

UNIVERSIDADE FEDERAL FLUMINENSE
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS DE ARAUJO ESTANQUEIRO

**ASPECTOS EXECUTIVOS E DE PROJETO E SUAS INFLUÊNCIAS NO
DESEMPENHO DE TIRANTES ANCORADOS NO TERRENO**

PROJETO DE CONCLUSÃO DE CURSO II

Niterói
2021

Ficha catalográfica automática - SDC/BEE
Gerada com informações fornecidas pelo autor

E79a Estanqueiro, LUCAS DE ARAUJO
ASPECTOS EXECUTIVOS E DE PROJETO E SUAS INFLUÊNCIAS NO
DESEMPENHO DE TIRANTES ANCORADOS NO TERRENO / LUCAS DE ARAUJO
Estanqueiro ; RUBENEI NOVAIS SOUZA, orientador. Niterói, 2021.
65 f. : il.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia
Civil)-Universidade Federal Fluminense, Escola de Engenharia,
Niterói, 2021.

1. GEOTECNIA. 2. ESTABILIDADE DE ENCOSTAS. 3. SISTEMAS DE
CONTENÇÃO. 4. Produção intelectual. I. SOUZA, RUBENEI
NOVAIS, orientador. II. Universidade Federal Fluminense.
Escola de Engenharia. III. Título.

CDD -

LUCAS DE ARAUJO ESTANQUEIRO

**ASPECTOS EXECUTIVOS E DE PROJETO E SUAS INFLUÊNCIAS NO
DESEMPENHO DE TIRANTES ANCORADOS NO TERRENO**

PROJETO DE CONCLUSÃO DE CURSO II

Projeto de Conclusão de Curso apresentado
ao curso de Graduação em Engenharia
Civil da Universidade Federal Fluminense,
como requisito parcial para conclusão do
curso.

Orientador:
Prof.º Dsc. Rubenei Novais Souza

Niterói
2021

DEDICATÓRIA

Após uma longa jornada iniciada em colégio público estadual na cidade do Rio de Janeiro, sendo o primeiro de uma família grande tipicamente brasileira a ingressar em uma universidade federal de ponta, não há como dedicar este trabalho à outras pessoas que não meus pais, por me permitirem ocupar sempre os espaços de ensino de alta qualidade, fazendo tudo o que era de alcance deles, para que eu pudesse ter conforto e pouca preocupação na minha formação. Atualmente, me sinto fruto de toda a dedicação e luta incessante destes dois que não mediram esforços para que eu pudesse chegar aonde cheguei.

Por isto, dedico este trabalho às duas pessoas mais importantes da minha vida, combustíveis de todos os meus dias mais difíceis e tortuosos. À Maria Emilia de Araujo Estanqueiro e à Yvanildo Barroso Estanqueiro, na esperança de que sintam orgulho de toda minha jornada até aqui e da pessoa e profissional que venho me tornando ao longo do tempo.

AGRADECIMENTOS

Gostaria primeiramente de agradecer à Associação Atlética Acadêmica Pio Orlando pelo papel fundamental que exerceu na minha vida. Dentro desta associação pude continuar em contato com uma das minhas maiores paixões, que é o esporte, e para além disso, pude me desenvolver como pessoa e como profissional. Apesar do senso comum, a Atlética Engenharia UFF desenvolve papel ímpar na árdua caminhada da graduação de engenharia, auxiliando na superação de inúmeros problemas, dentre eles, os psicológicos. Não consigo imaginar minha trajetória dentro da UFF sem a A.A.A.P.O. e por isso devo meus agradecimentos eternos à essa instituição.

À Universidade Federal Fluminense, lugar que após longos anos, aprendi a amar, por toda a estrutura concedida e pelo acolhimento. A universidade pública de excelência deve seguir viva para a formação dos cidadãos que nela adentram, e a UFF realizou papel fundamental na minha formação. Por isto, minha eterna gratidão a esta instituição a qual dificilmente será esquecida ao longo de toda a minha vida.

Não poderia me furtar de agradecer a todos os amigos que tive o prazer de fazer até hoje dentro e fora da universidade. Foram eles que por muitas vezes me mantiveram de pé e motivado para seguir naquilo que sempre sonhei. São eles que estiveram ao meu lado nos bons momentos vividos, mas, essencialmente, estiveram me sustentando nos momentos difíceis.

À Lia Guimarães de Medeiros e Albuquerque, mulher com a qual tenho o privilégio de aprender diariamente ensinamentos que levarei para o resto de minha vida, e que insiste em me mostrar o tamanho da minha capacidade, me motivando a cada dia a ser uma pessoa melhor e um profissional de excelência, exaltando quesitos que até eu mesmo desacreditava.

Ao professor Rubenei Novais Souza pela orientação magistral neste trabalho e por toda a paciência neste período pandêmico de atividades remotas, superando todas as dificuldades que a situação implica. Agradeço imensamente por todos os ensinamentos e por abrir minha mente para outras conjecturas dentro da área geotécnica.

Ao engenheiro Fernando Medina Gomes Junior e à engenheira Beatriz Vitorato da Costa Nestal, por acreditarem e investirem em meu trabalho, e ao longo destes dois últimos anos, confiarem tarefas complexas a mim. Sem dúvida, o incentivo e apoio de ambos foi e é essencial para a minha evolução profissional e aprendizado técnico.

Por fim, ao dono dos caminhos, por guiar minha mente até aqui e permitir que eu me mantivesse de pé frente a todas as dificuldades até aqui encontradas.

RESUMO

Os tirantes ancorados no terreno, representam uma das diversas soluções para sistemas de contenção de encostas e/ou taludes. Estes, representam uma solução de contenção ativa, onde um elemento resistente à tração é ancorado no maciço e protendido, de forma que o paramento seja empurrado contra o talude.

Os tirantes já vêm sendo amplamente executados desde a metade do século XX, no entanto sua técnica de execução permite que verificações sejam feitas em campo a partir de seus ensaios (recebimento e qualificação), e por este motivo, não teve muito aprofundamento em sua base teórica, ficando a expertise da execução sob posse de projetistas e executores.

Neste trabalho, serão analisados aspectos executivos e de projeto que influenciem no desempenho deste elemento de contenção a partir de diversos ensaios realizados mundo afora, de forma a dar luz sobre melhorias construtivas e nas memórias de cálculo de projeto. Estes ensaios, a partir de cargas e descargas aplicadas na cabeça do tirante, são capazes de fornecer informações quanto ao seu desempenho, fluência, comportamento do aço, trecho ancorado, dentre outros aspectos.

Palavras-chave: tirantes, encostas, estabilidade, geotecnia.

ABSTRACT

The anchors represent one of several solutions for slope systems. These represent an active stabilization system, in which a traction-resistant element is anchored in the massif and prestressed so that the face is pushed to push the face against the slope.

Anchors have been widely used since the mid-twentieth century, however, despite being a technique that allows constant field verification, its theoretical basis has not been fully developed. Thus, the execution expertise is in the hands of designers and executors.

In this work, executive and design aspects that influence the performance of this containment element were analyzed based on several tests carried out around the world. These tests consist of loads and unloads applied to the head of the tie, and are able to provide information regarding performance, creep, behavior of steel, anchored section, among other aspects of the tie. As a result, constructive improvements and design calculation memories were proposed.

Keywords: anchors, slopes, stability, geotechnic

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Elementos básicos do tirante.	2
Figura 2 - Estado de tensões nos estados ativo, passivo e de repouso.	10
Figura 3 - Representação dos Empuxos Ativos, Hidrostáticos e devido à Sobrecarga do terreno.	12
Figura 4 - Trecho livre do tirante transpassando a superfície de ruptura e bulbo posicionado na parcela estável do terreno.	14
Figura 5 - Bit de perfuração de diversos diâmetros à esquerda, e broca tricône de 4" à direita.	18
Figura 6 - Relação de proteções contra a corrosão de acordo com o tipo de tirante e o meio (agressivo ou não agressivo).....	20
Figura 7 - Espaçador e tubo de injeção feito de PVC dotado de válvulas manchetes. Montagem de tirante constituído de monobarra.	21
Figura 8 – Detalhe da transição entre trecho livre e trecho ancorado com utilização de fita especial para vedação do trecho livre protegido por tubo plástico branco.....	22
Figura 9 - Exumação de ancoragem reinjetável.	25
Figura 10 - Indicação dos elementos necessários para a realização de ensaio em tirante tipo monobarra.	27
Figura 11 - Cargas para leitura no ensaio.	28
Figura 12 - Mecanismo de ação da injeção da calda de cimento por válvulas manchete.	37
Figura 13 - Vista geral antes da contenção.....	43
Figura 14 - Cortina atirantada durante a execução dos serviços.	44
Figura 15 - Visão do deslocamento do topo da cortina.	45
Figura 16 - Trincas estruturais presentes na parede.	45

Figura 17 - Trechos livres "reais" calculados após ensaios de recebimento, conforme NBR 5629.	48
Figura 18 - Ficha de perfuração e injeção do tirante T-39 da usina.	48
Figura 19 - Atividades de perfuração sendo executadas.	49
Figura 20 - Central de injeção para o preparo da calda de cimento e sistema de aferição da pressão da calda.	50
Figura 21 - Manômetro. Instrumento responsável por aferir a pressão de injeção das válvulas manchetes.	50
Figura 22 - Hastes de injeção posicionadas para realizar a injeção de fase nas manchetes.	51
Figura 23 - Realização de ensaio com a utilização de macaco hidráulico + bomba.	51
Figura 24 - Recuperação da cortina em fase final, com praticamente todos os tirantes deficientes substituídos.	52

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Contextualização histórica	1
1.2 Condição atual de utilização de tirantes	2
1.3 Objetivos da Pesquisa	3
1.3.1 Objetivo Geral	3
1.3.2 Objetivos Específicos	4
1.4 Apresentação do trabalho.....	4
2. REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA.....	5
2.1 Contensões de encostas e escavações atirantadas.....	5
2.2 Estimativa do empuxo e da carga de trabalho do tirante	9
2.3 Verificação de segurança da contenção	12
2.4 Dimensionamento do tirante	14
3. METODOLOGIA DE EXECUÇÃO	18
3.1 Perfuração	18
3.2 Montagem	19
3.3 Instalação do tirante no furo e preenchimento	22
3.4 Injeção do trecho ancorado (bulbo)	23
3.5 Ensaio e Protensão dos Tirantes	25
4. FATORES QUE AFETAM O COMPORTAMENTO	30
4.1 Tipo de solo	30
4.2 Perfuração	33

4.3	Diâmetro perfurado	34
4.4	Injeção.....	35
4.5	Tipos de mistura para injeção	38
4.6	Protensão.....	38
4.7	Fluência.....	41
5.	ESTUDO DE CASO	43
6.	CONCLUSÃO	53
6.1	Sugestões	54
7.	REFERÊNCIAS	55

1. INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização histórica

A segurança de escavações e taludes em materiais geomecânicos, como solos e rochas alteradas ou fraturadas, é um problema recorrente desde antes do início dos estudos sobre geotecnia iniciados por Terzaghi. Seja envolvendo encostas naturais em áreas isoladas, aterros ou cortes para construção de rodovias ou ferrovias, construção de galerias subterrâneas, contenção de pilhas de rejeitos ou escavações urbanas, a questão da segurança geotécnica têm sido um fator controlador de projeto, definindo para a implantação destas obras, um coeficiente de segurança, chamado popularmente também de Fator de Segurança (FS), conforme preconiza a própria ABNT NBT 11682:2009 – Estabilidade de Encostas, onde para cada critério de verificação, há um Fator de Segurança mínimo a ser atendido.

Inicialmente, os tirantes ancorados executados em solo eram constituídos por uma única barra de aço inserida no furo e integralmente preenchido com calda de cimento ou argamassa, e tinham baixa capacidade de carga, entre 100kN e 200kN.

Conforme informa Costa Nunes (1978), a primeira obra de contenção no Brasil com a utilização de tirantes ancorados foi iniciada em 1957, na rodovia Rio-Teresópolis. Nos anos seguintes, os tirantes em solo tiveram sua aplicação principalmente em estabilização de encosta, com cargas máximas limitadas até cerca de 250kN.

A partir da implantação do Metrô de São Paulo, com obras iniciando no início da década de 1970, ocorreu um grande avanço da técnica de execução de tirantes no Brasil, principalmente no que diz respeito à possibilidade de reinjeção. Diversas executoras se capacitaram a executar tirantes com cargas de trabalho de até 600kN, sendo estas cargas evidenciadas a partir de ensaio.

Em face ao impulso na técnica de execução, diversos trabalhos técnicos foram apresentados, além da elaboração da NB 565 “Execução de Tirantes Ancorados no terreno, que precedeu a NBR 5629, norma atual.

Nas décadas de 1980 e 1990 a técnica de execução de tirantes ancorados em solos no Brasil continuou se desenvolvendo, em grande parcela para atender às necessidades impostas pelo surgimento, nas grandes cidades, de obras com vários subsolos. Ainda sem um conhecimento teórico significativo, por conta do empirismo dos executores e projetistas, verificou-se tirantes com cargas de até 1000kN.

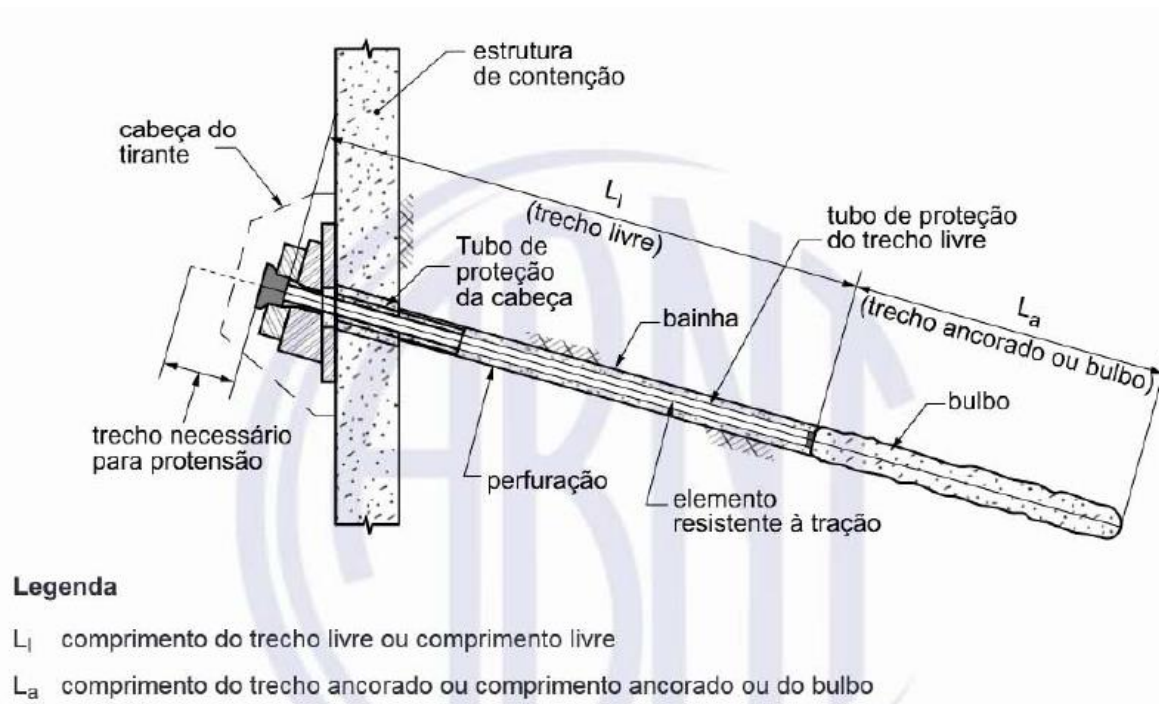
Atualmente os tirantes ancorados no terreno são executados amplamente em vários países, com eventuais variações em relação à etapa de perfuração, injeção e o tipo de tirante,

mas sempre mantendo as características presentes na norma. Para obras urbanas comuns, as cargas de trabalho dos tirantes não costumam ultrapassar 1500kN, e no Brasil, em linhas gerais, a maioria dos tirantes são executados com fios de cordoalha de aço ou monobarra de aço especial.

1.2 Condição atual de utilização de tirantes

Atualmente, os tirantes ancorados e protendidos em solos e rochas são executados largamente em diversos países. Comumente as técnicas de perfuração, injeção, tipo de tirante, proteção e montagem podem variar de local para local, mas sempre mantendo as características do elemento representadas pela Figura 1 abaixo.

Figura 1 - Elementos básicos do tirante.



Fonte: ABNT NBR 5629:2018 – Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução

As cargas de trabalho dos tirantes variam muito, sendo esta variação de acordo com a aplicação do elemento. Para obras urbanas comuns, estas cargas geralmente não ultrapassam 1.500kN (Souza, 2001).

Atualmente no Brasil, os tirantes são executados em sistemas de monobarras de aço de alta resistência com proteção anticorrosiva de fábrica, mas também constituídos por cordoalhas

de aço galvanizadas, que geralmente são projetadas para trabalhar sob cargas superiores às monobarras.

Como os tirantes permitem a realização de ensaios e testes durante a fase de execução da obra, os conhecimentos teóricos sobre o assunto não foram muito aprofundados até então, a despeito de outras áreas da Engenharia Geotécnica, estando a evolução da técnica muito atrelada ao empirismo dos construtores (Habib, 1989).

Por este motivo, é comum encontrar projetos de tirantes ancorados no terreno a nível básico, uma vez que o projetista ainda depende muito das informações do Acompanhamento Técnico de Obra e do próprio executante para revisitar os parâmetros iniciais do projeto.

1.3 Objetivos da Pesquisa

A motivação da pesquisa se deu a partir de experiências vividas no ambiente de trabalho, em diversas obras de contenção de encosta nos estados do Rio de Janeiro, Minas Gerais e Pará, despertando grande interesse sobre o tema. Após a passagem por algumas obras de tirante e consulta à ABNT NBR 5629:2018 – Tirantes Ancorados no Terreno, a abrangência de parâmetros executivos despertou o interesse em realizar uma pesquisa sobre a influência das características de projeto e destes parâmetros executivos no desempenho dos tirantes, baseada em uma revisão bibliográfica sucinta e na análise de dados coletados em campo e resultados de ensaios de recebimento de alguns tirantes, aliando desta forma fundamentações teóricas com aplicações práticas, buscando melhor conhecer e, possivelmente, contribuir para o aprimoramento da técnica.

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo principal do trabalho é melhor esclarecer a influência dos parâmetros inerentes às etapas de execução e parâmetros de projeto no desempenho do tirante, a qual ainda não está plenamente consolidada na Engenharia Civil e Geotécnica, bem como complementar as informações das normas técnicas pertinentes, contribuindo desta forma para a melhor atuação de projetistas e executores de obras de contenção de encostas.

1.3.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral do trabalho, a metodologia de projeto e o processo construtivo dos tirantes ancorados no terreno serão analisados, considerando informações da revisão bibliográfica e dados de obras reais, de modo a possibilitar chamar a atenção para os principais parâmetros de projeto e detalhes construtivos que influenciam diretamente no desempenho e vida útil do tirante, e que, se otimizados e bem executados, tendem a entregar melhorias para obras de execução de tirantes ancorados no terreno.

1.4 Apresentação do trabalho

O trabalho está organizado em cinco capítulos, sendo o Capítulo 1 introdutório ao tema, para que se contextualize os motivos da pesquisa e a relevância que o tema tem dentro do âmbito da Engenharia Civil,

No Capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica, com apresentação dos principais conceitos inerentes ao tema, como por exemplo o conceito de empuxo, oriundo da disciplina de mecânica dos solos, amplamente estudada no ramo da engenharia. Neste capítulo se encontra o método de dimensionamento do elemento de tração, além da estimativa de empuxo a ser considerada para a elaboração de um projeto executivo.

O Capítulo 3 contempla a metodologia executiva, respeitando a ordem cronológica das etapas, sendo possível um melhor entendimento sobre como executar um tirante ancorado no terreno, não levando em consideração somente a execução de seus paramentos mais tradicionais (cortinas de concreto armado, grelhas de concreto armado, concreto projetado, dentre outros).

O Capítulo 4 trata dos principais fatores que afetam o comportamento dos tirantes ancorados, tal como os cuidados necessários a serem tomados, apresentando estudos já realizados dentro de cada parâmetro, e dados para uma maior previsibilidade em obras deste porte.

O Estudo de Caso de uma obra é tratado no Capítulo 5, onde é possível verificar dados reais acompanhados de uma análise a partir das inferências realizadas na metodologia executiva e ao apresentar os principais fatores que influenciam no comportamento dos tirantes.

Por fim, no Capítulo 6 são apresentadas as conclusões a partir da análise do estudo de caso, tal como a sugestão para posteriores pesquisas e aprofundamentos em determinados parâmetros executivos e de projeto.

2. REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA

2.1 Contenções de encostas e escavações atirantadas

A implantação de empreendimentos urbanos, industriais e de infraestrutura geralmente demanda algum tipo de alteração topográfica que gera a necessidade de conter maciços terrosos ou rochosos, a depender da região, como é o exemplo do estado do Rio de Janeiro, dotado de relevos acidentados. Em certos casos, a simples ocupação das proximidades de uma encosta com algum desses empreendimentos requer a construção de obras de contenção nessa encosta para garantir a segurança da ocupação.

No caso de taludes e encostas, a estabilidade é definida através de um Fator de Segurança (FS), dado pela razão entre a resistência disponível no terreno e a resistência necessária para que se mantenha o equilíbrio. A solução de estabilização a ser adotada e a escolha do método de análise mais adequado, são aspectos relevantes que devem ser definidos levando em consideração todas as condições de contorno do problema.

Para a escolha do método de análise, devem ser consideradas as informações topográficas, estratigrafia, condições de fluxo, parâmetros do solo, carregamentos externos, tipo de movimento observado ou provável, dentre outras. As instabilidades de talude e encostas se caracterizam de maneira geral pela formação de uma superfície de cisalhamento contínuo na massa de solo. Existem diversos sistemas para classificação de movimentos gravitacionais de massa, os responsáveis por estas rupturas, sendo os mais recentes baseados em quatro critérios: cinética do movimento, definida pela velocidade, direção e sequência dos deslocamentos; tipo do material constituinte do terreno; geometria, levando em consideração a extensão e formação ~~formatura~~ da superfície de ruptura e; tipos de movimento. Dentre todos os trabalhos que abordam os critérios para definição de sistemas de classificação de movimento de massa, é apresentado na Tabela 1, uma adaptação a partir das classificações de Varnes (1978) e Augusto Filho (1992).

A causa dos escorregamentos podem ser “naturais”, pois há uma tendência da natureza tornar o terreno plano. Os solos de algumas encostas críticas tendem a descer para atingir um

nível de base. Desta forma, é seguro dizer que os coeficientes de segurança destas encostas naturais estão, em alguns casos, próximos de 1,0, bastando uma chuva atípica, ou uma pequena intervenção do homem para gerar os escorregamentos.

A ação do homem é a outra causa dos escorregamentos, na medida em que precisa implantar obras de urbanização, industriais ou de transportes, entre outras, e em certos casos acaba não tomando os devidos cuidados com a natureza, provocando os escorregamentos.

Os solos se formam por decomposição das rochas, que em certos casos se apresentam próximo à superfície da terra fraturadas e fragmentadas, em função da sua própria origem (esfriamento de lavas no caso de rochas basálticas, por exemplo), ou em virtude de movimentos tectônicos (nos quartzitos, que são rochas friáveis), ou ainda pela ação do meio ambiente (expansão e contração térmicas etc).

É através destas fraturas ou fendas que se dá o ataque do meio ambiente, sob a ação das águas e das variações de temperaturas. As águas de chuvas, por vezes contaminadas com ácidos orgânicos provenientes da decomposição de vegetais, penetram pelas fraturas e provocam alterações químicas dos minerais das rochas, transformando-os em areias, siltes e argilas. Os solos podem ser encarados como o resultado de uma espécie de equilíbrio temporário entre o meio ambiente e as rochas.

Tabela 1 - Classificação dos movimentos de encosta.

Tipo de movimento		Material Predominante	Cinética e Geometria
Quedas		Lasclas de rocha, blocos de rocha fraturada ou solo em margem de corpos d'água.	Queda livre com ou sem repique em planos inclinados.
Tombamentos		Lasclas de rocha com fraturamento subvertical.	Basculamento e posterior queda de lasclas de rocha.
Rolamentos		Blocos de rocha e/ou matacões	Rolamento de blocos/matacões aflorantes em taludes de solo.
Escorregamentos	Rotacionais	Rochas muito fraturados ou solos espessos sem anisotropia relevante ou resíduos sólidos urbanos (lixo).	Movimentos rápidos ou lentos ao longo de superfícies aproximadamente conchoidais ou cilíndricas
	Translacionais ou planares	Blocos de rocha ao longo das foliações ou descontinuidades, solos rasos sobre rocha ou camada resistente, resíduos sólidos urbanos sobre material mais resistente.	Movimentos rápidos ou lentos ao longo de superfícies aproximadamente planas
	Em cunha	Blocos de rocha.	Ocorre quando há dois planos de descontinuidade cuja intercessão é uma linha de orientação desfavorável, na direção do movimento.
Fluxos (ou escoamentos)	Corridas	Detritos (mistura de solo com blocos de rocha, vegetação etc.) ou lama.	Movimento semelhante a de um líquido viscoso, desenvolvido ao longo dos fundos de vale. Velocidades altas (>20km/h). Extremo alcance.
	Rastejo ou fluências (<i>creeps</i>)	Solos coluvionares ou massa de tálus.	Velocidades muito baixas (mm a cm/ano). Movimentos constantes. Sazonais ou intermitentes, com nível d'água do lençol freático próximo à superfície. O movimento obedece à elevação do lençol d'água. Superfície de escorregamento aproximadamente paralela à superfície do terreno.
Complexos		Materiais diversos.	Combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimento.

Fonte: GEO-Rio, 2010.

Conforme supracitado, na natureza os coeficientes de segurança estão em torno de 1,0 para situações críticas, isto é, chuvas intensas e prolongadas, infiltração de água e saturação do solo, portanto, a intervenção do homem deve ser planejada para alterar o mínimo possível a geometria da encosta. Deve-se minimizar os cortes, valendo-se quando possível, de níveis diferenciados de escavações, acompanhando a declividade da encosta ou seguindo o modelado do relevo da área.

Em muitos casos, evidentemente, uma obra colocará em risco a estabilidade de uma encosta. Nestes casos, o projetista tem de pensar numa solução de estabilização, que permita a execução da obra de forma segura e econômica. Para a escolha do tipo de contenção a ser executada, é necessário levar em consideração fatores como interferências na vizinhança, acesso e meios de transporte, estabilidade durante a construção, materiais e recursos disponíveis, impacto visual, logística e por fim, custo do empreendimento (GEO Rio, 2010). O objeto de estudo deste trabalho são contenções cujo elemento de reação principal são tirantes ancorados no terreno.

Nos casos de taludes subverticais ou escavações urbanas, entre outros, muitas vezes são empregadas as cortinas atirantadas, constituídas por paramentos de concreto armado, atirantados. Em obras de estabilização que envolvam corte do maciço ou em escavações urbanas, este paramento ou pelo menos o seu atirantamento é executado de cima para baixo, à medida que se progride na escavação de corte. Os tirantes ancorados protendidos contra o paramento têm a função de reagir à carga sub-horizontal proveniente do empuxo lateral do maciço que atua no paramento ou, em certos casos de estabilização de encostas, visam aumentar a resistência ao cisalhamento do solo com um aumento da tensão normal atuante ao longo da superfície de ruptura.

A carga necessária no conjunto dos tirantes para conter o movimento de terra, pode ser determinada por equilíbrio estático, por métodos como o de Culmann, por exemplo, ou o de Bishop Simplificado. O comprimento dos tirantes deve ser tal que os seus bulbos estejam além da superfície de ruptura local da contenção, (Massad, 2010), devendo também a contenção apresentar um coeficiente de segurança contra a instabilidade global superior a 1,3 a 1,5 dependendo do seu risco potencial de danos (ABNT NBR 5629:2018).

Dependendo do tipo de obra, os tirantes podem ser definitivos ou temporários, o que influencia o coeficiente de segurança do seu dimensionamento e o sistema de proteção contra corrosão do elemento de tração. Em instabilidades localizadas durante a execução de túneis com revestimento final de concreto armado ou em escavações urbanas para construção de subsolos de edificações robustas, é comum a utilização de tirantes provisórios, os quais perdem a função após a conclusão da obra. Por outro lado, em contenções permanentes de obras rodoviárias ou ferroviárias, entre outras, ou em escavações urbanas cujos esforços horizontais são incompatíveis com o tipo de estrutura a ser implantada, é necessária a utilização de tirantes permanentes (Souza, 2001).

2.2 Estimativa do empuxo e da carga de trabalho do tirante

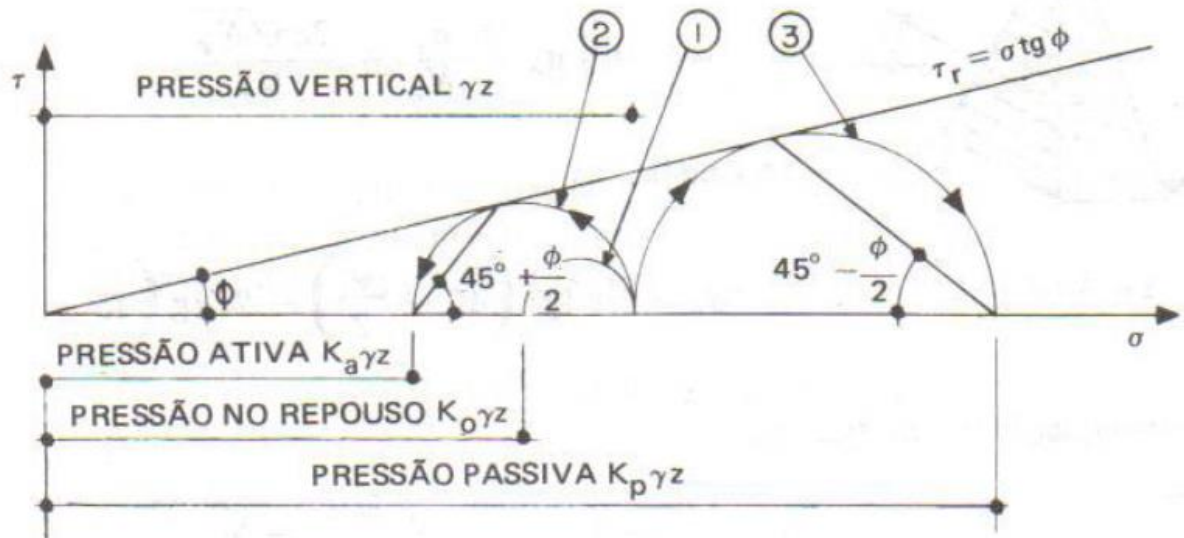
Em projetos de cortinas atirantadas uma das técnicas comumente utilizada para estimativa do empuxo atuante é a baseada na teoria de Rankine, segundo a qual o deslocamento de uma parede desenvolve no maciço estados limites plásticos. De forma resumida, o Método de Rankine (1957) considera o solo em estado de equilíbrio plástico e baseia-se nas seguintes hipóteses:

- Solo isotrópico;
- Solo homogêneo;
- Superfície do terreno plana;
- A ruptura ocorre em todos os pontos do maciço simultaneamente;
- A ruptura ocorre sob o estado plano de deformação;
- Parede perfeitamente lisa, onde o atrito solo-parede é zero. Os empuxos de terra atuam à superfície do terreno;
- A parede da estrutura em contato com o solo é vertical

No caso do afastamento da parede, haverá um decréscimo das tensões efetivas horizontais σ'_h sem alteração das tensões efetivas verticais σ'_v , as quais, no caso do terrapleno horizontal, continuarão sendo as tensões efetivas principais, máxima e mínima, respectivamente. Este processo tem um limite, o qual corresponde à situação para a qual o maciço entra em equilíbrio plástico e, por maiores que sejam os deslocamentos da parede, não é possível reduzir mais o valor da tensão efetiva principal menor (σ'_{ha}). Para este caso, o solo terá atingido a condição ativa de equilíbrio plástico e a razão entre a tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical será definida pelo coeficiente de empuxo ativo (k_a)

Para os casos em que há a restrição de deformação, deve ser considerada a condição de repouso, e por este motivo, o empuxo a ser considerado será o empuxo de terra no repouso. Para as situações em que não há restrição de deformação, o empuxo a ser considerado será o empuxo ativo. A Figura 2 apresenta esquematicamente um círculo de Mohr com os estados de tensão do maciço em repouso, ativo e passivo, este último impertinente ao projeto de contenções atirantadas.

Figura 2 - Estado de tensões nos estados ativo, passivo e de repouso.



Fonte: Caputo e Caputo (2017)

Partindo da tensão efetiva vertical $\sigma'_v = \gamma z$, observa-se que o maciço se expandindo, a tensão efetiva horizontal σ'_h decresce, até que o círculo se torna tangente à reta de Coulomb. Exatamente neste ponto, ocorre a ruptura e o valor de σ'_h é dado por $K_a \gamma z$. Desta forma, os pontos de tangência representam estados de tensão sobre planos de ruptura. É possível observar ainda que, no estado ativo, a plastificação do maciço se dá ao longo de planos definidos por um ângulo de $45^\circ + \phi/2$ com a horizontal.

No estado ativo de empuxo, o solo realiza uma força sobre a estrutura, que reage, tendendo a se afastar do maciço. Resultados experimentais indicam que as deformações associadas à trajetória ativa são menores que as da trajetória passiva. No estado limite ativo, são necessárias deformações muito pequenas da parede, na ordem de 0,5%. Esta deformação se dá pela razão entre o deslocamento da parede e a altura da mesma (δ/H).

Conforme mencionado, com o deslocamento da parede, tendendo a se afastar do maciço, haverá um decréscimo de σ'_h , sem a alteração de σ'_v . As tensões efetivas horizontais e verticais continuarão sendo as tensões efetivas principais, máxima e mínima, respectivamente.

Como sugere a imagem acima do Círculo de Mohr, o decréscimo da tensão efetiva horizontal coloca o terreno em estado ativo, e por este motivo, o coeficiente de empuxo no repouso será maior do que o coeficiente de empuxo ativo.

$$K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Os valores do coeficiente de empuxo ativo e no repouso, podem ser definidos de acordo com a equação geral, onde a alteração será entre os coeficientes de empuxo utilizados (ativo ou no repouso)

Estes são definidos respectivamente por:

$$E = \frac{\gamma' * H^2 * K}{2}$$

Onde:

E (E_0 ou E_a) = Empuxo de terra ou empuxo ativo, respectivamente

γ' = peso específico efetivo do solo do maciço

H = altura da camada do solo

K (K_0 ou K_a) = coeficiente de empuxo de terra ou coeficiente de empuxo ativo, respectivamente

A unidade de medida resultante do empuxo é o kN/m, e desta forma é possível estimar a carga de trabalho que os tirantes deverão ter para que possam conter esta tendência à movimentação ou para gerar estabilidade do maciço.

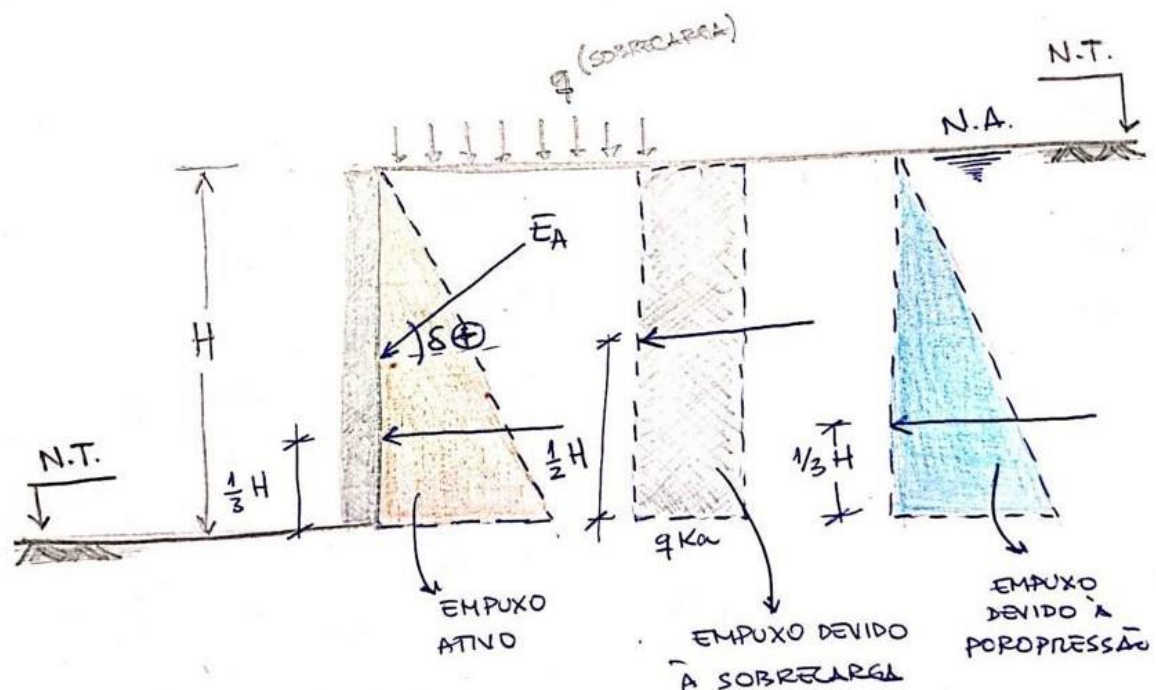
Numa cortina ancorada, o conjunto de tirantes deve combater o empuxo de terra, devendo ser ancorado numa região profunda e naturalmente estável, além da massa mobilizada pelo empuxo e potencialmente instável.

Para os cálculos de estimativa de carga de trabalho dos tirantes, é necessário também verificar o nível d'água do terreno, que contribuirá desta forma com o empuxo hidrostático, além do empuxo devido à sobrecarga, no caso de estruturas construídas ou presentes no topo do maciço, conforme esquema abaixo da Figura 3. É importante analisar, contudo, a posição do

nível d'água do terreno para que se avalie o comportamento e parcela do empuxo hidrostático, e ainda se a sobrecarga está atuando de maneira distribuída ou pontual no terreno. O esquema do muro representado deve ser desconsiderado, levando em consideração apenas as representações dos empuxos a partir da superfície do terreno.

O dimensionamento geotécnico de uma cortina atirantada consiste ainda em determinar altura e inclinação da mesma, o somatório das cargas nos tirantes ao longo de uma vertical, o espaçamento horizontal e vertical entre eles, o comprimento dos trechos livres e ancorados dos tirantes, e a capacidade de carga das fundações.

Figura 3 - Representação dos Empuxos Ativos, Hidrostáticos e devido à Sobrecarga do terreno.



Fonte: Notas de Aula do Autor (2021) na disciplina de Estabilidade de Encostas ministradas na Universidade Federal Fluminense pelo prof. Dsc. Robson Saramago

2.3 Verificação de segurança da contenção

Conforme preconizado pela ABNT NBR 5629:2018, a contenção ancorada deve ser estável para as superfícies potenciais de ruptura, já apresentadas no item de Introdução deste trabalho, com um fator de segurança (FS) mínimo.

Para obras permanentes, o projeto deve definir o limite inferior do fator de segurança utilizado, dependendo dos riscos envolvidos. O projeto deve estar enquadrado inicialmente nas classificações do nível de segurança com relação a possibilidade de perda de vidas humanas, danos materiais e ambientais, conforme tabela 2 abaixo.

Tabela 2 - Fatores de segurança mínimos para ruptura global de tirantes permanentes.

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

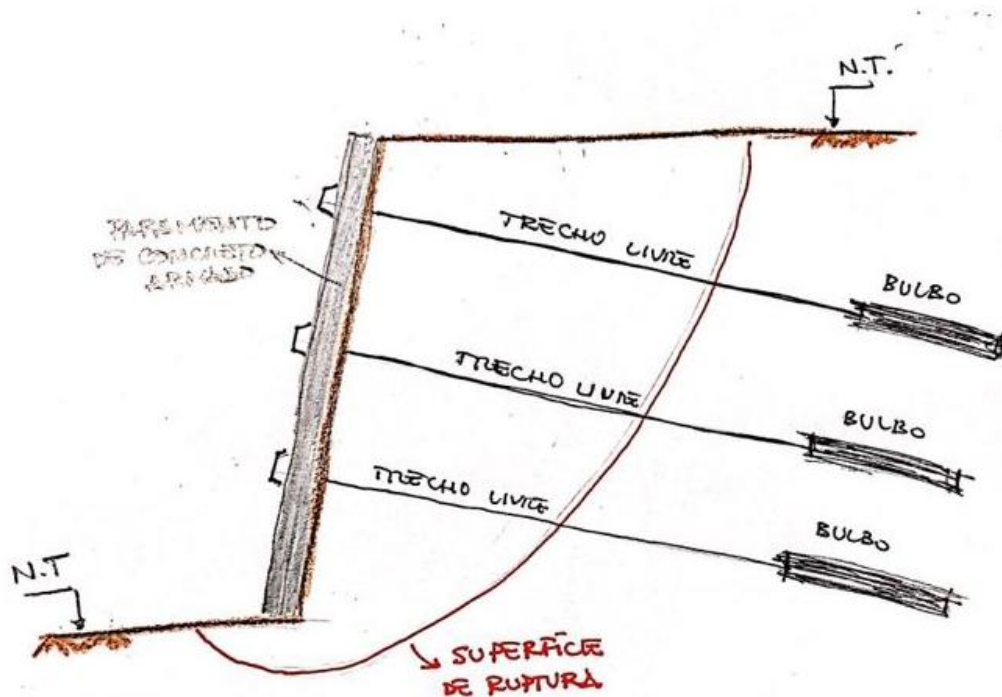
Fonte: ABNT NBR 5629:2018 – Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução

A carga do tirante a ser considerada no cálculo do fator de segurança deve ser a carga de trabalho do tirante como uma das parcelas do esforço atuante.

Além disso, é de suma importância que o comprimento do trecho livre do tirante seja maior do que 3 metros e comprimento total (trecho livre + trecho ancorado) deve ser tal que o centro do bulbo dos tirantes localize-se sobre ou além da superfície de ruptura para a qual se teria um fator de segurança igual ou maior do que 1,5, como se vê no exemplo da Figura 4.

O comprimento dos tirantes também deve ser definido de forma a atender às condições necessárias ao equilíbrio externo. Também importante no caso dos tirantes, seus espaçamentos devem ser tais que se elimine a interação entre os trechos ancorados.

Figura 4 - Trecho livre do tirante transpassando a superfície de ruptura e bulbo posicionado na parcela estável do terreno.



Fonte: Notas de Aula do Autor (2021) na disciplina de Estabilidade de Encostas ministradas na Universidade Federal Fluminense pelo prof. Dsc. Robson Saramago

2.4 Dimensionamento do tirante

Dimensionamento do elemento de tração

A carga de trabalho é a carga considerada no projeto geotécnico. As cargas máximas de ensaio (T_{ensaio}) e de trabalho (T_{trabalho}) são obtidas pelas seguintes equações:

$$T_{\text{ensaio}} = 0,9 * f_{yk} * A_s$$

$$T_{\text{trabalho}} = \frac{T_{\text{ensaio}}}{FS}$$

Onde:

f_{yk} = tensão de escoamento característica do aço;

As = área da seção transversal útil da barra, descontando-se a parcela perdida pela rosca no caso de seção reduzida;

FS = Fator de segurança (FS=1,75)

Os fatores de segurança 0,9 e 1,75 aplicados nas equações demonstradas acima correspondem aos fatores de segurança para tirantes permanentes preconizados pela ABNT NBR 5629:2018 – Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução.

Para o caso, a carga de trabalho e a carga de ensaio já são conhecidas do projeto geotécnico da contenção, uma vez que realizada a estimativa do empuxo, é sabido a carga que o conjunto de tirantes deve ter para conter a massa instável, e da ABNT NBR 5629 em função do tipo de tirante a ser executado (provisório ou definitivo), procurando se obter então a área da seção de aço necessária para se especificar o elemento de tração.

Dimensionamento do bulbo de ancoragem

O dimensionamento do trecho ancorado contra o arrancamento da ancoragem é baseado na expressão a seguir:

$$T_{bulbo} = q_s * \pi * D * L_b$$

Onde:

T_{bulbo} = capacidade de carga do trecho ancorado, que deve ser igual à carga axial máxima do ensaio de recebimento e de qualificação (T_{ensaio});

q_s = atrito unitário no contato bulbo-solo ou rocha, baseado em ensaios de arrancamento de tirante;

D = diâmetro do trecho ancorado (bulbo);

L_b = comprimento do trecho ancorado (bulbo)

O atrito unitário q_s , depende da tensão efetiva média ao seu redor e dos parâmetros do solo envolvente. Portanto, para a utilização de q_s no dimensionamento do trecho ancorado deve-se considerar a representatividade das condições de ensaio para a obra.

No pré-dimensionamento e na ausência de ensaios de arrancamento, a capacidade de carga do trecho ancorado (T_{bulbo}) pode-se basear no que preconizava a versão anterior de 2006 da ABNT NBR 5629, de maneira mais segura, conforme expressão abaixo:

- Solos grosseiros

$$T_{bulbo} = \sigma' = U * L_b * K_f$$

Onde:

σ' = tensão efetiva no ponto médio da ancoragem;

U = perímetro médio da seção transversal da ancoragem;

K_f = coeficiente de ancoragem indicado na Tabela 3 a seguir

Tabela 3 - Coeficientes de ancoragem

Solo	Compacidade		
	Fofa	Compacta	Muito compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e pedregulho	1,0	2,0	3,0

Fonte: Geo Rio (2010)

- Solos Argilosos

$$T_{bulbo} = \alpha * U * L_b * S_u$$

Onde:

α = coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento;

S_u = resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso

- Rochas

O pré-dimensionamento do valor de q_s em rochas pode ser realizado de acordo com a norma ABNT NBR 5629:2006 – Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução, por meio das seguintes regras, devendo-se empregar o menor valor:

$q_s \leq 1/30$ da resistência à compressão não confinada da rocha;

$q_s \leq 1/30$ da resistência à compressão não confinada da argamassa/calda de cimento

É importante frisar que a versão atual da NBR 5629, com revisão datada de 2018, não contempla mais o dimensionamento do bulbo de ancoragem.

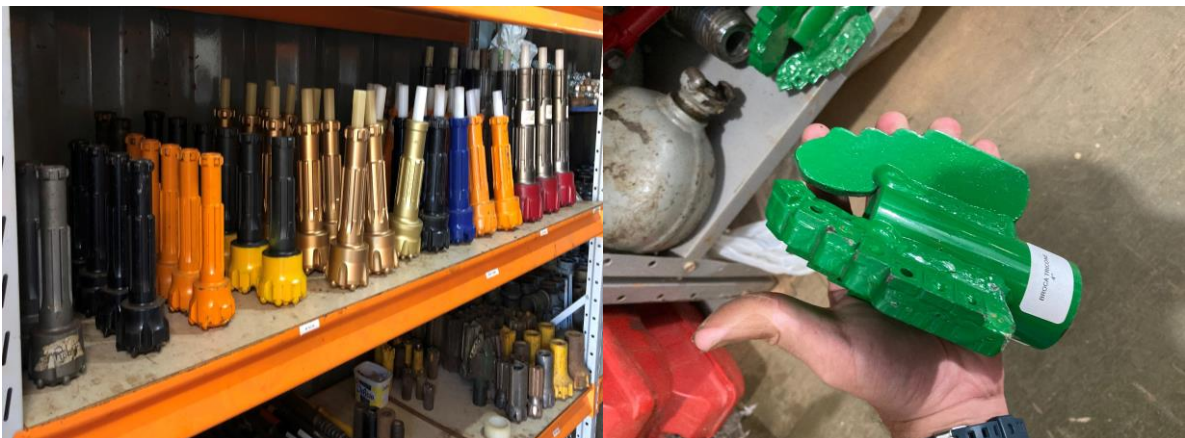
3. METODOLOGIA DE EXECUÇÃO

Atualmente, a técnica de execução de tirantes – popularmente chamados também de “ancoragens reinjetáveis” – no Brasil, segue as premissas da norma brasileira ABNT NBR 5629 – Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução, com última revisão realizada no ano de 2018, e pode ser resumida conforme a sequência abaixo.

3.1 Perfuração

A perfuração geralmente é executada pelo sistema rotopercussivo, a considerar a possibilidade de execução de tirantes tanto em terrenos de solo, quanto em maciços de rocha. Esta perfuração pode ser executada com ou sem revestimento simultâneo, a depender das características de estabilidade do solo local. As ferramentas de perfuração mais utilizadas são a broca tricône, utilizada para perfurações realizadas em solo, e o bit para perfurações realizadas em rocha (Figura 5), com o auxílio de um martelo de fundo. Estas brocas ficam fixas na extremidade de uma haste, que constitui a coluna de perfuração, por onde também circula o fluido de limpeza de detritos do furo. Os fluidos de limpeza mais utilizados são água em alta pressão, necessitando de um reservatório compatível com a vazão exigida pela perfuratriz, e ar comprimido, fornecido por compressores de ar. As perfurações em terrenos instáveis podem ser realizadas sem o revestimento simultâneo, utilizando lama bentonítica para a estabilização do furo.

Figura 5 - Bit de perfuração de diversos diâmetros à esquerda, e broca tricône de 4" à direita.



Fonte: O Autor (2021)

O diâmetro da perfuração normalmente é iniciado a partir de 100mm, sendo comum encontrar em projetos furos de 127mm, 150mm em diante. Este diâmetro é definido principalmente em função da montagem do tirante e de todos os elementos que farão parte dessa montagem, de modo que a instalação deste no furo não encontre resistência no terreno. Ou seja, o diâmetro do furo deve ser tal, que o tirante seja instalado descendo no furo única e exclusivamente pela ação da gravidade, não devendo ser cravado em nenhuma hipótese. Por fim, este diâmetro de perfuração é definido de forma que garanta o recobrimento mínimo do elemento de aço.

Durante a perfuração, devem ser observadas as características dos solos atravessados pela coluna de perfuração, além da ocorrência de perda d'água ou perda de ar – a depender do sistema de limpeza de detritos - amolecimentos, presença de matéria orgânica, atingimento do nível d'água, etc. Estas informações são de suma importância para o complemento dos dados fornecidos pelas sondagens executadas na fase de investigação, possibilitando que já na etapa de execução, caso seja necessário, o dimensionamento inicial de projeto seja alterado sem perda de serviços ou retrabalhos.

3.2 Montagem

Os tirantes são constituídos por cordoalhas de aço de protensão, ou por monobarras de aço especial, com alta resistência ao escoamento. Ambas as possibilidades são devidamente protegidas com pintura anticorrosiva de fábrica, conforme preconiza a NBR 5629, de acordo com a Figura 6.

A montagem do tirante é feita utilizando espaçadores presos com arame de aço recozido na barra de aço ou circulares no caso de cordoalhas de cabo de aço. Eles garantem o recobrimento – distância entre o elemento de tração até a parede do furo.

No caso de tirantes do tipo cordoalha, é colocado no centro do conjunto um tubo de PVC com diâmetro externo entre 32mm ou 40mm dotados de válvulas tipo “manchete” presentes apenas no trecho ancorado do tirante. Para os tirantes tipo monobarra, este mesmo tubo mancheteado é posicionado de forma paralela à barra de aço, com as válvulas posicionadas apenas no trecho ancorado. As válvulas manchete do trecho ancorado são destinadas às injeções de fase, sob alta pressão. Estas são constituídas por pequenos trechos perfurados do tubo PVC, envoltos por uma borracha flexível que possibilitam a saída da calda de cimento ou outro aglutinante no momento da injeção sob pressão e evitam o retorno desta quando a injeção é

paralisada. Os espaçadores e as manchetes possuem espaçamento previsto em projeto, geralmente entre 0,5 metro ou 1,0 metro, conforme ilustra a Figura 7.

Figura 6 - Relação de proteções contra a corrosão de acordo com o tipo de tirante e o meio (agressivo ou não agressivo).

Vida útil de projeto	Meio ^a	Proteção		
		Cabeça	Trecho livre	Trecho ancorado
Provisório	Não agressivo	Calda de cimento	Calda de cimento	Calda de cimento
	Agressivo	Calda de cimento + 1 barreira	Calda de cimento + 1 barreira	Calda de cimento
Permanente	Não agressivo	Calda de cimento + 2 barreiras + Tubo protetor	Calda de cimento + 2 barreiras	Calda de cimento + 1 barreira
	Agressivo	Calda de cimento + 3 barreiras + Tubo protetor	Calda de cimento + 3 barreiras	Calda de cimento + 1 barreira

^a A referência de meio não agressivo é o critério pH > 6, podendo ser necessários outros critérios e ensaios, devidamente a ser prescritos no projeto.

Fonte: ABNT NBR 5629 – Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e execução

As cordoalhas e monobarras do trecho livre são engraxadas e envoltas por um tubo plástico de proteção. Este tubo plástico possibilita que o trecho livre consiga se alongar livremente durante os ensaios e protensão do tirante.

Na transição entre o trecho livre e o trecho ancorado, este tubo plástico de proteção é vedado com massa plástica ou fita específica, evitando o contato da calda de cimento ou outro aglutinante com o(s) elemento(s) de tração do trecho livre. A Figura 8, mostra um exemplo de transição entre os trechos livres e os trechos ancorados

*Figura 7 - Espaçador e tubo de injeção feito de PVC dotado de válvulas manchetes.
Montagem de tirante constituído de monobarra.*



Fonte: O Autor (2021)

Figura 8 – Detalhe da transição entre trecho livre e trecho ancorado com utilização de fita especial para vedação do trecho livre protegido por tubo plástico branco.



Fonte: O Autor (2021)

3.3 Instalação do tirante no furo e preenchimento

Após a perfuração, é procedida a instalação do tirante no furo após sua montagem. Nesta etapa, é importante notar, principalmente nas perfurações não revestidas e em terrenos mais fragmentados, que a descida do tirante no furo seja livre, apenas com a ação da gravidade. No caso de o tirante ser “cravado” no furo, é provável que este tenha se fechado ou o diâmetro da perfuração não tenha sido suficiente.

Outra possibilidade que para a instalação incorreta do tirante no furo, é que a rigidez da coluna de perfuração seja insuficiente para que o furo fique retilíneo, causando uma leve curvatura e deixando-o parabólico. Desta forma, em algum ponto do caminho a ser percorrido pelo elemento, o tirante terá que ser cravado e isso prejudicará não só seu cobrimento mínimo, mas também o desempenho nos ensaios.

Posteriormente à instalação, é realizada a injeção de bainha – espaço anelar entre a parede do furo e o elemento de tração. Esta injeção deve ser obrigatoriamente feita de maneira ascendente, de maneira a garantir que o furo seja totalmente preenchido pela calda de cimento, ou outro aglutinante, e possibilitando que este também realize uma possível limpeza de detritos que podem ter se desprendido da parede do furo. A injeção de bainha pode ser realizada através de um tubo de polietileno que acompanha toda a extensão do tirante e recebe três rasgos de

igual espaçamento na extremidade inferior, que é por onde sairá a calda de cimento de maneira ascendente. A extremidade superior será conectada à rede de injeção que bombeará o aglutinante por dentro do tubo de polietileno. Outra maneira de realizar a injeção de bainha é utilizar um tubo de PVC soldável, geralmente com 16mm e introduzi-lo até o final do furo. Quando o tubo de PVC não conseguir avançar mais, procede-se para a injeção, e à medida que o aglutinante é inserido no furo, a “espingarda” de PVC vai sendo retirada de dentro. O inconveniente da segunda possibilidade é que se por algum motivo e erro de controle de execução, a “espingarda” de PVC não chegar até o fundo do furo, haverá um trecho do tirante que não receberá a injeção de bainha, o que irá comprometer o desempenho do mesmo nos ensaios, tal como a sua função.

Em ambos os casos, a injeção de bainha é paralisada quando a calda de cimento extravasa pelo furo.

3.4 Injeção do trecho ancorado (bulbo)

Após a cura parcial da bainha, geralmente entre 24h e 72h, inicia-se a injeção do trecho ancorado (bulbo de ancoragem). Nesta etapa é realizada a injeção de calda de cimento, com relação água/cimento entre 0,5 e 0,4 em cada válvula manchete isoladamente. Esta injeção denominada “injeção de fase” só é possível de ser realizada individualmente em cada manchete graças ao obturador duplo presente nas hastes de injeção. A haste de injeção é inserida dentro do tubo de injeção de PVC e dotada de pequenos furos, entre os dois obturadores, confina a calda de cimento no trecho da manchete que está sendo injetada.

Em cada manchete deve ser registrado, a partir de um medidor de pressão (manômetro) acoplado na saída da bomba de injeção, as pressões de abertura e de injeção da calda de cimento. A pressão de abertura indica a pressão no sistema de injeção que provoca fissuras na bainha, e seu valor diz respeito à qualidade de injeção realizada na fase da bainha. O valor da pressão de injeção diz respeito à resistência que o solo apresenta para o “enraizamento” da calda de cimento. Geralmente a injeção de cada manchete é paralisada e procedida a manchete seguinte quando observado no manômetro acoplado à bomba um aumento considerável desta pressão de injeção.

Geralmente, as especificações técnicas estabelecem uma quantidade limite de sacos de cimento por manchete (entre 0,5 saco e 1,5 sacos), ou pressões mínimas de abertura de manchete. No primeiro caso, são realizados ensaios no início da obra, e em casos de insucesso,

os tirantes posteriores serão dotados de mais de uma fase de injeção de válvulas manchete. Para o segundo caso, onde o projeto condiciona pressões mínimas de abertura, para cada manchete que não atingir este valor, deve ser procedida uma nova fase de injeção.

As fases de injeção consecutivas devem ser realizadas pelo menos 12 horas após a injeção da fase anterior, dependendo do tipo de cimento. Para cimentos com alta resistência inicial, é possível que a fase posterior seja realizada num período inferior a 12 horas.

Nos casos em que os tirantes atingem a capacidade de carga necessária, os serviços são continuados como estabelecido inicialmente em projeto ou especificação técnica, sendo possível até que esteja sendo injetada uma quantidade muito maior de cimento do que o mínimo necessário.

Em tirantes ancorados em taludes rochosos, é comum que as válvulas manchetes não “estourem” mesmo com altas pressões da bomba (em torno de 50kgf/cm^2), uma vez que o entorno da rocha oferece grande resistência e impedem que a bainha se rompa e expanda. Neste caso, é importante que a observação seja feita em boletim de campo específico e seja analisado o desempenho do tirante nos ensaios, para garantir que a injeção de bainha foi bem executada.

A figura 9 abaixo mostra a exumação de uma ancoragem reinjetável com manchetes espaçadas de 0,5 em 0,5 metro e apenas uma fase, com pressão de injeção da ordem de 15kgf/cm^2 .

Figura 9 - Exumação de ancoragem reinjetável.



Fonte: O Autor (2020)

3.5 Ensaios e Protensão dos Tirantes

Conforme preconiza a ABNT NBR 5629:2018, deve ser realizado o ensaio de recebimento tipo A em 10% do total de tirantes da obra, e o ensaio de recebimento tipo B nos demais.

Todos os elementos do conjunto hidráulico (macaco, bomba e manômetro), além do instrumento de medição, devem possuir devida Calibração para garantir que os ensaios serão realizados nas cargas adequadamente preconizadas pela norma técnica.

É necessário verificar a curva de calibração do manômetro para que seja feita a correta proporcionalidade entre a unidade de medida do instrumento e a unidade de medida prevista em projeto.

De maneira geral, as unidades de medida contidas nos manômetros utilizados são kgf/cm^2 e bar. Já as unidades de medida previstas em projeto são tf ou kN.

Deve ser posicionada uma mesa de apoio no trecho externo do tirante, de forma que seja permitido o aperto da porca de travamento ao final do ensaio. Esta mesa é apoiada diretamente na placa de distribuição de cargas na cabeça do tirante. Em alguns casos, é possível utilizar uma grade de apoio para o macaco, com porcas posicionadas nos vértices do quadrilátero, de maneira que esta grade possa ser ajustável para que a carga do macaco seja aplicada axialmente ao tirante.

Acima da mesa ou da grade de apoio, deve ser posicionado o macaco hidráulico compatível com as cargas a serem realizadas no referido ensaio. Na parte superior do macaco hidráulico, deve ser posicionada uma placa de ancoragem com uma porca de travamento para que o pistão do macaco não corra durante o ensaio.

Para evitar perdas excessivas na obra, o trecho externo do tirante a ser utilizado no ensaio pode ser padrão para todos os tirantes que possuem a mesma característica. Dessa forma, é utilizada apenas um trecho de barra de aço, com aproximadamente 1,00 metro (até 1,20m) dotada de uma luva, que será emendado na extremidade de cada tirante. Desta forma, evita-se que trechos de barra sejam cortados e desperdiçados na obra.

É importante sempre verificar as dimensões da mesa utilizada, pois ela deve permitir a passagem de uma chave de grifo para que, após finalizado o ensaio, a porca de travamento do tirante possa ser devidamente apertada. Caso a largura da mesa seja muito pequena, não será possível inserir a chave de grifo, tendo o aperto que ser feito manualmente, o que não garantirá a adequada ativação de carga no elemento.

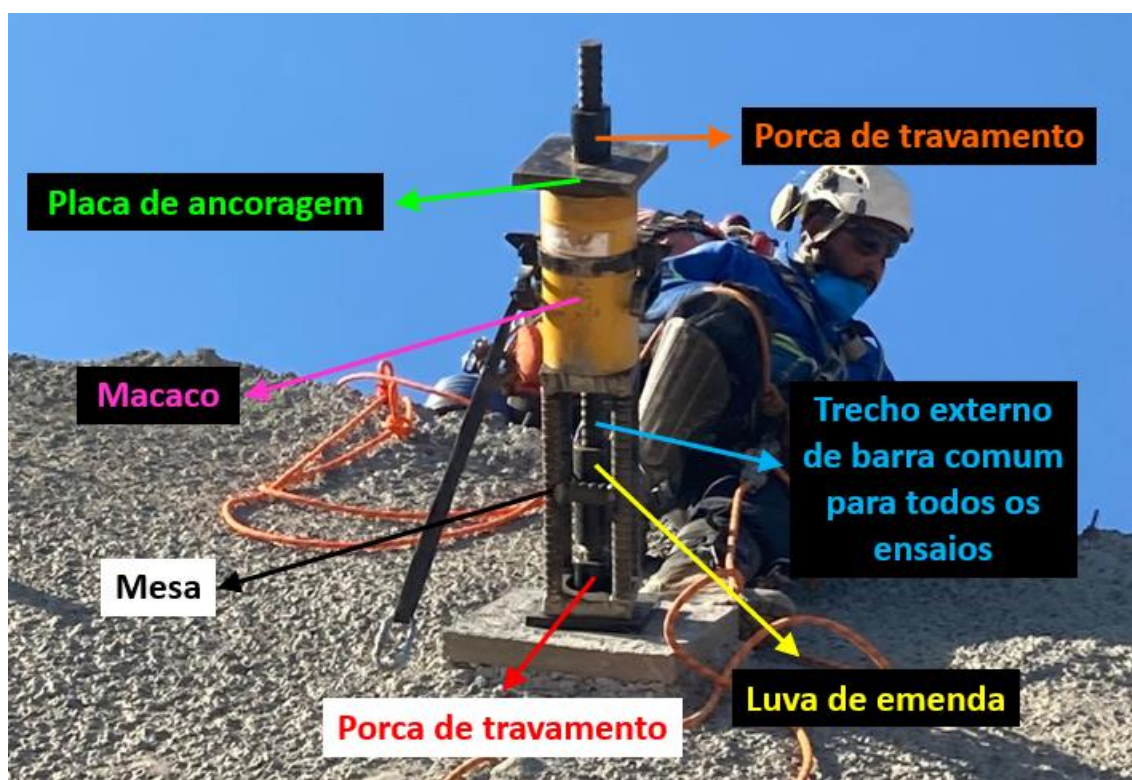
É possível identificar todos os elementos supracitados na Figura 10 abaixo.

O Ensaio de Recebimento deve ser iniciado com uma carga F_0 , que é equivalente a 10% da carga máxima prevista em ensaio.

Após a aplicação desta carga, devem ser medidos os deslocamentos iniciais e finais em cada estágio, assim que a cabeça do tirante tiver seus deslocamentos estabilizados (diferença de leitura final e inicial igual ou menor do que 1mm). O próximo estágio de deslocamento só deve ser procedido após a estabilização dos deslocamentos no estágio anterior. Estes estágios duram cerca de 5 minutos, podendo variar para mais e para menos de acordo com as características do tirante, do terreno e da qualidade da injeção de bainha e de fase.

A ABNT NBR 5629:2018 estabelece, de acordo com a Figura 11, as leituras para ensaios de recebimento de acordo com os tipos de tirantes. Estas leituras devem ser respeitadas por se tratar de itens normativos.

Figura 10 - Indicação dos elementos necessários para a realização de ensaio em tirante tipo monobarra.



Fonte: O Autor (2021)

Após aplicação da carga máxima de ensaio ($1,75 \times$ Carga de Incorporação para Tipo A e $1,4 \times$ Carga de Incorporação para Tipo B), devem ser medidos também os deslocamentos no

descarregamento, fazendo sucessivas leituras após cada estágio de carga, tal como no carregamento.

Figura 11 - Cargas para leitura no ensaio.

Tabela D.1 – Cargas para leitura em ensaios de recebimento (desempenho)

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

Fonte: ABNT NBR 5629:2018 – Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução

Ao finalizar a leitura no estágio de carga F_0 , deve incorporar a carga no tirante (valor fornecido em projeto) e realizar o adequado aperto da porca com chave de grifo (para macacos hidráulicos convencionais e utilização de mesa).

As leituras dos deslocamentos realizados no início e final de cada fase de carga devem ser realizadas com o auxílio de um paquímetro, aferindo o deslocamento real do êmbolo do macaco, ou com um relógio comparador, onde sua base magnética esteja fixa a uma base indeslocável, e a agulha para a leitura esteja em contato com a extremidade da barra utilizada para ensaio ou uma superfície plana indeformável na extremidade da própria barra.

No ensaio de recebimento, além da verificação da estabilização do deslocamento total para as cargas de ensaio, a avaliação do tirante inclui também a análise de deformação para os deslocamentos elásticos e plásticos (permanentes). Os deslocamentos elásticos são provenientes do alongamento exclusivo do trecho livre (que não está em contato com a bainha, protegido por um tubo PVC). Já os deslocamentos permanentes são atribuídos ao trecho ancorado, que teoricamente é considerado indeformável. Para a aprovação do ensaio de recebimento, deve ser observado no deslocamento total no topo do tirante, sua estabilização para a carga máxima do ensaio. Além disso, os deslocamentos elásticos devem estar contidos

em uma reta dentro dos limites inferior e superior, preconizados pela norma técnica de linhas “a” e “b”. Se a reta do deslocamento elástico estiver sobrepondo a linha “c”, que é a curva teórica do tirante, é possível que todas as etapas de execução foram bem realizadas.

Para o limite superior (reta “a”), é admitido que o comprimento do trecho ancorado tenha resultado 50% menor do que o projetado e, para o limite inferior (linha “b”) é admitido que 20% do trecho livre tenha sido integrado ao trecho ancorado. No caso de os tirantes atenderem às condições supracitadas é feita a incorporação de carga, dependendo da especificação de projeto.

No caso de ensaios reprovados, o projetista ou acompanhamento técnico de obra (ATO) podem sugerir um novo ensaio do tirante, uma nova fase de injeção e um novo ensaio após esta injeção, ou no caso mais extremo, a execução de um tirante adicional.

A protensão tem a finalidade de tensionar os tirantes ancorados, colocando-os em carga antes da atuação dos esforços solicitantes devidos ao empuxo de terra, de modo a minimizar os deslocamentos da estrutura de contenção. É importante se atentar para que o macaco hidráulico tenha capacidade superior ao número levantado, de forma que ele não precise operar sempre na capacidade máxima.

4. FATORES QUE AFETAM O COMPORTAMENTO

Como já visto anteriormente, na etapa de escolha do método de contenção, e pré-dimensionamento dos tirantes, o comportamento destes depende das propriedades naturais do solo, condições do entorno, mas também, das etapas de execução.

Os fatores a seguir foram mapeados como os mais representativos para este comportamento, sendo eles:

- Tipo de solo;
- Técnica utilizada para perfuração;
- Diâmetro perfurado do terreno;
- Técnica utilizada para injeção;
- Tipo de mistura utilizada para injeção;
- Protensão; e
- Fluência

Os fatores supracitados, na maioria dos casos, são dependentes entre si, e por este motivo, devem ser considerados em conjunto. No entanto, quanto mais preciso é o conhecimento da influência de cada parâmetro, é possível identificar as deficiências e oportunidades de melhoria de cada método de estimativa de capacidade de carga analisados, tal como de procedimentos já conhecidos amplamente em obras deste tipo.

4.1 Tipo de solo

O tipo de solo como influência no comportamento de tirantes ancorados se dá pelas características naturais, como por exemplo resistência ao cisalhamento, ângulo de atrito, deformabilidade, mas também pelo que é definido como *grau de injetabilidade*. Isto é, o poder da influência de injeção do aglutinante na melhoria das propriedades naturais do solo, e de que forma isto corrobora para um bom comportamento dos tirantes.

Para Guimarães Filho (1984), a ação da calda de cimento injetada em altas pressões se mostra impreterível, superando a reação do solo, deformando-o, fissurando-o e preenchendo seus vazios. Nesta ação, que pode ser repetida em fases consecutivas, o solo ganha um tratamento que aumenta significativamente sua resistência junto ao trecho injetado.

O efeito benéfico das injeções de calda de cimento sob alta pressão, na execução dos bulbos ancorados dos tirantes, baseado em experiência de obras executadas e trabalhos de alguns pesquisadores, pode ser analisado sob os seguintes aspectos:

- Aumento quantitativo considerável da densidade do solo, com aumento do diâmetro médio do bulbo, ângulo de atrito interno do solo adjacente e a tensão normal na interface bulbo-solo;
- Melhora das características de resistência e deformabilidade do solo a partir da penetração de calda de cimento nos vazios e descontinuidades;
- Quando utilizado aditivo expansivo, expansão da calda de cimento, potencializando o efeito positivo do bulbo, no caso de solos muito resistentes

Estes três aspectos se manifestam de forma independente de acordo com as características do solo, e uma análise destas diferenças permite classificar os solos de acordo com o seu *grau de injetabilidade*. Considerando que, a técnica de utilização de aditivo expansivo na calda de cimento não tem sido aprofundada nem em obras, nem em estudos, o último aspecto não será considerado para esta análise de injetabilidade.

Para solos arenoso fofos, é de se esperar que a injeção de calda de cimento sob alta pressão aumente de maneira significativa o diâmetro médio do bulbo, além do ângulo de atrito interno do solo adjacente. Espera-se também que a tensão normal na interface bulbo-solo aumente apenas de maneira razoável, uma vez que em terrenos fofos arenosos o aumento da tensão confinante ocorre a partir de grande deformação. Por fim, a quantidade grande de vazios tende a diminuir a partir do preenchimento com calda de cimento.

Já em solos arenosos, mas compactos, espera-se que a injeção sob pressão não altere tanto o diâmetro médio do bulbo, por conta da compactidade elevada do material, mas aumente significativamente a tensão normal na interface bulbo-solo e o ângulo de atrito interno do solo adjacente a partir do preenchimento dos vazios criados pela injeção de calda.

Em argilas moles, é de se esperar um aumento do diâmetro médio do bulbo e da coesão do solo adjacente, mas a tensão normal na interface bulbo-solo não terá aumentos representativos.

Em argilas de alta consistência, o aumento do diâmetro médio do bulbo a partir da injeção em pressão será significativo, aumentando também a tensão normal na interface bulbo-

solo. O ângulo de atrito interno, que inicialmente já é baixo, tende a não ter alterações representativas.

Intuitivamente, para solos siltosos, de características intermediárias entre areias e argilas, a ação da calda de cimento tem magnitude também intermediária entre as observadas acima, dependendo ainda mais da heterogeneidade do terreno.

Portanto, conforme supracitado, é adequado inferir que a estrutura dos tipos de solos é o principal fator para a determinação do grau de injetabilidade do mesmo. Como a estrutura detalhada dos solos é missão complexa devido às diversas dificuldades encontradas na Engenharia de Solos – determinação de índice de vazios, tamanho e forma de ocorrência dos vazios, determinação do tamanho, forma e aglutinação dos grãos, homogeneidade, índices de resistência e deformabilidade – muito por conta das informações superficiais retiradas das investigações geotécnicas, é recomendado utilizar dados relativos à granulometria do solo, combinados à sua compactidade para estabelecer a tabela abaixo, definindo de maneira qualitativa o grau de injetabilidade de cada grupo de solo, conforme Tabela 4.

Tabela 4 - Grau de injetabilidade dos vários grupos de solo.

Tipo de solo	Compactidade ou consistência	Grau de injetabilidade parcial			Grau de injetabilidade global
		Aumento do diâmetro do bulbo	Aumento da tensão normal	Tratamento do solo	
Areia média e grossa	Fofa	Alto	Baixo	Alto	Alto
Areia média e grossa	Compacta	Baixo	Alto	Médio	Médio
Areia fina	Fofa	Alto	Baixo	Médio	Médio
Areia fina	Compacta	Baixo	Alto	Baixo	Baixo
Silte	Fofa	Alto	Baixo	Médio	Médio
Silte	Compacto	Baixo	Alto	Baixo	Baixo
Argila	Mole e média	Alto	Baixo	Médio	Médio
Argila	Rija e dura	Baixo	Alto	Baixo	Baixo

Fonte: Souza (2001).

A tabela 4 exposta acima mostra que, para um tirante executado em areia fofa, por exemplo, a injeção em alta pressão de calda de cimento tem a probabilidade grande de melhorar de forma considerável as características de resistência natural do solo, possibilitando para este caso, ser dimensionado um bulbo – trecho ancorado – de menor comprimento, e conseqüentemente aplicar menos recursos na injeção. De forma contrária, para um tirante executado em argila dura, a injeção em alta pressão de calda de cimento, não tende a melhorar de maneira tão considerável as características de resistência naturais do solo, levando a um dimensionamento de bulbos com maiores comprimentos.

Analisando o solo local como meio resistente às cargas transferidas pelo trecho ancorado, é verificado, conforme exposto acima, que determinadas características naturais do solo tem a capacidade de influenciar de maneira significativa no comportamento do tirante. A consistência ou compacidade dos solos tem influência significativa na capacidade de carga e na rigidez do tirante. Pode-se dizer que a capacidade de carga deste elemento será maior quanto mais compacto ou consistente for o material, não considerando o efeito da perfuração e injeção. Adiante será visto que a técnica de perfuração em conjunto com a injeção de calda de cimento combinados com o tipo de solo, pode determinar o comportamento do tirante.

Analogamente ao já exposto, é de se esperar que a magnitude do deslocamento relativo do trecho ancorado-solo também é influenciada pelo solo vizinho, levando em consideração sua rigidez, esperando-se que em solos mais compactos ou resistentes, este trecho necessite de um menor deslocamento relativo para mobilizar a resistência do tirante.

Já a variação da tensão tangencial mobilizada no sistema trecho ancorado-solo, em função do deslocamento do bulbo, após atingir o valor limite, tem chamado a atenção de pesquisadores. Tal variação está diretamente associada com o estado de tensões, e nem tanto com o tipo de solo que é solicitado.

4.2 Perfuração

Na etapa de perfuração, alterações importantes nas características de resistência e deformabilidade naturais do solo podem ser afetadas, tendo a injeção de calda de cimento influência benéfica no reparo à deterioração causada pela etapa.

Em solos não coesivos, a técnica de perfuração adotada não tem influência significativa na capacidade de carga do tirante, considerando que a calda de cimento seja injetada com uma

pressão com valor mínimo de 1000 kPa, garantindo a recompressão de qualquer trecho que porventura tenha se tornado fofo durante a etapa de perfuração, conforme Ostermayer (1974) após análise de aproximadamente 300 tirantes executados na Alemanha submetidos a ensaios triviais. O autor considera ainda que para solos coesivos, a técnica adotada na etapa de perfuração pode influenciar significativamente na capacidade de carga do tirante, sendo as perfurações com revestimento e sem revestimento com circulação de água as maneiras mais críticas para esta situação, pois resultam de maneira geral em menor capacidade de carga, quando não é possível contar com sistema de injeção de calda de cimento em alta pressão a partir das válvulas manchetes ao longo de todo o trecho ancorado e em sucessivas fases.

Mecsi (1997) também considera que a técnica escolhida de perfuração influencia decisivamente na qualidade e capacidade de carga dos tirantes, sendo recomendável, imediatamente após a perfuração, uma limpeza dos detritos do furo, seguido do seu preenchimento com calda de cimento, além da injeção do trecho ancorado a partir de tubo manchettato.

Alinhado com as observações dos autores, é verificado que a prática brasileira, em linhas gerais, as técnicas de perfuração escolhidas são mais rápidas e econômicas, uma vez que é realizada a circulação de água, ainda sem revestimento, deixando a melhoria das propriedades naturais do solo por conta da ação da injeção de calda de cimento sob pressão.

No entanto, existem situações em que é praticamente indispensável a execução da perfuração sem provocar alterações significativas no estado natural do solo, como por exemplo a execução de tirantes em solos colapsíveis. Nestes casos, deve ser feita a perfuração sem a circulação de água para preservar as condições iniciais do solo, estabilidade de vizinhos, dentre outros. Para alguns casos do gênero, são realizadas as limpezas de detritos dos furos com sistema de ar comprimido. O sistema pneumático não tem poder destrutivo tão grande quanto a circulação de água no entorno do furo e tem certa eficiência na limpeza dos detritos.

4.3 Diâmetro perfurado

Tão importante quanto a técnica de perfuração, é necessário analisar o diâmetro perfurado na execução dos tirantes. Do ponto de vista econômico e executivo, é interessante que este furo possua o menor diâmetro possível, em torno de 100mm, de forma que a execução requeira menor tempo de execução, menor esforço de torque e avanço da perfuratriz, e ainda uma maior facilidade de ruptura na bainha no momento da injeção do trecho ancorado. Em

contrapartida, se considerada a proteção contra a corrosão, é interessante que o diâmetro a ser perfurado seja maior tanto quanto possível, para que seja garantido um recobrimento adequado do tirante, formando uma das barreiras de proteção estabelecidas pela norma técnica ABNT NBR 5629:2018 – Tirantes Ancorados no Terreno, no que diz respeito à proteção contra corrosão.

Se analisada a resistência final da ancoragem, também é importante que o diâmetro a ser perfurado seja maior, principalmente em solos muito resistentes, onde a pressão de injeção seria importante para o tratamento de possíveis discontinuidades, aumento da tensão normal na interface trecho ancorado-solo e a neutralização de uma possível retração da calda de cimento.

O que se encontra na prática nacional está alinhada aos fatores apresentados acima, uma vez que os diâmetros perfurados variam em linhas gerais entre 100mm e 150mm, onde o limite inferior deve estar associado à tirantes executados em solos de alto grau de injetabilidade e, o limite superior, associado à tirantes executados em solos com baixo grau de injetabilidade.

4.4 Injeção

A técnica de injeção adotada na execução de tirantes influencia não só no comportamento final do elemento, mas também no valor econômico da solução, uma vez que é uma das etapas mais onerosas do processo. Por este motivo, para uma injeção eficiente, o processo deve considerar os graus de injetabilidade parciais do solo, prazo de execução da obra, e ainda, prazo e custo de eventuais reinjeções necessárias, tal como execução de tirantes adicionais e as condições de edificações vizinhas.

Em linhas gerais, são considerados dois sistemas principais de injeção para a execução de tirantes:

- Injeção de bainha ascendente e única, em baixa pressão;
- Injeção por válvulas manchetes em alta pressão e em fases sucessivas

Como exposto acima, o sistema de injeção do tipo ascendente e único é realizado em baixas pressões, preenchendo basicamente o espaço anelar entre a parede do furo e o próprio tirante. É comum nesta etapa, possíveis detritos que ainda tenham ficado retidos dentro do furo, sejam expulsos pela injeção ascendente da bainha.

Já as injeções de válvulas manchetes, como também já exposto, são feitas normalmente com pressões elevadas e crescentes a cada fase realizada, e possibilita, levando em consideração o tipo do solo, executar trechos ancorados (bulbo) com diâmetro médio significativamente maiores do que o diâmetro da perfuração, apresentando uma grande melhoria das características de resistência e deformabilidade do solo adjacente.

Como as pressões de injeção das manchetes são resultantes da condição de reação do terreno – quanto mais resistente, maior a dificuldade de penetração da calda de cimento – é possível verificar a eficiência de cada fase em cada válvula manchete. Para além disto, nos casos em que a pressão de injeção precisa ser controlada para evitar danos ao terreno, esta pode ser controlada em níveis operacionais aceitáveis a partir da limitação de volume injetado em cada fase e em cada manchete.

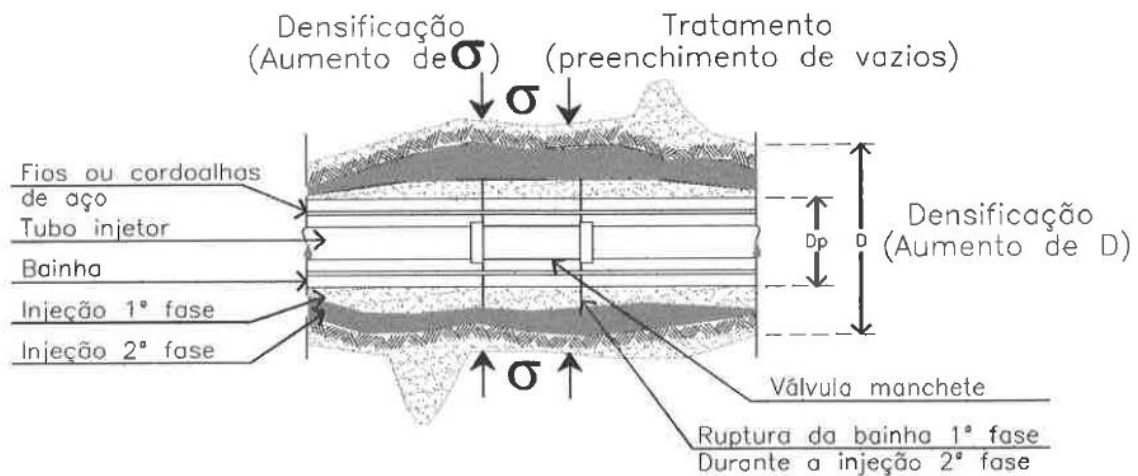
Intuitivamente, na execução do trecho ancorado, como visto no presente trabalho, é impreterível que seja utilizado o sistema de injeção por válvulas manchete em fases sucessivas, fato este já amplamente conhecido e de concordância de grande parte dos profissionais da área. No entanto, os parâmetros a serem definidos de injeção, tal como o volume de calda de cimento a ser injetado em cada fase, número de fases sucessivas e pressão de injeção desejada na execução, ainda são discutidos e sem um padrão estabelecido.

Apesar da grande dificuldade de se prever, de maneira precisa, o comportamento de propagação da calda de cimento injetada sob pressão no solo, em cada válvula manchete, Costa Nunes (1985, 1987) relata que a partir da conjectura de diversos autores, observação de obras e ensaios básicos realizados, é possível inferir que o mecanismo de ação deste tipo de injeção para a execução de trechos ancorados, pode ser analisado sob três aspectos elementares:

- Aumento da densidade do solo com o aumento do diâmetro do bulbo, ângulo de atrito interno do solo adjacente, e a tensão normal na interface bulbo-solo;
- Tratamento do solo pela penetração da calda nos vazios e discontinuidades, melhorando desta forma as suas características de resistência e deformabilidade;
- Expansão da calda de cimento, quando da utilização de aditivo expansivo, potencializando o efeito de aumento do diâmetro do bulbo, para solos muito resistentes.

A Figura 12 abaixo, mostra de maneira esquemática a ação da calda de cimento injetada em alta pressão, conforme descrito acima.

Figura 12 - Mecanismo de ação da injeção da calda de cimento por válvulas manchete.



Fonte: Souza (2001)

Levando em consideração o mecanismo de ação da injeção de calda de cimento, o qual culminou na definição do grau de injetabilidade de diversos grupos de solos, é possível inferir um procedimento de injeção que consiga conciliar a melhoria das características naturais de resistência e deformabilidade de um determinado tipo de solo, com um menor custo e prazo do serviço a ser executado, seguindo as seguintes premissas:

- Independente do grau de injetabilidade do solo, é necessário realizar pelo menos uma fase de injeção de válvulas manchete, de forma a garantir o tratamento de possíveis discontinuidades, aumento da tensão normal na interface bulbo-solo;
- Em cada fase, a cada válvula manchete, injetar ao menos 20 litros de calda de cimento até que a pressão de injeção, inicialmente crescente, se estabilize, para espaçamento entre as válvulas de 0,5m
- Proceder para fases sucessivas de injeção de válvulas manchetes em solos com alto grau de injetabilidade, até atingir altas pressões de injeção, mas limitadas a cerca de 3000 kPa, pois pressões acima deste valor, não costumam trazer melhorias adicionais na capacidade de carga do tirante.

4.5 Tipos de mistura para injeção

Na escolha da mistura para a injeção para consolidação dos solos e execução dos trechos ancorados dos tirantes, as principais características a serem consideradas são, além de custo e durabilidade, o poder cimentante, a penetração no solo e a possibilidade de sedimentação dos grãos da mistura durante a execução da injeção.

O poder cimentante está diretamente relacionado ao princípio químico de cada material e à dosagem utilizada. Já a penetrabilidade da mistura no solo depende da estrutura do solo e da granulometria da mistura, além da dosagem, como exemplo a diferença entre argamassa e calda de cimento. Misturas com granulometria mais fina e mais diluídas tendem a ter um poder de penetração maior no solo, como é o caso da calda de cimento. No caso da possibilidade de sedimentação dos grãos de uma mistura, durante a execução da injeção, ocorre quanto a mesma é feita em solos com vazios de dimensões relativamente grandes, e a mistura é do tipo diluída, pouco viscosa, com grãos também relativamente grandes.

Em linhas gerais, há três principais tipos de mistura que podem ser injetados para a consolidação dos solos e execução de trechos ancorados de tirantes:

- Misturas líquidas que são diluições químicas, resinas, dentre outras, com pouquíssima ou nenhuma presença de partículas sólidas;
- Misturas instáveis, que são misturas de cimento e água, por exemplo, sujeitas a sedimentações assim que realizada a agitação da mistura, quanto maior for o grão de cimento utilizado; e
- Misturas estáveis, que são misturas de argila bentonita, cimento e água, por exemplo, onde a sedimentação durante o tempo de injeção e pega do cimento é desprezível

4.6 Protensão

A protensão tem a função de tensionar o tirante, colocando-o carregado previamente à atuação dos esforços solicitantes do terreno devidos ao empuxo de terra, de maneira que este tensionamento possa minimizar os deslocamentos da estrutura de contenção.

Conforme já exposto, a necessidade de protensão dos tirantes de uma obra, abre uma possibilidade segura de os projetistas e executores testarem cada elemento executado, fato que se apresenta como um alto nível de controle para os padrões da Geotecnia.

No entanto, a carga máxima de ensaio de um tirante, quando estabilizada, ainda assim, não traduz diretamente uma reserva de segurança deste tirante em relação a carga de incorporação projetada. É necessário interpretar o resultado da protensão, analisando o gráfico com a curva de carga-deslocamento da cabeça do tirante, considerando de forma apropriada as limitações do próprio conjunto hidráulico utilizado para ensaio (macaco, bomba e manômetro), a interação deste conjunto com a ancoragem, e ainda, a distribuição desta carga entre tirante-terreno, a qual está implícita na curva carga-deslocamento obtida, observando que a segurança do tirante depende fundamentalmente do diagrama de esforço normal (DEN) ao longo de todo o seu comprimento, sendo trecho livre e trecho ancorado, logo após a incorporação de carga, e desta possível variação ao longo do tempo.

Perdas de carga no sistema de protensão:

Sobre o conjunto hidráulico, tomando como referência a pressão no fluido indicada no manômetro, geralmente glicerina, se sabe que existe uma perda de carga no próprio macaco, oriunda do atrito interno entre o pistão e as gaxetas e alguns outros componentes. Esta perda fica entre 2% a 3% da carga aplicada, a depender do tipo de macaco e do fluido utilizado, conforme relata Fenoux e Portier (1972) e Habib (1989).

Os autores relatam ainda que, a depender da posição do macaco na obra, e certa excentricidade entre o macaco e o eixo do tirante, pode haver ainda mais perda adicional e uma potencialização do atrito interno entre o pistão e as gaxetas, aumentando esta perda para até 7% da carga aplicada, algo representativo se forem considerados tirantes com cargas e incorporação altas.

Com o exposto acima, é seguro aferir que mesmo com a utilização da curva de calibração do conjunto hidráulico, obtida em laboratório certificado, comumente utilizada nas protensões de tirantes no Brasil, pode ainda não ser eliminada a perda de carga devido ao sistema de protensão.

Além disso, é sabido que para travar o tirante no bloco de ancoragem, durante o ensaio ou na incorporação de carga, existe a movimentação dos clavetes, ainda que muito bem posicionados. Durante os ensaios, a própria norma técnica considera que a carga inicial, equivalente a 10% do máximo valor de carga do ensaio, já ajusta todo o sistema, eliminando folgas. No entanto, em diversos ensaios de protensão foram medidos deslocamentos dos clavetes entre 3mm e 5mm desde a carga inicial até a carga máxima do ensaio. Esta

movimentação dos clavetes por sua vez, significam uma translação do bloco de ancoragem e do pistão do macaco em relação ao tirante, resultando em deslocamentos medidos maiores que os reais, com a possibilidade aberta pela norma técnica de medi-los a partir do topo do tirante no êmbolo do macaco.

Perda de carga na incorporação do tirante

Como exposto acima, a movimentação dos clavetes, desde o início da incorporação até o final da transferência total de carga ao bloco de ancoragem definitivo, nem sempre é considerado. Alguns executantes acabam adotando o método de compensar tal movimentação aumentando em cerca de 3mm a 5mm o deslocamento da cabeça do tirante em relação ao deslocamento correspondente à carga de incorporação prevista.

Este procedimento é adotado para qualquer tirante, independentemente de sua carga de incorporação, comprimento e comportamento observado no ensaio de protensão. Esta prática pode ser adequada em diversos casos, mas seria interessante que a norma técnica aplicável à execução de tirantes – NBR 5629 – estabelecesse uma metodologia que defina a relação entre as cargas de ensaio e os deslocamentos adicionais, de maneira que a carga final de incorporação prevista em projeto seja de fato efetuada.

Levando em consideração métodos indiretos propostos por alguns autores, que podem conter possíveis imprecisões, o conceito de utilizar informações do ensaio de protensão para estimar estas perdas de carga se mostram ser um bom procedimento de controle de execução, ainda que a instrumentação dê relações mais diretas entre a carga incorporada de projeto e a carga incorporada real.

Determinação dos trechos livre e ancorado efetivos da ancoragem

Na própria protensão do tirante está preconizado pela NBR 5626 a verificação dos trechos livre e ancorado e efetivos. Ou seja, o “real” comportamento do tirante, em termos de deslocamento, referente aos trechos livres e ancorados projetados previamente. O procedimento da norma técnica considera o trecho ancorado indeformável, e admite os respectivos limites para o trecho livre efetivo:

- Trecho livre efetivo máximo = trecho livre projetado + 0,5 * trecho ancorado projetado
- Trecho livre efetivo máximo = 0,8 * trecho livre projetado

É de interesse desta exposição de análises mostrar a importância da consideração do trecho ancorado como deformável, e dar luz às implicações desta inferência na melhoria da análise do comportamento carga-deslocamento dos tirantes. Nesta linha, deve ser avaliado que a não consideração do alongamento do trecho livre prejudica a representação real do comportamento do tirante, sobretudo em relação à definição do limite mínimo do trecho livre efetivo.

Para o limite máximo do trecho livre efetivo, considerando a carga máxima de ensaio, a situação corresponde ao esperado, admitindo o alongamento do trecho ancorado, tendo como efeitos os próprios trechos livre e ancorado. No entanto, para o limite mínimo do trecho livre efetivo, a consideração da norma pode ir contra a segurança, uma vez que o tirante nesta condição, na realidade tem um trecho livre bem menor quando considerado o alongamento do bulbo. Consequência disto é que parte do trecho livre incorporado ao trecho ancorado é maior do que 20%, resultando em uma grande dissipação de carga no segmento projetado como trecho livre.

4.7 Fluência

A perda de carga do tirante ao longo do tempo, também chamada de fluência, é uma grande preocupação no meio geotécnico, tanto para projetistas, quanto para executores, principalmente se consideradas as ancoragens definitivas, projetadas para tempos maiores do que 2 anos. Esta perda de carga pode ocorrer por conta dos efeitos de relaxação do aço e movimentação lenta do trecho ancorado-solo. Esta relaxação do aço, comumente é entendida como uma parcela de perda, sem variação na deformação do material.

Para alguns autores, a perda de carga de tirantes devido à relaxação do aço, em linhas gerais não ultrapassa 10% da carga incorporada, e é considerada desprezível no caso de cargas incorporadas que não ultrapassam 50% da resistência limite do aço, como Hobst e Zajíc (1983). Com a introdução de aços especiais, como os fios e cordoalhas de baixa relaxação e as monobarras com aços de alta resistência, estas perdas ficam ainda mais reduzidas, e em geral, menores que 1,5% da carga incorporada.

Os autores relatam ainda que, após diversos testes realizados em uma diversidade de tipos de aço de protensão, esta perda referida causada pela relaxação do aço se concentra nos primeiros dois meses após o carregamento.

Já na perda de carga devida à lenta movimentação entre trecho ancorado-solo, existe uma maior dificuldade de previsibilidade, uma vez que não há parâmetros bem definidos, e esta movimentação está ligada à reologia do solo. É adequado inferir que esta movimentação tende a se manifestar mais em solos coesivos, de baixa resistência e alta compressibilidade. Esta inferência tem sido admitida na prática, uma vez que a própria norma técnica NBR 5629 estabelece, em sua última revisão de 2018, no item D.6.3, o ensaio de fluência e considera aceitos tirantes com coeficiente de fluência (CF) menor ou igual a 2mm na carga de 1,75 vezes a carga de incorporação.

Pode-se então afirmar, após o exposto, que a fluência tende a não provocar problemas em ancoragens dimensionadas com coeficientes de segurança próximos de 2, tanto para o elemento de tração, quando para o trecho ancorado. Entretanto, levando em consideração que a perda de carga de tirantes ao longo do tempo está diretamente relacionada com a movimentação da cortina atirantada quando são protendidos os tirantes vizinhos ou com a acomodação do elemento de tração na cabeça do tirante, é firmemente recomendado que para obras com alto grau de criticidade, que se faça o monitoramento da carga atuante em um grupo representativo de tirantes da obra. Atualmente, algumas obras de maior responsabilidade recebem instrumentação de alguns tirantes, com a utilização de célula de carga, podendo a carga do tirante ser monitorada constantemente.

5. ESTUDO DE CASO

O estudo de caso trata de tirantes ancorados executados em uma unidade industrial localizada no município de Camaçari, no estado da Bahia. A contenção em questão é constituída por uma cortina atirantada com 3 linhas de tirantes, conforme Figuras 13 e 14, abaixo.

Figura 13 - Vista geral antes da contenção



Fonte: Material de Aula da Disciplina de Tópicos Especiais em Fundações, da Universidade Federal Fluminense.

Figura 14 - Cortina atirantada durante a execução dos serviços.



Fonte: Material de Aula da Disciplina de Tópicos Especiais em Fundações, da Universidade Federal Fluminense.

Após algum tempo da conclusão da obra, foram notados deslocamentos consideráveis da parede e trincas na face da cortina, como é possível visualizar nas Figuras 15 e 16, respectivamente, o que demandou uma avaliação especializada da contenção, dos seus dados construtivos, ensaios de carga em alguns tirantes e, por fim, um reforço do atirantamento.

Na avaliação dos ensaios de recebimento dos tirantes originalmente executados, conforme critério da ABNT NBR 5629, notou-se uma diferença grande entre os trechos livres reais e projetados. Em casos de tirantes com trechos livres de projeto de 20m, foram verificados trechos livres “reais” com 8,2m e 8,8m, comprimento mais de 50% menor do que o previsto. Já para outros tirantes de trechos livres projetados de 8,0m, foram verificados trechos livres “reais” com 15,2m, 13,6m dentre outros, comprimento quase duas vezes maior do que o projetado, conforme verifica-se na Figura 17.

Figura 15 - Visão do deslocamento do topo da cortina.



Fonte: Material de Aula da Disciplina de Tópicos Especiais em Fundações, da Universidade Federal Fluminense.

Figura 16 - Trincas estruturais presentes na parede.



Fonte: Material de Aula da Disciplina de Tópicos Especiais em Fundações, da Universidade Federal Fluminense.

De acordo com o boletim de perfuração preenchido na obra, o material encontrado no terreno caracteriza-se por um solo silte argiloso, e mais profundamente um folhelho, caracterizado como argila. No mesmo boletim, como é possível verificar na Figura 18, a quantidade de sacos de cimento utilizados para a execução de injeção de bainha foi de 13 sacos, utilizando-se um fator água/cimento de 0,5, considerando um diâmetro de perfuração de 250mm, valor bem acima dos expostos na revisão bibliográfica deste trabalho (entre 100mm e 150mm). Para a bainha, foram consumidos aproximadamente 533 litros de calda de cimento, conforme exposto no cálculo abaixo:

$$V_{calda} = \frac{50kg_{cimento}}{3,1kg/L} + \frac{25kg_{água}}{1,0kg/L} = 41 \text{ litros (por saco de cimento)}$$

$$V_{total\ calda} = 41 \text{ litros} * 13 \text{ sacos} = 533 \text{ litros} = 0,533m^3$$

Então, este é o volume total informado no boletim utilizado para a realização da injeção de bainha do tirante. É necessário então verificar se este volume injetado corresponde ao volume disponível teórico do furo. Os cálculos abaixo irão expor o volume teórico do furo, tal como os volumes a serem descontados, por sua vez, da barra de aço e do tubo de PVC de injeção, considerando um diâmetro de 25mm e 32mm, respectivamente:

$$V_{furo} = \pi * \frac{D^2}{4} * L_{furo} = \pi * \frac{0,25^2}{4} * 26 = 1,3m^3$$

$$V_{barra} = \pi * \frac{D^2}{4} * L_{barra} = \pi * \frac{0,025^2}{4} * 26 = 0,013m^3$$

$$V_{tubo} = \pi * \frac{D^2}{4} * L_{tubo} = \pi * \frac{0,032^2}{4} * 26 = 0,021m^3$$

$$V_{teórico} = 1,3m^3 - 0,013m^3 - 0,021m^3 = 1,266m^3$$

Observando os cálculos apresentados, nota-se que, a quantidade de calda de cimento injetada, em teoria, representa apenas 42% do volume disponível dentro do furo para ser preenchido. Esta inferência não se mostra razoável, o que permite admitir que a informação sobre o diâmetro da perfuração foi preenchida de maneira equivocada no boletim, visto a discrepância com os valores recomendados na literatura.

Já as injeções do trecho ancorado, localizado basicamente na região onde foi encontrada a argila, de acordo com as informações do boletim tiveram um consumo de 0,5 saco nas

manchetes mais superiores e 1 saco de cimento nas manchetes mais profundas, utilizando um fator água/cimento de 0,5. Para este fator, a quantidade injetada nas manchetes de 0,5 saco de cimento é de aproximadamente 21 litros, valor dentro do recomendado por Costa Nunes (1987) sobre a quantidade mínima de injeção de válvulas manchetes espaçadas de 0,5m em 0,5m. Nas outras válvulas manchetes, a quantidade de 41 litros de calda de cimento também foi adequada conforme os estudos apresentados em capítulo anterior. As pressões de injeção foram na ordem de 10kgf/cm² em praticamente todas as manchetes do trecho ancorado, espaçadas a cada 0,5m.

Outro fator que evidencia um preenchimento equivocado do boletim está nas informações sobre a etapa de perfuração. De maneira geral, o ponto 0,00 significa a superfície do terreno (face do talude) e o último metro (para este caso o 26,00) representa o final do furo, ou seja, o ponto mais profundo. A maneira em que o boletim foi preenchido sugere que o trecho ancorado está acima do trecho livre, por conta da separação exata de comprimento dos dois trechos do tirante.

O teste de carga realizado em vários tirantes, que consistiu em demolir a cabeça de proteção, emendar um segmento de monobarra utilizando luva de ligação e reprotender o tirante, indicou que todos os tirantes “corriam”, isto é, rompiam com cargas muito inferiores à carga de trabalho, mostrando, portanto, um desempenho inferior ao esperado e incompatível com a estabilidade de longo termo da contenção.

Tendo como base o exposto resultante da pesquisa realizada neste trabalho e considerando as informações construtivas disponíveis, é possível inferir que o mau desempenho dos tirantes provavelmente está associado a três aspectos construtivos principais. O primeiro diz respeito à montagem do tirante, possivelmente deficiente em garantir a estanqueidade do trecho livre ao fluxo da calda de cimento, que pode ter implicado a redução do trecho livre efetivo dos tirantes. O segundo aspecto que pode ter afetado o desempenho do tirante é o seu alinhamento. Como os tirantes são relativamente compridos, dependendo da rigidez da haste de perfuração o tirante pode ter resultado curvado descendentemente e potencialmente causado distribuição de carga no trecho livre por passivação do solo neste trecho durante a protensão. E, finalmente, o terceiro e talvez mais importante aspecto construtivo a influenciar o mau desempenho dos tirantes provavelmente foi o processo de injeção. As pressões de injeção das manchetes na última fase desse serviço foram muito inferiores às que se verifica como adequadas nas referências bibliográficas e na prática usual, além de não ter havido um controle adequado das pressões de injeção.

Figura 17 - Trechos livres "reais" calculados após ensaios de recebimento, conforme NBR 5629.

Tirante	Trecho Livre [m]	Trecho Ancorado [m]	Carga Inicial [kN]	Carga Final [kN]	Desloc. Máximo [mm]	Desloc. Permanente [mm]	Trecho livre "real" [m]
C1/T1	20	10	70	490	56	23	13,2
C1/T2	20	10	70	490	39	16	9,2
C1/T4	20	10	70	490	54	20	13,6
C1/T5	20	10	70	490	53	19	13,6
C1/T6	20	10	70	490	43	16	10,8
C1/T7	20	10	70	490	52	21	12,4
C1/T8	20	10	70	490	53	20	13,2
C1/T9	20	10	70	490	52	18	13,6
C1/T10	20	10	70	610	63	18	14,0
C1/T11	20	10	70	490	57	19	15,2
C1/T25	16	10	70	420	30	13	8,2
C1/T26	16	10	70	490	43	17	10,4
C1/T27	16	10	70	420	32	15	8,2
C1/T28	16	10	70	420	31	14	8,2
C1/T29	16	10	70	490	40	18	8,8
C1/T30	16	10	70	490	45	21	9,6
C1/T31	16	10	70	490	36	14	8,8
C1/T32	16	10	70	610	57	24	10,3
C1/T33	16	10	70	490	41	17	9,6
C1/T45	12	10	70	490	38	14	9,6
C1/T46	12	10	70	420	45	17	13,4
C1/T48	12	10	70	490	41	20	8,4
C1/T49	12	10	70	490	45	19	10,4
C1/T50	12	10	70	490	59	31	11,2
C1/T51	12	10	70	490	56	30	10,4
C1/T52	12	10	70	490	57	33	9,6
C1/T54	12	10	70	490	60	30	12,0
C1/T56	12	10	70	420	37	15	10,6
C1/T67	12	10	70	490	52	18	13,6
C1/T69	12	10	70	610	52	13	12,1
C1/T70	8	10	70	490	57	19	15,2

Fonte: Material de Aula da Disciplina de Tópicos Especiais em Fundações, da Universidade Federal Fluminense.

Figura 18 - Ficha de perfuração e injeção do tirante T-39 da usina.

CONCRETA Boleim de perfuração e injeção FO EST.002 Rev.04 Pág. 1/1

SERVIÇO: _____ CLIENTE: PETROBRAS
 LOCAL: CORONA ATRANTADA LOCAL: ARMBEPE ENERGIA
 TRECHO Nº: _____ SUB-TRECHO Nº: _____ BLOCO Nº: _____
 CARTAS PREVISTAS TRABALHO: _____ ENSAIO: _____
 TIRANTE Nº: T-39 (C/MANCHETE) Nº DE FIOS: _____ Ø FIO: _____
 COMPLEMENTO ANCORADO: 10,00 LIVRE: 16,00 TOTAL: 26,00
 TOTAL DE UNIDADES INJETADAS: _____

PERFURAÇÃO EQUIPE:

DATA	INÍCIO	FIM	PROFUNDIDADE DE	DÍAMETRO	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	OBSERVAÇÕES
16/02/2013	14:50	17:00	0,00 - 10,00	250	SILTE ARGILOSO	
			10,00 - 26,00	250	FOLHEADO	

INJEÇÃO DA BANHA - EQUIPE:

DATA	INÍCIO	TERMINO	CONSUMO (BACOS)	PRESSÃO (KG/CM²)	FATOR A/C
17/02/2013	09:40	10:30	13	-	0,6

INJEÇÃO COMPLEMENTAR - EQUIPE:

DATA	HORA	CONSUMO 1ª INJ.	PRESSÃO 1ª INJ.	CONSUMO 2ª INJ.	PRESSÃO 2ª INJ.	CONSUMO 3ª INJ.	PRESSÃO 3ª INJ.	MANO
13/02/2013	10:10	11:02	1	40	10			1
			1	40	10			2
			1	40	12			3
			1	40	12			4
			1	35	10			5
			1	40	10			6
			1	40	10			7
			1	40	10			8
			1	40	10			9
			1	35	12			10
			0,5	35	12			11
			0,5	35	12			12
			0,5	40	10			13
			0,5	35	10			14
			0,5	35	10			15
			0,1	35	10			16
			0,1	40	10			17
			0,1	35	10			18
			0,1	35	10			19
			0,2	35	10			20

OBSERVAÇÕES:

Nome do Executor _____ Assinatura do Executor _____

Fonte: Material de Aula da Disciplina de Tópicos Especiais em Fundações, da Universidade Federal Fluminense.

Em face dessas mesmas constatações, os especialistas responsáveis pela verificação da contenção indicaram necessidade do reforço do atirantamento, que resultou em substituir praticamente todos os tirantes, em cuja execução se procurou trabalhar com haste de perfuração o mais rígida possível, montar os tirantes com todo o rigor para garantir estanqueidade do trecho livre ao fluxo de calda de cimento e controlar as pressões e os volumes de injeção de modo que ao atingir pressões de injeção nas válvulas manchetes de pelo menos cerca de 2,5 MPa na última fase. Com estas medidas, os tirantes de reforço foram executados, com os mesmos comprimentos livre e ancorados dos originais, tendo, todos, apresentado bom desempenho nos testes de recebimento. A execução de novos tirantes também foi determinada pelo fato de que os tubos de injeção de PVC dos tirantes originais se encontraram obstruídos, impossibilitando um reinjeção. A Figuras 19 a 23 mostram os serviços de perfuração, injeção e ensaio dos tirantes de reforço e a Figura 24 apresenta uma vista geral da cortina na fase final de intervenção de estabilização.

Figura 19 - Atividades de perfuração sendo executadas.



Fonte: Material de Aula da Disciplina de Tópicos Especiais em Fundações, da Universidade Federal Fluminense.

Figura 20 - Central de injeção para o preparo da calda de cimento e sistema de aferição da pressão da calda.



Fonte: Material de Aula da Disciplina de Tópicos Especiais em Fundações, da Universidade Federal Fluminense.

Figura 21 - Manômetro. Instrumento responsável por aferir a pressão de injeção das válvulas manchetes.



Fonte: Material de Aula da Disciplina de Tópicos Especiais em Fundações, da Universidade Federal Fluminense.

Figura 22 - Hastes de injeção posicionadas para realizar a injeção de fase nas manchetas.



Fonte: Material de Aula da Disciplina de Tópicos Especiais em Fundações, da Universidade Federal Fluminense.

Figura 23 - Realização de ensaio com a utilização de macaco hidráulico + bomba.



Fonte: Material de Aula da Disciplina de Tópicos Especiais em Fundações, da Universidade Federal Fluminense.

Figura 24 - Recuperação da cortina em fase final, com praticamente todos os tirantes deficientes substituídos.



Fonte: Material de Aula da Disciplina de Tópicos Especiais em Fundações, da Universidade Federal Fluminense.

6. CONCLUSÃO

Tendo como base uma revisão bibliográfica sucinta e dados de um caso de obra, este trabalho apresentou uma análise da influência dos principais aspectos de projeto e execução no desempenho de tirantes ancorados no terreno. Em relação aos dados de entrada e elaboração do projeto desses elementos, verifica-se que a resistência média representativa e a granulometria do maciço são as informações mais relevantes, pois determinam o comprimento ancorado de projeto e o plano de injeção a ser recomendado para a obra. Em relação às questões construtivas, verifica-se que a técnica de perfuração, o alinhamento do furo, a montagem do tirante e o material e o procedimento de injeção são os aspectos mais relevantes. A magnitude da influência de alguns desses aspectos depende do tipo de solo.

Em solos arenosos verifica-se que, além da técnica de perfuração, que pode influenciar na capacidade de carga do tirante, alterando as características naturais do solo local devido à circulação de água e ausência de revestimento, por exemplo, o tipo de mistura injetada e o procedimento de injeção são muito importantes. Como o material tem alto grau de injetabilidade, a utilização da mistura apropriada, que deve ser pouco viscosa, mas coesa, e de um procedimento de injeção que contemple fases sucessivas com pressões crescentes, tende a resultar em bom desempenho do tirante.

Em solos argilosos, em linhas gerais, verifica-se que o diâmetro perfurado tem grande influência na capacidade de carga do tirante, uma vez que o grau de injetabilidade destes tipos de solo é pequeno, o que não permite um aumento considerável do diâmetro médio do bulbo, delegando à perfuração a necessidade de um furo com o diâmetro tanto maior quanto possível.

Ainda do ponto de vista construtivo, foi possível constatar que a montagem adequada dos elementos da ancoragem reinjetável, sendo estes as luvas de emenda, espaçadores, estanqueidade do trecho livre e a perfuração realizada com haste o mais rígida possível para garantir a linearidade do furo, de forma que ele não fique parabólico, são aspectos muito importantes para assegurar que os comprimentos livre e ancorado efetivos são iguais aos projetados. Além disso, conforme exposto no estudo de caso, as informações detalhadas do processo de injeção são de extrema relevância para que se verifique se tudo o que está sendo executado está de acordo e dentro dos parâmetros considerando as características de projeto e tipo de solo.

Finalmente, levando-se em consideração o estudo dos parâmetros executivos e de projeto apresentados e o estudo de caso analisado, nota-se a importância de uma análise criteriosa destes parâmetros na fase de elaboração dos projetos de tirantes ancorados no terreno, bem como um controle mais detalhado dos parâmetros executivos no momento da obra, para que os documentos gerados possam apresentar informações confiáveis no caso de garantia da qualidade na execução dos serviços, e em casos extremos, evidências para um estudo analítico sobre a possibilidade de intervenção na estrutura de execução já executada.

6.1 Sugestões

Como sugestão para pesquisas futuras propõe-se uma coleta mais abrangente de dados de obra, que possibilitem comparar resultados de ensaios de tirantes associados a dados bem aferidos de obra, de maneira a detalhar e, eventualmente, quantificar as respectivas influências no comportamento carga-deslocamento do tirante.

Para além disto, que a utilização da célula de carga se torne comum no âmbito da Engenharia Geotécnica, para que todos os resultados teóricos sejam validados na prática de maneira assertiva e imediata.

Aos executantes e projetistas, que procurem utilizar as referências bibliográficas para além da norma técnica referida, para desta forma, aprimorar cada vez mais as técnicas de projeto e execução de tirantes ancorados.

Aos graduandos, que possivelmente terão contato com este trabalho, que busquem desenvolver pesquisas no âmbito da academia para consolidar os parâmetros executivos e de projeto.

7. REFERÊNCIAS

1. ABNT NBT 5629:2018 – Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução;
2. ABNT NBR 11682:2009 – Estabilidade de Encostas;
3. AUGUSTO FILHO, O. (1992). “Caracterização geológica-geotécnica voltada à estabilização de encostas uma proposta metodológica”. In: 1ª Conferência Brasileira sobre estabilidade de encostas, COBRAE, v. 2, pp. 721-733, Rio de Janeiro.
4. CAPUTO, H.P. “Mecânica dos Solos e suas aplicações – Mecânica das Rochas, Fundações e Obras de Terra”. Vol. 2. 2017;
5. FENOUX, G.Y. e PORTIER, J.L. (1972). “La mise en précontrainte dès tirants”. Revue Travaux, n.449/450, aout-septembre, pp. 33-43;
6. GERSCOVICH, Denise M.S. “Estabilidade de Taludes”. 2ª edição. 2016;
7. GUIMARÃES FILHO, J.D. (1984). “Consolidação de solos por injeções: discussão sobre uma prática bem-sucedida, mas que não está de acordo com as teorias clássicas existentes”. Revista Solos e Rochas, ABMS, v.7, pp. 99-107;
8. HABIB, P. (1989). “Recommendations for the design, calculation, construction and monitoring of ground anchorages”. A.A. Balkema, Rotterdam;
9. HOBST, L. ZAJÍC, J. (1983). “Anchoring in rock and soil”. Ed. Elsevier Scientific Publishing Company, New York;
10. Manual Técnico de Encostas. Vol. 1 Fundação GEO-RIO. 2010;
11. MECSI, J. (1997). “The load bearing capacity and the load-elongation diagram of soil anchors”. XIV ICSMFE, Hamburg, pp. 1327-1330.
12. SOUZA, R.N. (2001). “Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo: previsão do comportamento e controle de execução. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Estruturas e Fundações, São Paulo;
13. VARNES, D.J. (1978). “Slope movement: types and processes”. In: Transportation Research Board National Academy of Science, Washington, D.C., Special Report 176, pp. 12-33;