XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/106

Proposta para Estabilização de Encostas por meio de Grupo de Estacas de Grande Diâmetro Escavadas Manualmente

Henrique Dinis
Professor, Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, Brasil, henrique.dinis@mackenzie.br

Alfonso Pappalardo Jr.
Professor, Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, Brasil, alfonso.pappalardo@mackenzie.br

RESUMO: A ocupação irregular de encostas representa um grande ônus social e econômico a muitos municípios brasileiros, por submeter segmentos significativos da população a riscos geológicos. Neste contexto, a Universidade Presbiteriana Mackenzie (UPM) possui uma parceria com o Município de Francisco Morato, Região Metropolitana de São Paulo, visando desenvolver medidas preventivas para minimizar tais riscos. As pesquisas objetivaram testar formas não usuais para mitigar tais riscos, no caso, técnicas estruturais aplicadas a encostas mais densamente ocupadas. Normalmente, os métodos estruturais apresentam restrições quanto à sua implantação em meio a encostas, seja pelo espaço demandado, como por questões de acessibilidade e custos envolvidos. Neste contexto, o trabalho aborda arranjos construtivos formados por estacas de grande diâmetro escavadas manualmente. Entre as propostas estudadas, destaca-se um modelo com a disposição das estacas em grupo, trabalhando como grampeamento do solo. Avalia-se a viabilidade dos arranjos, considerando a contribuição da resistência oferecida pelo solo e estaca, conjuntamente, para a estabilidade da superfície crítica de taludes ao escorregamento. Propõe, ainda, materiais específicos para atender a questões de exequebilidade e custo, no caso, utilização de materiais menos resistentes e de menor custo, mas que apresentam suficiente desempenho. Especificamente, por este trabalho, propõe-se uso de solo-cimento armado com barras de fibra de vidro, tendo em vista o aproveitamento do próprio solo proveniente da escavação. Apresenta-se um modelo de projeto, concluindo-se o trabalho, por meio de um exemplo prático e discussões sobre o desempenho da solução.

PALAVRAS-CHAVE: Contenção de Encostas, Arranjos de Estacas Moldadas, Município de Francisco Morato, Estruturas em Solo x Cimento, Solo Grampeado.

ABSTRACT: Irregular occupation of slopes represents a significant social and economic burden for many Brazilian municipalities, subjecting significant segments of the population to geological risks. In this context, the Mackenzie Presbyterian University (UPM) has a partnership with the Municipality of Francisco Morato, in the Metropolitan Region of São Paulo, aiming to develop studies focused on preventive measures to minimize such risks. The research aimed to test unusual ways to mitigate these risks, in this case, structural techniques applied to more densely occupied slopes. Normally, structural methods present limitations regarding their implementation on slopes, whether due to the space required, accessibility issues, or costs involved. In this context, the work addresses constructive arrangements formed by manually excavated large-diameter piles. Among the proposals, a model stands out with the arrangement of the piles in groups, working as soil anchoring, based on the combined shear effect between the soil and the pile section. This study evaluates the feasibility of the studied arrangements, considering the combined contribution of the soil and pile resistance to the stability of the critical slope surface against sliding. It also offers specific materials to address feasibility and cost issues, specifically a structural section made of less resistant and lower-cost materials that offer sufficient performance. Specifically, this work proposes soil-cement reinforced with GFRP bars, aiming to utilize soil from excavation. A design model is presented, concluding the work with a practical example and discussions on the solution's performance.

KEYWORDS: Slope Stabilization, Cast-in-Place Pile Arrangements, Municipality of Francisco Morato, Soil-Cement Structures, Soil Nailing.

1 INTRODUÇÃO

As técnicas aplicáveis à prevenção de riscos geológicos em encostas consistem em arranjos construtivos complexos, tendo em vista as dificuldades executivas e custos elevados. Neste sentido, a Escola de Engenharia Mackenzie estabeleceu uma parceria com o Município de Francisco Morato, visando o intercâmbio de informações e esforços comuns, com o objetivo de estudar técnicas construtivas para minimizar acidentes com movimentos de massa, tendo como referência, áreas urbanizadas do município de Francisco Morato, este inserido na Região Metropolitana de São Paulo, setor norte-noroeste.

Dentre as linhas de pesquisa, focou-se em soluções estruturais aplicadas a situações que apresentam dificuldades construtivas, como decorrência de espaços restritos e difícil acessibilidade para sua implantação. Assim, buscou-se, como alternativas, sistemas construtivos que atendessem a uma boa relação custo-benefício à municipalidade, seja em termos de custos, como por maiores facilidades executivas. Destacou-se na pesquisa, dentre as soluções estruturais possíveis, os agrupamentos de estacas moldadas, de grande diâmetro, no caso, tubulões a céu aberto, por não exigirem equipamentos de porte para sua execução. Este tipo de solução, pelo maior diâmetro, propicia sua utilização como elemento de costura de superfícies potenciais de deslizamento, na estabilidade do maciço. O maior diâmetro faz com que a estaca não rasgue o solo, ao sofrer deslocamentos horizontais decorrentes das solicitações. Ver exemplo de aplicação na Figura 1.

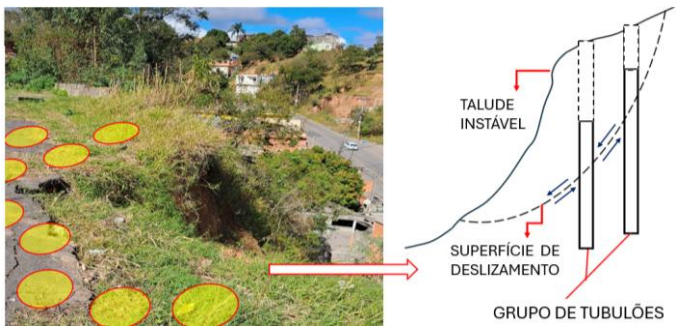


Figura 1. Exemplo de aplicação de tubulões como reforço do solo na estabilidade de taludes.

Assim, a aplicação estudada refere-se, especificamente, em executar grupos de tubulões curtos espaçados em meio à encosta, ao longo de uma superfície potencial de deslizamento, funcionando como reforço do solo ao efeito de cisalhamento. Neste caso, mantém-se a configuração natural das vertentes, tendo os tubulões a função de elementos de costura de superfícies potenciais de deslizamento, ver Figura 1.

Considerando a dimensão avantajada do diâmetro dos tubulões, recomendado pela NBR6122 (2022) como mínimo de Φ 60 cm, mais usual Φ 80 cm e diâmetros superiores, como decorrência, tem-se uma menor mobilização da capacidade resistente dos materiais que constituem a seção estrutural, mesmo no trabalho à flexão. Propõe-se, desta forma, que a seção estrutural seja constituída por solo-cimento armado com barras de fibra de vidro, do que resulta menores custos para a obra e facilidades construtivas. A grande vantagem em se utilizar solo-cimento como massa estrutural para o tubulão, é que se pode aproveitar o próprio solo da escavação para a confecção do solo-cimento, mesmo se considerada a execução mais morosa, por ser efetuada para cada tubulão isoladamente.

Verifica-se haver, para sua execução, uma correta logística, já que o solo escavado de todo um tubulão deve ser acumulado, para amassamento e lançamento por etapas. Há que se prever uma infraestrutura mínima, com patamares para a amassadeira, fiação elétrica, água e demais ferramentas.

Este trabalho aborda um estudo de aplicação efetuado para o Município de Francisco Morato, que teve como objetivo, validar a proposta de agrupamento de tubulões para estabilizar taludes naturais sob risco de deslizamento.

2 CONTEXTO GEOLÓGICO/GEOTÉCNICO DOS SOLOS DE FRANCISCO MORATO

No contexto geomorfológico, o município está situado em áreas caracterizadas por rochas do embasamento cristalino, como xistos, gnaisses, migmatitos e rochas sedimentares, como arenitos e siltitos. Predominam colinas e morros, de topos convexos, com declividades das vertentes de 20-60%.

Sob o ponto de vista do desenvolvimento pedológico, ocorrem solos do tipo Podzólico Vermelho-Amarelo e Latossolos, constituindo-se por solos profundos e bem drenados, e Cambissolos, estes em áreas de relevo mais acidentado. A combinação destas características torna a região suscetível a processos erosivos e escorregamentos superficiais, mediante remoção da cobertura vegetal.

A partir de resultados obtidos de várias sondagens SPT efetuadas em locais diversos do Município, constantes de relatórios disponibilizados pela Prefeitura do Município de Francisco Morato, predominam as formações de siltes argilosos, siltes arenosos, ocorrendo também, em menor quantidade, argilas siltosas. A estratificação, seja pela composição dos solos, como de sua resistência com a profundidade, apresenta certa homogeneidade, indicando N_{SPT} para os solos mais superficiais, de 3 a 8, evoluindo para 10 a 20, a partir de 5,0/10,0 m de profundidade, alcançando inclusive impenetrável, em várias prospecções.

3 CONFIGURAÇÃO DO CASO EM ESTUDO

O caso em estudo trata-se de um potencial escorregamento de um talude de encosta, causado por um corte abrupto no terreno, de aproximadamente 4,0 m de altura, praticamente vertical, para aproveitamento de uso da área, como mostra a Figura 2. A declividade média do terreno é de 30º.

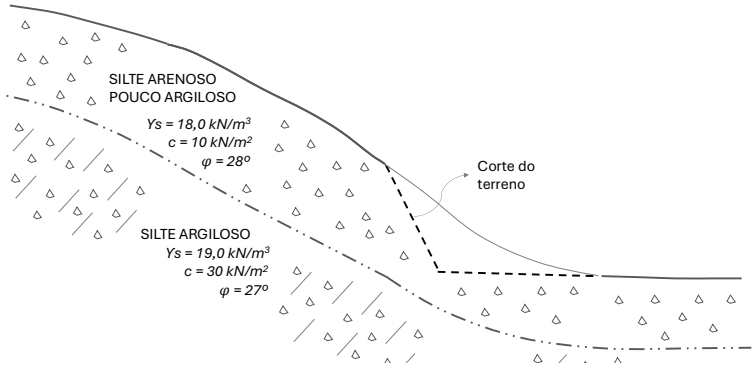


Figura 2. Geomorfologia da seção do caso em estudo.

Como solução, propõe-se lançar duas linhas de tubulões de 1,2 m de diâmetro, na largura de projeção entre às linhas de eixo “II” e “III”, como mostra a Figura 3. O material de preenchimento será solo-cimento, com teor de cimento de 10%, auto-adensável, tendo em vista a previsão de armadura longitudinal superficial para os tubulões. A armadura será constituída de barras de fibras de vidro, cujas caracteristicas são adequadoas ao seu uso em solo-cimento, por inibir naturalmente a corrosão.

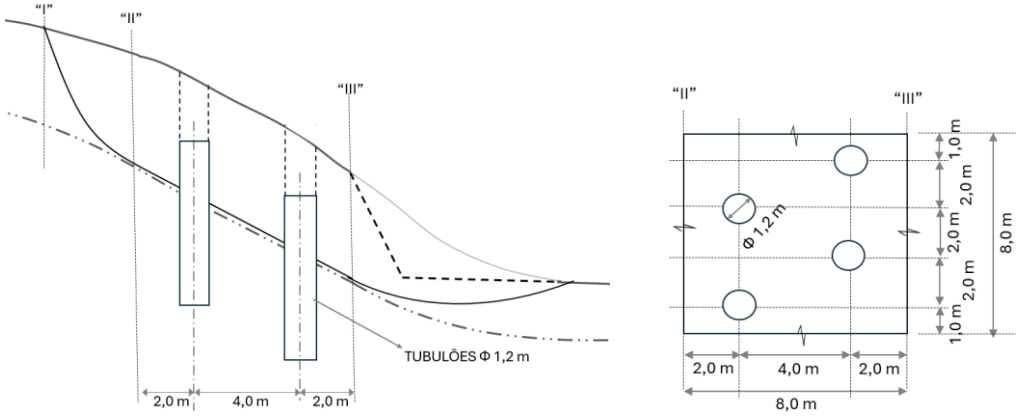


Figura 3. Solução em grupo de tubulões adotada para reforço do subsolo.

3.1 Características do solo-cimento a ser utilizado nos tubulões

Não há restrições quanto ao tipo de solo para a confecção de solo-cimento estrutural, no entanto, para se obter maior resitência da massa, quando endurecida, visando menor teor de cimento, o solo deve se enquadrar em uma faixa ideal na curva granulométrica, que a princípio, deve apresentar uma fração mínima de 50% de areia na massa total da amostra. Foram ensaiadas algumas amostras de solo de Francisco Morato, tendo sido observado excesso de finos em muitas delas, devendo-se corrigir a granulometria, caso a caso, adicionando-se areia à massa do solo a corrigir, que pode variar na faixa de 5% a 30%.

Para a execução, tem-se como referência as orientações da ABCP (1984). A princípio, a mistura do solo com o cimento deve ser efetuada mecanicamente, por uma misturadora, acrescentando-se a água na quantidade indicada para se atingir a resistência à compressão simples requerida em projeto. Como referência, para aplicações em peças estruturais, orienta-se que a resistência mínima a ser considerada aos 28 dias seja de 2 MPa, para um teor mínimo de cimento de 10% em massa. O teor de areia e a variação granulométrica não são as únicas variáveis na dosagem, visto que outros fatores, como os limites de consistência do solo e a incidência de minerias argílicos influenciam razoavelmente o resultado. Para a dosagem, ver ABCP (2004). Para desempenho da massa, recomenda-se que a quantidade retida na peneira 4,8 mm não ultrapasse 45%, para que não se forme um teor de vazios na mistura, de difícil preenchimento. Também orienta-se em não ultrapassar em 20% o teor de argila, devido às dificuldades de pulverização do material, no sentido de se obter homogeneidade na mistura.

Para lançamento e compactação, o apiloamento aumenta significativamente a densidade seca da mistura, reduzindo vazios e melhorando a ligação entre partículas e o cimento hidratado. Isso resulta em maior resistência à compressão comparado à situação de não compactação. A ABMS (2016), a exemplo, cita que para solo-cimento compactado para formar colunas no subsolo, a resistência à compressão simples pode atingir cerca de 3,0 MPa, utilizando solos granulares, com teores de cimento acima de 10%. No entanto, para colunas com trabalho estrutural à flexão, tendo em vista a incidência significativa de taxa de armadura, recomenda-se utilizar material auto-adensável, com resistência à compressão simples mínima de 2,0 Mpa.

Para a resistência a compressão simples do solo-cimento, não há seção específica na NBR 6122, que trate sobre as características do material a serem consideradas em colunas de solo-cimento. No entanto, por coerência, se a coluna de solo-cimento for utilizada como elemento de fundação profunda, material rígido-frágil, esta deverá atender aos mesmos princípios do concreto convencional. Assim, A resistência estrutural do tubulão poderá ser determinada com base na resistência característica do solo-cimento, incidindo o coeficiente de minoração de resistência, $\gamma_m = 1{,}4$, em analogia ao concreto, atendendo à NBR 6118.

Quanto ao valor característico da resistência à compressão a adotar para o solo-cimento, tratando-se de uma coluna escavada, com armadura de flexão e material auto-adensável, utilisando o próprio silte arenoso pouco argiloso com um teor de cimento de 10%, será admitido: q_{ck} = 2,0 MPa. Assim, a resistência de dimensionamento, como valor de projeto, será:

$$q_{cd} = \frac{q_{ck}}{\gamma_m} = \frac{2{,}0}{1{,}4} = 1{,}43 \text{ MPa}$$

Quanto à resistência ao cisalhamento do solo-cimento a adotar, tratando-se de materiais coesivos frágeis, como o solo-cimento, a resistência ao cisalhamento pode ser assimilada ao valor da coesão não drenada c_u, estimada a partir da teoria de Mohr-Coulomb, já que a água de amassamento intrínseca ao material, não é possível de ser drenada instantaneamente, mediante compressão. Assim, a partir de um ensaio de compressão simples do material, o valor da resistência característica ao cisalhamento pode ser admitido, como sendo, de aproximadamente:

$$\tau_{sc,k} = c_u \approx \frac{q_{ck}}{2} = \frac{2{,}0}{2} = 1{,}0 \text{ MPa}$$

Por conseguinte:

$$\tau_{sc,d} = \frac{\tau_{sc,k}}{\gamma_m} = \frac{1{,}0}{1{,}4} = 0{,}71 \text{ MPa}$$

3.2 Critérios utilizados para determinação dos esforços nos tubulões

Inicialmente, foi efetuada a verificação da segurança ao deslizamento do talude, adotando-se o método de equilíbrio limite. Para proposta de superfície crítica, adotou-se uma curva mista circular-plana-circular, adequando sua forma ao problema a analisar, tendo como referência para o traçado, Lacerda & Becker (2025). O Fator de Segurança obtido resultou em FS ~ 1,16. Para estabelecer o Fator de Segurança limite, adotou-se neste trabalho, as orientações da NBR 11682 (2009), considerando o caso de perdas materiais e a vidas humanas, em nível médio, admitindo-se FS = 1,4.

Para as análises e dimensionamento dos tubulões, admitiu-se o comportamento do talude segundo a condição de ruptura progressiva, tendo como caminhamento da plastificação da vinculação com o maciço do solo, o direcionamento das forças tangenciais ao longo da superfície crítica.

Como premissas para a verificação da segurança ao deslizamento e transferência de carga aos tubulões, assumiu-se:

- ✓ Que a cunha ativa de deslizamento se mantenha uma massa de solo íntegra durante o processo de acomodação das forças atuantes, no entanto, que seja compressível e deslocável, o que permite que ocorra a plastificação em trechos específicos em sua vinculação.
- ✓ A plastificação na vinculação da cunha com o maciço de solo será efetivada, uma vez atingido o valor limite das forças resistentes ao cisalhamento.
- ✓ Como procedimento de cálculo, o valor das forças instabilizantes tangenciais será majorado em 1,4 e reduzido do valor das forças de resistência ao cisalhamento que se desenvolvem ao longo da superfície crítica. A diferença obtida por este resultado, que ocorra em determinado trecho, ao não ser absorvida pela vinculação, será transmitida ao trecho seguinte, efetuando-se este procedimento a cada trecho consecutivo na direção do deslizamento, até a estabilização, ou não.
- ✓ Os tubulões devem ser locados em um trecho da superfície crítica que se considere conveniente, devendo absorver o deficit acumulado das forças tangenciais majoradas pelo FS = 1,4, que ultrapassaram as forças resistentes ao cizalhamento, a cada trecho anterior.
- ✓ Considera-se, que mesmo após a implantação dos tubulões, as tensões de cisalhamento resistentes que atuam ao longo de toda a superfície crítica serão mantidas ativas.
- ✓ Atribui-se, assim, como função dos tubulões, compensar o déficit da segurança ao deslizamento, da situação existente, àquela cujo fator de segurança de projeto é FS = 1,4.

A superfície crítica de deslizamento do estudo foi subdividada em projeção a três cunhas pré-estabelecias, como mostra a Figura 5. Para o caso em análise, foi admitido que os tubulões absorverão as forças acumuladas das cunhas 1 e 2, unicamente, desconsiderando-se a ação da cunha 3, considerada estável. A largura de análise é de 8,0 m, prevendo-se, na projeção da cunha 2, dois pares de tubulões, desalinhados, como mostra a figura 3, em planta.

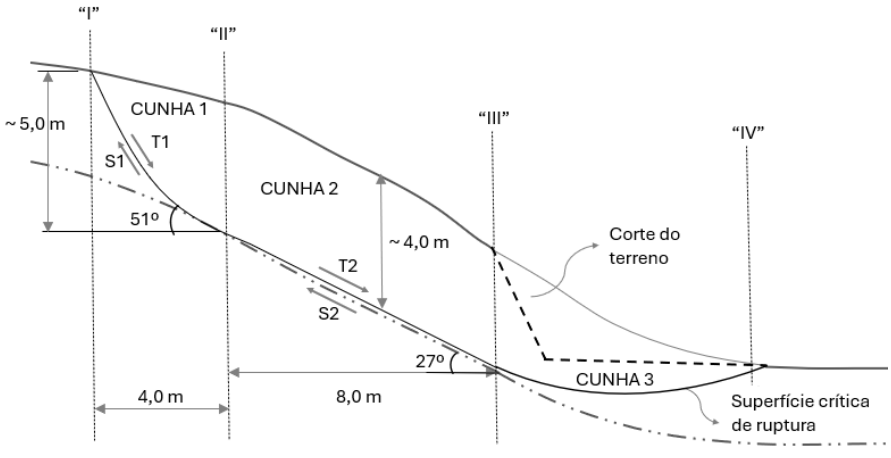


Figura 5. Esquema da suprfície crítica de deslizamento da seção de estudo.

3.3 Verificação da estabilidade das cunhas 1 e 2, considerando o efeito de deslizamento.

Para as cunhas 1 e 2, as forças tangenciais T1 e T2 e as resistentes S1 e S2, foram obtidas diretamente a partir do peso do solo correspondente à cada cunha, como mostra a Figura 5, considerando uma largura de 8,0 m. Para a determinação da força resistente S2, a área da superfície em que se desenvolvem as tensões de cisalhamento foi reduzida da área da seção transversal dos tubulões, como mostra a Figura 3, em planta. Para a determinação das forças atuantes, adotou-se simplificações geométricas no modelo, como se verifica, a seguir. Para determinação da resultante das cargas a serem transmitidas a cada tubulão, tem-se:

Cunha 1	
P1 = 4,0. 5,0. 18,0/ 2 = 180,00 kN (x 8,0) = 1440,0	
T1 = 1440,00 sen 51º = 1119,10kN	
N1 = 1440,00 cos 51º = 704,27 kN	
S1 = 704,27 tg 28º + 10. 8,0. 4,0/ cos 51º = 892,95 kN;	Δ_1 = 1,4 . 1119,10 – 892,95 = 683,79 kN
Cunha 2	
P2 = 8,0. 4,0. 18,0 = 576,00 kN (x 8,0) = 4608,00	
T2 = 4608,00 sen 27º = 2091,99 kN	
N2 = 4608,00. cos 27º = 4105,76 kN	
S2 = 4105,76 tg 28º + 10. 59,46/ cos 27º = 2850,4 kN;	Δ_2 = 1,4 . 2091,99 – 2850,4 = 78,38 kN
Força total a ser absorvida pelos tubulões	Δ_{total} = 683,79 + 78,38 = 762,17 kN
Força a ser absorvida por cada tubulão	$\Delta_{tub.}$ = 762,17/ 4 = 190,54 kN

3.4 Cálculo dos esforços nos tubulões

Os esforços foram determinados mediante o trabalho estrutural de uma estaca curta carregada lateralmente, com a consideração do meio elástico solo. Ver Figura 6.
∴ kh = 15000 kN/m^3; Kmola = B. kh = 1,2 15000 = 18000 kN/m

A força horizontal Ho a ser aplicada em cada tubulão, corresponde à força $\Delta_{tub.}$ = 190,54 kN, já calculada anteriormente. Será aplicada na semi-altura da parte do tubulão que se encontra na cunha constituída por solo silte arenoso pouco argiloso.

Considerou-se, para esta solução, que os tubulões não fossem executados até a superfície do terreno, por ser desnecessário, tendo em vista que nas camadas superiores do substrato, o FS atende ao mínimo estabelecido.

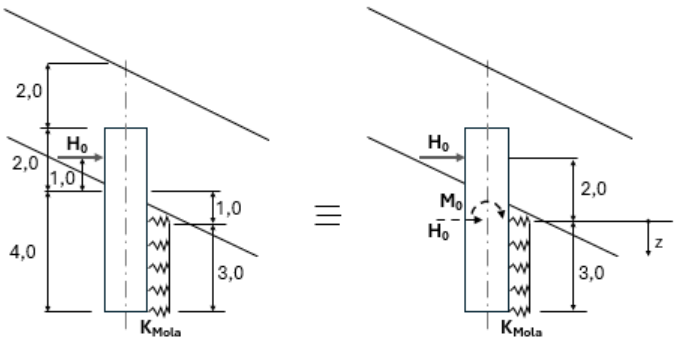


Figura 6. Modelo de cálculo para os esforços que atuam nos tubulões.

Para resolução, utilizou-se equações aplicáveis a uma estaca isolada carregada lateralmente. Segundo Dinis (2024), tem-se:

$Mo = Ho.\ 2{,}0 = 381{,}08\ kNm$

$$\Phi = \frac{Mo + Ho \cdot h/2}{B \cdot k_{Mola} \cdot h^3/12} = \frac{381{,}08 + 190{,}54 \cdot 3{,}0/2}{1{,}2 \cdot 18000 \cdot 3{,}0^3/12} = 0{,}0137\ rd$$

$$\Delta Y = \frac{Ho}{k_{Mola} \cdot h \cdot B} + \Phi \cdot \frac{h}{2} = \frac{190{,}54}{18000 \cdot 3{,}0 \cdot 1{,}2} + 0{,}0137 \cdot \frac{3{,}0}{2} = 0{,}0235\ m$$

- Cortantes ao Longo do Fuste

$$V(z) = Ho - B \cdot k_{mola} \cdot \Delta Y \cdot z + B \cdot k_{mola} \cdot \Phi \cdot \frac{z^2}{2}\ ;\ p/\ z = 0{,}0\ ;\ V_{max} = 190{,}54\ kN$$

- Momentos ao Longo do Fuste:

$$M(z) = Mo + Ho \cdot z - B \cdot k_{mola} \cdot \Delta Y \cdot \frac{z^2}{2} + B \cdot k_{mola} \cdot \Phi \cdot \frac{z^3}{6};\quad p/\ z = 0{,}4\ m, M = M_{max}$$

$$M(z = 0{,}4\ m) = M_{max} = 381{,}08 + 190{,}54 \cdot 0{,}4 - 1{,}2 \cdot 18000 \cdot 0{,}0235 \cdot \frac{0{,}4^2}{2} + 1{,}2 \cdot 18000 \cdot 0{,}0137 \cdot \frac{0{,}4^3}{6}$$

$M_{max} = 419{,}84\ kNm$

3.5 Dimensionamento dos tubulões

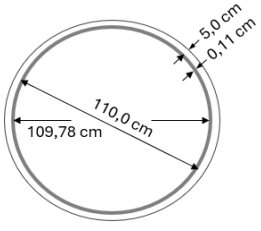
Para a aplicação de polímeros reforçados com fibras de vidro (GFRP) em elementos estruturais, a NBR 17196 (2025) estabelece requisitos específicos, contudo, não faz referência à utilização dessa técnica em sistemas construtivos em solo-cimento. Utilizou-se, para o intento, orientações da ACI 440.1R-15.

Foi desconsiderada a contribuição do solo-cimento na resistência à compressão da seção. O núcleo interno à armadura passa a ter unicamente a função de garantir o trabalho da armadura na flexão. Os esforços não serão majorados em $\Upsilon f = 1{,}4$, como preconiza a NBR 6118, tendo em vista que já se considerou o FS = 1,4, em acordo à NBR 11682, para a verificação da segurança do talude. Efetuou-se as seguintes verificações:

- Flexão:

A armadura de flexão será considerada como um anel contínuo, trabalhando a partir da teoria da elasticidade linear.

- armadura adotada: Φ 12 mm c/ 10 cm - barras (GFRP – *Glass Fiber Reinforced Polymer*) / fy = 900 MPa.
- espessura equivalente da armadura em anel contínuo: d = As1/ e = 1,1/ 10 = 0,11 cm = 0,0011 m.



Módulo resistente da armadura

$Wa = \pi.\ (1{,}10^3 - 1{,}0978^3) / 32$
$Wa = 0{,}00078\ m^3$

$$\sigma_{a,max} = \frac{Mmax}{Wa} = \frac{419{,}84}{0{,}00078} = 538262\ kN/m^2 = 538{,}26\ Mpa$$

$$f_{yd} = \frac{fy}{\Upsilon a} = \frac{900}{1{,}15} = 782{,}61\ Mpa > \sigma_{a,max} = 538{,}26\ Mpa \quad OK$$

- Cisalhamento:

$$\tau(\text{seção cheia}) = \frac{4}{3} \cdot \frac{V}{A} = \frac{4}{3} \cdot \frac{190{,}54}{\pi.\ 0{,}55^2} = 267{,}33\ kN/m^2$$

$\tau(\text{seção cheia}) = 267{,}33\ kN/m^2 < \tau_{sc,d} = 710\ kN/m^2$ OK

- Aderência das barras com o solo-cimento:

$V_{max} = 190{,}54\ kN = \Delta M_{max}$

$\Delta\sigma_a = \frac{\Delta M_{max}}{W_s} = \frac{190,54}{0,00078} = 244282\ kN/m^2$

- Variação da força específica na barra: $\Delta Fy = 244282.\ 0,00011 = 26,87\ kN/m$

- Tensão de aderência: $\Delta_{\tau a} = {}^{26,87}/_{\pi.\ 0,011} = 777,54\ kN/m^2 > \tau_{sc,d} = 710\ kN/m^2$

∴ Para melhor garantir à condição de aderência, adotou-se a seguinte armadura, equivalente à calculada:
malha Φ 6 mm, 10 x 10 cm + Φ 10 mm c/ 10 cm

- Reação máxima no solo (z = 5,0 m):

$R_{S,max} = \Delta\gamma.\ Kmola = 0,0235.\ 18000 = 423,00\ kN$

$ep = z.\gamma s.\ Kp + 2.\ c.\ \sqrt{Kp} = 5,0.\ 19,0.\ 2,66 + 2.\ 30.\ \sqrt{2,66} = 350,56\ kN/m^2$

$Bs = B + 0,65.\ tg\varphi.\ z = 1,2 + 0,65.\ tg27^o.\ 5,0 = 2,86\ m$ (DINIS, 2024)

$Ep = ep.\ Bs = 350,56.\ 2,86 = 1002,60\ kN > 423,00\ kN$ OK

4 CONCLUSÃO

Como visto, a pesquisa constituiu-se em uma busca por métodos estruturais para conter o risco de deslizamentos em encostas, que fossem viáveis à municipalidade, diante de recursos técnicos e financeiros escassos, disponíveis para este fim. Ao se propor tubulões em solo-cimento como elemento estrutural para reforço do solo, em casos críticos de deslizamento, deparou-se com aspectos construtivos e de compatibilidade entre as solicitações a que estarão submetidos os tubulões e sua capacidade resistente. O caso exposto, comum a situações de ocupações irregulares em encostas, teve assim, como objetivo, demonstrar sua viabilidade, tanto conceitual, como também, construtiva e de projeto. A demonstração analítica consistiu unicamente em uma avaliação da capacidade resistente dos tubulões assim constituídos, em compatibilidade ao problema apresentado, não devendo ser visto como um mero exemplo analítico de resolução, propriamente. Resta, ainda, sugerindo-se como continuidade à pesquisa, a aplicação em execução, de modo a avaliar questões reais, relativamente à construtibilidade, tempo de execução e custos, ainda pendentes de uma análise mais precisa.

5 REFERÊNCIAS

American Concrete Institute. (2015). ACI 440.1R-15: *Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars*. Farmington Hills.

Associação Brasileira de Cimento Portland (2022). *Manual de construção em solo-cimento*. 3nd ed., ABCP, São Paulo, 147 p.

Associação Brasileira de Cimento Portland (2004). *Dosagem das misturas de solo-cimento: normas de dosagem e métodos de ensaios (Estudo Técnico ET-35)*. ABCP, São Paulo, 63 p.

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (2016). *Fundações – teoria e prática*. 3nd ed., ABMS, São Paulo, 802p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Emenda 1, 2022. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11682. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025). NBR 17196. *Projeto de estruturas de concreto armado com barras de polímero reforçado com fibras (FRP)*. Rio de Janeiro.

Dinis, H. (2024). *Interação solo-estrutura: uma abordagem metodológica ao projeto de fundações*. Blücher, São Paulo, 257p.

Lacerda W.A., Becker L. B. (2025). *Estabilidade de taludes em solos residuais e coluvionares: teoria e prática*. Interciência, Rio de Janeiro, 342p.