

## Dimensionamento de Bulbo de Tirantes Versus Dados de Ensaios

NAKAMOTO, FLÁVIO

GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil,  
[flavio.nakamoto@geocompany.com.br](mailto:flavio.nakamoto@geocompany.com.br)

BASTOS, IZABEL GOMES

GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil,  
[izabel@geocompany.com.br](mailto:izabel@geocompany.com.br)

JARROUGE NETO, HABIB GEORGES

GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil,  
[habib@geocompany.com.br](mailto:habib@geocompany.com.br)

MELO, DANIELLE FERNANDA MORAIS

GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil,  
[danielle.melo@geocompany.com.br](mailto:danielle.melo@geocompany.com.br)

KOCHEN, ROBERTO

Prof. Dr. Escola Politécnica da USP, GeoCompany Tecnologia, Engenharia e Meio Ambiente Ltda, Barueri – SP, Brasil, [kochen@geocompany.com.br](mailto:kochen@geocompany.com.br)

**RESUMO:** Para a implantação de um sistema de cortinas atirantadas, a determinação do comprimento de ancoragem dos tirantes é feita por meio de métodos teóricos em conjunto com a experiência da empresa executora e da projetista. Neste artigo, será apresentada uma comparação entre os comprimentos de bulbos obtidos pela metodologia semiempírica, proposta por Bustamante e Costa Nunes, e os dados obtidos pelos ensaios, considerando o atrito lateral do bulbo obtido pelos resultados dos ensaios de qualificação e de recebimento dos tirantes executados. Os tirantes avaliados foram executados em duas obras distintas: na primeira, o maciço é caracterizado por um solo residual da região serrana do estado do Rio de Janeiro; na segunda, os tirantes atravessaram depósitos sedimentares terciários e quaternários na cidade de Mogi das Cruzes-SP. A comparação entre os comprimentos teóricos e empíricos permite realizar uma avaliação da assertividade das referências bibliográficas.

**PALAVRAS-CHAVE:** Tirantes, Dimensionamento de Bulbo de tirante, Método de Bustamante, Método de Costa Nunes.

**ABSTRACT:** For the implementation of a tie rod system, the determination of the anchor length is conducted using theoretical methods together with the experience of the executing and project company. This article presents a comparison between the bulb lengths calculated by the semi-empirical methodology, proposed by Bustamante and Costa Nunes, and the data obtained by the tests, considering the lateral friction of the tie rod determined by the results of the qualification and acceptance tests of the executed tie rods. The tie rods evaluated were executed in two different works: in the first, the tie rods crossed tertiary and quaternary sedimentary deposits in the town of Mogi das Cruzes, in the second, the soil is characterized by a residual soil from the mountainous region of the state of Rio de Janeiro. The comparison between both theoretical and empirical lengths allows an evaluation of the assertiveness of the bibliographic references.

**KEYWORDS:** Tie Rod, Anchor length determination, Bustamante, Costa Nunes.

### 1 INTRODUÇÃO

A cortina atirantada é um sistema de contenção composto por um paramento e um conjunto de tirantes, que são ancorados no terreno em profundidade buscando a estabilidade, diminuindo a possibilidade de ocorrência de rupturas ou movimentações de terras. Os tirantes podem ser formados por monobarras, cordalhas ou fios de aço. São executados com protensão por meio de macacos hidráulicos até a carga pré-definida em projeto e fixados no paramento de concreto através de placas metálicas com angulações

variáveis. A parede pode ser de concreto projetado, moldado in loco ou pré-moldado com espessura variando de acordo com os esforços atuantes, o puncionamento das cargas dos tirantes e dos espaçamentos entre eles.

O tirante é um elemento linear capaz de transmitir esforços de tração entre as duas extremidades. A extensão é dividida em a) comprimento livre, a distância entre a cabeça do tirante e o ponto inicial de aderência e b) bulbo de ancoragem, trecho projetado para transmitir a carga aplicada ao terreno. O funcionamento do sistema consiste no equilíbrio entre a força de protensão resistente dos tirantes e o empuxo de terra atuante contra a face interna da parede. O processo executivo do sistema pode ser tanto descendente quanto ascendente, variando de acordo com as necessidades e exigências da obra e seu entorno.

Com o objetivo de obter uma comparação entre os métodos de dimensionamento, serão analisados os ensaios de recebimento e qualificação realizados em duas localizações. A primeira no Rio de Janeiro, contendo 265 tirantes protendidos e a segunda, em Mogi das Cruzes, com 328 tirantes ancorados no terreno.

## 2. CÁLCULO DO TIRANTE PROTENDIDO

O dimensionamento estrutural do tirante consiste no estabelecimento dos seus elementos básicos: cabeça, que fica para fora do terreno colada à face externa do paramento com função de transmitir a carga do bulbo para a parede, trecho livre e trecho ancorado para resistir aos esforços previstos em projeto.

- A seção de aço deve ser calculada através do esforço máximo submetido em relação a tensão admissível do aço a ser utilizado.
- A cabeça do tirante deve ser suficiente para permitir a aplicação dos esforços ao tirante e distribuir aos elementos ancorados.
- O trecho livre deve ser obtido de forma que a ancoragem se estabeleça em solo competente e permita um alongamento necessário para a incorporação da carga prevista.
- O trecho do bulbo pode ser calculado por métodos semiempíricos como os elaborados, por exemplo, por Bustamante (1985) e Costa Nunes (1987).

O sistema como um todo deve garantir estabilidade para as superfícies de ruptura com fator de segurança mínimo definido de acordo com os riscos às vidas humanas e danos materiais e ambientais definidos na norma NBR 11682:2009. Os cálculos envolvem as condições do terreno natural, os parâmetros geológicos/geotécnicos obtidos por meio de ensaios e análise das sondagens e as configurações da cortina atirantada. Para o cálculo do comprimento da ancoragem, uma das metodologias foi proposta por Bustamante (1985, apud Hachich, 1996), onde o comprimento de bulbo é dado por:

$$L_B = \frac{T}{\pi * D_S * q_S}; D_S = \alpha * D_d$$

Onde:  $T$  = capacidade de carga geotécnica no trecho ancorado, em  $kN$ ;

$q_S$  = resistência ao cisalhamento do trecho ancorado, em  $kN/m^2$ ;

$D_S$  = diâmetro médio do bulbo de perfuração majorado devido à pressão de injeção da calda de cimento no bulbo do tirante, em m;

$D_d$  = é o diâmetro de perfuração inicial, em  $kN$ ;

$\alpha$  = coeficiente multiplicador do diâmetro para a obtenção do diâmetro final, podendo ser obtido pela Tabela 1. O coeficiente deve ser determinado conforme a técnica de injeção no bulbo, onde IRS é o procedimento em vários estágios e IGU em apenas um único estágio.

Tabela 1. Valores de  $\alpha$  para diâmetro final do bulbo (Yassuda e Dias, 1998, modificado, apud Hachich, 1996)

| Material                    | Coeficiente $\alpha$ |         | Volume injetado no bulbo $V_i$                       |
|-----------------------------|----------------------|---------|--|
|                             | IRS                  | IGU     |  |
| Silte                       | 1,4-1,6              | 1,1-1,2 | 2,0 $V_s$ (IRS)                                      |
|                             |                      |         | 1,5 $V_s$ (IGU)                                      |
| Argila                      | 1,8-2,0              | 1,2     | 2,5 a 3,0 $V_s$ (IRS)                                |
|                             |                      |         | 1,5 a 2,0 $V_s$ (IGU)                                |
| Rocha alterada ou fraturada | 1,2                  | 1,1     | 1,1 a 1,5 $V_s$ se a camada for finamente fissurada. |
|                             |                      |         | 2,0 $V_s$ ou mais se a camada for fraturada          |

$V_s$  = volume teórico do bulbo

IRS = "Injection répétitive et sélective"

IGU = "injection globale en pressée unifiée"

A resistência ao cisalhamento ( $q_s$ ) pode ser obtida por meio de correlação entre o tipo de material onde o trecho de bulbo estará presente, a pressão limite de injeção e a quantidade de etapas que serão feitas. As determinações podem ser obtidas por meio dos ábacos propostos de Bustamante e Doix (1985) e apresentadas nas figuras a seguir.

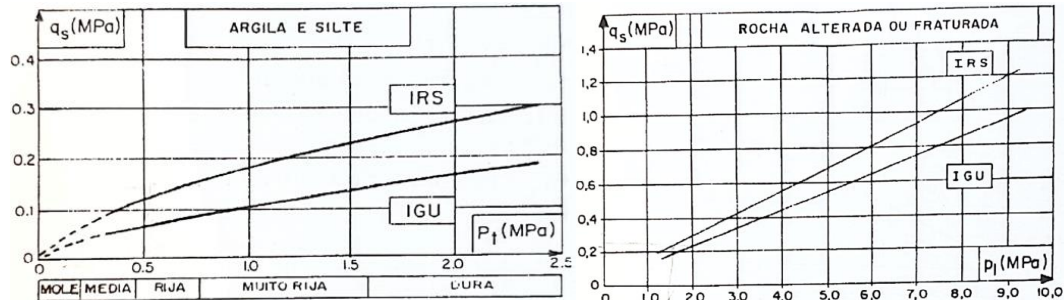


Figura 1. Aderência do tirante de acordo com o material (Bustamante; Doix, 1985, apud Hachich, 1996)

Outra metodologia é a de Costa Nunes (1987, apud Hachich, 1996), na qual é utilizada a superfície de ruptura proposta por Mohr-Coulomb para a definição da resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo. A seguir, são apresentadas as equações de acordo com a metodologia.

$$L_b = \frac{T}{\pi * D_d * n_d * n_l * q_s} ; q_s = c' + (\gamma * h * n_h + \Delta p) * tg \varphi$$

Onde:  $n_d$  = fator de aumento do diâmetro pela pressão de injeção;

$n_l$  = fator de redução do comprimento do bulbo devido à pressão sobre o mesmo não ser uniforme;

$q_s = \tau$  = aderência na ruptura ou resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo, em  $kN/m^2$ ;

$c'$  = aderência entre a calda e o solo, podendo igualar à coesão do solo, em  $kN/m^2$ ;

$\gamma$  = peso específico do solo, em  $kN/m^3$ ;

$h$  = profundidade do centro do bulbo, em  $m$ ;

$n_h$  = fator de redução da profundidade;

$\varphi$  = ângulo do atrito do solo, em  $^\circ$ ;

$\Delta p$  = parcela de aumento de pressão normal devido à pressão residual de injeção (5 a 10 vezes o valor de  $\gamma * h$ , que representa a pressão efetiva de terra).

Por simplificação, Costa Nunes (1985) sugere a adoção da seguinte condição  $n_d = n_l = n_h = 1$ .

### 3. ENSAIOS DE RECEBIMENTO E DE QUALIFICAÇÃO

A norma NBR 5629:2018 determina a obrigatoriedade da execução de ensaios para garantir a validade e segurança da contenção executada. O ensaio de qualificação deve ser feito para, no mínimo, 1% do total dos tirantes permanentes. Paralelamente, o ensaio de recebimento deve ser feito em todos os tirantes executados, sendo 10% do total de atingir uma carga de 75% acima da carga de incorporação.

Os ensaios permitem observar os deslocamentos da cabeça do tirante sob carga constante com a utilização de dois extensômetros em situação de carga constante. Com as leituras dos ensaios, é possível avaliar a capacidade de carga do tirante e o comportamento da ancoragem executada. A aceitação dos tirantes submetidos aos ensaios deve ser determinada através da avaliação dos deslocamentos obtidos, que não podem ultrapassar os limites calculados para cada condição. Em posse do comportamento do tirante para cargas e deslocamentos, torna-se possível calcular o valor aproximado da carga última do tirante, quando o esforço solicitante supera o resistente, como será apresentado em capítulo posterior.

### 4. EXTRAPOLAÇÃO POR VAN DER VEEN

Para a análise dos boletins dos ensaios, foi feita uma extrapolação matemática para mensurar a carga de ruptura do elemento de ancoragem com base nas leituras aferidas nos boletins fornecidos. A extrapolação de Van der Veen (1953, apud Porto, 2015) é feita por meio de uma aproximação da curva carga x deslocamento em relação a curva exponencial conforme a seguinte equação.

$$F = F_R * (1 - e^{-a*d}) ; a * d = -\ln(1 - \frac{F}{F_R})$$

Onde:  $F$  = carga aplicada na ancoragem, em  $kN$ ;

$F_R$  = carga última, correspondente à assíntota da curva exponencial, em kN;  
 $a$  = coeficiente geométrico da curva exponencial, em  $\text{mm}^{-1}$ ;  
 $d$  = deslocamento devido à carga, em mm.

Para obter a carga última, utiliza-se a equação apresentada de forma linear. Nesse caso, o gráfico gerado a partir dela será definido para diversos valores de  $F_R$ , conforme o gráfico da Figura 2.

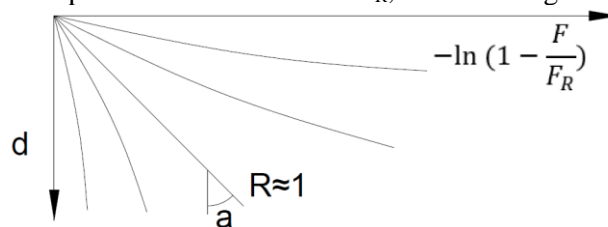


Figura 2. Solução da carga da ruptura (Van der Veen, 1953, apud Porto, 2015)

Assim, a partir do gráfico contendo a maior linearidade, ou seja, que tiver o valor de  $R^2$  o mais próximo possível de 1,0, obtém-se o valor da carga de ruptura do tirante,  $F_R$ . Por sua vez, o coeficiente angular da equação do gráfico definirá o coeficiente geométrico “a” da equação de Van Der Veen. Para a determinação da validade da carga de ruptura estimada, Aoki et al. (2013) propõe níveis de confiabilidade em razão da carga máxima aplicada no ensaio e a própria carga de ruptura calculada na extrapolação. A condição de validação da extrapolação segue a Tabela 2.

Tabela 2. Classificação da Extrapolação de Van der Veen (Aoki, 2013, apud Porto, 2015)

| $NV = 100 * (\frac{F_R}{F_{m\acute{a}x}} - 1)$ | Extrapolação |
|--|--------------|
| $NV \leq 25 \%$                                | Confiável    |
| $25 \% \leq NV \leq 50 \%$                     | Aceitável    |
| $50 \% \leq NV \leq 75 \%$                     | Tolerável    |
| $75 \% \leq NV$                                | Inaceitável  |

## 5. OBRA DO RIO DE JANEIRO

A obra realizada se situa na região serrana do estado do Rio de Janeiro, composta por encostas de alta inclinação gerando grandes probabilidades de ocorrência de deslizamento nos taludes. O terreno é caracterizado pela presença de uma camada superficial de solo residual seguida de maciço rochoso granítico e presença de solo coluvionar em alguns trechos. Os tirantes presentes foram projetados para ancorar em solo competente, preferencialmente no topo rochoso com  $15^\circ$  de inclinação vertical e o paramento em concreto foi feito no corte da encosta natural com uma inclinação de 2(V): 1(H). Por meio dos ensaios de Limite de Atterberg, definiu-se o limite de liquidez superior a 50% e índice de plasticidade variando entre 20% e 34%, classificando o solo como CH – Argila Compressível. Os parâmetros geotécnicos do solo e da rocha fraturada são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 3. Parâmetros de resistência da obra do Rio de Janeiro

| Material        | Peso Específico - $\gamma$ [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ] | Coesão - $c$ [ $\text{kPa}$ ] | Ângulo de atrito - $\varphi$ [ $^\circ$ ] |
|-----------------|---|-------------------------------|---|
| Solo Residual   | 17,5  | 20,9                          | 24,8                                      |
| Rocha Fraturada | 20,0  | 200,0                         | 35,0                                      |

Foram projetados tirantes permanentes que, conforme definição da NBR 5629:2018, são aqueles que serão utilizados por tempo superior a dois anos. A carga foi determinada com o auxílio das análises de estabilidade pelo método do equilíbrio limite e do cálculo do empuxo atuante no paramento, no qual foi determinado 450 kN como carga de protensão para os tirantes.

Para a implantação da cortina atirantada, foram projetados tirantes monobarra. A perfuração foi feita em escavação circular com diâmetro de 4”, ou 10 cm. Para determinar o diâmetro majorado, utiliza-se a Tabela 1 para os trechos ancorados em cada tipo de solo.

$$D_{S,solo} = \alpha * D_d = 1,5 * 0,1 = 0,15 \text{ m} ; D_{S,rocha} = \alpha * D_d = 1,2 * 0,1 = 0,12 \text{ m}$$

Para o pré-dimensionamento do comprimento dos bulbos dos tirantes, utiliza-se o gráfico apresentado na Figura 2 para estimar os valores de resistência ao cisalhamento,  $q_s$ . O cálculo pelo Método de Bustamante está apresentado a seguir para ambos os trechos.

$$\text{Método de Bustamante} \begin{cases} L_{B,solo} = \frac{T}{\pi * D_S * q_{s,argila}} = \frac{450}{\pi * 0,15 * 110} = 8,7 \cong 9,0 \text{ m} \\ L_{B,rocha} = \frac{T}{\pi * D_S * q_{s,rocha}} = \frac{450}{\pi * 0,12 * 200} = 5,9 \cong 6,0 \text{ m} \end{cases}$$

Paralelamente, apresenta-se o pré-dimensionamento pelo método de Costa Nunes. Para o cálculo da resistência ao cisalhamento, definiu-se a profundidade do centro do bulbo com base na geometria da cunha de ruptura para que o comprimento inteiro de ancoragem estivesse externo à superfície, resultando em cerca de 13,0 m para ambos os trechos e, para os valores de  $\Delta p$ , definiu-se como 4,0 kN/m<sup>2</sup> para os trechos em solo residual e 9,0 kN/m<sup>3</sup> para os trechos em rocha alterada.

$$q_{s,solo} = c + (\gamma * h * n_h + \Delta p) * tg\varphi = 20,9 + (17,5 * 13,0 * 1 + 4,0) * tg24,8^\circ = 127,80 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{s,rocha} = c + (\gamma * h * n_h + \Delta p) * tg\varphi = 200 + (20,0 * 13,0 * 1 + 9,0) * tg35,0^\circ = 388,80 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Método de Costa Nunes} \begin{cases} L_{B,solo} = \frac{T}{\pi * D_S * q_{s,argila}} = \frac{450}{\pi * 0,15 * 127,80} = 7,50 \cong 8,0 \text{ m} \\ L_{B,rocha} = \frac{T}{\pi * D_S * q_{s,rocha}} = \frac{450}{\pi * 0,12 * 388,80} = 3,10 \cong 4,0 \text{ m} \end{cases}$$

## 5.1 RESULTADO DOS ENSAIOS

Ao todo, foram realizados 265 ensaios, e considerando a classificação da extrapolação apresentada na Tabela 2, 158 obtiveram resultado dentro dos níveis aceitáveis ou confiáveis. Além das extrapolações classificadas como intoleráveis, destaca-se que os ensaios toleráveis também não foram incluídos nas análises da estimativa do novo comprimento de ancoragem, devido à alta discrepância entre os outros valores calculados, resultando apenas nos ensaios aceitáveis e confiáveis analisados. A tabela a seguir apresenta o resumo dos resultados das extrapolações dos ensaios obtidos para as duas ancoragens.

Tabela 4. Resumo dos resultados da extrapolação para a obra do Rio de Janeiro

| CLASSIFICAÇÃO    | QUANTIDADE    |                 |
|------------------|---------------|-----------------|
|                  | SOLO RESIDUAL | ROCHA FRATURADA |
| INTOLERÁVEL      | 49            | 14              |
| TOLERÁVEL        | 35            | 9               |
| <b>ACEITÁVEL</b> | <b>92</b>     | <b>58</b>       |
| <b>CONFIÁVEL</b> | <b>7</b>      | <b>1</b>        |
| TOTAL            | 183           | 82              |

Devido à pressão de injeção da calda de cimento, o diâmetro majorado é de 13,80 cm para ambos os trechos de ancoragem. Especificamente para o ensaio de qualificação, tem-se as seguintes leituras do boletim de ensaio.

Tabela 5. Ensaio de qualificação

| ESTÁGIO | CARGA (kN) | DESLOCAMENTO (mm) |
|---------|------------|-------------------|
| 0,1     | 44,1       | 0,0               |
| 0,4     | 176,4      | 4,0               |
| 0,75    | 330,8      | 8,0               |
| 1,0     | 441        | 13,0              |
| 1,25    | 551,3      | 17,0              |
| 1,5     | 661,5      | 24,0              |
| 1,75    | 771,8      | 32,0              |

A curva linear para a determinação do  $F_R$  é apresentada na Figura 3(a), onde observam-se os valores de  $R^2 = 0,999$ ,  $a = 0,052$  e  $F_R=940$  kN. A curva de extrapolação de Van der Veen com a seguinte equação  $F = 940 * (1 - e^{-0,052*d})$ , é apresentada na Figura 3(b).

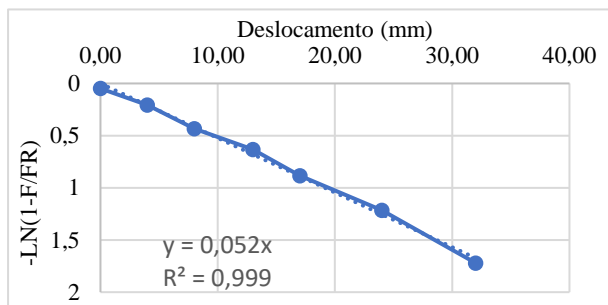


Figura 3(a). Determinação da carga de ruptura ( $F_R$ )

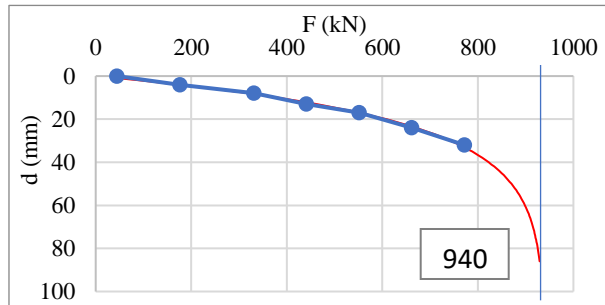


Figura 3(b). Curva de extrapolação de Van der Veen

Com uma carga de ruptura de 940 kN, pode-se averiguar a confiabilidade da extrapolação do ensaio por meio da classificação de Aoki (2013, apud Porto 2015):

$$NV = 100 * \left( \frac{940}{771,8} - 1 \right) = 21,79\% \rightarrow \text{CONFIÁVEL}$$

Assim, dada a carga  $F_R$ , o diâmetro da perfuração e o comprimento do bulbo, tem-se a nova resistência ao cisalhamento e o comprimento do trecho ancorado:

$$q_s = \frac{940}{\pi * 0,138 * 9} = 240,91 \text{ kN}/\text{m}^2 \rightarrow L_B = \frac{450}{\pi * 0,138 * 240,91} = 4,31 \text{ m}$$

A Figura 4 apresenta a distribuição dos comprimentos obtidos por meio da nova resistência ao cisalhamento ( $q_s$ ) para ambos os tipos de tirantes, seguindo os mesmos procedimentos e considerações do ensaio de qualificação apresentado.

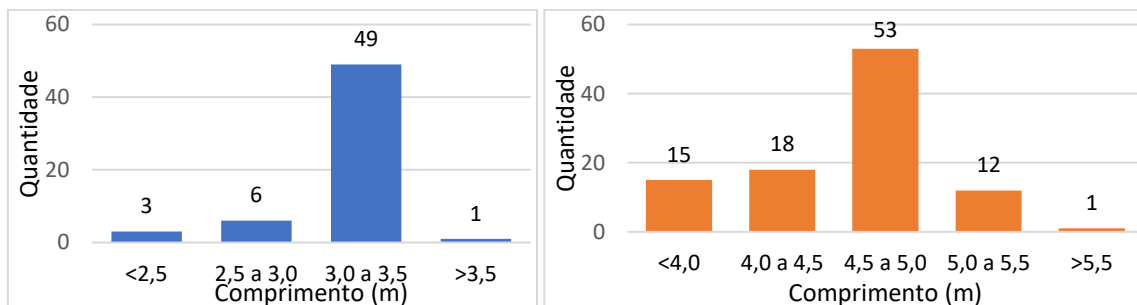


Figura 4. Distribuição dos comprimentos dos trechos ancorados em solo residual (a) e rocha alterada (b)

Dentre os tirantes projetados para o solo residual, os ensaios definiram comprimento no intervalo de 3,54 e 5,52 metros e, para os tirantes para rocha fraturada, foram calculados entre 2,40 e 3,50 metros de extensão. Assim, considerando o maior comprimento obtido para ambos os tirantes, resulta-se em fatores de segurança mínimo de 1,71 e de 1,63 para os comprimentos dos bulbos em relação aos resultados obtidos pelo Método de Bustamante. Pelo Método de Costa Nunes, os fatores de segurança diminuem para 1,45 e 1,14.

## 6. OBRA DE MOGI DAS CRUZES

A segunda obra se situa na cidade de Mogi das Cruzes, onde a contenção foi concebida com tirantes provisórios, executados em parede diafragma de 70 centímetros de espessura para a implantação de uma vala a céu aberto. A Tabela 6 apresenta os parâmetros geotécnicos do solo presente na obra.

Tabela 6. Parâmetros de resistência da Obra de Mogi das Cruzes

| Material   | Peso Específico - $\gamma$ [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ] | Coesão - $c$ [ $\text{kPa}$ ] | Ângulo de atrito - $\varphi$ [ $^\circ$ ] |
|------------|---|-------------------------------|---|
| Solo 1     | 19,6  | 5,0                           | 28,0                                      |
| Solo 2 e 3 | 20,0  | 3,0                           | 29,0                                      |

Para a contenção da escavação, a determinação das cargas foi feita por meio do equilíbrio dos esforços atuantes no paramento, resultando em 41 tf e 61 tf, com 15° de inclinação vertical e formado por cordoalhas de aço. O pré-dimensionamento dos comprimentos dos bulbos por meio da equação de Bustamante é apresentado a seguir. Foi considerado um diâmetro de perfuração de 10 cm e foram utilizadas as informações da Tabela 1 para o cálculo do diâmetro majorado.

$$D_{S,1} = \alpha * D_d = 1,5 * 0,1 = 0,15 \text{ m}; D_{S,2 \text{ e } 3} = \alpha * D_d = 2,0 * 0,1 = 0,20 \text{ m}$$

A resistência ao cisalhamento foi determinada por meio dos gráficos da Figura 1 e, por critérios de projeto, também foi considerado um fator de segurança de 2,0.

$$\text{Método de Bustamante} \begin{cases} L_{B,1} = \frac{T}{\pi * D_S * q_{S,1}} * F.S. = \frac{410}{\pi * 0,15 * 200} * 2,0 = 8,7 \cong 10,0 \text{ m} \\ L_{B,2} = \frac{T}{\pi * D_S * q_{S,2}} * F.S. = \frac{610}{\pi * 0,20 * 225} * 2,0 = 8,6 \cong 10,0 \text{ m} \\ L_{B,3} = \frac{T}{\pi * D_S * q_{S,3}} * F.S. = \frac{410}{\pi * 0,20 * 225} * 2,0 = 5,8 \cong 8,0 \text{ m} \end{cases}$$

Com relação ao Método de Costa Nunes e o cálculo da resistência ao cisalhamento, as profundidades dos centros das ancoragens são de 11,5 m para o bulbo  $L_{B,1}$ , 12,6 para o bulbo  $L_{B,2}$  e 12,10 para o bulbo  $L_{B,3}$ . Acerca dos valores de  $\Delta p$ , parcela de aumento de pressão normal, para os três tipos de tirantes, foi estabelecido o valor de 4,0 kN/m<sup>2</sup>.

$$q_{s,1} = c + (\gamma * h * n_h + \Delta p) * tg\varphi = 5,0 + (19,6 * 11,5 * 1 + 4,0) * tg28,0^\circ = 126,97 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{s,2} = c + (\gamma * h * n_h + \Delta p) * tg\varphi = 3,0 + (20,0 * 12,6 * 1 + 4,0) * tg29,0^\circ = 144,90 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{s,3} = c + (\gamma * h * n_h + \Delta p) * tg\varphi = 3,0 + (20,0 * 12,1 * 1 + 4,0) * tg29,0^\circ = 139,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Método de Costa Nunes} \begin{cases} L_{B,1} = \frac{T}{\pi * D_S * q_{S,1}} * F.S. = \frac{410}{\pi * 0,15 * 126,97} * 2,0 = 13,70 \cong 14,0 \text{ m} \\ L_{B,2} = \frac{T}{\pi * D_S * q_{S,2}} * F.S. = \frac{610}{\pi * 0,20 * 144,90} * 2,0 = 13,40 \cong 14,0 \text{ m} \\ L_{B,3} = \frac{T}{\pi * D_S * q_{S,3}} * F.S. = \frac{410}{\pi * 0,20 * 139,36} * 2,0 = 9,40 \cong 10,0 \text{ m} \end{cases}$$

## 6.1 RESULTADO DOS ENSAIOS

Ao todo, foram executados 327 tirantes e a tabela seguir apresenta as quantidades dos resultados das extrapolações para os três tipos de ancoragem. Analogamente à obra do Rio de Janeiro, as extrapolações classificadas como toleráveis e intoleráveis foram descartadas das análises devido a sua discrepância.

Tabela 7. Resumo dos resultados da extrapolação para a obra de Mogi das Cruzes

| CLASSIFICAÇÃO    | QUANTIDADE               |                          |                         |
|------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------|
|                  | $L_{B,1}$ - 41 tf e 10 m | $L_{B,2}$ - 61 tf e 10 m | $L_{B,3}$ - 41 tf e 8 m |
| INTOLERÁVEL      | 20                       | 12                       | 2                       |
| TOLERÁVEL        | 50                       | 12                       | 7                       |
| <b>ACEITÁVEL</b> | <b>98</b>                | <b>51</b>                | <b>45</b>               |
| <b>CONFIÁVEL</b> | <b>7</b>                 | <b>4</b>                 | <b>19</b>               |
| TOTAL            | 175                      | 79                       | 73                      |

Do total, 224 extrapolações foram qualificadas dentro dos valores admitidos e serão feitas a análise do comprimento de bulbo. Para todos os tirantes, o diâmetro majorado de perfuração durante o processo de injeção foi de 5 polegadas, ou 12,7 cm. A Figura 5 apresenta a distribuição dos comprimentos calculados pela nova resistência ao cisalhamento ( $q_s$ ).

Para os tirantes de carga 41 tf e 10 m de comprimento, observam-se comprimentos variando entre 1,85 e 7,47 m. Os tirantes de 61 tf têm uma variação de 4,42 e 7,21 m. Por último, para os tirantes de 41 tf e 8 m, há um intervalo de 3,53 e 5,72 m. Assim, os fatores de segurança mínimo, com relação ao Método de Bustamante, são 1,34, 1,39 e 1,40 respectivamente. Para o Método de Costa Nunes, os fatores de segurança subiram para 1,87, 1,94 e 1,75.

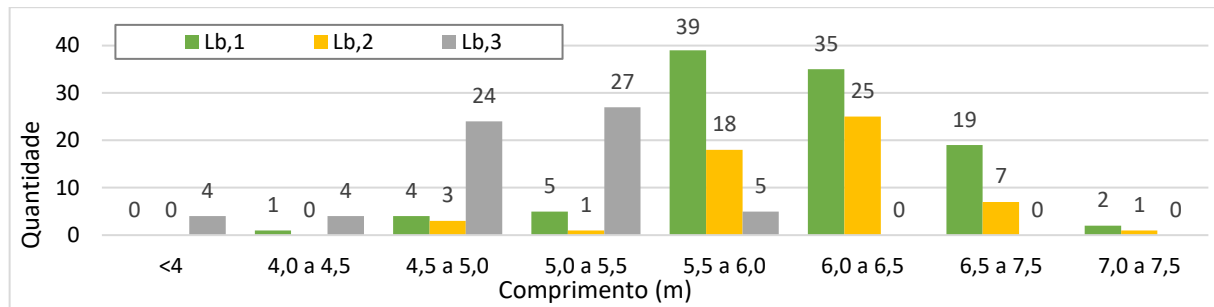


Figura 5. Comprimentos dos trechos ancorados para os três tipos de tirantes

## 7. CONCLUSÃO

Baseado nos resultados obtidos para ambas as contenções em cortina atirantada, pode-se obter algumas conclusões. O pré-dimensionamento dos bulbos dos tirantes se apresentou a favor da segurança em todos os casos analisados, pois as margens de segurança obtidas entre o comprimento executado com o comprimento calculado foram altas, acima de 1,50 para os tirantes permanentes e 1,30 para os tirantes provisórios. Foram obtidas grandes variações com relação aos deslocamentos dos ensaios e, conseqüentemente, as extrapolações calculadas chegaram em diversos resultados, abrangendo os quatro níveis de confiabilidade propostos por Porto (2015). Com isso, observa-se grande importância na realização de estudos geológicos e geotécnicos que antecedam o projeto e a execução das soluções geotécnicas, podendo aumentar a precisão e a acurácia dos cálculos e dos resultados.

Embora o número de tirantes seja elevado, constatou-se o grande número de extrapolações classificadas como toleráveis e intoleráveis, chegando a quase 50% dos tirantes em alguns dos casos. Como as extrapolações decorrem de leituras milimétricas e podem ocorrer falhas durante a execução do ensaio, é possível concluir que o método de Van Der Veen (1953) seja muito sensível às variações dos deslocamentos. Entretanto, em sua totalidade, o método se apresentou útil ao que se propõe, isto é, uma estimativa da carga de ruptura dos tirantes por meio de ensaios de recebimento realizados após a execução dos mesmos.

Acerca do método de Bustamante (1985), usado tanto em pré-dimensionamento por meio de correlações quanto no dimensionamento, como foi abordado o artigo, ele se mostrou objetivo e seguro, aspectos que, na geotecnia, são de extrema importância. Ademais, pode-se concluir as experiências prévias da projetista e da executora têm grande valor na implantação das soluções, pois ainda existe a necessidade de lidar com o método em meio a vários outros propostos por outros autores.

Em suma, as comparações realizadas entre os comprimentos executados e obtidos por meio das extrapolações demonstram segurança na implantação e execução das contenções nas obras apresentadas.

## 8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682 – Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2018). NBR 5629 – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e execução.
- Hachich, W.C.; Falconi, F.F.; Saes, J.L.; Frota, R.Q.; Carvalho, C.S.; Niyama, S. (1996). *Fundações: Teoria e Prática*, p. 537 – 578.
- Aoki, N., Cintra, J.C., Tsuha, C., Giacheti, H. (2013). *Fundações, ensaios estáticos e dinâmicos*.
- Carvalho, A.L., Porto, T.B., Gomes R.C. (2016). *Ancoragens em Solo: Estudo de Caso, Proposta e Comparação entre Métodos Semi-Empíricos e Extrapolação de Van Der Veen*. XVIII Congresso Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- Porto, T.B. (2015). *Comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle*. Tese (Doutorado em Geotecnia). Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto.
- Van der Veen, C. (1953). The bearing capacity of a pile. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings vol 2, p. 84-90.