

ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DO BULBO ANCORADO DE TIRANTES ATRAVÉS DA ANÁLISE DE ENSAIOS DE RECEBIMENTO

Anchor bond length design through the analysis of acceptance tests

Marcus Vinícius Lima Dias^a, Romero César Gomes^a, Thiago Bomjardim Porto^a

^a Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto – MG, Brasil.

RESUMO – A técnica de estruturas de contenção com ancoragens reinjetáveis e protendidas é muito utilizada no Brasil, mas há ainda muito o que se estudar sobre a determinação da carga de ruptura geotécnica e o dimensionamento do bulbo ancorado. Para o desenvolvimento deste trabalho utilizou-se um banco de dados de 40 tirantes executados em uma cortina atirantada do município de João Monlevade. Através da análise dos ensaios de recebimento, aplicou-se a extrapolação matemática de Van der Veen (1953), obtendo-se estimativas das cargas de ruptura para cada um dos tirantes executados na obra. Com esses valores de capacidade de carga e considerando o critério de exclusão de Aoki (2013) para cada uma das ancoragens, calculou-se, baseado na metodologia de Porto (2015), os comprimentos ancorados dos tirantes considerados “confiáveis”. Comparando os mesmos com o comprimento ancorado de projeto, os resultados encontrados se mostraram satisfatórios, já que os comprimentos ancorados provenientes da extrapolação foram menores que o comprimento ancorado de projeto, obtendo assim, relativamente, um dimensionamento mais econômico. Além disso, esse trabalho propôs um valor de “coeficiente de ancoragem” para o solo do tipo silte argilo arenoso, característico do local de construção da cortina atirantada, mostrando a relevância desse parâmetro na determinação de estimativas da capacidade de carga de ancoragens neste tipo de solo.

ABSTRACT – The technique in re-injectable and pre-stressed anchors is widely used with retaining structures in Brazil, but there is still much to be studied about the determination of the load capacity and anchor bond length design. For the development of this study it was considered a database of the 40 anchors used in an anchored wall located in João Monlevade. Through the acceptance tests analysis the Van der Veen (1953) extrapolation was applied, thus obtaining estimations of the load capacity to of all the anchors performed in the anchored wall. Considering the restriction proposed by Aoki (2013), the reliable anchored lengths of each the anchors was estimated through the load capacity equation proposed by Porto (2015) and compared with the design anchored lengths. The results were satisfactory, since the anchored lengths estimated from extrapolation were smaller than the design anchored length, thus obtaining relatively a more economical design. In addition, this study proposed a value for the “anchor coefficient” of the sandy clayey silt soil found at the construction site of the anchored wall, showing the relevance of this parameter for the estimation of the load capacity of anchors in the type of soil.

Palavras Chave – Comprimento ancorado, extrapolação de Van der Veen, capacidade de carga, coeficiente de ancoragem.

Keywords – Bond length, Van der Veen extrapolation, load capacity, anchor coefficient.

E-mails: marcus.dias@aluno.ufop.edu.br (M. Dias), romero@ufop.edu.br (R. Gomes), thiago.porto@cefetmg.br (T. Porto)

1 – INTRODUÇÃO

O aumento da ocupação urbana nas cidades evidencia para uma maior busca do aproveitamento do solo, com a necessidade da aplicação direta da Engenharia Geotécnica em várias obras, como na execução de estruturas de contenção. Dentre esses tipos de estruturas, têm-se as cortinas atirantadas, uma solução tecnicamente viável quando se busca pequenos deslocamentos em situações de elevadas solicitações atuantes nos maciços.

Toda a eficiência deste tipo de contenção está intimamente ligada a novos estudos, novas abordagens e inovações tecnológicas que possibilitam melhorias nas condições de dimensionamento, controle e execução dessas obras.

A técnica de estabilização por ancoragens reinjetáveis e protendidas baseia-se em três etapas fundamentais: projeto, execução e controle tecnológico. Para a concepção de projeto são analisados fatores de segurança global e interna dos maciços, tanto em estruturas provisórias como em estruturas permanentes. Esses fatores garantem a segurança das obras diante de incertezas, principalmente em relação aos parâmetros de resistência dos solos e a metodologia de cálculo utilizada (Mendes, 2010). O dimensionamento dessas estruturas é realizado em função das características dos tirantes, dos parâmetros geotécnicos, das solicitações impostas ao solo e do método executivo adotado.

A execução de cortinas atirantadas consiste, de acordo com a concepção de projeto, na inserção dos tirantes no solo e posterior protensão dos mesmos. O atirantamento é feito à medida que é realizada a escavação, por meio de ancoragens, construídas em furos, compostas por um elemento estrutural resistente a esforços de tração (tirante) na zona do comprimento livre, e um bulbo de ancoragem que pode ser construído através de um tubo com válvulas de injeção de nata de cimento (More, 2003).

No que tange ao controle dessa estrutura de contenção, sabe-se que a sua estabilidade é estudada no estado limite último (ELU). Com isso, o parâmetro mais importante e que governa a transferência de carga entre o bulbo de ancoragem e o solo, durante e após a construção da contenção, é, segundo Souza (2001), a capacidade de carga específica (t_u), que dividida pelo perímetro médio do bulbo, resulta na resistência ao cisalhamento (q_s) da interface entre o bulbo e o solo envolvente. Existem várias formulações teóricas e empíricas que estimam, isto é, quantificam de forma aproximada os parâmetros t_u e q_s . No entanto, esses parâmetros só podem ser confirmados e obtidos de forma mais precisa, através dos ensaios de recebimento (desempenho) e qualificação (comportamento), segundo a NBR 5629:2018 (ABNT, 2018).

A estimativa de valores da capacidade de carga das ancoragens é obtida da análise dos dados registrados nos boletins de ensaio durante o controle tecnológico dos mesmos, através de formulações teóricas e extrapolações matemáticas. As informações coletadas no ensaio de recebimento determinam a relação gráfica entre carga e deslocamento, resultando em estimativas de cargas de ruptura que são extrapoladas matematicamente da base de dados existente.

O presente artigo busca, através de uma extrapolação matemática aplicada a um banco de dados de ensaios de recebimento, otimizar o dimensionamento de uma cortina atirantada com novos valores de comprimento do trecho ancorado dos tirantes instalados. Além disso, objetiva-se calibrar e avaliar, através da extrapolação matemática, novos valores do “coeficiente de ancoragem” (k) para o solo da região de estudo.

2 – ENSAIOS E PROTENSÃO NAS ANCORAGENS

Os ensaios realizados em uma cortina atirantada são executados para a verificação do desempenho de um determinado tirante, seguindo procedimentos predefinidos na Norma NBR 5629:2018. Esta Norma classifica esses ensaios em: qualificação (comportamento) e recebimento (desempenho).

2.1 – Ensaio de qualificação (comportamento)

A NBR 5629:2018 preconiza que o ensaio de qualificação (comportamento) é aplicado para a investigação ou adequação de um determinado tirante em um determinado terreno. Ainda segundo a NBR 5629:2018, esse ensaio deverá ser executado em pelo menos 1% da quantidade, arredondada para cima, dos tirantes permanentes e em um dos primeiros tirantes da obra.

Este ensaio considera 6 ciclos de carregamento e descarregamento entre a carga inicial (F_0) e respectivamente $0,4 F_t$; $0,75 F_t$; $1,0 F_t$; $1,25 F_t$; $1,5 F_t$ e $1,75 F_t$ onde F_t é carga de trabalho.

2.2 – Ensaio de qualificação (comportamento), com medição de fluência

O ensaio de qualificação (comportamento), com medição de fluência é aplicado, segundo a NBR 5629:2018, para a avaliação da perda de carga do tirante ao longo do tempo.

A medição da fluência deve ser executada juntamente com o ensaio de qualificação em um procedimento único. Mede-se os deslocamentos da cabeça do tirante sob carga constante com dois extensômetros, instalados diametralmente opostos em relação ao eixo do tirante.

Os deslocamentos são medidos nos seguintes tempos, em cada estágio: 10 min, 20 min, 30 min, 40 min, 50 min e 60 min. A partir dos 60 min, as medições podem ser consideradas concluídas até que o deslocamento nos últimos 30 min seja inferior a 5% do deslocamento total do ensaio; caso contrário, devem ser feitas medições a cada 30 min.

Além do exposto acima, a norma preconiza que as cargas do ensaio devem ser mantidas estáveis, já que a qualidade do mesmo e sua interpretação são diretamente dependentes da estabilização da carga em cada estágio.

Este ensaio considera os mesmos 6 ciclos de carregamento e descarregamento mencionados no tópico 2.1, com 5 patamares de fluência a partir de $0,75 F_t$.

2.3 – Ensaio de recebimento (desempenho)

O ensaio de recebimento (desempenho) tem a função de avaliar a capacidade de carga e o comportamento de cada ancoragem executada, devendo ser realizado obrigatoriamente em todos os tirantes da obra.

O Quadro 1 mostra os estágios de carga para ensaios de recebimento (desempenho), onde efetuam-se medições de deslocamento, nas carga e na descarga.

Quadro 1 – Cargas para leituras do ensaio de recebimento (adaptado de ABNT, 2018).

Estágios de carga		F_0	$0,3F_t$	$0,6F_t$	$0,8 F_t$	$1,0 F_t$	$1,2 F_t$	$1,4 F_t$	$1,5 F_t$	$1,6 F_t$	$1,75 F_t$
Pelo menos 10% dos tirantes	Permanente (tipo A)										
	Provisório (tipo C)										
Demais tirantes	Permanente (tipo B)										
	Provisório (tipo D)										

 Cargas para leitura;

F_t = carga de trabalho prevista;

F_0 = carga inicial.

Para o caso dos tirantes permanentes, que é o objeto de estudo deste trabalho, tem-se que a interpretação do ensaio de recebimento consiste na avaliação por meio de gráficos (Figuras 1 e 2) da estabilização da cabeça do tirante e atrito ao longo do trecho livre. A aceitação do tirante segundo a NBR 5629:2018, deve ser aceita quando: a) os deslocamentos da cabeça se estabilizarem com a aplicação da carga máxima de ensaio prevista; e b) o deslocamento máximo da cabeça se situar entre as linhas “a” e “b” dos gráficos de deslocamento elástico e permanente. A linha limite “a” corresponde à situação de um maior comprimento livre (comprimento ancorado cerca de 50% do comprimento ancorado de projeto). A linha “b” corresponde a um comprimento livre menor do que o de projeto (comprimento ancorado cerca de 120% do comprimento ancorado de projeto, e linha “c” corresponde ao projeto.

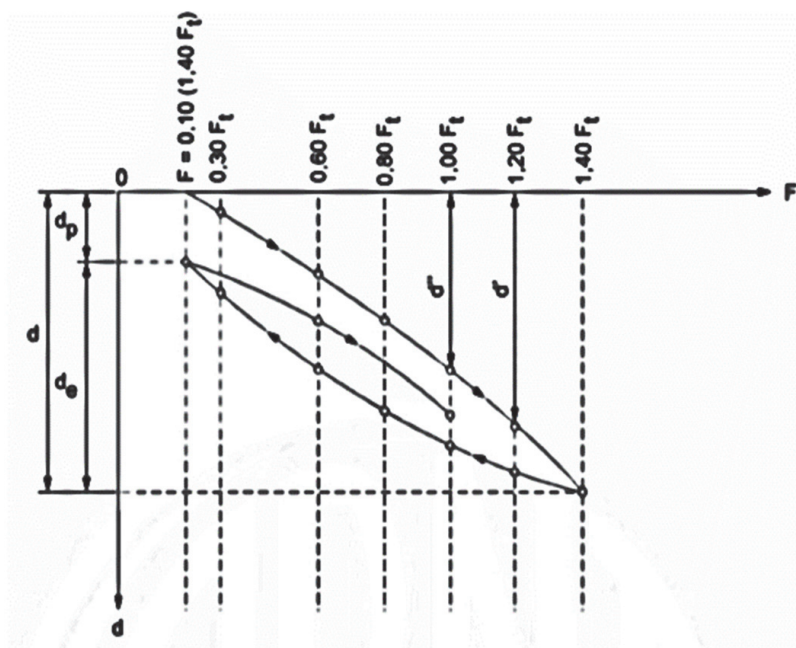


Fig. 1 – Ensaio de recebimento tipo A – Gráfico carga versus deslocamentos totais (ABNT, 2018).

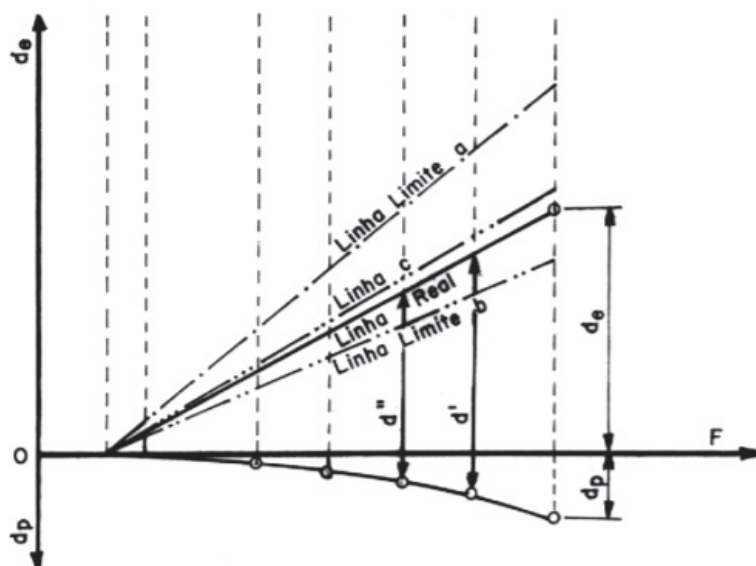


Fig. 2 – Ensaio de recebimento tipo A – deslocamentos elásticos e permanentes (ABNT, 2018).

3 – CAPACIDADE DE CARGA DE TIRANTES ATRAVÉS DE METODOLOGIA EMPÍRICA E EXTRAPOLAÇÃO MATEMÁTICA

Define-se como capacidade de carga de uma ancoragem o valor máximo da tensão tangencial mobilizada entre o trecho ancorado e o solo, na medida que o bulbo ancorado sofre um deslocamento significativo.

De acordo com Vasconcelos (2016), o mecanismo de transferência de carga entre o sistema armadura-bulbo-solo não é nada trivial, sendo dependente de algumas variáveis, como: tensão confinante no bulbo, características geológico-geotécnicas do solo circundante ao trecho ancorado e carregamento aplicado à ancoragem. Sendo assim, é possível afirmar que para se obter de forma razoável a estimativa da capacidade de carga de ancoragens em solo, é necessário ensaiá-las com as mesmas características da obra real, já que não é teoricamente possível incorporar nos métodos de cálculos existentes a influência de fatores determinantes na estimativa da capacidade de carga, como por exemplo, o processo de perfuração e a injeção da calda de cimento (More, 2003).

É de conhecimento de todos que a ruptura das ancoragens as vezes não é alcançada durante a realização dos ensaios, sendo necessário estimar a capacidade de carga por metodologias teóricas e empíricas ou ainda por extrapolações matemáticas do banco de dados dos ensaios. A seguir serão apresentados um método semi-empírico e uma extrapolação matemática para a estimativa da capacidade de carga em tirantes.

3.1 – Método semi-empírico de Porto (2015)

Porto (2015) propõe, através de um amplo programa experimental no qual foram analisados ensaios realizados em obras localizadas nos Estados de São Paulo e Minas Gerais, uma metodologia semi-empírica de cálculo para a estimativa da capacidade de carga em tirantes. O método proposto pelo autor baseou-se em um extenso banco de dados de ensaios de recebimento, qualificação e básico, a partir dos quais, utilizando-se a proposta de extrapolação matemática de Van der Veen (1953), chegou-se às formulações para a capacidade de carga geotécnica, o diâmetro médio do bulbo e a resistência ao cisalhamento na interface solo/bulbo, conforme as equações seguintes:

$$T_L = \pi \cdot D_S \cdot L_b \cdot q_s \quad (1)$$

$$D_S = \beta \cdot D_P \quad (2)$$

$$q_s = 10 k \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \quad (3)$$

onde T_L é a capacidade de carga do bulbo (kN), D_S é o diâmetro médio do bulbo (m), L_b é o comprimento do bulbo de ancoragem (m), q_s é a resistência ao cisalhamento (kN/m²), D_P é o diâmetro perfurado do furo (m), β é o coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção e k é o coeficiente de ancoragem de acordo com o tipo de solo (kN/m²).

Os valores do coeficiente de ancoragem (k) definido por Porto (2015) e do coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo de ancoragem devido à injeção (β), segundo Bustamante e Doix (1985) são mostrados no Quadro 2.

É importante mencionar que o coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo de ancoragem devido à injeção (β), foi calibrado para diversos tipos de solo e em duas técnicas de injeção (sem reinjeção ou injeção em estágio único (IEU) e com reinjeção ou injeção em estágio repetitivo (IER)). Segundo Bustamante e Doix (1985), para que (β) atinja o valor previsto no Quadro 2, o volume de nata de cimento injetada deve ser de, no mínimo, 1,5 vezes o volume perfurado. Com essa aferição realizada, é factível a aplicação da metodologia proposta por Porto (2015).

Em relação a resistência ao cisalhamento (q_s), a metodologia de Porto (2015) se baseia na formulação de capacidade de carga de estacas de Décourt e Quaresma (1978), sendo função do coeficiente de ancoragem (k) e N_{SPT} médio do bulbo, conforme mostrado na Equação 3

Quadro 2 – Parâmetros de dimensionamento (adaptado de Porto, 2015).

Tipo de solo	β	Valores de k (kN/m ²)	
		Valores com 80% de confiança	Valor mais provável
Argila siltosa	2,10	1,20 a 1,29	1,25
Argila arenosa	2,10	0,90 a 1,01	0,95
Silte argiloso	1,97	2,37 a 2,77	2,57
Silte*	2,11	2,04 a 2,28	2,16
Silte arenoso	2,25	1,70 a 1,78	1,74
Areia argilosa	2,20	2,57 a 2,77	2,67
Areia siltosa	2,20	2,10 a 2,37	2,24

*Resultados inferidos.

3.2 – Extrapolações Matemáticas

A maior parte das cortinas atirantadas não alcançam a ruptura das ancoragens nos ensaios de protensão, resultando no desconhecimento da capacidade de carga real dos tirantes das estruturas, como já mencionado anteriormente. Além disso, as metodologias de cálculo propostas para a obtenção do valor da capacidade de carga foram elaboradas em condições específicas de cada local, diferindo-se em relação às propriedades geotécnicas do solo circundante, metodologia executiva, tipo e dimensões de tirantes e número de injeções.

Diante de toda dificuldade de se estimar a carga de ruptura real de uma ancoragem, faz-se necessário em muitos casos, a aplicação de outros procedimentos, como as extrapolações matemáticas. Estas têm se mostrado boas alternativas para as estimativas da carga de ruptura dos tirantes, já que não se restringem ao tipo de solo característico da região em estudo.

A extrapolação matemática mais difundida no mundo para estacas e até mesmo tirantes é a extrapolação de Van der Veen (1953), que será objeto de estudo do próximo tópico.

O critério de ruptura proposto por este autor utiliza uma curva exponencial, ajustando os pontos da mesma a uma função matemática, analisando a capacidade de carga a deslocamentos, teoricamente, infinitos. A curva carga versus deslocamento pode ser expressa pela equação:

$$F = F_R (1 - e^{-ad}) \quad (4)$$

onde F é a carga aplicada no topo da ancoragem (kN), F_R é a carga última correspondente à assíntota vertical da curva (kN), e é a base dos logaritmos naturais, a é o coeficiente de forma da curva (mm^{-1}) e d é o deslocamento correspondente à carga F (mm).

Apesar de ser bastante prática, a extrapolação matemática de Van der Veen merece muita cautela e atenção na sua aplicação, caso o coeficiente de determinação (r^2) não seja suficiente próximo de 1, acima de 0,980, a extrapolação poderá não ter validade. Além disso, a interrupção prematura do ensaio pode ocasionar em curvas limitadas para uma correta interpretação.

De acordo com o explicitado acima, Aoki et al. (2013) sugere níveis de confiabilidade à extrapolação, relacionando a carga máxima do ensaio ($F_{m\acute{a}x}$) com o valor da carga extrapolada (F_R), que nessa metodologia, é a capacidade de carga da ancoragem. O Quadro 3 mostra a condição de extrapolação proposta pelo autor.

Quadro 3 – Validação da extrapolação de Van der Veen (1953) segundo Aoki et al. (2013) (adaptado de Vasconcelos, 2016).

$[(F_R/F_{\text{máx}})-1].100$	Extrapolação
$\leq 25\%$	Confiável
25% - 50%	Aceitável
50% - 75%	Tolerável
$\geq 75\%$	Intolerável

4 – MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento desse trabalho utilizou-se um banco de dados de 40 tirantes em uma obra de contenção do tipo cortina atirantada, localizada na cidade de João Monlevade em Minas Gerais.

4.1 – Descrição da estrutura em estudo

O talude estudado apresentava várias anomalias e criticidades em relação a sua estabilidade estrutural. O mesmo apresentava-se com uma cunha de ruptura considerável, estendendo-se para a via de acesso ao Bairro Areia Preta e provocando o abatimento de parte da via a montante. Por se tratar de uma região de grande ocupação urbana, optou-se, após alguns estudos geológico-geotécnicos, pela construção de uma contenção em cortina atirantada apoiada em estacas. A Figura 4 mostra o talude em mecanismo de ruptura progressiva.



Fig. 4 – Talude em mecanismo de ruptura progressiva.

4.2 – Caracterização geológica-geotécnica do local

O perfil geológico-geotécnico do subsolo local foi determinado segundo levantamento topográfico da seção transversal crítica resultante dos escorregamentos ocorridos. Para a caracterização do perfil da seção foi realizada uma campanha de ensaios de campo, com a execução de sondagens a percussão, com os resultados sendo mostrados na Figura 5.

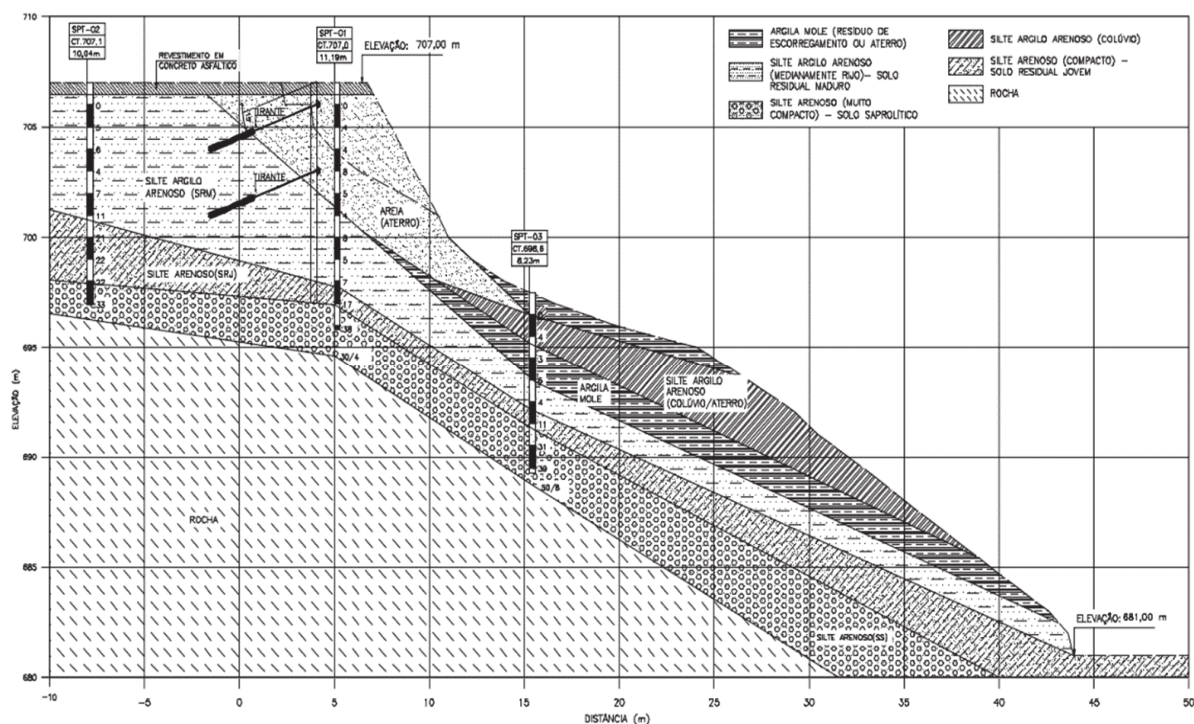


Fig. 5 – Perfil geológico-geotécnico da seção transversal crítica.

É importante ressaltar que o nível d'água não foi encontrado nas profundidades alcançadas pelos três furos de sondagem executados; SP-01, SP-02 e SP-03. A profundidade de paralisação das sondagens citadas anteriormente e que fazem parte do estudo deste trabalho foram, respectivamente, 11,19 m, 10,04 m e 8,23 m.

Os parâmetros de resistência das camadas de solo investigadas foram obtidos por meio de correlações com o número de golpes da sondagem a percussão (N_{SPT}), sendo estimados a partir de estudos existentes na literatura geotécnica, no caso do presente trabalho, por meio das correlações de Kishida (1967). O Quadro 4 mostra os valores dos parâmetros de resistência dos solos: coesão (c'), ângulo de atrito (ϕ') e peso específico (γ), assim como o número de golpes médio referente ao ensaio SPT (N_{SPT}) das camadas de solo presentes na seção crítica analisada.

De acordo com a locação das sondagens a percussão, determinou-se o número de golpes médio (N_{SPT}) no bulbo ancorado dos tirantes estudados, obtendo-se um solo caracterizado como silte argilo arenoso medianamente rijo, com um (N_{SPT}) igual a 8.

Quadro 4 – Parâmetros geotécnicos dos solos.

Tipo de solo	Peso específico (γ) (kN/m ³)	Ângulo de atrito (ϕ') (°)	Coesão (c') (kPa)	N_{SPT} médio
Areia (Aterro)	17	19	0	-
Argila mole (Colúvio)	17	27	15	4
Silte argilo arenoso (Colúvio)	17	24	8	4
Silte argilo arenoso (solo residual maduro)	18	27	17	8
Silte arenoso (solo residual jovem)	18	35	30	23
Silte arenoso (alteração de rocha)	18	39	55	37

4.3 – Projeto Executivo

A solução adotada no projeto executivo para a contenção do talude analisado foi uma cortina em estacas escavadas de 60 cm de diâmetro de perfuração, sendo estas, ancoradas em uma viga de coroamento na crista do talude. O atirantamento, como mostrado na Figura 6, foi realizado entre as cortinas escavadas, totalizando 40 tirantes distribuídos em duas linhas de ancoragens ao longo de toda a estrutura, a primeira linha contou com um total de 27 tirantes e a segunda linha com um total de 13 tirantes. A Figura 7 mostra o detalhamento da seção transversal contendo as duas linhas atirantadas.



Figura 6 - Execução do atirantamento da estrutura.

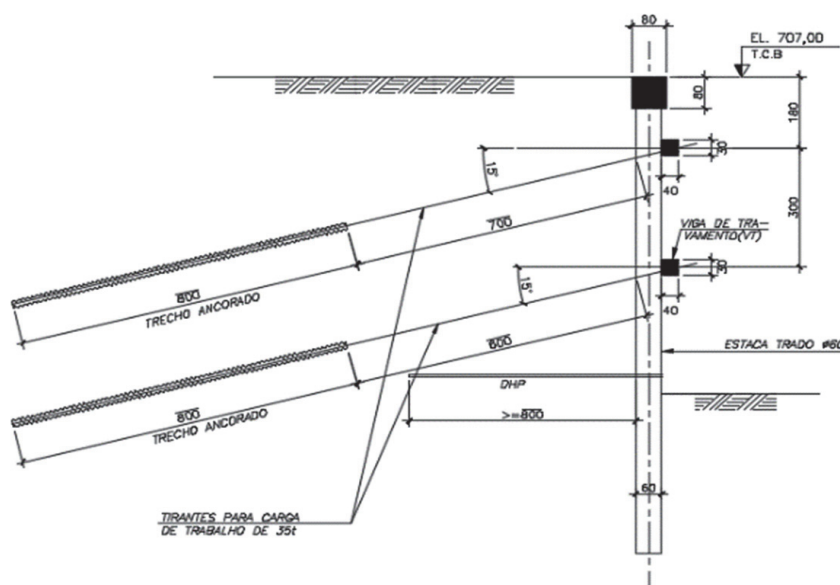


Figura 7 - Seção da estrutura contendo as duas linhas atirantadas.

4.4 – Realização dos ensaios

Os ensaios de recebimento realizados nesse trabalho seguiram o que preconiza a norma NBR 5629:2006 (ABNT, 2006), sendo um total de 40 tirantes ensaiados, 4 tirantes ensaiados do Tipo A e 36 tirantes ensaiados do Tipo B. Para os tirantes do Tipo A, a carga máxima do ensaio foi de 1,75 (F_t) e para os tirantes do Tipo B, essa carga foi de 1,4 (F_t). No Quadro 5 têm-se as cargas aplicadas no ensaio de recebimento da estrutura.

Quadro 5 – Cargas aplicadas no ensaio de recebimento.

Tipo do ensaio e quantidade	Carga de trabalho (kN)	Carga máxima do ensaio (kN)	Carga de incorporação (kN)
A (4)	350	612,5	300
B (36)	350	490	300

4.5 – Capacidade de carga das ancoragens

Para o cálculo da capacidade de carga dos tirantes foi utilizado a extrapolação matemática de Van der Veen (1953), considerando o banco de dados dos ensaios de recebimento realizados. Com os valores da carga aplicada na protensão e seu respectivo deslocamento medido na cabeça dos tirantes, traçou-se a curvas de carga versus deslocamento ajustada com a assíntota vertical, que representa a estimativa da capacidade de carga geotécnica para cada ancoragem deste estudo. As Figuras 8 a 11 representam as curvas obtidas para os ensaios considerados confiáveis segundo o critério de exclusão de Aoki et al. (2013), que sugere níveis de confiabilidade para as extrapolações realizadas em cada tirante, tem-se também nestas figuras, as tabelas de carga versus deslocamento que gerou cada uma das extrapolações referidas. Adotando o critério deste autor e considerando ainda o coeficiente de determinação (r^2) suficientemente próximo de 1, tem-se que dos 40 tirantes executados, 22 são aceitáveis e 6 são confiáveis, obtendo um banco de dados de 28 tirantes, conforme dispostos em faixa de valores de carga extrapolada e mostrados no Quadro 6.

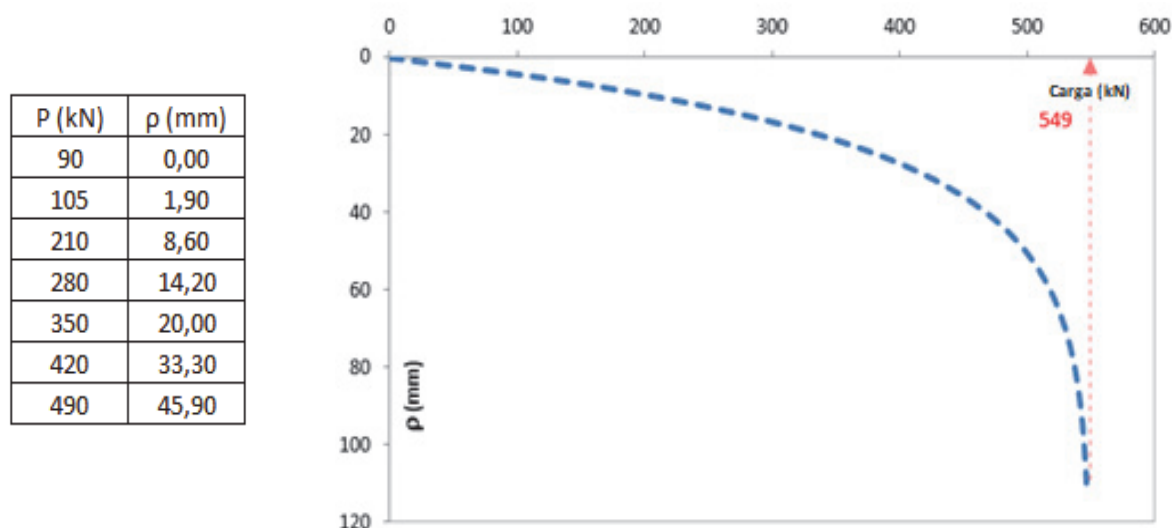


Fig. 8 – Extrapolação da curva carga versus deslocamento do Tirante T18.

P (kN)	ρ (mm)
90	0,00
105	1,40
210	5,40
280	15,40
350	23,60
420	28,30
490	34,90
560	45,40
613	54,60

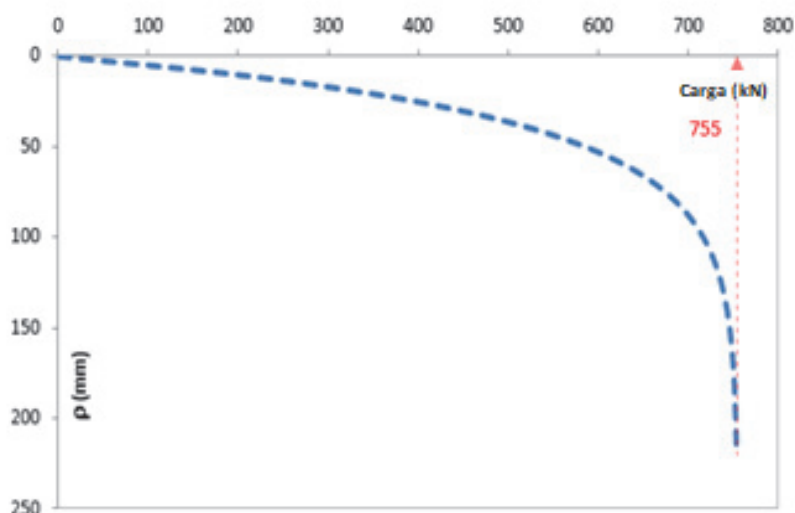


Fig. 9 – Extrapolação da curva carga versus deslocamento do Tirante T22.

P (kN)	ρ (mm)
90	0
105	1,7
210	8,4
280	15,2
350	22,9
420	31,9
490	40,4

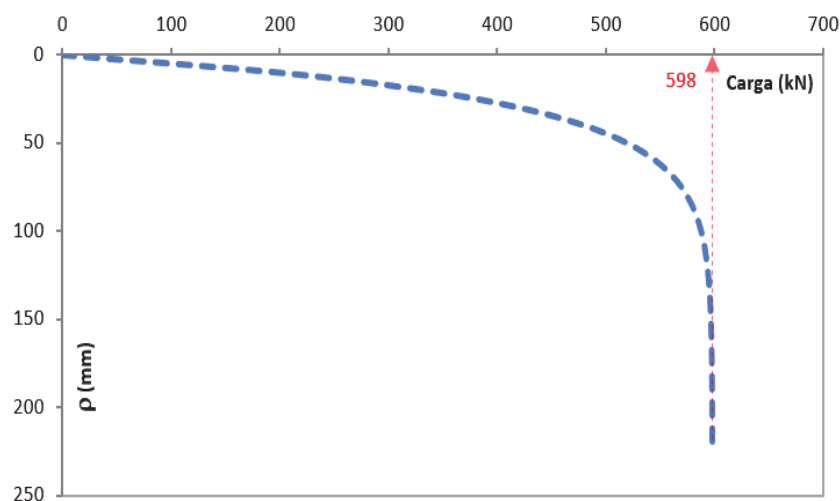


Fig. 10 – Extrapolação da curva carga versus deslocamento dos Tirantes T23 e T34.

P (kN)	ρ (mm)
90	0,00
105	0,90
210	7,10
280	12,60
350	18,90
420	25,20
490	32,17

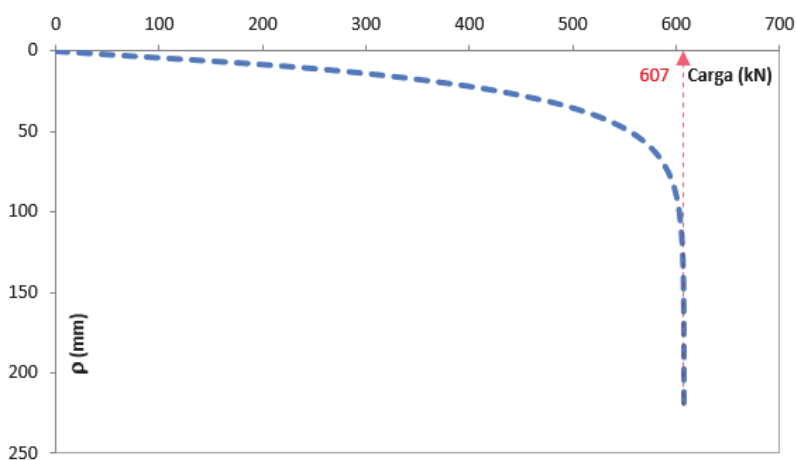


Fig. 11 – Extrapolação da curva carga versus deslocamento do Tirante T36.

P (kN)	ρ (mm)
90	0,00
105	0,90
210	5,60
280	11,00
350	16,40
420	22,00
490	28,30

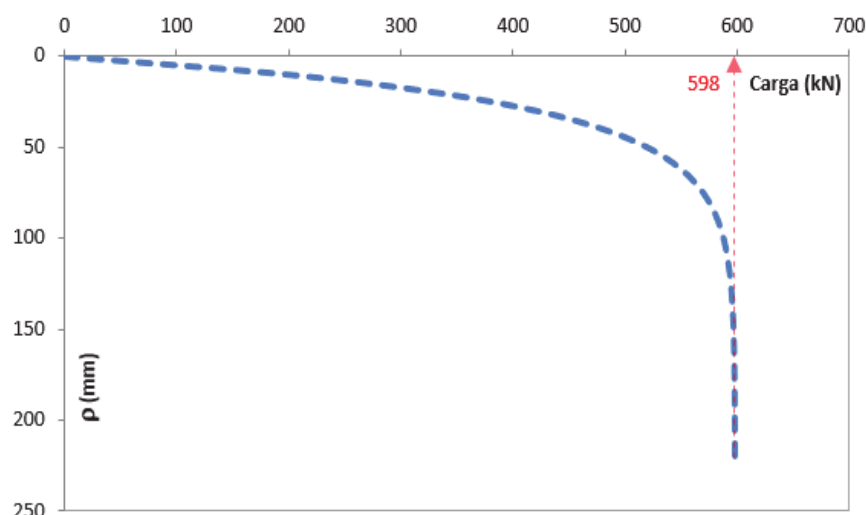


Fig. 12 – Extrapolação da curva carga versus deslocamento do Tirante T38.

Quadro 6 – Capacidade de carga e condição de extrapolação dos tirantes deste estudo de caso.

Tirantes	Faixa de valores de FR (carga extrapolada)	F _{máx} (carga máxima do ensaio)	Condição de Extrapolação	Tipo do ensaio	r ² médio (coeficiente de determinação)
18	500-550	490	CONFIÁVEIS	TIPO B	0,991
36	550-600	490	CONFIÁVEIS	TIPO B	0,988
38	550-600	490	CONFIÁVEIS	TIPO B	0,987
12, 16, 23, 34	600-650	490	CONFIÁVEIS E ACEITÁVEIS	TIPO B	0,987
20, 21, 24, 25, 27, 32, 37, 39	650-700	490	ACEITÁVEIS	TIPO B	0,986
2, 5, 6, 7, 15, 19, 26, 28, 30, 31, 33, 35, 40	700-750	490	ACEITÁVEIS	TIPO B	0,987
1, 4, 8, 10, 13, 22, 29	750-800	490	TOLERÁVEIS	TIPO B	0,987
22	750-800	613	CONFIÁVEL	TIPO A	0,987
3,9	800-850	490	TOLERÁVEIS	TIPO B	0,988
11,17	950-1000	613	TOLERÁVEIS	TIPO A	0,992
14	1000-1050	613	TOLERÁVEIS	TIPO A	0,991

4.6 – Otimização do projeto de ancoragens

Através do banco de dados do ensaio de recebimento realizado para cada tirante e aplicando a extrapolação de Van der Veen para a estimativa da capacidade de carga, buscou-se otimizar o comprimento ancorado de cada um dos 28 tirantes desse estudo, de maneira a tentar obter uma estrutura mais economicamente viável, com uma possível redução do comprimento do bulbo ancorado. A seguir, será mostrado de forma simplificada, as etapas realizadas para a otimização do projeto de ancoragens:

- avaliação dos ensaios de recebimento;
- cálculo da capacidade de carga;
- aplicação do critério de exclusão de Aoki (2013);
- determinação do comprimento ancorado dos tirantes;
- comparação entre o comprimento obtido e o de projeto que foi executado na obra.

5 – RESULTADOS OBTIDOS

As ancoragens ensaiadas no campo e analisadas posteriormente não sofreram um carregamento até a sua ruptura, fazendo-se necessário a aplicação de uma extrapolação matemática para atingir essa suposta ruptura física teórica, obtendo assim, a estimativa da carga de ruptura geotécnica correspondente. A extrapolação matemática aplicada foi a de Van der Veen (1953), que corresponde a um ajuste matemático de uma função exponencial dos dados experimentais, neste caso, dos resultados dos ensaios de recebimento. Para a avaliação qualitativa dos resultados encontrados pela extrapolação, empregou-se a proposta de Aoki et al. (2013), classificando os tirantes analisados, segundo o critério desse autor, em aceitáveis, confiáveis e toleráveis, conforme Quadro 6.

Para o presente trabalho, fez-se um estudo acerca da otimização dessas estruturas, utilizando os resultados gráficos das extrapolações matemáticas, obtendo-se estimativa dos valores de comprimento ancorado para cada tirante ensaiado e comparando-os com os comprimentos de projeto que foram executados na obra.

5.1 – Cálculo do comprimento ancorado

Com o resultado da capacidade de carga extrapolada, utilizou-se a metodologia proposta por Porto (2015) para a obtenção dos valores de resistência ao cisalhamento e consequentemente do comprimento do trecho ancorado.

Os valores de comprimento do trecho ancorado obtidos dos 28 tirantes analisados, sendo 22 considerados aceitáveis e 6 considerados confiáveis, segundo critério de Aoki et al. (2013), foram dispostos no Quadro 7. É importante salientar que os 12 ensaios classificados em toleráveis não foram considerados na estimativa do novo comprimento ancorado proposto neste estudo, haja visto que o nível de confiabilidade das cargas de rupturas obtidas foi substancialmente menor para estes últimos, não fazendo assim, parte dessa “otimização” de comprimento ancorado.

Quadro 7 – Comprimentos ancorados dos tirantes ensaiados e classificados como confiáveis e aceitáveis.

Tirantes	Comprimento ancorado (m)
T22 (Tipo A)	6,5
T6, T19, T28, T31, T40	5,3
T7, T15, T30	5,4
T2, T35	5,5
T26, T32, T33, T37	5,6
T24	5,8
T27, T39	5,9
T20, T25	6,0
T12	6,1
T16	6,3
T23, T34	6,5
T36, T38	6,6
T18	7,1
T21	5,7

5.2 - Coeficiente de ancoragem obtido para o solo característico local

Como já mostrado na seção 4.2, de acordo com a sondagem a percussão realizada nas regiões de inserção dos bulbos ancorados, obteve-se um solo caracterizado como silte argilo arenoso de consistência medianamente rija, com um valor médio (N_{SPT}) igual a 8.

O coeficiente de ancoragem (k) proposto por Porto (2015) em sua metodologia de cálculo da capacidade de carga de tirantes leva em consideração o tipo de solo encontrado no trecho médio do bulbo ancorado, tendo os valores do Quadro 2 como referência.

Os valores do coeficiente de ancoragem para os tirantes considerados confiáveis, segundo critério de Aoki et al. (2013), foram dispostos no Quadro 8, bem como o valor do coeficiente de ancoragem médio, resultando no valor proposto por esse trabalho para o coeficiente de ancoragem do solo silte argilo arenoso.

Quadro 8 – Coeficiente de ancoragem proposto para o solo silte argilo arenoso.

Tirantes	Coeficiente de ancoragem (k) (kN/m ²)	Coeficiente de ancoragem proposto para silte argilo arenoso (k) (kN/m ²)
T22	3,19	2,62
T23, T34	2,57	
T36, T38	2,53	
T18	2,33	

A análise estatística realizada para os 6 tirantes considerados confiáveis segundo Aoki et al. (2013) resulta em um coeficiente de ancoragem médio proposto da ordem de 2,62, com um desvio padrão de 0,27 e um desvio médio da ordem de 0,19. O coeficiente de variabilidade obtido foi da ordem de 10%, sendo este valor considerado baixo segundo Phoon e Kulhawy (2008), o que sugere uma homogeneidade nos valores do coeficiente de ancoragem dos tirantes, evidenciando resultados razoáveis.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através da aplicação da extrapolação matemática de Van der Veen (1953) em cada um dos 28 tirantes da estrutura analisada, pôde-se observar que as estimativas dos comprimentos ancorados obtidos pela extrapolação foram menores que os comprimentos ancorados de projeto, chegando a uma diferença média de 17,4% para os ensaios confiáveis, com os novos comprimentos variando entre 6,5 m e 7,1 m; 29,8% para os ensaios aceitáveis, com os comprimentos variando entre 5,3 m e 6,3 m; e 37,1% para os ensaios toleráveis, com os novos comprimentos variando entre 4,8 m e 5,2 m. Sendo assim, pode-se verificar com os valores mencionados acima, que o valor médio do comprimento ancorado inferido pela extrapolação de Van der Veen (1953) é muito dependente do nível de confiabilidade da extrapolação.

Considera-se também, importante mencionar, que no caso em que é necessário caracterizar devidamente a resistência de um tipo de solo que ainda não tenha sido estudado e catalogado, como o solo “silte argilo arenoso” referido neste trabalho, então, é de extrema importância a execução de pelo menos um ensaio de qualificação (comportamento) para a obtenção do estágio de carga aplicada na eminência de ruptura da ancoragem. Com isso, torna-se possível confirmar o grau de “confiabilidade” do comprimento proposto no projeto. Para a obra estudada neste trabalho, sugere-se, para pesquisas futuras, a execução do ensaio de qualificação de modo a verificar não somente o comprimento do bulbo executado e proposto no projeto, mas também a eficácia do método semi-empírico e da extrapolação matemática considerados neste estudo.

O estudo referente ao coeficiente de ancoragem (k) resultou em um valor proposto para o solo característico como silte argilo arenoso, solo este, que não tinha anteriormente um valor de coeficiente de ancoragem definido na literatura. O coeficiente de ancoragem é um parâmetro que tem relação direta com o tipo de solo local estudado, sendo fundamental, a sua determinação para o maior número possível de solos encontrados na natureza, de modo que se tenham valores desse parâmetro para qualquer tipo de solo onde se deseja calcular a capacidade de carga geotécnica. Neste sentido, este trabalho poderá basear novos resultados de ensaios em regiões com solos similares a este, mostrando a influência do valor do coeficiente de ancoragem (k) na determinação da capacidade de carga de tirantes.

Adicionalmente, com base neste estudo, pode-se reforçar que o valor mínimo para a consideração dos ensaios classificados como confiáveis segundo critério proposto por Aoki (2013) da relação entre carga extrapolada por Van der Veen (1953) e carga máxima do ensaio é $< 25\%$. Além disso, pode-se adotar r^2 igual a 0,980 como o valor mínimo do coeficiente de determinação da extrapolação da carga de ruptura.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o engenheiro Gilian Fonseca pelo fornecimento dos dados necessários, propiciando a elaboração dessa pesquisa e ao NUGEO – UFOP pelo apoio acadêmico.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2006). NBR 5629 – *Execução de tirantes ancorados no terreno*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (2018). NBR 5629 – *Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Aoki, N; Cintra, J. C. A; Tsuha, C. H. C; Giacheti, H. L. (2013). *Fundações, ensaios estáticos e dinâmicos*. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.
- Bustamante, M.; Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n. 140, p. 75-92.
- Décourt, L.; Quaresma, A.R. (1978). *Capacidade de Carga de estacas a partir de Valores de SPT*, 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, anuais, v. 1.
- Kishida, H. (1967). *Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand*. Soil and Foundations, vol. 7, no.3 p.20-29
- Mendes, F. B. (2010). *O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 148p.
- More, J. Z. P. (2003). *Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 120 p.
- 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, Ouro Preto, 482p.

- Phoon, K. K.; Kulhawy, F. H. (2008). *Serviceability-limit state reliability-based design*. In: Phoon, K. K. (ed.) *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications*. London.
- Souza, R. N. (2001). *Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo: previsão de comportamento e controle de execução*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- 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, Zurich.
- Vasconcelos, L.A.C. (2016). *Estudo da capacidade de carga de ancoragens protendidas e reinjetáveis em maciços geotécnicos*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 112p.