

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MONTES CLAROS
Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas
Curso de Engenharia Civil

Guilherme Andrade Salgado de Freitas

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE AQUEDUTO SUSPENSO
POR CABOS DE AÇO EM COMUNIDADE RURAL:
Um estudo de caso

Montes Claros - MG

Junho / 2019

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE AQUEDUTO SUSPENSO POR CABOS DE AÇO EM COMUNIDADE RURAL: UM ESTUDO DE CASO

Guilherme Andrade Salgado de Freitas¹
Professor Esp. Halley Wanderbak Félix Quadros²

RESUMO

Nos projetos de sistemas de abastecimento de água, em especial aqueles em regiões acometidas por fatores limitantes como acesso e informação, comumente se faz necessário obter soluções práticas e econômicas. Um dos fatores limitantes é o surgimento de impedições físicas, como vales e rios, exigindo que se faça a transposição de aquedutos. Dessa forma, o objetivo deste trabalho é apresentar para o leitor um sistema de travessia que vise solucionar o caso em específico do projeto de abastecimento de água da comunidade de Faz das Flores, distrito de Felixlândia no estado de Minas Gerais, especificando um modelo estrutural apropriado. Para tal, elaborou-se um modelo baseado na concepção de pontes suspensas na qual o aqueduto é suportado por cabos de aço ancorados em elementos estruturais de concreto armado. Na análise, utilizou-se o *software* SCIA Engineer para a modelagem numérica em elementos finitos e o *software* MathCAD 15.0 para cálculos complementares, sendo os elementos estruturais dimensionados e verificados conforme diretrizes normativas aplicáveis. Pelos resultados, foi possível analisar a envoltória crítica de esforços e a influência dessas no comportamento da estrutura, principalmente em relação aos esforços horizontais que possuem expressivo impacto nas solicitações internas como, por exemplo, nos momentos fletores nos pilares. Por fim, conclui-se que o sistema adotado para o estudo de caso atendeu aos objetivos de forma satisfatória, sendo ainda possível implementar melhorias através de futuros trabalhos.

Palavras-chave: Cabos Suspensos. Transposição de Aquedutos. Blocos de ancoragem.

1 INTRODUÇÃO

O acesso a água potável em áreas remotas é uma das dificuldades que acalentam populações em diversos países do mundo. Uma das formas de se levar água a localizações isoladas como comunidades rurais é através de aquedutos que possam vencer certas limitações

¹ Graduando do curso de Engenharia Civil pela Universidade Estadual de Montes Claros.
E-mail: guilherme.asalgado@gmail.com

² Especialista em Tecnologias da Computação pela UFMG.

impostas ao acesso. As dificuldades encontradas podem ser variadas, como a travessia de um rio ou de áreas montanhosas (STONE, 2006).

Além das dificuldades técnicas, o “fator humano” deve ser levado em consideração na elaboração de tais projetos. Por razão de serem executados, geralmente, pela própria comunidade, estes projetos são amplamente debatidos e inevitavelmente parte de uma grande disputa tanto política quanto econômica nestas regiões (JORDAN, 1980). Dessa forma, a concepção desses sistemas deve contemplar o fator socioeconômico das comunidades, prevendo-se o uso e operação destes quanto de sua manutenção, ao mesmo tempo propiciando qualidade de vida aos beneficiários do projeto.

Uma forma eficiente de se transpor as dificuldades físicas de projetos de aquedutos nessas áreas é através do conceito de pontes. Em particular, as pontes suspensas apresentam características favoráveis à sua adoção para o sistema de travessia, tais como o uso eficiente de materiais e possibilidade de vencer grandes vãos. Destacam-se os autores Stone (2006) e Jordan (1980) que se dedicaram ao estudo mais detalhado desses sistemas, em especial que, conforme observado por Stone (2006), esses sistemas também apresentam custos relativamente baixos em comparação à transposição da rede de água para uma região mais acessível ou enterrá-la por baixo do confronto existente (como valas ou rios), contrariando a intuição comum.

Tendo em vista os aspectos apresentados, o objetivo deste artigo é analisar e dimensionar de forma prática e econômica, aplicado a estudo de caso, a travessia de um aqueduto de aço galvanizado suspensa por cabos de aço projetada para o sistema de abastecimento de água da comunidade de Faz das Flores, atendendo às normas brasileiras pertinentes de cálculo dos elementos estruturais e de projeto.

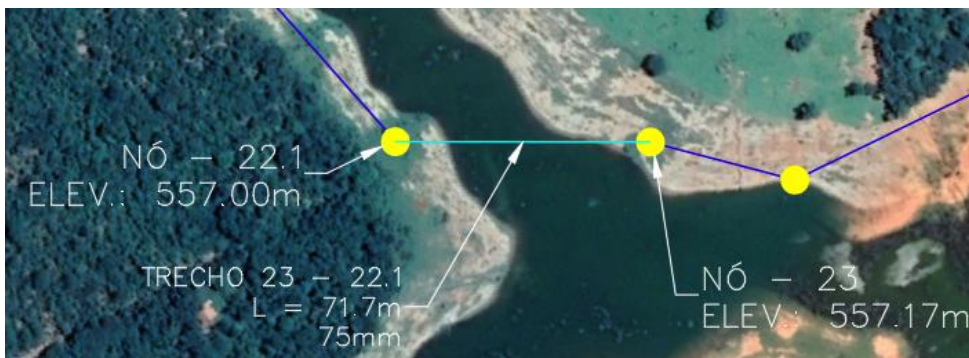
2 MATERIAL E MÉTODOS

2.1 Levantamento de Campo

A projeto de travessia se insere em Faz das Flores, comunidade rural a 18 quilômetros do município de Felixlândia, Minas Gerais. Felixlândia está inserida na mesorregião Central Mineira e na microrregião de Curvelo, a 180 quilômetros de Belo Horizonte, capital do Estado. Devido à proximidade com a represa de Três Marias, a região apresenta um relevo bastante irregular, com cotas altimétricas variáveis de 551m a 649m e declives de até 37%, sendo algumas residências localizadas próximas às margens dessa represa.

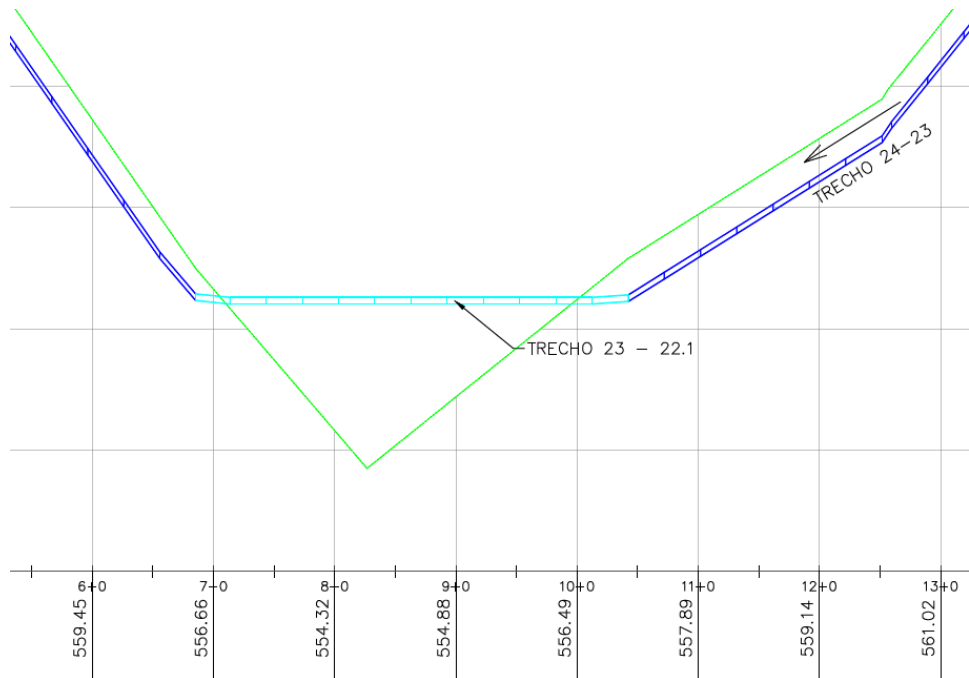
Durante a concepção do sistema de abastecimento de água da comunidade, fez-se necessário projetar uma travessia que atendesse a todos os beneficiários. No trecho 23-22.1 em específico da rede projetada (vide Figura 1 e 2), é necessário realizar a travessia de uma tubulação de água de PVC soldável com diâmetro nominal igual a 50mm (1 ½”) embutida em uma tubulação de aço galvanizado com diâmetro nominal igual a 60,3mm (2”) sobre a represa de Três Marias, sendo esse vão de aproximadamente 72 metros, estando as margens no mesmo nível de altimetria.

Figura 1 – Planta da rede de abastecimento de água e a localização do trecho da travessia.



Fonte: Carvalho Amaral Engenharia

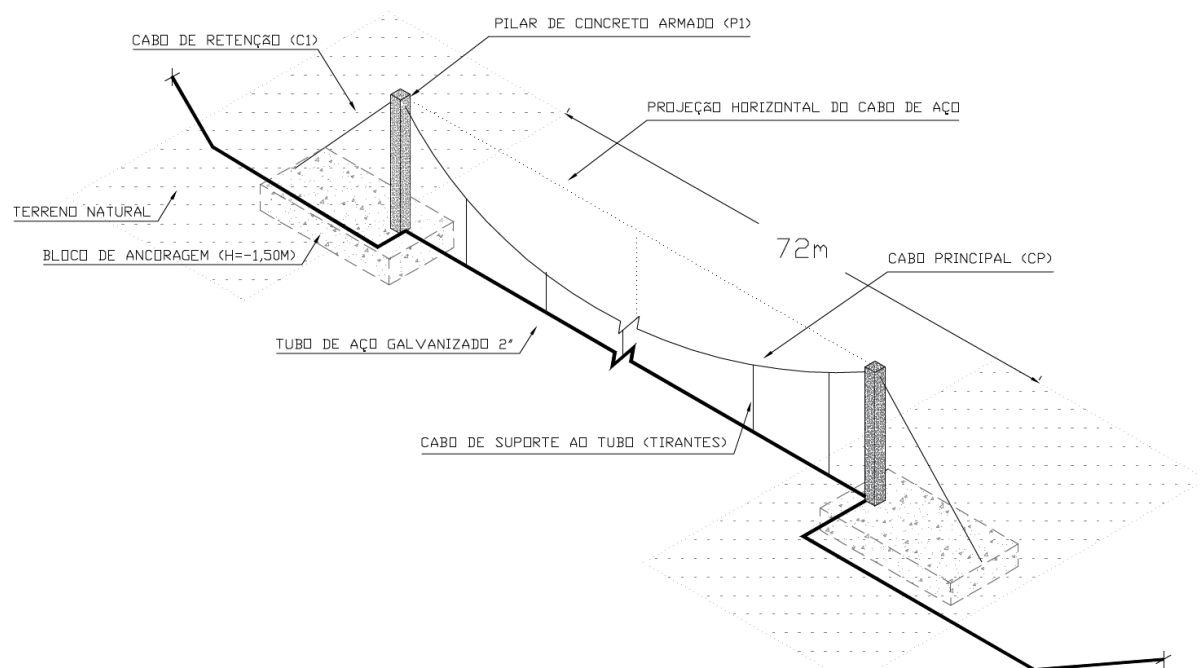
Figura 2 – Perfil da rede de abastecimento de água no Trecho 23 – 22.1.



Fonte: Autor

Para a medição do vão a vencer no projeto, fez-se necessária coleta de pontos topográficos da região. Com dados fornecidos pela empresa Carvalho Amaral, utilizou-se de equipamento GPS de alta precisão onde, destes pontos, extraíram-se coordenadas georreferenciadas ao sistema geodésico brasileiro, representadas no sistema UTM tendo como *datum* o SIRGAS2000. Os Nós 22.1 e 23 da Figura 1 representam dois pontos coletados em altimetria acima do nível de água e onde foi projetada os blocos de ancoragem da travessia. A Figura 3 representa o esquema geral da estrutura a ser modelada.

Figura 3 – Modelo geral de travessia de aqueduto por cabos suspensos.



Fonte: Autor

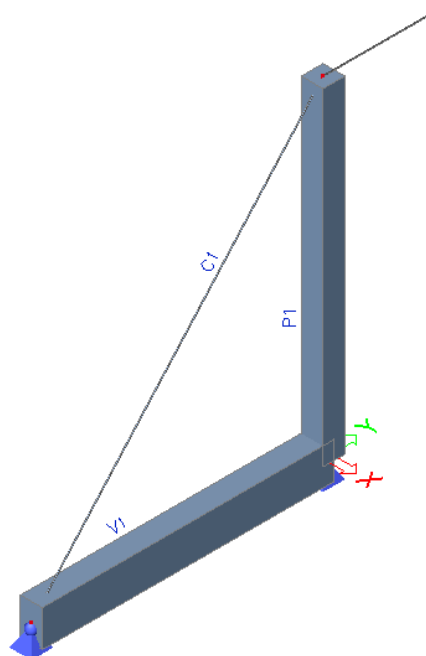
Além da topografia, fez-se necessário analisar a localidade da travessia, características de solo e fatores limitantes de projeto, dentre os quais se observou o limite prático para a catenária em relação à livre circulação de embarcações na represa. Neste caso, adotou-se a altura livre do corpo d'água à tubulação a ser suportada igual a 3,0m, sendo suficiente para a passagem de barcos utilizados na região.

2.2 Modelagem da Estrutura

Para a análise da estrutura, utilizou-se o software SCIA Engineer 18.1.3035 (versão estudantil) que possui todas as funcionalidades necessárias a serem utilizadas na modelagem e

com um ambiente gráfico intuitivo, capaz de facilitar a visualização de resultados importantes na análise. O programa permite realizar análises tridimensionais utilizando elementos finitos na qual a estrutura modelada é sujeita a esforços determinados pelo usuário. Dessa forma, o programa calcula as combinações de cargas de acordo com as normas aplicáveis e determina os esforços resultantes nesses elementos, como tensões e deslocamentos. Na Figura 4, ilustram-se os elementos estruturais: pilar (P1), a viga de rigidez (V1) e os cabos de aço (C1) modelados no *software* SCIA Engineer. Conforme pode ser observado pela Figura 3, o sistema de travessia é simétrico, dessa forma apenas um lado dessa simetria foi elaborado para este trabalho, estando o leitor ciente de que os resultados são replicados para ambos os lados da estrutura.

Figura 4 – Detalhe do bloco de ancoragem modelado no *software* SCIA Engineer.



Fonte: Autor

Feita a modelagem e os cálculos, gerou-se relatórios de dimensionamento e verificação da estrutura em conformidade com as normas ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 8800 (2008) implementadas no *software*.

2.2.1 Carregamentos Atuantes na Estrutura

As cargas consideradas na modelagem da estrutura são compostas pelo peso próprio da tubulação de PVC (1 ½”), da tubulação de aço galvanizado (2”), dos cabos de aço (1/2”) e da carga estática de vento atuante nos pilares e no cabo de aço principal, conforme o Quadro 1.

Quadro 1 – Cargas estáticas atuantes na estrutura modelada.

Nome	Descrição	Tipo	Coefficiente	Valor
F _{G1,k}	Peso próprio da tubulação de PVC	Permanente	$\gamma_{f1} = 1.40$	0,70 kgf/m
F _{G2,k}	Peso próprio da tubulação de aço galvanizado	Permanente	$\gamma_{f2} = 1.40$	4,24 kgf/m
F _{G3,k}	Peso próprio da água na tubulação	Permanente	$\gamma_{f3} = 1.40$	1,963 kgf/m
F _{G4,k}	Peso próprio do cabo de aço	Permanente	$\gamma_{f4} = 1.40$	0,608 kgf/m
F _{Q1,k}	Carga estática de vento (pilar)	Variável	$\gamma_q = 1.40$	120 kgf/m

Fonte: Autor

O cálculo das combinações referentes aos esforços permanentes e variáveis para os Estados Limites Último e de Serviço é feito automaticamente no SCIA Engineer por meio da entrada de cargas (concentradas e distribuídas) e dados dos materiais constituintes dos elementos estruturais. Com o intuito de simplificar os cálculos, o presente estudo se limitou somente à análise estática da estrutura, considerando o efeito das cargas permanentes/variáveis de projeto e de vento segundo as ABNT NBR 8681 (2003) e ABNT NBR 6123 (1988) respectivamente. Para os valores dos pesos nominais das tubulações e elementos estruturais, recorreu-se às normas ABNT NBR 5648 (2010), ABNT NBR 2408 (2008), ABNT NBR 5580 (2015) e ABNT NBR 6118 (2014).

2.2.2 Modelagem do Cabo Principal e de Retenção

O software SCIA Engineer, dentre outros módulos, possui a funcionalidade de análise não linear de elementos estruturais. Em específico, possui o módulo avançado de cabos suspensos onde, por não terem rigidez à flexão, são necessárias análises não-lineares, sendo os resultados obtidos apenas através de métodos numéricos. Essas análises são feitas através do método incremental-iterativo de Newton-Raphson, possibilitando o cálculo preciso de tensões e deformações e a resolução das equações gerais da catenária elástica conforme as Equações 1 e 2 (MARTINS, 2009).

$$L = \frac{HL_0}{EA_0} + \frac{HL_0}{W} \left(\sinh^{-1} \left(\frac{V}{H} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{V-W}{H} \right) \right) \quad (1)$$

$$h_{A-B} = \frac{WL_0}{EA_0} \left(\frac{V}{W} - \frac{1}{2} \right) + \frac{HL_0}{W} \left(\sqrt{1 + \left(\frac{V}{W} \right)^2} - \sqrt{1 + \left(\frac{V-W}{H} \right)^2} \right) \quad (2)$$

Onde:

L: vão; W: peso total do cabo;
 h_{A-B} : desnível entre as extremidades; E: módulo de elasticidade longitudinal;
H: componente horizontal do esforço axial; A_0 : área da seção transversal do cabo;
V: componente vertical do esforço axial; L_0 : comprimento não esticado do cabo.

O uso do método utilizado acima, para problemas práticos de engenharia, pode se tornar moroso. Dessa forma, com o intuito de comparar as soluções obtidas pelo SCIA Engineer, foram realizados cálculos simplificados da catenária elástica através da parábola elástica (Equação 3) onde o valor do coeficiente “C” foi obtido com o auxílio do *software* MathCAD 15.0. Para tal, iterou-se o valor de “y” igual à flecha máxima ($f = 3,00\text{m}$) onde o valor de “x” é igual à metade do vão ($L/2$). Segundo Süsskind (1973), para cabos cuja flecha é pequena em relação ao vão ($f/L \leq 0,20$), a aproximação parabólica possui um erro máximo de $\pm 6\%$ para esforços normais máximos e de $0,50\%$ a mais no comprimento total do cabo, erros toleráveis quando levado em conta os coeficientes de segurança adotados no dimensionamento dos cabos, em geral iguais a 3 ou 4 para cabos estáticos conforme a CIMAF (2012).

$$y = \left(\frac{C}{2} \right) \left(\frac{x}{C} \right)^2 \quad (3)$$

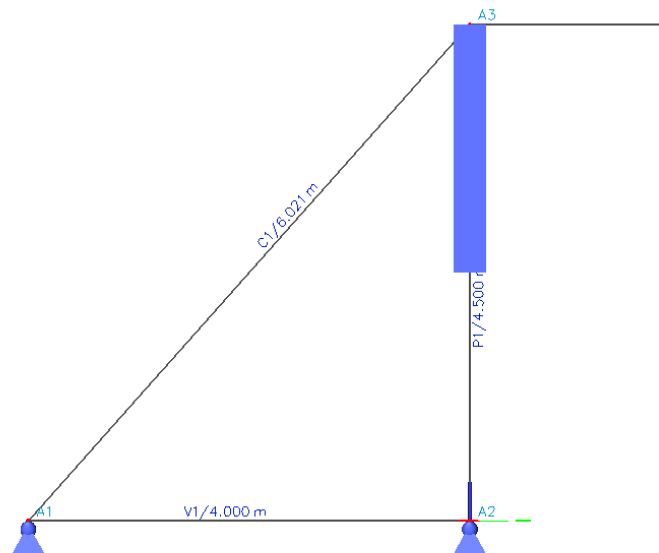
Onde:

y: deslocamento transversal no cabo;
x: distância em relação às extremidades do cabo principal;
C: coeficiente de forma da catenária.

Além das deformações transversais, os cabos possuem deformações elásticas ao longo do seu comprimento. A previsão desse alongamento é importante pois influi diretamente na flecha (catenária), sendo seu valor retirado do comprimento total final para se adequar à flecha de projeto adotada (Equação 4) sendo, portanto, considerado neste trabalho. Segundo Stone (2006), a Equação 5 fornece uma aproximação adequada para o cálculo do comprimento

fornecendo rigidez à flambagem em ambas direções. Adotou-se, inicialmente, seção quadrada de 30x30 centímetros para verificação de estabilidade e altura máxima acima do nível de referência do terreno de 3,0m devido a limites práticos de execução. Entre a base do pilar e a ligação do cabo de retenção no apoio A1, modelou-se uma viga de rigidez (V1) que se liga ao bloco de ancoragem, estando esse representado pelos apoios de segundo grau A1 e A2, na qual através dessa viga a estrutura trabalhará de forma integrada. Adotou-se, tanto para a viga V1 como o bloco de ancoragem, uma profundidade mínima de 1,50m segundo critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6122 (1996) para fundações rasas.

Figura 5 – Modelagem do bloco de ancoragem no software SCIA Engineer.



Fonte: Autor

Em relação aos apoios (A1 e A2), foram adotadas ligações indeslocáveis de segundo grau com o bloco de ancoragem, enquanto as ligações dos cabos de aço como rotuladas pois são conectadas aos elementos estruturais através de olhais de aço, ressaltando-se que o dimensionamento e verificação desses últimos não estão no escopo deste trabalho. O topo do pilar, conforme observado pela região preenchida em azul na Figura 5, foi modelado como rígida (A3) com comprimento igual à metade do comprimento efetivo do pilar, admitindo assim deformações elásticas no cálculo. As características geométricas adotadas e as propriedades dos elementos descritos nesta seção estão detalhadas no Quadro 3 e 4 respectivamente.

Quadro 3 – Características geométricas adotadas para os elementos estruturais em concreto armado.

Variável	Descrição	P1 / P2	V1 / V2
		(cm)	(cm)
L	Comprimento.	450	400
B	Largura.	30	30
H	Altura da seção transversal.	30	50
c	Cobrimento do elemento.	3	4

Fonte: Autor.

Quadro 4 – Propriedades dos elementos estruturais em concreto.

Variável	Descrição	P1 / P2	V1 / V2
F_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto.	30 MPa	20 MPa
$F_{yk,l}$	Resistência característica ao escoamento do aço (CA-50) da armadura longitudinal.	500 MPa	500 MPa
$F_{yk,t}$	Resistência característica ao escoamento do aço (CA-60) da armadura transversal.	600 MPa	600 MPa
ρ	Massa unitária do concreto armado.	2500 kg/m ³	2500 kg/m ³
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto.	26,84 GPa	21,29 GPa
G	Módulo de elasticidade transversal do concreto.	11,18 GPa	8,87 GPa

Fonte: Autor.

2.2.4 Verificação de Estabilidade da Estrutura

Segundo procedimento recomendado por Stone (2006), o ângulo de atrito do solo foi estimado, de forma conservadora, a partir de classificação tátil-visual *in loco* na qual o solo foi identificado como areia siltosa. Sendo assim, adotou-se o valor de $\varphi = 27^\circ$, conforme observado no Quadro 5.

Quadro 5 – Ângulo de atrito para solos diversos.

Solo	Ângulo de atrito φ (em graus, °)
Mistura Brita-Areia	33-66
Areia Bem Graduada	32-35
Areia Fina para Média	29-32
Areia Siltosa	27-32
Silte	26-30

Fonte: Adaptado de Stone (2006).

O dimensionamento da fundação (bloco de ancoragem) consistiu da verificação dos modos de falha ao tombamento (Equação 6) e escorregamento (Equação 7) da estrutura com coeficientes de segurança apropriados. De acordo com a ABNT NBR 6122 (1996) no item 6.3.1.5, este coeficiente deve ser maior que 1,50, valor adotado neste trabalho.

$$\gamma_{tomb} = \frac{M_{estab}}{M_{tomb}} \geq 1,50 \quad (6)$$

$$\gamma_{esc} = \frac{F_{estab}}{F_H} \geq 1,50 \quad \text{onde } F_{estab} = N \operatorname{tg}(\varphi) - V \quad (7)$$

Onde:

γ_{tomb} : comprimento inicial do cabo;

M_{tomb} : somatória de momentos

γ_{esc} : comprimento final do cabo;

desestabilizantes.

N: força normal proveniente da reação do peso próprio do bloco com o solo;

φ : coeficiente de atrito entre o solo e o bloco de ancoragem.

M_{estab} : somatória de momentos estabilizantes;

V: componente vertical do esforço axial no cabo de retenção.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Esforços Internos

Os resultados obtidos para os esforços internos nos elementos estruturais segundo o SCIA Engineer estão detalhados na Tabela 1. A Tabela 2 apresenta os valores das reações nos apoios A1, A2 e A3 da estrutura.

Tabela 1 – Resultados de esforços internos máximos nos elementos estruturais.

Elemento	Caso de Combinação	N_d (kN)	V_y (kN)	V_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)	σ (MPa)
P1	1,40 PP + 1,40 Q + 1,40 CP	10,26	25,60	-	-	-	59,01	11,40
V1	1,40 PP + 1,40 Q + 1,40 CP	0,22	-	25,05	-	59,01	-	4,50
CP	1,40 PP + 1,40 Q + 1,40 CP	31,38	-	-	-	-	-	278,70
C1	1,40 PP + 1,40 Q + 1,40 CP	17,66	-	-	-	-	-	156,70

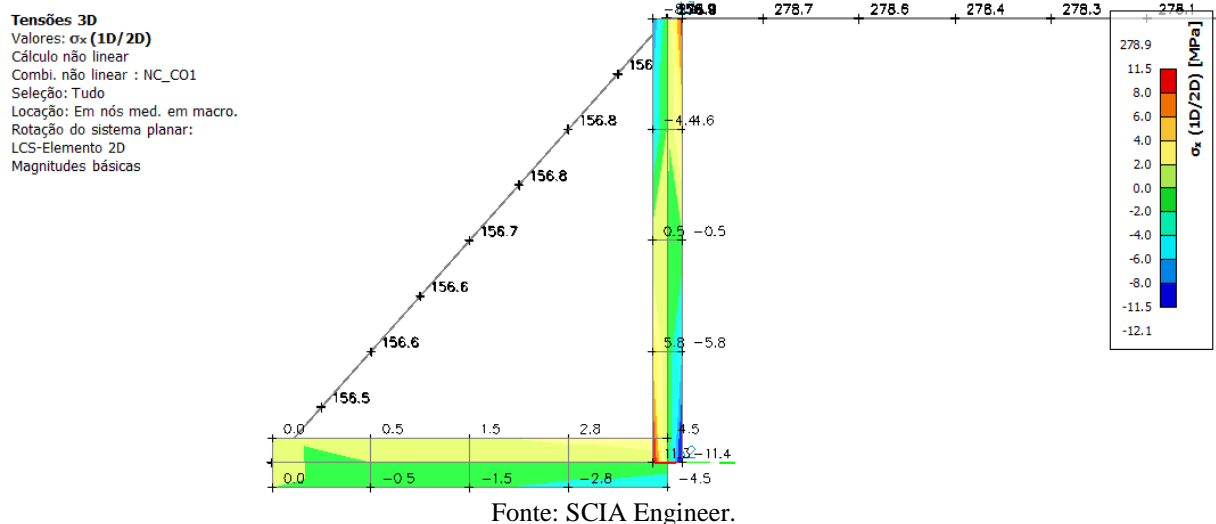
Fonte: Autor.

Tabela 2 – Resultados das reações de apoio na estrutura.

Apoio	Caso de Combinação	R _x (kN)	R _y (kN)	R _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)
A1	1,40 PP + 1,40 Q + 1,40 CP	-	-11,96	-17,57	-	-	-
A2	1,40 PP + 1,40 Q + 1,40 CP	-	-25,38	28,73	-	-	-
A3	1,40 PP + 1,40 Q + 1,40 CP	-	-	28,06	46,66	-	-

Fonte: Autor.

Pelos resultados foi observado que a envoltória de esforços que causou a maior sollicitação na estrutura deu-se pela combinação com os coeficientes de ponderação $\gamma_f = 1,40$ em todos os casos de peso próprio (PP), variável (Q) e carga permanente (CP). Notou-se também que os apoios A1 possuem reação negativa em relação ao eixo Y, o que se justifica pela força de tração nos nós proporcionada pelos cabos de retenção. Essa força é equilibrada com o peso próprio do bloco de ancoragem, conforme dimensionamento na Seção 3.2.3. A Figura 6 ilustra o resultado de tensões 3D na estrutura.

Figura 6 – Resultados das tensões 3D na estrutura.

Observou-se pela Figura 6 que, em algumas regiões (maiores que 11,40 MPa), os valores de tensão são maiores que os valores da resistência média à tração do concreto, como exemplo o pilar P1 ($F_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,3 (30)^{2/3} = 2,90 \text{ MPa} < 9,50 \text{ MPa}$), verificando dessa forma a importância da armadura na resistência e atendimento de limites de serviço da estrutura. Ainda, a região crítica da estrutura se situa na ancoragem do pilar à fundação, ilustrada pela legenda de cores na mesma figura.

3.2 Deslocamentos

Os resultados obtidos pelo SCIA Engineer para os deslocamentos dos elementos de concreto e cabos de aço foram detalhados conforme a Tabela 3. Os deslocamentos máximos nas estruturas de concreto (u_{lim}) se referem a Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118 onde, para a aceitabilidade sensorial, é igual a $L/250$. Nos cabos de aço, conforme abordado na Seção 2.1, o limite adotado à flecha foi de 3,0m para a livre navegação de barcos.

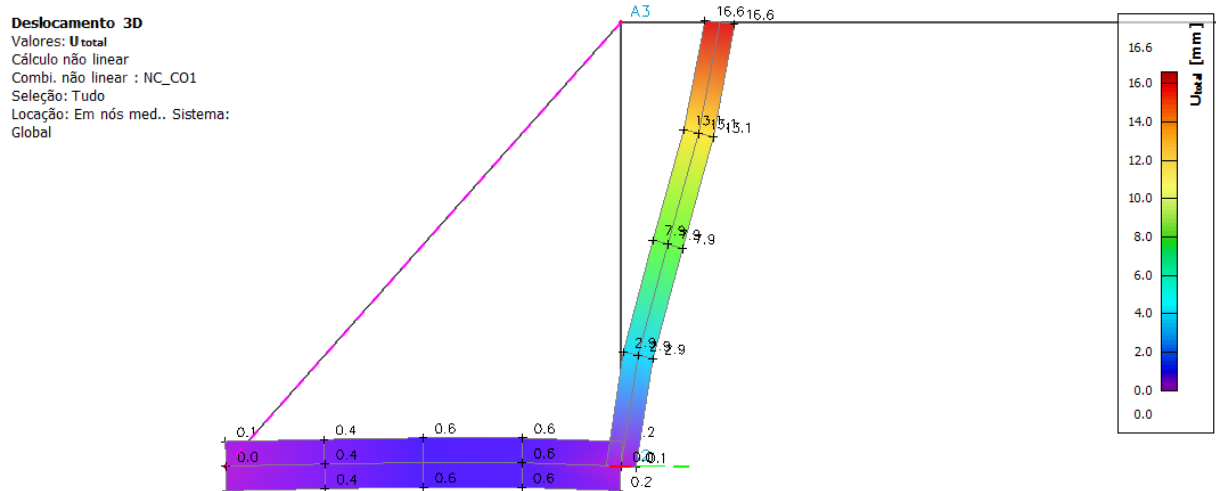
Tabela 3 – Deslocamentos máximos na estrutura de acordo com o SCIA Engineer.

Elemento	Caso de Combinação	u_x (mm)	u_y (mm)	u_z (mm)	u_{lim} (mm)
P1	1,40 PP + 1,40 Q + 1,40 CP	16,60	-	0,30	18
V1	1,40 PP + 1,40 Q + 1,40 CP	-	-	0,60	16
CP	1,40 PP + 1,40 Q + 1,40 CP	-	-	2686,00	3000
C1	1,40 PP + 1,40 Q + 1,40 CP	11,10	-	12,40	-

Fonte: Autor.

Conforme observado nos resultados da Tabela 3, os deslocamentos na estrutura estão em acordo com os limites impostos tanto pelas normas quanto pelo projeto, onde a flecha máxima da catenária foi obedecida ($u_z = 2686$ mm). O resultado dos deslocamentos 3D pode ser visualizado na Figura 7.

Figura 7 – Resultados dos deslocamentos 3D na estrutura.



3.2 Dimensionamento

3.2.1 Pilares

Na análise estrutural dos pilares, calculou-se os parâmetros (Tabela 4) como coeficientes de esbeltez λ e λ_1 , de flambagem k , comprimento efetivo e raio de giração na direção crítica ao dimensionamento do pilar sob flexão oblíqua. Também foram calculadas as áreas de aço longitudinais ($A_{s,l}$) e transversais ($A_{s,t}$) requeridas.

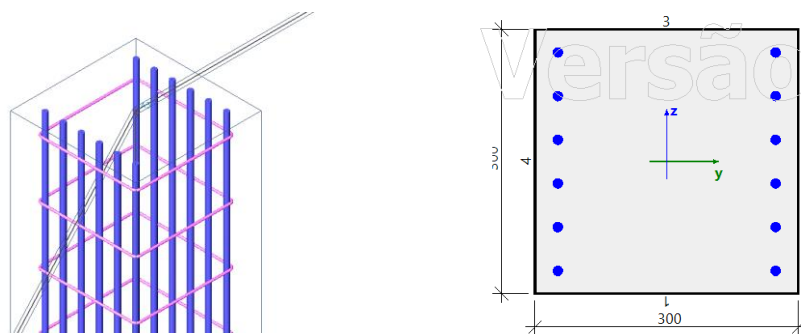
Tabela 4 – Parâmetros e resultados de cálculos para pilares obtidos pelo SCIA Engineer.

Elemento	k_{zz}	$L_{ef,z}$ (cm)	i_z (cm)	λ_z	λ_{z1}	$A_{s,l}$ (cm ²)	$A_{s,t}$ (cm ² /m)
P1	1,31	589	8,66	68,00	90,00	11,10	2,90

Fonte: Autor.

No detalhamento considerou-se barras de 12mm de diâmetro para a armadura longitudinal, resultando em 12 barras distribuídas em 2 camadas, cada qual para a zona tracionada e comprimida da seção. Para os estribos com 5mm de diâmetro, obteve-se um espaçamento de 14 centímetros. A Figura 8 ilustra os resultados obtidos pelo *software* SCIA Engineer.

Figura 8 – Resultados do dimensionamento dos pilares no SCIA Engineer: à esquerda, o detalhamento 3D; à direita, a seção transversal dos pilares.



Fonte: SCIA Engineer.

Notou-se pela área de aço necessária calculada que, apesar do pilar estar sujeito a pequenos valores de esforços axiais ($N_d = 10,26$ kN), os valores de armadura são relativamente altos. Esse resultado se justifica pelos esforços horizontais no topo do pilar provindos do cabo

principal que causam elevados efeitos de segunda ordem e momentos fletores próximos à base, conforme ilustrado na Figura 6 da Seção 3.1.

3.2.2 Vigas de Rigidez

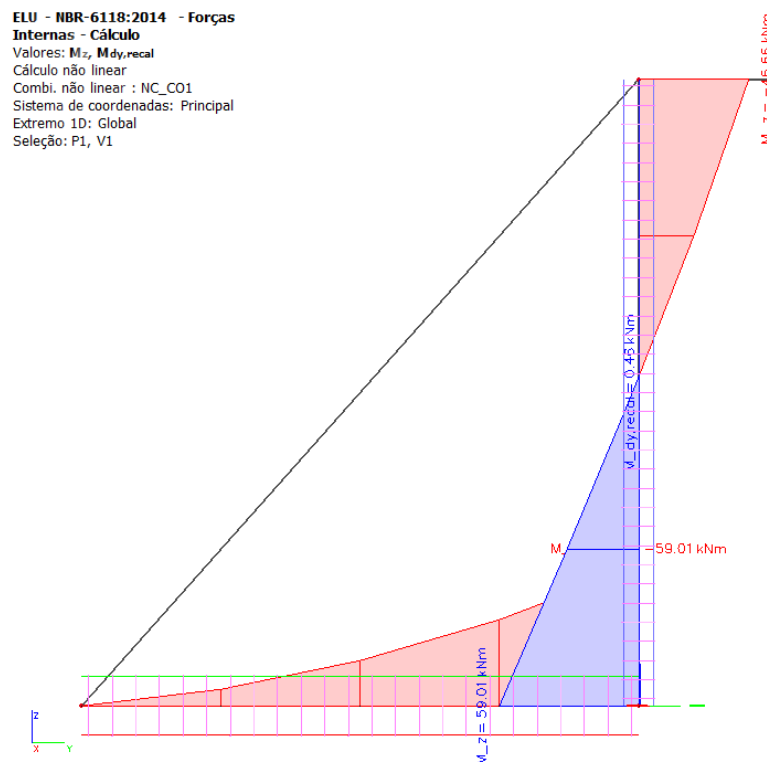
Segundo o cálculo à flexão normal da viga de rigidez realizado pelo *software* SCIA Engineer, as áreas de aço longitudinal ($A_{s,l}$) e transversal ($A_{s,t}$) requeridas assim como o comprimento de ancoragem necessário ($L_{b,nec}$) estão resumidos na Tabela 5. Os momentos fletores na estrutura estão ilustrados na Figura 9.

Tabela 5 – Áreas de aço requeridas para as vigas de rigidez obtidas pelo SCIA Engineer.

Elemento	$A_{s,l}$ (cm^2)	$A_{s,t}$ (cm^2/m)	$L_{b,nec}$ (cm)
V1	3,18	2,21	25,13

Fonte: Autor.

Figura 9 – Diagrama de momentos fletores atuantes na estrutura.



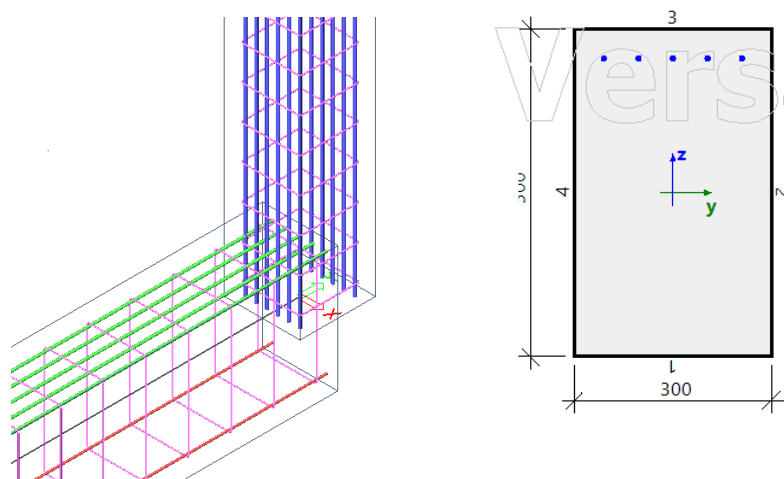
Fonte: SCIA Engineer.

Para o detalhamento da armadura longitudinal, utilizou-se barras de 10mm de diâmetro, resultando assim em cinco barras distribuídas em uma camada única superior da viga

e adotadas duas barras de 10mm na camada inferior. A área de aço necessária para a resistência ao cisalhamento (estribos) foi a armadura transversal mínima definida na Seção 17.4.1.1.1 da ABNT NBR 6118, resultando em um estribo de dois ramos a cada 17 centímetros. Conforme visto na Figura 7, o momento fletor negativo ($M_z = 59,01$ kNm) na base do pilar é transmitido à viga, trabalhando assim sob flexão na região superior da mesma.

Notou-se que, apesar de os pilares e vigas estarem submetidos às mesmas magnitudes de momento fletor, as áreas de aço para os pilares foram aproximadamente três vezes e meia maiores. Pode-se entender essa diferença como consequência dos modelos de cálculo adotados pelo SCIA Engineer, onde os pilares foram calculados por flexão oblíqua com elevados efeitos de segunda ordem causados pelos esforços horizontais, enquanto as vigas foram calculadas segundo flexão normal. O resultado pode ser visualizado na Figura 10.

Figura 10 – Resultados do dimensionamento das vigas no SCIA Engineer: à esquerda, o detalhamento 3D em encontro com o pilar; à direita, a seção transversal das vigas.



Fonte: SCIA Engineer.

3.2.3 Blocos de Ancoragem

O dimensionamento dos blocos de ancoragem seguiu o procedimento recomendado por Stone (2006) e detalhado na Seção 2.2.4 deste trabalho. Tendo em vista a resultante das reações de apoio da Tabela 2, a verificação ao escorregamento da estrutura deve equilibrar o valor de reação horizontal $R_y = 25,38$ kN com a força de atrito resultante. Compensou-se também a reação vertical no apoio A1 de $R_z = -17,57$ kN que tende a “levantar” o bloco e diminuir a reação normal. Assim, pela Equação 7, obteve-se:

$$\gamma_{esc} = \frac{F_{estab}}{F_H} \geq 1,50 \text{ onde } F_{estab} = N \operatorname{tg}(\varphi) - V$$

$$\therefore F_{estab} = N \operatorname{tg}(\varphi) - V = N \operatorname{tg}(27^\circ) - (-17,57 \text{ kN})$$

$$\therefore N = \frac{1,50 (25,38 \text{ kN})}{\operatorname{tg}(27^\circ)} - (-17,57 \text{ kN})$$

$$\therefore N = 92,28 \text{ kN}$$

Dessa forma, com um fator de segurança igual a 3,00, o bloco de ancoragem necessitará de um peso próprio de aproximadamente 92,28 kN para evitar o escorregamento do mesmo. Adotou-se, assim, um bloco com as dimensões iguais a 2,00m x 4,00m x 0,50m que terá um peso próprio de 100,00 kN, conforme visto:

$$P = A \times B \times h \times \rho = 2,0\text{m} \times 4,0\text{m} \times 0,50\text{m} \times 2,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 100,00 \text{ kN}$$

Em relação à verificação quanto ao tombamento, analisou-se os esforços internos no bloco de ancoragem e obteve-se os momentos de tombamento e os momentos estabilizantes em torno do apoio A2, a ver:

$$M_{tomb} = -17,66 \text{ kN} \times \operatorname{sen}\left(\frac{4,50\text{m}}{\sqrt{4,00\text{m}^2 + 4,50\text{m}^2}}\right) \times 4,00\text{m}$$

$$\therefore M_{tomb} = -17,66 \text{ kN} \times \operatorname{sen}(48,30^\circ) \times 4,00\text{m} = -52,74 \text{ kNm}$$

$$M_{estab} = 100 \text{ kN} \times 2,00\text{m} = 200 \text{ kNm}$$

A estrutura se encontra estabilizada, visto que $M_{estab} > M_{tomb}$. Quanto ao dimensionamento das fundações, notou-se a preponderância da verificação ao escorregamento da estrutura diante dos outros modos de falha pois, além de representar um grande consumo de material, propicia um fator de segurança complementar à verificação de estabilidade da estrutura.

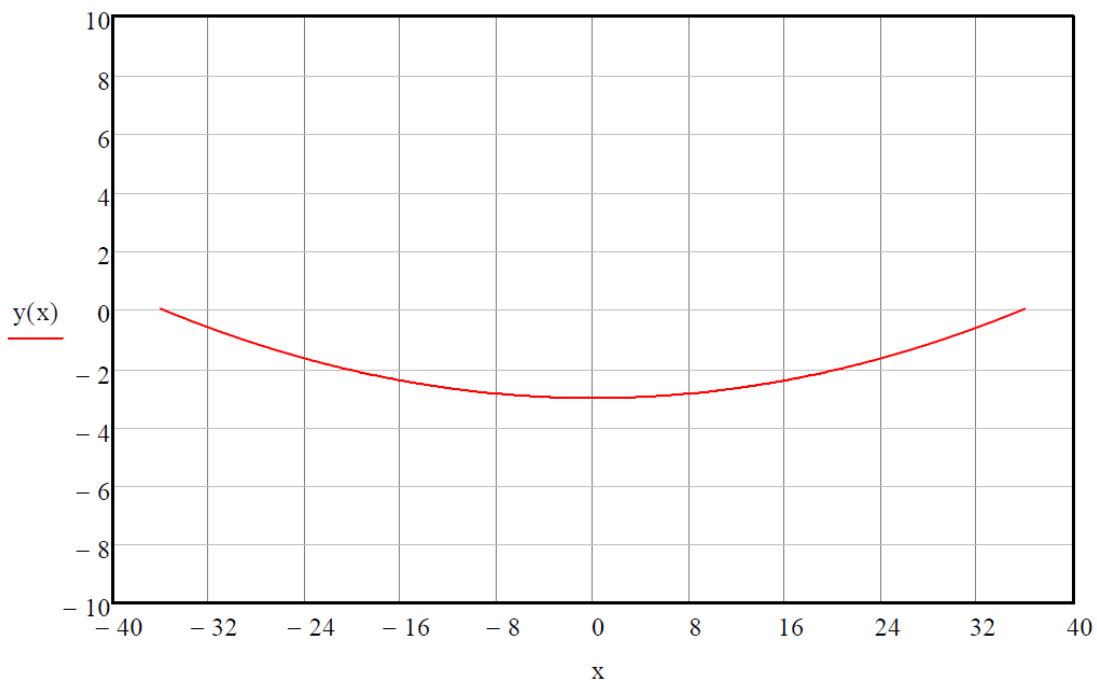
3.2.4 Cabos de Aço

A escolha dos cabos de aço baseou-se na sua aplicação e na pesquisa dos fabricantes. Para suspensão, a configuração adotada neste trabalho foi de cabos de aço

galvanizados pré-esticados onde, conforme a Tabela 1 da Seção 3.1, verifica-se que a carga de trabalho nos cabos é de $N_d = 31,38$ kN. Utilizando o coeficiente de segurança igual a 3,00, obteve-se a carga de ruptura mínima necessária conforme pode ser verificado pelo Anexo A da CIMAF (2012), onde o cabo com diâmetro de 1/2” (meia polegada) atendeu à carga de projeto com ruptura mínima em 3,60 toneladas-força ou 36,00 kN, verificando a adoção deste diâmetro inicialmente no projeto.

Por fim, fez-se necessário calcular as deformações longitudinais elástica e estruturais no cabo principal, estas resumidas na Tabela 6. O comprimento de arco (Figura 10) foi calculado pela Equação 7, na qual o coeficiente de forma “C” foi calculado iterativamente no *software* MathCAD 15.0 e possui o valor de 212,81.

Figura 10 – Gráfico da catenária parabólica para valor máximo de flecha igual a 3,0m em $x=0$.



Fonte: MathCAD 15.0.

Tabela 6 – Resultado para deformações elásticas e estruturais nos cabos de aço.

Elemento	ΔL_{elast} (cm)	ΔL_{est} (cm)	ΔL (%)	L_{total} (m)
CP	57,06	62,49	1,66%	71,16m

Fonte: Autor.

4 CONCLUSÃO

O presente trabalho avaliou o comportamento estrutural de uma travessia aérea de aquedutos de aço galvanizado. O modelo idealizado utilizado foi o de pontes suspensas, onde cabos de aço assumem um papel de grande importância no equilíbrio da estrutura. Para tal, o uso do *software* SCIA Engineer 18 (versão estudantil) se mostrou como uma ferramenta muito útil na validação do modelo devido à implementação de métodos numéricos em elementos finitos, tornando a análise e visualização dos resultados bastante interativa.

Em relação aos resultados, estes se mostraram satisfatórios do ponto de vista prático e econômico, visto que as técnicas executivas em concreto armado são bem definidas no mercado de trabalho brasileiro e os materiais utilizados podem ser fornecidos sem grandes dificuldades. Encontra-se no Apêndice A um detalhamento sugerido pelo autor baseado nos resultados apresentados na seção anterior.

Por fim, o estudo neste artigo pode ser aprimorado como sugestão de futuros trabalhos, a citar: adoção de pilares em perfis metálicos, blocos de ancoragem não integrados, fundação em bloco com estacas, dimensionamento de pinos de ancoragem (olhais), análise dinâmica de vento e vibrações, entre outras modificações que enriqueceriam o estudo dos sistemas estruturais utilizados ao se projetar tais travessias.

ABSTRACT

Regarding projects of gravity-flow water systems, especially those in regions whose access and information are scarce, it's necessary to come up with practical and economic solutions. One of the limiting factors is the emergence of physical barriers, like gullies or rivers, making it necessary to transpose aqueducts. Thus, the objective of this paper is to provide the reader with a crossing system that aims to solve the specific case of the water supply project of Faz das Flores community, a district of Felixlândia city in Minas Gerais/Brazil, specifying an appropriate structural model. For this purpose, a model based on the theoretical resources of suspension bridges was developed in which the aqueduct is supported by steel cables anchored reinforced concrete elements. In the analysis, the *software* SCIA Engineer was used for numerical modelling using the method of finite elements and the *software* MathCAD 15.0 for complementary calculations, being the structural elements designed and verified accordingly to applicable normative guidelines. Based on the results, it was possible to analyze the critical load envelopes and their influence on the behavior of the structure, especially in relation to the horizontal forces that have significant impact on the internal stresses like, for example, in the bending moments in the columns. Finally, it is concluded that the system used for the case study has satisfactorily met the objectives, although it is still possible to implement improvements through future works.

Keywords: Suspension Cables. Aqueduct Crossings. Gravity Anchors.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5580: Tubos de aço-carbono para usos comuns na condução de fluidos – Especificação**. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5648: Tubos e conexões de PVC-U com junta soldável para sistemas prediais de água fria – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2018.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

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 concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 2408: Cabos de aço para uso geral – Requisitos mínimos**. Rio de Janeiro, 2008.

CIMAF. **Manual Técnico de Cabos**. Disponível em: < <https://bit.ly/2zvpyO7> >. Acesso em: 01 de jun. de 2019.

JORDAN, T. D. **A Handbook of Gravity-Flow Water Systems**. Kathmandu: United Nations Children's Fund, 1980.

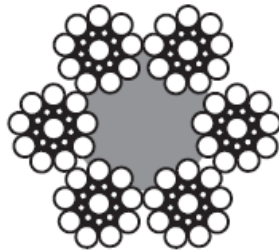
MARTINS, N. M. E. **Estudo dos cabos e pendurais de uma ponte pedonal suspensa face ao seu processo construtivo**. Dissertação. Universidade do Porto. Porto. 2009. Disponível em: < <https://bit.ly/2WDm1dh> >. Acesso em: 01 de jun. de 2019.

STONE, L. J. **Suspension Canyon and Gully Crossings for Small Scale Community Aqueducts: A Design Guide** [...]. Dissertação. Michigan Technological University. Michigan. 2006. Disponível em: < <https://bit.ly/2HQnzBJ> >. Acesso em: 01 de jun. de 2019.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de Análise Estrutural**. Vol 3. Rio de Janeiro: Ed. Globo, 1997.

ANEXO A

9.6 Cabo de aço classe 6x19 - alma de fibra



6x19 Seale
1+9+9



6x25 Filler
1+6+6+12

Diâmetro		Massa Aprox. (kg/m)	Carga de Ruptura Mínima (tf)	
mm	pol.		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	2,73
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"	5,328	86,50	95,80
45,0	1.3/4"	8,368	-	130,40
52,0	2"	9,740	-	170,30

APÊNDICE A

