estrutural formada por cabos de aço, que são flexíveis e aguentam grandes esforços, em decorrência de sua característica de alta resistência à tração, em comparação com os sistemas tidos como usuais, para tal, apresentar-se-á aqui um projeto utilizando este sistema de cobertura, dimensionando e detalhando o mesmo para uma estrutura previamente projetada.

1.2. OBJETIVO

Dimensionar e detalhar a superestrutura de uma edificação utilizando cobertura pênstil.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. CONCEITO DE COBERTURAS PÊNSEIS

As coberturas pênseis, também conhecidas como coberturas suspensas ou tetos suspensos, são compostas por cabos e sistemas de fixação. A estrutura pode ser formada por cabos isolados ou associados, e pelo sistema de vedação. (SÁLES, 1988).

2.2. ELEMENTOS

2.2.1. FIOS E CABOS DE AÇO

Define-se “fio” como um elemento estrutural, geralmente de seção circular, com capacidade de suportar apenas esforços de tração, não possuindo, portanto, capacidade de mobilizar esforços de flexão ou de compressão. Define-se “cabo” como um elemento estrutural que resulta da adequada associação de um conjunto de fios, possuindo a mesma propriedade, ou seja, de suportar apenas esforços de tração segundo o seu eixo.

Embora existam algumas diferenças de comportamento mecânico, **fios** e **cabos** são estudados, na grande maioria dos casos práticos, com o mesmo modelo matemático. A ausência de resistência a esforços de flexão faz dos cabos elementos estruturais “perfeitamente flexíveis”, com a configuração de equilíbrio condicionada às características das ações a eles aplicadas. (SÁLES *et al*, 2005).

2.2.2. CABOS LIVREMENTE SUSPENSOS

O cabo livremente suspenso ou cobertura pênsil não protendida, pode ser uma associação disposta em arranjo paralelo ou radial, esses cabos sofrem grandes deformações devido às ações acidentais, porém esses deslocamentos podem ser estabilizados utilizando materiais de cobertura com peso próprio elevado, reduzindo os deslocamentos provocados pelas ações acidentais de modo a não danificar o material fixado ao cabo (PULINO FILHO, 1991).

As cestas formadas pelos cabos livremente suspensos compostas por cabos paralelos geram superfícies de curvatura simples ou de curvatura dupla, usualmente empregada em plantas retangulares, os cabos radiais também podem gerar curvatura simples ou dupla, a estrutura radial de curvatura simples é ancorada num anel externo e em um anel interno que está no centro da cobertura, já a estrutura de curvatura dupla é ancorada no anel externo e no topo de uma torre no centro da estrutura, esse tipo de cesta forma uma superfície de dupla curvatura reversa, ambas as cestas radiais podem ser usadas para cobrir plantas em forma elíptica, setor de círculo e de coroa circular (BARBATO, 2017).

2.2.3. SISTEMA VEDANTE

O sistema vedante compõe-se da vedação propriamente dita e de acessórios que têm a finalidade de fixar a vedação aos cabos de aço. Os elementos de vedação podem ser leves ou pesados. São constituídos por diversos tipos de materiais tais como aço, concreto armado, argamassa armada, madeira, plástico, fibra de vidro, etc. Para fixar a vedação no sistema estrutural empregam-se grampos, ganchos, parafusos, perfis e cantoneiras (OLIVEIRA, 1995).

O sistema de vedação pode ser constituído por placas de concreto armado ou argamassa, podendo ser fabricadas nos mais diversos formatos, e parte da armadura dessas placas podem ser deixadas à mostra para que sejam apoiadas nos cabos, mais comumente usados em coberturas não protendidas. Seu objetivo é o de estabilizar a cobertura devido ao seu elevado peso próprio. As coberturas também podem ser feitas empregando-se telhas em aço ou alumínio, que podem ser apoiadas diretamente ao cabo ou em perfis metálicos ou de madeira, porém deve-se ter atenção nas regiões de transpasse, especialmente nos pontos de inclinação quase nula, onde ocorre flecha máxima. Quando a cobertura é feita com chapas lisas de aço, alumínio ou de acrílico, é necessária a utilização de perfis de contorno e molduras de material flexível que garantam a vedação da cobertura. Sendo ainda possível a utilização de lâminas de plástico ou nylon, porém estas podem ser aplicadas diretamente ao cabo e o mesmo deve estar envolto com o mesmo material de lâmina (SÁLES, 1988).

É muito importante destacar que a vedação deve ser projetada para absorver os possíveis deslocamentos associados às cargas acidentais que aparecerão entre o sistema de vedação e os cabos portantes. A não projeção desses deslocamentos ocasionará a ruptura da mesma, também deve-se evitar o impedimento do deslocamento dos cabos próximos ao fechamento da estrutura lateral, uma das soluções é deixar um espaço que permita o deslocamento dos cabos ou substituir os cabos extremos por vigas rígidas (SÁLES, 1988).

2.2.4. PLACAS

São elementos planos, com uma dimensão, no caso a espessura, muito menor que as outras duas. As placas diferem das chapas não só pela espessura, que costuma ser menor das chapas, mas, principalmente, pelo tipo de solicitação: as placas são submetidas a carregamento predominantemente perpendicular ao seu plano, enquanto as chapas são solicitadas segundo o seu plano médio (SÁLES, 2005).

Neste trabalho utilizaremos as placas como material para fechamento na cobertura.

2.3. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES ATUANTES NA COBERTURA

As ações consideradas em coberturas pênseis são divididas em três categorias: as ações permanentes, as ações variáveis e as ações excepcionais. As ações permanentes são as que compreendem o peso próprio da vedação e estrutural, o peso próprio dos equipamentos, recalque dos apoios e recalque dos materiais; as ações variáveis são as forças decorrentes do uso, como as sobrecargas de montagem e manutenção da estrutura ao longo de sua vida útil, os efeitos do vento, os acúmulos de águas pluviais, as variações térmicas e o acúmulo de neve quando houver possibilidade de ocorrência (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

A elaboração deste trabalho visa o dimensionamento e detalhamento de uma superestrutura com base na cobertura pênsil composta por cabos livremente suspensos com função de elementos portantes, placas de concreto para o sistema de vedação e os demais elementos estruturais para concepção do projeto como um todo.

Calcular-se-á o carregamento que uniformemente se distribuirá no cabo, ao longo de todo o seu vão, resultante do peso próprio dos elementos de vedação, do próprio cabo e outras eventuais cargas acidentais, considerando também o estudo da deformação do elemento portante.

Definir-se-á o sistema de fixação dos cabos aos elementos portantes, assim como o tipo e material destes elementos portantes.

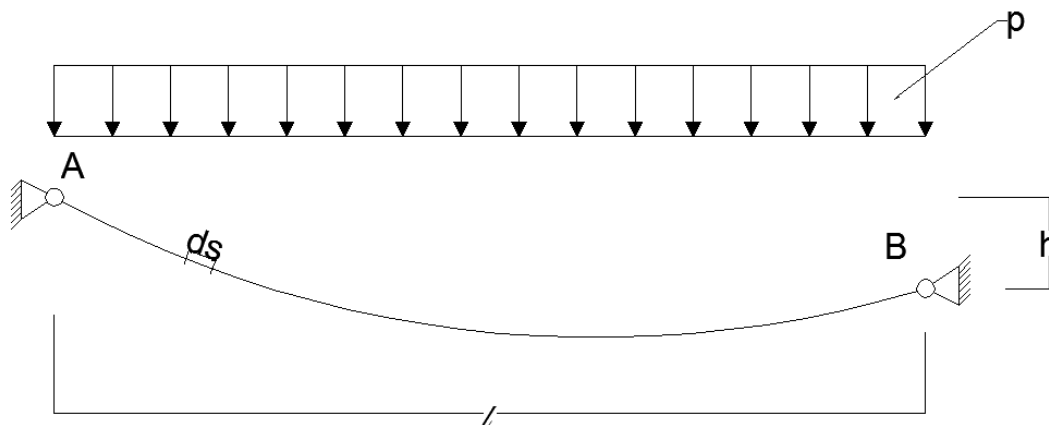
Toda a metodologia apresentada aqui foi desenvolvida com base na cobertura de um edifício comercial, com dimensões de 20 metros de largura por 40 metros de comprimento visando à concepção de um pé direito (livre) de 6,0 metros.

Para tal, utilizaram-se equações matemáticas presentes no estudo de Barbato (1996), realizando-se os cálculos para as dimensões citadas, que terão seus resultados elucidados no tópico pertinente.

3.1. CONFIGURAÇÕES DE EQUILÍBRIO DO CABO LIVREMENTE SUSPENSO

Para a determinação das configurações de equilíbrio do cabo livremente suspenso solicitado por cargas distribuídas de intensidade constante ao longo de todo o seu vão (Figura 1) utilizou-se as equações **(9)**, **(12)**, **(13)** e **(15)**. Considerando-se uma flecha inicial $f \cong \frac{\ell}{20}$ e que, no cabo atuam o peso próprio do elemento, dos perfis metálicos que suportam as placas de concreto, das placas de concreto e dos demais elementos componentes à estrutura.

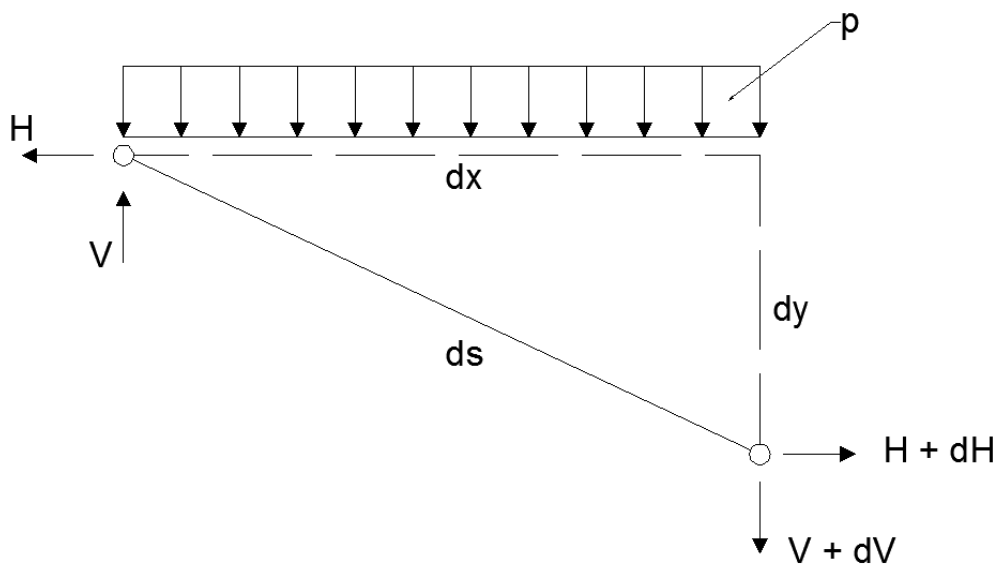
Figura 1: Configuração inicial de equilíbrio do cabo livremente suspenso



Fonte: Autores, 2019.

As condições de equilíbrio aplicadas a um elemento de cabo de comprimento ds (Figura 2) permitem escrever:

Figura 2: Elemento de cabo de comprimento ds .



Fonte: Autores, 2019.

$$(H + dH) - H = 0 \quad (1)$$

$$(V + dV) - V + p dx = 0 \quad (2)$$

$$(H dy + V dx) = 0 \quad (3)$$

Introduzindo-se em **(2)** a expressão de V tirada de **(3)** e notando que H é constante, resulta a equação diferencial:

$$y'' = -\frac{p}{H} \quad (4)$$

Que integrada fornece:

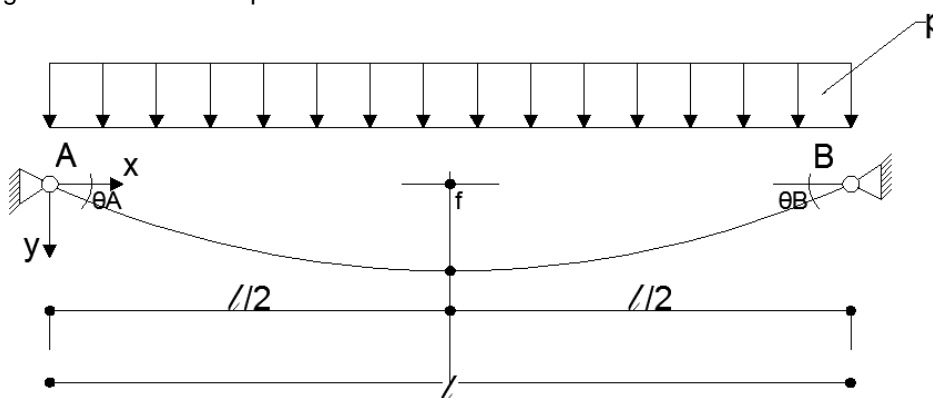
$$y' = -\frac{px}{H} + C_1 \quad (5)$$

$$y = -\frac{px^2}{2H} + C_1x + C_2 \quad (6)$$

As constantes de integração C_1 e C_2 , bem como a constante H , dependem das características geométricas da suspensão.

Para cabos com apoios nivelados (Figura 3), as condições $y'=0$ para $x=\ell/2$ e $y=0$ para $x=0$, aplicadas às duas últimas equações conduzem, respectivamente, à:

Figura 3: Cabos com apoios nivelados.



Fonte: Autores, 2019.

$$C_1 = \frac{p\ell}{2H} \quad (7)$$

$$C_2 = 0 \quad (8)$$

Com C_1 e C_2 , em **(5)** e **(6)** obtêm-se as equações que caracterizam a curva de equilíbrio do cabo:

$$y' = -\frac{px}{2H} + \frac{p\ell}{2H} = \frac{p}{2H}(\ell - 2X) \quad (9)$$

$$y = -\frac{px^2}{2H} + \frac{p\ell x}{2H} = \frac{px}{2H}(\ell - X) \quad (10)$$

As **(9)** e **(10)**, fornecem para $0 \leq x \leq \ell$, as ordenadas da curva do cabo e a inclinação que a tangente à curva do cabo faz com o eixo das abscissas.

Observa-se que a curva de equilíbrio do cabo, representada por **(10)**, é parábola de segundo grau.

A contante H pode ser determinada ou em função do ângulo θ_A , ou em função da flecha f . Conhecendo-se θ_A de **(9)**, com $x=0$ e $y'=\text{tg } \theta_A$, tira-se:

$$H = \frac{p\ell}{2\text{tg}\theta_A} \quad (11)$$

Quando a flecha do cabo é conhecida, a condição $y = f$ para $x = \frac{\ell}{2}$ imposta à **(10)** fornece a expressão para o cálculo da força H:

$$H = \frac{p\ell^2}{8f} \quad (12)$$

Obtido o valor de H, **(9)** e **(10)** ficam perfeitamente definidas.

A força de tração T pode ser calculada, pela relação $T = \frac{H}{\cos\theta}$, com

$\cos\theta = \frac{dx}{ds}$, $ds = (1+y')^{1/2}dx$ y' dada pela relação **(9)**:

$$T = H \left(\frac{ds}{dx} \right) = H\sqrt{1 + y'^2} = H\sqrt{1 + \left[\frac{p}{2H}(\ell - 2x) \right]^2} \quad (13)$$

Desta equação depreende-se que a força máxima de tração ocorre nos pontos de suspensão do cabo ($x = 0$ e $x = \ell$). A força mínima $T=H$ se dá no meio do vão ($x = \frac{\ell}{2}$).

Tendo em vista a expressão de ds e y' , dada por **(9)**, resulta a fórmula para o cálculo do comprimento do cabo.

$$s = \int_0^{\ell} \sqrt{1 + y'^2} dx = \frac{H}{2p} \left\{ \frac{p\ell}{H} \sqrt{1 + \left(\frac{p\ell}{2H}\right)^2} + \log_e \left(\frac{\sqrt{1 + \left(\frac{2H}{p\ell}\right)^2} + 1}{\sqrt{1 + \left(\frac{2H}{p\ell}\right)^2} - 1} \right) \right\} \quad (14)$$

O comprimento do cabo também pode ser calculado com uma fórmula que decorre do desenvolvimento em série do radical de expressão de ds.

Assim, considerando apenas os três primeiros termos da série, o que é suficiente para a grande maioria dos casos da prática, resulta:

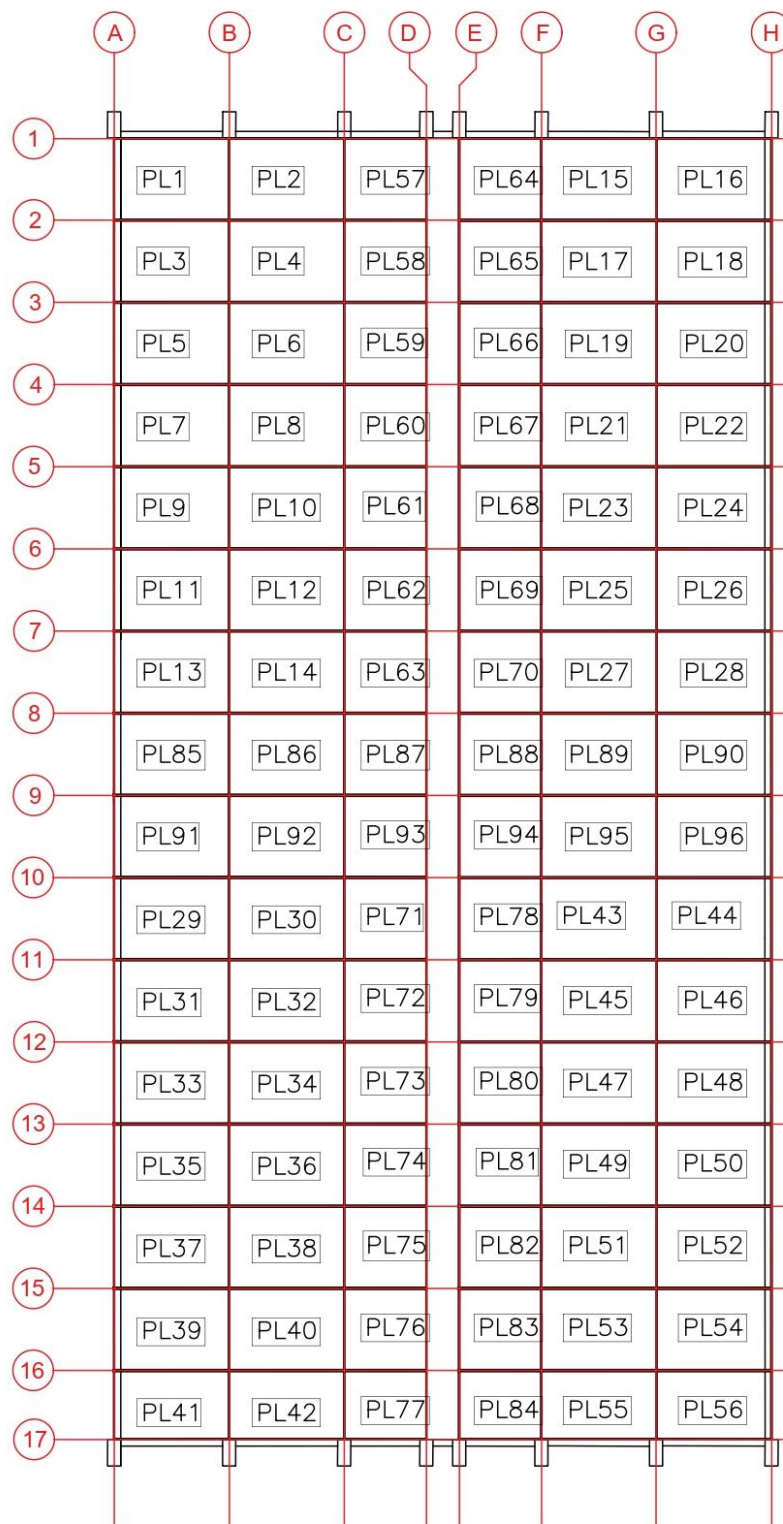
$$s = \int_0^{\ell} \sqrt{1 + y'^2} dx \cong \int_0^{\ell} \left(1 + \frac{y'^2}{2} - \frac{y'^4}{8} \right) dx = \ell \left[1 + \frac{p^2 \ell^2}{24H^2} - \frac{p^4 \ell^4}{640H^4} \right] \quad (15)$$

Considerando-se que, quando a flecha do cabo é da ordem de cinco por cento do vão ($f \cong \frac{\ell}{20}$) o seu comprimento pode ser calculado desprezando-se o último termo de (15).

4. RESULTADOS

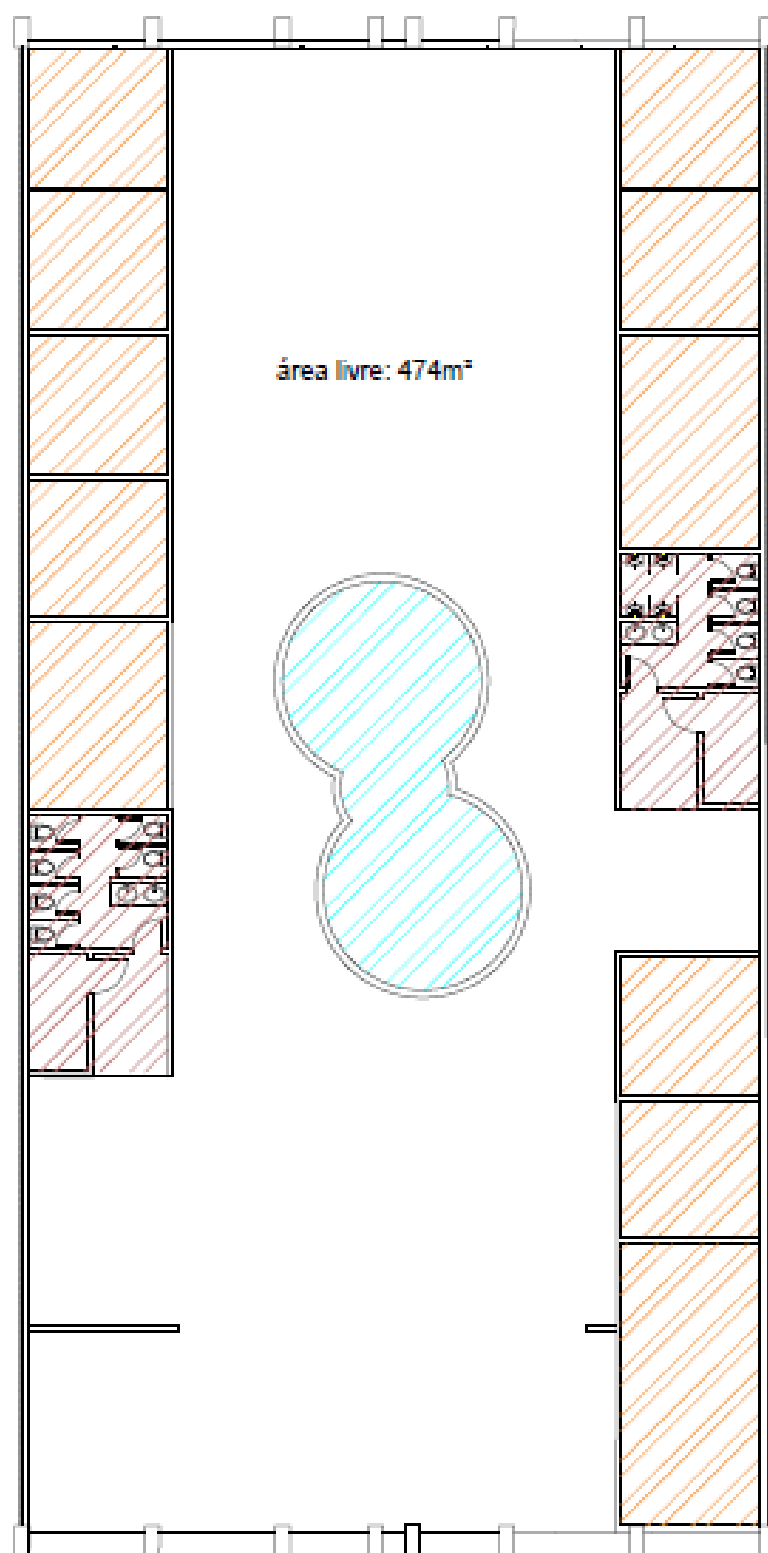
4.1. DETERMINAÇÃO INICIAL

Figura 4: Planta de cobertura, com a distribuição das placas.



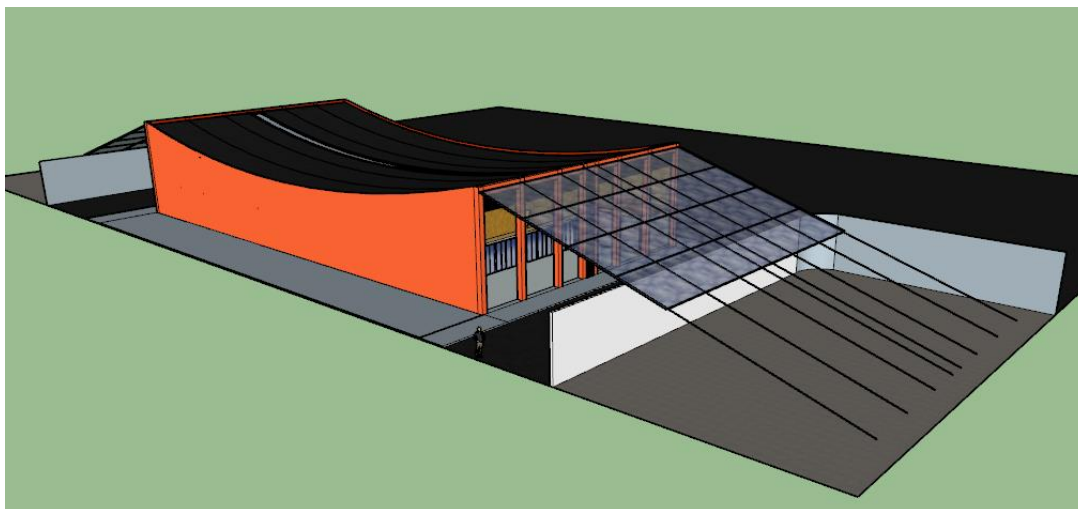
Fonte: Autores, 2019.

Figura 5: Planta de áreas



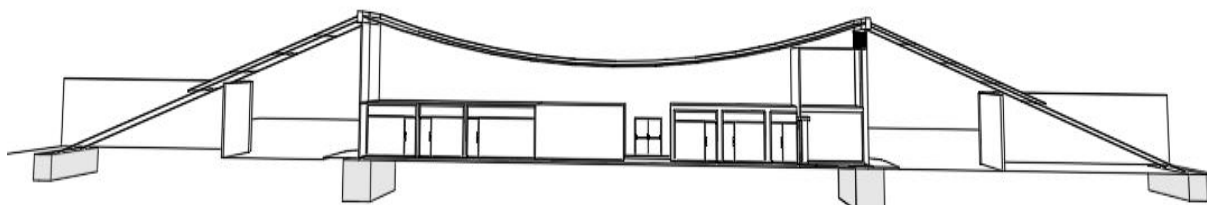
Fonte: Autores, 2019.

Figura 6: Vista do modelo arquitetônico.



Fonte: Autores, 2019.

Figura 7: Corte mostrando o sistema de cobertura pênisil.



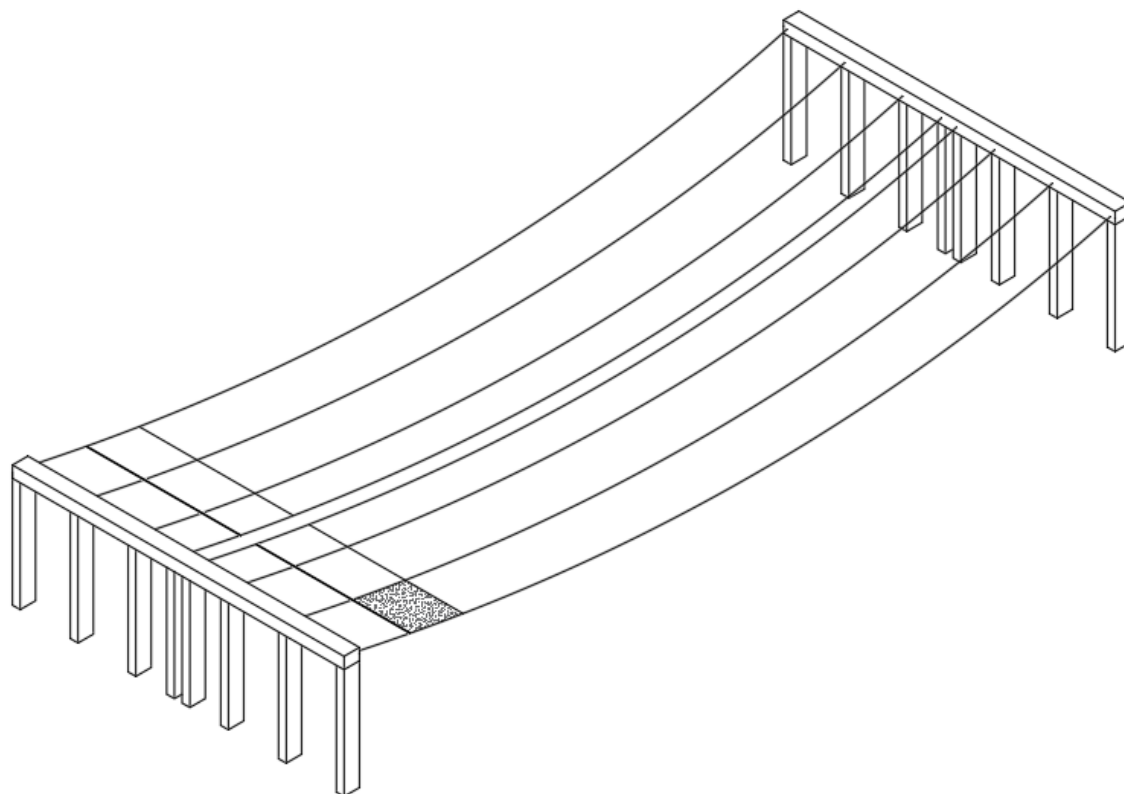
Fonte: Autores, 2019.

Figura 8: Vista do sistema de drenagem.



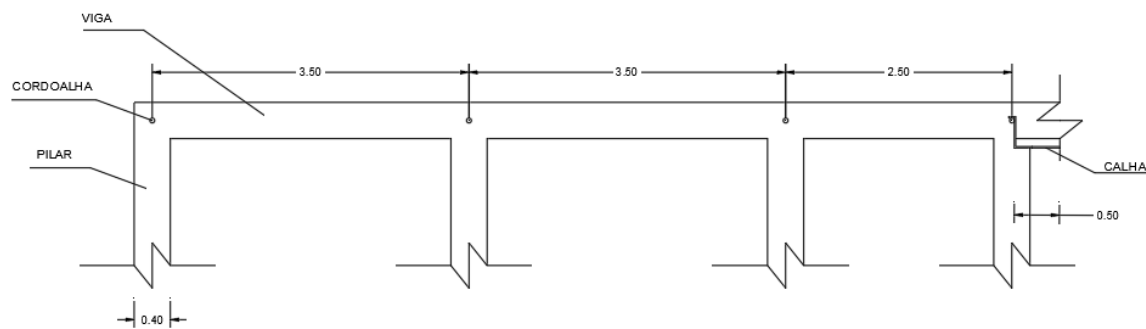
Fonte: Autores, 2019.

Figura 9: Vista do sistema estrutural.



Fonte: Autores, 2019.

Figura 10: Detalhamento da vista frontal do pórtico.



Fonte: Autores, 2019.

4.1.1. PREMISSAS INICIAIS DO SISTEMA ESTRUTURAL

Entre os eixos C-D e E-F teremos 32 placas de concreto armado com as seguintes dimensões: 2,50m x 2,50m (comprimento x largura)

Nos demais entre-eixos teremos 64 placas de concreto armado com as seguintes dimensões: 3,50m x 2,50m (comprimento x largura)

32 perfis T 16x2 com 10,25m

4 cantoneiras com 10,25m

Definindo o peso das placas mediante a espessura delas:

Entre os eixos C-D e E-F:

$$1). 2,50m \cdot 2,50m \cdot 0,03m \cdot \frac{25kN}{m^3} = 4,68kN = 468Kgf$$

$$2). 2,50m \cdot 2,50m \cdot 0,04m \cdot \frac{25kN}{m^3} = 6,25kN = 625Kgf$$

$$3). 2,50m \cdot 2,50m \cdot 0,05m \cdot \frac{25kN}{m^3} = 7,81kN = 781Kgf$$

Entre os demais eixos:

$$1). 3,50m \cdot 2,50m \cdot 0,03m \cdot \frac{25kN}{m^3} = 6,56kN = 656Kgf$$

$$2). 3,50m \cdot 2,50m \cdot 0,04m \cdot \frac{25kN}{m^3} = 8,75kN = 875Kgf$$

$$3). 3,50m \cdot 2,50m \cdot 0,05m \cdot \frac{25kN}{m^3} = 10,94kN = 1094Kgf$$

Peso do perfil WT 150 x 13:

$$6,50 \frac{Kg}{m} = 0,65 \frac{kN}{m} \text{ (Cada cabo receberá o peso do perfil referente à 1,75m)}$$

Peso da cantoneira 1/4":

$$4,75 \frac{Kg}{m} = 0,475 \frac{kN}{m} \text{ (Cada cabo receberá o peso do perfil referente à 1,75m)}$$

Assim sendo,

Cada cabo suporta, no máximo:

1,75m de perfil WT – 16 unidades Será medido em m², para isso:

1,75m de cantoneira – 2 unidades

1/2 área de influência de uma placa – 32 unidades

Assim, ao longo de 40 metros o cabo suporta:

- Peso próprio do cabo: $2,746 \frac{Kg}{m}$
- Peso próprio da placa ($e = 0,03m$): $131,25 \frac{Kg}{m}$
- Peso próprio da placa ($e = 0,04m$): $175 \frac{Kg}{m}$
- Peso próprio da placa ($e = 0,05m$): $218,75 \frac{Kg}{m}$
- Peso próprio do perfil WT: $(\frac{1,75m \cdot 6,50m \cdot 16un.}{40})$: $4,55 \frac{Kg}{m}$
- Peso próprio da cantoneira: $(\frac{1,75m \cdot 4,75m \cdot 2un.}{40})$: $0,42 \frac{Kg}{m}$
- Peso próprio dos elementos adicionais: $100 \frac{Kg}{m}$
- Precipitações: $máx = 274,7mm$ e $min = 22,8mm$
 logo: $0,275 \cdot 1,75 \cdot 1000 = 481,25 \frac{Kg}{m} = 4,8 kN/m$

Logo, o cabo deve resistir, ao longo do seu comprimento, uma carga de:

$$\begin{array}{l}
 P_{\text{próprio}} = 2,746 \frac{Kg}{m} = 0,027 \frac{kN}{m} \\
 P_{\text{placas}} = 175 \frac{Kg}{m} = 1,75 \frac{kN}{m} \\
 P_{\text{perfilWT}} = 4,55 \frac{Kg}{m} = 0,05 \frac{kN}{m} \\
 P_{\text{perfilL}} = 0,42 \frac{Kg}{m} = 0,0042 \frac{kN}{m} \\
 P_{\text{elementos}} = 100 \frac{Kg}{m} = 1 \frac{kN}{m} \\
 P_{\text{chuva}} = 35 \frac{Kg}{m} = 0,035 \frac{kN}{m}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} P_{\text{próprio}} \\ P_{\text{placas}} \\ P_{\text{perfilWT}} \\ P_{\text{perfilL}} \\ P_{\text{elementos}} \\ P_{\text{chuva}} \end{array}} \right\} \cdot 1,40 \text{ (coeficiente de majoração)}$$

Premissas de cálculo:

- Área de influência da placa = $1,75m^2$
- Peso próprio ao longo de todo comprimento
- Peso dos suportes

Figura 11: Exemplo de perfil TIPO cantoneira.



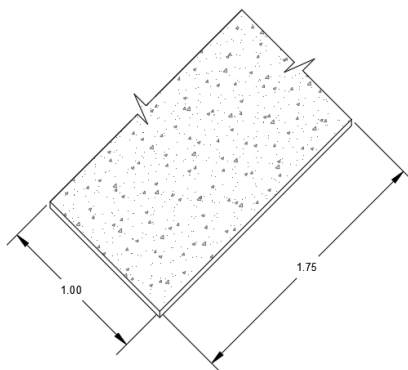
Fonte: <https://loja.arcelormittal.com.br/cantoneira-50-8mm-6-35mm/p>.

Figura 12: Exemplo de perfil WT.



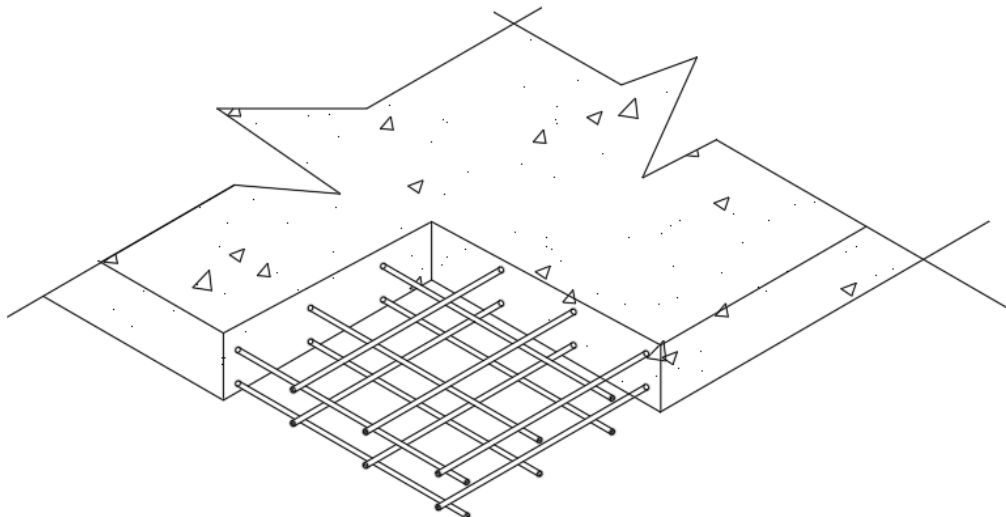
Fonte: <https://www2.gerdau.com.br/produtos/perfil-t>

Figura 13: Área de influência da placa de concreto para cobertura.



Fonte: Autores, 2019.

Figura 14: Detalhe da malha METÁLICA das placas.



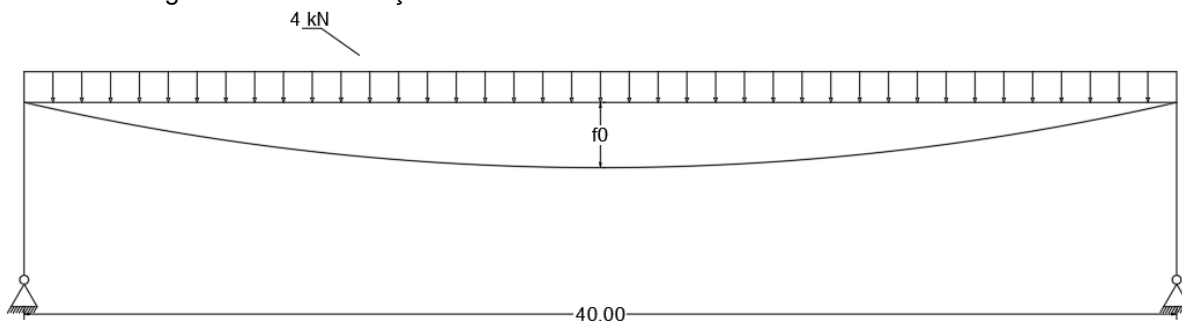
Fonte: Autores, 2019.

- Peso da chuva = $\left(\frac{\text{índice mais elevado}}{720} \cdot 5\right)$, onde:
720 corresponde a hora/mês;
5 é um fator estimado de chuva ininterrupta

4.1.2. CÁLCULO DO ELEMENTO PORTANTE (CABO)

Logo:

Figura 15: Determinação da flecha máxima.



Fonte: Autores, 2019.

Admitindo-se uma flecha inicial na ordem de $f = \frac{l}{15}$, vem:

$$f = \frac{40}{15} \cong 2,50m$$

Com a flecha admitida, calcula-se H (empuxo ou força horizontal)

$$H = \frac{pl^2}{8f} = \frac{4 \cdot 40^2}{8 \cdot 2,50} \cong 328kN$$

Determinação do deslocamento final do cabo:

$$S = l_0 \cdot \left[1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l_0^2} \right] = 40 \cdot \left[1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{2,50^2}{40^2} \right] \cong 40,42m$$

Portanto, $\Delta S \cong 0,42m$

Determinação das trações máximas e mínimas:

Força de tração máxima; ($x \neq 0$ e $x = l$)

$$T_{m\acute{a}x} = H \cdot \sqrt{1 + \left[\frac{P}{2H} \cdot (l - 2x) \right]^2} = 328 \cdot \sqrt{1 + \left[\frac{4}{2 \cdot 328} \cdot (40) \right]^2} \cong 338kN$$

Força de tração mínima; ($x = \frac{l}{2}$)

$$T_{m\acute{i}n.} = H \cdot \sqrt{1 + \left[\frac{P}{2H} \cdot (l - 2x) \right]^2} = 328 \cdot \sqrt{1 + \left[\frac{4}{2 \cdot 328} \cdot (20) \right]^2} \cong 330kN$$

Determinação o ângulo de inclinação:

Por não haver desnível: $\tan \theta A = \tan \theta B$

$$\text{Logo, } \tan \theta = \frac{pl}{2H} = \frac{4 \cdot 40}{2 \cdot 328} = 0,25$$

Por tanto, $\theta A = \theta B \cong 13,71^\circ$

Determinação do cabo portante:

Figura 16: Detalhe do cabo portante 6x19 Seale Ø26.



Fonte: https://pt.made-in-china.com/co_geyaomachinery/product_6X19-lwrc-Class-Galvanized-Wire-Rope-Eips-Steel-Core-_ruehiyig.html

- Cabo 6x19 Seale Ø26 – 6 pernas e 19 arames – EIPS
- AACI (Alma de aço) – alma de aço de cabo independente
- Torção regular – sentido oposto à torção das pernas
- Fator de encabeçamento = 0,825 (fator de correção – carga de ruptura mínima)
- Área do cabo: $A = (F \cdot d^2) \cdot 1,15$ (15% – especificação do fabricante)
- Fator de correção: $F = 0,416$
- Módulo de elasticidade (E) – $\left(\frac{Kgf}{mm^2}\right)$

$$10000 \leq E \leq 11500$$

- Carga de ruptura mínima (CRM) – (tf)

$$CRM = 47$$

- Massa aproximada (γ) – $\left(\frac{Kg}{m}\right)$

$$\gamma = 2,746$$

- Resistência à tração (EIPS) – $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$

$$1770 \leq EIPS \leq 2160$$

Determinação das condições do elemento portante:

- Carga de trabalho:

Entende-se como carga de trabalho a qual o cabo estará permanentemente sujeito ao longo de seu comprimento, ou seja:

$$FS = \frac{CRM}{CT}; CT = \frac{47}{5} = 9,4 \text{ tf} = 9400 \text{ Kgf} = 94 \text{ kN}$$

- Área do cabo:

$$A = (F \cdot d^2) \cdot 1,15 = (0,416 \cdot 26^2) \cdot 1,15 \cong 323,4 \text{ m}^2$$

- Resistência total à tração:

$$Rt = EIPS \cdot A, \text{ adotando EIPS mínimo}$$

$$Rt = 1770 \cdot 323,4 = 572,42 \text{ kN}$$

4.2. VERIFICAÇÕES

- Carga de trabalho Solicitante (CTs):

Entende-se como carga de trabalho solicitante a qual o cabo estará permanentemente sujeito ao longo de seu comprimento, ou seja:

$$P_{\text{próprio}} = 2,746 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 0,027 \cdot 40,4 (\gamma \cdot lf) \cong 1,10 \text{ kN}$$

$$2 \text{ cantoneiras com } 1,75\text{m} = 2 \cdot 1,75 \cdot 0,004 = 0,014 \text{ kN}$$

$$\text{placas com } 1,75\text{m} \times 2,50\text{m} \times 0,004 = 17 \cdot 1,75 \cdot 2,50 \cdot 0,04 \cdot 25 = 74,375 \text{ kN}$$

$$\text{Elementos adicionais} = 1 \text{ kN}$$

$$\text{Precipitação} = 0,035 \cdot 40,50 = 1,4175 \text{ kN}$$

$$16 \text{ perfis WT com } 1,75\text{m} = 16 \cdot 1,75 \cdot 0,05 = 1,40 \text{ kN}$$

$$\therefore \text{A somatória das cargas é} = 79,43 \text{ kN}$$

Como $CTs \leq CT = 79,43 \leq 94 \therefore \text{OK!}$

- Tração:

Têm-se como solicitação máxima à tração: $T_s = 330 \text{ kN}$

Como: $T_s \leq R_t = 330 \text{ kN} \leq 572,42 \text{ kN} \therefore \text{OK!}$

Logo, o cabo resiste às solicitações.

- Determinação do alongamento final do cabo:

$$\Delta l = \frac{N \cdot l}{E \cdot A}, \text{ com } E = 10750 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2} \text{ (valor médio)}$$

$$\Delta l = \frac{320 \cdot 40}{1,05421 \cdot 10^8 \cdot 323,4 \cdot 10^{-6}} \cong 0,375 \text{ m}^2$$

- Determinação da flecha inicial do cabo:

$$S_0 + \Delta S = l_0 \cdot \left[1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{(f + \Delta f)^2}{l_0^2} \right], \text{ com } \Delta S = 0,42 \text{ m}$$

$$40 + 0,42 = 40 \cdot \left[1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{(2,50 + \Delta f)^2}{40^2} \right]$$

$$40,42 = 40 \cdot \left[1 + \frac{(2,50 + \Delta f)^2}{600} \right]$$

$$40,42 = 40 \cdot \left[\frac{600 + 6,25 + 5 \Delta f + \Delta f^2}{600} \right]$$

$$1,0105 \cdot 600 = 606,25 + 5 \Delta f + \Delta f^2$$

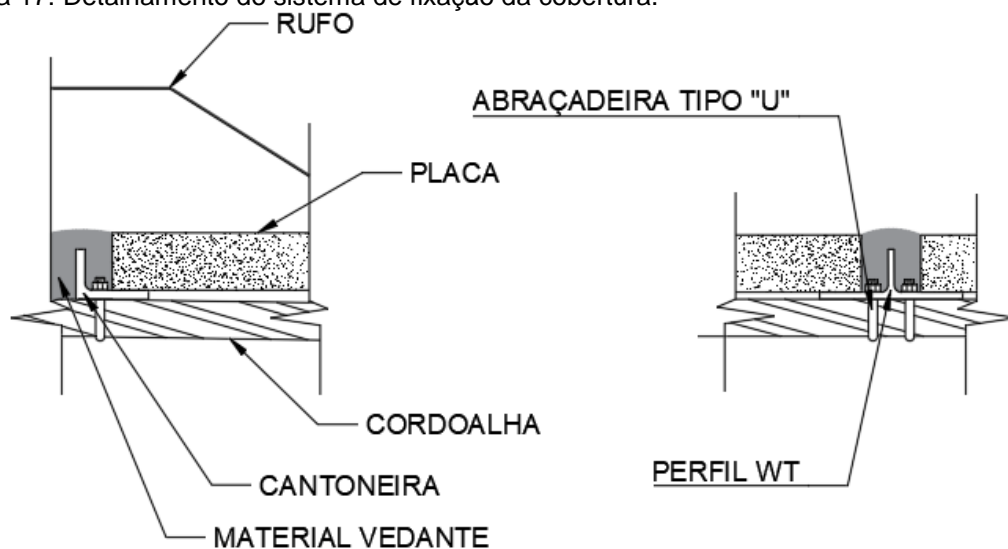
$$5 \Delta f + \Delta f^2 = 0,05$$

$$\Delta f^2 + 5 \Delta f - 0,05 = 0 \therefore \Delta f = 0,001m$$

- Determinação da flecha inicial:

$$f = \Delta f + f_0 = 0,001 + 2,50 \therefore f \cong 2,50m$$

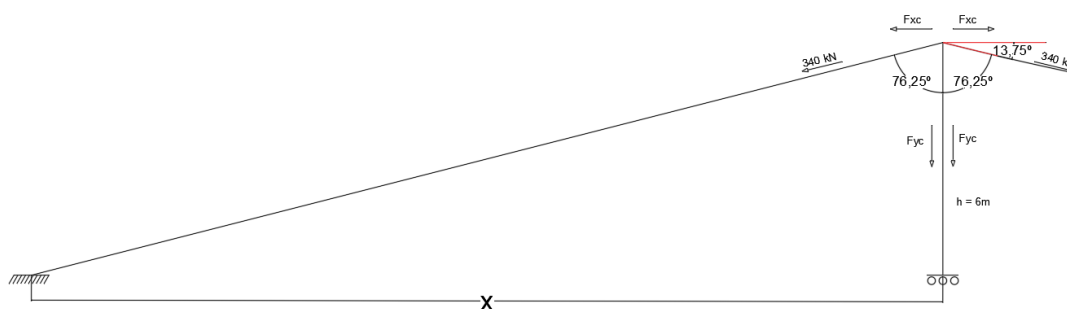
Figura 17: Detalhamento do sistema de fixação da cobertura.



Fonte: Autores, 2019.

4.3. DETERMINAÇÃO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO DAS ESTAIS

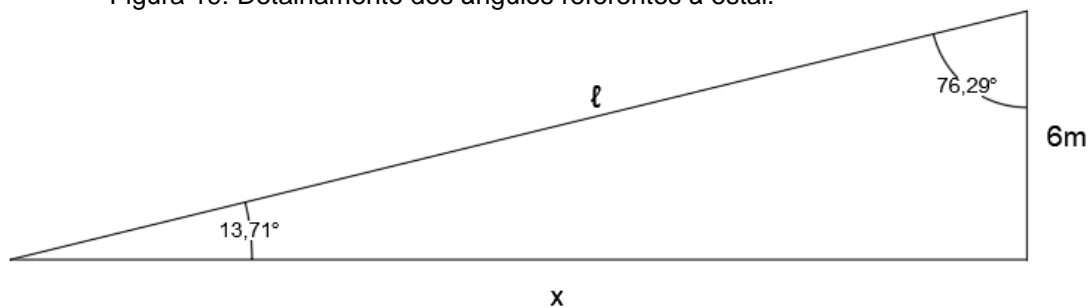
Figura 18: Determinação da distância do estai através da decomposição de esforços.



Fonte: Autores, 2019.

- Distância e comprimento da estai:

Figura 19: Detalhamento dos ângulos referentes à estai.



Fonte: Autores, 2019.

$$\operatorname{tg} 13,71^\circ = \frac{6}{x} \therefore x = 24,60 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} 76,29^\circ = \frac{x}{6} \therefore x = 24,60 \text{ m}$$

$$l \cdot \cos 13,71^\circ = x \therefore x = 0,9715 \cdot l$$

$$l^2 = x^2 + 6^2$$

$$l^2 = (0,9715 \cdot l)^2 + 36$$

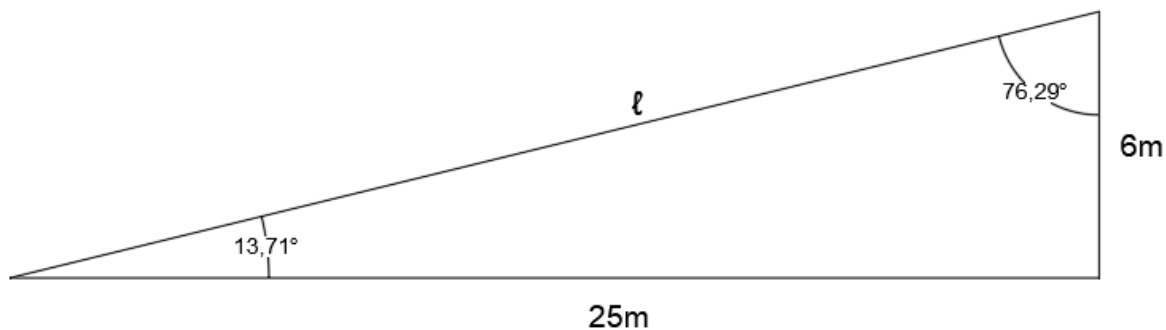
$$l^2 = 0,9438 \cdot l^2 + 36$$

$$0,0562 \cdot l^2 = 36$$

$$\therefore l = 25,31 \text{ m}$$

Para efeito de execução adotar-se-á: $x = 25,00 \text{ m}$, calculando l para $\theta = 13,71$, logo:

Figura 20: Cálculo da distância entre ponto de ancoragem e pilar.



Fonte: Autores, 2019.

$$l \cdot \cos 13,71^\circ = 25 \therefore l = 25,73m$$

- Determinação da carga pontual:

$$F_{yp} = F_{yc} + F_{yc}, \text{ com } f_{yc} = F_{ye} \text{ e } F_{yc} = 340 \cdot \cos 76,29^\circ$$

$$\therefore F_{yp} = 161,20 \text{ kN}$$

Determinação do bloco de concreto que suportará a estai:

- Comprimento de ancoragem:

Para a ancoragem, há de se admitir duas situações, a primeira sendo o comprimento necessário de uma barra reta, segundo a NBR 6118 e a outra avaliando o peso do concreto.

Admitindo-se que:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}, \text{ com}$$

$$f_{bd} = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot f_{ctd}, \text{ e:}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk, inf}}{\gamma_c}, \text{ com}$$

$$f_{ctk, inf} = 0,7 \times f_{ctm}, \text{ e:}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

Admitindo-se $f_{ck} = 25 \text{ kN/cm}^2$ e $n_1 = 2,25$ (barra nervurada), $n_2 = 1,0$ (região de má aderência) e $n_3 = 1,0$ ($\emptyset < 32$).

Para barra de 10 mm:

$$f_{ctm} = 2,565 \text{ MPa}$$

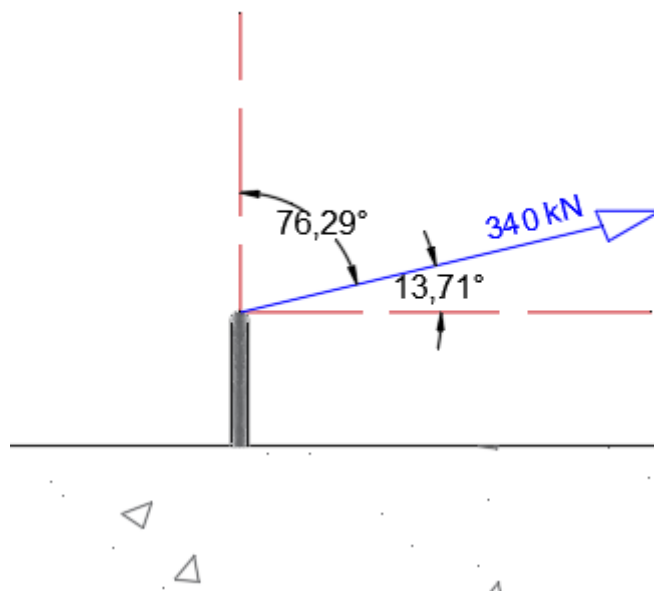
$$f_{ctk, inf} = 1,78 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$l_b = 37,54 \text{ cm} \cong 40 \text{ cm}$$

- Determinando volume necessário de concreto:

Figura 21: Decomposição de H em carga vertical.



Fonte: Autores, 2019.

Sabendo-se que $F = m \cdot a$, e que a densidade do concreto é $25 \frac{kN}{m^3}$, vem:

$$P = V \cdot \gamma, e P \geq F_y e \therefore A \cdot h \geq F_y e$$

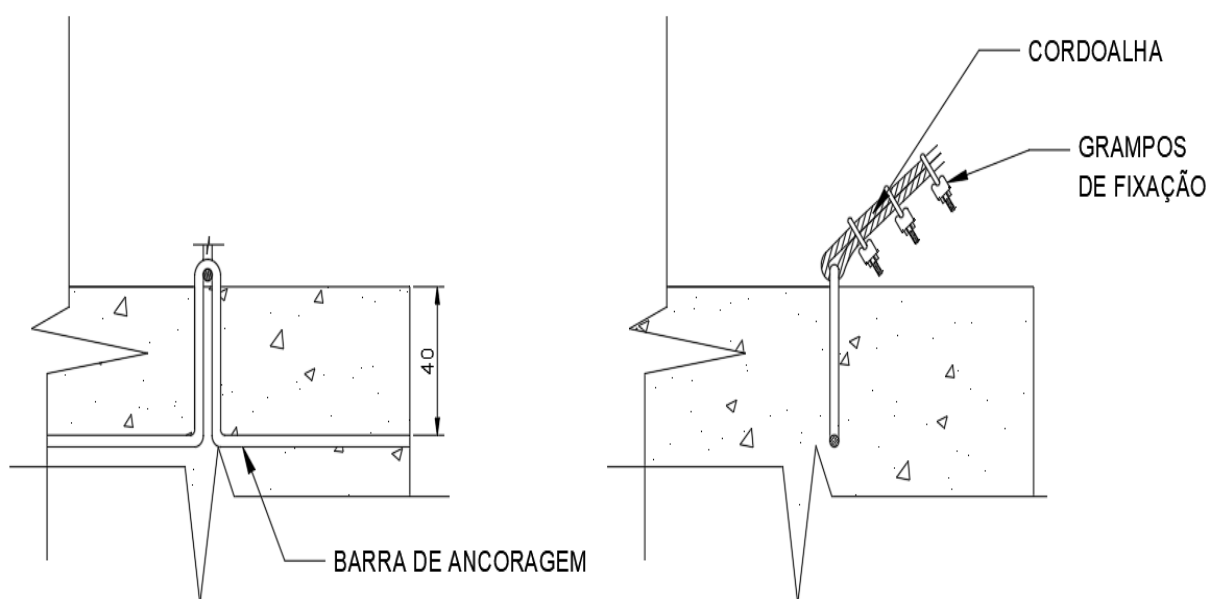
Logo,

$$b \cdot a \cdot c \cdot \gamma_c \geq F_y, com F_y = 340 \cdot \cos 76,29^\circ = 80,60 \text{ kN}$$

$$a \cdot 1,40 \cdot 1,75 \cdot 25 \geq 80,60 \therefore a \geq 1,3159 \text{ m}$$

Logo, admitir-se-á:

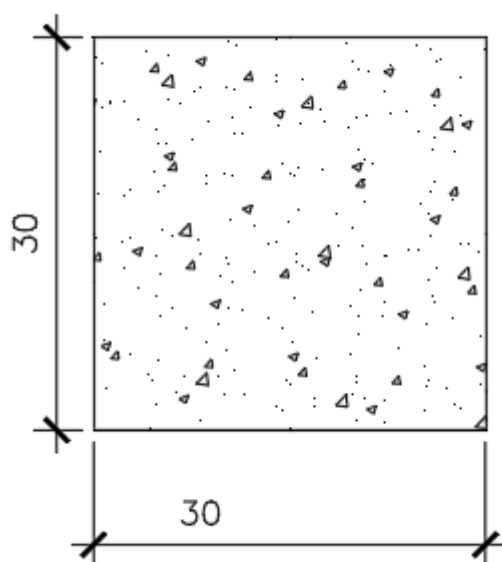
Figura 22: Vista frontal e lateral do sistema de ancoragem da estai no bloco.



Fonte: Autores, 2019.

4.4. DETERMINAÇÃO DAS VIGAS DE SUPORTE

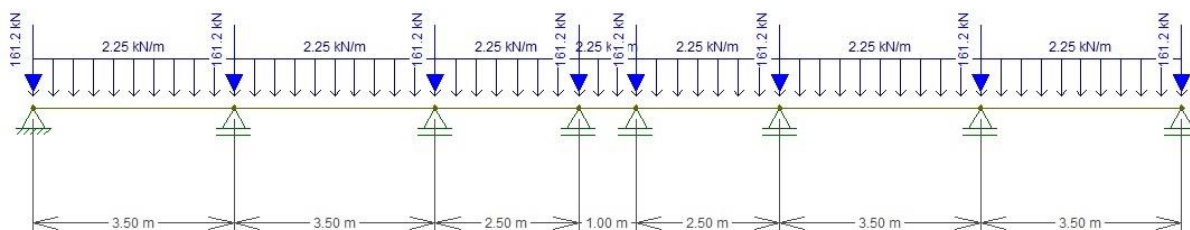
Figura 23: Seção transversal das vigas de suporte.



Fonte: Autores, 2019.

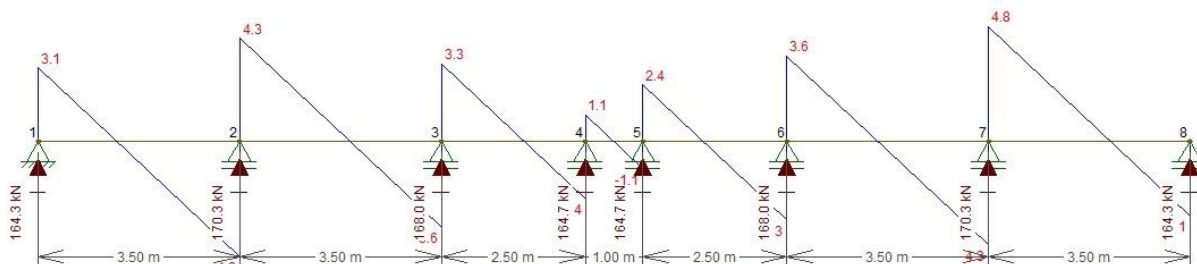
Admitindo-se que a viga esteja solicitada apenas por seu peso próprio, haja vista que as solicitações e reações oriundas dos cabos influirão apenas nos pilares.

Figura 24: Solicitações à viga.



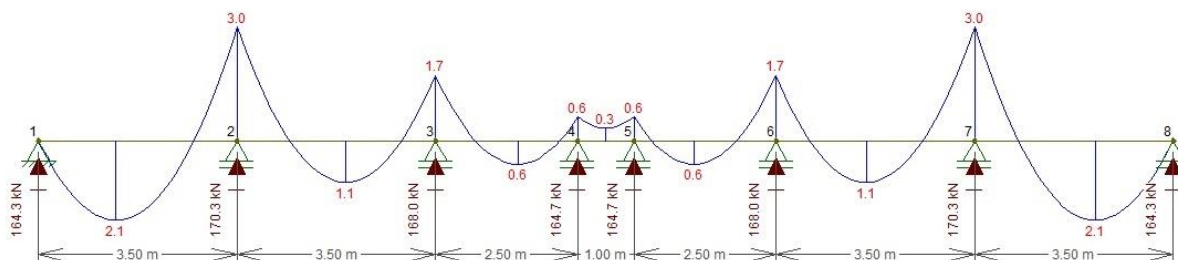
Fonte: Autores, 2019.

Figura 25: Diagrama de cortante.



Fonte: Autores, 2019.

Figura 26: Diagrama de momento fletor.



Fonte: Autores, 2019.

- DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Para efeito de cálculo, desprezou-se a diferença do eixo no primeiro cabo.

$$Aço = CA50 = f_{yk} = 50 \frac{kN}{cm^2}$$

$$Concreto = C25 = f_{ck} = 2,50 \frac{kN}{cm^2} \gamma$$

$$\gamma_c = 1,40; \gamma_f = 1,40; \gamma_s = 1,15$$

$$Md, \text{máx} (-) = 4,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Avaliação de domínio:

Admitindo-se inicialmente: $b_w = 40 \text{ cm}; d = 60 \text{ cm}$

$$\beta_y = 1 - \left[1 - \left(\frac{Md, \text{máx}}{0,425 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \right) \right]^{1/2}$$

$$\beta_y = 0,0076$$

Como $\beta_y \leq 0,2074$, têm-se domínio 2-3, com $f_{yd} = \sigma_{st}$

Para $A_{st} (-)$

- Verificação da armadura longitudinal mínima – (NBR 6118)

Considerando-se CA-50 e C25, através da tabela 17.3 da NBR 6118, vem:

$$\rho, \text{mínimo} = 0,150\%$$

$$\rho, \text{mínimo} = \frac{A_{s, \text{mín}}}{A_c}, \text{ com } A_c = 30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{s, \text{mínimo}} = 1,50 \text{ cm}^2$$

- Determinação de armadura:

$$Md = A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot \left(d - \frac{\beta_y d}{2} \right); A_{st} = \left(\frac{2Md}{\sigma_{st} \cdot (2 - \beta_y) \cdot d} \right), \text{ com } \sigma_{st} = 43,48$$

Logo,

$$A_{st} = 0,328 \text{ cm}^2$$

Como: $A_{st} \leq A_{s, \text{mínimo}} = 1,50 \therefore$ Usar-se-á armadura mínima!

- Detalhamento:

$$A_{st} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Barras - Mmáx:

$$\left. \begin{array}{l} \emptyset 8 \rightarrow 0,50 \rightarrow 3 \\ \emptyset 10 \rightarrow 0,785 \rightarrow 2 \\ \emptyset 12 \rightarrow 1,227 \rightarrow 1 \end{array} \right\} \text{ Logo, admitir-se-á: } 3\emptyset 8c/20000$$

- DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Premissas admitidas:

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$\emptyset A_{st} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\emptyset t = 0,5 \text{ cm}$$

$$d' = c + \emptyset A_{st} + 0,5 \times \emptyset e = 4 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 26 \text{ cm}$$

Partindo do principio da treliça de Mörsch:

- VERIFICAÇÃO DA BIELA COMPRIMIDA

$$N_{d, \text{máx}} = 6,72 \text{ kN}$$

$$V_{cw, r} = 0,2678 \times \left[1 - \frac{1,4 \times f_{cd}}{25} \right] \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$V_{cw, r} = 387,41 \text{ kN}$$

Como $V_{cw, r} \geq N_{d, \text{máx}} \therefore$ Não há ruptura das bielas!

- PORCENTAGEM MÍNIMA DA ARMADURA TRANSVERSAL

Admitindo-se $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$ (treliça clássica), vem:

$$\rho_{s, \text{mín}} = 0,06529 \times \frac{(f_{cd})^{2/3}}{f_{yd}}, \text{ em Mpa, logo:}$$

$$\rho_{s, \text{mín}} = 0,00102 = 0,102\%$$

- FORÇA CORTANTE GERADA PELA ARMADURA MÍNIMA

$$V_{swd, \text{mín}} = 0,005876 \times fcd^{\frac{2}{3}} \times bw \times d$$

$$V_{swd, \text{mín}} = 36,13 \text{ kN}$$

- FORÇA CORTANTE GERADA PELO CONCRETO

$$V_{cd} = 0,01126 \times fd^{\frac{2}{3}} \times bw \times d$$

$$V_{cd} = 69,23 \text{ kN}$$

Como $V_{cd} + V_{swd, \text{mín}} \geq N_{d, \text{máx}}$, têm-se que todo trecho da viga será preenchido com armadura mínima.

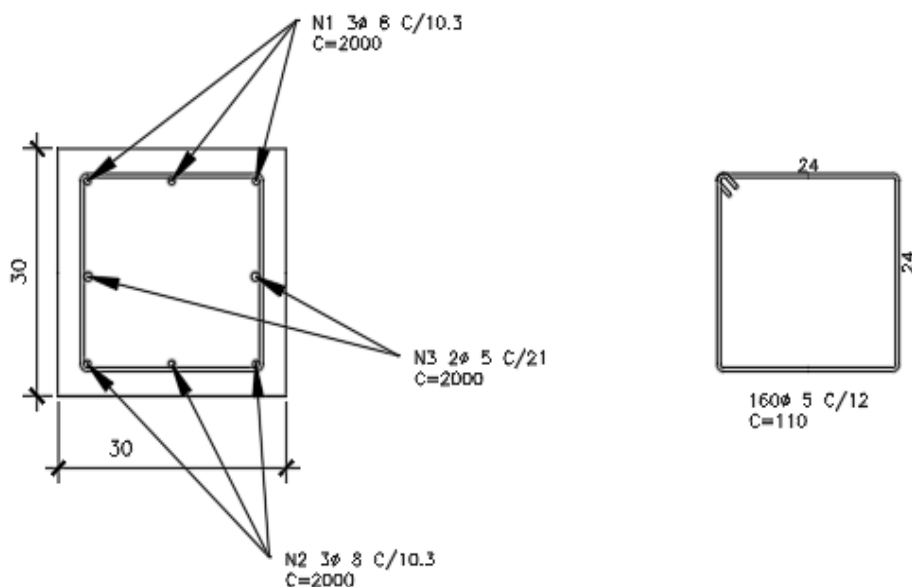
Logo,

$$\rho, \text{mín} = \frac{A_{sw}}{S \times bw} \rightarrow 0,00102 \times 30 = \frac{A_{sw}}{S} \rightarrow \text{com } A_{sw} = \emptyset 5 = 0,196 \rightarrow$$

$$2 \text{ tramos} = 0,392 \text{ cm}^2$$

$$\therefore S = \frac{0,392}{0,0002 \times 30} \rightarrow S = 12,80 \text{ cm}$$

Figura 27: Detalhamento das vigas de suporte.



Fonte: Autores, 2019.

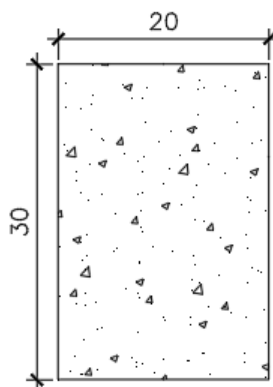
A armadura N3 trata-se apenas de armadura para execução construtiva, será utilizada para apoio e fixação dos grampos de ancoragem dos cabos.

4.5. DETERMINAÇÃO DOS PILARES

Admitindo-se que haja apenas atuação de forças axiais, ou seja, o pilar estará sujeito apenas à compressão centrada simples.

Como pré-dimensionamento, admitir-se-á:

Figura 28: Seção transversal dos pilares.



Fonte: Autores, 2019.

$CA = 50$

$C = 25$

$\gamma_c = \gamma_f = 1,40$

$\gamma_s = 1,15$

$N_k = 168 \text{ kN}$

• DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Sabendo-se que a tensão nas barras longitudinais da armadura corresponde à deformação de ruptura do concreto à compressão, logo:

$$21000 \times \left(\frac{2}{1000}\right) \rightarrow \sigma_{sc} = 42 \text{ kN}$$

Admitindo-se também como sendo pilares de canto, logo, $\gamma_f = 1,80$

$$1,80 \times N_{sk} = 0,85 \times f_{cd} \times (A_c - A_s) \times \sigma_{sc}$$

$$\therefore A_s = 15,02 \text{ cm}^2$$

O lado esquerdo da equação retorna um valor negativo, o que indica que o concreto resiste à solitação completa, logo, usar-se-á apenas armadura mínima (construtiva).

$$\therefore \rho, \text{mín} = \frac{A_{s,\text{mín}}}{A_c} \geq 0,40\% \rightarrow 0,004 \times A_c = A_{s,\text{mín}}$$

$$\therefore A_{s,\text{mín}} = 2,40 \text{ cm}^2$$

Logo, adotamos:

3Ø10

Visando a não utilização de grampos ou estribos suplementares, usar-se-á $\emptyset_t = 6,3$ e $\emptyset_{st} = 10$, assim:

- DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO MÍNIMO

$$10 \leq \emptyset \leq \left(\frac{b}{8}\right), \text{ sendo } \left(\frac{b}{8}\right), \text{ com } b \text{ de menor dimensão} = 25 \therefore \text{ok!}$$

- DETERMINAÇÃO DO ESPAÇAMENTO MÍNIMO

$$a_1 \geq \left[\begin{array}{l} 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} 4\emptyset = 40 \text{ mm} \end{array} \right]$$

$\therefore \text{ok!}$

$$a_1 \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varnothing l \\ 1,2d_{\text{máx}} \end{cases} \quad \therefore \text{ok!}$$

- DETERMINAÇÃO DO ESPAÇAMENTO MÁXIMO

$$Sl \geq \begin{cases} 2b, \text{ com } b \text{ sendo a menor dimensão;} \\ 40 \text{ cm;} \end{cases} \quad \therefore \text{ok!}$$

- DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

- DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO

$$\varnothing_{est} \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ (\varnothing_e/4) = 2,5 \text{ mm} \end{cases} \quad \therefore \text{ok!}$$

- DETERMINAÇÃO DO ESPAÇAMENTO MÁXIMO

$$S_{\text{máx}} = 90000 \times \left(\frac{\varnothing_t^2}{\varnothing l} \right) \times \frac{1}{f_{yk}}, \text{ com } f_{yk} \text{ em MPa, logo, } S_{\text{máx}} = 82 \text{ cm.}$$

$$(\varnothing_e/4) = 2,5 \text{ mm}$$

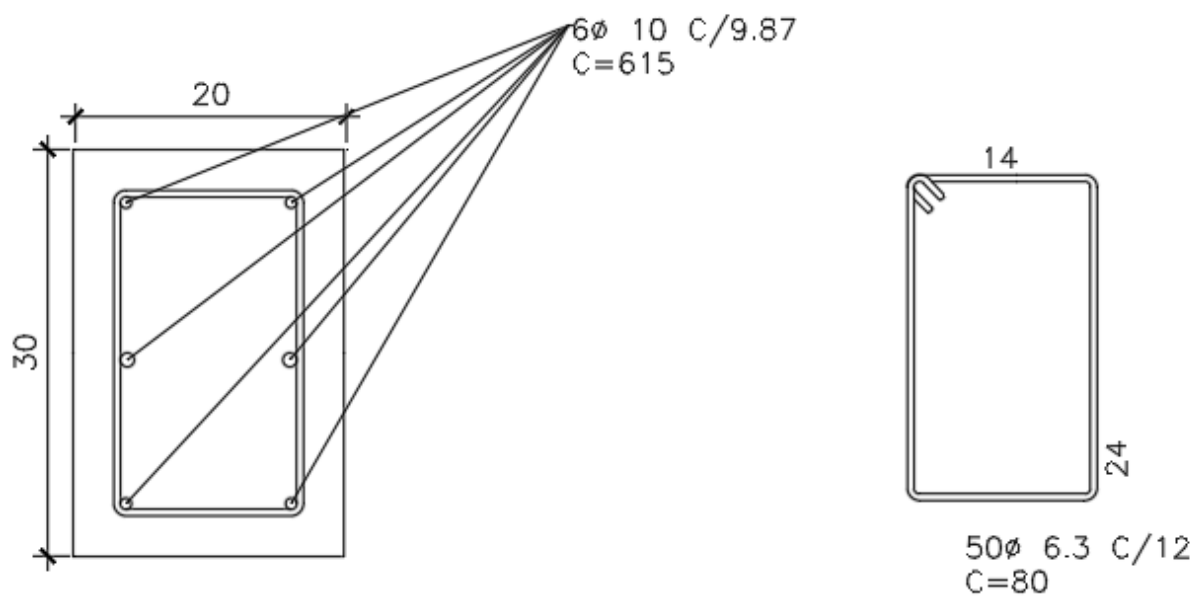
- DETERMINAÇÃO DO ESPAÇAMENTO MÁXIMO

$$St \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ b = 20 \text{ cm} \\ 12\varnothing l = 12 \text{ cm} \end{cases} \quad \therefore \text{ok!}$$

- DETERMINAÇÃO DO ESTRIBO SUPLEMENTAR

Considerando-se $20\varnothing_t$, com $\varnothing_t=6,3$ extingue-se a necessidade de estribos suplementares, logo:

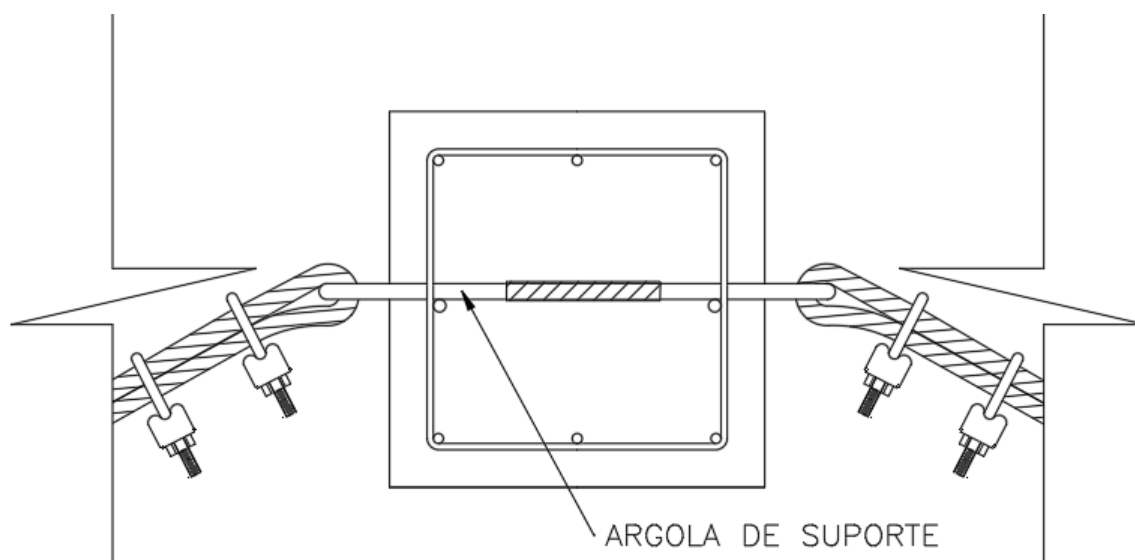
Figura 29: Detalhamento dos pilares.



Fonte: Autores, 2019.

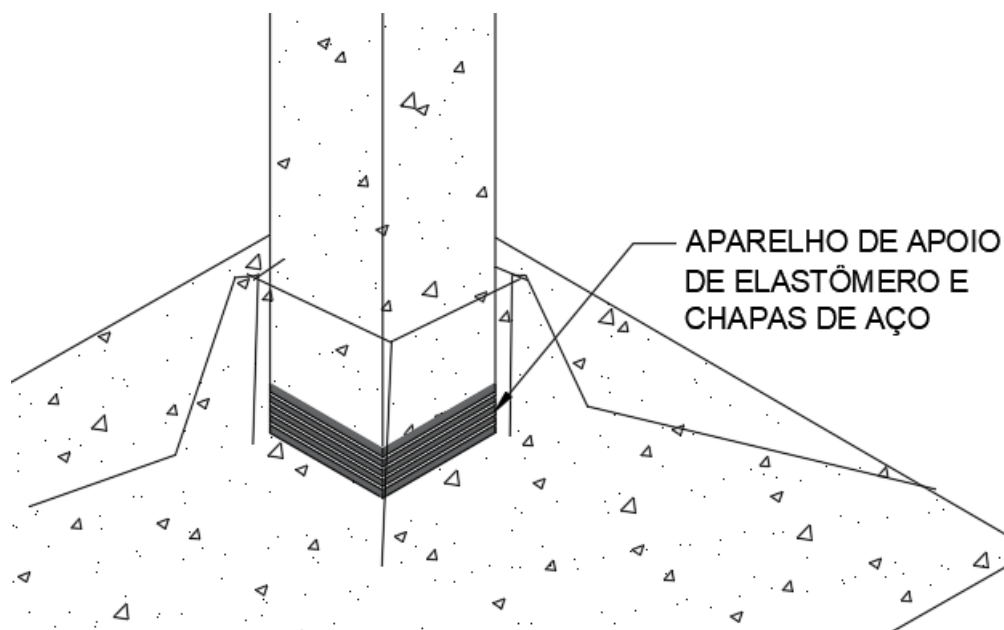
4.6. DETALHES CONSTRUTIVOS

Figura 30: Detalhe do método de ancoragem dos cabos às vigas.



Fonte: Autores, 2019.

Figura 31: Detalhe do sistema proposto para os elementos de fundação



Fonte: Autores, 2019.

Tabela 1: Estimativa de quantitativos

RESUMO PRELIMINAR DOS QUANTITATIVOS ESTIMADOS									
Item	Descrição	Qtd.	Un.	Bitola(mm)	Comp. (m)	Largura (m)	Altura	espessura (cm)	Total
Cabo de aço - Elemento portante	Cabo 6x19 Seale \varnothing 26	8	un	26	40,375	-	-	0,26	323
Cabo de aço - Estais	Cabo 6x19 Seale \varnothing 26	16	un	26	25,73	-	-	0,26	411,68
Placas tipo 1 - Extremidades	Placas de concreto simples	64	pç	-	2,5	3,5	-	4	
Placas tipo 2 - Centrais	Placas de concreto simples	32	pç	-	2,5	2,5	-	4	
Perfil WT	W 150 x 13	32	un	4,3/4,9(*)	10,25	0,100(**)	0,069(***)	0,43/0,49	328
Cantoneira	L 2" x 1/4"	4	un	6,35	10,25	0,0508	0,0508	0,635	41
Calha	Perfil de chapa dobrada	1	un	0,65	40,375	VAR	VAR	0,065	40,375
Vigas	Viga de concreto armado	2	un	-	20	0,3	0,3	-	40
Pilares	Pilar de concreto armado	16	un	-	6	0,3	0,2	-	96
Barras de Ancoragem - Bloco	Barra de seção circular redonda	2	un	10	61	-	-	1	122
Barras de Ancoragem - Viga	Barra de seção circular redonda	16	un	26	16	-	-	2,6	256
Grampos de Fixação	Grampos CIMAF	240	un	VAR	-	-	-	VAR	240
Armadura Longitudinal - Viga	Barra de seção circular redonda	12	un	6,3	20	-	-	0,63	240
Armadura Transversal - Viga	Barra de seção circular redonda	320	un	5	1,1	-	-	0,5	352
Armadura Longitudinal - Pilar	Barra de seção circular redonda	96	un	10	6,15	-	-	1	590,4
Armadura Transversal - Pilar	Barra de seção circular redonda	800	un	6,3	0,8	-	-	0,63	640
Concreto	CP - II	40	m ³	-	-	-	-	-	40
Abraçadeiras tipo U	Abraçadeiras de aço carbono	128		7,94	-	-	-	0,794	128

(*)	4,3 mm - Espessura da Alma; 4,9 mm Espessura da mesa
(**)	0,1 m - Largura da mesa
(***)	0,069 m - Altura da base da mesa até o topo da mesa

Fonte: Autores, 2019.

4.7. MÉTODO EXECUTIVO PROPOSTO

- **CAPTAÇÃO E DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS:**

Um dos pontos críticos da execução dessa estrutura se trata dos meios de captação e distribuição da água pluvial na estrutura.

O trabalho executado visa solucionar essa situação através de uma calha central diposta ao longo do corte transversal, entre os eixos D e E, conforme figura 4, contudo, é nítido que haverá o acúmulo de água na região de curvatura máxima da parábola, ou seja, entre as filas 10 e 11. Uma medida que resolveria essa situação seria a execução de furos circulares nas placas entre PL85 e PL96, conforme figura 04, aliados à alocação de uma calha, com eixo simétrico alinhado ao dos furos, presos na face inferior das placas.

- **MÉTODO DE IMPERMEABILIZAÇÃO:**

Na junção entre as placas o ideal seria o uso de um material vedante, tal qual manta vedante, espuma expansiva de poliuretano ou aditivos para concreto celular. Visando a resolução do problema elucidado no tópico anterior, a aplicação dessa impermeabilização poderia ser feita de tal forma a garantir a delicividade ao longo da seção longitudinal evitando então acúmulo de água entre as filas citadas.

Tal solução poderia ser realizada ao se cobrir toda a estrutura superficial com material vedante, dividindo essa execução em três terços, ou seja, em um primeiro momento, executa-se a vedação da estrutura como um todo, ou seja, do eixo A ao eixo D, após o devido tempo decorrido uma nova camada vedante entre os eixos C e o eixo A, por fim, no terceiro e último terço, será aplicado o sistema de vedação entre os eixos A e B.

Analogamente, em decorrência da simetria da estrutura, o processo deve ser aplicado aos eixos E até F.

- **MÉTODO CONSTRUTIVO:**

Visando a concepção da estrutura de forma exequível, todo o presente trabalho foi elaborado de maneira a viabilizar sua execução racional e palpável.

Tendo-se em vista que o peso máximo das placas de concreto é da ordem de 875kg, todo içamento pode ser executado através alguns métodos descritos a seguir:

- **Sem uso de máquinas e equipamentos:**

- **Execução e montagem manual:**

Todo o sistema seria executado por operários, que transportariam as placas, individualmente, em rampas até o topo -da estrutura, alocando as mesmas em seus “trilhos” e deslizando as placas até seu local determinado. Esse tipo de execução pouparia gastos, contudo eleveria exponencialmente o tempo de entrega do projeto.

- **Através do uso de máquinas e equipamentos:**

- **Balancin:**

Auxiliado pelo uso de balancins, na qual a alocação das placas poderá ser realizada em forma de cruz, do eixo 01 até o eixo 09, concomitante ao eixo 17 até o eixo 09, sendo que haveriam dois balancins trabalhando em conjunto, içando e alocando as placas de maneira espelhada para manter o equilíbrio inicial de cálculo. As placas seriam colocadas em posição, sob os trilhos (perfis WT) e transportadas até sua posição final, seguindo a orientação da figura 4.

- **Gruas e Guindastes:**

Um segundo método para execução da estrutura seria através de guias ou guindastes, que alocariam as placas em suas devidas posições, também de maneira espelhada, conforme figura 4.

Em decorrência da armadura presente nas placas, essa solução se faz possível e geraria uma redução no tempo de execução obra, contudo gerando um elevado custo para tal.

- **ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO:**

Seria ideal a execução da fundação para essa estrutura de forma a permitir a rotação, translação e movimento axial dos elementos estruturais (pilares), para tal, uma fundação composta por placas de neoprene seria mais indicado.

- **ORÇAMENTAÇÃO:**

Outro passo interessante para complementação deste estudo está vinculado à orçamentação da estrutura, visando elucidar um comparativo entre o método aqui proposto com uma estrutura tida como “convencional”, a tabela 1 foi executada afim de auxiliar o estudo de custos.

5. DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

Têm-se como conclusão oriunda deste trabalho alguns tópicos interessantes acerca da concepção de um trabalho de conclusão de curso de maneira geral. Primeiramente, faz-se engrandecedor, ao ser humano e ao aluno, principalmente, realizar tal feito, pois a carga de conhecimento adquirida transcende o imaginado.

Os objetivos previamente estipulados em muito não são cumpridos, e em grande parte com o conhecimento do orientador, que solicita ao seu orientando algo sabiamente intangível, o que não é criticável, e sim admirável, pois sabe que isso incita a expansão do conhecimento e psiquê.

Particularmente acreditamos ter cumprido os objetivos propostos pelo orientador, não sem muita discussão, não sem muita divergência, mas com muita aquisição de conhecimento e visão amplificada sobre o que um trabalho desse porte geraria à um profissional.

Acreditamos que a principal contribuição que esse trabalho pode fornecer está vinculada à desmistificação acerca da inutilidade e dificuldade da concepção, detalhamento e possível execução de uma estrutura composta por cabos livremente suspensos. Através de cálculos não muito elaborados e uma dose de criatividade é possível a realização de um projeto palpável no âmbito desse tipo de estrutura. Como principal sugestão para os trabalhos que usarão este como base, indicamos um refinamento no sistema de captação de água pluvial da estrutura, bem como a redução dos elementos estruturais como um todo, a economia de recursos é possível e amplamente viável nesse caso, e acima de tudo, a elaboração de uma estrutura analítica de projeto e método construtivo angariado por passos e instruções construtivas.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 221 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6327**: Cabos de aço para uso geral – Requisitos mínimos. Rio de Janeiro, 2006. 35 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas em aço e de estruturas mistas em aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

BARBATO, R.L.A. **Contribuição ao Estudo das Coberturas Pênseis em Casca Protendida de Revolução**. 1975. 143p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos - Departamento de Engenharia de Estruturas. São Carlos, 1975.

BARBATO, R.L.A. **Emprego de cabos livremente suspensos e cabos-treliça na construção de coberturas pênseis**. 1991. Tese (Livre-docência) – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos – Departamento de Engenharia de Estruturas. São Carlos, 1991.

BARBATO, R.L.A. **Introdução ao Cálculo de Coberturas Pênseis**. São Carlos, 1996. – Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos – Departamento de Engenharia de Estruturas.

BARBATO, R.L.A. **Sobre o comportamento estático dos cabos de coberturas pênseis**. 1972. 89p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos – Departamento de Engenharia de Estruturas. São Carlos, 1972.

CIMAF, **Manual Técnico de Cabos**, São Paulo, Osasco: 2009. Disponível em: <<http://www.internacionalcabos.com.br/CatalogoCimaf.pdf>>. Acesso em: 10 de Abril de 2019.

OLIVEIRA, M.B. **Estudo de Cabos Livremente Suspensos**. 1995. 121p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos – Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 1995.

PULINO FILHO, A.R. **Contribuição ao Estudo das Coberturas Pênseis**. 1991. 132p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Faculdade de Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1991.

SÁLES, J.J. et al. **Sistemas Estruturais: Teorias e exemplos**. 1ª Ed. **Revista EESC - USP**. São Carlos, 2005.

SÁLES, J.J. **Projeto e viabilidade Econômica de Coberturas Pênseis com Cabos Treliça**. 1988. 159p. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1988.

VASO, A.O. **Estrutura Pênstil do Tipo Cabo-Treliça para uma Biblioteca**. 2017. 60p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia) – Bacharelado em Engenharia Civil, Centro Universitário Central Paulista, São Carlos, 2017.