

Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat

6ª Edição

O Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat, foi desenvolvido com um viés prático e segue as recomendações do Manual de Execução de Fundações da Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia - ABEF



A Solotrat Engenharia Geotécnica Eireli é uma empresa atestada pela ABEF nos seguintes serviços:



ÍNDICE

Prefácio.....	02
Sologrampeado.....	05
Tirantes.....	23
Túnel NATM.....	41
Estacas-Raiz, Microestacas, Estacas Soft Soil Anchor(Alluvial Anker)....	51
Dreno fibroquímico.....	69
Rebaixamento do lençol freático.....	73
Injeção de consolidação.....	79
Jet Grouting.....	91
Tabelas úteis.....	97

ÍNDICE DE TABELAS

Dimensionamento de tirantes: Provisórios	38	Graus de coerência ISRM	105
Permanentes	39	Resistência à compressão uniaxial	106
Diâmetro nominal da estaca-raiz e seu tubo de perfuração	54	Relação entre índice Q e valores de Vp para maciços rochosos fraturados escavados em níveis rasos	107
Dimensionamento de estacas-raiz	64	<i>Standard Penetration Test</i>	107
Consumo de materias de estaca-raiz	64	Classificação do maciço rochoso	108
Dimensionamento de microestaca	65	Dimensionamento empírico de tirantes, concreto projetado e cambotas	109
Propriedades típicas das colunas	96	Diagrama empírico para uso no dimensionamento do suporte permanente de túneis e cavernas	110
Telas soldadas nervuradas	97	Estimativa de GSI para maciços rochosos fraturados	111
Barras de aço CA50A	98	Estimativa de GSI para maciços heterogêneos	112
Traço de concreto projetado	98	Sondagem rotativa - relação de diâmetros	113
Ensaio comparativos de concreto projetado via seca com fibras	98	Relação de unidades	113
Fórmula Decourt-Quaresma	99	Tipos de equipamentos de furação para desmonte	114
Estimativa de permeabilidade	101	Fibras Sheikan	115
Escala dos tempos geológicos	101		
Intemperismo para regiões tropicais	102		
Classificação de solos finos SUCS	103		
Classificação de solos finos MCT	104		

Esta **sexta edição** do Manual de Serviços Geotécnicos da Solotrat está sendo publicada em um momento muito importante para nós.

Vários eventos aconteceram desde a última publicação.

O Brasil está cada vez mais deteriorado e o otimismo que temos está sendo bombardeado a cada dia.

O falecimento do nosso sócio fundador e coautor do manual, Geólogo Cairbar Azzi Pitta, o afastamento de nosso outro sócio, Eng.º Alberto Casati Zirlis, nos deixa tristes; porém, com mais vontade de continuar com o importante legado que construímos juntos.

Este Manual Técnico de Serviços, continua sendo referência para consultores, construtoras, estudantes, professores e também para muitos de nossos concorrentes.

Isto continua sendo motivo de alegria e orgulho, pois estamos colaborando para o aprimoramento da execução dos serviços Geotécnicos no Brasil.

A Solotrat continua sendo destaque entre as empresas de Geotecnia do Brasil. Boa parte de nossas conquistas está diretamente ligada ao cuidado técnico que temos na execução das obras.

O Azzi costumava dizer:

"QUEM TEM ORGULHO DO QUE FAZ, SÓ FAZ BEM FEITO".

Em 2018, a Solotrat atinge a marca de 27 anos de atuação no mercado, com mais de 1.800 obras executadas, todas com o mesmo objetivo: dar o que temos de melhor em cada uma delas, e este se tornou o principal fator de multiplicação dos nossos serviços.

A credibilidade e o respeito que alcançamos no mercado são resultado das nossas ações no dia-a-dia das obras.

O Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat reflete nosso aprendizado

como profissionais da Geotecnia. Transmitir um pouco do conhecimento adquirido nestes anos é uma missão que cumprimos com alegria e esperamos que nossos leitores levem adiante esta tarefa, dando continuidade ao aprimoramento e desenvolvimento das técnicas executivas de serviços geotécnicos, levando às gerações futuras este conhecimento.

Um grande abraço e até a próxima edição.

Geol. Cairbar Azzi Pitta (In memoriam)

Eng.º Alberto Casati Zirlis

Eng.º George J. Teles de Souza





Solo Grampeado



ÍNDICE

1. Definição
2. Norma
3. Método construtivo
4. Chumbador
5. Revestimento em Concreto Projetado
6. Drenagem
7. A importância do Chumbador Vertical
8. Controle
9. Equipe de Trabalho
10. Manutenção do Solo Grampeado
11. Modelo de Boletim de Execução

1. DEFINIÇÃO

Solo grampeado é uma técnica de melhoria de solos, que permite a contenção de taludes por meio da execução de chumbadores, concreto projetado e drenagem. Os chumbadores ou grampos, promovem a estabilização geral do maciço, o concreto projetado dá estabilidade local junto ao paramento e a drenagem age em ambos os casos (Figura 1).

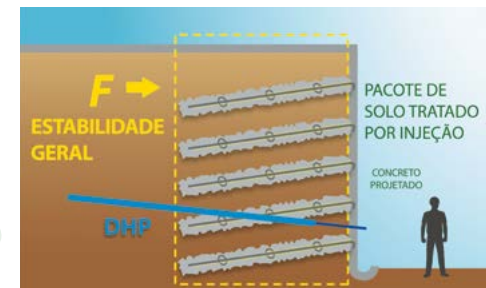


Figura 1 - Estabilidade geral do maciço.

Esta técnica se aplica a:

- Cortes para implantação de subsolos ou cortes com geometria instável (Figura 2).

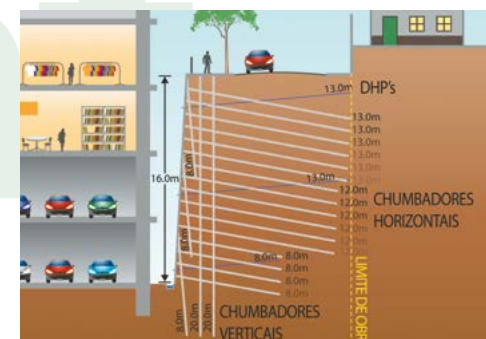


Figura 2 - Implantação de shopping.

- Taludes existentes sem estabilidade satisfatória (Figura 3)

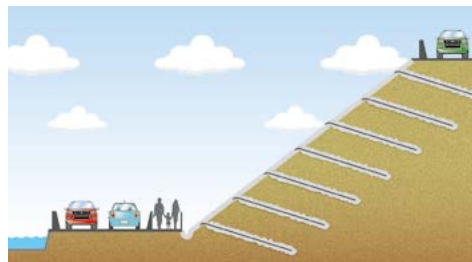


Figura 3 - Taludes Instáveis

- Taludes rompidos (Figura 4).



Figura 4 - Taludes rompidos

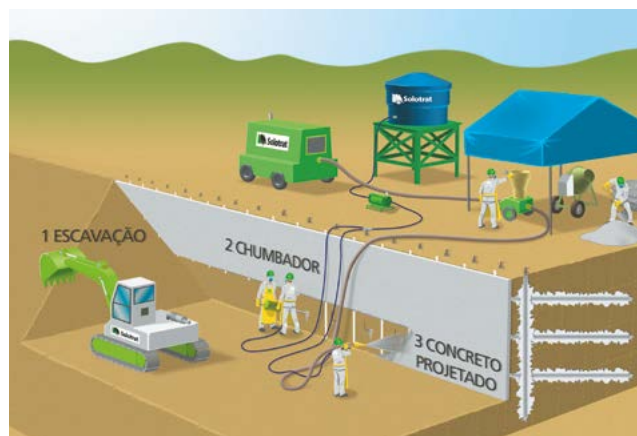


Figura 5 - Fases construtivas em corte. Exemplo de escavação mecanizada.

2. NORMA

A norma específica da ABNT, está sendo preparada.

3. MÉTODO CONSTRUTIVO

O solo grampeado tem início com a execução de chumbadores verticais, como medida de melhoria do solo e pré contenção. Segue com o corte descendente do solo na geometria do projeto (Figura 5), excetuando-se os casos de taludes pré-existentes. Continua com a execução da primeira linha de chumbadores e aplicação do revestimento de concreto projetado.

Caso o talude já esteja cortado pode-se trabalhar de forma descendente ou ascendente, conforme a conveniência. Simultaneamente ao avanço dos trabalhos, são executados os drenos profundos e os de paramento, assim como canaletas ou descidas d'água, conforme especificado no projeto.

4. CHUMBADOR

4.1 Definição

Chumbadores ou grampos conforme mostra a Figura 6, são peças moldadas no local por meio de operações de perfuração feitas com equipamento sobre carreta ou de porte manual, e instalação e fixação de armação metálica, com injeção de calda de cimento sob pressão.

A figura 7, mostra os passos para sua construção.

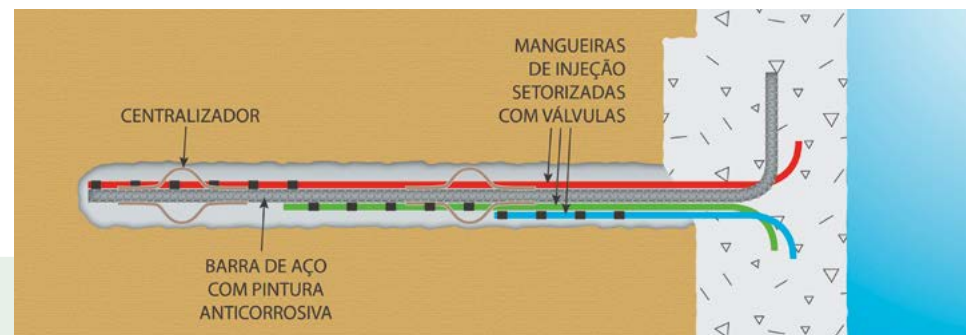


Figura 6 - Partes constitutivas do Chumbador

4.2 Perfuração

Os grampos, na grande maioria dos casos, são moldados "in loco", por meio das operações de perfuração e fixação de armação com injeção de calda de cimento. As perfurações são normalmente executadas por equipamentos, pesando entre 50 e 1000 kgf, portanto leves, de fácil manuseio, instalação e trabalho sobre qualquer talude. Como fluido de perfuração e limpeza do furo, poderá ser utilizada água, ar, lama, ou nenhum deles em se optando por trados helicoidais contínuos. O sistema mais comum é aquele por lavagem com água. A depender da profundidade do furo, diâmetro, área de trabalho, pode-se optar por perfuratrizes tipo sonda, "crawlair", "wagon drill", ou até perfuratrizes manuais. Os chumbadores têm usualmente inclinação abaixo da horizontal variando de 5° a 30° com diâmetro de perfuração de 75 mm.

A escolha do método de perfuração deve ser tal que a cavidade perfurada permaneça estável até que a injeção esteja concluída. Caso se utilize lamas estabilizantes, deve-se assegurar o não prejuízo do atrito lateral. Normalmente a lavagem da cavidade com calda de cimento atinge este objetivo. Recomenda-

se nestes casos maior freqüência dos ensaios de arrancamento.

4.3 Armação

Concluída a perfuração, segue-se a instalação e fixação das barras. Estas podem ser metálicas, de fibras de vidro resinadas, ou similares. O elemento fixado no furo não deverá perder suas características de resistência ao longo do tempo. No caso de peças metálicas, elas deverão receber tratamento anticorrosivo adequado, usualmente resinas epóxicas, ou proteção eletrolítica e a calda de cimento. No caso das barras de fibra dispensa-se tal cuidado. Ao longo destes elementos deverão ser instalados dispositivos centralizadores, que garantam seu contínuo e constante recobrimento com a calda de cimento. Usualmente são utilizadas barras de aço de construção civil. As mangueiras de injeção são fixadas ao longo das barras. Estas devem dividir os trechos de injeção conforme especificado em projeto. Caso não esteja definido sugere-se em pelo menos três trechos. Esta mangueira comumente de polietileno, tem de 8 a 10 mm de diâmetro ao longo da qual estão dispostas válvulas de injeção instaladas entre 30 e 50 cm, até 1,5m da boca do

furo. A figura 7 ilustra a construção do grampo.

4.4 Injeção

A injeção do grampo em fases ou setores, poderá ser realizada por fluido cimentante qualquer. Usualmente são empregadas calda de cimento ou resinas. Normalmente se utiliza uma calda com elevado teor de cimento para solos, reservando as resinas para materiais rochosos.

A primeira fase de injeção denominada bainha, compreende o preenchimento do furo e a introdução da barra. Alternativamente pode-se realizar o preenchimento do furo com calda de cimento após a instalação da barra. Por meio de tubulação acessória cuja extremidade é posicionada na parte inferior da perfuração é injetada a calda de cimento de baixo para cima preenchendo totalmente a cavidade.

A injeção por fases ou setores, se dá por meio das mangueiras perdidas que foram instaladas juntamente com a barra de aço. É executada em fase única, medindo-se para cada trecho a pressão de injeção e o volume injetado.

Seguem as ações básicas utilizadas no processo da injeção:

- Entre 6 e 24 horas após o término da bainha inicia-

se as fases de injeção.

- Adota-se o traço da calda a/c entre 0,5 e 0,7 em peso.
- Prepara-se um volume de calda equivalente ao traço produzido por 1 a 2 sacos, ou seja, entre 40 e 100 litros em misturador de alta turbulência, maior ou igual a 1750 rpm.
- Inicia-se a injeção na região do setor mais inferior, 1ª fase, considerando como expectativa de consumo o valor prático entre 5 e 15 litros por metro linear de chumbador.
- Mede-se a pressão necessária para injeção daquele volume. Mesmo não

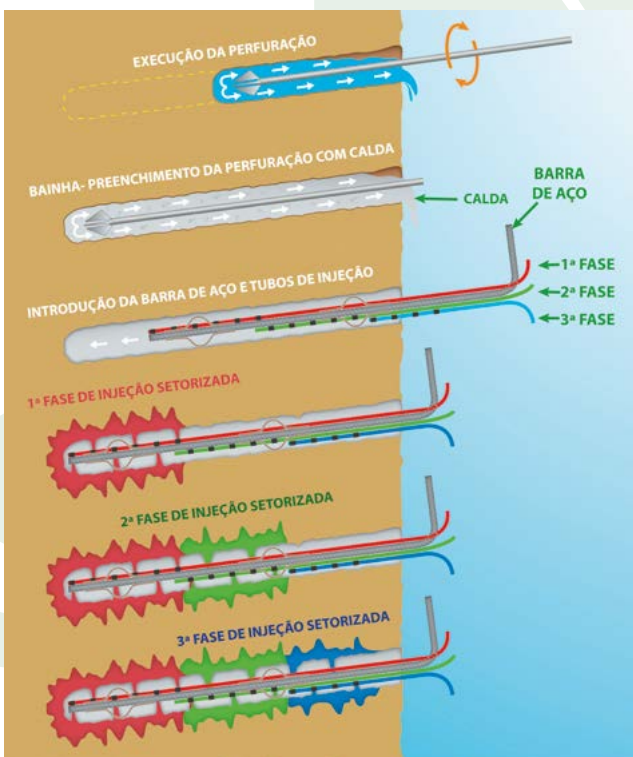


Figura 7 - Fases construtivas do Chumbador: Perfuração, execução da bainha, introdução da barra de aço e tubos de injeção e injeção setorizada.

sendo na mesma região convém aguardar entre 4 e 8 horas para realizar a 2ª fase.

- Observa-se que as pressões poderão ser muito baixas ou até nulas. Neste caso poderão ser necessárias mais fases de injeção, portanto uma nova montagem do chumbador deverá ser preparada na bancada. E ainda, os volumes de injeção acima citados poderão ser ajustados à condição específica do solo.
- Repete-se o passo anterior para 2ª, 3ª, tantas fases quanto previstas no projeto.
- Executor e projetista analisam os dados e definem a continuidade ou ajuste deste procedimento.

Sabe-se que as tensões mobilizadas ao longo do grampo variam ao longo de sua extensão, podendo a carga junto a cabeça se apresentar nula ou muito pequena. As armações normalmente têm sua extremidade superior acabada por meio de uma dobra a 90 graus, podendo também receber placa metálica, rosca e porca, ou ferragem de ligação. Nestes casos são embutidas no revestimento de concreto projetado, sendo neste ponto criada uma escavação pontual adicional para uma melhor acomodação, figura 8.

Os grampos poderão também resultar da cravação de barras, cantoneiras ou

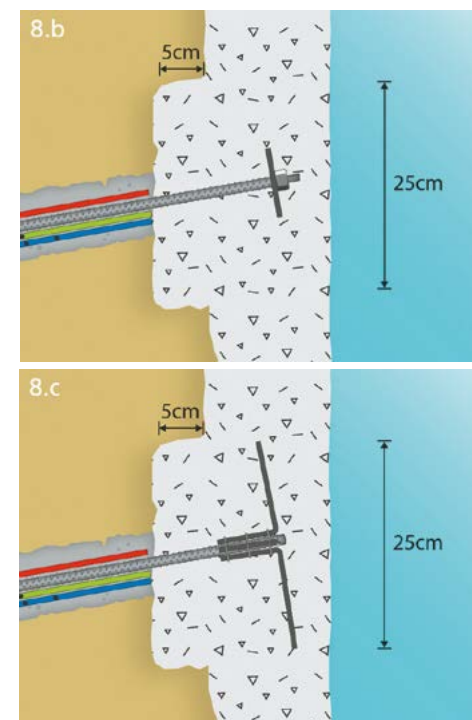
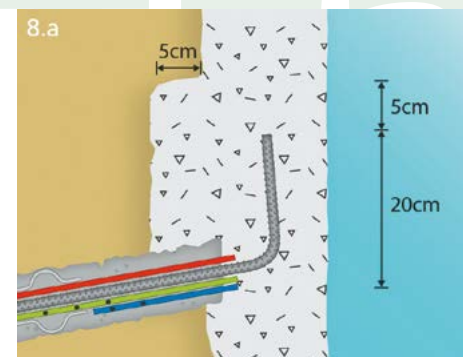


Figura 8 - Possibilidades de acabamento junto a cabeça do chumbador

tubo de aço utilizando-se martelos pneumáticos ou manualmente. Não é entretanto a prática brasileira.

5. REVESTIMENTO EM CONCRETO PROJETADO

5.1 Definição

O concreto projetado é o material com que se reveste o paramento do talude.

Existem duas maneiras de se produzir o concreto projetado: por via seca e por via úmida. A diferença básica está no preparo e condução dos componentes do concreto:

- Via seca: preparo a seco. A adição de água é feita junto ao bico de projeção, alguns instantes antes da aplicação;

• Via úmida: preparado com água e assim conduzido até o local da aplicação.

Ambas as vias utilizam traços e equipamentos com características especiais.

O concreto usual para solo grameado é o de via seca. O concreto seco deve preferencialmente ser preparado no canteiro de obras, pois sempre haverá concreto à disposição, na quantidade e na hora em que for necessário, figura 9.



Figura 9 - Arranjo de equipe e equipamento para Concreto Projetado.

5.2 Concreto para Concreto Projetado

O “concreto por via seca” é o resultado da aplicação da mistura do cimento e agregados secos até o ponto de aplicação, onde a água é adicionada. Cimento, areia, pedrisco e aditivos em pó são misturados em betoneira. Aditivos líquidos podem ser misturados na água. Esta mistura é colocada na bomba de projeção, com os aditivos. A massa é então conduzida por ar comprimido em mangote até o local de aplicação. Na extremidade do mangote há um bico de projeção, onde é acrescentada água. Esta mistura é

lançada pelo ar-comprimido, com grande energia, na superfície a ser moldada. Ainda podem ser adicionados ao traço microssílica e fibras de polietileno ou metálicas. Normalmente, a resistência solicitada nos projetos é da ordem de 15 MPa.

Componentes do concreto projetado:

- Agregados: pedrisco ou pedra zero, e areia média. Ambos devem ter a umidade controlada.
- A areia, com umidade em torno de 5%, e nunca inferior a 3%, pois assim não causa poeira. Tampouco superior a 7%, pois assim evita entupimentos do mangote e o início de hidratação do cimento. A areia média não pode ter umidade acima de 5% de grãos finos, e deve ser composta por 60% de grãos médio e de até 35% grãos grossos. Para o pedrisco, a umidade de 2% é suficiente.

- Cimento: pode ser Comum, Pozolânico, Alto Forno, ARI ou ARI-RS, etc dependendo das especificações do projeto. Conforme a necessidade da obra, podem ser utilizados aditivos aceleradores de pega em pó ou líquidos.
- Água: deve estar de acordo com o que recomenda a tecnologia do concreto. Sua dosagem, entretanto, é feita pelo mangoteiro, por meio de registro, instalado junto ao bico de projeção. O volume é o resultado da sensibilidade e experiência adquiridas pelo operador noutras obras.

O controle da resistência do concreto é feito pela extração de corpos de prova de placas moldadas na obra.

5.3 Equipe de aplicação de Concreto Projetado

Os aplicadores de concreto têm extrema importância na qualidade do serviço. Neste trabalho é usual termos dois especialistas: o mangoteiro e o bombeiro. O bombeiro está sempre junto à bomba de projeção, ajustando-a conforme os desgastes ocorrem e verificando o correto fornecimento do volume e pressão do ar comprimido.

O mangoteiro é quem aplica o concreto, em movimentos contínuos, circulares, dirigidos ortogonalmente à superfície, dela distante de 1 m. Além disso, o mangoteiro regula a água e tem sensibilidade para perceber oscilações nas características de vazão e pressão do ar.

5.4 Equipamentos

Para via seca são necessários, pelo menos, os equipamentos e acessórios, conforme a montagem convencional mostrada na Figura 9.

- Bomba de projeção: recebe concreto seco adequadamente misturado e o disponibiliza para aplicação. Os equipamentos devem estar em perfeitas condições de trabalho. Peças de consumo devem estar com desgaste aceitável e a máquina sempre bem ajustada.
- Compressor de ar: acoplado à bomba de projeção, fornece ar comprimido em vazão e pressão corretas para conduzir o concreto até o local da aplicação. A prática brasileira é de que para qualquer diâmetro de mangueira ou vazão de trabalho, a pressão característica do

compressor seja de 0,7 MPa. Este valor lido no compressor, quando da projeção do concreto, não pode ser inferior a 0,3 MPa. Desta forma, para distâncias de até 50 m teremos, como condição mínima, os valores expressos na Figura 10.

- Bomba de água: fornece água em vazão e pressão junto ao bico de projeção. Pode ser substituída pela rede pública de fornecimento de água. Deve fornecer água junto ao bico de projeção com pressão pelo menos 0,1 MPa superior àquela dos materiais em fluxo.

Vazão do compressor (pcm)	Diâmetro do mangote da máquina de projetado	Pressão de ar necessária (MPa) máx
350	1½"	0,7
600	2"	0,7
700	2½"	0,7

Figura 10 - Condição de operação do compressor

- Mangote: duto de borracha por onde o concreto é conduzido desde a bomba até o ponto de aplicação.
- Bico de projeção: peça instalada na extremidade de saída do mangote junto à aplicação.
- Anel de água: componente do bico de projeção pelo qual se adiciona água ao concreto.
- Bico pré-umidificador: instalado a cerca de 3 m do bico de projeção, visa fornecer água ao concreto seco antes do ponto de aplicação. Sua utilização é ocasional.

Acessórios como mangotes, bicos, anéis d'água, pré-umidificadores e discos devem estar em plenas condições de uso, conforme especificação de fabricantes e fornecedores.

5.5 Armação do Concreto Projetado

A tendência da armação do concreto projetado é a aplicação de fibras de polietileno ou metálicas, ao invés da tela eletrosoldada. Este procedimento se iniciou da década de 90, quando as fibras de aço passaram a ser adicionadas diretamente na betoneira. A partir de 2001, as fibras metálicas foram substituídas por fibras sintéticas de polietileno. Em nenhum dos casos houve necessidade de mudança nos equipamentos. Ocorreu redução na equipe de trabalho, pois não mais houve necessidade de mão-de-obra para preparo e instalação das telas.

O concreto aplicado com as fibras se ajusta perfeitamente ao corte realizado no talude, acompanhando as superfícies

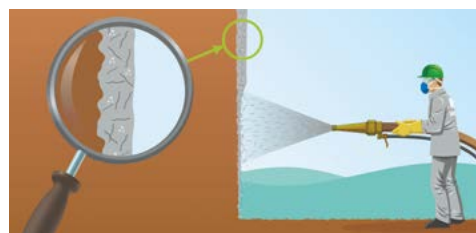
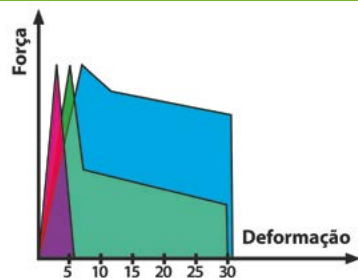


Figura 11 - Aplicação do Concreto Projetado com fibras adaptando às irregularidades do terreno.



■ Tenacidade do concreto projetado com fibras
 ■ Tenacidade do concreto projetado com tela
 ■ Tenacidade do concreto projetado sem armação

Figura 12 - Comparação entre a tenacidade do Concreto Projetado, com fibras e sem armação.

irregulares, figura 11.

A presença das fibras produz concreto extremamente tenaz com baixa permeabilidade. A figura 12 apresenta valores de tenacidade do concreto projetado com fibras, tela e sem armação.

As fibras agem homoganeamente, no combate às tensões de tração desde o início da cura. Mesmo para a fibra metálica, não há cuidado especial com a corrosão, pois se limita àquela fibra que está em contato com a atmosfera, não afetando as outras imersas no concreto.

As telas eletrosoldadas têm sua instalação feita em uma ou duas camadas, conforme especificado em projeto. Aplica-se o concreto em fases conforme a instalação das telas. A primeira camada com a primeira tela, a segunda camada entre a primeira e a segunda tela, e a camada final. Telas podem ser instaladas antes do concreto. Entretanto, é preciso cuidado especial para evitar que elas funcionem como anteparo e promovam vazios atrás das mesmas, figura 13.

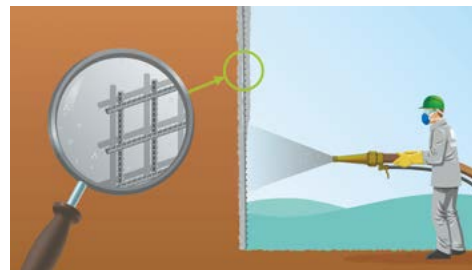


Figura 13 - Vazios atrás da tela.

5.6 Juntas do Concreto Projetado

Não existe uma regra para a execução de juntas para o concreto projetado. Raros projetos sugerem sua aplicação, mas quase sempre quando não é feita, a

natureza a faz. Desta forma a aparência fica muito feia, com sensação de problema de instabilidade. Por isso sugerimos que sempre sejam feitas juntas.

5.6.1 Juntas horizontais

A prática da execução das juntas horizontais é que sejam frias. A camada de concreto deve ser aplicada de cima para baixo em forma de cunha a cada fase de aplicação sucessivamente, figura 14.

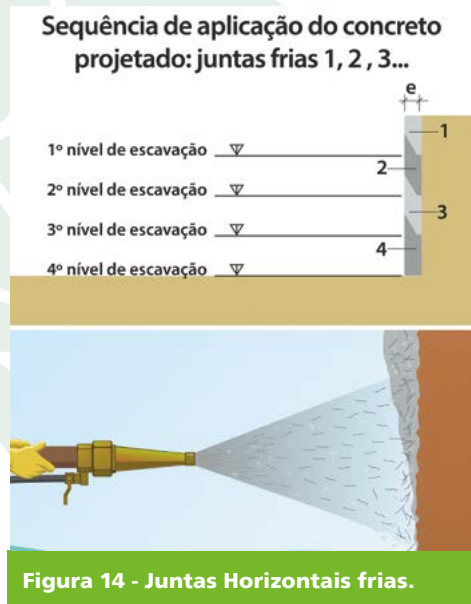


Figura 14 - Juntas Horizontais frias.

5.6.2 Juntas Verticais frias

A prática é que sejam sempre executadas juntas verticais. Sugere-se a construção de juntas com espessura entre 1 a 2 centímetros de largura. Sua profundidade não precisa ter a espessura total do concreto projetado, pode variar entre 3 e 6 cm, completada com o risco feito com a colher de pedreiro ou fria com molde de madeira. O espaçamento entre juntas varia entre 2 e 10 espaçamentos de uma

coluna de chumbadores sempre no eixo do dreno vertical de paramento. Assim sendo eventuais fluxos de água terão um caminho preferencial muito fácil, figura 15.

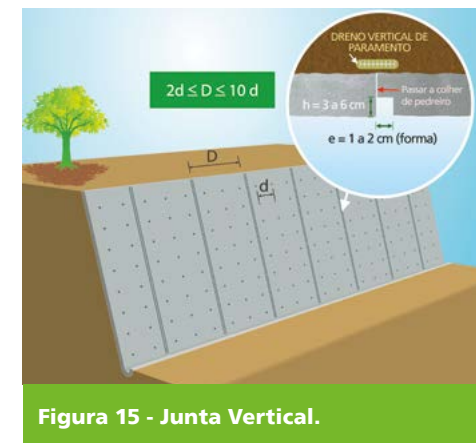


Figura 15 - Junta Vertical.

6. DRENAGEM

6.1 Definição

O sistema de drenagem do Solo Grampeado objetiva oferecer um fluxo ordenado para as águas internas ou externas que a ele convergem. Durante a execução devem ser conferidas e ajustadas as posições dos drens previstos na fase do projeto. Desta forma haverá um correto sistema de drenagem. Para a drenagem profunda usa-se o Dreno Sub-Horizontal Profundo, DHP.

Para a drenagem de superfície aplicam-se os drens de paramento e as canaletas.

6.2 Dreno Profundo

É um elemento que capta as águas profundas e distantes da face do talude antes que nele aflorem. Ao captá-las, são conduzidas ao paramento e despejadas nas canaletas. Tem comprimentos variáveis normalmente, entre 6 e 24 metros, conforme figura 16.

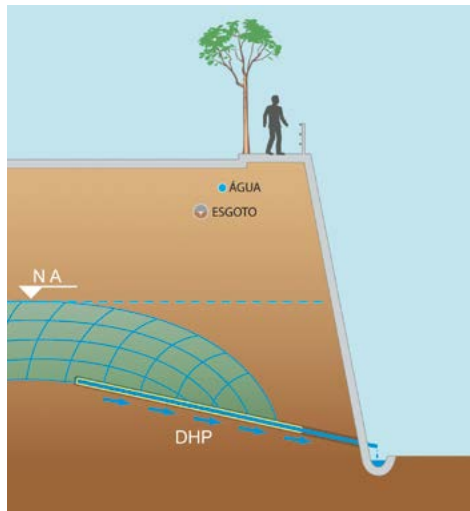


Figura 16 - Drenagem Profunda - DHP.

Os “drenos sub-horizontais profundos”, DHP, resultam da instalação de tubos plásticos drenantes, de 32 a 50 mm, em perfurações no solo de 64 a 100 mm. Estes tubos podem ter somente microrranhuras em torno de 0,4 mm, sem recobrimento por manta ou tela, ou perfurações recobertas por manta geotêxtil ou por tela de nylon. Visando comparar o tipo de tubo drenante que pode ser usado no DHP, foi realizado um estudo comparativo entre o “dreno Geotécnica” e o “dreno ranhurado”. O dreno Geotécnica era o dreno executado pela empresa Geotécnica S.A, precursora na execução de serviços geotécnicos no Brasil. O “dreno Geotécnica” resulta de se executar perfurações de 12,5mm diametralmente opostas a cada 60 milímetros, duas a duas ortogonais, em tubo PVC de 50mm. São cobertas por duas camadas de tela de nylon, malha 30. Para um comprimento de 50cm resulta numa área perfurada de 20,44 cm². O “dreno ranhurado” resulta da execução de rasgos de 0,4 mm com 35 mm de extensão a cada

19 mm, sem envolvimento por qualquer tipo de tela. Resulta em 50cm numa área perfurada de 3,36 cm². Observa-se que no “dreno ranhurado” as ranhuras são somente executadas na parte superior do tubo, conforme figura 17.

Testes comparativos de medida de vazão dos dois tipos de dreno estão ilustrados

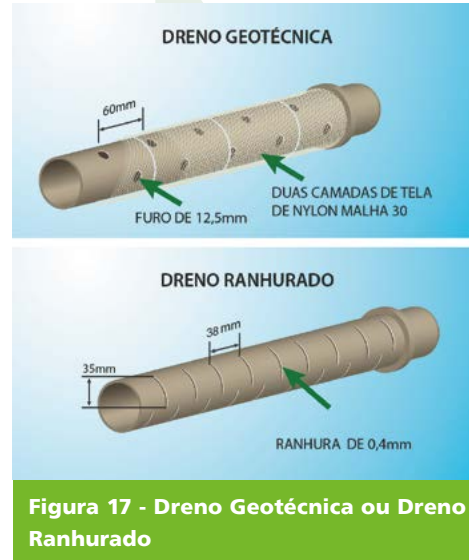


Figura 17 - Dreno Geotécnica ou Dreno Ranhurado

na figura 18. Foi adaptado num tambor o dreno a ser ensaiado. Com camada de areia de 20cm acima da geratriz superior do tubo e gradiente hidráulico de 30cm, as vazões obtidas foram muito próximas entre 0,4 e 1,0 litro por minuto. Desta forma consideramos indiferente o uso de um tipo ou outro.

6.3 Dreno de Paramento

São peças que pretendem promover o adequado fluxo às águas do talude que chegam ao paramento. Temos o dreno linear contínuo e o barbacã, conforme figura 19.

O dreno linear contínuo é resultado da instalação, numa escavação, de calha

plástica drenante revestida por manta geotêxtil comercialmente chamada “PVD” ou “dreno fibroquímico”, figura 19a. Estende-se continuamente ao longo da direção vertical, da crista até o pé do talude, aflorando na canaleta de pé. É considerada uma drenagem linear.

O dreno tipo barbacã é resultado da

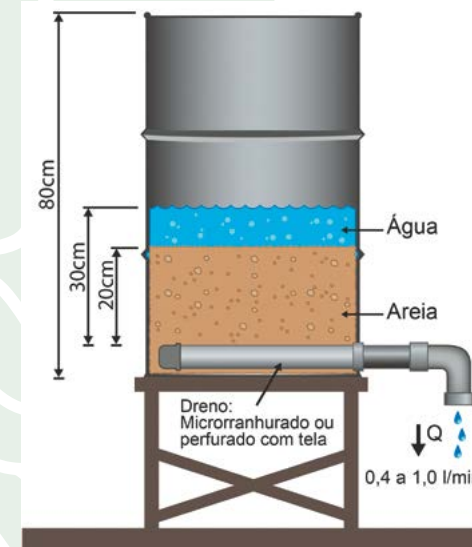


Figura 18 - Teste de vazão.

escavação de cavidade com cerca de 30 x 30 x 30 cm, revestida com geotêxtil e preenchida com material granular, brita ou areia. Do seu interior parte um tubo conforme o dreno geotécnico com diâmetro entre 32 e 50mm, e inclinação horizontal descendente. É considerada uma drenagem pontual, conforme figura 19b.

6.4 Dreno de Superfície

São considerados drenos de superfície as canaletas de crista e pé, bem como as de descida d'água. Como nestas peças ocorre acúmulo de águas, seu efeito erosivo

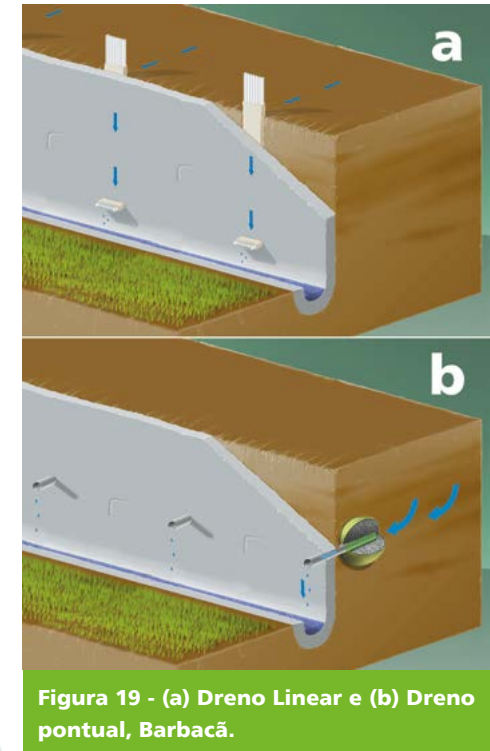


Figura 19 - (a) Dreno Linear e (b) Dreno pontual, Barbacã.

no despejo deve ser cuidadosamente analisado.

6.5 Dicas para a Drenagem

A prática usual recomenda que sempre se execute drenagem profunda, de paramento e de superfície, mesmo que não tenha havido indicação de água quando do preparo do projeto. Especialmente nas áreas urbanas onde são reais as possibilidades de vazamentos de redes públicas de águas, esgoto e drenagem. Sugere-se que sempre sejam executados DHP junto à superfície. É fato que as camadas superficiais são muito drenantes, mesmo cobertas com calçadas, justificando sua aplicação, conforme Figura 20.

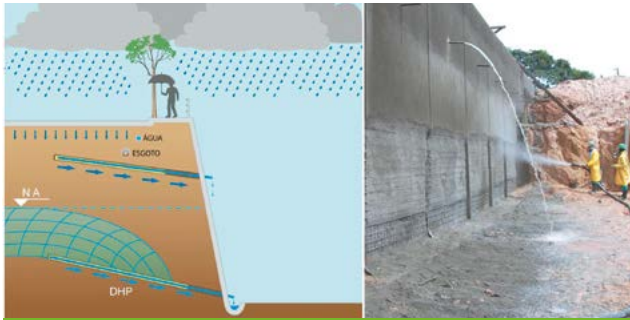


Figura 20 - DHP junto a superfície.

Visando uma ótima produtividade passou-se a executar chumbadores verticais, previamente a escavação junto ao alinhamento da contenção. Estes têm o mesmo espaçamento horizontal do chumbador, e o comprimento mínimo igual a altura da escavação acrescido de cerca de 1,0 metro, conforme figura 21.

7. A IMPORTÂNCIA DO CHUMBADOR VERTICAL

O solo Grampeado tem a característica de ter uma elevada produtividade. Isto demanda uma grande velocidade de escavação. Para tanto cuidados devem ser tomados. Escavar alternadamente entre chumbador de um nível qualquer de escavação deixando bermas é recomendável. Porém assim teremos na obra o maior inimigo da produtividade.

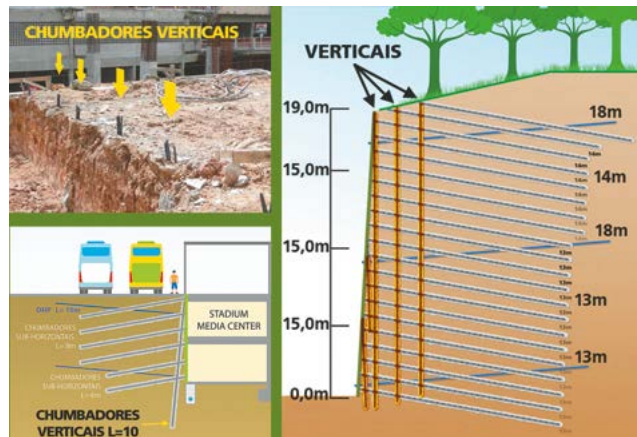


Figura 21 - Exemplos de aplicação do chumbador Vertical.

8. CONTROLE

8.1 De execução

Não existe até o presente momento normalização brasileira que regulamente o controle de execução. Para construção do grampo considera-se de fundamental importância que a armação esteja centrada e com o recobrimento totalmente seguro. Garantir-se que não tenha havido perda de calda ou resina, observando-se minutos após a injeção junto à boca do chumbador se não houve decantação.

Aceita-se um erro de deslocamento local de até 15% da distância horizontal ou vertical, no posicionamento do grampo. Porém deverá ser mantida a quantidade de grampos prevista no projeto para a área contida. Não há necessidade de qualquer controle rigoroso quanto à variação de inclinação podendo-se aceitar valores em torno de 5 graus.

A calda de injeção deverá atender ao projeto, não contendo cimentos agressivos à armação do grampo. O fator água/cimento é ajustado em campo, em função das condições da estabilidade da cavidade perfurada e sua permeabilidade.

A proteção anticorrosiva com tinta epóxica, pintura eletrolítica ou qualquer processo de inibição da corrosão, deverá ser eficiente, mesmo com o manejo das barras. Cada projeto deve avaliar e sugerir como combater a corrosão da barra de aço.

O concreto projetado deverá ter sua espessura controlada por meio de marcos aplicados a cada 4 m². Deverão ser seguidas as Normas Brasileiras de concreto projetado, naquilo que couber.

8.2 Ensaios de Tração

Considera-se que somente será possível compreender o mecanismo de trabalho do solo grampeado, e portanto perfeitamente equacioná-lo para as reais condições brasileiras, a partir de análise de resultados de ensaios de campo com medição de tensão e deformação em todos os elementos que compõem o Solo Grampeado.

Ensaio de tração dos grampos devem ser realizados, para a determinação da resistência ao arrancamento, que varia significativamente com o tipo de solo e sua compacidade. Este tipo de ensaio ainda não está normatizado no Brasil. Idealmente, sugere-se que devam ser executados ensaios de arrancamento em grampos curtos com 3 m de comprimento de aderência no solo e 2 m ou mais de trecho livre, especialmente executados para tal. Os ensaios devem ser em número suficiente que possibilite considerar

os diferentes materiais envolvidos na contenção. A Figura 22 indica detalhes de uma montagem.

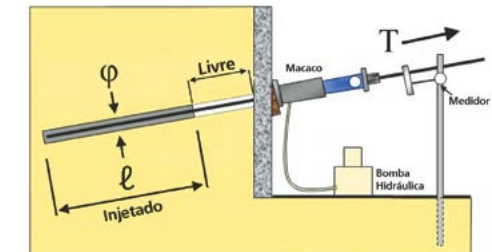


Figura 22 - Montagem de um Ensaio de Tração

Pelo menos devem ser controladas as movimentações através de leituras topográficas em três prumadas do muro. O procedimento ideal inclui também a monitoração por inclinômetros, que permitem o acompanhamento das diferentes etapas construtivas, favorecendo a um entendimento mais completo do comportamento. Sugere-se que tais recomendações sejam adotadas quando não houver orientações específicas no projeto.

Durante a execução devem ser avaliadas e determinadas as posições e fluxos do lençol freático, que dificilmente o são na fase do projeto. Desta forma haverá um correto ajuste no sistema de drenagem.

Também durante a execução devem ser observadas as posições estruturais das camadas de solo em função do corte, ajustando, se necessário, o posicionamento dos grampos.

8.3 Medidas de Deformações do Solo Grampeado

O parâmetro internacional que caracteriza a estabilidade do Solo Grampeado é a deformação horizontal da crista.

Usualmente este valor é representado pela relação em porcentagem entre a deformação medida e a altura escavada naquele momento, conforme figura 23.

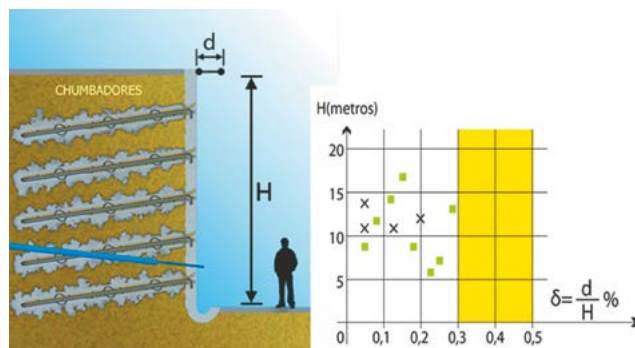


Figura 23 - Índice de Deformação

alongamentos são medidos com relação a parede de concreto, conforme figura 24.

O comprimento de ancoragem das barras é de no mínimo 50cm. Os trechos livres das três barras do extensômetro devem ter os seguintes comprimentos:

- O maior, 3m além do comprimento do segundo maior chumbador.
- O intermediário, com comprimento médio entre o maior e o menor.
- O menor com, pelo menos, 3m de trecho livre.

Embora seja um parâmetro simples de ser obtido no campo, depende de medição por parte de topógrafo ou empresa especializada, freqüentemente na obra. Por isso foi desenvolvido um sistema de medição simples, que pode e tem oferecido dados valiosos. São os extensômetros múltiplos. Construídos como se fossem um tirante composto por 3 fios de 8mm, com cada fio ancorado em pontos diferentes e livres na cabeça. Seus

A instalação de pelo menos dois conjuntos de extensômetros numa mesma prumada, a 2 metros da crista e outro a 1,5m da base do paramento, pode nos indicar o comportamento da cortina como um todo. As leituras dos extensômetros devem ser diárias durante o avanço da contenção e semanais nos três primeiros meses após o término dos trabalhos. Convém posicioná-los de tal forma que possam ser feitas leituras ao longo da construção da obra, conforme figura 25. Sua apresentação num único quadro indica a posição de escavação, a deformação ou o índice de deformação de cada haste, conforme figura 26.

A despeito de haver na obra o extensômetro múltiplo, sempre devem ser medidas as deformações absolutas da crista em ao menos 3 prumadas representativas da obra.

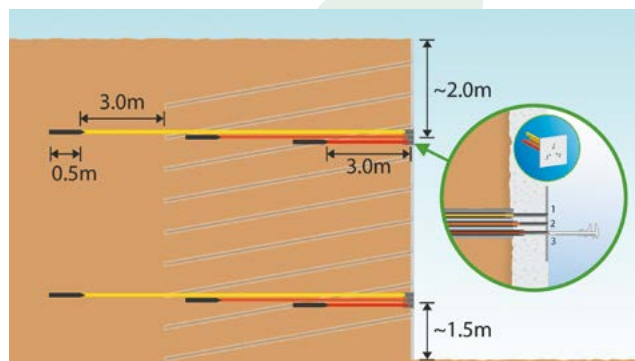


Figura 24 - Extensômetro múltiplo, sua ancoragem e detalhe junto à cabeça.



Figura 25 - Leitura de Deformação Horizontal.

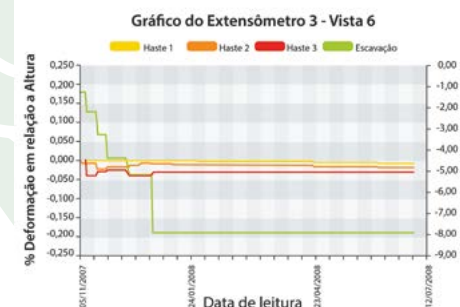


Figura 26 - Apresentação dos dados.

A execução de inclinômetro sempre que possível oferecerá a melhor informação sobre os movimentos. Durante a obra são fundamentais as visitas constantes do projetista ou do consultor para que se observe a qualidade executiva. Estas visitas visam avaliar premissas de projeto bem como analisar pressões e consumos das injeções dos chumbadores, e ensaios realizados. As propostas acima visam a compilação de informações quando não há recomendações específicas no projeto em execução.

9. EQUIPE DE TRABALHO

A equipe mínima para execução do solo grampeado deve ser composta por:

9.1 Encarregado geral de serviços

a) Verifica: condições de entrada e movimentação de equipamentos no canteiro da obra; descarregamento de equipamentos, utensílios e ferramentas; instalação da central de trabalho e implantação geral da obra.

b) Verifica programação de execução (sequência executiva) de acordo com características da obra e necessidades do cliente.

c) Coordena o DDS (diálogo diário de segurança) antes do início das atividades diárias e instrui em relação à segurança durante a execução dos serviços.

d) Orienta a locação dos chumbadores, bem como inclinação, direção e instalação do equipamento.

e) Orienta em relação aos procedimentos e acompanhamento de perfuração e injeção.

f) Verifica condições de drenagem superficial e retirada do material escavado da obra, para permitir o livre trânsito dos equipamentos e do pessoal na obra.

g) Obtém do responsável pela obra liberação formal dos serviços a executar, no tocante à sua locação e cotas, à medida que os trabalhos são desenvolvidos.

h) Mantém contato com o representante do cliente no campo com relação às solicitações e providências para a continuidade normal da obra.

i) Aprova o boletim, que é elaborado pelo perfurador e pelo injetador.

9.2 Operador de perfuratriz

- a) Movimenta o equipamento de acordo com a sequência executiva.
- b) Instala o equipamento no furo, observando locação e inclinação.
- c) Verifica quantidade e tamanho das hastes ou dos tubos de revestimento colocados para acompanhar a profundidade perfurada.
- d) Verifica mudanças de camadas do solo à medida que a perfuração avança.
- e) Verifica eventuais perdas d'água durante a perfuração.
- f) Elabora registro dos dados de perfuração para inclusão no boletim.
- g) Orienta auxiliares de perfuração na utilização do ferramental necessário.

9.3 Injetador

- a) Prepara calda de cimento, atendendo determinação do projeto.
- b) Coordena a conexão da mangueira com o tubo de injeção.
- c) Injeta calda em volumes e pressões definidos no projeto.
- d) Lança no Boletim os valores de pressão e volumes injetados.
- e) Monta e instala barbacãs, drenos de paramento e DHPs.

9.4 Mangoteiro

- a) Verifica instalação de mangotes, bico projetor e mangueira d'água.
- b) Posiciona o bico projetor para que este fique perpendicular entre a superfície e o jato de concreto, mantendo distância da parede entre 1 e 1,5 metro, e fazendo

- sempre movimentos circulares.
- c) Regula visualmente a água de hidratação do concreto.
- d) Controla a espessura final da camada, conforme o projeto.

9.5 Operador de bomba de projeção

- a) Verifica a instalação adequada do equipamento, conforme recomendação do fabricante.
- b) Regula a pressão de contato dos discos e o abastecimento da bomba.
- c) Regula a vazão de ar ideal para a projeção do concreto.
- d) Realiza procedimentos recomendados tanto no início quanto no término da projeção.
- e) Executa desentupimentos eventuais do mangote.
- f) Quando o concreto é produzido na obra, fiscaliza a dosagem da mistura.

9.6 Auxiliar geral

Auxilia os especialistas nas atividades principais.

9.7 Armador (Auxiliar geral)

Distribui, amarra e mantém os espaçamentos entre os ferros e a face do terreno, conforme especificado no projeto.

Obs. Devido à não simultaneidade das tarefas, um mesmo funcionário pode exercer várias funções, desde que esteja qualificado.

Não existe, até o momento, normalização brasileira que regulamente os controles

de execução do solo grampeado. Porém, é recomendada a medição diária de deformação da contenção.

10.MANUTENÇÃO DO SOLO GRAMPEADO

10.1 Paramento de concreto

A parede de concreto não exige manutenção especial.

Manchas de umidade no concreto podem indicar uma possível ineficiência da drenagem de paramento ou da drenagem profunda. Inicialmente, deve ser feita a manutenção preventiva.

Caso ocorram manchas de umidade na superfície do concreto, este deve ser perfurado para se verificar o motivo desta ocorrência.

Muito provavelmente deverá ser instalado um dreno profundo adicional para eliminação da umidade local.

Os drenos profundos devem sofrer manutenção ao menos anual. Não requer nenhum profissional especializado na área geotécnica, um jardineiro pode executar. Construa um êmbolo que penetre no DHP de tal forma que a folga entre o êmbolo e o PVC do dreno seja da ordem de 1 mm. Injete água pelo êmbolo, com pressão controlada e ao longo de todo seu comprimento. Esta operação deve ser repetida diversas vezes, até a água, que sai após a retirada do êmbolo, esteja igual a que foi injetada, conforme figura 27.

Os drenos de paramento devem ter suas saídas sempre desobstruídas, evitando o nascimento de plantas, que é muito comum. As canaletas em

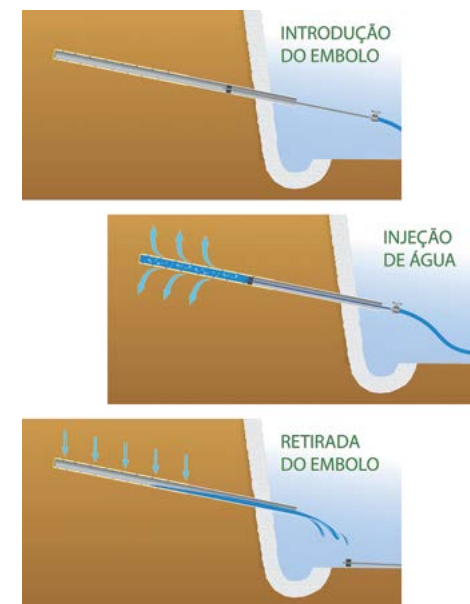


Figura 27 - Limpeza do DHP.

condutos fechados devem ser evitadas e mantidas sem obstrução como todos os sistemas de drenagem.

11. MODELO DE BOLETIM DE EXECUÇÃO

Conforme boletim ilustrativo (Figura 28), são anotados todos os dados de execução dos chumbadores.

NOME DA OBRA:		BOLETIM DE INJEÇÃO DE CHUMBADORES												Solotrat				
Nº DA OBRA:																		
VISTA:																		
Nº Chumb.	Bainha	1ª Fase				2ª Fase				3ª Fase				4ª Fase				
		Data	Pa	PI	V (l)	Data	Pa	PI	V (l)	Data	Pa	PI	V (l)	Data	Pa	PI	V (l)	
Vistos																		
Observações																		
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> Cliente Solotrat </div>																		

Figura 28 - Modelo de boletim de execução dos chumbadores.



Tirantes

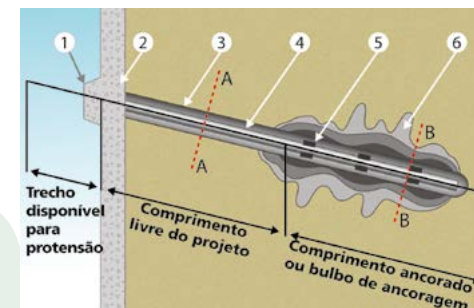
ÍNDICE

1. Definição
2. Norma
3. Objetivo
4. Documentos de obra
5. Definições
6. Equipamentos, acessórios e ferramentas
7. Equipe de trabalho
8. Sequência executiva
9. Avaliação de desempenho do tirante
10. Verificação e manutenção de cortinas atirantadas
11. Modelo de boletim de execução
12. Guia resumido para dimensionamento e ensaio de tirantes

1. DEFINIÇÃO

Tirante é uma peça composta por um ou mais elementos resistentes à tração, montada segundo especificações do projeto. Estes elementos são introduzidos

no terreno em perfuração previamente executada. Logo após é feita injeção de calda de cimento ou de outro aglutinante na parte inferior destes elementos, formando o bulbo de ancoragem, que é ligado à parede estrutural, pelo trecho não injetado do elemento resistente à tração e pela cabeça do tirante (Figura 1).



1 Cabeça do tirante / 2 Estrutura de reação / 3 Perfuração do terreno / 4 Bainha coletiva / 5 Aço, fibra etc. / 6 Bulbo de ancoragem

Figura 1 - Partes constituintes do Tirante

2. NORMA

NBR 5629 (Abril/2006) – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno.

3. OBJETIVO

Este documento:

- Estabelece diretrizes e condicionantes para executar, verificar e avaliar tirantes ancorados em solos ou em rochas, que suportem cargas de tração tanto provisórias quanto permanentes.
- Descreve e fixa equipamentos, ferramentas e acessórios mínimos necessários para executar os serviços.
- Especifica equipe mínima para executar os trabalhos, definindo tarefas e responsabilidades.
- Especifica materiais suficientes para realizar a obra.

4. DOCUMENTOS DE OBRA

Os documentos mencionados abaixo devem estar disponíveis na obra.

- Projeto dos tirantes, com cargas de trabalho, de cravação e de ensaio.
- Localização dos tirantes.
- Ângulos.
- Comprimento livre acrescido do trecho disponível para protensão, e comprimento ancorado.
- Desenho e relatório de sondagens do solo.
- Boletim de controle diário de execução dos tirantes.
- Boletim de controle de protensão.
- Certificado de aferição do conjunto: macaco, bomba e manômetro.

5. DEFINIÇÕES

São aplicáveis as definições constantes na NBR 5629 e as definições seguintes, que estão mostradas nas Figuras 2 e 3.

5.1 Bainha coletiva

Tubo não degradável de isolamento coletivo, de contato com o terreno, utilizado na proteção conjunta de todos os elementos de tração.

5.2 Bainha individual (espaguete)

Tubo não degradável de isolamento individual, que serve de proteção para cada elemento de tração.

5.3 Boletim de execução do tirante

Documento a ser preenchido para todos os tirantes, onde constam dados de montagem, perfuração, injeção e protensão dos tirantes, conforme mostra a Figura 5. Deve registrar no mínimo os seguintes dados de execução dos tirantes:

- identificação da obra e da data.
- identificação do tirante.
- capacidade de carga.
- característica da armação.
- comprimento da armação.
- consumo de calda de cimento, incluindo pressão de injeção e todas as fases de injeção.
- observações adicionais referentes às ocorrências relevantes durante a execução do serviço.
- nome e assinatura do executor.

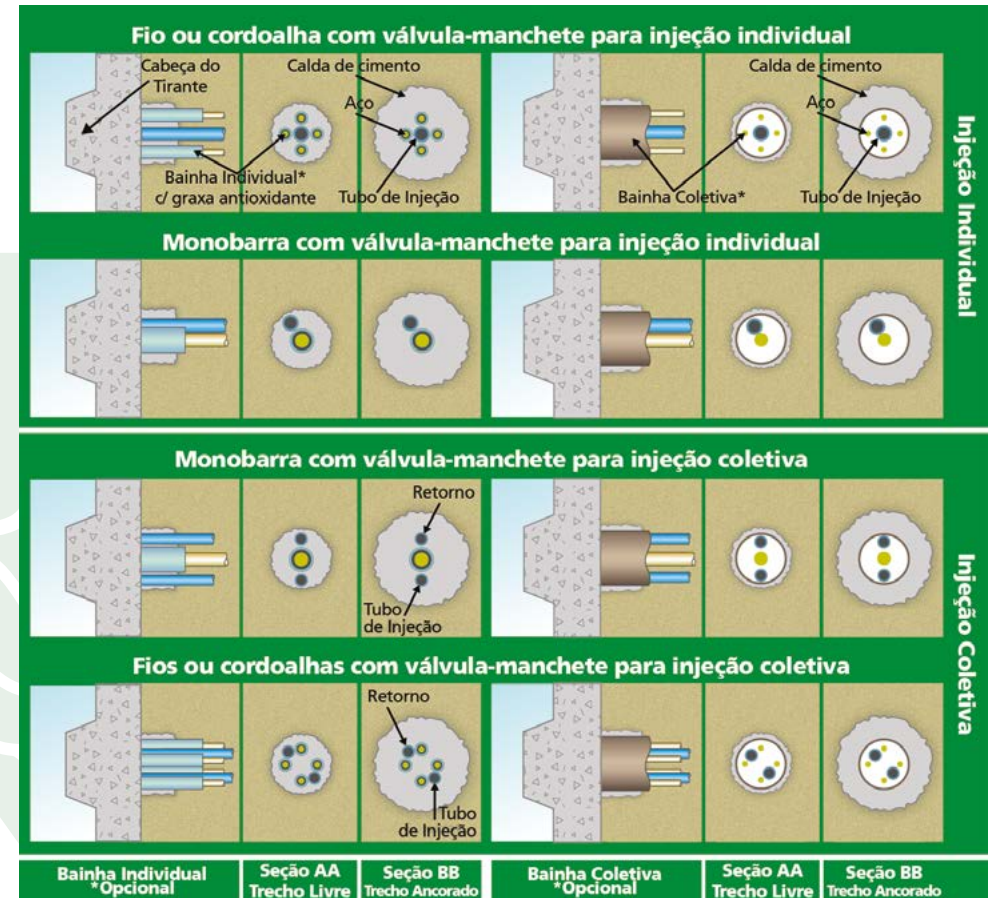


Figura 2 - Características básicas de alguns tipos de Tirantes.

5.4 Bomba de perfuração

Equipamento capacitado a fornecer energia ao fluido de perfuração.

5.5 Bomba injetora

Equipamento receptor da calda de injeção do misturador, que forneça energia suficiente para a condução da calda pressurizada até o trecho de ancoragem, passando pelo comando de injeção, conforme mostrado na Figura 3.

5.6 Cabeça de perfuração – cabeça d'água

Acessório instalado na extremidade superior da haste ou do tubo de perfuração, ligado à bomba de fluido de perfuração, que permite o fluxo do fluido de perfuração simultaneamente à rotação, percussão ou rotopercussão da haste.

5.7 Cabeça do tirante

Dispositivo que transfere a carga do tirante para a estrutura a ser ancorada.

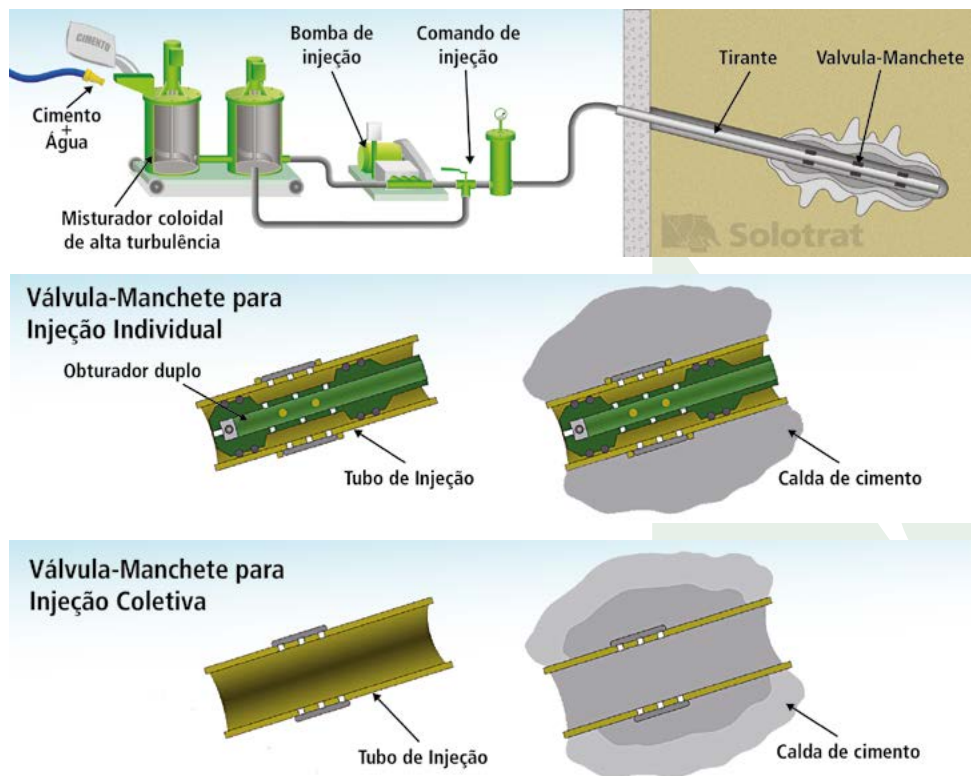


Figura 3 - Detalhes do sistema de injeção.

Ele é constituído por placas de apoio planas, cunhas de inclinação, dispositivos de fixação dos elementos tracionados etc.

5.8 Calda de injeção

Aglutinante, resultado da mistura de água e cimento comum em misturador de alta turbulência, mantido na forma coloidal para ser injetado. Normalmente esta mistura se dá por valores entre 0,5 e 0,7 da relação entre o peso da água e o do cimento.

5.9 Comando de injeção

Conjunto com dois registros rápidos e

um pulmão estabilizador de pressão, localizado entre a bomba e a coluna de injeção, que permite a operação e o controle de injeção.

5.10 Bainha

Calda de cimento, aplicada sob pressão (não gravitacional), recompõe o espaço do solo escavado na perfuração, ou originado da diferença entre o volume ocupado pelo tirante e pelo volume do furo.

5.11 Elemento de tração

Parte estrutural do tirante que trabalha

sempre à tração, usualmente é composto por um ou mais fios, por cordoalhas ou por barras de aço.

5.12 Fase de injeção

Injeção da calda de cimento sob pressão, executada em todo grupo de válvulas.

5.13 Ferramenta de corte

Elemento metálico dotado de metais cortantes, específicos para cada tipo de terreno, tais como vídeas, diamantes etc.

5.14 Fluido estabilizante

Lama de argila, ou de outros materiais, que estabilize provisoriamente a perfuração, até a introdução dos elementos de tração.

5.15 Fluido de perfuração

Elemento utilizado para lubrificar e conduzir o material escavado para fora do furo. Pode ser água limpa, lama, fluido estabilizante, ar comprimido etc.

5.16 Injeção

Operação para fixar a armação de tração no terreno, resultante da introdução sob pressão de um aglutinante, usualmente calda de cimento.

5.17 Misturador e agitador

Prepara a calda de cimento em misturador de alta turbulência e agitador, para manter o estado coloidal da mistura, medindo geometricamente seu volume.

5.18 Obturador duplo

Acessório metálico, rosqueado na

extremidade das colunas de injeção (no caso de injeção nas válvulas-manchete), que permite o fluxo da calda de injeção somente ortogonalmente ao seu eixo, e no espaço compreendido pelos dois sistemas de vedação.

5.19 Perfuração

Execução de escavação cilíndrica no terreno para introdução dos elementos de tração.

5.20 Proteção contra corrosão

Execução de sistemas de proteção especificados no projeto.

5.21 Tubo de injeção

Tubo que permite a injeção no tirante e ao longo do qual estão dispostas as válvulas do tipo manchete ou comum. Este tubo é introduzido na perfuração, junto aos elementos de tração, fixando-os no terreno.

5.22 Válvula-manchete para injeção individual

Ponto de injeção no tubo ancorado (com elasticidade suficiente para expansão e contração), que veste o tubo de injeção. Este tubo apresenta furos para passagem da calda. Por este ponto podem ser realizadas uma ou mais fases da injeção com o obturador duplo, que permite o controle local dos volumes e pressões em cada manchete.

5.23 Válvula comum - injeção coletiva

Pontos de injeção no tubo ancorado (com elasticidade suficiente para expansão e

contração), que veste o tubo de injeção. Este tubo tem furos para passagem da calda de cimento. As válvulas sofrem injeção a partir da boca do tirante, todas ao mesmo tempo. Não se sabe qual recebe a injeção, nem o volume e pressão que incidem em cada uma, controla-se só o volume total e pressão aplicada.

5.24 Ensaios de tirantes

Procedimentos executivos para verificação do desempenho de um tirante. São classificados em ensaios de qualificação, de recebimento e de fluência.

a) ensaio de qualificação: verifica, em um dado terreno, o desempenho de um tipo de tirante depois da injeção.

b) ensaio de recebimento: controla capacidade de carga e comportamento de todos os tirantes de uma obra.

c) ensaio de fluência: avalia a estabilização do tirante sob a ação de cargas de longa duração.

5.25 Executante

Empresa que realiza o serviço ou o produto descrito neste documento.

6. EQUIPAMENTOS, ACESSÓRIOS E FERRAMENTAS

Para executar tirantes injetados e colocá-los em operação são necessários os seguintes equipamentos e acessórios, agrupados por atividade.

6.1 Montagem (quando no canteiro de obra)

- Ferramentas de corte: discos elétricos de corte ou serras manuais para cortar o

elemento de tração e o tubo de injeção, deixando-os na dimensão do projeto.

- Bancada coberta: com extensão, pelo menos, 1 m superior à do comprimento do maior tirante, no caso de fios e cordoalhas, ou da maior peça, no caso de barras. Usada quando se aplica proteção anticorrosiva. É necessária quando o tirante é produzido na obra.

- Furadeira elétrica de porte manual: para brocas com diâmetros de até 10 mm, utilizada para executar as perfurações no tubo de injeção.

6.2 Perfuração

- Perfuratriz: para perfurar o terreno, pode ser sobre carreta ou de porte manual, compatível com diâmetro e comprimento da perfuração, e com tipo de solo ou de rocha.

- Bomba d'água ou de lama: utilizada nos casos em que o fluido de perfuração é líquido (água ou lama).

- Compressor: utilizado nos casos em que o fluido de perfuração é ar.

- Hastes e revestimentos, cabeças de perfuração e ferramentas de corte: compatíveis com o material a ser perfurado.

- Transferidor de pêndulo e esquadros de madeira.

6.3 Injeção

- Bomba injetora: com capacidade de vazão e pressão de trabalho compatíveis com a necessidade da obra. No caso de tirantes que utilizam válvulas-manchete, a capacidade da bomba de injeção deve ser maior ou igual a 5 MPa (50 Kg/cm²).

- Mangueiras de alta pressão: componentes rígidos ou flexíveis, com resistência à ruptura 50% superior à pressão de abertura máxima prevista.

- Misturador: com capacidade para bater calda em alta turbulência, 1.750 rpm.

- Agitador: equipamento composto por caçamba com capacidade para manter a calda em suspensão, com rotação mínima de 50 rpm. É dispensável, caso o misturador produza calda suficiente para atender a demanda da obra.

- Hastes de injeção: componentes metálicos retilíneos com roscas emendadas por luvas estanques.

- Obturador duplo para tirantes.

- Comando de injeção.

- Válvula tipo manchete ou comum.

- Tubo para lavagem do tubo de injeção.

6.4 Protensão

- Macaco, bomba e manômetro (hidráulico, elétrico ou manual) com capacidade de trabalho de, no mínimo, 1,25 vez a carga máxima de ensaio, e precisão mínima de 10 kN, devidamente aferidos.

- Régua ou extensômetros: instrumentos para medir deformações, com resolução milimétrica.

7. EQUIPE DE TRABALHO

7.1 Encarregado geral

a) Verifica: condições para entrada e movimentação de equipamentos no canteiro da obra; descarregamento de equipamentos, utensílios e ferramentas; instalação da central de trabalho e

implantação geral da obra.

b) Verifica a sequência executiva de acordo com características da obra e necessidades do cliente.

c) Coordena o DDS (diálogo diário de segurança) antes do início das atividades diárias e instrui em relação à segurança durante a execução dos serviços.

d) Instala a perfuratriz ou a sonda junto do ponto a ser perfurado, com inclinação, direção e fixação que atendam ao projeto e à execução da perfuração.

e) Determina o sistema de perfuração.

f) Loca o conjunto de injeção.

7.2 Montador

a) Desenrola os elementos de tração recebidos em rolos, esticando-os, ou recebe as barras retilíneas e as armazena em local isolado do solo e coberto (veja o item 6.1).

b) Corta os elementos de tração conforme o projeto (veja o item 6.1).

c) Executa proteção anticorrosiva de bancada (veja o item 6.1). Deve ter especial atenção no isolamento da bainha individual com o trecho de ancoragem.

d) Monta válvulas-manchete ou comuns, trecho ancorado e trecho livre.

e) Armazena materiais em local coberto, isolado do solo, protegido contra danos.

7.3 Operador de perfuratriz

a) Perfura, observando as camadas atravessadas.

b) Preenche o boletim de perfuração (Item 11).

7.4 Injetador

- a) Instala o tirante no furo e executa a injeção da bainha.
- b) Prepara calda de cimento e organiza o controle de volume e pressão de injeção.
- c) Lava conjunto de injeção a cada fase.
- d) Lava o tubo de injeção a cada fase.
- e) Preenche boletim de injeção (Item 11).
- f) Faz a injeção na cabeça.
- g) Executa e protege a cabeça (este serviço pode ficar a cargo do contratante).

7.5 Protendedor

- a) Monta conjunto de ancoragem em cada tirante, com elementos de tração alinhados ao eixo do tubo de injeção.
- b) Executa o ensaio de tração e incorporação.
- c) Preenche boletim do ensaio (Item 11).

7.6 Auxiliar geral

Auxilia os especialistas nas atividades principais.

8. SEQUÊNCIA EXECUTIVA

Na Figura 4 indica-se esquematicamente esta seqüência:

- Perfuração: é aceitável o uso de qualquer sistema de perfuração desde que

se garanta a estabilidade da escavação, até que ocorra a injeção. É permitido o uso de revestimento metálico provisório ou de fluido estabilizante.

- Especificações para ancoragem: o comprimento da ancoragem, bem como os volumes e pressões finais utilizados para abertura e injeção nas válvulas são aqueles fornecidos pelo projetista.

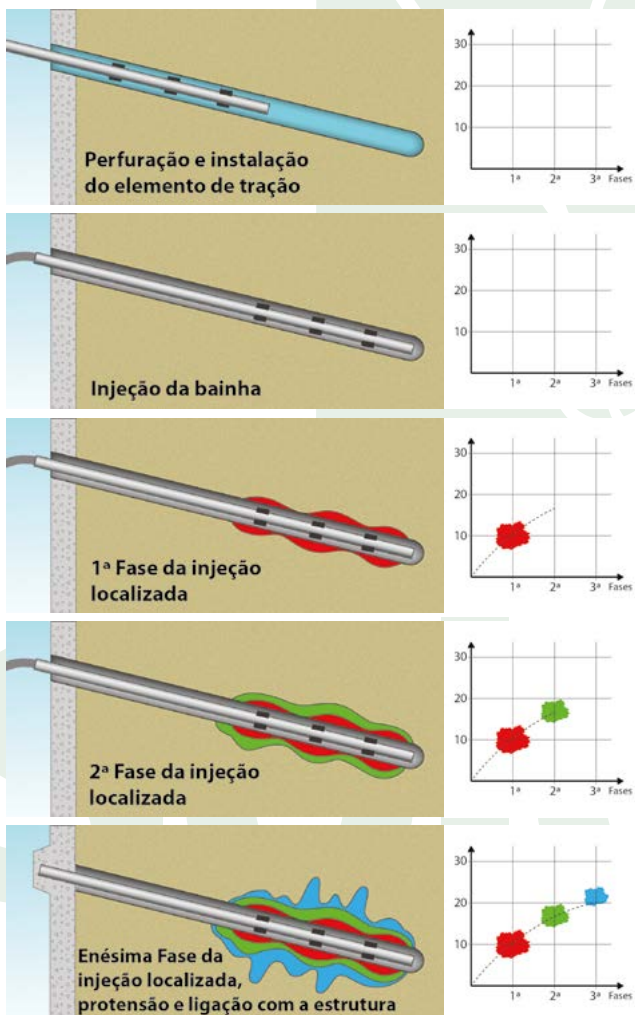


Figura 4 - Sequência executiva esquemática.

• Injeção

- Bainha: feita de forma ascendente, com fator água/cimento = 0,5 (em peso) até que a calda extravase pela boca do furo. Caso haja perda substancial de calda, pode ser injetado solo-cimento, de forma a promover o preenchimento da parte anelar do furo/tirante. Pode-se optar pelo preenchimento do furo com calda de cimento e a posterior introdução da parte metálica.

- Fases de injeção: injeção de calda de cimento com fator água/cimento igual a 0,5 (em peso), com expectativa de valores de pressão de abertura variável de até 5MPa e de injeção de até 2 MPa.

- Primeira fase, limitada a um saco de cimento por válvula, ou pressão de injeção lida menor que 2 MPa.

- Demais fases limitadas a meio saco de cimento por válvula, até atingir a pressão de injeção desejada.

• Ensaios: passados sete dias da última fase de injeção, de acordo com a NBR 5629, ou a critério da consultoria.

• Cabeça de ancoragem: depois de concluída a protensão, são instalados dois tubos para injeção na cabeça do tirante. Após a concretagem da cabeça do tirante, é feita a injeção da calda de cimento por um dos tubos, o outro tubo serve como respiro.

9 AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DO TIRANTE

Para verificar o desempenho do tirante deve ser realizado o ensaio de tração, conforme recomendação do projeto ou então da NBR 5629.

II TIPOS DE ENSAIO				
TIPO	CASO	ESTÁGIOS DE CARGA		FREQUÊNCIA
Qualificação	Permanente ou Provisório	Fo= 0,1; 0,4; 0,75; 1,0; 1,25; 1,5; 1,75 (vezes a carga de trabalho). Aliviar sempre a cada novo estágio até Fo e recarregar até um estágio superior.		A critério da experiência local/projeto
Recebimento	Permanente ou Provisório	tipo A Fo = 0,3; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,4; 1,6; 1,75 tipo B Fo = 0,3; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,4 tipo C Fo = 0,3; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,5 tipo D Fo = 0,3; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2	Em todos os ensaios, descarregar até Fo.	1 a cada 10 un todos 1 a cada 10 un todos
Fluência	Permanente ou Provisório	0,75; 1,0; 1,25; 1,5 (permanente); 1,75		2 un por obra ou 1% dos tirantes. A critério do projeto, realizar ou não em obras provisórias.

Figura 5 - Tipos de ensaios de Tirante.

III CRITÉRIOS DE ESTABILIZAÇÕES DE DEFORMAÇÕES DA CABEÇA			
TIPO / ENSAIO	ESTÁGIOS DE CARGA	TEMPOS / DESLOCAMENTO DA CABEÇA	SOLO
Qualificação	carga < 0,4 Ft	5 minutos, deslocamento menor que 0,1 mm	qualquer
	0,4 Ft < carga < 1,0 Ft	15 minutos, deslocamento menor que 0,1 mm 30 minutos, deslocamento menor que 0,1 mm	arenoso não arenoso
	carga > 1,0 Ft	60 minutos, deslocamento menor que 0,1 mm	qualquer
Recebimento	Carga máxima (não necessária no estágio, porém sugere-se um mínimo de 1 minuto entre cada estágio).	5 minutos, deslocamento menor que 1,0 mm	arenoso
		10 minutos, deslocamento menor que 1,0 mm	não arenoso
Fluência	Todos os estágios devem ser medidos a 7,5; 15 e 30 minutos da aplicação da carga.	Simplesmente medir	qualquer
	Todos os estágios devem ser medidos a 60 minutos da aplicação da carga.		qualquer

Figura 6 - Critérios de estabilização de deformações da cabeça do tirante.

Para oferecer parâmetros de avaliação do tirante, apresentam-se os limites para o ensaio mais usual "Recebimento tipo B", aplicável obrigatoriamente em todos os tirantes de uma obra.

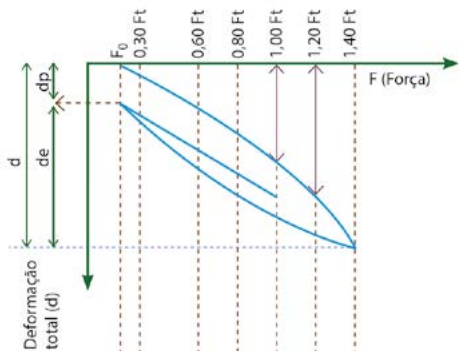


Figura 7 - Repartição em deformação elástica e permanente(ensaio de recebimento tipo B).

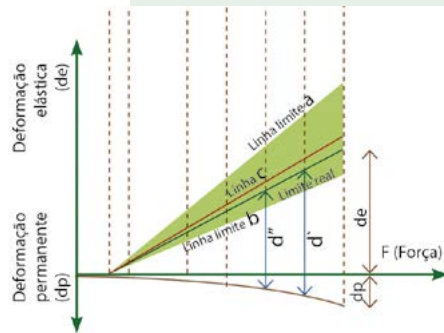


Figura 8 - Cargas x Deformação total(ensaio de recebimento tipo B)

F = carga aplicada
 F0 = 0,10.fyk.S
 Ft = carga de trabalho
 fyk = tensão de escoamento do aço
 S = seção transversal do aço
 E = módulo de elasticidade do aço

a) Linha "a" ou linha limite superior, corresponde ao deslocamento elástico da cabeça para um tirante com comprimento livre (LL) mais a metade do bulbo (Lb), cuja equação é dada por:

$$de_a = \frac{(F - F_0)(LL + L_b/2)}{ES}$$

b) linha "b" ou limite inferior, corresponde ao deslocamento da cabeça para um tirante com comprimento livre (LL) diminuído em 20%, cuja equação é a seguinte:

$$de_b = \frac{0,8(F - F_0)LL}{ES}$$

10. VERIFICAÇÃO E MANUTENÇÃO DE CORTINAS ATIRANTADAS

As principais patologias de uma cortina atirantada são facilmente observáveis em simples inspeções visuais.

- Corrosão na cabeça: quando ocorre, se o capacete for de concreto, este estará trincado ou fissurado. No capacete metálico é possível ver claramente os pontos de corrosão.



Figura 9 - Patologia - cabeças metálicas em processo de corrosão.



Figura 10 - Patologia - cabeças metálicas em processo de corrosão.



Figura 11 - Fluxo de solo em juntas e deslocamento de estrutura.



Figura 12 - Fluxo de água na cabeça do tirante.

• Percolação de água pela estrutura ou pelas juntas: as águas devem, obrigatoriamente, fluir pelos drenos. Quando se observar percolação de águas pela cabeça, pela estrutura de concreto ou pelas juntas há um grave problema ocorrendo.


• Cabos rompidos: nos casos em que a armação é composta por feixes de fios de aço, verifica-se facilmente se um deles se rompeu. Obviamente, neste caso, o capacete de concreto já terá caído.

Algumas verificações básicas para identificar possíveis patologias podem ser conduzidas pelo proprietário ou pelo preposto da cortina atirantada, que não precisa ser um especialista.

- Verifique se há obstrução nas canaletas. Em caso positivo, limpe-as.
- Verifique se há trincas nas canaletas, caso existam consulte o engenheiro geotécnico.
- Verifique o funcionamento das drenagens de paramento e profundas, em caso de obstrução consulte o engenheiro geotécnico.
- Verifique se há percolação de água pelo tirante, caso exista consulte o engenheiro geotécnico.
- Verifique se há fissuras ou trincas na estrutura ou na cabeça do tirante, se houver consulte o engenheiro geotécnico.
- Verifique o alinhamento da estrutura, se estiver desalinhada consulte o engenheiro geotécnico.
- Verifique a existência de afundamentos ou trincas nas áreas adjacentes à contenção, se houver consulte o engenheiro geotécnico.

TODAS AS PATOLOGIAS SÃO CRÍTICAS E SUAS CORREÇÕES SÃO SEMPRE URGENTES. SUGERIMOS UM EXAME ANUAL DA OBRA E CONSULTA A UM ENGENHEIRO GEOTÉCNICO CASO SEJAM CONSTATADAS PATOLOGIAS NOS TIRANTES.

11 MODELO DE BOLETIM DE EXECUÇÃO

BOLETIM DE TIRANTES																
NOME DA OBRA																
Nº DA OBRA																
TIPO DE AÇO					Tirante Nº											
CARGA DE					2 DADOS DA PERFURAÇÃO											
Trabalho					Material			Compr.			Acumulado			Diâmetro		
Incorporação					Solo									Início		
COMPRIMENTO DO TIRANTE					Rocha Alt.									/ /		
					Rocha Sã									/ /		
Total					Perda D'água			Revestimento			Fim					
Livre					Sim			Sim			/ /					
Ancorado					Não			Não			/ /					
Para Protensão					()			()			()					
3 DADOS DA INJEÇÃO																
BAINHA	HI	DATA			FATOR A/C			VOLUME			L					
VÁLVULA NÚMERO	1ª FASE			2ª FASE			3ª FASE			4ª FASE			PRESSÃO MÁXIMA DE INJEÇÃO (Kg/cm ²)	VOLUME TOTAL		
	HI	A/C		HI	A/C		HI	A/C		HI	A/C					
	HT	PA	PI	V(sc)	HT	PA	PI	V(sc)	HT	PA	PI	V(sc)			HT	PA
1																
2																
3																
4																
5																
6																
7																
8																
9																
10																
11																
12																
13																
14																
15																
TOTAIS																
PA - PRESSÃO DE ABERTURA				HT - HORA DO TERMINO (HORA:MIN)				NI - VÁLVULA NÃO INJETADA				V - VOLUME DE CALDA				
PI - PRESSÃO DA INJEÇÃO (Kg/cm ²)				HI - HORA DE INÍCIO (HORA:MIN)				NA - VÁLVULA NÃO ABRIU				(SACOS)				
4 OBSERVAÇÕES GERAIS										5 TOTAIS - RESUMO						
										FASE		VOL.		SACOS		
										BAINHA						
										VÁLVULAS						
										TOTAL						
6 VISTOS																
CLIENTE																
SOLOTRAT																

12. GUIA RESUMIDO PARA DIMENSIONAMENTO E ENSAIO DE TIRANTE

Tabelas para dimensionamento estrutural, preparadas conforme recomendações da NBR 5629 "Execução de Tirantes Ancorados no Terreno" (agosto de 1996). (Pag. 36 - 39)

TABELA PARA DIMENSIONAMENTO DA PARTE METÁLICA DE TIRANTE **PROVISÓRIO**

Carga de trabalho (kN)	CARACTERÍSTICAS DO AÇO								
	TIPO	Fornecedor	Bitola	Seção (mm²)	Peso (Kg/m)	Escoamento		Rutura	
						Carga (kN)	Tensão (kg/mm²)	Carga (kN)	Tensão (kg/mm²)
34	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 12mm	113,0	0,89	56	51	62	56
46	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 14mm	154,0	1,21	77	51	85	56
60	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 16mm	201,0	1,58	100	51	110	56
62	Barra	THREADBOLT - THB 16	1 ø 16mm	196,0	1,60	104	52,7	138	70,3
70	Barra	ROCSOLO 5/8"	1 ø 5/8"	160,5	1,27	119	74	132	82
94	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 20mm	314,0	2,47	157	51	173	56
96	Barra	DYWIDAG ST 90/110	1 ø 15mm	177,0	1,41	159	92	195	112
102	Barra	GEWI® ST 67/80	1 ø 18mm	254,0	2,00	170	68	203	82
105	Barra	ROCSOLO 3/4"	1 ø 3/4"	234,9	1,85	175	74	195	83
119	Barra	THREADBOLT - THB 19	1 ø 19mm	283,0	2,14	199	70,3	228	80,5
120	Barra	CA50	1 ø 7/8"	388,0	2,98	194	50	213	55
145	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 18mm	254,0	1,96	241	97	267	107
146	Barra	ROCSOLO 7/8"	1 ø 7/8"	323,6	2,55	243	75	269	83
147	Barra	GEWI® ST 50/75	1 ø 25mm	491,0	3,90	246	51	368	76
150	Barra	CA50	1 ø 1"	506,7	3,85	253	50	279	55
153	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 22mm	380,0	2,98	255	68	304	82
160	Barra	TOR - 14BM	1 ø 25 mm	376,0	2,96	263	70	301	80
160	Fios	CP-150-RB	4 ø 8mm	201,2	1,58	272	135	302	150
163	Barra	THREADBOLT - THB 22	1 ø 22mm	387,0	2,85	272	70,3	312	80,5
185	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 28mm	616,0	4,83	308	51	339	56
191	Barra	ROCSOLO 1"	1 ø 1"	425,7	3,34	319	75	353	83
197	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 25mm	491,0	3,90	329	68	393	82
200	Barra	TOR - 17BM	1 ø 27mm	474,0	3,72	332	70	379	80
215	Barra	THREADBOLT - THB 25	1 ø 25mm	509,0	3,85	358	70,3	410	80,5
230	Barra	INCO 22D	1 ø 30mm	642,0	5,00	385	60	462	72
240	Barra	CA50	1 ø 1 1/4"	804,7	6,31	402	50	443	55
240	Barra	ROCSOLO 1 1/8"	1 ø 1 1/8"	533,0	4,22	401	75	448	84
240	Fios	CP-150-RB	6 ø 8mm	301,8	2,37	407	135	453	150
241	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 32mm	804,0	6,31	402	51	442	56
248	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 28mm	616,0	4,83	413	68	493	82
284	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 30mm	707,0	5,55	474	68	566	82
303	Barra	ROCSOLO 1 1/4"	1 ø 1 1/4"	674,0	5,30	506	75	559	83
310	Barra	TOR - 27BM	1 ø 38mm	864,0	6,79	518	60	605	70
314	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 26,5mm	551,0	4,48	523	97	579	107
323	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 32mm	804,0	6,31	539	68	643	82
330	Fios	CP-150-RB	8 ø 8mm	402,4	3,16	543	135	604	150
347	Barra	THREADBOLT - THB 32	1 ø 32mm	822,0	6,03	578	70,3	662	80,5
360	Barra	TOR - 31BM	1 ø 38mm	864,0	6,79	605	70	691	80
377	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 40mm	1.257,0	9,87	628	51	691	56
387	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 35mm	962,0	7,55	645	68	770	82
410	Fios	CP-150-RB	10 ø 8mm	503,0	3,95	679	135	755	150
410	Barra	INCO 35D	1 ø 40mm	1.140,0	9,00	684	60	821	72
410	Barra	TOR - 35BM	1 ø 40mm	982,0	7,71	687	70	786	80

Carga de trabalho (kN)	CARACTERÍSTICAS DO AÇO								
	TIPO	Fornecedor	Bitola	Seção (mm²)	Peso (Kg/m)	Escoamento		Rutura	
						Carga (kN)	Tensão (kg/mm²)	Carga (kN)	Tensão (kg/mm²)
440	Barra	ROCSOLO 1 1/2"	1 ø 1 1/2"	977,6	7,67	733	75	811	83
458	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 32mm	804,0	6,31	764	97	844	107
490	Fios	CP-150-RB	12 ø 8mm	603,6	4,74	815	135	905	150
520	Barra	TOR - 45BM	1 ø 43mm	1.338,0	10,51	870	65	1.070	80
524	Barra	ROCSOLO 1 5/8"	1 ø 1 5/8"	1.124,0	8,91	875	78	978	87
530	Barra	INCO 45D	1 ø 47mm	1.555,0	12,30	933	60	1.120	72
580	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 36mm	1.018,0	8,27	967	97	1.069	108
584	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 43mm	1.452,0	11,40	973	68	1.162	82
589	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 50mm	1.963,0	15,40	981	51	1.080	56
600	Barra	ROCSOLO 1 3/4"	1 ø 1 3/4"	1.325,0	10,40	999	75	1.113	84
600	Barra	INCO 50D	1 ø 50mm	1.781,0	14,10	1.069	60	1.282	72
610	Barra	TOR - 52BM	1 ø 47mm	1.552,0	12,19	1.009	65	1.241	80
610	Cordoalha	CP-190-RB	6 ø 1/2"	592,2	4,65	1.013	171	1.125	190
700	Barra	INCO 60D	1 ø 53mm	2.027,0	16,00	1.216	60	1.459	72
716	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 40mm	1.257,0	10,21	1.194	97	1.320	107
750	Barra	TOR - 64BM	1 ø 51mm	1.782,0	14,00	1.247	70	1.425	80
780	Barra	ROCSOLO 2"	1 ø 2"	1.735,0	13,70	1.299	75	1.440	83
789	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 50mm	1.963,0	15,40	1.315	68	1.570	82
810	Cordoalha	CP-190-RB	8 ø 1/2"	789,6	6,20	1.350	171	1.500	190
820	Barra	INCO 70D	1 ø 57mm	2.288,0	18,10	1.373	60	1.647	72
850	Barra	TOR - 73BM	1 ø 53mm	2.027,0	15,92	1.419	70	1.621	80
865	Barra	GEWI® ST 55/70	1 ø 57,5mm	2.597,0	20,38	1.441	57	1.818	71
960	Barra	TOR - 82BM	1 ø 56mm	2.289,0	17,98	1.602	70	1.831	80
989	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 47mm	1.735,0	14,10	1.648	97	1.822	107
993	Barra	ROCSOLO 2 1/4"	1 ø 2 1/4"	2.206,2	18,09	1.655	75	1.831	83
1.010	Cordoalha	CP-190-RB	10 ø 1/2"	987,0	7,75	1.688	171	1.875	190
1.044	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 57,5mm	2.597,0	20,38	1.740	68	2.078	82
1.050	Barra	INCO 90D	1 ø 63mm	2.858,0	22,60	1.715	60	2.058	72
1.055	Barra	GEWI® ST 55/70	1 ø 63,5mm	3.167,0	24,86	1.758	57	2.217	71
1.080	Barra	TOR - 92BM	1 ø 60mm	2.565,0	20,15	1.796	70	2.052	80
1.170	Barra	INCO 100D	1 ø 69mm	3.491,0	30,30	1.955	56	2.514	72
1.200	Barra	TOR - 103BM	1 ø 63mm	2.856,0	22,43	1.999	70	2.285	80
1.220	Cordoalha	CP-190-RB	12 ø 1/2"	1.184,0	9,30	2.025	171	2.250	190
1.230	Barra	ROCSOLO 2 1/2"	1 ø 2 1/2"	2.734,0	21,59	2.050	75	2.269	83
1.273	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 63,5mm	3.167,0	24,86	2.122	68	2.534	82
1.279	Barra	DYWIDAG ST 83/103	1 ø 57mm	2.552,0	20,95	2.131	85	2.641	106
1.325	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 75mm	4.418,0	34,68	2.209	51	2.430	56
1.388	Barra	ROCSOLO 2 3/4"	1 ø 2 3/4"	3.316,0	30,05	2.314	70	2.620	79
1.662	Barra	DYWIDAG ST 83/103	1 ø 65mm	3.318,0	27,10	2.771	85	3.434	106
1.692	Barra	ROCSOLO 3"	1 ø 3"	4.071,5	32,14	2.819	70	3.216	79
1.776	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 75mm	4.418,0	34,68	2.960	68	3.534	82
2.213	Barra	DYWIDAG ST 83/103	1 ø 75mm	4.418,0	35,90	3.689	85	4.573	106

LEGENDA:
ROCSOLO www.concretoprojetado.com.br
INCO / THREADBOLT / FIOS / CORDOALHAS www.incolep.com.br
GEWI / DYWIDAG www.dywidag.com.br
BELGO www.arcelor.com.br
TOR FIOS/BARRAS/CORDOALHAS www.torcisao.ind.br

CARGA DE INCORPORAÇÃO:
CARGA DE INCORPORAÇÃO = 0,8 x CT (carga de trabalho)

1.-As informações dos aços descritas nesta tabela são de responsabilidade dos Fabricantes e deverão ser atestadas antes do uso.

2. O módulo de elasticidade do aço é de 21.000 Kg/mm².

CARGA DE ENSAIO PARA:
RECEBIMENTO = 1,4 x CT (carga de trabalho)
QUALIFICAÇÃO = 1,75 x CT (carga de trabalho)

TABELA PARA DIMENSIONAMENTO DA PARTE METÁLICA DE TIRANTE PERMANENTE

Carga de trabalho (kN)	CARACTERÍSTICAS DO AÇO								
	TIPO	Fornecedor	Bitola	Seção (mm²)	Peso (Kg/m)	Escoamento		Rutura	
						Carga (kN)	Tensão (kg/mm²)	Carga (kN)	Tensão (kg/mm²)
29	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 12mm	113,0	0,89	56	51	62	56
40	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 14mm	154,0	1,21	77	51	85	56
52	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 16mm	201,0	1,58	100	51	110	56
53	Barra	THREADBOLT - THB 16	1 ø 16mm	196,0	1,60	104	52,7	138	70,3
61	Barra	ROCSOLO 5/8"	1 ø 5/8"	160,5	1,27	120	75	133	83
81	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 20mm	314,0	2,47	157	51	173	56
82	Barra	DYWIDAG ST 90/110	1 ø 15mm	177,0	1,41	159	92	195	112
88	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 18mm	254,0	2,00	170	68	203	82
90	Barra	ROCSOLO 3/4"	1 ø 3/4"	234,9	1,85	176	75	195	83
100	Barra	CA50	1 ø 7/8"	388,0	2,98	194	50	213	55
102	Barra	THREADBOLT - THB 19	1 ø 19mm	283,0	2,14	199	70,3	228	80,5
124	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 18mm	254,0	1,96	241	97	267	107
125	Barra	ROCSOLO 7/8"	1 ø 7/8"	323,6	2,55	243	75	269	83
126	Barra	GEWI® ST 50/75	1 ø 25mm	491,0	3,90	246	51	368	76
130	Barra	CA50	1 ø 1"	506,7	3,85	253	50	279	55
131	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 22mm	380,0	2,98	255	68	304	82
140	Barra	TOR - 14BM	1 ø 25mm	376,0	2,96	263	70	301	80
140	Fios	CP-150-RB	4 ø 8mm	201,2	1,58	272	135	302	150
140	Barra	THREADBOLT - THB 22	1 ø 22mm	387,0	2,85	272	70,3	312	80,5
158	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 28mm	616,0	4,83	308	51	339	56
164	Barra	ROCSOLO 1"	1 ø 1"	425,7	3,34	319	75	353	83
169	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 25mm	491,0	3,90	329	68	393	82
170	Barra	TOR - 17BM	1 ø 27mm	474,0	3,72	332	70	379	80
184	Barra	THREADBOLT - THB 25	1 ø 25mm	509,0	3,85	358	70,3	410	80,5
200	Barra	INCO 22D	1 ø 30mm	642,0	5,00	385	60	462	72
206	Barra	ROCSOLO 1 1/8"	1 ø 1 1/8"	533,0	4,22	400	75	442	83
207	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 32mm	804,0	6,31	402	51	442	56
210	Barra	CA50	1 ø 1 1/4"	804,7	6,31	402	50	443	55
210	Fios	CP-150-RB	6 ø 8mm	301,8	2,37	407	135	453	150
212	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 28mm	616,0	4,83	413	68	493	82
244	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 30mm	707,0	5,55	474	68	566	82
260	Barra	ROCSOLO 1 1/4"	1 ø 1 1/4"	674,0	5,30	506	75	559	83
269	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 26,5mm	551,0	4,48	523	97	579	107
270	Barra	TOR - 27BM	1 ø 38mm	864,0	6,79	518	60	605	70
277	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 32mm	804,0	6,31	539	68	643	82
280	Fios	CP-150-RB	8 ø 8mm	402,4	3,16	543	135	604	150
297	Barra	THREADBOLT - THB 32	1 ø 32mm	822,0	6,03	578	70,3	662	80,5
310	Barra	TOR - 31BM	1 ø 38mm	864,0	6,79	605	70	691	80
323	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 40mm	1.257,0	9,87	628	51	691	56
331	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 35mm	962,0	7,55	645	68	770	82
350	Fios	CP-150-RB	10 ø 8mm	503,0	3,95	679	135	755	150
350	Barra	INCO 35D	1 ø 40mm	1.140,0	9,00	684	60	821	72
350	Barra	TOR - 35BM	1 ø 40mm	982,0	7,71	687	70	786	80

Carga de trabalho (kN)	CARACTERÍSTICAS DO AÇO								
	TIPO	Fornecedor	Bitola	Seção (mm²)	Peso (Kg/m)	Escoamento		Rutura	
						Carga (kN)	Tensão (kg/mm²)	Carga (kN)	Tensão (kg/mm²)
377	Barra	ROCSOLO 1 1/2"	1 ø 1 1/2"	977,6	7,67	733	75	811	83
393	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 32mm	804,0	6,31	764	97	844	107
410	Fios	CP-150-RB	12 ø 8mm	603,6	4,74	815	135	905	150
450	Barra	ROCSOLO 1 5/8"	1 ø 1 5/8"	1.124,0	8,91	843	75	933	83
450	Barra	TOR - 45BM	1 ø 43mm	1.338,0	10,51	870	65	1.070	80
450	Barra	INCO 45D	1 ø 47mm	1.555,0	12,30	933	60	1.120	72
497	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 36mm	1.018,0	8,27	967	97	1.069	108
500	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 43mm	1.452,0	11,40	973	68	1.162	82
505	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 50mm	1.963,0	15,40	981	51	1.080	56
510	Barra	INCO 50D	1 ø 50mm	1.781,0	14,10	1.069	60	1.282	72
514	Barra	ROCSOLO 1 3/4"	1 ø 1 3/4"	1.325,0	10,40	994	75	1.100	83
520	Barra	TOR - 52BM	1 ø 47mm	1.552,0	12,19	1.009	65	1.241	80
530	Cordoalha	CP-190-RB	6 ø 1/2"	592,2	4,65	1.013	171	1.125	190
600	Barra	INCO 60D	1 ø 53mm	2.027,0	16,00	1.216	60	1.459	72
614	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 40mm	1.257,0	10,21	1.194	97	1.320	107
640	Barra	TOR - 64BM	1 ø 51mm	1.782,0	14,00	1.247	70	1.425	80
668	Barra	ROCSOLO 2"	1 ø 2"	1.735,0	13,70	1.301	75	1.440	83
676	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 50mm	1.963,0	15,40	1.315	68	1.570	82
690	Cordoalha	CP-190-RB	8 ø 1/2"	789,6	6,20	1.350	171	1.500	190
700	Barra	INCO 70D	1 ø 57mm	2.288,0	18,10	1.373	60	1.647	72
730	Barra	TOR - 73BM	1 ø 53mm	2.027,0	15,92	1.419	70	1.621	80
741	Barra	GEWI® ST 55/70	1 ø 57,5mm	2.597,0	20,38	1.441	57	1.818	71
820	Barra	TOR - 82BM	1 ø 56mm	2.289,0	17,98	1.602	70	1.831	80
848	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 47mm	1.735,0	14,10	1.648	97	1.822	107
851	Barra	ROCSOLO 2 1/4"	1 ø 2 1/4"	2.206,2	18,09	1.655	75	1.831	83
870	Cordoalha	CP-190-RB	10 ø 1/2"	987,0	7,75	1.688	171	1.875	190
895	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 57,5mm	2.597,0	20,38	1.740	68	2.078	82
900	Barra	INCO 90D	1 ø 63mm	2.858,0	22,60	1.715	60	2.058	72
904	Barra	GEWI® ST 55/70	1 ø 63,5mm	3.167,0	24,86	1.758	57	2.217	71
920	Barra	TOR - 92BM	1 ø 60mm	2.565,0	20,15	1.796	70	2.052	80
1.000	Barra	INCO 100D	1 ø 69mm	3.491,0	30,30	1.955	56	2.514	72
1.030	Barra	TOR - 103BM	1 ø 63mm	2.856,0	22,43	1.999	70	2.285	80
1.040	Cordoalha	CP-190-RB	12 ø 1/2"	1.184,0	9,30	2.025	171	2.250	190
1.055	Barra	ROCSOLO 2 1/2"	1 ø 2 1/2"	2.734,0	21,59	2.051	75	2.269	83
1.091	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 63,5mm	3.167,0	24,86	2.122	68	2.534	82
1.096	Barra	DYWIDAG ST 83/103	1 ø 57mm	2.552,0	20,95	2.131	85	2.641	106
1.136	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 75mm	4.418,0	34,68	2.209	51	2.430	56
1.190	Barra	ROCSOLO 2 3/4"	1 ø 2 3/4"	3.316,0	30,05	2.321	70	2.620	79
1.425	Barra	DYWIDAG ST 83/103	1 ø 65mm	3.318,0	27,10	2.771	85	3.434	106
1.450	Barra	ROCSOLO 3"	1 ø 3"	4.071,5	32,14	2.850	70	3.216	79
1.522	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 75mm	4.418,0	34,68	2.960	68	3.534	82
1.897	Barra	DYWIDAG ST 83/103	1 ø 75mm	4.418,0	35,90	3.689	85	4.573	106

LEGENDA:
 ROCSOLO
 INCO / THREADBOLT / FIOS / CORDOALHAS
 GEWI® / DYWIDAG
 BELGO
 TORCISAÇÃO
 TOR

CPB www.concretoprojetado.com.br
 INCOTEP www.incotep.com.br
 DYWIDAG www.dywidag.com.br
 BELGO www.arcelor.com.br
 TORCISAÇÃO www.torcisao.ind.br

CARGA DE INCORPORAÇÃO:
 CARGA DE INCORPORAÇÃO = 0,8 x CT (carga de trabalho)

CARGA DE ENSAIO PARA:
 RECEBIMENTO = 1,4 x CT (carga de trabalho)
 QUALIFICAÇÃO = 1,75 x CT (carga de trabalho)

1. As informações dos aço's descritas nesta tabela são de responsabilidade dos Fabricantes e deverão ser atestadas antes do uso.
 2. O módulo de elasticidade do aço é de 21.000 Kg/mm².



Túnel NATM



ÍNDICE

1. Definição
2. Norma
3. Conceitos do NATM
4. Adaptação as condições Brasileiras
5. Procedimento executivo básico para túneis em solo
6. Equipe de trabalho
7. Manutenção de túneis NATM

O NATM, desenvolvido por Ladislau Rabcewicz, teve evolução significativa na Europa entre o final da década de 1950 e a primeira metade da década seguinte. Este desenvolvimento é fruto da experiência com trabalhos de execução de túneis em minas de carvão.

À época, observou-se que os escoramentos de madeira colocados nas

1. DEFINIÇÃO

O Novo Método Austríaco para Abertura de Túneis (NATM, New Austrian Tunneling Method) é uma maneira segura e muito eficiente de construir túneis. Basicamente, logo após a escavação parcial do maciço é instalada a estrutura de suporte. Esta estrutura é feita com concreto projetado e complementada, quando necessário, por tirantes e cambotas. Nesta metodologia, que à primeira vista parece simples, estão embutidos conceitos fundamentais.

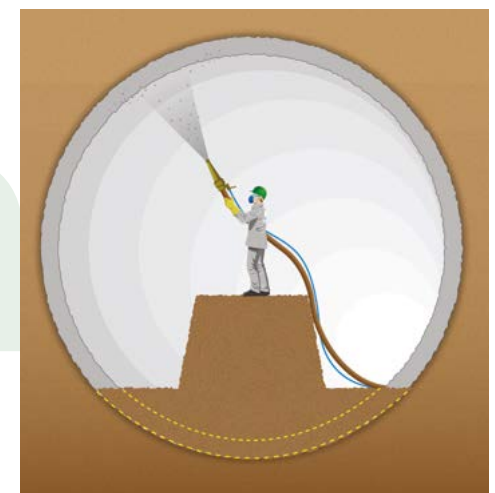


Figura 1 - Método NATM



galerias das minas, após as rupturas dos primeiros suportes provisórios, causadas pelos esforços do maciço, podiam ser mais leves que os instalados inicialmente, em consequência do alívio de tensões ocorridas.

O sucesso na utilização do NATM para escavação de túneis depende da compreensão e aplicação destes conceitos, bem como da experiência dos profissionais envolvidos na sua construção. Neste texto estão os principais conceitos que definem a tecnologia para a aplicação do NATM.

2. NORMA

Não existe norma específica da ABNT.

3 CONCEITOS DO NATM

3.1 Mobilização das tensões de resistência do maciço

O maciço que circunda o túnel, inicialmente atua como elemento de carga, mas passa a se constituir em elemento de escoramento com o tempo. Isto se deve à mobilização de suas tensões de resistência. É o princípio da estabilização pelo alívio das tensões e deformações controladas. (Figura 2)

que o suporte aja em toda a superfície escavada, melhorando sua interação com o maciço.

Métodos antigos, como o madeiramento, têm atuação pontual. Por mais cuidadoso que seja o encunhamento de fixação, estes processos causam vazios na junção, oferecendo condições para o início da desagregação do material e contribuindo para a perda da capacidade de auto-suporte do maciço.

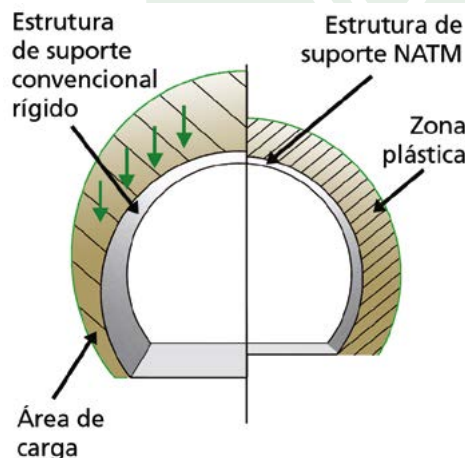


Figura 2 - Carga sobre revestimento.

3.2 Manutenção da qualidade do maciço pela limitação do avanço e aplicação imediata do revestimento

A acomodação excessiva do solo faz com que o maciço perca sua capacidade de auto-suporte e passe a exercer um esforço sobre a estrutura.

A aplicação imediata do revestimento de concreto projetado impede esta acomodação, bem como a formação de vazios na junção estrutura-macimento, mantendo sua qualidade. Isto possibilita

3.3 Avanço e parcialização da seção de escavação, fechamento provisório e utilização do suporte adequado no momento certo

O avanço e a parcialização adequada da frente de escavação se dão em função do comportamento do maciço, que se traduz no tempo de auto-sustentação e deformidade do material.

Quanto maior o número de etapas, menor a área unitária de escavação, maior o tempo de auto-suporte da abertura,

que não está escorada, e menores os recalques.

Também influem na forma de parcialização: equipamentos disponíveis, prazo para execução da obra e custos. Em geral, é procurada uma solução que resulte na maior velocidade de execução.

O suporte do túnel trabalha como um anel contínuo, que deve ser concluído o mais brevemente possível. Por questões de organização construtiva, quando é previsto o avanço pronunciado da abóbada do túnel, muitas vezes é colocado um fechamento provisório do anel, para estabilizar aquela área do maciço enquanto as demais áreas são escavadas. Quando a escavação é finalizada, este piso é retirado para a construção do piso definitivo.

Duas questões são importantes na colocação do suporte: sua própria deformidade e o momento da aplicação. Quando o suporte é aplicado muito cedo, ou quando há pouca deformação, sua capacidade de resistência deve ser superior àquela realmente necessária para o caso ótimo, pois ele precisará trabalhar com níveis de tensões mais elevados, uma vez que o maciço ainda pode sofrer um alívio e, portanto, a aplicação de menor carga.

O comportamento da interação maciço-estrutura recebe fortes influências dos seguintes fatores: deformações do maciço e do suporte; tamanho da abertura da escavação; defasagem entre escavação e aplicação do suporte; espessura do suporte; método de avanço da escavação.

3.4 A utilização de enfilagem, tirante e cambota

Quando necessário, e para melhorar as condições de sustentação, são adicionados elementos estruturais ao concreto projetado. Pode-se ter cambotas feitas com perfil metálico ou treliçadas, ancoragem no maciço do tipo tirante ou chumbador e enfilagem.

A colocação sistemática da ancoragem permite a mobilização da capacidade portante do maciço, impondo que as tensões confinantes ao redor da abertura se mantenham em níveis compatíveis, limitando as deformações. Para estabilizar previamente trechos a serem escavados, ou os emboques, são utilizadas enfilagens, cravadas ou injetadas.

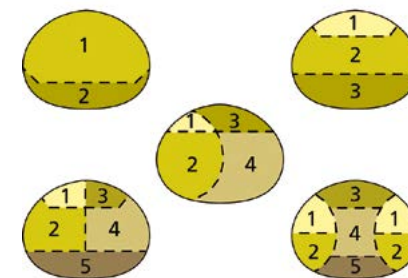


Figura 3 - Exemplos de parcialização de seção.



Figura 4 - Análise de variação de pressões atuantes no revestimento.

3.5 Geometria mínima da seção escavada, preferencialmente arredondada

No NATM, o volume de solo escavado é somente o necessário para aplicação do revestimento de concreto projetado, sem necessidade de qualquer sobre-escavação.

Na construção do túnel, deve-se evitar geometrias com cantos vivos, eliminando locais com concentração de tensões, que

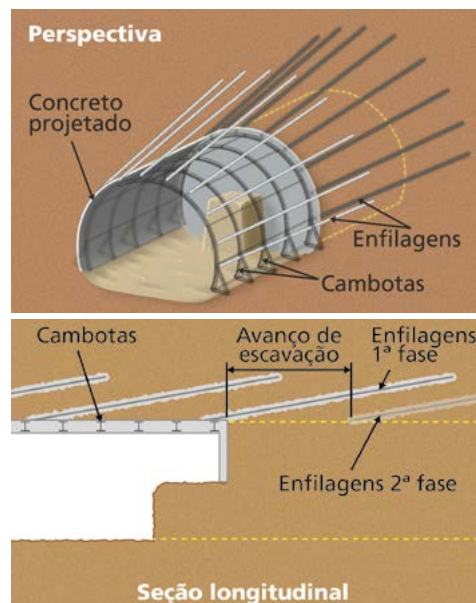


Figura 5 - Enfilagem e cambota.

podem levar à ruptura.

3.6 Drenagem do maciço

Sempre que houver a ocorrência de água, a colocação de drenos entre a estrutura e o solo permite o alívio destas pressões sobre a superfície de suporte do túnel, melhorando as condições de segurança

da obra e facilitando a escavação. Também com este objetivo, a aplicação de rebaixamento induzido do lençol freático é muito eficiente.

3.7 Caracterização geológico-geotécnica do maciço, instrumentação e interpretação das leituras de campo

A realização de ensaios de campo e de laboratório, somados às investigações de prospecção geológica e à análise de deformações do túnel, permite caracterizar e determinar parâmetros de resistência, deformidade e permeabilidade do maciço.

Segundo o projeto, são aplicados os seguintes tipos de instrumentação:

- Marcos de superfície para controle de recalques.
- Tassômetro para controle de recalques logo acima da calota do túnel.
- Pinos para controle de recalques nas edificações vizinhas.
- Nivelamento interno do túnel.
- Seções de convergência para controle de deslocamentos internos no revestimento do túnel.
- Piezômetro para controle da pressão hidráulica no maciço.
- Indicadores de nível d'água para controle do nível freático.
- Inclinômetros.

No NATM, dados oriundos das instrumentações de campo têm papel muito importante, pois eles permitem medir o desenvolvimento das deformações, o alívio das tensões e, conseqüentemente, a interação entre

suporte e maciço circundante, e além disso:

- Alertam para situações imprevistas, possibilitando tomar decisões rápidas.
- Fornecem subsídios para aferir as hipóteses iniciais do projeto, permitindo adaptações e correções do método construtivo, ajustando o espaçamento entre as cambotas e os tratamentos previstos.
- Promovem condições para melhorar o desempenho da obra quanto à produtividade, segurança, economia e qualidade, através da interpretação das leituras dos instrumentos associada aos eventos observados na obra.

4. ADAPTAÇÃO AS CONDIÇÕES BRASILEIRAS

No início de sua aplicação no Brasil o método NATM considerava os condicionantes e necessidades européias. Em sua adaptação aos solos locais, os túneis passaram a ser executados com alguns detalhes práticos aqui desenvolvidos, por exemplo:

- Execução previamente à escavação de:
 - a) Enfilagens constituídas por tubos com válvulas manchete;
 - b) Jet grouting horizontal.
 - c) Grampeamento da frente de trabalho. Este trabalho considera o tratamento do solo a escavar diretamente pela frente de escavação. Pode ser constituído por barras de fibra de vidro inseridas em perfurações e fixadas com calda de cimento, ou por injeção de consolidação através tubos de PVC dotado válvulas manchete.

5. PROCEDIMENTO EXECUTIVO BÁSICO

5.1 Considerações Iniciais

O gabarito externo da seção transversal do túnel é fixado antes do início dos trabalhos, servindo como diretriz para a escavação do túnel.

Previamente, é definido se o túnel será executado em uma ou duas frentes, dependendo da urgência na conclusão da obra. No caso de duas frentes de ataque, é recomendável o uso de serviços topográficos de precisão, para que ocorra a perfeita concordância no momento do encontro das duas frentes de escavação.

5.2 Escavação e execução do revestimento

A abertura do túnel deve ser efetuada nas etapas indicadas a seguir:

- a) De acordo com a área da seção transversal do túnel e das características geotécnicas do maciço a escavação da frente pode ser parcializada ou plena, conforme indicações contidas no projeto. No caso de escavação parcializada, é deixada na frente da escavação e no seu miolo, um núcleo de terra para auxiliar na estabilidade. O comprimento do avanço, ou passo da escavação, é definido no projeto. Todavia, o que determina os passos do avanço é o comportamento do maciço, revelado no dia-a-dia da obra.
- b) Uma vez efetuado o passo da escavação, é aplicado o concreto projetado. No caso de túnel com armação de fibras, o concreto projetado é aplicado na espessura determinada no projeto. No caso de armação com tela, aplica-se uma camada de concreto projetado com 3 cm de espessura, que evita possíveis deslocamentos do solo.

A seguir, é fixada por meio de grampos

a camada externa de tela soldada, obedecendo-se o transpasse estipulado no projeto, e executada a posterior cobertura da mesma com concreto projetado, até a posição de instalação da camada interna da tela. Após a colocação da tela, efetua-se sua cobertura com 3 cm de concreto projetado, finalizando-se assim o revestimento deste passo de avanço.

Caso o projeto especifique acabamento liso da superfície do revestimento, esta última camada será feita de argamassa, com superfície desempenada a sarrafo.

c) O processo de abertura e execução do revestimento, conforme os itens anteriores, é repetido até a finalização da obra. A grande vantagem na aplicação da fibra em substituição a tela é a redução do tempo de trabalho decorrente da ausência do transpasse da tela a cada avanço.

5.3 Rebaixamento temporário do lençol freático

O projeto determina a necessidade, ou não, de se promover o rebaixamento temporário do lençol freático durante a execução do túnel. Conforme a profundidade do túnel o rebaixamento se dá por ponteiros a vácuo ou por poços com bombas submersas (para saber mais detalhes consulte o capítulo Rebaixamento do Lençol Freático).

Diâmetros e profundidades dos componentes do rebaixamento são definidos no projeto. Em qualquer sistema devem estar disponíveis na obra bombas sobressalentes para imediata substituição daquelas com avarias. A operação dos sistemas deve ter assistência permanente, 24 horas por dia.

A necessidade de um gerador na obra, para manter a operação em eventuais faltas de energia na rede pública, deve ser analisada.

5.4 Cambotas e enfilagens

Quando há suspeita de instabilidades na frente de escavação, em qualquer trecho do túnel, ou ocorrência de recalques na superfície superiores aos esperados, deve se sistematizar o uso de cambotas.

As cambotas podem ser de perfis metálicos calandrados ou de treliças de barra de aço. Suas geometrias têm a função de guia para execução das enfilagens. As enfilagens podem ser também de chapas de aço onduladas ou de vergalhões, cravados com martelete pneumático.

A espessura da chapa de aço é definida no projeto. Os vergalhões têm entre 20 e 25 mm de diâmetro, e comprimentos determinados no projeto. O processo de execução é descrito a seguir.

- Instalação da cambota metálica nas dimensões já definidas. O espaçamento entre cambotas é definido diariamente no campo, dependendo do comportamento do maciço.
- Execução das enfilagens.
- Escavação da seção, até a posição de instalação de outra cambota, respeitando-se o passo de avanço do projeto ou aquele definido na obra.
- Aplicação do revestimento de concreto projetado e de telas soldadas.
- Escavação da seção e repetição de todo o processo, até que se ultrapasse a região de instabilidade.
- Retorna-se, ou não, às condições normais de escavação, conforme as condições locais do maciço. As cambotas,

neste caso, têm função de suporte temporário, sem efeito estrutural permanente. Todos os esforços são absorvidos pelo revestimento de concreto projetado armado.

5.5 Enfilagens especiais

Quando o túnel passa sob estruturas, galerias, canais ou ferrovias, os recalques na superfície devem ser minimizados, e deve obter-se maior estabilidade na frente de escavação, com a execução prévia de enfilagens especiais instaladas em perfurações, cujos comprimentos situam-se em torno de 12 m.

As enfilagens podem ser formadas por tubos de aço com ou sem válvulas-manchete, ou barras acopladas a tubos com ou sem válvulas-manchete. Suas características e espaçamentos são definidos no projeto. No caso do uso de válvulas-manchete há a injeção de nata de cimento em diversas etapas com quantidades e pressões definidas no projeto.

5.6 Precaução

Em todas as interrupções de turnos de trabalho, deve ser avaliada a estabilidade provisória da frente. Se necessário, deve ser aplicada uma camada provisória de concreto projetado.

6. EQUIPE DE TRABALHO

6.1 Encarregado geral de serviços

a) Verifica: condições para entrada e movimentação de equipamentos no canteiro da obra; descarregamento de equipamentos, utensílios e ferramentas; instalação da central de trabalho e

implantação geral da obra.

b) Verifica a programação de execução (sequência executiva) de acordo com características da obra e necessidades do cliente.

c) Coordena o DDS (diálogo diário de segurança) antes do início das atividades diárias e instrui os demais trabalhadores em relação à segurança durante a execução dos serviços.

d) Coordena o direcionamento do túnel através da topografia expedita.

e) Orienta em relação aos procedimentos de escavação, da aplicação do revestimento provisório, da drenagem na frente de escavação, da montagem da rede elétrica e dos dutos de ventilação.

f) Decide pela execução de serviços complementares de segurança: enfilagens, drenos etc.

g) Obtém do responsável pela obra a liberação formal no tocante à geometria e locação do túnel (cotas e direção), à medida que os trabalhos são desenvolvidos.

6.2 Feitor

a) Distribui e fiscaliza atividades da frente de escavação, dos serviços de apoio para a retirada de material, do preparo e da projeção do concreto, da instalação de ferragens, enfilagens, drenos etc.

b) Acompanha passo-a-passo a escavação (geometria e avanço) com especial atenção às condições de estabilidade do maciço.

c) Discute com o encarregado geral da obra as velocidades de avanço e o ciclo de operação (escavação e revestimento do túnel), operacionaliza o direcionamento

do túnel (topografia expedita) e a execução de serviços complementares de segurança: enfilagens, drenos etc.

6.3 Frentista

a) Executa a escavação conforme o gabarito do projeto (geometria).

b) Aplica ferragens, cambotas, enfilagens, drenos ou outros elementos que sejam necessários.

c) Opera o mangote de projeção (como mangoteiro) ou controla a bomba de projetado (operador de bomba).

d) Ajuda o feitor na execução da topografia expedita.

6.4 Auxiliar geral

a) Retira a terra escavada e leva materiais até a frente de escavação: ferragens, cambotas, ferramentas etc.

b) Quando o concreto é produzido na obra, operacionaliza a mistura dos materiais, de acordo com o projeto.

* Devido à não simultaneidade das tarefas, um mesmo funcionário pode exercer várias funções, desde que esteja qualificado.

7. MANUTENÇÃO DE TÚNEIS NATM

7.1 Paramento de concreto

A parede de concreto não exige manutenção especial, só as usuais para o concreto comum.

As juntas devem ser limpas com aplicação de mastique sempre que for necessário.

Manchas eventuais de umidade no concreto podem evidenciar uma possível ineficiência da drenagem de face ou

da drenagem profunda. Inicialmente, deve ser feita a manutenção preventiva. Caso ocorram manchas de umidade na superfície do concreto, este deve ser perfurado para se verificar o motivo desta ocorrência. Pode ser instalado um dreno profundo adicional para eliminação da umidade local.

7.2 Drenagem de face

As saídas destes drenos devem sofrer limpezas constantes, de forma a não interromper o caminho aberto para o fluxo de água.

7.3 Drenagem profunda

Os drenos profundos devem ser verificados anualmente, da seguinte forma:

- Construa um êmbolo que penetre no DHP (a folga entre o êmbolo e o PVC do dreno deve ser de aproximadamente 1 mm);
- Injete água pelo êmbolo e, ao mesmo tempo, introduza-o até o final do dreno;
- Retire o êmbolo.

Esta operação deve ser repetida diversas vezes, até a água, que sai logo após a retirada do êmbolo, estar translúcida.

Veja as ilustrações na página 21, capítulo Solo Grampeado.

ALGUNS EXEMPLOS DE TÚNEIS NATM EXECUTADOS PELA SOLOTRAT



Figura 6 - Túnel residencial para acesso a elevador, com 3,5m de diâmetro.



Figura 7 - Túnel Industrial.



Figura 8 - Túnel metroviário, com seção de 66,0m².



Figura 9 - Túnel sob via pública para interligação entre prédios hospitalares, com 3,64m de diâmetro.



Figura 10 - Túnel urbano de pedestres sob ferrovia, com seção de 10,0m².



Figura 11 - Túnel industrial para serviços industriais, com 5,16m de diâmetro.



Figura 11 - Túnel para canalização de água com 3,00m de diâmetro.



Figura 12 - Túnel de interligação entre edifícios.



ÍNDICE

1. Definição
2. Norma
3. Objetivo
4. Documentos de obra
5. Conceitos
6. Equipamentos, acessórios e ferramentas
7. Equipe de trabalho
8. Procedimentos executivos
9. Tabelas de dimensionamento estrutural
10. Modelo de boletim de execução de estaca-raiz, microestaca e estaca SS Anchor

1. DEFINIÇÃO

Estacas-Raiz, microestacas e estacas *Soft Soil Anchor* (SS Anchor) são fundações moldadas no local, nas quais se utiliza a injeção sob pressão para se construir o fuste.

1.1 Estaca-Raiz

Imediatamente depois de se executar a perfuração e a instalação da ferragem, é feita a injeção ascendente, enquanto o tubo de revestimento é retirado e é aplicada baixa pressão no topo. Este procedimento pode ser substituído pela injeção do tubo com válvulas, descrito a seguir.

A estaca-raiz é armada com barras de aço e estribos ao longo do seu comprimento. Junto à ferragem se instala um tubo com válvulas, para injeção complementar.

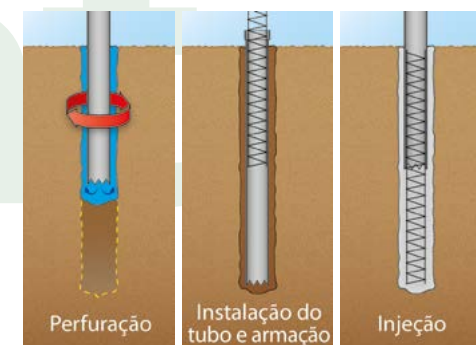


Figura 1- Sequência de Estaca-Raiz.

Depois de pelo menos 12 horas, se executa a injeção complementar.

1.2 Microestaca

Depois de se fazer a perfuração, a instalação do tubo no furo e a injeção da bainha, é iniciada a injeção ponto-a-ponto e em estágios múltiplos, com obturador duplo através das válvulas-

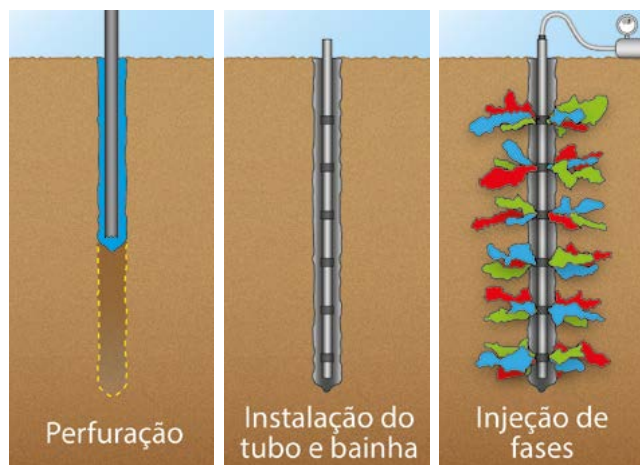


Figura 2- Sequência de Microestaca.

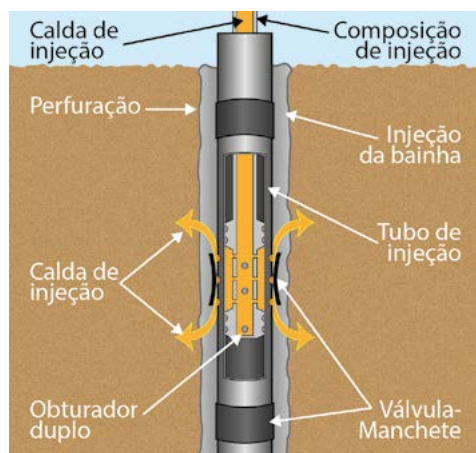


Figura 3 - Detalhe do obturador de injeção para Microestaca.

manchete. A microestaca é armada com tubo de aço ao longo de todo o seu comprimento.

1.3 Estaca Soft Soil Anchor (Alluvial Anker)

A perfuração é feita com o próprio tubo que dispõe de ponta perfurante, sendo a injeção feita numa única fase, através da própria haste de perfuração. Esta injeção também pode ser feita durante a perfuração, utilizando-se o fluido cimentante como elemento de refrigeração da ferramenta de corte e retirada do material cortado (lama de perfuração).

Ao final da perfuração, a estaca ss anchor (alluvial anker) já com o tubo de aço instalado ao longo do seu comprimento, pode receber um capitel de concreto armado, de placa

de aço, ou bloco de concreto armado assentado sobre sua cabeça, garantindo a transferência das cargas para a estaca. No caso dos capiteis, é lançada uma camada de brita e geogrelha entre as estacas.

Estas estacas são ideais para fundações em solos argilosos moles.

2. NORMA

Para microestaca e estaca-raiz existe norma específica da ABNT, "NBR 6122 (Out/2010) – Projeto e Execução de Fundações".

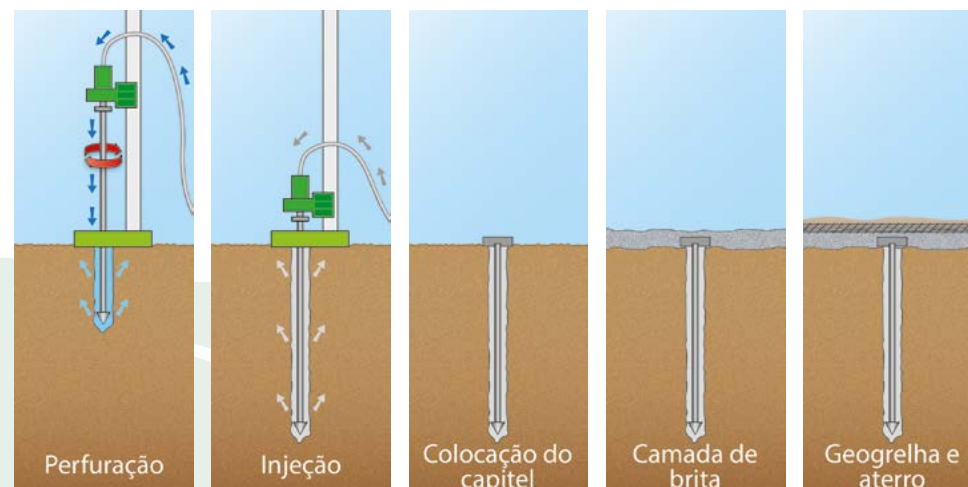


Figura 4- Sequência de Alluvial Anker.

3. OBJETIVO

Este documento:

- Estabelece diretrizes e condicionantes para execução, verificação e avaliação de estacas escavadas de pequeno diâmetro moldadas no local: estaca-raiz, microestaca e estaca alluvial anker (SS Achor).
- Descreve e fixa os equipamentos, ferramentas e acessórios mínimos necessários para a execução dos serviços.
- Especifica equipe mínima, definindo tarefas e responsabilidades de cada um.
- Especifica os materiais a serem utilizados.

4. DOCUMENTOS DE OBRA

Os seguintes documentos devem estar disponíveis na obra:

- Relatório de sondagens do local.
- Planta de locação com cotas de arrasamento, detalhes da armação e carga prevista para a estaca.
- Tabela de estacas com numeração, bloco,

diâmetro, comprimento previsto, cota de apoio da ponta e cota de arrasamento.

- Relação dos encargos sob responsabilidade do cliente (exemplo: locação, licença, seguro etc).
- Relação dos materiais a serem fornecidos pelo cliente (exemplo: cimento, areia, armação montada etc).
- Boletim executivo de cada tipo de estaca, conforme mostram as Figuras 15, 16 e 17.

No decorrer da obra, devem ser fornecidos os boletins de controle das estacas ao cliente ou ao consultor de fundações.

5. CONCEITOS

Neste documento são aplicados os seguintes conceitos.

5.1 Estaca em solo

Executada por perfuração rotativa ou rotopercussiva, usando-se tecnologia que mantenha um fuste íntegro, visando atender necessidades estruturais e geotécnicas de uso.

5.2 Estaca em solo e rocha

Em rochas, seja na passagem de matacões ou no embutimento no topo rochoso, a perfuração deve ser feita por dentro do tubo de revestimento, com a consequente redução do diâmetro neste trecho. A Figura 6 mostra um fluxograma para execução de estaca-raiz, microestaca e estaca alluvial anker.

5.3 Diâmetros nominais

Servem como designação para o projeto da fundação, correspondem aos diâmetros externos, em milímetros, dos tubos de revestimento utilizados na perfuração, para estaca-raiz. A Figura 5 indica a correspondência entre os diâmetros nominais e os externos dos tubos de revestimento. No caso da microestaca o diâmetro usual de perfuração varia de 75 a 150 mm. Nas estacas alluvial anker o diâmetro é de 63,5 mm.

Diâmetro nominal		Revestimento SOLO (mm)		Martelo (polegadas)	Bits ROCHA	
(mm)	(polegadas)	interno	externo		(mm)	(polegadas)
100	3"	75	89	-	-	-
150	4"	95	127	3"	82	3 1/4"
160	5"	120	141	4"	108	4 1/4"
200	6"	146	168	5"	133	5 1/4"
250	8"	195	220	6"	158	6 1/4"
310	10"	240	273	8"	210	8 1/4"
410	14"	330	355	9 1/8"	300	12"
500	18"	410	460	12"	380	15"

Figura 5 - Correspondência entre diâmetro nominal da estaca-raiz e seu tubo de perfuração.

5.4 Composição de injeção

Conjunto de tubos de PVC, ou galvanizados, unidos por conexões, utilizados para lavagem interna da composição dos tubos de revestimento e para preenchê-los com argamassa. Para microestaca, usam-se hastes com obturadores duplos para injeção da calda de cimento. Na alluvial anker, a injeção é feita através da própria haste de perfuração.

5.5 Broca de três asas ou tricone

Ferramenta de corte acoplada à composição de hastes de perfuração, normalmente formada por três ou mais faces, com passagem central para água. Pode ter pastilhas de aço ou pedaços de videa soldadas. Sua função é destruir trechos do solo, realizando um pré-furo para posterior instalação do tubo de revestimento, e também para limpar internamente este tubo.

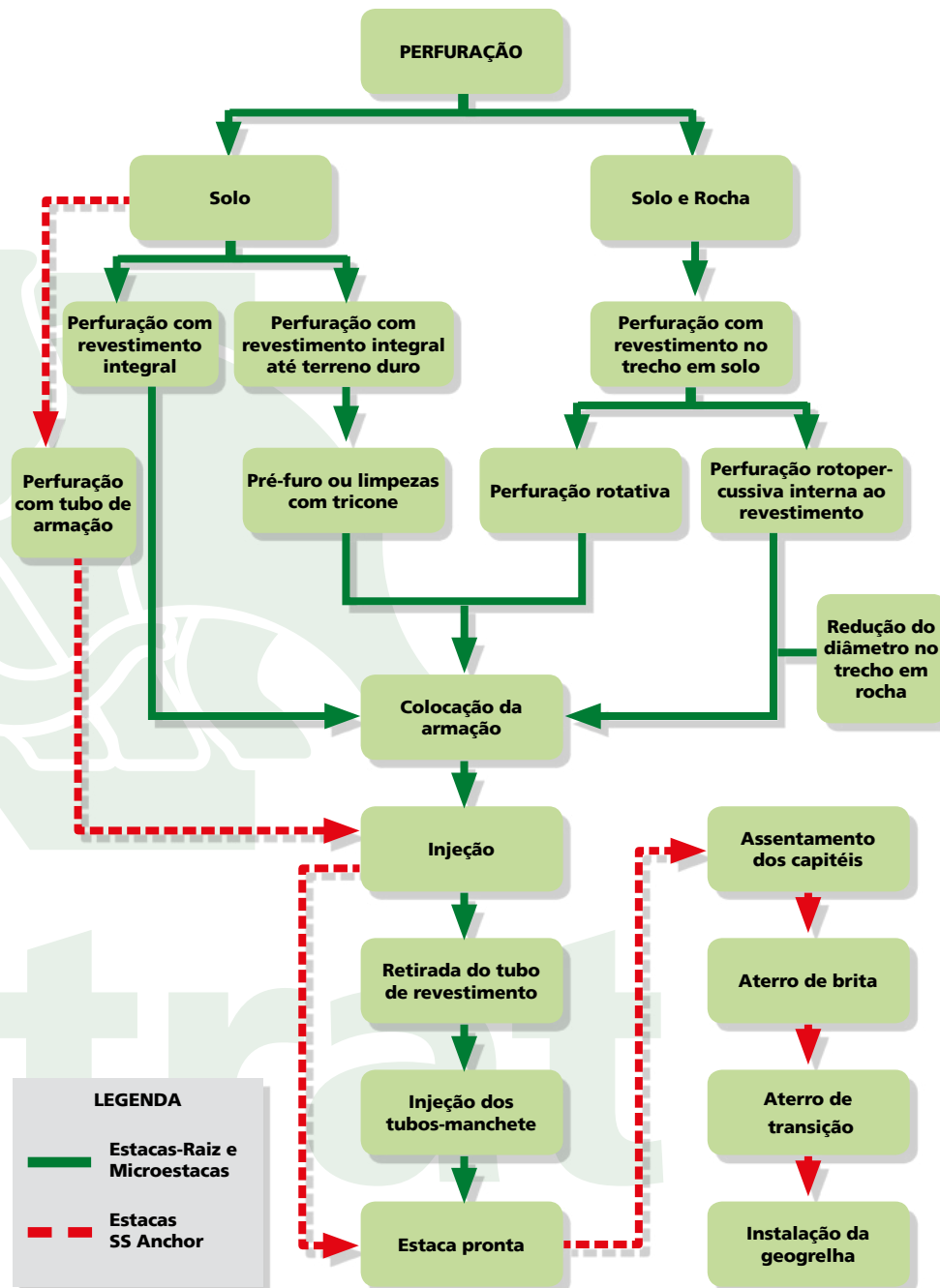


Figura 6 - Fluxograma executivo para Estacas-Raiz, Microestacas e Estacas Alluvial Anker

5.5.1 Ponteira perfurante

Na SS Anchor há uma ponteira de 13 cm, com passagem para água, na extremidade inferior do tubo (que funciona também como ferramenta de perfuração).

5.6 Martelo de fundo tipo DTH

“Down the hole”: equipamento de perfuração acionado por ar comprimido. É introduzido no interior do tubo de revestimento, acoplado às hastes de perfuração, até fazer contato com a rocha (sã ou matacão), executando a perfuração por movimentos rotopercussivos. O martelo de fundo tem um bit de perfuração em sua extremidade inferior.

5.7 Martelo de superfície

Equipamento de perfuração acionado por ar comprimido. É acoplado à perfuratriz, imprimindo movimento rotopercussivo às hastes de perfuração (internamente ao tubo de revestimento). Um bit de perfuração é acoplado à extremidade inferior da composição de perfuração.

5.8 Bit de perfuração

Utensílio de corte com tipos específicos e diferenciados, para ser utilizado em martelos de fundo ou em martelos de superfície. Pode ter botões ou pastilhas de vídea, que destroem a rocha pela aplicação simultânea de movimentos percussivos e rotatórios.

5.9 Boletim executivo

Documento no qual são registrados dados de execução da estaca-raiz (Figura 15), da microestaca (Figura 16) ou da estaca alluvial anker (Figura 17).

6. EQUIPAMENTOS, ACESSÓRIOS E

FERRAMENTAS

6.1 Generalidades

Para se definir equipamentos e acessórios necessários à execução das estacas, há duas situações dadas em função do tipo de solo:

- Estacas em solos
- Estacas em solos e rochas

6.2 Equipamentos e acessórios para estacas em solos

• Equipamentos

- Perfuratriz rotativa, hidráulica, mecânica ou a ar comprimido, montada sobre estrutura metálica, dotada ou não de esteiras para deslocamento, acionada por motor diesel, elétrico ou ainda por compressor pneumático. Deve estar capacitada para revestir integralmente todo o trecho em solo, utilizando-se do tubo de revestimento. Outro equipamento que execute estas funções pode ser utilizado.
- Conjunto misturador de argamassa ou de calda de cimento acionado por motor.
- Bomba de injeção de argamassa ou de calda de cimento acionada por motor.
- Compressor de ar com capacidade mínima de pressão de 5Kg/cm² (0,5 MPa). Caso sejam usadas bombas de injeção que trabalhem com pressões de injeção mínima de 0,3 MPa, não há necessidade do compressor de ar.
- Bomba d'água acionada por motor capaz de promover a limpeza dos detritos da perfuração do interior do tubo de revestimento.
- Conjunto extrator dotado de macaco

e central de acionamento hidráulico com capacidade para extrair integralmente o tubo de revestimento do furo (opcional).

g) Reservatórios para armazenagem de água, com capacidade para perfuração contínua de, pelo menos, uma estaca.

h) Conjunto de gerador, para eventual indisponibilidade de energia elétrica no local onde são executados os serviços.

• Acessórios

a) Tubo de revestimento: conjunto de tubos de aço constituído por tubos segmentados, com roscas. Devem ser resistentes aos esforços provenientes da sua introdução no terreno pela perfuratriz. Seus comprimentos podem variar. Para a SS Anchor são utilizados tubos tipo SCH 40, e seu comprimento deve ser 50 cm maior que a profundidade do furo designada no projeto.

b) Sapata de perfuração: acessório dotado de pastilhas de vídea colocadas espaçadamente na sua extremidade. Seu diâmetro é ligeiramente maior que o do tubo de revestimento. O espaço entre as pastilhas é utilizado como passagem para água, cuja função é a de resfriar a ferramenta de corte e promover a limpeza do furo. A sapata de revestimento situa-se na extremidade inferior do mesmo.

c) Cabeça de revestimento: dotada de entrada de água e ou de ar na sua parte superior. Tem o mesmo diâmetro do tubo de revestimento utilizado para confeccionar a estaca. A cabeça de revestimento está situada na parte superior do mesmo.

d) Mangote de água: acessório provido de conexão, que liga o tanque de água à bomba d'água.

e) Mangote de injeção: acessório provido de conexão, que liga o misturador à bomba de injeção.

f) Mangueira de água: acessório provido de conexão com comprimento suficiente para ligar a bomba d'água à cabeça d'água, na perfuratriz.

g) Mangueira de injeção: acessório provido de conexão com comprimento suficiente para interligar a bomba de injeção à estaca em execução. Para estaca-raiz, a mangueira é conectada ao tubo de injeção de forma ascendente, depois de finalizada a perfuração e instalada a ferragem.

h) Obturador duplo, hastes metálicas, manômetro e estabilizador de pressão para microestaca.

i) Mangueira de ar-comprimido.

j) Composição de lavagem: conjunto formado por tubos de PVC ou galvanizados, para limpeza e injeção da estaca.

k) Composição de perfuração: no caso de haver necessidade de pré-perfuração do solo para facilitar a introdução do tubo de revestimento (execução de estacas em solos muito duros ou excessivamente plásticos), é preciso também se prever:

- Broca de três asas, tipo tricône, com diâmetro ligeiramente inferior ao do tubo de revestimento utilizado para confeccionar a estaca (diferença máxima de 1/2”).

- Haste para perfuração provida de conexões, no comprimento integral da estaca e no diâmetro compatível com a broca tricône utilizada.

l) Ponteira: peça de aço com passagem para água, com 13 cm de extensão,

soldada na extremidade inferior do tubo da estaca alluvial anker.

6.3 Equipamentos e acessórios para estacas em solos e rochas

6.3.1 Equipamentos

Devem ser acrescentados àqueles para solos:

a) martelo de superfície e ou martelos de fundo tipo DTH.

b) compressor de ar compatível com a necessidade de operação dos martelos.

6.3.2 Acessórios

São os mesmos usados para solo, incluindo-se, no caso de perfuração por processo rotativo:

a) Sapata ou coroas diamantadas.

b) Barrilete amostrador.

c) Hastes para executar perfuração com barriletes.

No caso de perfuração por processo rotoperfussivo, deve-se prever:

a) Bits para perfuração rotoperfussiva com martelo de superfície ou martelo de fundo DTH, no diâmetro especificado para a estaca a ser executada.

b) Lubrificador de linha para martelo de fundo.

c) Hastes para perfuração com martelo de superfície ou de fundo.

6.4 Ferramentas

As utilizadas tanto para solos quanto para solos e rochas são as seguintes:

Chaves de grifo, chaves de corrente tipo

jacaré, marreta, ponteiro, metro, nível de bolha e fio de prumo.

7. EQUIPE DE TRABALHO

7.1 Encarregado geral de serviços

a) Verifica: condições para entrada e movimentação de equipamentos no canteiro da obra; descarregamento de equipamentos, utensílios e ferramentas; instalação da central de injeção e implantação geral da obra.

b) Verifica programação de execução (sequência executiva) de acordo com características da obra e necessidades do cliente.

c) Coordena o DDS (diálogo diário de segurança) antes do início das atividades de cada dia e instrui em relação à segurança durante a execução dos serviços.

d) Orienta em relação à verificação do número da estaca, sua verticalidade e instalação do equipamento.

e) Orienta em relação aos procedimentos e acompanhamento da perfuração e injeção.

f) Verifica condições de drenagem superficial e retirada do material escavado da obra, de maneira que permita livre trânsito aos equipamentos e pessoal.

g) Obtém, do responsável pela obra, liberação formal da(s) estaca(s) a ser(em) executada(s), no tocante à sua locação e cotas, à medida que os trabalhos são desenvolvidos.

h) Mantém contato em campo com representante do cliente, em relação às solicitações e providências para continuidade normal da obra.

i) Aprova boletim elaborado pelo operador de perfuratriz e pelo injetador.

7.2 Operador de perfuratriz

a) Movimenta o equipamento de acordo com a sequência executiva.

b) Instala o equipamento no furo, observando locação e inclinação.

c) Verifica quantidade e tamanho dos tubos de revestimento colocados, para acompanhar a profundidade perfurada.

d) Detecta mudanças de camadas do solo à medida que a perfuração avança.

e) Detecta eventuais perdas d'água durante a perfuração.

f) Elabora registro dos dados de perfuração para inclusão no boletim.

g) Orienta os auxiliares de perfuração quanto à utilização do ferramental necessário.

7.3 Injetador

a) Prepara argamassa ou calda de acordo com o traço, a fim de atender a resistência especificada.

b) Orienta e verifica a armação em relação à colocação e também ao atendimento às especificações de projeto. No caso de armação em tubos de aço pode haver necessidade de soldagem, se as emendas não tiverem roscas.

c) Bombeia argamassa ou calda para construção do fuste, e calda de cimento para injeção de verificação e adensamento do solo.

d) Orienta os auxiliares em relação à instalação do conjunto extrator e acompanha a retirada dos tubos.

e) Orienta a colocação da cabeça de revestimento para aplicação de pressão de ar ou calda, para estaca-raiz; o deslocamento do obturador duplo, na microestaca; e o deslocamento da haste de perfuração, para alluvial anker.

f) Orienta o posicionamento do obturador em cada válvula, para o caso de microestaca.

g) Elabora o boletim de injeção.

7.4 Auxiliar geral

Auxilia os especialistas nas atividades principais.

8. PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS E VERIFICAÇÕES

8.1 Fluxo de operações

O fluxograma (Figura 6) descreve, a partir do início da escavação, os estágios a serem seguidos conforme as situações de solo ou de solo e rocha, bem como as alternativas dos vários procedimentos para execução dos serviços, desde os iniciais até a estaca pronta.

8.2 Perfuração

8.2.1 Em solo

a) Realize a perfuração do solo usando perfuratriz rotativa ou rotoperfussiva, com a descida do tubo de revestimento. Caso haja dificuldade para o avanço do tubo de revestimento, devido à ocorrência de solos muito duros ou de solos plásticos, devem ser empregadas brocas de três asas, do tipo tricône, para a execução de pré-furo ou ainda para limpeza do interior do furo.

b) Desça o tubo com auxílio de

circulação de água, de lama ou de ar comprimido injetado no seu interior, até a profundidade prevista em projeto. Nos casos de solos e rochas estáveis, pode-se abdicar da cravação do tubo de revestimento.

c) Meça a profundidade da perfuração, utilizando a composição de tubos de injeção. Introduza-a no interior do tubo de revestimento até atingir a cota de fundo da perfuração.

d) Confronte esta medida com aquela resultante da soma dos comprimentos dos segmentos dos tubos de revestimento empregados. Esta medida deve ser, no mínimo, igual à que foi projetada. Quando houver diferença entre as somas dos segmentos de revestimento introduzidos no solo e a profundidade medida, deve constar, no boletim executivo da estaca correspondente, a justificativa do processo decisório adotado para estes casos.

e) No caso da alluvial anker, como a perfuração é feita com o próprio tubo, observe que parte do tubo (50 cm) deve ficar acima do solo, onde será assentado o capitel.

8.2.2 Em solo e rocha

Devem ser repetidos os procedimentos anteriores, da perfuração em solo, até se atingir o matacão ou o topo rochoso.

a) Use sapata ou coroa diamantada acoplada ao barrilete amostrador, internamente à composição de tubos de revestimento, para retirar o testemunho da rocha (procedimento igual ao da sondagem rotativa).

b) Alternativamente, podem ser usados martelos pneumáticos ou hidráulicos.

Estes martelos perfuram por sistema rotopercussivo e trabalham no interior do tubo de revestimento.

8.3 Montagem e colocação da armação

a) Monte a armação da estaca em forma de gaiola, conforme a Figura 7, com os estribos helicoidais. Garanta a cobertura mínima de 20 mm. No caso de microestaca com armação de tubos metálicos, verifique suas rosca ou condição para a solda, obedecendo ao projeto; verifique a posição das válvulas-manchete e sua correta fixação ao tubo.

b) Quando necessário, emende as barras (em conformidade com a NBR 6118) ou os tubos de aço, garantindo sua axialidade por meio de gabaritos auxiliares.

c) Execute a limpeza interna do tubo de revestimento, utilizando para isto a composição de lavagem, que deve ser

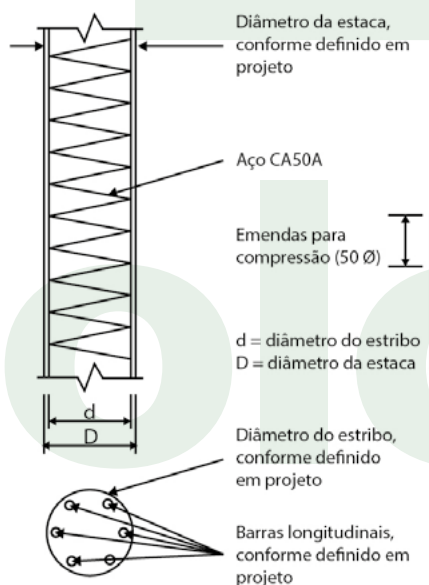


Figura 7- Detalhe da armação para estaca-raiz.

introduzida até a cota inferior da estaca. A limpeza é considerada concluída quando a água de retorno não apresentar mais traços de material transportável.

d) Desça a armação até a profundidade alcançada durante a perfuração, até ela estar apoiada no fundo do furo.

e) O tubo de perfuração funciona como armação da alluvial anker.

8.4 Injeção

a) Lance argamassa, ou calda de cimento, por meio da composição de injeção, usando bomba injetora e posicionando a extremidade inferior do tubo de injeção no fundo do furo. No caso de microestaca, a calda de injeção também será introduzida com auxílio de bomba injetora, por meio do obturador duplo na extremidade inferior da composição de injeção. Após a cura, injete a calda de cimento pelos tubos com válvulas-manchete, com pressões e volumes definidos em projeto. Na alluvial anker, a injeção é feita através da haste de perfuração.

b) Faça a injeção de baixo para cima, no caso de estaca-raiz. Para microestaca, a injeção inicial deve preencher o espaço anelar entre o furo e o tubo. Isto pode ser obtido com o preenchimento do furo e a posterior introdução do tubo, ou pela injeção através da válvula inferior, após a instalação do tubo no furo. É a chamada injeção da bainha. Na alluvial anker a injeção da bainha é feita em uma só fase.

c) Interrompa a injeção, no caso da estaca-raiz, apenas quando a argamassa emergente sair limpa, sem sinais de contaminação de lama ou detritos na boca do furo. No caso da microestaca, siga o procedimento de projeto, em que

se prevê volumes, pressões e fases limites de injeção. É obrigatória a utilização do obturador duplo para injeção localizada em cada válvula-manchete. Na alluvial anker a injeção deve ser interrompida depois do preenchimento do tubo.

8.5 Retirada do revestimento

a) Inicie a extração do revestimento, completando o volume da argamassa por gravidade sempre que houver abatimento da mesma no interior do tubo:

- Coloque a cabeça do revestimento a cada 4 m ou, no mínimo, três vezes por estaca (na ponta inferior, no meio, e a 2 m de profundidade desde a superfície), para permitir a aplicação de ar comprimido sob pressão moderada (de 0,3 MPa a 0,5 MPa);

- No caso de se utilizar bomba de injeção de argamassa com pressão mínima de trabalho de 0,3 MPa, não há necessidade da aplicação do ar, pois a eventual complementação da argamassa na boca do revestimento será feita com a colocação da cabeça de revestimento e a injeção da argamassa sob pressão;

- Como alternativa a este processo, no caso de estaca-raiz, pode-se instalar um ou mais tubos de injeção de fase única ao longo da ferragem, para posterior injeção da calda de cimento com pressão e volume controlados.

b) Na retirada do revestimento, a armação não pode se deslocar verticalmente para cima.

c) Independentemente da cota de arrasamento da estaca, o tubo deve ser preenchido com argamassa até que se atinja a superfície do terreno.

d) No caso de microestaca, o revestimento

deve ser retirado após a colocação do tubo de armação.

e) O revestimento da SS Anchor permanece no furo.

8.6 Preparo da cabeça da estaca

Os procedimentos descritos a seguir devem ser entregues ao construtor/contratante quando do término dos serviços de estaqueamento.

a) Como a injeção na estaca-raiz obriga seu preenchimento até a superfície do terreno, haverá excesso de argamassa, que deve ser demolido, no mínimo, um dia após a execução da estaca. Quando for preciso demolir a cabeça da estaca até a cota inferior à do arrasamento previsto, no caso da argamassa estar enfraquecida, deve ser feito um complemento de concreto estrutural, ou de argamassa, até a cota de arrasamento.

b) Quebre a cabeça da estaca com o emprego de marretas e ponteiros. Porém, isto deve ser executado com pequena inclinação para cima, em relação à horizontal (Figura 8).

c) Mantenha a seção resultante do desmonte do concreto plana e perpendicular ao eixo da estaca. Execute a operação de demolição de modo a não causar danos à estaca.

d) Embuta o topo da estaca após o arrasamento de, no mínimo, 5 cm dentro do bloco e acima do nível do lastro de concreto, tomando cuidado para que a armação, parte fundamental da resistência, fique ancorada adequadamente ao bloco de coroamento.

e) Para microestaca, siga o detalhe do projeto, que usualmente prevê a soldagem de chapa no topo do tubo ou

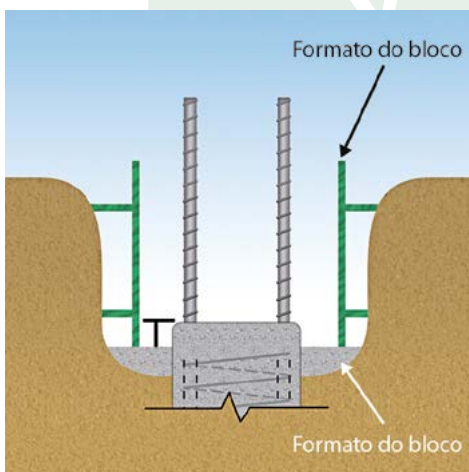
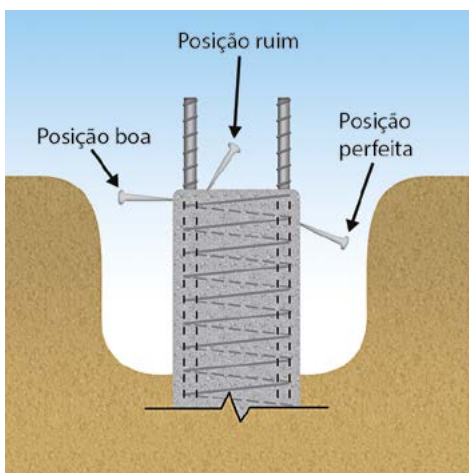


Figura 8- Preparo da cabeça da estaca-raiz.

a cobertura do feixe de barras de aço em seu interior (Figura 9).

f) Sobre a cabeça da alluvial anker, assente criteriosamente o capitel (com as dimensões especificadas no projeto), evitando a geração de excentricidade (Figura 10).

g) Entre os capitéis é executado um aterro compactado com brita, que deve alcançar a altura dos mesmos. Depois, é lançado um aterro de transição e, sobre este,

é colocada uma malha de geo-grelha bidirecional com resistência à tração de 75 KN/m e deformação máxima na resistência nominal de 12%, que também influi na distribuição da carga (Figura 11).

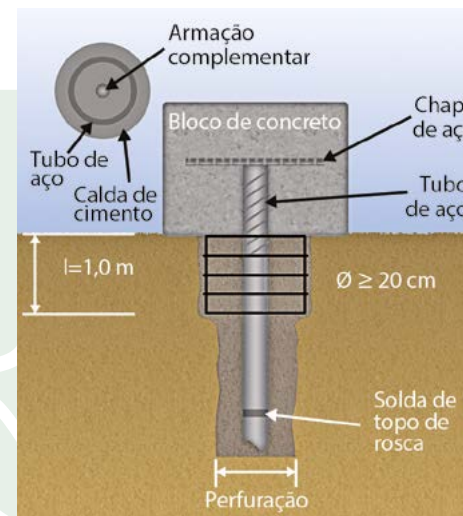


Figura 9- Preparo da cabeça da Micro-estaca.



Figura 11- Lançamento da camada de brita entre as estacas, já com os capitéis.



Figura 10- Execução de capitel para SS Anchor, no local da obra.

9. TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

9.1 Estaca-Raiz

Diâmetro da estaca (cm)	10	12	15	16	20	25	31	41	50
Armação de aço CA50A (mm)									
1 φ 16 ou 4 φ 8	100	100	150	150	250	400	600		
1 φ 25 ou 4 φ 12,5	150	150	200	250	300	450	650		
3 φ 16 ou 5 φ 12,5		200	250	250	350	500	700	1.100	1.600
4 φ 16		250	300	300	400	500	750	1.150	1.650
5 φ 16			350	350	450	550	750	1.200	1.700
6 φ 16 ou 4 φ 20				400	500	600	800	1.250	1.750
7 φ 16 ou 5 φ 20				450	550	650	850	1.300	1.800
6 φ 20 ou 5 φ 22					600	750	950	1.400	1.900
7 φ 20 ou 6 φ 22						800	1.050	1.500	1.950
8 φ 20									2.000
Estribo	Aço (mm)			5,0	5,0	6,3	6,3	6,3	6,3
	Espaçamento (cm)			20	20	20	20	20	20
	Diâmetro (cm)	6,7	6,7	8,3	8,3	9,9	14,0	19,0	25,0

Tabela extraída do artigo *Reavaliação do Dimensionamento Estrutural da Estaca-Raiz Face às Exigências do Ensaio MB-3462 da ABNT*, de Urbano Alonso, publicado na revista *Solos & Rochas*, vol.16-D páginas 41 a 44-D, abril de 1993.

Figura 12 - Dimensionamento estrutural da estaca-raiz.

CONSUMO DE AREIA E CIMENTO			
Diâmetro	Volume	Consumo	
	Litros/metro incluso 20%	cimento Kg/metro	areia Litro/metro
mm			
100	9	8	10
120	14	12	14
150	21	18	22
200	38	32	39
250	59	50	61
310	91	78	93
410	158	136	163
500	236	202	242

Figura 13 - Consumo provável de materiais.

9.2 Microestaca

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA MICROESTACA TUBULAR							
Carga (kN)	Perfuração do solo (mm)	Tubo (ASTM A106)		Ferragem Complementar (CA50A)		Cimento estimado	
		Tipo	Peso (Kg/m)	Tipo	Peso (Kg/m)	Peso (Kg/m)	Volume A/C = 0,5 (l/m)
100	100	Ø 2 ½"	SCH40 8,63			25	20
200	100	Ø 2 ½"	SCH40 8,63	1Ø 20 mm	2,50	37	30
300	150	Ø 3"	SCH40 11,29	3Ø 16 mm	4,80	50	40
400	150	Ø 3"	SCH40 11,29	2Ø 25 mm	8,00	60	48
500	150	Ø 3"	SCH80 15,27	1Ø 25 mm	4,00	70	56

Tabela extraída do artigo *Contribuição aos Estudos das Microestacas Tubulares Injetadas*, de Guimarães Filho, J.D.; Gomes, N.S.; e Zirlis, A.C., publicado nos anais do *VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, páginas 57 a 69.

Figura 14 - Dimensionamento estrutural da microestaca.

10 MODELOS DE BOLETIM DE EXECUÇÃO

10.1 Estaca-Raiz


NOME DA OBRA:		BOLETIM DE ESTACA RAIZ			
Nº DA OBRA:					
ESTACA					
CARGA	DIÂMETRO	NÚMERO	BLOCO		
PERFURAÇÃO					
DATA	HORÁRIO		PROFUNDIDADE		DESCRIÇÃO DO SOLO
	INÍCIO	TÉRMINO	DE	A	DIÂMETRO
COMPRIMENTO (M)					
DIÂMETRO REVESTIMENTO					
TRECHO REVESTIDO DE					
TRECHO NÃO REVESTIDO DE					
RESUMO DA PERFURAÇÃO			SOLO		
			ROCHA		
LAVAGEM			PERDA D'ÁGUA		
Água Limpa	Lama Betonítica	Recirc. da Lama	Ar Comprimido	SIM NÃO	
ARMAÇÃO			INJEÇÃO DE ARGAMASSA		INJEÇÃO DE CALDA
DATA		TRAÇO		VOLUME INJETADO	
H. INÍCIO		CIMENTO	KG	Sacos	
H. TÉRMINO		AREIA	L	Volume	
		ÁGUA	L	Total	
OBS.:					Vistos:
					Cliente
Solotrat Eng ^o Geotécnica Ltda.					

Figura 15 - Boletim de Estaca-Raiz.

Dreno Fibroquímico



ÍNDICE

1. Definição
2. Norma
3. Adensamento dos solos moles
4. Método executivo
5. Equipamentos e acessórios
6. Equipe de trabalho

1 DEFINIÇÃO

Drenos fibroquímicos, ou geodrenos, são aplicados para remover água do subsolo, por meio do adensamento da camada de argila mole, obtendo-se assim a estabilização do solo.

O método é o da cravação de membranas plásticas, com cerca de 10 cm de largura por 5 mm de espessura, envolvidas por geomantas (Figura 1). A cravação é feita por meio de lanças verticais, que podem atingir cerca de 30 metros de profundidade (Figura 2). Segue-se com a aplicação de aterro provisório, de sobrecarga.

Os drenos absorvem e drenam as águas

destes solos, comprimidos por aterros temporários. Isto gera um “rebaixamento” dos mesmos, tornando-os mais densos e minimizando os recalques ao longo do tempo.

O desenvolvimento dos drenos verticais

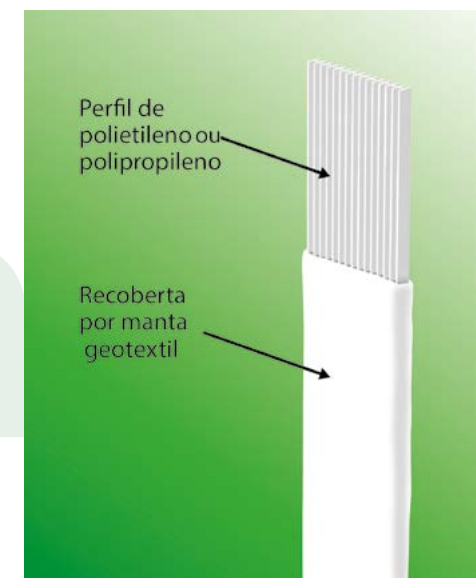


Figura 1 - Exemplo de geodreno.

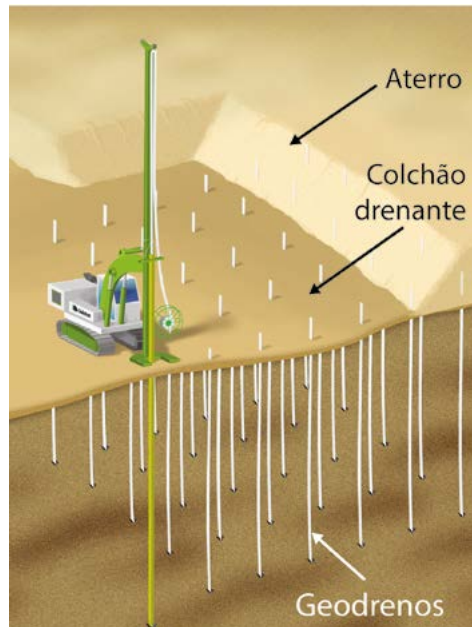


Figura 2 - Execução de geodrenos.

para adensamento de solos moles teve como precursor o engenheiro sueco Walter Kjellman, em 1940. Nos seus primeiros trabalhos, Kjellman usou a cartolina como elemento drenante. Posteriormente, outro engenheiro de sua equipe, Oleg

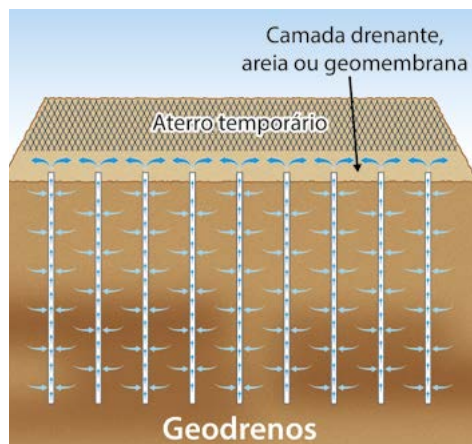


Figura 3 - Fluxo das águas pela ação dos drenos fibroquímicos.

Wager, substituiu a cartolina pelos drenos sintéticos.

2. NORMA

Não existe norma específica da ABNT.

3. ADENSAMENTO DOS SOLOS MOLES

A aplicação de sobrecargas sobre camadas de solos saturados moles, sem que se permita a dissipação da pressão neutra, cria condições favoráveis à sua ruptura. A redução desta pressão por meio de drenos eleva a resistência ao cisalhamento, eliminando a instabilidade destes solos.

Normalmente, estes solos são sedimentos recentes compostos por camadas argilosas moles intercaladas por lentes arenosas. Nesta condição, é marcante a diferença entre o coeficiente de permeabilidade vertical e o horizontal. Ou seja a permeabilidade horizontal é muitas vezes superior à permeabilidade vertical.

Com o objetivo de permitir esta drenagem é aplicado o geodreno à massa de solo. Crava-se a membrana plástica envolta na geomembrana, deposita-se uma camada de areia junto à superfície para captação e escoamento das águas e, sobre esta, se executa o aterro temporário de sobrecarga.

Este sistema promove o fluxo das águas no sentido horizontal, conduzindo-as aos geodrenos que as conduzem verticalmente ao colchão drenante (Figura 3). Isso gera o adensamento do solo pela redução da pressão neutra e diminuição dos vazios, aumentando a resistência ao cisalhamento e, portanto, criando uma condição de estabilidade para receber as cargas definitivas da superfície.

4. MÉTODO EXECUTIVO

Inicialmente, conforme indicado no projeto, são demarcados os locais aonde os drenos

serão cravados.

Terminado este procedimento, inicia-se a cravação dos drenos, que é feita por equipamento de cravação com torre adequada à profundidade que o dreno deve alcançar.

No centro da torre, está instalada a lança que levará o dreno à profundidade exigida no projeto.

O processo é simples e rápido. O geodreno é introduzido no interior da lança de cravação até a sua extremidade inferior, onde é preso a uma ponteira metálica especial. Em seguida, a lança é acionada para baixo, levando o geodreno à profundidade projetada. Como o solo tem baixa resistência, não há necessidade de fluido perfurante auxiliar.

Feita a cravação, o geodreno é cortado manualmente, sempre alguns centímetros acima do solo.

Após a cravação dos drenos, é colocada uma manta drenante (areia ou tecido geossintético) sobre a área a ser adensada e sobre esta manta é executado um aterro provisório.

5. EQUIPAMENTOS E ACESSÓRIOS

5.1 Perfuratriz para pré-furo

Executa, quando necessário, o furo inicial aonde será cravado o geodreno. O pré-furo é necessário para permitir a passagem da faca em camadas com resistência maior ou igual a SPT=3.

5.2 Equipamento de cravação

O equipamento de cravação é provido de torre com altura adequada à profundidade a ser atingida pelo geodreno (Figura 4).



Figura 4 - Equipamento em serviço de cravação de geodrenos.

5.3 Lança metálica de cravação (faca)

Deve ter comprimento exigido no projeto. Fica acoplada à torre.

5.4 Ponteiras metálicas

Apropriadas para prender a fita à lança, protegê-la durante a cravação e fixá-la no final do furo (Figura 5).



Figura 5 - Detalhe de ponteira metálica presa ao geodreno.

5.5 Ferramenta de corte

Adequada para cortar a fita. Pode ser um facão bem afiado.

6 EQUIPE DE TRABALHO

A equipe para cravação de geodrenos deve ser composta por:

6.1 Encarregado geral de serviços

a) Verifica as condições para a entrada e para a movimentação de equipamentos no canteiro da obra; o descarregamento de equipamentos, utensílios e ferramentas; e a implantação geral da obra.

b) Verifica a programação de execução (sequência executiva) de acordo com características da obra e necessidades do cliente.

c) Coordena o DDS (diálogo diário de segurança) antes do início das atividades de cada dia, instrui os demais membros da equipe em relação à segurança durante a execução dos serviços, verifica o uso correto dos EPIs.

d) Orienta em relação à verificação dos locais aonde os drenos serão cravados, à sua verticalidade, e instalação do equipamento.

e) Orienta em relação aos procedimentos e acompanhamento da perfuração.

f) Verifica condições das cravações executadas.

g) Obtém, do responsável pela obra, aprovação do serviço executado no tocante à sua locação e cotas, à medida que os trabalhos são desenvolvidos.

h) Mantém contato em campo com representante do cliente, em relação às solicitações e providências para continuidade normal da obra.

i) Aprova o boletim elaborado pelo operador da máquina e pelo cravador.

6.2 Operador de máquina

a) Movimenta o equipamento de acordo com a sequência executiva.

b) Instala o equipamento no furo, observando sua locação.

c) Acompanha a profundidade a ser perfurada.

f) Elabora registro dos dados de cravação para inclusão no boletim.

g) Orienta auxiliares de cravação quanto à utilização do ferramental necessário.

h) Efetua a cravação.

6.3 Auxiliar de cravação

a) Acopla o rolo de dreno fibroquímico à máquina.

b) Mantém a alimentação do geodreno para cravação.

c) Controla a troca do rolo de geodreno conforme a necessidade.

d) Prepara as ponteiras que prendem a fita de geodreno à lança.

e) Prende as ponteiras à lança.

f) Corta a fita após o retorno da lança à superfície.

g) Orienta o posicionamento da lança em relação à locação do furo.

h) Elabora o boletim de cravação.

6.4 Demarcadores do solo

a) O solo é demarcado topograficamente pelo contratante da obra de acordo com as especificações do projeto.

6.6 Auxiliar geral

Auxilia os especialistas nas atividades principais.

Obs: Devido à não simultaneidade de algumas tarefas, um mesmo funcionário pode exercer várias funções, desde que esteja qualificado.

Rebaixamento do Lençol Freático



ÍNDICE

1. Rebaixamento por Poços - Definição

2. Bombas Submersas

3. Rebaixamento à Vácuo - Definição

4. Norma

5. Método construtivo

6. Equipe de trabalho

1. REBAIXAMENTO POR POÇOS - DEFINIÇÃO

Rebaixamento por poços é um sistema para se retirar água do subsolo de forma induzida, portanto não gravitacional, através de poços com diâmetros bem pequenos. Esta técnica é utilizada para profundidades usuais entre 5 e 30 metros.

Três sistemas serão abordados: bombas submersas, vácuo e injetores (ou ejetores).

2. BOMBAS SUBMERSAS

Este sistema prevê a instalação de bombas de múltiplos estágios internamente a cada poço, em sua extremidade inferior, retirando individualmente a água do subsolo.

2.1 Método Construtivo

Os poços para instalação de bombas submersas são perfurados com diâmetros entre 200 e 400 mm. O espaço entre os furos é de 3 a 10 m. Em geral, os poços são executados por perfuratrizes que empregam circulação direta. Dependendo da estabilidade da parede, o furo pode ser revestido ou não.

A circulação direta se dá pela injeção da água no tubo de revestimento provisório, em cuja extremidade existe uma sapata de perfuração, que tem por finalidade desagregar o solo. Após circular pela sapata de perfuração, a água sobe pelo espaço compreendido entre a face externa do revestimento e a

parede do furo, transportando o material desagregado.

Após perfurar os poços, coloca-se no interior de cada furo um tubo para drenagem com diâmetro entre 100 e 150 mm. Estes tubos são lisos no seu trecho superior e drenantes no trecho inferior, abrangendo a região por onde a água flui com ranhuras que compõem o sistema de filtros.

O trecho ranhurado, também chamado de tubo filtro, pode ser de PVC geomecânico, dotado de ranhuras verticais e horizontais, ou então metálicos com ranhuras verticais envoltas por tela.

O espaço anelar compreendido entre o tubo e o revestimento é preenchido com o pré-filtro, que é composto de areia ou pedrisco com granulometria apropriada. Estes materiais são colocados à medida que o revestimento é retirado do furo. A extremidade superior do poço é selada com solo-cimento ou bentonita.

A abertura das ranhuras e da tela não deve permitir a passagem do pré-filtro. A parte lisa do tubo é denominada de revestimento do poço.

Depois de concluídas estas operações, uma bomba de múltiplos estágios é instalada no interior do tubo. Por meio de tubulação a água é removida para superfície, trabalhando cada poço individualmente.

A instalação é complementada por painel de controle que liga e desliga o sistema em função do volume de água removido (fig.2). Para evitar interrupções no processo de bombeamento, considere a manutenção de uma bomba reserva na obra, ou então avalie previamente o risco para eventuais paralisações do sistema.

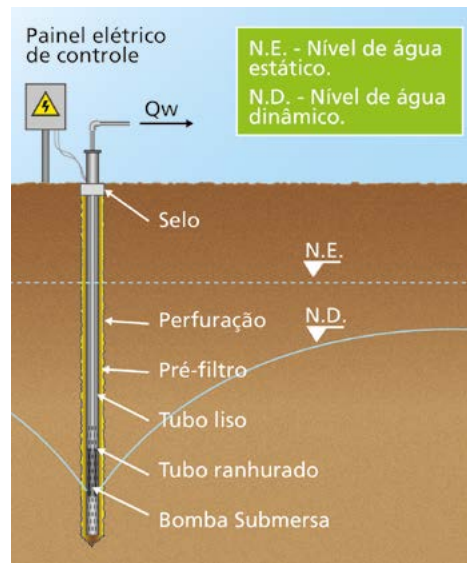


Figura 1 - Montagem geral do rebaixamento por poços com bomba submersa

3. REBAIXAMENTO À VÁCUO - DEFINIÇÃO

O rebaixamento por ponteiros a vácuo, ou *well point*, é um sistema para se retirar água do subsolo de forma induzida, portanto não gravitacional, através de poços com diâmetros bem pequenos. Esta técnica é utilizada para profundidades de até 5 metros.

3.1 Método construtivo

As ponteiros são cravadas com jato d'água, no caso de areias ou colocadas em perfurações. Estas são conectadas a um coletor, que por sua vez é ligado a uma bomba de vácuo. Esta bomba produz vácuo, que cria condições para o fluxo d'água do subsolo subir à superfície e chegar a um reservatório fechado (fig.1).

A água armazenada é retirada da obra por bombas de recalque especialmente

acopladas ao reservatório. As duas bombas e o reservatório d'água, instalados num único chassi, formam o conjunto de rebaixamento a vácuo.

O diâmetro dos furos varia entre 100 e 150 mm, usualmente é de 100 mm, e o espaçamento entre eles varia entre 0,5 e 2 metros, dependendo da natureza do solo e do volume de água a ser bombeado. Em geral, os furos são executados por perfuratrizes com circulação direta.

De acordo com a estabilidade da parede, o furo pode ser revestido ou não. A circulação direta se dá pela injeção de água no tubo de revestimento provisório, em cuja extremidade existe uma sapata de perfuração, que tem por finalidade desagregar o solo.

Depois de circular pela sapata de perfuração, a água sobe pelo espaço

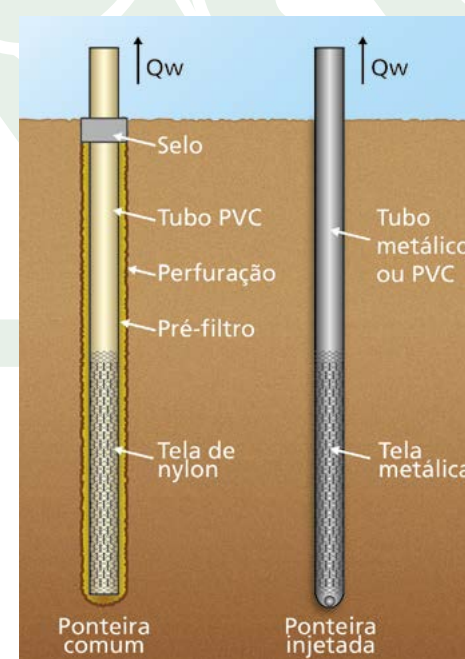


Figura 2 - Tipos de ponteira.

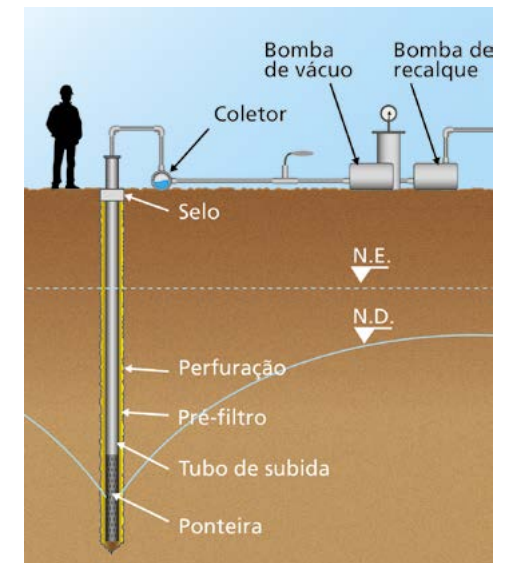


Figura 3 - Montagem geral do rebaixamento.

compreendido entre a face externa do revestimento e a parede do furo, transportando o material desagregado.

Depois, a ponteira é instalada no interior do furo. Imediatamente após a instalação, lança-se o pré-filtro, entre a ponteira e a parede do poço. O pré-filtro é constituído de areia ou pedriscos com granulometria apropriada. Na extremidade superior do poço, o pré-filtro é substituído por um selo de solo-cimento ou de bentonita.

Normalmente, o conjunto de ponteiros circunscreve a área cujo lençol deve ser rebaixado.

Pode-se optar ainda por ponteiros injetadas, assim denominadas pois são instaladas por meio de escavação a jato d'água, que é feita com bombas de alta capacidade de vazão e pressão. O emprego deste processo é indicado somente para o rebaixamento em solos constituídos basicamente por areias e

argilas muito moles. Este tipo de ponteira é de metal e tem uma válvula especial em sua extremidade inferior.

As ponteiras são ligadas à superfície por tubos denominados de subida ou de sucção. Estes tubos, confeccionados de material e em diâmetro idênticos ao das ponteiras, destinam-se a promover o acoplamento aos coletores, que serão conectados ao conjunto de bombas a vácuo e centrífuga.

O segmento drenante das ponteiras fica na extremidade inferior e tem diâmetro entre 38 e 50 mm, com comprimentos que variam de 0,3 a 1 metro. Na maioria dos casos são de 0,5 m. São produzidos com tubos de PVC perfurados e entelados ou com aço galvanizado.

O comprimento dos tubos de subida ou de sucção deve ser o suficiente para que as ponteiras fiquem submersas pelo menos 0,5 metro no lençol freático rebaixado, e permita que estes tubos sejam acoplados aos coletores posicionados na superfície do terreno. Os coletores são feitos com tubos de aço galvanizado ou de PVC, com diâmetros entre 100 e 150 mm.

A conexão entre as ponteiras e os adaptadores do coletor é feita por meio ou de mangueiras plásticas flexíveis especiais ou por segmentos de tubos e cotovelos. Com o objetivo de minimizar a perda de carga hidráulica, deve ser instalado, de preferência em um ponto central da rede coletora, um conjunto de rebaixamento, cuja potência total dos motores deve variar entre 15 e 20 HP.

Para evitar interrupções no processo de bombeamento da água, considere manter bomba reserva, ou então avalie previamente o risco de eventuais paralisações do sistema.

As vantagens na opção por este método de rebaixamento são: simplicidade do sistema; baixo custo e rapidez na instalação.

Já sua desvantagem está no limite do rebaixamento. Em condições excepcionais, como as encontradas em solos permeáveis e ao nível do mar, é possível se obter um rebaixamento próximo a 6 metros. Já em solos menos permeáveis, como os de areias siltosas ou de areias argilosas, chega-se a um rebaixamento entre 4 e 5 metros.

Quando há espaço suficiente em planta, é possível o emprego de dois ou mais estágios de ponteiras. Isto permite ultrapassar os limites de altura em tantos metros quantos forem necessários.

Cada estágio inferior opera a partir do lençol freático rebaixado pelo estágio superior. Cada bomba a vácuo tem capacidade para operar cerca de 40 ponteiras.

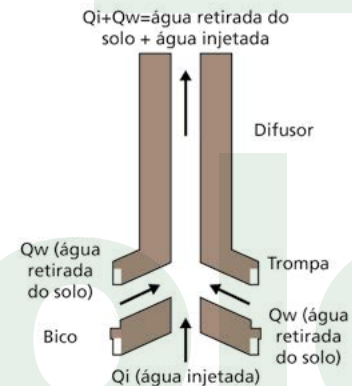


Figura 4 - Detalhe do bico injetor Venturi.

4. INJETORES OU EJETORES

Por este sistema, se força a circulação da água através de um bocal previamente conformado para reproduzir um tubo do tipo Venturi, chamado injetor. Este

injetor é instalado na extremidade inferior do poço individual. Atualmente sua aplicação tem sido muito reduzida com bombas submersas. Isto deve a dois fatores principais: o grande barateamento das bombas submersas e a grande complexidade de sua montagem e operação.

O sistema funciona como um circuito semifechado, no qual a água é impulsionada por bomba centrífuga através de uma tubulação horizontal geral de injeção.

Esta tubulação dispõe de saídas para os poços individuais que, por meio de tubos de PVC para injeção, com diâmetros de 25 ou 32 mm, levam a água até o injetor posicionado no fundo do poço.

A água inicialmente injetada, depois de passar pelo injetor, é acrescida da água aspirada, que sobe por um tubo de retorno de 32 ou 40 mm até a superfície e daí segue, pela tubulação geral coletora horizontal, para o tubo de descarga acoplado à caixa d'água.

Os poços injetores são perfurados com diâmetros entre 200 e 400 mm. O espaço entre os furos é de 3 a 10 m. Em geral, os poços são executados por perfuratrizes que empregam circulação direta. Dependendo da estabilidade da parede, o furo pode ser revestido ou não (fig.1).

A circulação direta se dá pela injeção da água no tubo de revestimento provisório, em cuja extremidade existe uma sapata de perfuração, que tem por finalidade desagregar o solo. Após circular pela sapata de perfuração, a água sobe pelo espaço compreendido entre a face externa do revestimento e a parede do furo, transportando o material desagregado.

Após perfurar os poços, coloca-se no interior de cada furo um tubo para drenagem com diâmetro entre 100 e 150 mm. Estes tubos são lisos no seu trecho

superior e drenantes no trecho inferior, abrangendo a região por onde a água flui com ranhuras que compõem o sistema de filtros.

O trecho ranhurado, também chamado de tubo filtro, pode ser de PVC geomecânico, dotado de ranhuras verticais e horizontais, ou então metálicos com ranhuras verticais envoltas por tela.

O espaço anelar compreendido entre o tubo e o revestimento é preenchido com o pré-filtro, que é composto de areia ou pedrisco com granulometria apropriada. Estes materiais são colocados à medida que o revestimento é retirado do furo. A extremidade superior do poço é selada com solo-cimento ou bentonita.

A abertura das ranhuras e da tela não deve permitir a passagem do pré-filtro. A parte lisa do tubo é denominada de revestimento do poço.

Depois de concluídas estas operações, os tubos injetores com o bico venturi instalado em sua extremidade inferior (fig.5) e coletores verticais são colocados no interior dos poços. A seguir, eles

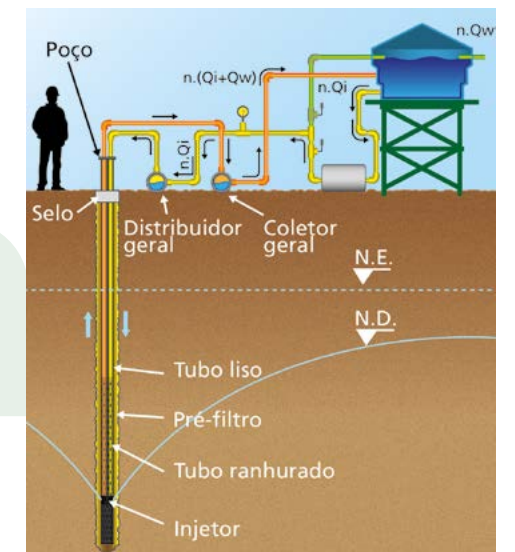


Figura 5 - Montagem geral do rebaixamento por poços injetores.

são conectados aos tubos horizontais, coletores e de injeção, que podem ter dimensão de 100 ou 150 mm.

A instalação é complementada pelo acoplamento de bomba centrífuga de 15 HP ao tubo de injeção, que promoverá a circulação forçada da água pelo circuito (fig.4). Para evitar interrupções no processo de bombeamento, considere a manutenção de uma bomba reserva na obra, ou então avalie previamente o risco para eventuais paralisações do sistema.

Cada uma das bombas opera usualmente cerca de seis destes poços.

5. NORMA

Não existe norma da ABNT, recomendamos o livro **Rebaixamento Temporário de Aquíferos** (2007) pela Oficina de Textos, de Urbano Rodriguez Alonso.

6. EQUIPE DE TRABALHO

6.1 Encarregado geral de serviços

a) Verifica: condições para entrada e movimentação de equipamentos no canteiro da obra; descarregamento de equipamentos, utensílios e ferramentas; e implantação geral da obra.

b) Verifica a programação de execução (sequência executiva) de acordo com características da obra e necessidades do cliente.

c) Coordena o DDS (diálogo diário de segurança) antes do início das atividades do dia e instrui em relação à segurança durante a execução dos serviços.

d) Coordena locação, verticalidade e instalação do equipamento de perfuração e das ponteiras.

e) Orienta em relação aos procedimentos de perfuração, de lavagem e de instalação do pré-filtro, quando necessário.

f) Verifica condições da rede coletora de maneira a permitir o livre trânsito dos equipamentos e do pessoal na obra.

g) Mantém contato com o representante do cliente no campo, com relação às solicitações e providências para a continuidade normal da obra.

6.2 Operador de perfuratriz

a) Movimenta o equipamento de acordo com a sequência executiva.

b) Instala o equipamento no furo, observando locação e verticalidade.

c) Verifica quantidade e tamanho dos tubos ou organiza e quantifica a instalação das hastes de perfuração com jato d'água, para acompanhar a profundidade perfurada.

d) Detecta mudanças de camadas do solo à medida que a perfuração avança.

e) Detecta eventuais perdas d'água durante a perfuração.

f) Orienta os auxiliares de perfuração quanto à utilização do ferramental necessário.

g) Promove a eventual instalação do pré-filtro e da ponteira.

6.3 Operador de conjunto de rebaixamento

a) Instala rede coletora e bombas.

b) Mantém o sistema ativo, corrigindo falhas na operação das ponteiras.

6.4 Auxiliar geral

Auxilia os especialistas nas atividades principais.

Injeção de Consolidação



ÍNDICE

1. Definição
2. Descrição básica do trabalho
3. Materiais para Injeção
4. Equipamentos
5. Traço e preparo de caldas
6. Equipe de trabalho
7. Tratamento do solo
8. Avaliação
9. Modelo de boletim de execução

1. DEFINIÇÃO

O tratamento de solos e rochas por injeção, objetiva promover melhorias para situações especiais da engenharia civil, tais como:

- A) aumentar a impermeabilidade (fig. 1)
- B) melhorar as condições de estabilidade (fig.2)
- C) melhorar capacidade de carga (fig. 3)

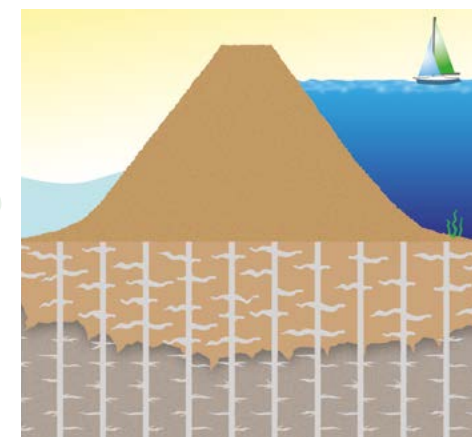


Figura 1 -Exemplo de Injeção em barragem.

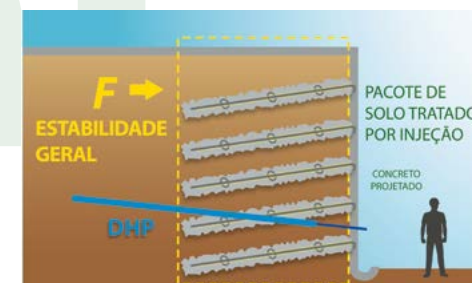


Figura 2 - Exemplo de estabilização.



Figura 3 - Melhora na capacidade de carga.

O tratamento é feito pela injeção no maciço de um determinado volume de material a uma determinada pressão. Este material pode se impregnar em seus vazios, ou adensá-lo por rutura.

O material injetado pode ser: calda de cimento; argamassa; solo-cimento ou compostos químicos. Usualmente, são injetadas caldas de cimento. Neste texto, para contemplar todas as possibilidades, usamos a expressão material injetado.

O procedimento básico para se executar os trabalhos envolve os seguintes passos:

A) Execução de um furo com diâmetro mínimo de 3", até a profundidade de projeto. (figura4)

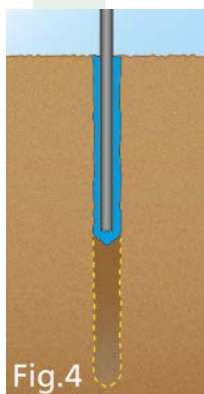


Fig.4

B) Colocação de um tubo de PVC rígido com diâmetro interno entre 1" e 1½", devidamente preparado com válvulas-manchete, com espaçamentos entre 30 e 100 cm. Injeta-se o material até o preenchimento total do espaço anelar entre o tubo de PVC e o furo (bainha). Pode-se alternativamente preencher a perfuração com calda de cimento, de baixo para cima, e então introduzir o tubo. (Figura 5)



Fig.5

C) Com auxílio de um obturador duplo, executa-se a injeção, que irá promover o rompimento da bainha e a introdução de um volume pré-determinado de material no solo, em tantas fases quantas forem necessárias. (figura 6)

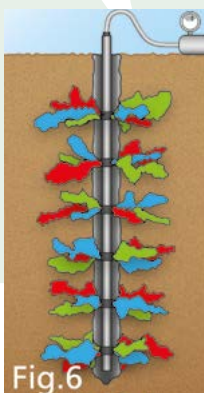


Fig.6

2. DESCRIÇÃO BÁSICA DO TRABALHO

Os furos são dispostos em planta, segundo distribuição geométrica que procura minimizar as interferências com obstáculos existentes, bem como abranger as áreas a serem tratadas. Para cada local são definidas algumas etapas de injeção nos furos. Em geral, a abrangência inicial da área a ser tratada é grande, e vai sendo reduzida em função dos resultados de pressão e volume obtidos nos furos iniciais.

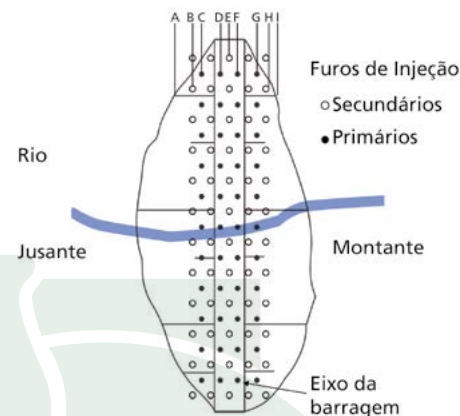


Figura 7 - Tratamento de fundação de barragem.

Para minimizar custos, devem ser utilizados os menores diâmetros das perfurações e do tubo de PVC, o que garante uma espessura mínima de bainha. Usualmente, a tubulação de injeção tem diâmetro de 1/2" ou de 3/4".

A injeção em um determinado furo é feita depois que o material injetado na bainha alcança resistência mínima, que impeça seu retorno à superfície e, conseqüentemente, o tratamento do solo adjacente. O tempo de espera para pega e endurecimento da bainha é de até 24 horas.

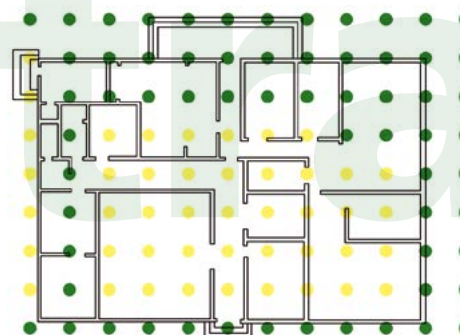


Figura 8 - Tratamento de fundação de edifício.

Os furos sofrem injeções em etapas, de acordo com a seguinte sistemática:

- O "Obturador Duplo" deve ser posicionado no nível desejado, para isolar as manchets localizadas nos níveis superiores e inferiores.

Na figura 9 é mostrada a situação de um tubo com válvulas-manchete. No caso de rochas, pode-se utilizar obturador expansível, isolando cada trecho a ser tratado.

- O material deve ser injetado com

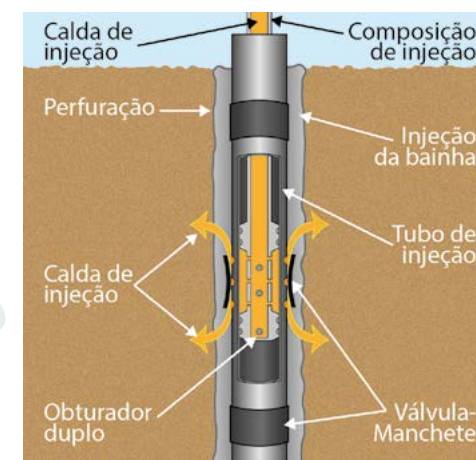


Figura 9 - Obturador duplo.

pressão suficiente para romper a bainha.

- Durante a injeção do material, a pressão deve ser a necessária para permitir o fluxo do material com o volume especificado.
- Após a injeção de um certo volume de material (usualmente entre 20 e 100 litros), o processo deve ser interrompido, anotando-se para esta válvula os valores da pressão de abertura e da injeção.
- O obturador, então, é posicionado no nível superior seguinte, e o ciclo para a

injeção é repetido neste nível.

Os detalhes do projeto em relação a materiais, equipamentos, composição do material, pressões e vazões de injeção, e controle de qualidade dos serviços, estão definidos a seguir.

3. MATERIAIS PARA INJEÇÃO

Os materiais comumente usados, tanto para injeção no solo quanto na bainha, são constituídos de cimento, solo e água.

Eventualmente, para melhorar suas características de estabilidade e injeção, adiciona-se bentonita ao material. Em geral, os materiais que compõem as caldas seguem requisitos e exigências técnicas, conforme segue.

3.1 Água

Deve apresentar-se visualmente limpa e isenta de quantidades prejudiciais de impurezas como óleo, ácido, álcalis, sais e matéria orgânica ou qualquer outra substância que interfira com as reações de hidratação dos sólidos da calda.

3.2 Cimento

O cimento deve ser do tipo Portland, apresentar espessura “Blaine” não inferior a 3.200 cm²/g. Os locais de armazenamento devem estar secos e ventilados, para retardar a hidratação. É desaconselhável o empilhamento de mais de 10 sacos, e estas pilhas devem estar apoiadas sobre tablado de madeira, para o cimento não ficar em contato direto com o piso.

Cimento já em início de processo de hidratação não pode ser empregado em injeções.

3.3 Argila

Devem ser utilizados solos argilosos com teor de areia inferior a 20% e sem presença de matéria orgânica, que tenham Limite de Liquidez (LL) mínimo de 50 e Limite de Plasticidade (LP) mínimo de 20. Materiais naturais com estas características são facilmente encontráveis.

Podem ser usados também materiais argilosos próprios para fabricação de telhas ou tijolos cerâmicos. Porém, estes materiais, além de serem mais caros, exigem maior tempo de hidratação, pois estas argilas são muito ativas. Antes de sua utilização, eles devem ser previamente misturados com água e hidratados por um período aproximado de 4 horas.

4. EQUIPAMENTOS

4.1 Perfuração

O método escolhido determina os equipamentos de perfuração a serem mobilizados. Os furos podem ser executados a trado, ou por equipamento rotopercussivo ou rotativo. Na execução do furo pode ser necessário o uso de revestimento.

Os equipamentos devem estar em perfeito estado de funcionamento, propiciando a execução do furo dentro das especificações e condições impostas pelas limitações das edificações existentes.

Em alguns locais, para se executar o furo é necessário atravessar lajes de pisos de edificações. Quando isso ocorre, é preciso usar ou ferramentas diamantadas ou videas.

Na presença de rochas ou material rochoso, pode-se usar ou equipamento

rotopercussivo, que destrói o material escavado, ou rotativo, que o recupera.

4.2 Injeção

Os equipamentos de injeção devem compor um circuito, conforme segue:

A) Demolidor de argila.

B) Tanque de hidratação e homogeneização de argila provido de pás, que movimentam a lama constantemente. Pode-se optar pelo uso de tanques interligados, com menor capacidade, que sejam providos de bomba para fazer a lama circular entre eles.

C) Misturador de alta turbulência provido de turbina, com rotação mínima de 1.700 rpm, na sua parte inferior. Capaz de preparar calda de cimento, solo-

cimento, em quantidade suficiente para suprir a bomba injetora e fornecer a homogeneidade adequada à mistura.

D) Agitador de calda com capacidade igual à do misturador, capaz de manter a calda em agitação. Entre o misturador e o agitador é instalada peneira, com 2 mm de abertura, que deve ser facilmente removível para as constantes limpezas.

E) Bomba de pistão triplex ou duplex, com capacidade de injetar vazões de 50 litros/minuto com pressões de 50 Kg/cm² em furos que estejam distantes pelo menos 50 metros da central de injeção.

F) Estabilizador de pressão capaz de reduzir oscilações manométricas. Devem ser instalados nos circuitos tantos equipamentos quantos forem necessários, até se alcançar a estabilidade. Manômetro de 4”, provido de dispositivo

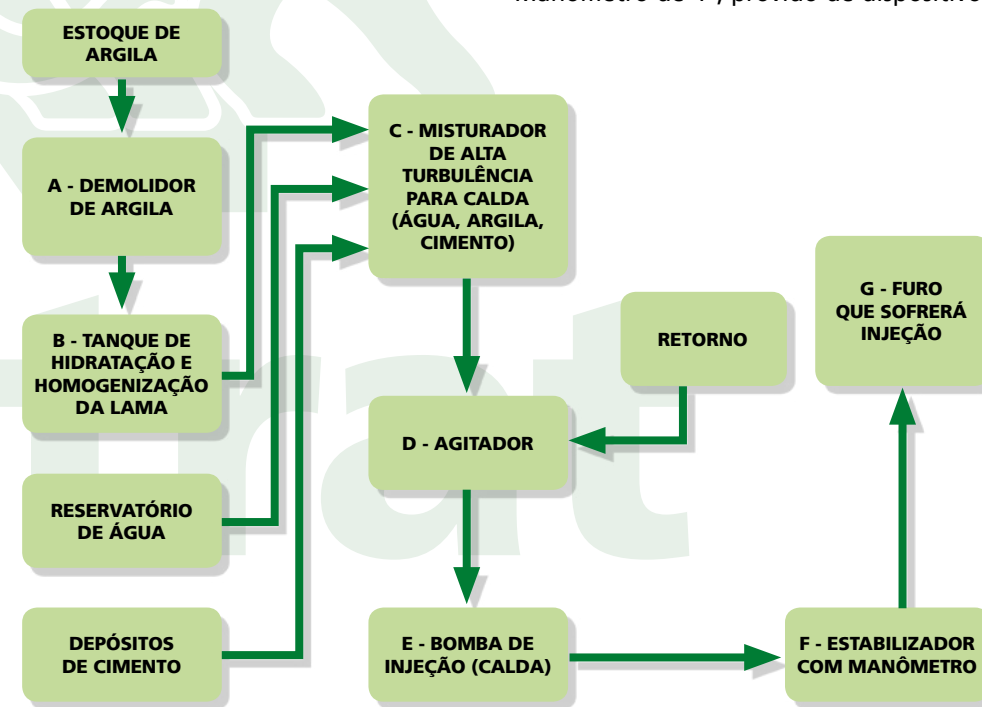


Figura 10 - Fluxograma de injeções.

salva-manômetro, com capacidade entre 10 e 100 Kg/cm².

G) Obturador duplo com diâmetros de 1" a 1½", com espaçamento da vedação em torno de 0,5 metro, do tipo expansivo ou fixo, em quantidade suficiente para a injeção em vários furos simultaneamente.

Noesquemaproposto, ealternativamente, é possível substituir o demolidor de argila (A) e o tanque de hidratação (B) por um único equipamento, que promova a mistura e a hidratação da argila com água. Trata-se de um misturador de alta turbulência, similar ao usado na mistura final da calda.

5. TRAÇO E PREPARO DAS CALDAS

5.1 Traço

Usualmente, se prevê a utilização de dois traços básicos de calda de solo, água e cimento: um para injeção no solo a ser tratado e outro para preencher a bainha.

A resistência do material é regida, principalmente, pelo fator água/cimento (peso da água/peso do cimento). Para compor as caldas são adotados os seguintes valores para peso específico dos grãos sólidos: cimento $\gamma_c = 3,1$ Kg/litro, solo $\gamma_s = 2,7$ Kg/litro.

Para o preparo de 1 m³ de calda são necessárias as seguintes quantidades de componentes, segundo a fórmula:

$$\text{litros de calda} = \frac{P_c}{\gamma_c} + \frac{P_s}{\gamma_s} + \frac{P_a}{\gamma_a} = \frac{P_c}{3,1} + \frac{P_s}{2,7} + \frac{P_a}{1,0}$$

onde: P_c = Peso de cimento (Kg); P_s = Peso de solo seco (Kg); P_a = peso de água (Kg).

Na tabela a seguir estão exemplos de dois traços usuais de solo-cimento. Os traços pré-definidos são ajustados

durante a fase dos ensaios iniciais, tendo-se em conta, principalmente, as características da argila a ser usada e visando a padronização com as seguintes características:

- Fator de sedimentação até 5%
- Tempo de escoamento

Durante os trabalhos, os materiais devem ser controlados a partir das

TIPO DO FUNIL	TEMPO (segundos)	
Marsh ø 5,0 mm	36 a 40	
Mecdsol ø 10 mm	9 a 14	
MATERIAL	TRAÇO 1	TRAÇO 2
Cimento (Kg)	100	160
Solo (Kg)	340	340
Água (l)	840	820
Densidade da calda (Kg/litro)	1,28	1,32

Figura 11 - Traços usuais de solo-cimento

seguintes medidas previamente obtidas em laboratório: densidade, fator de sedimentação e tempo de escoamento.

A densidade define o traço. O fator de sedimentação define a estabilidade. O tempo de escoamento define a fluidez (capacidade de injeção). O controle do traço se faz pela medida da densidade da mistura: solo + água, e da mistura final: cimento + água + solo.

5.2 Preparo das caldas

As caldas são preparadas pela agitação da argila hidratada com cimento e água, até que seja alcançada a perfeita homogeneização desta mistura. Na dosagem dos traços devem ser consideradas as quantidades de água empregadas para a hidratação da argila.

Antes do início dos trabalhos de injeção e após a definição do tipo de argila a ser usada no tratamento, devem ser feitos uma série de ensaios com várias misturas, até se alcançar a definição do traço a ser usado. Quando há necessidade de injeção rápida das fases, a bainha composta por traço rico em cimento, usualmente, calda com fator a/c = 0,5 (em peso).

6. EQUIPE DE TRABALHO

6.1 Encarregado geral de serviços

a) Verifica: condições para entrada e movimentação de equipamentos no canteiro da obra; descarregamento de equipamentos, utensílios e ferramentas; instalação da central de injeção e implantação geral da obra.

b) Verifica programação de execução (sequência executiva) de acordo com características da obra e necessidades do cliente.

c) Coordena o DDS (diálogo diário de segurança) antes do início das atividades de cada dia e instrui em relação à segurança durante a execução dos serviços.

d) Coordena locação, verticalidade e instalação do equipamento de perfuração, misturador e bomba de injeção de solo-cimento.

e) Orienta em relação aos procedimentos de perfuração, instalação do tubo de injeção e inspeção.

6.2 Operador de perfuratriz

a) Movimenta o equipamento de acordo com a sequência executiva.

b) Instala o equipamento no furo, observando locação e inclinação.

c) Verifica quantidade e tamanho dos tubos de revestimento colocados, para que acompanhem a profundidade dos furos.

d) Detecta mudanças de camadas do solo à medida que a perfuração avança.

e) Detecta eventuais perdas d'água durante a perfuração.

f) Elabora registro dos dados de perfuração para inclusão no boletim.

g) Orienta auxiliares de perfuração quanto à utilização do ferramental necessário.

h) Instala o tubo de injeção no furo.

6.3 Injetador

a) Prepara o material a ser injetado.

b) Coordena a injeção, tanto no posicionamento do obturador quanto na injeção, de forma a atender as condições do projeto e a lavagem (pós-injeção) do tubo com válvulas-manchete.

c) Lança nos boletins os valores de pressão e volume injetados.

6.4 Auxiliar geral

Auxilia os especialistas nas atividades principais.

7. O TRATAMENTO DO SOLO

7.1 Injeção na bainha

Após a instalação do tubo de PVC, é feita a injeção na bainha, ou seja, o preenchimento do espaço anelar entre o tubo de PVC e o furo. Esta atividade é executada com a injeção na válvula-manchete inferior.

Este trabalho é feito de forma lenta e será considerado concluído quando a calda aparecer na boca do furo. Após a injeção da bainha, o tubo de PVC é lavado pela circulação de água.

Nos casos em que existe piso, se for constatado que a calda está penetrando entre o piso e o aterro, a injeção da bainha deve prosseguir até que o vazio sob o piso seja preenchido. Alternativamente, é possível preencher o furo e, a seguir, introduzir o tubo de PVC.

Se houver consumo excessivo de calda durante a injeção na bainha, é sinal que o tubo atravessou uma cavidade, tubulações, caixas etc. Neste caso, os trabalhos devem ser interrompidos, para se verificar o que houve.

Para que ocorra a injeção no solo, a bainha precisa ter uma resistência mínima, assim a calda injetada promove o rompimento localizado, o que possibilita sua penetração no interior do maciço, sem que ele escoe ao contato da bainha com o solo circundante ou pelo contato da bainha com o tubo.

Por outro lado, uma bainha excessivamente resistente exige altas pressões para o seu rompimento e para abertura da válvula. A bainha mais adequada depende da sua espessura, do traço da calda e do tempo de pega e endurecimento da calda. O

traço da calda e o tempo de rompimento da bainha são ajustados no campo.

7.2 Injeção no solo

As injeções são executadas numa única fase ou em várias fases.

Para se evitar a injeção de material a grandes distâncias, ou ainda se minimizar riscos de fraturas nos pisos das edificações, o volume a ser injetado por manchete deve ser, inicialmente, limitado.

A sistemática adotada na injeção consiste em se impor um volume constante de injeção de material, verificando o comportamento das pressões de resposta do solo.

Em função das pressões observadas, são tomadas decisões de se prosseguir ou se interromper as injeções.

Nos critérios de interrupção das injeções, são levadas em conta as observações relativas ao surgimento de material injetado na superfície ou eventuais riscos de comprometimento das estruturas vizinhas.

Volumes e pressões de injeção inicialmente especificados são ajustados durante a execução dos serviços.

7.3 Abertura da válvula-manchete

Após a injeção na bainha, são iniciadas as injeções individuais em cada válvula-manchete, usualmente de baixo para cima. O primeiro passo é a aplicação de pressões crescentes até a abertura da válvula-manchete, percebida pela queda brusca da pressão registrada no manômetro e pela imediata absorção do material. Caso não se consiga abrir a

manchete com o material injetado, sua abertura pode ser provocada pela injeção de água.

A pressão máxima utilizada para proporcionar a abertura da válvula-manchete deve ser registrada em boletim próprio.

7.4 Pressão de Injeção

As pressões de injeção são determinadas pelo estado de confinamento do solo.

Num processo de injeção com vazão constante ocorre, na maioria das vezes, um comportamento de pressões semelhantes ao mostrado no gráfico abaixo, figuras 12 e 13, de onde pode ser ressaltado:

- Após abertura da manchete e rompimento da bainha (P_a), observa-se uma queda brusca da pressão (P_i), caracterizando o início da injeção no solo.
- À medida que a injeção prossegue, novos trechos do solo podem ser rompidos e preenchidos com material injetado, acarretando em aumento lento

P_a Pressão máxima de abertura da manchete
 P_i Pressão inicial de injeção
 P_f Pressão final de injeção

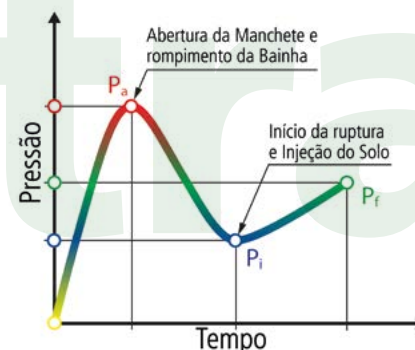


Figura 12 - Comportamento típico das pressões durante a injeção de solo.

e progressivo da pressão.

- Se, em determinado momento, a pressão de injeção estabiliza ou até diminui, pode ser que o plano de ruptura tenha interceptado um vazio, que está sendo preenchido com calda. Após esta cavidade ser preenchida, a pressão provavelmente voltará a subir, caracterizando o seu preenchimento.

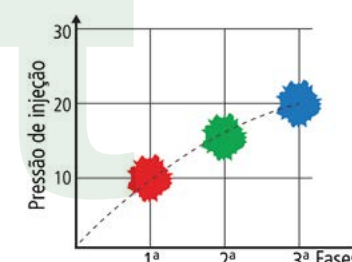
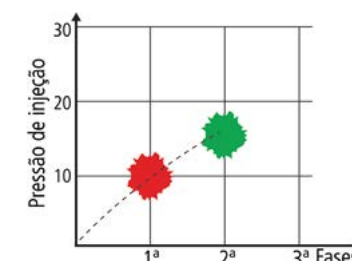
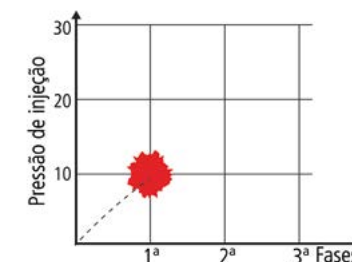


Figura 13 - Comportamento típico das pressões durante a injeção das fases.

7.5 Controle de registros

Na fase inicial de definição dos traços dos materiais e durante o processo de execução dos trabalhos de injeção, é realizada uma série de controles, cujo objetivo é o de determinar as características das caldas.

Basicamente, estes controles são: visual (contínuo); densidade (diário) e para cada traço preparado; e tempo de escoamento (diário).

Durante a execução dos furos, todas as informações julgadas de interesse devem ser registradas, tais como: presença de vazios; níveis d'água; perda d'água etc.

Na instalação do tubo, devem ser registrados posicionamento e espaçamento das manchetes, tomando-se como referência o nível da boca do furo, o que permite o correto posicionamento do obturador duplo durante as injeções.

Durante a injeção na bainha devem ser registrados, principalmente, o traço utilizado, volumes e perdas de calda, se houver.

Nas injeções no solo, além dos volumes injetados por manchete, devem ser registradas a pressão de abertura da manchete (Pa) e a pressão final de injeção (Pf).

Para cada furo deve ser elaborado um boletim, contendo todos os dados, desde a furação até a injeção.

7.6 Critérios para interrupção

Os critérios para interromper a injeção são definidos com base nas análises dos dados observados durante os trabalhos, especificamente para cada caso de obra.

7.7 Equipamentos de ensaios do material

Para executar ensaios dos materiais deve-se instalar um pequeno laboratório de campo, equipado com:

- Densímetros com graduação que permitam leitura de variação de densidade de 0,01 g/cm³.
- Funil Marsh com saída de 5 cm de comprimento e diâmetro de 5 mm.

7.8 Apresentação do resultado das injeções

Os dados compilados durante o processo do tratamento, podem ser lançados em mapa e interpolados apresentando curvas de isopressão ou isovolume.

Estes mesmos dados podem ser plotados de forma tridimensional, possibilitando o entendimento da evolução do trabalho de injeção.

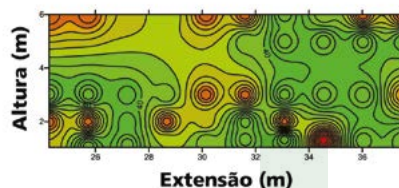


Figura 14 - Isovoluma ou Isopressão.

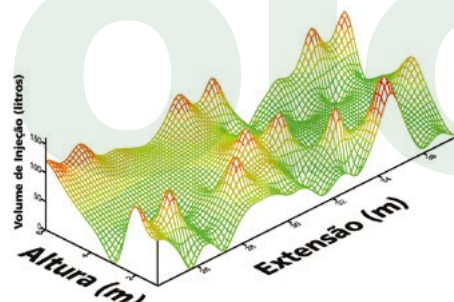


Figura 15 - Disposição tridimensional em volume.

8. AVALIAÇÃO

O tratamento de solos por injeção de consolidação é um método muito eficiente, porém intuitivo e interativo.

A eficiência depende da intensa interação entre as equipes de projeto e de execução. Ensaios de perda d'água, anteriores e posteriores ao trabalho, bem como medidores de nível d'água, podem aferir o resultado obtido e devem ser obrigatoriamente utilizados.

BOLETIM DE INJEÇÃO																
NOME DA OBRA																
Nº DA OBRA																
Furo Nº																
1 DADOS DO FURO				2 DADOS DA PERFURAÇÃO												
COMPRIMENTOS				Material	Compri.	Acumulado	Diâmetro							Início		
Total		m		Solo										/ /		
Livre		m		Rocha Alt.										/ /		
Com vávulas		m		Rocha Sã										/ /		
				Perda D'água		Revestimento								Fim		
				Sim	Não	Sim	Não							/ /		
				()	()	()	()							/ /		
3 DADOS DA INJEÇÃO																
BAINHA	HI	DATA	1ª FASE			2ª FASE			3ª FASE			4ª FASE			PRESSÃO MÁXIMA DE INJEÇÃO (Kg/cm²)	VOLUME TOTAL
		/ /	HI	A/C	HI	A/C	HI	A/C	HI	A/C	HI	A/C	HI	A/C		
			HT		HT		HT		HT		HT		HT			
			PA	PI	V(sc)	PA	PI	V(sc)	PA	PI	V(sc)	PA	PI	V(sc)		
1																
2																
3																
4																
5																
6																
7																
8																
9																
10																
11																
12																
13																
14																
15																
TOTAIS																
PA - PRESSÃO DE ABERTURA			HT - HORA DO TÉRMINO (HORA:MIN)			NI - VÁLVULA NÃO INJETADA			V - VOLUME DE CALDA							
PI - PRESSÃO DA INJEÇÃO (Kg/cm²)			HI - HORA DE INÍCIO (HORA:MIN)			NA - VÁLVULA NÃO ABRIU			(SACOS)							
4 OBSERVAÇÕES GERAIS										5 TOTAIS - RESUMO						
										FASE		VOL		SACOS		
										BAINHA						
										VÁLVULAS						
										TOTAL						
										6 VISTOS						
										CLIENTE						
										SOLOTRAT						

Figura 16 - Modelo de Boletim de Injeção.



JET GROUTING

ÍNDICE

1. Definição
2. Norma
3. Sequência Executiva
4. Equipamentos
5. Equipe de trabalho
6. Adequabilidade dos maciços ao Jet Grouting
7. Resultados finais esperados
8. Boletim de execução dos serviços

utilizada para impermeabilizar cutoff de barragens, tratamento de maciços de túneis, fundações e contenções. Na Figura 1 tem-se algumas aplicações desta técnica.

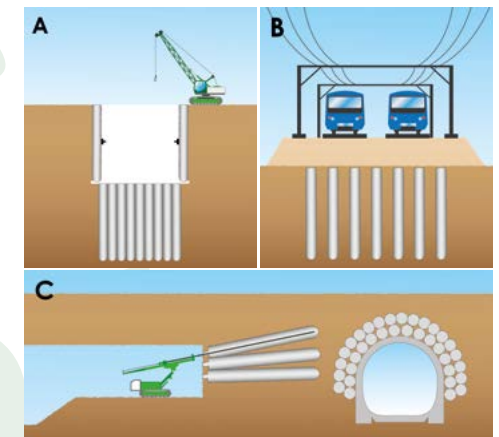


Figura 1 - Algumas aplicações típicas de jet-grouting. a) suporte de escavação e plug de vedação, b) fundação de aterros, c) pré-suporte de túneis (Croce et al, 2014)

1 DEFINIÇÃO

A técnica Jet Grouting é um tratamento para melhoria de solo que utiliza jatos de alta pressão e velocidade para hidraulicamente erodir, misturar e parcialmente substituir o maciço natural. Com um fluido cimentício visa criar um material em solo-cimento com resistências muito superiores e permeabilidades inferiores às do maciço natural. Essa técnica versátil, que se aplica a quaisquer granulometrias, é bastante

Para que o produto final dessas aplicações seja alcançado, a Solotrat executa dois tipos de sistemas de Jet Grouting, o sistema monofluido e o sistema bifluido,



esquemáticamente representados na Figura 2.

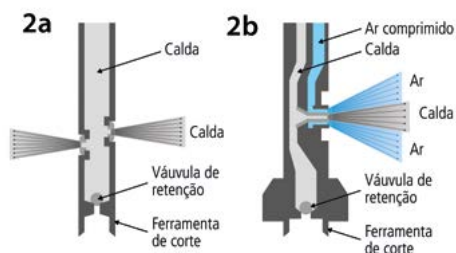


Figura 2 - Sistemas de jet-grouting. a) monofluido e b) bifluido (modificado - Croce et al, 2014)

O sistema monofluido (Figura 2a), comumente chamado de CCP (Cement Churning Pile), consiste, fundamentalmente, no bombeamento de calda de cimento a pressões altíssimas (de até 40 MPa), em que se obtém um jato de alta velocidade e turbulência (200 a 320 m/s), cuja força de impacto desagrega a estrutura do solo, promovendo a mistura e a homogeneização intensa deste material com a calda injetada, formando colunas cilíndricas de solo-cimento, entre 0,4 e 0,8 m de diâmetro. Tais cilindros são injetados usualmente secantes uns aos outros, de modo a formar uma estrutura única. Apesar de normalmente se obter colunas cilíndricas, com o avanço das técnicas de injeção e perfuração várias geometrias podem ser formadas, como, por exemplo, painéis.

O sistema bifluido (Figura 2b), comumente chamado de processo de Jet Grouting (JG ou JSG), por ser o mais utilizado, inovou ao utilizar ar comprimido (5 a 10 kPa) para o envolvimento do jato de calda. Este envelopamento da calda pelo ar possibilita um alcance maior do jato, pelo fato do ar comprimido propiciar um maior desenvolvimento hidráulico da calda de cimento injetada, diminuindo as perdas de

energia do processo, podendo tratar um maior volume do maciço. Neste sistema alcançam-se diâmetros de até 2 m, em solos moles.

2 NORMA

Não há norma da ABNT.

3 SEQUÊNCIA EXECUTIVA

Na execução dos sistemas Jet Grouting há a perfuração do terreno por processo rotativo, usualmente com um tricône como ferramenta de corte e o emprego de injeção d'água sob baixa pressão como elemento de lavagem. Na extremidade inferior da haste de perfuração, mas antes do tricône, está instalado um hidromonitor, peça do tubo no qual estão alojados bicos de injeção. A calda de injeção, apesar de usualmente ser de cimento, pode ter adições de acordo com a necessidade da obra. A calda é preparada num conjunto misturador-agitador. Após a conclusão da perfuração até a profundidade requerida pelo projeto e posteriormente à vedação da saída de água da ferramenta cortante por meio de uma esfera de aço, inicia-se a fase de injeção. Recomenda-se para esta etapa bicos de 2,0 a 8,0 mm de diâmetro.

A coluna de solo-cimento é formada por



Figura 3 - Colunas escavadas - Aferição de diâmetro.

meio da subida da haste (Figura 4), a uma velocidade da ordem de 15 a 60 cm/min, que é função do número de rotações por minuto da haste, da distância entre níveis sucessivos de tratamento e do tempo de permanência do jato em cada um desses níveis. Esses parâmetros são adotados em função das características e propriedades geotécnicas

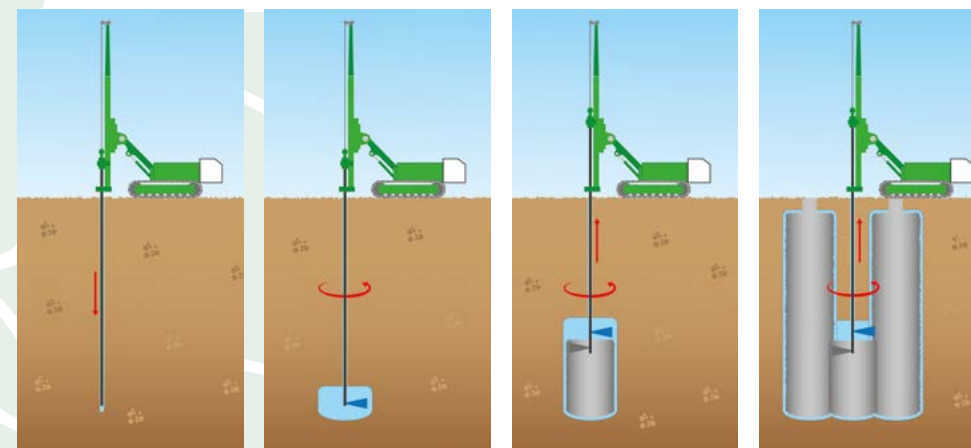


Figura 4- Sequência executiva de uma coluna (Hayward Baker, 2016)

do maciço a ser melhorado, bem como da razão de tratamento requerida pelo projeto (peso de cimento sobre peso de solo ou maciço e relação água/cimento, usualmente com a/c entre 0,5 e 1,3). Um fato que se procura melhorar na execução é a relação entre densidade e viscosidade da calda a injetar, buscando-se maximizar a densidade e minimizar a viscosidade, a fim de obter jatos de maior eficiência hidrodinâmica.

4 EQUIPAMENTOS

4.1 Perfuração

A perfuração é realizada por meio de ferramenta cortante abaixo do hidromonitor. Esta ferramenta de corte, chamada de tricône, usualmente é reforçada com widia (carboneto de tungstênio), a fim de facilitar o processo de perfuração.

Antes do tricône e do hidromonitor ficam as hastes metálicas, que são rosqueadas mecanicamente até chegar à cota de projeto necessária.

O conjunto de hastes, hidromonitor e tricône são acopladas ao cabeçote da Perfuratriz.

4.2 Injeção

A injeção é feita a altíssimas pressões, necessitando de equipamentos coerentes com as altas solicitações. Utiliza-se os seguintes componentes:

- Silo de cimento;
- Conjunto misturador e agitador de calda de cimento de alta turbulência;
- Bomba de injeção de calda de cimento capaz de pressões de até 450 kg/cm²,
- Compressor de ar com capacidade mínima de vazão de 750 pcm e pressão mínima de 6 kg/cm²;
- Bomba d'água acionada por motor capaz de promover a limpeza dos detritos da perfuração;

F) Reservatórios para armazenagem de água, com capacidade para perfuração contínua de, pelo menos, uma coluna de Jet Grouting;

G) Conjunto de gerador, para eventual indisponibilidade de energia elétrica no local onde são executados os serviços.

5 EQUIPE DE TRABALHO

5.1 Encarregado geral de serviços

A) Verifica: condições para entrada e movimentação de equipamentos no canteiro da obra; descarregamento de equipamentos, utensílios e ferramentas; instalação da central de injeção e implantação geral da obra;

B) Verifica programação de execução (sequência executiva) de acordo com características da obra e necessidades do cliente;

C) Coordena o DDS (diálogo diário de segurança) antes do início das atividades de cada dia e instrui em relação à segurança durante a execução dos serviços;

D) Orienta em relação à verificação do número da coluna, sua verticalidade e instalação do equipamento;

E) Orienta em relação aos procedimentos e acompanhamento da perfuração e injeção;

F) Verifica condições de drenagem superficial e retirada do material escavado da obra, de maneira que permita livre trânsito aos equipamentos e pessoal;

G) Obtém, do responsável pela obra, liberação formal da(s) coluna(s) a ser(em) executada(s), no tocante à sua locação e cotas, à medida que os trabalhos são desenvolvidos;

H) Mantém contato em campo com representante do cliente, em relação às solicitações e providências para continuidade normal da obra;

I) Aprova boletim elaborado pelo operador de perfuratriz e pelo injetador.

5.2 Operador de perfuratriz

A) Movimenta o equipamento de acordo com a sequência executiva;

B) Instala o equipamento no furo, observando locação e inclinação;

C) Verifica quantidade e tamanho das hastes colocadas, para acompanhar a profundidade perfurada;

D) Detecta mudanças de camadas do solo à medida que a perfuração avança;

E) Detecta eventuais perdas d'água durante a perfuração;

F) Elabora registro dos dados de perfuração para inclusão no boletim;

G) Orienta os auxiliares de perfuração quanto à utilização do ferramental necessário.

5.3 Injetador

A) Prepara a calda de acordo com o traço, a fim de atender as especificações de projeto;

B) Bombeia calda de cimento;

C) Elabora o boletim de injeção.

5.4 Auxiliar geral

Auxilia os especialistas nas atividades principais.

6 ADEQUABILIDADE DOS MACIÇOS AO JET GROUTING

Como esta é uma técnica baseada na erosão, a erodibilidade do solo tem papel fundamental na previsão da geometria, qualidade e produção das colunas. Solos não-coesivos são tipicamente mais erodíveis pelo Jet Grouting que solos coesivos. Já maciços rochosos geram colunas de diâmetro inferior às de solos. Apesar da ampla aplicação da tecnologia, não se recomenda a utilização da técnica de Jet Grouting em argilas rijas, argilas muito consolidadas, solos cimentados ou maciços

rochosos poucos fraturados.

O projeto de colunas JG deve especificar os parâmetros a serem adotados. Por meio da execução de colunas de teste, estes parâmetros serão aferidos, através da escavação e verificação in loco das colunas. Desta forma se testa se o diâmetro da coluna formada resultará adequado ao projeto e se o efeito sobre as características a serem melhoradas é o esperado. O tamanho dos bicos de injeção, a densidade e viscosidade da calda, a pressão de injeção, a velocidade de ascensão da haste e a velocidade de rotação da haste são componentes controlados nas colunas teste e na obra, fato de fundamental importância no sucesso de aplicação desta técnica. Pelo fato do processo executivo se basear na erosão por fluidos em regime turbulento, a previsão teórica do processo de Jet Grouting é complexa. Já a previsão das características hidráulico-mecânicas do maciço condicionado é feita pela experiência de obras passadas e verificadas in situ, com destaque para os ensaios de perda d'água e de resistência à compressão uniaxial.

7 RESULTADOS FINAIS ESPERADOS

Nas Figuras 5 e 6 e na Tabela 1 parâmetros necessários de performance das colunas Jet Grouting são observados. Como se pode observar por esses dados, o intervalo de variação das colunas Jet Grouting é grande, justificando a verificação in situ dessas

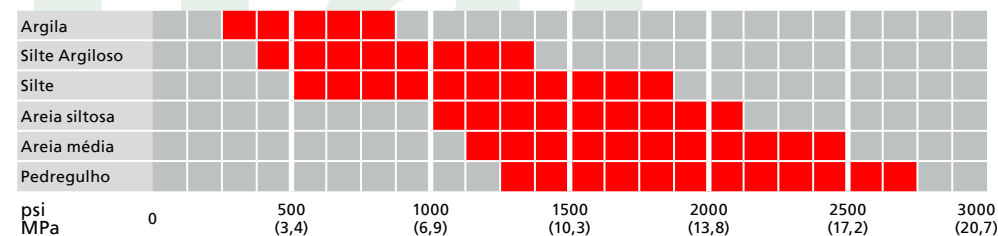


Figura 5 – Intervalo de resistências de colunas convencionais de Jet Grouting de acordo com o tipo de solo (modificado – Warner, 2004)

propriedades. Comumente em obras de condicionamento de maciços, envolvendo o uso de colunas Jet Grouting, é feita a análise probabilística das resistências e de permeabilidades do produto final.

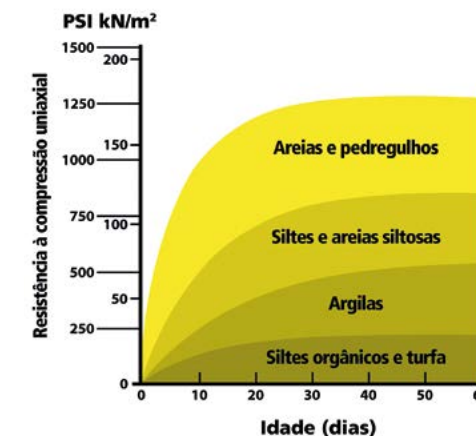


Figura 6 – Resistências à compressão ao longo do tempo de colunas Jet Grouting (modificado – Hayward Baker, 2016)

Tipo de Solo	Resistência à compressão (MPa)	Diâmetro das colunas (m)
Areias e pedregulhos	3,5 - 14	0,9 – 1,8
Argilas (SPT<30)	1 – 7	0,7 – 1,5

Tabela 1– Propriedades típicas das colunas

CARACTERÍSTICAS DAS BARRAS DE AÇO CA50A
 (Tensão de escoamento 50 kN/m² e Ruptura 55 kN/m²)

DIÂMETRO mm	ÁREA cm ²	PESO Kg/m
5	0,20	0,16
6,3	0,32	0,25
8	0,50	0,40
10	0,80	0,63
12,5	1,25	1,00
16	2,00	1,60
20	3,15	2,50
22	3,80	3,00
25	5,00	4,00
32	8,00	6,30

Sugestão de traço por m³ para aplicação em Concreto Projetado
 (fck provavelmente superior a 25 Mpa, a ser verificado)

Cimento	350 Kg
Areia	1.150 Kg ~ 790 l
Pedrisco	750 Kg ~ 530 l
Fibras Metálicas (ou)	35 a 40 Kg
Fibras Plásticas	5 a 6 Kg

Resultados de ensaios comparativos em Concreto Projetado aplicado por via seca e reforçado com fibras

TIPO DE FIBRA	CONSUMO DE FIBRA NO CONCRETO (Kg/m ³)	RUPTURA MÉDIA, TRACÇÃO NA FLEXÃO (mpa)	TENACIDADE Joule (Kn/mm)	TENACIDADE, FATOR MÉDIO (Mpa)
SINTÉTICA SHEIKAN 40 mm	6 Kg	4,91	12,65	1,84
AÇO STEEL JET 38 mm	37,5 Kg	5,12	13,18	1,91
AÇO SIMILAR DR 65/35	35 Kg	3,95	14,95	2,2

Fórmula Decourt-Quaresma

 Dimensionamento de Estacas
 (só aplicar conforme orientação do autor)

 ATRITO LATERAL
 CARGA DE TRABALHO
 (kN/m)

$$q_{LAT} = \frac{(SPT + 1) \pi * D}{3 * 1.3}$$

SPT	DIÂMETROS (mm) - d						
	100	150	200	220	250	300	400
2	4	6	8	9	10	12	16
4	6	9	11	12	14	17	23
6	7	11	15	16	18	22	29
8	9	13	18	20	22	27	35
10	11	16	21	23	26	31	42
12	12	18	24	27	30	36	48
14	14	21	27	30	34	41	55
16	15	23	31	34	38	46	61
18	17	25	34	37	42	51	68
20	19	28	37	41	46	56	74
22	20	30	40	44	50	60	81
24	22	33	44	48	54	65	87
26	23	35	47	51	58	70	93
28	25	38	50	55	62	75	100
30	27	40	53	59	67	80	106
32	28	42	56	62	71	85	113
34	30	45	60	66	75	89	119
36	31	47	63	69	79	94	125
38	33	50	66	73	83	99	132
40	35	52	69	76	87	106	139
42	36	54	73	80	91	109	145
44	38	57	76	83	95	116	151
46	40	59	79	87	99	118	158
48	41	62	82	90	103	123	164
50	43	64	85	94	107	128	171

PONTA
CARGA DE TRABALHO
(kN)

$$Q_{ponta} = \frac{A_p \times SPT \times K}{4}$$

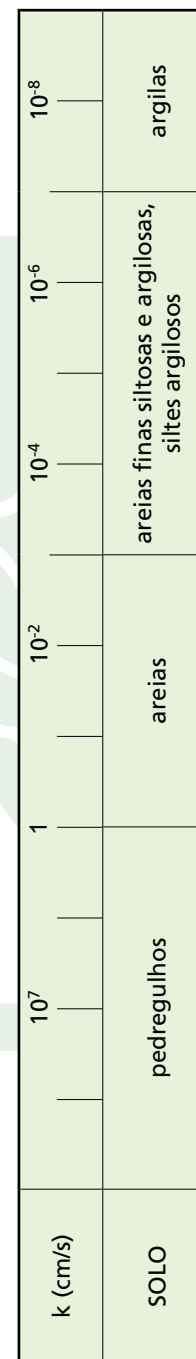
d (mm)	A _p (cm ²)
100	78,54
150	176,71
200	314,16
220	380,13
250	490,87
300	706,86
400	1.256,64

K = 12 ARGILA							
SPT	DIÂMETRO (mm)						
	100	150	200	220	250	300	400
10	2	5	9	11	15	21	38
14	3	7	13	16	21	30	53
18	4	10	17	21	27	38	68
22	5	12	21	25	32	47	83
26	6	14	25	30	38	55	98
30	7	16	28	34	44	64	113
34	8	18	32	39	50	72	128
38	9	20	36	43	56	81	143
42	10	22	40	48	62	89	158
46	11	25	45	55	71	102	181
50	12	27	47	57	74	106	188

K = 25 SILTE ARENOSO							
SPT	DIÂMETRO (mm)						
	100	150	200	220	250	300	400
10	5	11	20	24	31	44	79
14	7	15	27	33	43	62	110
18	9	20	35	43	55	80	141
22	11	24	43	52	67	97	173
26	13	29	51	62	80	115	204
30	15	33	59	71	92	133	236
34	17	38	67	81	104	150	267
38	19	42	75	90	117	168	298
42	21	46	82	100	129	186	330
46	24	53	94	114	147	212	377
50	25	55	98	119	153	221	393

K = 20 SILTE ARGILOSO (SOLOS RESIDUAIS)							
SPT	DIÂMETRO (mm)						
	100	150	200	220	250	300	400
10	4	9	16	19	25	35	63
14	5	12	22	27	34	49	88
18	7	16	28	34	44	64	113
22	9	19	35	42	54	78	138
26	10	23	41	49	64	92	163
30	12	27	47	57	74	106	188
34	13	30	53	65	83	120	214
38	15	34	60	72	93	134	239
42	16	37	66	80	103	148	264
46	18	41	72	87	113	163	289
50	20	44	79	95	123	177	314

K = 40 AREIA							
SPT	DIÂMETRO (mm)						
	100	150	200	220	250	300	400
10	8	18	31	38	49	71	126
14	11	25	44	53	69	9	176
18	14	32	57	68	88	127	226
22	17	39	69	84	108	153	276
26	20	46	82	99	128	184	327
30	24	53	94	114	147	212	377
34	27	60	107	129	167	240	427
38	30	67	119	144	187	269	478
42	33	74	132	160	206	297	528
46	36	81	145	175	226	325	578
50	39	88	157	190	245	353	628



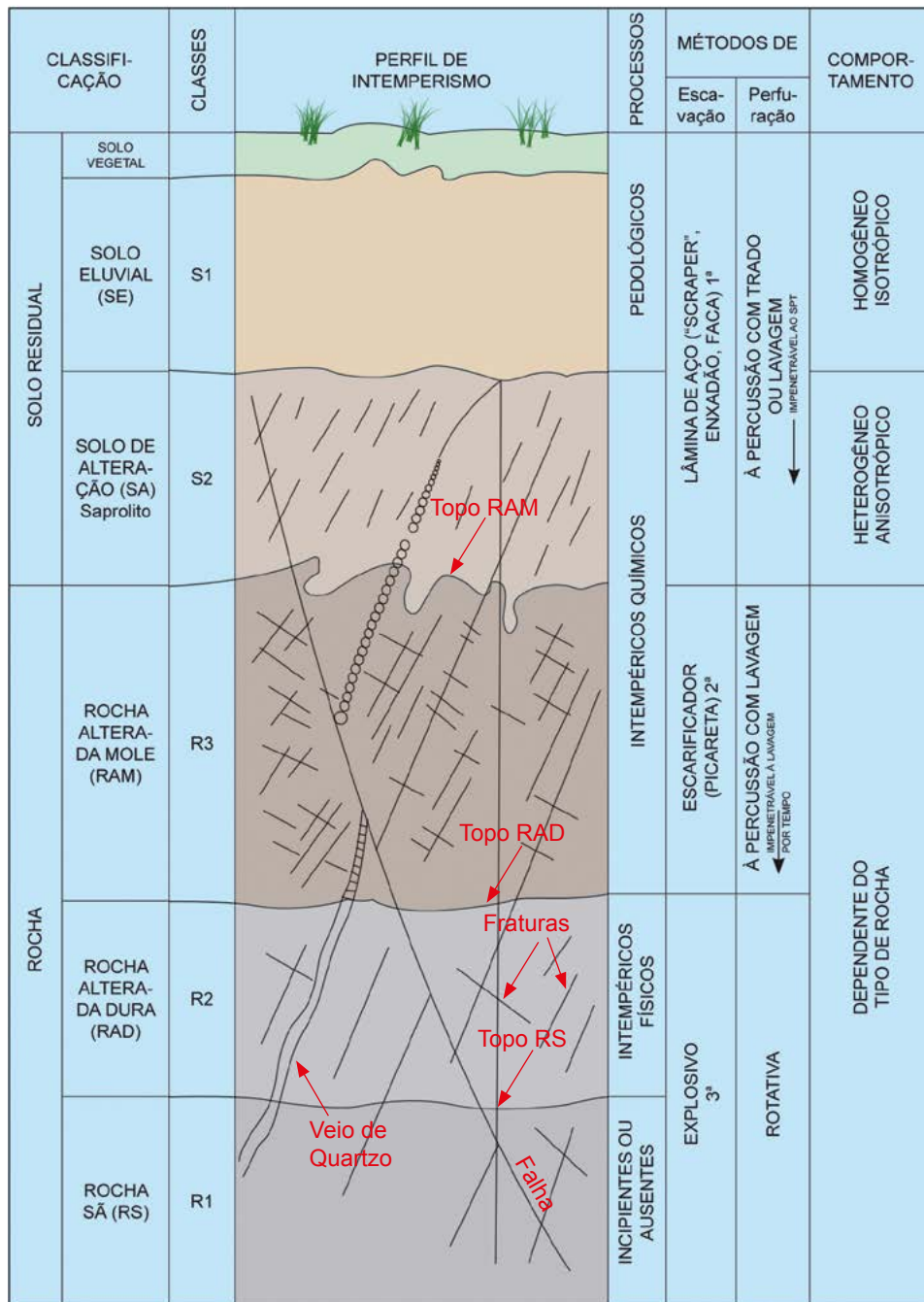
ESTIMATIVA DE PERMEABILIDADE (MELO E TEIXEIRA, 1967)

Escala dos tempos geológicos (Almeida e Ribeiro apud Oliveira e Brito, 1998)

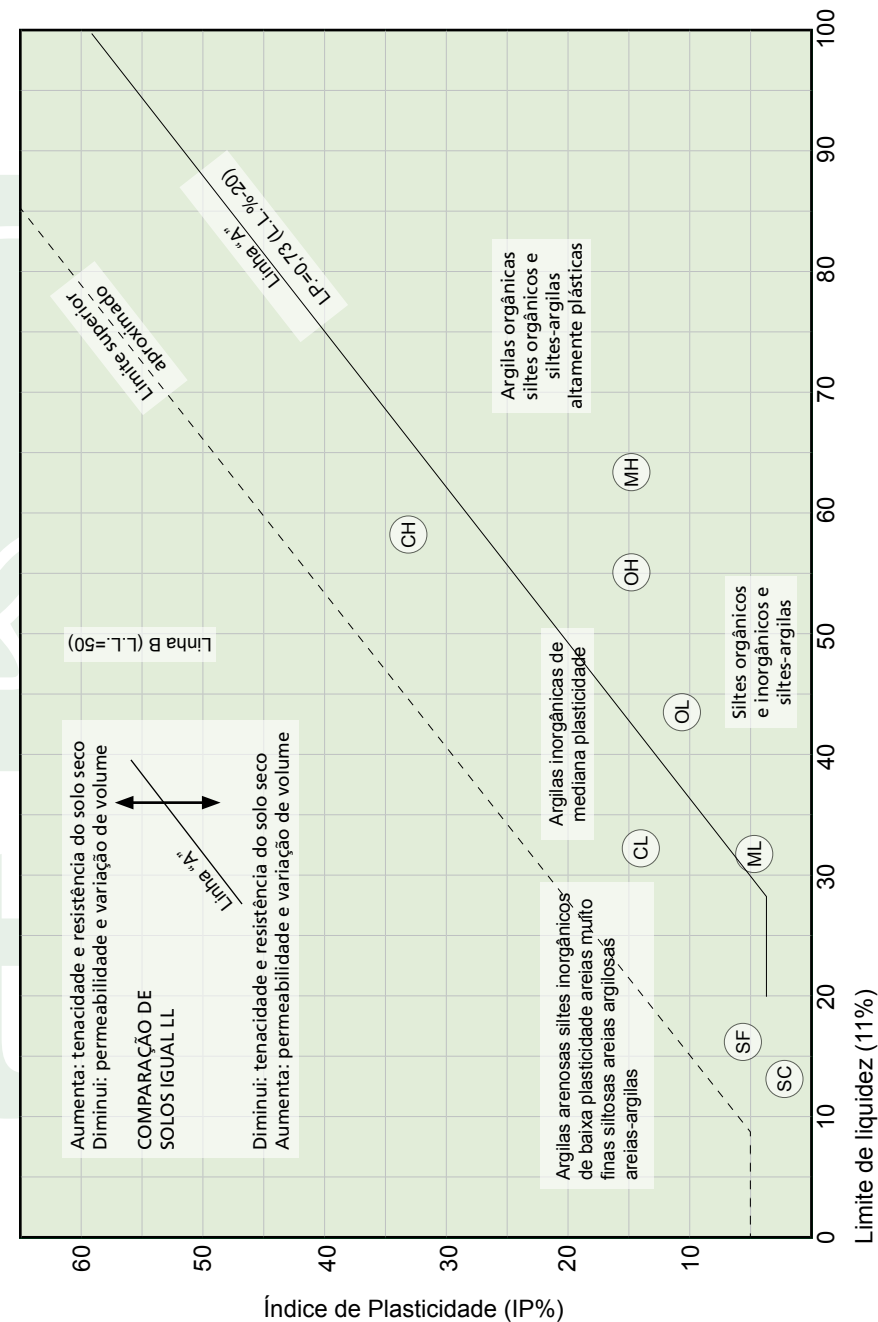
Eon.	Era	Período	Milhões de anos
Fanerozóico	Cenozóico	Neogeno*	1,6
		Paleogeno*	64,4
	Mesozóico	Cretáceo	140
		Jurássico	205
		Triássico	250
	Paleozóico	Permiano	290
		Carbonífero	355
		Devoniano	410
		Siluriano	438
		Ordoviciano	510
		Cambriano	540 (570)
Proterozóico	Neoproterozóico		1.000
	Mesoproterozóico		1.600
	Paleoproterozóico		2.500
Arqueano			4.500

* Novas denominações para os períodos Quaternário e Terciário, que tiveram suas épocas redistribuídas.

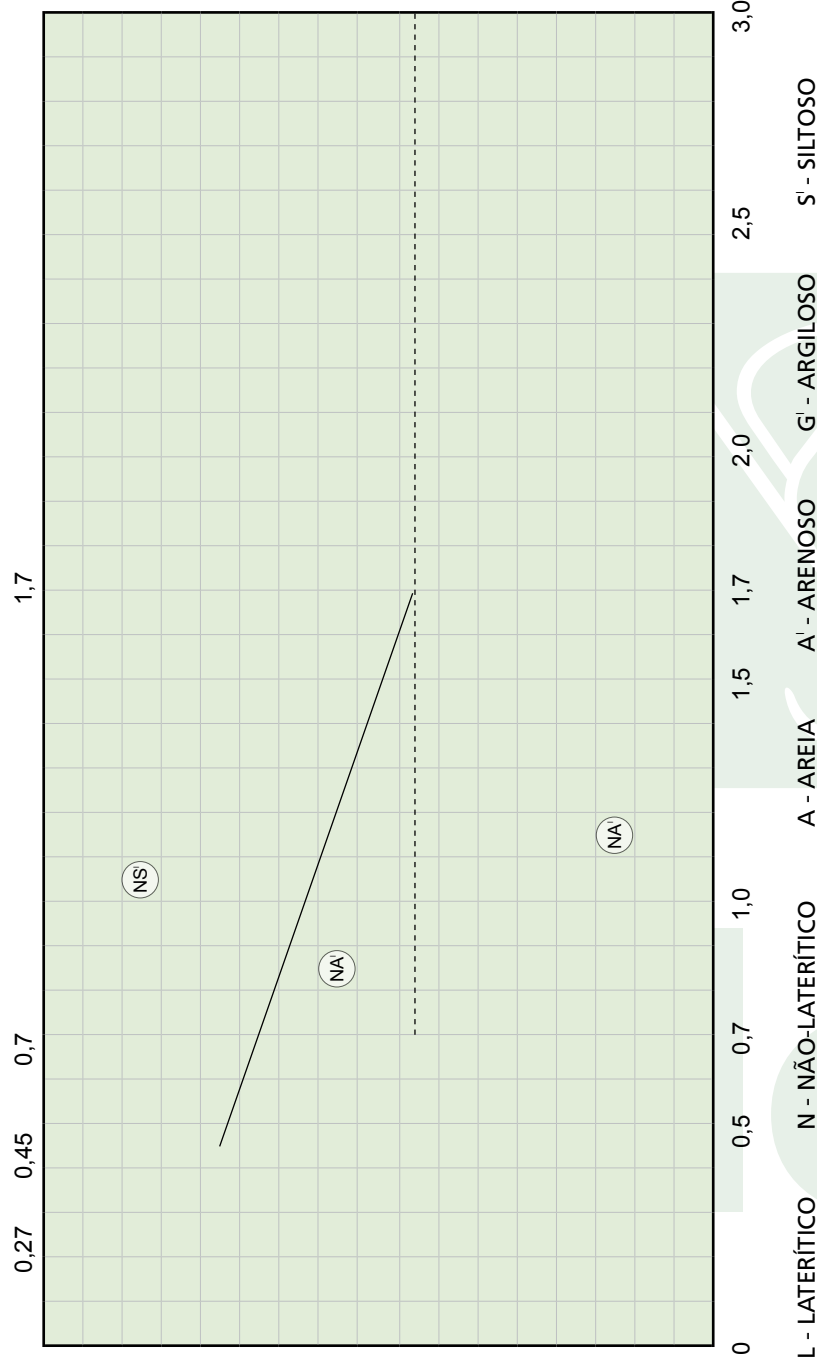
Perfil de Intemperismo para Regiões Tropicais (Vaz, L., 1996)



Carta de plasticidade para classificação de solos finos pelo SUCS (Vargas, 1978 apud Oliveira e Brito, 1998)

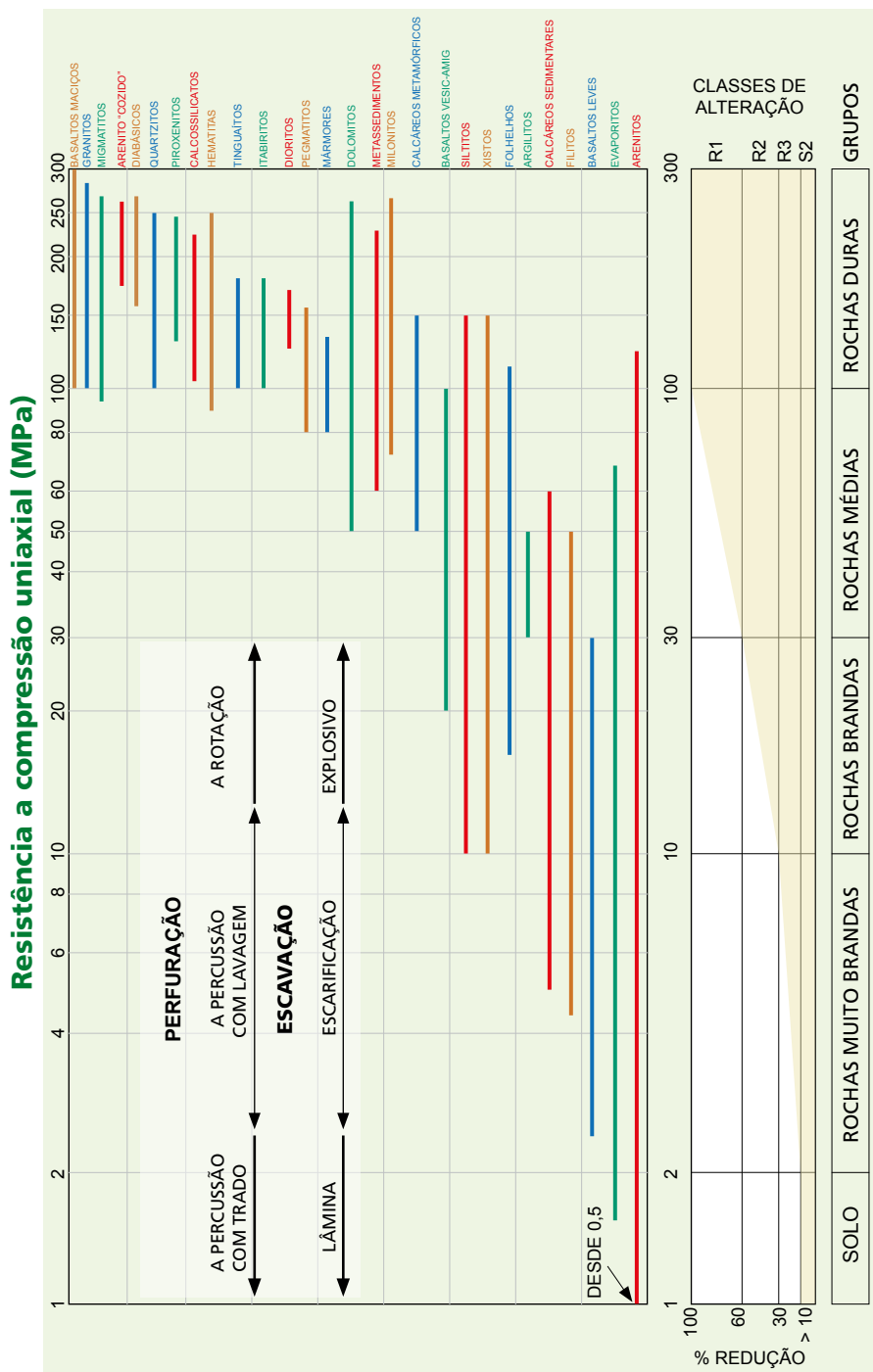


Carta para classificação de solos pelo sistema MCT (Nogami e Villebor, 1995 apud Oliveira e Brito, 1998)



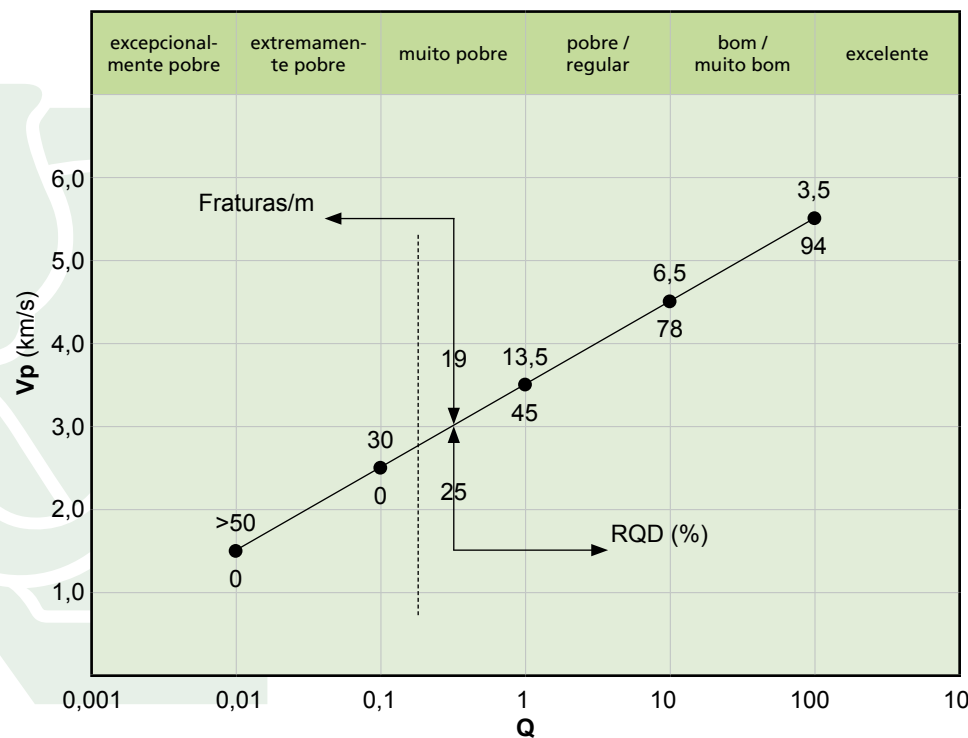
Graus de Coerência (ISRM, apud ABGE, 1983)

SIGLA	ROCHA	CARACTERÍSTICA	RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO UNIAXIAL (MPa)
C5	Extremamente branda	Marcada pela unha	R ₀ 0,25 - 1,0
	Muito branda	Esmalga-se sob impacto da ponta do martelo de geólogo. Pode ser raspada por canivete.	R ₁ 1,0 - 5,0
C4	Rocha Branda	Pode ser raspada por canivete, com dificuldade. Marcada por firme pancada com ponta do martelo de geólogo.	R ₂ 5 - 25
C3	Medianamente resistente	Não pode ser raspada por canivete. Amostras podem ser fraturadas com um único golpe do martelo de geólogo.	R ₃ 25 - 50
C2	Resistente	Amostras requerem mais de um golpe de martelo para fraturarem-se.	R ₄ 50 - 100
C1	Muito resistente	Amostras requerem muitos golpes de martelo para fraturarem-se.	R ₅ 100 - 250
	Extremamente resistente	Amostras podem ser apenas lascadas com o martelo do geólogo.	R ₆ > 250



Resistência a compressão uniaxial e classes de alteração (Vaz, L.F., 1996)

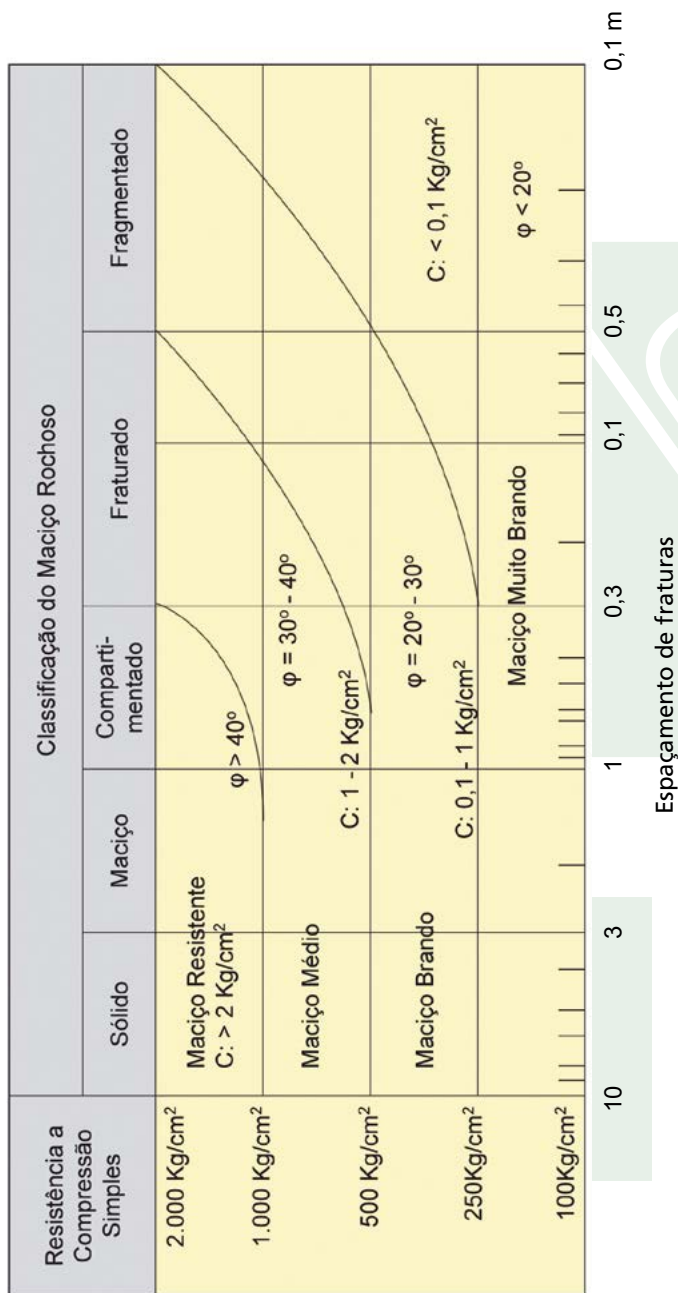
Relação entre o índice Q e os valores de Vp para maciços rochosos fraturados escavados em níveis rasos (Barton, 1997)



Standard penetration test N - values and descriptive terms of coarse soils (IAEG, 1981)

TERM	SPT N - values Blows/300 mm penetration
Very loose	0 - 4
Loose	4 - 10
Medium dense	10 - 30
Dense	30 - 50
Very dense	over 50

Classificação do maciço rochoso (Bieniawski, 1973)



Dimensionamento empírico de tirantes, concreto projetado e cambotas com auxílio das classificações Q e RMR (Waltham, 1995 apud Oliveira e Brito, 1998)

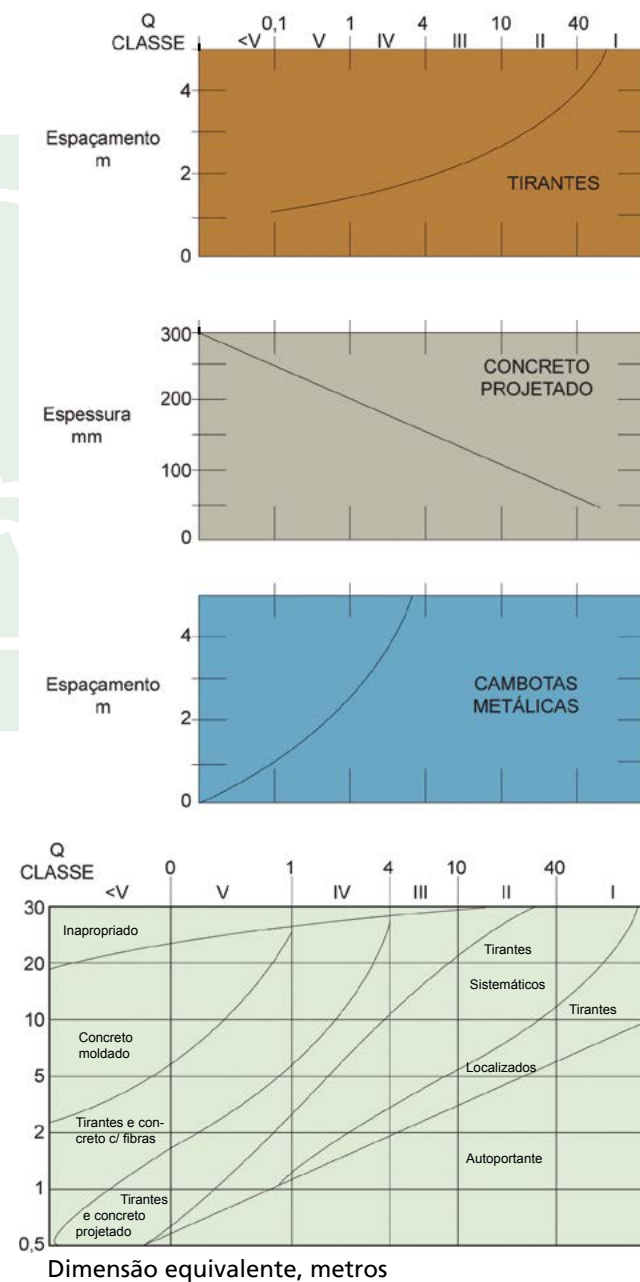
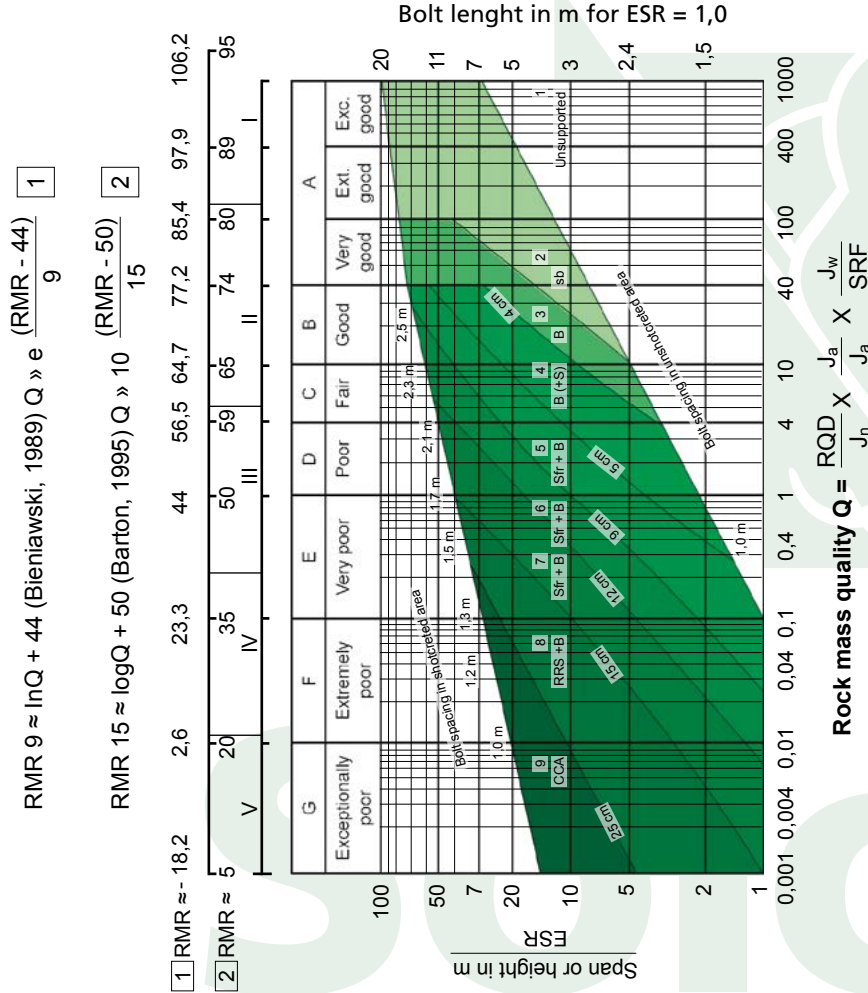


Diagrama empírico para uso no dimensionamento do suporte permanente de túneis e cavernas, tomando por base o Sistema-Q. São Também apresentadas duas correlações entre Q e RMR (Barton, N.; Grimstad, E.; 1994)



GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS								
<p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimates be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI=35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavorable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rocks mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced is water is present. When working with rocks in the fair to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		<p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p>								
		<p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p>								
<p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p>		<p>POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p>								
		<p>VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>								
STRUCTURE		DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES								
<p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	<p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocs formed by three intersecting discontinuity sets</p>	<p>VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>	<p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>	<p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>	<p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	90			N/A	N/A
						80	70			
		60	50	40	30					
									20	
										10
						N/A	N/A			

Tabela1 - Estimativa de GSI para maciços rochosos fraturados (Hoek,1995, in Hoek, 2001)


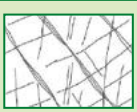
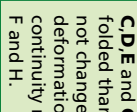
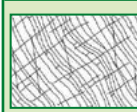
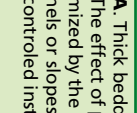
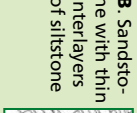
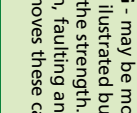
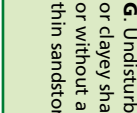
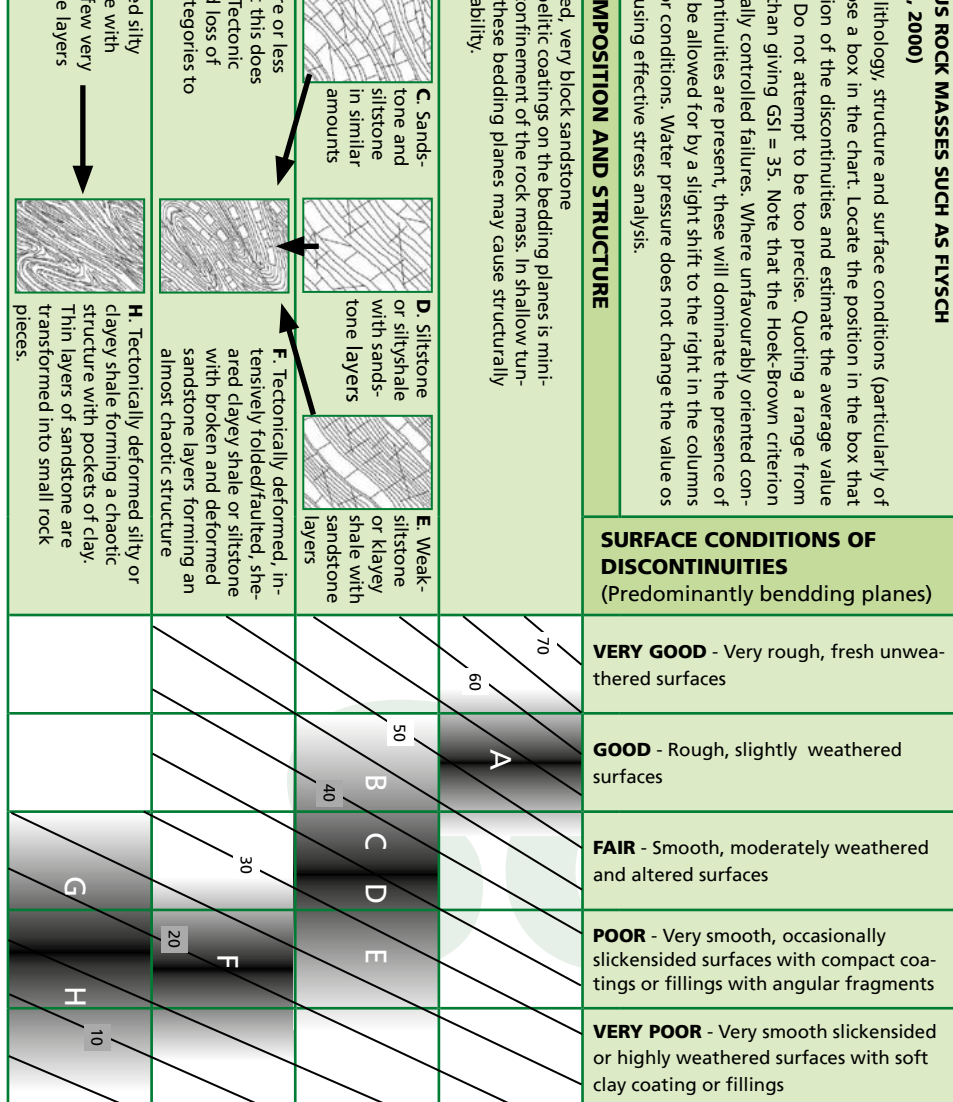
COMPOSITION AND STRUCTURE		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)					
<p>A. Thick bedded, very block sandstone. The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.</p> 	<p>B. Sandstone with thin interlayers of siltstone.</p> 	<p>C. Sandstone and siltstone in similar amounts.</p> 	<p>D. Siltstone or silty shale with sandstone layers.</p> 	<p>E. Weak-siltstone or clayey shale with sandstone layers.</p> 	<p>F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure.</p> 	<p>G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers.</p> 	<p>H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.</p> 
<p>GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH (Marinos, P and Hoek, E, 2000)</p> <p>From a description of the lithology, structure and surface conditions (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. Locate the position in the box that corresponds to the condition of the discontinuities and estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than giving GSI = 35. Note that the Hoek-Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.</p>							

Tabela 2 - Estimativa de GSI para maciços heterogêneos (Marinos e Hoek, 2001, in Hoek, 2011)

Sondagem Rotativa: relação de diâmetros

COROAS DIAMANTADAS	DIÂMETRO DO FURO mm	DIÂMETRO DO TESTEMUNHO mm	ÁREA DO FURO cm²	ÁREA DO TESTEMUNHO cm²
EWG	37,7	21,5	11,2	3,6
EWM	37,7	21,5		3,6
EWT	37,7	23,0	18,1	4,2
AWG	48,0	30,1		7,1
AWM	48,0	30,1	7,1	
AWT	48,0	32,5	28,3	8,3
BGW	60,0	42,0		13,9
BWM	60,0	42,0	13,9	
BWT	60,0	44,4	45,1	15,5
NWG	75,8	54,7		23,5
NWM	75,8	54,7	23,5	
NWT	75,8	58,7	77,3	27,1
HWG	99,2	76,2		45,6
HWT	99,2	80,9	51,4	

Relação de unidades

1N	0,1kg	1MPa	10kg/cm²
1kg	10N	1kPa	0.01kg/cm²
1kN	0,1t	1psi	0.07kg/cm²
1t	10kN	1MN/m²	10kg/cm²
1kg/cm²	0,1MPa	1N/mm²	10kg/cm²
	100kPa	1kg/mm²	100kg/cm²
	14,2psi	1kN/mm²	10.000kg/cm²
	0,1MN/m²	1kN/m²	0,01kg/cm²
	0,1N/mm²	(°F(Fahrenheit) - 32) 0,556 °C (Celsius)	
	0,01kg/mm²		
	0,0001kN/mm²		
100kN/m²			

Tipos de equipamentos de furação para desmorte (Redaelli e Cerello apud Oliveira e Brito, 1998)

Tipos	Categoria	Peso do martelo Kg	Diâmetro do furo (mm)	Produção de furação (m/h)	Produção de desmorte m ³ /h
Martelletes manuais	leves	< 18	40 - 36	4	3
	médios	18 - 24	40 - 36	5	4
	pesados	24 - 34	40 - 36	6	5
Carretas de furação	leves (sobre pneus)	35 - 45	73 (3")	8	40
	médias	45 - 60	88 (3½")	10	70
	pesadas	60 - 70	102 (4")	15	100
	super	> 70	> 102 (> 4")	20	- 150

Referências Bibliográficas

AGI - American Geological Institute. Publicação do Data Sheet Committee.
 Barton, N. Choosing between TBM or drill and blasting excavation for long tunnels. Publicação do Boletim Informativo nº 74 da ABGE, 1997.
 Barton, N. and Choubey, V. The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics, Springer, Vienna, nº 1/2, p. 1-54. Also NGI-Publ. 119, 1997.
 Bieniawski, Z.T. Engineering classification of jointed rock masses. The Civil Engineering in South Africa, p.335-343, 1973.
 Fundações: Teoria e Prática, ABMS/ABEF, 1996, Editora Pini Ltda. São Paulo, SP. Introdução à Mecânica dos Solos, Milton Vargas, 1978., Mac Graw-Hill do Brasil, Editora da Universidade de São Paulo.
 IAEG International Association of Engineering Geology. Bulletin nº 24, 1981.
 ISRM International Society for Rock Mechanics (1978). Tradução nº 12 da ABGE, 1983. Jour. Sed. Pet., v. 23, p. 117, 1953.
 Mello, V. e Teixeira, A.M. Mecânica dos Solos. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1967. (Publicação nº 37).
 Oliveira, A.M.S. e Brito, S.N.A. Geologia de Engenharia, São Paulo. ABGE, p. 587, 1998.
 Terzaghi, K and Peck, R. Soil Mechanics in engineering practice. John Wiley and Sons Inc., New York, 1948.
 Vaz, L.F. Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais. Revista Solos e Rochas, v. 19, nº2, p. 117-136, 1996.
 Marinós e Hoek, 2001, in Hoek, 2011.



Fibras SHEIKAN®

FIBRAS SINTÉTICAS

As fibras SHEIKAN são monofilamentos sintéticos, para serem adicionados ao concreto, com superfície senoidal a fim de gerar maior aderência.

Pesquisas recentes têm demonstrado que fibras com maior capacidade de alongação como a SHEIKAN, têm conduzido a melhores resultados, aumentando as áreas sob as curvas Tensão/Deformação.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Comprimento	40,0mm
Diâmetro	0,5mm
Fator de forma	80
Números de fios por Kg	20.000 un.

APRESENTAÇÃO:

Saco plástico com 6,00Kg

Cubagem para transporte: 1m³ comporta 150Kg de fibra.



VANTAGENS:

A maior capacidade de deformação da fibra associada à sua grande aderência ao concreto, melhora a tenacidade do mesmo além de:

- Substituir com vantagem as telas metálicas e fibras de aço;
- Aumenta a resistência à fadiga;
- Melhora a plasticidade e elasticidade do concreto;
- Reduzir as trincas;
- Não sofre corrosão, nem oxidação;
- Não conduzir eletricidade;
- Melhora a trabalhabilidade do concreto e

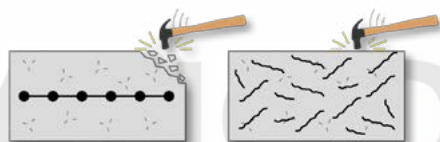
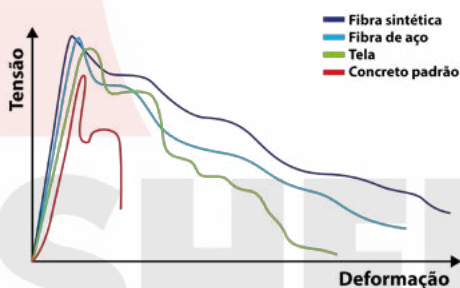
reduz os desgastes de mangotes e bombas de concreto;

- Espaçar o número de juntas de dilatação;
- Conter maior volume de fibras por m3 de concreto;
- Diminuir a permeabilidade;
- Evitar a formação de Portilandita resultando em maior aderência da fibra ao concreto;
- Diminuir os danos no concreto provocado por incêndios;
- Não formar "ninho" na fase de mistura;
- Diminuir os efeitos de sismos no concreto.

TRABALHABILIDADE

Podem ser adicionados ao concreto em qualquer fase da mistura dos agregados, mecânica ou manualmente.

Tempo da mistura: menor ou igual a 3 minutos.



TRAÇADO PADRÃO POR m³ (pisos)	Massas (Kg)	Vol.
Fibra sintética SHEIKAN	6Kg	1sc
Água	185Kg	185l
Brita 1	490Kg	320l
Brita 2	490Kg	320l
Areia	750Kg	510l
Cimento CII – E-40	400Kg	8sc

***Esta dosagem é divulgada como guia. Para usos específicos recomenda-se ensaios com os agregados e cimentos disponíveis no local da aplicação.**

Diâmetro Máximo do Agregado	25mm
Fator água / Cimento	0,46 < 0,50
Teor Argamassa (Partículas < 5mm)	55 < 60%
Abatimento Aproximado	80mm

FIBRAS METÁLICAS

As fibras metálicas Steel Jet proporcionam ao concreto, aumento real em suas características mecânicas, quando comparado ao concreto reforçado com tela metálica.

A adição é executada diretamente nas betoneiras ou centrais de concreto, não formando "ninhos" e resultando numa mistura homogênea e de fácil trabalhabilidade e manuseio.

Seu perfil senoidal promove aderência ao longo de toda sua extensão, não desenvolvendo esforços concentrados nas extremidades.

As vantagens técnicas e econômicas são significativas em comparação aos reforços convencionais.

CONCEITUAÇÃO

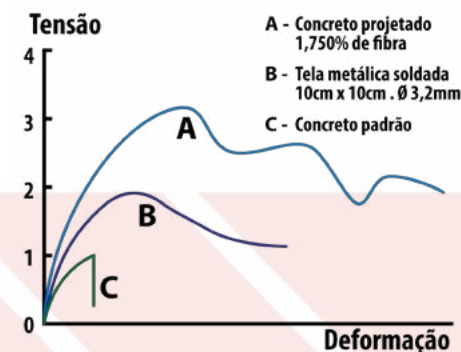
A ruptura frágil do concreto quando submetido a esforços de tração ou flexão é devida à existência de microfissuras desenvolvidas no processo de endurecimento. Ou seja, a energia resultante dos esforços concentra-se rapidamente nas extremidades dessas microfissuras, com alargamento incontrolável até ocorrer a ruptura do material.

A presença de fibras distribuídas uniformemente no concreto impede a propagação e ampliação das microfissuras, melhorando e incrementando suas características mecânicas e diminuindo a permeabilidade.



APLICAÇÃO DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS METÁLICAS STEEL JET

Concreto projetado	Revestimento de túneis em solo e rocha, estabilização de taludes, recuperação de estruturas.
Pavimentos de concreto	Aeroportos, autoestradas.
Pisos industriais	Suportes de máquinas, áreas sujeitas a impactos, etc.
Pré-moldados	Tubos de concreto para galerias, lajes, etc.
Concreto refratário	Alto forno, duto de chaminé, etc. duto de chaminé, etc.
Concreto de baixa permeabilidade	Obras portuárias, estradas, estruturas hidráulicas, etc.



Ensaio de resistência à tração na flexão (concreto projetado 28 dias - Fck 21MPa)

VANTAGENS DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO STEEL JET

- Aumento na resistência ao impacto e carregamento dinâmico.
- Aumento da resistência à tração, flexão, cisalhamento e puncionamento.
- Redução ou supressão da fissura no estado plástico na cura do concreto.
- Acabamento do concreto sem aparecimento das fibras na superfície.
- Eliminação da tela metálica.
- Associação de barras de aço, possibilitando a diminuição da taxa de armadura convencional.
- Redução na espessura da camada.
- Aplicação diretamente na betoneira – via seca ou úmida, sem formar "ninhos" nas fibras.
- Redução do tempo de liberação das frentes.
- Redução de custos homem/hora, guindastes, andaimes, perfuração, fixação, etc.
- Supressão da sobre-espessura (volume) devido à imperfeita conformação da tela sobre a superfície escavada.

CARACTERÍSTICAS DA FIBRA DE AÇO STEEL JET

Fabricada com arame trefilado de aço carbono de acordo com a norma da *American Society for Testing and Material – ASTM*.

Designação A-820 Tipo I – “cold draw high tensile deformed steel wire”

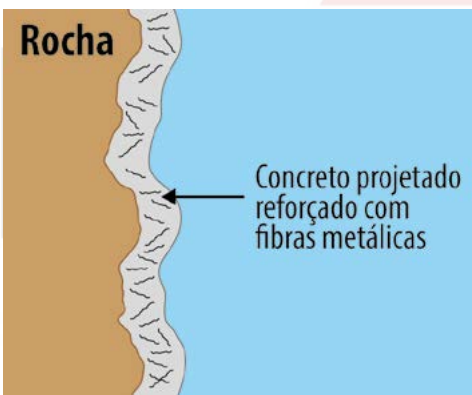
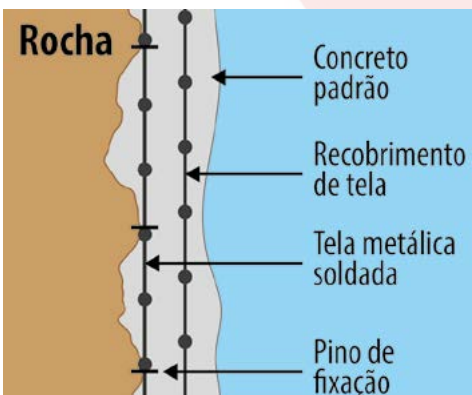
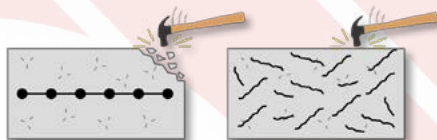
Constituída por um senoide de seção praticamente retangular, nas seguintes dimensões:

Demonstrativo de ganhos com uso das Fibras Steel Jet frente à tela metálica

		↓ Término 36,5 horas		
3ª Camada (5cm) de projetado.	1,5 horas			
Perfuração, instalação de pinos e fixação da tela	16 horas			
2ª Camada (5cm) de projetado.	1,5 horas	↓ Término 3 horas	↑	
Perfuração, instalação de pinos e fixação da tela	16 horas	1,5 horas de projetado		2ª Camada (5cm)
1ª Camada (5cm) de projetado.	1,5 horas	1,5 horas de projetado		1ª Camada (5cm)

Economia de 33,5 horas na execução do serviço

Obs.: o uso de fibra possibilita a redução da espessura de 15cm (três camadas) para 10cm (duas camadas) de concreto.



Dimensões	
Tamanho nominal	1 ½" – 38 mm
Comprimento	37,0 a 43,0 mm
Largura	2,0 a 2,7 mm
Espessura	0,2 a 0,7 mm
Altura	1,5 a 2,5 mm
Aspecto	Arame de aço corrugado
Resistência à tração	71 a 88 Kf/mm ²
Embalagem	Sacos c/15Kg Sacos c/20Kg

Composição química do aço		
Elemento	Limite mínimo (%)	Limite máximo (%)
C	0,09	0,15
Mn	0,82	0,95
Si	0,12	0,18
Al	0,00	0,37
P	0,00	0,02
S	0,00	0,016
Demais elementos	0,00	0,02







Solotrat

Serviços Geotécnicos

Solo Grampeado
Túnel NATM
Enfilagem
Jet Grouting
Estaca Raiz
Injeção de Consolidação
Contenção Atirantada
Microestaca Tubular Injetada
Estacas Soft Soil Anchor (Alluvial Anker)
Dreno Fibroquímico
DHP - Dreno Profundo
Concreto Projetado
Geotecnia de Barragem
Hélice Contínua
Rebaixamento de Lençol Freático

Solotrat Engenharia Geotécnica Eireli

Av. Irmã Dulce, 214
Jd. dos Bichinhos (Interlagos)
São Paulo/SP - Cep: 04821- 455
Tel/Fax: +55 (11) 5034 7000

Solotrat Centro-Oeste

Brasília / DF
Tel/Fax: +55 (61) 3361 9291

Solotrat Nordeste

Fortaleza / CE
Tel: +55 (85) 99994 1372

solotrat@solotrat.com.br
WWW.SOLOTRAT.COM.BR

Distribuição gratuita