

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Eduardo Bonow Simões**

**ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM ESTACAS  
JUSTAPOSTAS INJETADAS TIPO RAIZ: DIRETRIZES DE  
PROJETO E ESTUDO DO PROCESSO EXECUTIVO**

Porto Alegre  
dezembro 2015

**EDUARDO BONOW SIMÕES**

**ESTRUTUTURAS DE CONTENÇÃO COM ESTACAS  
JUSTAPOSTAS INJETADAS TIPO RAIZ: DIRETRIZES DE  
PROJETO E ESTUDO DO PROCESSO EXECUTIVO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de  
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal  
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do  
título de Engenheiro Civil

**Orientador: Prof. Luiz Antônio Bressani**

Porto Alegre  
dezembro 2015

**EDUARDO BONOW SIMÕES**

**ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM ESTACAS  
JUSTAPOSTAS INJETADAS TIPO RAIZ: DIRETRIZES DE  
PROJETO E ESTUDO DO PROCESSO EXECUTIVO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 11 de dezembro de 2015

Prof. Luiz Antônio Bressani  
PhD. Pelo Imperial College,  
University of London  
Orientador

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Luiz Antônio Bressani (UFRGS)**  
PhD. pelo Imperial College,  
University of London

**Prof. Lucas Festugato (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Eng. Sérgio Fernandes Gonçalves**  
Mestre pela Universidade Federal de Santa Maria

Dedico este trabalho aos meus pais, namorada e amigos  
que sempre me apoiaram, especialmente durante  
o período do meu curso de graduação.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. Luiz Antônio Bressani, orientador deste trabalho, pelos ensinamentos, orientação e incentivo pela busca do conhecimento.

Agradeço ao Prof. Lucas Festugato pela atenção e pronta disponibilidade em revisar este trabalho.

Agradeço aos meus pais pelo suporte e principalmente por sua dedicação com minha educação, bem mais valioso e fundamental na formação do caráter do ser humano.

Agradeço aos meus colegas de faculdade e trabalho por dividirem seu tempo e seus ensinamentos, possibilitando um crescimento coletivo, baseado na amizade e no companheirismo.

Agradeço a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pela estrutura ofertada, através de todos os professores e servidores que possibilitam a formação de novos profissionais do mais alto nível intelectual e humano.

Sou muito mais feliz sabendo que nasci pra perder,  
e perdi pra viver.

*Alexander Supertramp*

## RESUMO

Este trabalho aborda o estudo de diretrizes de projeto e execução de estruturas de contenção em estacas justapostas injetadas tipo raiz em terrenos que apresentam área reduzida de difícil acesso e mobilidade com presença de subsolo rochoso. Durante o processo de elaboração do projeto geotécnico verifica-se que a definição de parâmetros do subsolo é ponto crítico no seu desenvolvimento. A solução particular aqui proposta, aborda a definição de parâmetros como ângulo de atrito e coesão para maciços rochosos alterados, através da teoria de resistência global de maciços rochosos de Hoek, aplicando a modelos de estudo, conclui-se que quanto mais alterado o maciço, menos representativa é a atribuição de valores de ângulos de atrito pela teoria de Hoek, entretanto, para maciços rochosos que não sofreram alto grau de modificação, os valores de coesão são extremamente altos, reduzindo drasticamente o comprimento de ficha da estrutura, mesmo quando adotados parcialmente. A definição da escolha dos critérios de projeto, como utilização ou não da coesão passa pela interpretação das camadas de alteração de rocha e seu comportamento, através de uma análise da sua progressão do estado mais alterado até o estado da rocha sã. Com relação ao método executivo, conclui-se que estacas injetadas tipo raiz, apesar de apresentarem alto custo por metro linear e produzirem dejetos advinentes do uso de água de circulação, podem viabilizar obras. Sua capacidade de perfuração em subsolos rochosos ou com presença de matacões são aspectos fundamentais na escolha desse método executivo, além disso, por serem executadas por equipamentos de pequena dimensão e baixo peso, apresentam ótima mobilidade em canteiros de dimensões reduzidas.

Palavras-chave: Estruturas de Contenção. Estacas Injetadas Tipo Raiz.  
Maciços Rochosos Alterados.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas de pesquisa .....	17
Figura 2 – Diagrama de corpo livre no estado limite segundo Coulomb .....	19
Figura 3 – Diagrama de corpo livre para solução de Poncelet .....	21
Figura 4 – Círculo de Mohr no estado de equilíbrio plástico .....	22
Figura 5 – Relação entre deformação lateral e coeficientes de empuxo lateral .....	24
Figura 6 – Cortinas engastadas .....	33
Figura 7 – Cortinas de extremidade livre com aplicação de carga horizontal por tirante.	35
Figura 8 – Diagrama das etapas de projeto .....	37
Figura 9 – Canteiro de obras com restrição de espaço .....	38
Figura 10 – Valores estimados de $m_i$ .....	43
Figura 11 – Ábaco para definição de GSI .....	44
Figura 12 – Valores de referência para $\sigma_{ci}$ .....	46
Figura 13 – Corte típico de uma cortina .....	49
Figura 14 – Distribuição de empuxos ativos e passivos .....	49
Figura 15 – Estroncamento da estrutura de contenção com chegada de vigas .....	51
Figura 16 – Corte da cortina na presença de duas camadas de material .....	52
Figura 17 – Distribuição de empuxos .....	53
Figura 18 – Diagrama das etapas executivas da estaca raiz .....	56
Figura 19 – Martelo de fundo e Bit .....	57
Figura 20 – Redução da seção do fuste .....	58
Figura 21 – Elementos da execução de estaca injetada tipo raiz .....	61
Figura 22 – Sequência executiva das estacas .....	63
Figura 23 – Viga de coroamento .....	64
Figura 24 – Variação da ficha pelo ângulo de atrito .....	66
Figura 25 – Variação do ângulo de atrito pelo índice GSI para Granito .....	68
Figura 26 – Variação do ângulo de atrito pelo índice GSI para Basalto .....	69
Figura 27 – Variação do ângulo de atrito pelo índice GSI para Arenito .....	69
Figura 28 – Variação da coesão pelo índice GSI para Granito .....	70
Figura 29 – Variação da coesão pelo índice GSI para Basalto .....	70
Figura 30 – Variação da coesão pelo índice GSI para Arenito .....	71
Figura 31 – Ficha em função do índice GSI para granito, basalto e arenito.....	72
Figura 32 – Ficha em função do índice GSI para granito, basalto e arenito considerando 10% da coesão .....	73



Figura 33 – Ficha em função do índice GSI para granito, basalto e arenito considerando 25% da coesão .....	74
Figura 34 – Ficha em função do índice GSI para granito, basalto e arenito considerando 50% da coesão .....	74

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Ângulo de atrito para areias e siltes .....	26
Tabela 2 – Ângulo de atrito para areias bem e mal graduadas .....	27
Tabela 3 – Coesão em argilas .....	27
Tabela 4 – Coesão para solos e rochas intactas segundo Hoek .....	28
Tabela 5 – Ângulo de atrito para rochas intactas, juntas e valores residuais .....	29
Tabela 6 – Coesão e ângulo de atrito em rocha .....	30
Tabela 7 – Diâmetros nominais e diâmetros de revestimento .....	57
Tabela 8 – Valores de diâmetro de estribos devido a redução do fuste .....	59
Tabela 9 – Valores adotados de $m_i$ e $\sigma_{ci}$ .....	67
Tabela 10 – Valores para constantes de Hoek .....	68
Tabela 11 – Valores de ângulo de atrito .....	71
Tabela 12 – Valores de coesão .....	72

## **LISTA DE SIGLAS**

GSI – The Geological Strenght Index

ABEF – Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\gamma$  – peso específico (kN/m<sup>3</sup>)

H – altura de escavação (m)

$\Phi$  – ângulo de atrito (°)

$\Theta$  – ângulo do esforço tangencial (°)

W – peso da cunha de solo (kN)

T – esforço tangencial (kN)

Ka – coeficiente de empuxo ativo (-)

Kp – coeficiente de empuxo passivo (-)

$\beta$  – inclinação do terreno (°)

K° – coeficiente de empuxo no repouso(-)

c' – coesão (kPa)

a – constante de Hoek (-)

s – constante de Hoek (-)

mb – constante de Hoek (-)

mi – constante de Hoek (-)

$\sigma_{ci}$  – tensão uniaxial de compressão da rocha não alterada (MPa)

$\sigma_{cm}$  – tensão uniaxial de compressão da rocha alterada (MPa)

$\sigma_{3m\acute{a}x}$  – tensão uniaxial de compressão da rocha alterada ajusta a curva empírica de Hoek (MPa)

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	13
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	15
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA .....	15
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	15
<b>2.2.1 Objetivo principal</b> .....	15
<b>2.2.2 Objetivos secundários</b> .....	15
2.3 PRESSUPOSTO .....	15
2.4 DELIMITAÇÕES .....	16
2.5 LIMITAÇÕES .....	16
2.6 DELINEAMENTO .....	16
<b>3 EMPUXOS PARA SOLO</b> .....	18
3.1 TEORIA DE COULOMB .....	19
3.2 TEORIA DE RANKINE .....	22
3.3 EMPUXO NO REPOUSO E CONSIDERAÇÕES SOBRE A COESÃO .....	23
<b>3.3.1 Empuxo no repouso</b> .....	23
<b>3.3.2 Coesão</b> .....	24
<b>3.3.3 Distribuição da pressão neutra</b> .....	25
3.4 VALORES DE REFERÊNCIA .....	25
<b>4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO</b> .....	31
4.1 ESTRUTURAS FLEXÍVEIS .....	32
4.2 MODO DE FUNCIONAMENTO DAS ESTRUTURAS FLEXÍVIES .....	32
<b>4.2.1 Cortinas engastadas</b> .....	33
<b>4.2.2 Cortinas de extremidade livre com tirantes</b> .....	34
<b>5 DIRETRIZES DE PROJETO E MODELOS DE ESTUDO</b> .....	36
5.1 DIRETRIZES DE PROJETO .....	36
<b>5.1.1 Estudo de viabilidade</b> .....	37
<b>5.1.2 Projeto básico: investigações e definição dos parâmetros de projeto</b> .....	39
5.1.2.1 Das investigações .....	39
5.1.2.2 Definição dos parâmetros de projeto .....	40
<b>5.1.3 Projeto executivo e acompanhamento de obra</b> .....	47
5.2 MODELOS DE ESTUDO .....	48
<b>5.2.1 Estruturas de contenção em solo</b> .....	48
<b>5.2.2 Estruturas de contenção em alteração de rocha e rocha</b> .....	51

<b>6 ESTACAS INJETADAS TIPO RAIZ</b> .....	55
6.1 HISTÓRICO .....	55
6.2 ETAPAS DO PROCESSO EXECUTIVO.....	55
<b>6.2.1 Perfuração</b> .....	56
<b>6.2.2 Armadura</b> .....	58
<b>6.2.3 Injeção de argamassa</b> .....	60
<b>6.2.4 Retirada do revestimento</b> .....	62
<b>6.2.5 Preparo da cabeça da estaca</b> .....	62
<b>6.2.6 Sequência executiva dos elementos de contenção e viga de coroamento</b> .....	63
6.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE O MÉTODO EXECUTIVO .....	64
<b>6.3.1 Vantagens</b> .....	64
<b>6.3.2 Desvantagens</b> .....	65
<b>7 RESULTADOS E ANÁLISES</b> .....	66
7.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM SOLO HOMOGÊNIO .....	66
7.2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ENGASTADAS EM ALTERAÇÃO DE ROCHA .....	67
<b>8 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	76
REFERÊNCIAS .....	79
APÊNDICE A .....	81

## 1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, o processo de urbanização se encontra ainda em ritmo acelerado, a demanda por espaços para construção de grandes empreendimentos é uma busca recorrente dentro do mercado imobiliário das médias e grandes cidades. Em contraponto a essa demanda, a oferta de espaços urbanos é cada dia mais restrita devida à alta ocupação e fragmentação dessas áreas, de tal forma, que o valor por unidade de área e a consequente necessidade de melhor aproveitamento dos espaços é atualmente, tema habitual dentro dos escritórios de arquitetos e engenheiros.

Dentro desse cenário de otimização de espaços, surge como solução, a execução de empreendimentos com vários níveis de subsolos com o intuito de enterrar áreas menos nobres, ou seja, colocar estacionamentos, depósitos e outras áreas comuns de menor valor agregado em uma cota inferior a do térreo a fim de aumentar a área construída e por consequência aumentar a renda atribuída a venda do imóvel. Esse artifício construtivo é amplamente utilizado exigindo das equipes de engenharia novas habilidades e compreensão de técnicas de escavação e contenção.

Frente a esse problema, vários métodos de cálculo e processos executivos foram desenvolvidos para que se possa elaborar projetos de contenções em áreas urbanas, tais como: muros de gravidade, paredes diafragma atirantadas, estacas justapostas, grampeamento de solo. Para cada tipo de situação, estuda-se quais são os problemas de contorno envolvidos e se procura a solução mais viável nos âmbitos técnico e econômico. Contudo, a execução de contenções e o processo de escavação exigem muitas vezes a utilização de equipamentos de grande porte, tanto em termos de dimensão quanto peso, fato, que pode impedir e inviabilizar obras nas quais o espaço de trabalho é restrito e a capacidade de suporte do solo não é alta o suficiente para suportar o maquinário necessário.

Portanto, visando apresentar uma solução viável para as contenções em obras que apresentam dificuldade de acesso, alta restrição de espaço e estão localizados em regiões cujas condições do subsolo são específicas, tais como: alto nível d'água, presença de matacões e restrições de altura de ficha pelo nível do impenetrável. Este trabalho irá abordar a utilização de estacas

justapostas injetadas tipo raiz como possível solução, através do estudo do seu processo executivo e análise técnica e econômica de projeto.



## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens, distribuídas como: questão de pesquisa, objetivos, pressupostos, delimitações, limitações e delineamento.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: quais são as diretrizes de projeto e de execução para estruturas de contenções em estacas justapostas injetadas tipo raiz engastadas em alteração de rocha?

### **2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O objetivo principal do trabalho é a delimitação do processo de projeto e do método executivo das estacas justapostas injetadas tipo raiz engastadas em alteração de rocha como elemento de contenção em centros urbanos.

#### **2.2.2 Objetivos secundários**

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) definição de parâmetros de projeto para maciços rochosos alterados.
- b) avaliação da condição de engastamento da ficha da estrutura de contenção.

### **2.3 PRESSUPOSTO**

O trabalho tem por pressuposto que:

---

Estruturas de contenção com estacas justapostas injetadas tipo raiz: diretrizes de projeto e estudo do processo executivo.

- a) cortinas em estacas justapostas possuem comportamento flexível, ou seja, mobilizam empuxos ativos e passivos;
- b) cortinas em estacas justapostas solidarizam os esforços de forma uniforme e contínua, apresentando efeito de conjunto, similar a uma parede contínua;
- c) a utilização de estacas injetadas raiz para subsolos com alteração de rocha e rocha é uma solução adequada.

## 2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a analisar como solução possível de contenções em terrenos com presença de alteração de rocha e rocha, estacas injetadas justapostas tipo raiz.

## 2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

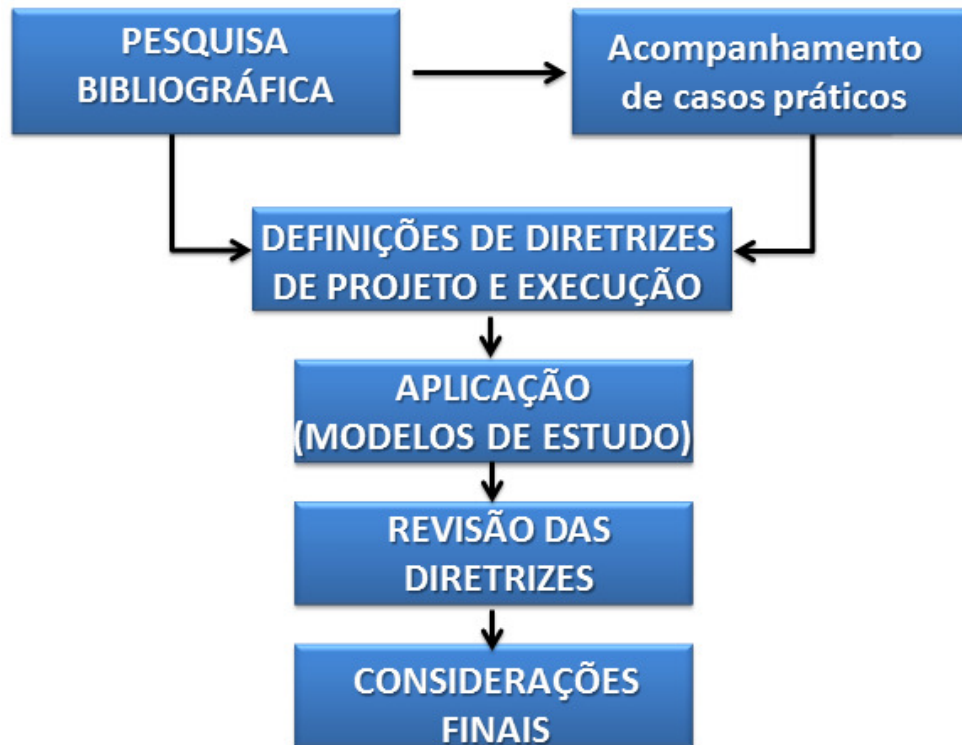
- a) a falta de comprovação das condições de projeto através da medição e instrumentação desse tipo de estruturas de contenção em campo;
- b) a generalização do perfil geotécnico admitindo que as camadas de solo, alteração de rocha e rocha possuem propriedades constantes dentro da sua camada, tais como: ângulo de atrito, coesão e peso específico.

## 2.6 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) acompanhamento de obras;
- c) definições de diretrizes de projeto e execução do tipo de contenção em estudo;
- d) aplicação prática (modelos de estudo);
- e) revisão das diretrizes;
- f) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas de pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

Primeiramente foi realizado a pesquisa bibliográfica a fim de aprofundar o conhecimento na área em questão. Concorrente a pesquisa, foram realizadas ao longo do trabalho visitas a obras cujas condições são semelhantes às propostas neste trabalho, obtendo assim conhecimento da prática de engenharia relacionada a esse tipo de solução em obras urbanas. Através dessa coleta de informações teóricas e do conhecimento prático foram definidas as diretrizes de projeto e de execução das estacas injetadas justapostas. Por fim, aplicou-se os conceitos adquiridos no modelo de estudo com o intuito de exemplificar a questão e a solução proposta no trabalho. A última etapa é compreendida da revisão e conclusão da elaboração das diretrizes de projeto.

### 3 EMPUXOS PARA SOLO

Para o cálculo de qualquer tipo de estrutura se deve saber quais são as solicitações a serem consideradas, no caso de elementos de contenção, os empuxos de terra são as solicitações que norteiam a escolha da estrutura e os parâmetros de projeto. Como define Moliterno (1980, p. 3) empuxos de terra são esforços exercidos pela terra contra elementos de contenção podendo ser ativos ou passivos.

Moliterno (1980, p. 9) afirma a condição básica da grandeza do empuxo:

A grandeza de E [empuxo] pode ser considerada como uma pressão distribuída ao longo da altura do muro, cujo diagrama de distribuição, para simplificação do cálculo, admite-se linear, em analogia com o empuxo proveniente da pressão hidrostática, e cuja área representa o valor de E.

Portanto, se o solo tivesse as mesmas características de um fluido se adotaria a seguinte definição de fórmula geral do empuxo pela hidrostática:

$$E = \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1}{2} \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

$\gamma$  é o peso específico da matéria [kN/m<sup>3</sup>];

H é a altura da camada de solo que exerce o empuxo [m].

Contudo, esta expressão deve ser corrigida, já que o solo não apresenta as mesmas características de um fluido, tendo que necessariamente se levar em conta o atrito entre as partículas do solo, rugosidade da estrutura de contenção e a inclinação do terreno com a horizontal, através de um coeficiente K, denominado agora de coeficiente de empuxo, que multiplica a equação anterior.

Segundo Ranzini e Negro Jr. (1988, p. 500) é definido K como: “A relação entre as tensões efetivas horizontal e vertical no solo, em condição de deformação lateral nula. Trata-se de uma grandeza de determinação prática difícil seja em laboratório, seja no campo.”.

Dessa forma, o problema de quantificar o empuxo ativo e passivo sobre estruturas de contenção passa diretamente pela definição de K. Conforme Moliterno (1980, p. 8), as primeiras teorias formuladas com o intuito de quantificar a intensidade dos empuxos de terra foram feitas por Coulomb em 1773, Poncelet em 1840 e Rankine em 1856. Neste texto será abordada brevemente a teoria de Coulomb e Rankine para exemplificação da determinação dos empuxos de terra.

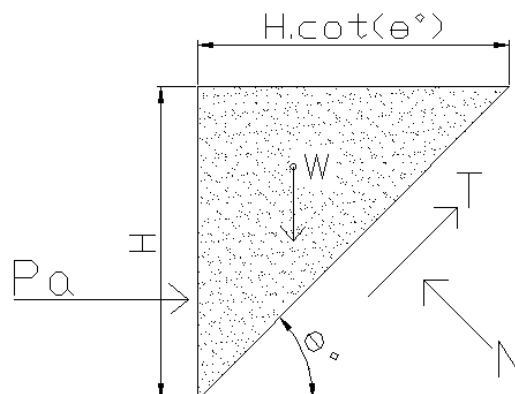
### 3.1 TEORIA DE COULOMB

Segundo Budhu (2008, p. 365, tradução nossa):

Coulomb (1776) propôs a condição de equilíbrio limite através da qual existe uma massa de solo, por trás de uma parede de contenção vertical, que vai deslizar ao longo de um plano inclinado num ângulo com a horizontal. Ele, então, determina o plano de escorregamento procurando pelo plano em que há o máximo esforço. Os passos essenciais nesse método de equilíbrio limite são (1) seleção de um mecanismo de falha possível, (2) determinação das forças que atuam sobre a superfície de ruptura e (3) utilização de equações de equilíbrio limite para determinar o esforço máximo.

Portanto, Coulomb usou o seguinte modelo de diagrama e equações para determinar o empuxo passivo e os coeficientes K (BUDHU, 2008, p. 365, tradução nossa).

Figura 2 – Diagrama de corpo livre no estado limite segundo Coulomb



(fonte: adaptado de BUDHU, 2008, p. 365)

Onde o peso da cunha (W) de solo é dado por:

$$W=0,5.\gamma.H^2.\cot(\Theta) \quad (\text{fórmula 2})$$

E o esforço tangencial (T) no limite da linha de ruptura da cunha é:

$$T=N.\tan(\Phi') \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

$\Phi'$  é o ângulo de atrito do solo;

$\Theta$  é o ângulo do esforço tangencial com a horizontal.

Resolvendo a equação em função da resultante do empuxo ativo (Pa), obtém-se:

$$Pa=0,5.\gamma.H^2.\cot(\Theta).\tan(\Theta-\Phi') \quad (\text{fórmula 4})$$

Por fim, para encontrar o máximo esforço e a inclinação do plano de escorregamento, deriva-se a equação (4) em relação ao ângulo  $\Theta$ , encontrando por fim:

$$P_{\text{máx}}=0,5.\gamma.H^2.\cot(\Theta).\tan(\Theta-\Phi') \quad (\text{fórmula 5})$$

De tal forma que aplicando (5) em (4), tem-se o resultado:

$$Pa=0,5.\gamma.H^2.\tan^2(45^\circ-\Phi'/2) = 0,5.\gamma.Ka.H^2 \quad (\text{fórmula 6})$$

Mas, foi através de Poncelet (1840) usando a condição limite de Coulomb descrita acima, que se obteve os coeficientes de empuxos ativos (7) e passivos (8) ( $K_a$  e  $K_p$ ) para muros com faces inclinadas em relação a vertical e terrenos com inclinação horizontal (BUDHU, 2008, p. 365, tradução nossa). De tal forma que se obteve as seguintes equações genéricas para o sistema da figura 3.

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi' - n)}{\cos^2(n) \cos(n + s) \left[ 1 + \left\{ \frac{\sin(\Phi' + s) \sin(\Phi' - B)^{0,5}}{\cos(\Phi' + s) \cos(\Phi' - B)} \right\}^2 \right]} \quad (\text{fórmula 7})$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\Phi' + n)}{\cos^2(n) \cos(n - s) \left[ 1 - \left\{ \frac{\sin(\Phi' + s) \sin(\Phi' + B)^{0,5}}{\cos(n + s) \cos(n - B)} \right\}^2 \right]} \quad (\text{fórmula 8})$$

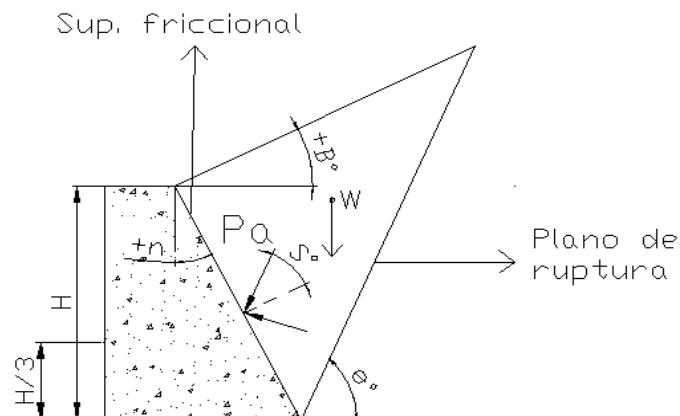
Onde:

$n$  é a inclinação em graus do muro em sua face interior;

$B$  é a inclinação em graus do terreno;

$s$  é a inclinação da resultante do empuxo de terra com a normal da face do muro.

Figura 3 – Diagrama de corpo livre geral para solução de Poncelet.



(fonte: adaptado de BUDHU, 2008, p. 366)

### 3.2 TEORIA DE RANKINE

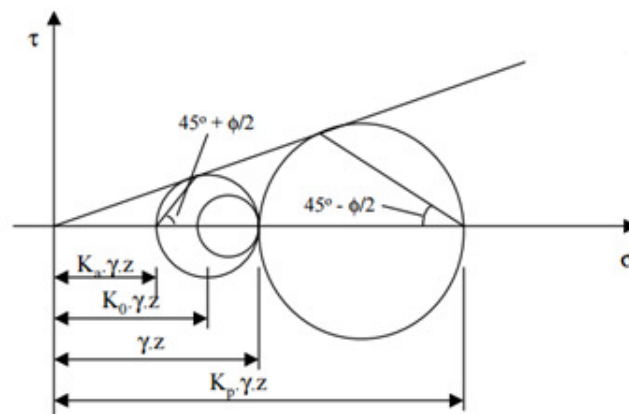
Segundo Craig (2007, p. 133):

A teoria de Rankine (1857) considera o estado de tensões em uma massa de solo quando a condição de equilíbrio plástico é alcançada, [...] quando a ruptura por cisalhamento está prestes a ocorrer ao longo do maciço. [...] A ruptura por cisalhamento ocorre ao longo de um plano que faz um ângulo de  $45^\circ + \Phi$  com o plano da tensão principal maior. Se a massa de solo como um todo estiver submetida a tensões de forma que as tensões principais em todos os pontos estejam nas mesmas direções, então, teoricamente, haverá uma rede de planos de ruptura (conhecidos como um campo de linhas de deslizamento) [...].

Condição importante de análise é quando existe a consideração de que o solo esta sendo contido por uma superfície de parede que se estende a uma profundidade semi-infinita, não havendo transferência lateral de peso, o que implica na não existência de tensões de cisalhamento nos planos verticais e horizontais, de tal forma que as tensões verticais e horizontais são as tensões principais. Outra consequência importante, é que sempre quando há o deslocamento dessa parede, há uma variação na tensão horizontal do solo, pela expansão ou compressão do mesmo.

Quando houver uma grande expansão pelo afastamento da parede em relação ao solo, e por consequência no estado ativo de Rankine, a tensão horizontal atinge um valor mínimo tal que faz surgir um estado de equilíbrio plástico, levando a tensão horizontal ser igual a tensão principal menor ( $\sigma_3$ ) e a tensão vertical sendo igual a tensão principal maior ( $\sigma_1$ ), conforme círculo de Mohr da figura 4 (CRAIG, 2007, p. 133-136):

Figura 4 – Círculo de Mohr no estado de equilíbrio plástico



(fonte: adaptado de CRAIG, 2007, p. 134)



A partir dessa condição, Rankine arbitrou o valor de zero para o parâmetro de resistência ao cisalhamento, dito “c”, chegando às seguintes equações para os parâmetros de coeficientes de empuxos ativos e passivos.

Para o empuxo ativo:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \Phi/2) \quad (\text{fórmula 9})$$

Para o empuxo passivo:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \Phi/2) \quad (\text{fórmula 10})$$

### 3.3 EMPUXO NO REPOUSO E CONSIDERAÇÕES SOBRE COESÃO

Tanto a coesão como o empuxo no repouso são condições de projeto, importantes a serem consideradas e serão abordadas a seguir.

#### 3.3.1 Empuxo no repouso

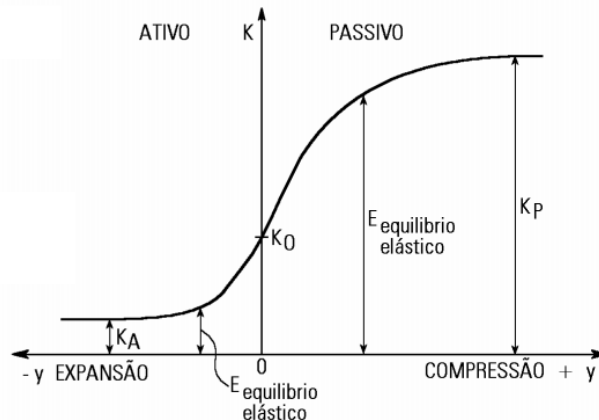
Como visto anteriormente, a pressão ativa esta associada à expansão lateral do solo e é um valor mínimo, a pressão passiva está associada ao fenômeno de compressão lateral do solo e é um valor máximo. Portanto, estes são valores limites e se não houver nenhuma situação de deslocamento e conseqüente variação de tensão no solo, a estrutura encontra-se na condição dita, empuxo de repouso ( $K_0$ ).

Segundo Craig (2007, p. 142):

Como a condição no repouso não envolve ruptura do solo, o círculo de Mohr que representa as tensões verticais e horizontais não tangencia a envoltória de ruptura e a tensão horizontal não pode ser calculada. Entretanto  $K_0$  pode ser determinado experimentalmente por intermédio de um ensaio triaxial no qual a tensão axial e a pressão confinante são aumentadas simultaneamente de forma que a deformação lateral do corpo-de-prova seja mantida com o valor zero [...]

Portanto, através dos ensaios triaxiais, foi possível concluir que a deformação exigida para mobilizar a pressão passiva é consideravelmente maior do que aquela exigida para mobilizar a pressão ativa (CRAIG, 2007, p. 143). O resultado gráfico dessa conclusão é vista na figura 5.

Figura 5 – Relação entre deformação lateral e coeficiente de empuxo.



(fonte: adaptado de CRAIG, 2007, p. 163)

Importante salientar que no caso de cortinas de estacas sem atirantamento é considerada a mobilização completa do empuxo ativo e a mobilização parcial do empuxo passivo, visto que o último necessita de uma deformação muito maior para atingir seu estado limite. Essa condição faz com que se adote um coeficiente redutor que multiplique  $K_p$  da ordem de 50% a fim de compatibilizar as deformações do conjunto cortina/solo.

### 3.3.2 Coesão

Coesão é uma propriedade de solos de característica argilosa e rochas, que pode ser considerada como uma força de ligação entre grãos devido à presença de um material cimentício, ou pela presença de ligações de atração da ordem molecular ou coloidal.

Uma das definições de coesão em solos argilosos é dada por Das (2012, p. 79), quando afirma que: “[...] existe uma força de atração entre as partículas de argila causadas pelas forças de Van der Waals [...] Quando o espaçamento das partículas é muito pequeno, a força de atração é maior que a força de repulsão.”.

Para Pinto (2000, p. 174) existe a coesão real e a aparente:

A parcela de coesão em solos sedimentares, em geral, é muito pequena perante a resistência devida ao atrito entre grãos. Entretanto, existem solos naturalmente cimentados por agentes diversos, entre os quais os solos evoluídos pedologicamente, que apresentam parcelas de coesão real de significativo valor.

A coesão real deve ser bem diferenciada da coesão aparente. Esta é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devida a tensão entre partículas resultante da pressão capilar da água. A coesão aparente é, na realidade, um fenômeno de atrito, onde a tensão normal que a determina é consequente da pressão capilar. Saturando-se o solo esta resistência desaparece, donde o nome de aparente. Embora mais visível nas areias, [...] é em solos argilosos que a coesão aparente adquire maiores valores.

Sobre esses conceitos, a influência da coesão nas considerações de projeto sobre a utilização dessa propriedade como parâmetro de redução dos empuxos é descrito por vários autores. Segundo Reimbert e Reimbert (1969, p. 23, tradução nossa) essa característica não é constante e é prudente adotar valores moderados.

Por Moliterno (1980, p. 12) a coesão poder ser considerada como uma carga negativa, reduzindo o valor do empuxo. Contudo, na prática não se leva em conta o valor da coesão, pois a mesma pode ser alterada com o decorrer do tempo.

### **3.3.3 Distribuição da pressão neutra**

É usual que estruturas como paredes diafragmas e estacas pranchas sejam analisadas em termos de tensões efetivas, tornando-se necessária a análise da distribuição da pressão neutra (poropressão). Se o nível do lençol freático for igual nos dois lados do muro, as distribuições de pressões serão iguais as da hidrostática e irão se anular, mas caso estivessem em níveis diferentes, levariam a pressões diferentes e isso acarretaria em mais uma solicitação a ser considerada na estrutura (CRAIG, 2007, p. 143).

Este tema não será abordado profundamente, pois o método executivo que será estudado não se comporta bem em subsolos com alto nível do lençol freático, portanto tornando-a restrita a condição de subsolo sem presença de água.

## **3.4 VALORES DE REFERÊNCIA**

Como visto anteriormente, as solicitações em estruturas de contenção são dadas pelos empuxos ativos e passivos que são calculados a partir do peso específico do solo e do

coeficiente de empuxo (K) e que podem ser minimizados se o solo apresentar coesão. Pelas teorias de Rankine e Coulomb verifica-se que esse coeficiente depende de condições de geometria do problema, mas principalmente pelo ângulo de atrito do solo.

Portanto, para elaboração de projetos executivos torna-se necessário e obrigatório o conhecimento dessas propriedades que são dadas através de ensaios de campo e laboratório. Contudo, muitas vezes ocorre a necessidade de execução de projetos básicos sem campanhas investigativas do local da obra, de tal forma que o conhecimento dos valores limites fornecidos pela literatura tornam-se importantes para a primeira composição do projeto.

Com esse intuito essa seção do trabalho irá apresentar valores característicos de algumas propriedades de solos e rochas encontrados na literatura. Todos os resultados produzidos a seguir, foram obtidos de ensaios triaxiais feitos em laboratório.

Segundo Das (2012, p. 332) os valores típicos do ângulo de atrito drenado para areias e siltes estão compreendidos entre os limites de 26° a 45°. Sua classificação se baseia no grau de compactação do solo e no tipo de formato dos grãos que depende naturalmente do tipo de formação ao qual o solo foi gerado. A tabela 1 a seguir apresenta os valores típicos.

Tabela 1 – Ângulo de atrito para areais e siltes

<b>Tipo de Solo</b>	<b><math>\Phi</math> (graus)</b>
Areia: Grãos arredondados	
Fofa	27-30
Média	30-35
Compacta	35-38
Areia: Grãos angulares	
Fofa	30-35
Média	35-40
Compacta	40-45
Pedregulhos com alguma areia	34-48
Siltes	26-35

(fonte: baseado em DAS, 2012, p. 332)

Outra divisão dos valores de ângulos de atrito é dado por Pinto (2000, p. 191), onde o grupo de areias é dividido em bem graduadas e mal graduadas. A tabela 2 apresenta os resultados do autor.

Para argilas, a coesão, dita resistência não drenada do solo, é apresentada por Das (2012, p. 362) relacionando a consistência do solo argiloso à resistência a compressão, sendo essa gerada exclusivamente pela coesão do solo. A tabela 3 mostra os valores limites.

Tabela 2 – Ângulo de atrito para areias bem e mal graduadas

	<b>Compacidade</b>
	<b>Fofa a compacto</b>
<b>AREIAS BEM GRADUADAS</b>	
<b>De grãos angulares</b>	37° a 47°
<b>De grãos arredondados</b>	30° a 40°
<b>AREIAS MAL GRADUADAS</b>	
<b>De grãos angulares</b>	35° a 43°
<b>De grãos arredondados</b>	28° a 35°

(fonte: baseado em PINTO, 2000, p. 191)

Tabela 3 – Coesão em argilas

<b>Consistência</b>	<b>Coesão (kPa)</b>
Muito mole	0-25
Mole	25-50
Média	50-100
Rígida	100-200
Muito Rígida	200-400
Dura	>400

(fonte: baseado em DAS, 2012, p. 362)

Segundo Hoek (1972, p. 6) a coesão varia de acordo com a compacidade do solo e sua classificação se baseou na análise de materiais intactos encontrados em minas à céu aberto, de tal forma que sua classificação varia de solo muito mole até muito coeso e rocha muito mole a duríssima. Os resultados do autor são apresentados na tabela 4. Para ângulo de atrito,

Hoek amplia os conceitos, não apenas definindo essa propriedade para rochas intactas, mas definindo valores de ângulo de atrito para juntas e admitindo que após a ruptura, o ângulo de atrito sai do ponto máximo e se estabiliza num patamar denominado ângulo de atrito residual.

O conceito desses estados de limite máximo e residual é descrito por Hoek (1972, p. 5):

[...] o material deforma-se de uma maneira aproximadamente elástica até que uma tensão de pico de cisalhamento é alcançada, depois da qual o escorregamento é acompanhado por uma queda na tensão de cisalhamento. Esta “resistência de pico” corresponde ao ponto no qual a resistência “intacta” dos grãos de rocha ou solo ao longo da superfície de deslizamento é ultrapassada, ocorrendo esmigalhamento e rolamento destes grãos à medida que as superfícies se deslocam. Se o deslocamento tangencial continuou além do pico de resistência do material, uma camada de grãos esmigalhados e reorientados com uma resistência ao cisalhamento relativamente constante se estabelecerá ao longo da superfície de ruptura, a qual alcançará, eventualmente, sua resistência residual.

Obviamente que para se atingir os valores residuais, o material deve passar pela ruptura, uma condição que pode ser estudada, por exemplo, em rompimento de taludes, mas que para estruturas de contenção não são aplicáveis já que a ruptura não é aceitável. A tabela 5 apresenta os intervalos de ângulos de atritos conhecidos para rochas intactas, juntas e ângulos residuais, para vários tipos de rocha.

Tabela 4 – Coesão para solos e rochas intactas segundo Hoek

<b>Descrição do material</b>	<b>Coesão (kg/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Solo muito mole</b>	170
<b>Solo mole</b>	340
<b>Solo firme</b>	880
<b>Solo coeso (rígido)</b>	2.200
<b>Solo muito coeso (super-rígido)</b>	7.800
<b>Rocha muito mole</b>	17.000
<b>Rocha mole</b>	56.000
<b>Rocha dura</b>	170.000
<b>Rocha muito dura</b>	560.000
<b>Rocha duríssima</b>	1.000.000

(fonte: baseado em HOEK, 2012, p. 6)

Hendron Jr. (1968, p. 45), apresenta resultados para rochas intactas divididas em três grupos: granito, calcário e arenito. A tabela 6 apresenta os limites máximos e mínimos de coesão e ângulo de atrito. Por fim, são apresentados os valores característicos de peso específicos de solos e rochas. Segundo Pinto (2000, p. 19), os valores não variam muito entre os diferentes tipos de solo, como limite inferior admite-se o valor de 14kN/m<sup>3</sup> para argilas orgânicas moles, para solos extremamente compactados adota-se o limite superior de 21kN/m<sup>3</sup>. Para rochas os limites também são próximos, variando de 20kN/m<sup>3</sup> para um calcário poroso de origem sedimentar até 28kN/m<sup>3</sup> para um diorito, exemplo de uma rocha ígnea extremamente dura e resistente.

Tabela 5 – Ângulo de atrito para rochas intactas, juntas e valores residuais segundo Hoek

<b>Tipo de rocha</b>	<b>Rocha intacta (<math>\Phi</math>)</b>	<b>Junta (<math>\Phi</math>)</b>	<b>Residual (<math>\Phi</math>)</b>
<b>Andesito</b>	45	31-35	28-30
<b>Basalto</b>	48-50	47	-
<b>Gesso</b>	-	35-41	-
<b>Diorito</b>	53-55	-	-
<b>Granito</b>	50-64	-	31-33
<b>Grauvaca</b>	45-50	-	-
<b>Calcário</b>	30-60	-	33-27
<b>Monzonito</b>	48-65	-	28-32
<b>Fórfiro</b>	-	40	30-34
<b>Quartzito</b>	64	44	26-34
<b>Arenito</b>	45-50	27-38	25-34
<b>Xisto</b>	26-70	-	-
<b>Folhelo</b>	45-64	37	27-32
<b>Siltito</b>	50	43	-
<b>Ardósia</b>	45-60	-	24-34

(fonte: baseado em HOEK, 2012, p. 6)

Tabela 6 – Coesão e ângulo de atrito em rochas

<i>Tipo de Rocha</i>	<i>Coesão (kg/cm<sup>2</sup>) – Valores médios</i>	<i>Ângulo de atrito (graus) – Valores médios</i>
<i>Granito</i>	<i>250</i>	<i>55</i>
<i>Calcário</i>	<i>210</i>	<i>50</i>
<i>Arenito</i>	<i>200</i>	<i>48</i>

(fonte: adaptado<sup>1</sup> de HENDRON JR., 1968, p. 45)

<sup>1</sup> Os valores apresentados por HENDRON JR. são dados em intervalos. O autor adaptou a tabela, apresentando a média desses intervalos.



## 4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Obras de contenção estão presentes em diversos setores da construção civil, em projetos de estradas, de pontes, de estabilização de encostas, canalizações e principalmente em obras urbanas de edificações de vários pavimentos. Os registros mais antigos de obras de contenção, apontam que os primeiros tipos de estrutura foram muros de alvenaria em argila, com a função de conter aterros na região da Mesopotâmia a 3.000 a.C.. O refinamento desse tipo de obra começou no século XVIII, através do trabalho de engenheiros franceses, que unem a ciência ao conhecimento e registro da prática. Pode-se afirmar que a engenharia geotécnica moderna começou no ano de 1776 com a publicação do trabalho de Coulomb, apresentando conceitos de cargas máximas e mínimas em estruturas de arrimo, o que para época gerou grande desenvolvimento na área de projetos de estruturas resistivas a empuxos de terra. Ligando o desenvolvimento científico mundial em obras geotécnicas, a realidade brasileira, pode-se afirmar que o processo de colonização foi o principal meio de propagação desse conhecimento, pois desde o século XVI havia a necessidade da construção de obras de defesa, consistindo em diversas estruturas de fortificação militar na costa brasileira, o que necessariamente trazia consigo os primeiros conceitos de obras de contenção (RANZINI; NEGRO JR., 1998, p. 497).

Após anos, os conceitos da referida matéria se solidificaram, pela definição de Ranzini e Negro Jr. (1988, p. 503), estrutura de contenção é: “Todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciço cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro.”

Por essa interpretação, as possibilidades de tipos de estruturas são inúmeras, de tal forma que podem ser divididas em dois grupos segundo Budhu (2008, p. 373, tradução nossa):

Existe dois tipos genéricos de classe de estruturas de contenção. Uma classe são de elementos rígidos que consistem em paredes [muros] de concreto que funcionam por estabilidade através da gravidade. [...] A outra classe é a flexível que consistem em longos membros delgados em aço, concreto ou madeira que se baseiam na resistência passiva do solo e ancoragens para obter estabilidade.

## 4.1 ESTRUTURAS FLEXÍVEIS

Essas estruturas que se baseiam no equilíbrio dos empuxos passivos e ativos do solo, e sistemas de ancoragem para alcançar a estabilidade são denominadas de cortinas, podendo ser executadas de diferentes formas, segundo Saes et al. (1988, p. 523) os principais tipos desse tipo de estrutura permanente são: estacas-prancha, perfil pranchado, parede diafragma, cortina em estacas justapostas e colunas de “*jet grout*”. Este trabalho irá abordar em termos de execução e características de funcionamento, apenas o caso de cortina em estacas justapostas.

As estacas justapostas são um tipo de contenção que pode ser executada ao longo do perímetro do terreno, com execução de estacas alternadas, com posterior fechamento do intervalo. Essa solução pode ser executada em vários tipos de solução como estacas escavadas a seco ou com uso de lama de estabilização, estaca tipo hélice contínua ou estacas injetadas tipo raiz.

## 4.2 MODO DE FUNCIONAMENTO DAS ESTRUTURAS FLEXÍVEIS

Estruturas de contenções flexíveis, também podem ser denominadas de muros engastados, devido ao fato que sua estabilidade é originada da resistência passiva do solo sobre a profundidade enterrada.

Segundo Craig (2007, p. 152), os requisitos de bom funcionamento da estrutura devem estar:

De acordo com os princípios de projeto de estado limite, uma estrutura de contenção não deve (a) entrar em colapso ou sofrer grandes danos, (b) estar sujeita a deformações inaceitáveis em relação ao seu local e sua função e (c) sofrer danos pequenos que exijam manutenção excessiva, a tornem de aspecto desagradável ou reduzam sua previsão útil.

Craig (2007, p. 152), ainda afirma que o projeto se baseia no princípio básico da determinação de um coeficiente de segurança baseado na:

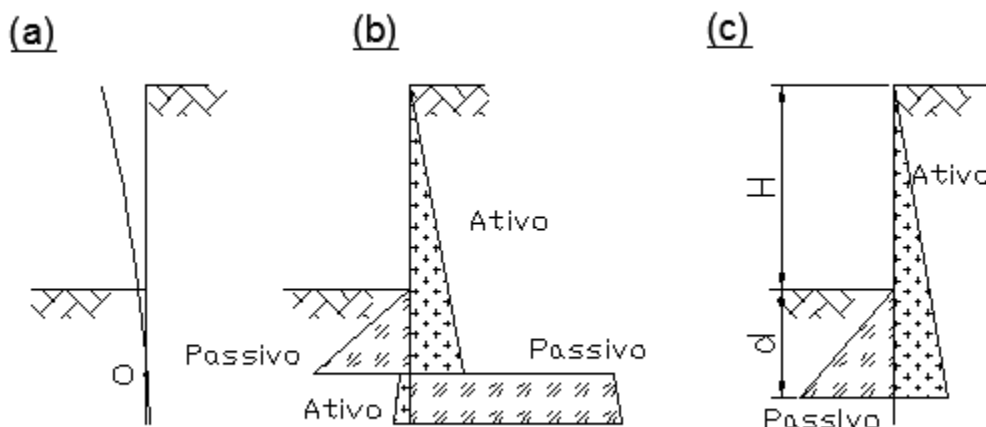
[...] relação entre o momento resistente (ou restaurador) e o momento solicitante (perturbador). Este é conhecido como um fator de segurança consolidado e recebe um valor suficientemente alto para levar em conta todas as incertezas no método analítico e nos valores de parâmetros do solo. [...]. Portanto, o procedimento consiste em basear o projeto em estados limites últimos com a incorporação de um coeficiente de segurança adequado que satisfaça as exigências dos estados limites de utilização.

Sobre as condicionantes de projeto desse tipo de estrutura, o autor classifica as mesmas em dois grupos: estruturas engastadas e de extremidade livre.

#### 4.2.1 Cortinas engastadas

Conforme Craig (2007, p. 160) estruturas que possuem condição de engastamento, ou seja, comprimento de ficha suficiente para que a estabilidade do muro seja garantida exclusivamente pela resistência passiva mobilizada na frente da contenção, possuem o modo de ruptura por rotação em um ponto O próximo a extremidade inferior do muro conforme figura 6 (a). Portanto, através da resistência passiva que age acima de O na frente da contenção e abaixo de O atrás da contenção, figura 6 (b), fornecendo assim um momento estabilizante em contraponto ao momento gerado pelo empuxo ativo. Contudo, geralmente para simplificação de cálculo do projeto, o empuxo passivo abaixo do ponto O atrás da contenção é representada por uma carga horizontal (R) agindo em um ponto C, ligeiramente abaixo de O a uma distância de d do solo, denominado comumente de ficha, figura 6(c). O método tradicional de análise envolve determinar a profundidade d fazendo-se equilíbrio de momentos no ponto C aplicando um coeficiente de segurança F ao momento resistente, além disso, o valor da ficha encontrado é aumentado arbitrariamente em 20% para corrigir a simplificação descrita anteriormente no processo de cálculo.

Figura 6 – Cortinas engastadas



(fonte: adaptado de CRAIG, 2007, p. 160)

Um resumo do procedimento geral de projeto para determinação da ficha necessária para estabilidade da contenção é dado por Budhu (2008, p. 396, tradução nossa):

- a) arbitrar ponto O a uma distância  $d$  do nível de escavação;
- b) calcular os empuxos de terra ativos e passivos;
- c) calcular a distribuição da poropressão e a força de infiltração por unidade de volume. Atribuir o acréscimo dessa força no lado ativo e atribuir a redução dessa força no lado passivo da estrutura;
- d) determinar a altura de ficha inicial ( $d^\circ$ ) pela soma de momentos em O;
- e) calcular a altura da ficha final ( $d$ ) com o incremento de 20 a 30% em  $d^\circ$  devido as simplificações feitas no método;
- f) calcular a reação horizontal (R) no ponto O do lado ativo;
- g) calcular a resistência passiva abaixo do ponto O;
- h) checar se a reação R da etapa f é menor que o valor da resistência passiva abaixo de O. Se não, aumentar a profundidade da ficha e recalcular R;
- i) calcular o máximo momento na estrutura.

#### 4.2.2 Cortinas de extremidade livre com tirantes

Esse sistema ocorre quando admite-se que a profundidade de engastamento, ou seja, a altura de estrutura de contenção logo abaixo da cota de escavação não é suficiente para produzir a fixação da extremidade do muro.

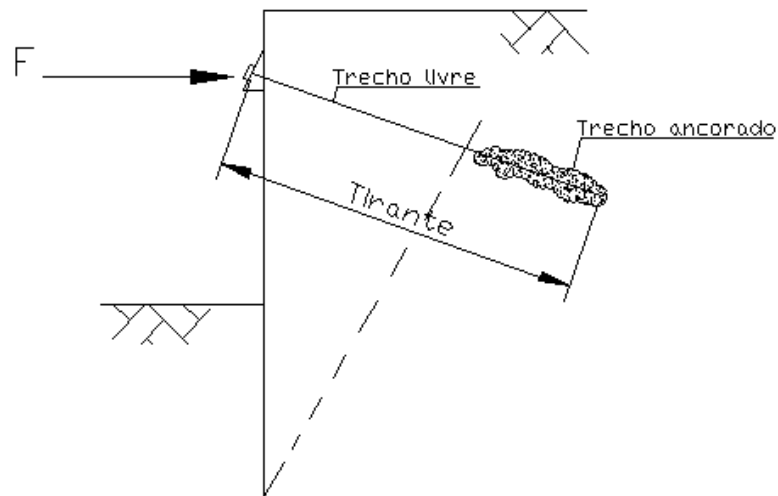
Segundo, Craig (2007, p. 161) os estados limites a serem considerados são principalmente a instabilidade da massa de solo suportada, que causa dois efeitos na cortina: translação e rotação, e complementa que

As forças horizontais no muro são igualadas a zero, levando ao valor mínimo da força na ancoragem ou escora exigido para satisfazer o estado limite de translação. Finalmente, se adequado, são calculadas as forças verticais no muro, sendo uma exigência a de que a força dirigida para baixo [...] não deva ser maior do que a resistência de atrito (dirigida para cima) existente entre o muro e o solo no lado passivo menos a força de atrito (dirigida para baixo) no lado ativo.

Portanto, conclui-se que para estruturas de extremidade livre, que não possuem profundidade de engastamento suficiente, necessitam obrigatoriamente de uma força inclinada (composta por vetores horizontais e verticais) para manter o equilíbrio de forças geradas pelo empuxo passivo e ativo do solo. Um dos métodos de aplicação dessa força no modelo é feita através da execução de tirantes.

O mesmo autor cita quatro métodos de introduzir coeficiente de segurança nos cálculos, mas o mais importante é ressaltar que o equilíbrio limite a rotação dessa estrutura se dá pelo somatório de momentos no ponto de aplicação da força externa gerada pelo tirante, conforme figura 7.

Figura 7 – Cortinas de extremidade livre com aplicação de carga horizontal por tirante



(fonte: adaptado de CRAIG, 2007, p. 166)

## 5 DIRETRIZES DE PROJETO E MODELOS DE ESTUDO

Projetos de engenharia tem como objetivo solucionar problemas utilizando conceitos e normativas que foram bem consolidadas pela ciência e pela prática de engenharia. Portanto para problemas recorrentes que apresentam similaridades é proposto que se adote uma sistemática de passos a serem seguidos, denominados de diretrizes de projeto. Nesse capítulo também será abordado, modelos de estudos de geometria pré-estabelecida que permitirá o entendimento dessas etapas.

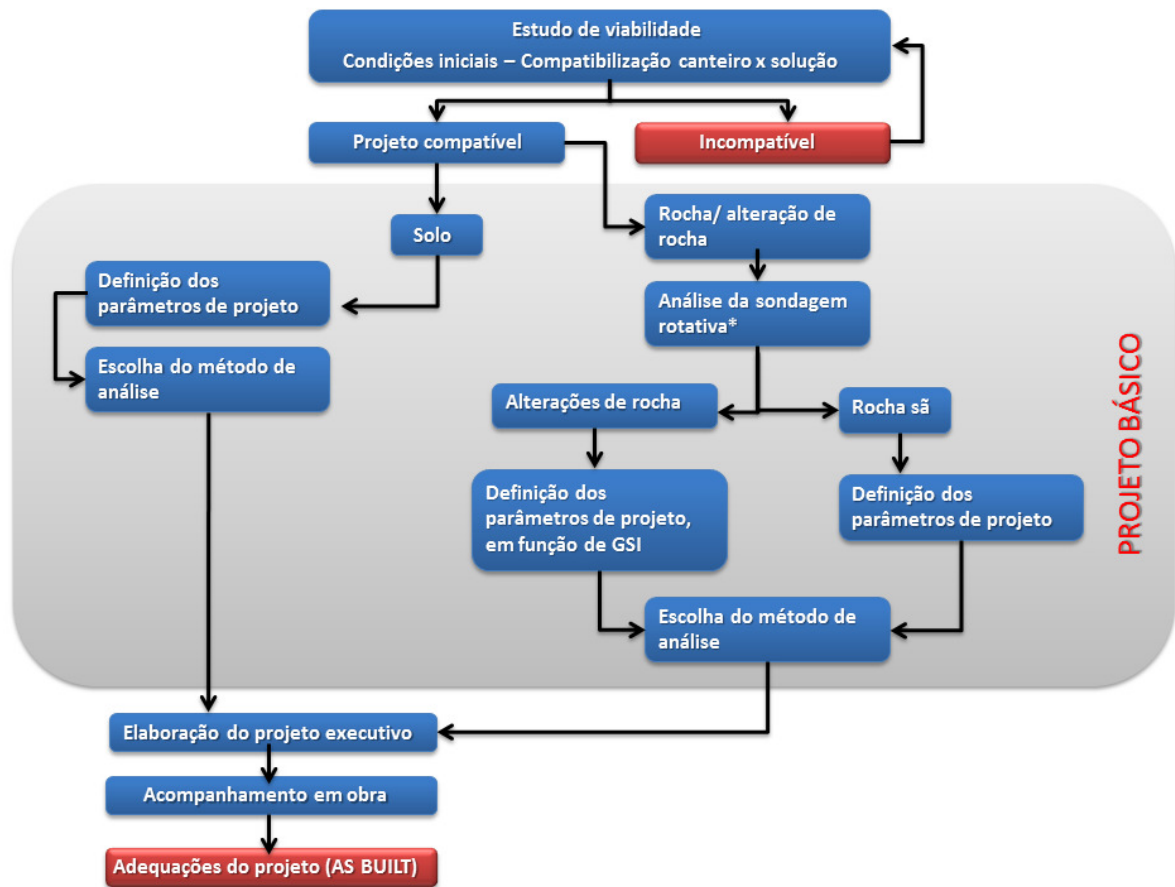
### 5.1 DIRETRIZES DE PROJETO

O conceito de diretrizes de projeto é estabelecer um caminho, uma linha de raciocínio que guie a formulação da solução de um problema recorrente de engenharia, de tal forma que o diagrama apresentado não será aplicada de forma rígida, sendo sujeita a alterações conforme situação específica.

Segundo a norma de projetos geotécnicos NBR 8044 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983, p. 3), a elaboração do projeto se estabelece em três fases: viabilidade, projeto básico e projeto executivo.

Para o estudo em questão, estruturas de contenção em estaca raiz justaposta, apresenta-se o seguinte diagrama de etapas de projeto na figura 8. Cada etapa será abordada nos itens subsequentes.

Figura 8 – Diagrama das etapas de projeto



(fonte: elaborado pelo autor)

### 5.1.1 Estudo de viabilidade

A análise de viabilidade é o primeiro passo e consiste basicamente em avaliar as condições iniciais de geometria do problema, compatibilizando possíveis soluções a serem adotadas com as condições de execução e logística do canteiro de obras. Essa etapa é um processo fundamental para que o projeto inicie de forma correta, segundo a norma de projetos geotécnicos NBR 8044 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983, p. 3):

No reconhecimento preliminar procura-se tomar contato direto com as condições físicas dos locais de implantação da(s) obra(s) utilizando-se como apoio, dados eventualmente disponíveis (fotografias aéreas [fotografias simples quando o porte da obra é pequeno] e restituições expeditas, mapas geológicos, etc.) Esse reconhecimento é necessário para a verificação dos dados disponíveis e para programação das investigações necessárias nas fases seguintes do projeto.

Particularmente, no caso da solução em estacas justapostas tipo raiz os problemas relacionados a mobilidade e acesso ao canteiro são minimizados, pois a mesma tem como característica ser executada por máquinas de pequeno porte, quando comparada a outros tipos de soluções que utilizam grandes guindastes (diafragmadoras). A figura 9, exemplifica o caso de um canteiro com restrição de espaço para execução de uma contenção, onde a solução adotada dependia necessariamente da condição de acesso.

Figura 9 – Canteiro de obra com restrição de espaço



(fonte: foto do autor)

Portanto, na fase de viabilidade, as escolhas das possíveis soluções passam pelos seguintes questionamentos:

- a) qual a altura de escavação e a característica do material a ser escavado?
- b) para solução desejada, quais as características de equipamento e mão-de-obra necessárias para execução?
- c) existe disponibilidade de equipamentos e mão-de-obra qualificada na localidade da obra?
- d) existe condição de acesso do equipamento?
- e) existe mobilidade para o equipamento dentro do canteiro de obra?
- f) o canteiro permite que seja criada subestações de trabalhos necessárias e inerentes a execução da obra?
- g) quais são as condições dos vizinhos e divisas?



- h) a distância de execução da máquina, com relação a divisa do vizinho, viabiliza a obra?
- i) existe limitação de pé-direito, impossibilitando a execução das estacas?

Salienta-se que, ao contrário de paredes diafragmas que podem ser executadas na divisa do terreno, as máquinas injetadas tipo raiz necessitam de um afastamento da divisa da ordem de 40 a 60 cm, devido à interferência da mesa de trabalho da máquina, variando de acordo com o tipo de equipamento e diâmetro a ser utilizado. Esse assunto será abordado mais detalhadamente no capítulo seguinte.

### **5.1.2 Projeto básico: investigações geotécnicas e definição dos parâmetros de projeto.**

A priori, o projeto básico ou também denominado de anteprojecto consiste na primeira fase de determinação de parâmetros de projeto, através da análise das investigações geotécnicas. Neste momento são desenvolvidos os cálculos estruturais, os memoriais descritivos e outros documentos referentes à execução da obra, que num passo seguinte poderão ser revisados e adequados.

#### **5.1.2.1 Das Investigações**

Segundo a norma de projetos geotécnicos NBR 8044 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983, p. 5), as investigações geotécnicas são formadas por um complexo de ações que permitem a melhor compreensão da condição do subsolo. Essas ações são desde os levantamentos de dados gerais existentes através de cartografia e cartas geomorfológicas, reconhecimento topográfico e reconhecimento geotécnico local propriamente dito, realizado através de sondagens mecânicas e recolhimento de amostra para análise laboratorial.

Na prática corrente, sabe-se que para obras de pequeno vulto, como obras urbanas de pequeno e médio porte, as campanhas investigativas são limitadas, de tal fato que projetos geotécnicos (projetos de fundações e contenções em questão) são elaborados através da interpretação de poucos furos de sondagem de simples reconhecimento e quando aplicável de sondagens rotativas.

A norma de programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios NBR 8036 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983, p. 1), preconiza que:

As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m<sup>2</sup> de área da projeção em planta do edifício, até 1200 m<sup>2</sup> de área. Entre 1200 m<sup>2</sup> e 2400m<sup>2</sup> deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m<sup>2</sup> que excederem de 1200 m<sup>2</sup>. Acima de 2400 m<sup>2</sup> o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) dois para área da projeção em planta do edifício até 200m<sup>2</sup>;
- b) três para área entre 200 m<sup>2</sup> e 400 m<sup>2</sup>.

No caso de subsolos rochosos onde a sondagem SPT (Standard Penetration Test) não é capaz de penetrar à percussão, deve-se executar a sondagem rotativa, onde os testemunhos obtidos devem ser classificados pelos geólogos, identificando o tipo de rocha, grau de alteração e fraturamento. A norma de Estabilidade de Encostas NBR 11682 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 6) corrobora com essa afirmação, pois salienta que projetos envolvendo obras de contenção em rocha se fazem necessário o levantamento das descontinuidades e fraturamento do maciço.

Através das sondagens se recomenda que seja elaborado seções geológico-geotécnicas longitudinais e transversais do terreno, visando melhor compreensão global das características do subsolo (NBR 8044, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983, p. 7).

#### 5.1.2.2 Definição dos parâmetros de projeto

As definições de parâmetros de cálculo para estruturas de contenção, tais como, ângulo de atrito, coesão, peso específico, são certamente uma das fases de maior importância, complexidade e risco de projeto. Para solos e rochas não alteradas há um grande espectro de teorias e correlações consagradas pela prática de engenharia advenientes de estudo científicos que correlacionam as propriedades do material com as aferições obtidas pelos ensaios geotécnicos de campo, sendo esses dos mais variados tipos: ensaio SPT (Standard Penetration Test), ensaio com piezocone (CPT – CPTU), ensaio de palheta. Valores de referência e valores limites são observados no item 3.4 deste trabalho.

Entretanto, para rochas alteradas os limites não são claros, pois o grau de alteração dos mais variados tipos de rocha, varia de forma não uniforme. Portanto, para essa análise será apresentado o método de classificação de rochas GSI (The Geological Strength Index) proposto por Hoek em 2006, baseado em diversas publicações sobre método de cálculo de maciços rochosos de Hoek e Brown de 1980, que ao longo dos anos foram modificadas afim de se adaptar as mais variadas necessidades de projeto.

O método de cálculo da resistência de maciços rochosos é um estudo baseado na avaliação do maciço, caracterizando a qualidade do bloqueio de movimento entre blocos e o estado das superfícies entre os mesmos. A partir desse conceito surgiu o método GSI.

Segundo Hoek (2006, p. 11, tradução nossa):

A resistência de uma massa de rocha articulada depende das propriedades dos pedaços de rocha intactas e também sobre a liberdade destas peças para deslizar e rodar em diferentes condições de sollicitação. Esta liberdade é controlada pela forma geométrica dos pedaços de rocha intacta, assim como a condição das superfícies que separam as peças. Pedaços de rocha angulares com superfícies limpas e descontinuidades ásperas irá gerar maior resistência do que aquela que contém partículas arredondadas, cercado de material e com descontinuidades lisas.

[O método GSI] fornece um número que, quando combinado com as propriedades da rocha intacta, pode ser usado para estimar a redução na resistência do maciço rochoso para condições geológicas diferentes.

O índice GSI varia de 0 a 100, sendo obtido através do ábaco da figura 11, onde as informações de entrada são o grau de fraturamento ou qualidade estrutural da rocha e a descrição da interface entre blocos.

Através do índice e outras constantes é possível atribuir valores ao ângulo de atrito e a coesão ao maciço rochoso alterado, conforme equações (11) e (12) (HOEK, 2006, p. 18).

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (\text{fórmula 11})$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[ (1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}} \quad (\text{fórmula 12})$$

Onde,  $\sigma_{3n}$  é razão entre  $\sigma_{3máx}$  (resistência a compressão do maciço alterado ajustada a curva empírica de Hoek para taludes) e  $\sigma_{ci}$  (resistência a compressão do maciço não alterado) e as constantes de Hoek ( $a$ ,  $s$ ,  $m_b$ ) são dadas pelas seguintes equações:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (\text{fórmula 13})$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (\text{fórmula 14})$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (\text{fórmula 15})$$

O fator  $D$  necessário para atribuir valor as constantes, está relacionada diretamente ao grau de perturbação que o maciço sofre ao ser escavado, associado ao possível estado de relaxamento da massa. Esse coeficiente varia de 0 a 1 e é aplicado somente no envoltório de escavação, não sendo aplicado genericamente ao maciço.

Tal coeficiente é aplicado em obras de escavações subterrâneas, podendo ser admitido igual à zero para obras de contenção.

Já o coeficiente  $mb$  está relacionado a um sub índice ( $mi$ ) que relaciona as tensões axiais mínimas e máximas  $\sigma_3$  e  $\sigma_1$ , obtidos através de uma série de ensaios triaxiais de amostras de rochas não alteradas. Adotando  $x = \sigma_3$  e  $y = (\sigma_1 - \sigma_3)^2$  é possível obter o valor de  $mi$ :

$$m_i = \frac{1}{\sigma_{ci}} \left[ \frac{\sum xy - (\sum x \sum y / n)}{\sum x^2 - ((\sum x)^2 / n)} \right] \quad (\text{fórmula 16})$$







Caso não seja possível realizar ensaios triaxiais, fato recorrente em obras de pequeno porte, Hoek (2006, p. 6), recomenda os seguintes valores da constante para rochas intactas, segundo figura 10.

Figura 10 – Valores estimado de  $mi$

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
		Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)
	Evaporites			Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic					Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

(fonte: HOEK., 2006, p. 7)

Figura 11 – Ábaco para definição do índice GSI

<p><b>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</b></p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to 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 unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock 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 if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
		Very rough, fresh unweathered surfaces	Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	Smooth, moderately weathered and altered surfaces	Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
 <p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	<p>DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓</p>	90			N/A	N/A
		80				
		70				
		60				
		50				
		40				
30						
20						
10						
 <p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks 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>						

(fonte: HOEK., 2006, p. 13)

Enfim, o próximo parâmetro a se estabelecer no cálculo das propriedades do maciço é a tensão uniaxial de compressão do maciço alterado ( $\sigma_{cm}'$ ) que está em função em função da resistência uniaxial de compressão não alterado, ou seja, da rocha sã ( $\sigma_{ci}$ ).

Onde:

$$\sigma_{ci}^2 = \frac{\sum y}{n} - \left[ \frac{\sum xy - (\sum x \sum y/n)}{\sum x^2 - ((\sum x)^2/n)} \right] \frac{\sum x}{n} \quad (\text{fórmula 17})$$

Vale ressaltar que  $\sigma_{ci}$  é a média das tensões limites de compressão da rocha sã onde a resistência está relacionada ao processo de fratura, sendo essa resistência uma medida localizada e não necessariamente correta quando se deseja considerar o comportamento global de um maciço rochoso (HOEK, 2006, p. 19). Caso não seja possível fazer ensaios de laboratório, Hoek propõem que sejam adotados os valores observados na figura 12.

Portanto, para o conceito de resistência global de maciços rochosos alterados, Hoek propõe a seguinte fórmula:

$$\sigma_{cm}' = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (\text{fórmula 18})$$

Por fim,  $\sigma_{3máx}$  é obtido através do estudo de centenas de soluções que apresentaram uma relação empírica da tensão de compressão máxima ou de ruptura do maciço com o conceito da resistência global anteriormente proposto (HOEK, 2006, p. 20). Estes estudos foram divididos em dois tipos: análise de escavações subterrâneas e análise do comportamento de taludes rochosos. A relação apresentada a seguir é a relacionada ao comportamento de taludes:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (\text{fórmula 19})$$

Onde  $H$  é altura do talude rochoso.

Figura 12 – Valores de referência para  $\sigma_{ci}$

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, rocksalt, potash
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

\* Grade according to Brown (1981).

\*\* Point load tests on rocks with a uniaxial compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

(fonte: HOEK., 2006, p. 6)



### 5.1.3 Projeto executivo e acompanhamento de obra

Após a definição dos parâmetros de projeto, deve-se escolher o método no qual será analisada a estrutura, sendo um desses o método simplificado apresentado neste trabalho, ou métodos numéricos mais sofisticados. Ressalta-se que quanto maior for o detalhamento e a complexidade do método, maior deve ser o cuidado com os dados de entrada (parâmetros do solo e geometria da contenção) no sistema de cálculo.

Conforme norma de projeto geotécnico NBR 8044 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983, p. 4), o projeto executivo consiste no detalhamento da solução previamente definida no anteprojeto ou projeto básico através da apresentação dos detalhamentos dos desenhos básicos, memorial de cálculo, elaboração de instruções, normas e especificações construtivas (procedimentos e materiais), detalhamento de instalações diversas como drenagem, projeto detalhado de instrumentação de controle das estruturas e adequação de projeto aos equipamentos que irão possivelmente executar a obra. A norma de estabilidade de encostas NBR 11682 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 9), acrescenta ainda sobre a necessidade do detalhamento da sequência executiva da contenção no que se refere a execução do elementos da estrutura assim como a sequência de escavação do terreno.

Ambas as normas de projeto citadas anteriormente evocam a necessidade do acompanhamento da execução do projeto em obra, para que se possa garantir as condições de projeto previstas ou adequar o mesmo a algum fator não antes estabelecido.

A norma de projetos geotécnicos NBR 8044 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983, p. 5), exalta que:

[...] acompanhamento ou supervisão da execução a ser realizada, de preferência, pelo projetista, capaz de detectar, oportunamente, discrepâncias entre a natureza real do terreno e a sua representação em projeto e consequência de outros fatores imprevistos, permitindo promover as necessárias adaptações de projeto, no mais curto prazo possível.

A norma de estabilidade de encostas NBR 11682 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 16) complementa:

O acompanhamento técnico durante a fase de execução é obrigatório e deve ser realizado pelo engenheiro civil geotécnico responsável pelo projeto da obra.

A periodicidade das visitas de acompanhamento, pelo engenheiro civil geotécnico, deverá ser estabelecida em função do porte da obra [...]

Ao final da obra deve-se necessariamente compilar todas as informações e execuções que foram desconformes com o projeto original, e atualizar em desenho e memorial essas alterações, pois é fundamental que se tenha registros da obra, na forma que foi definitivamente executada. Essa revisão final de projeto é denominada como “As Built”.

## 5.2 MODELOS DE ESTUDO

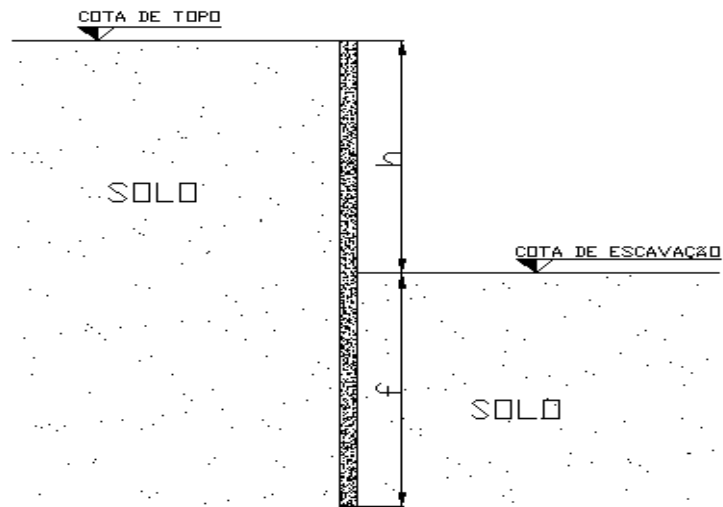
Os modelos adotados apresentam as seguintes características:

- a) localizados em centros urbanos, aplicadas a terrenos de difícil acesso, ou cujo comprimento linear da estrutura é limitado.
- b) apresentam alturas máximas de escavação da ordem de 5 a 6m, o que representa em edifícios residenciais e comerciais a presença de 1 a 2 subsolos.
- c) os materiais propostos serão classificados em solo, alteração de rocha e rocha, e suas propriedades (ângulo de atrito, coesão, peso específico) serão adotadas como constantes (valores médios) em cada camada.
- d) é desconsiderado qualquer tipo de sobrecarga lateral.

### 5.2.1 Estrutura de contenção em solo

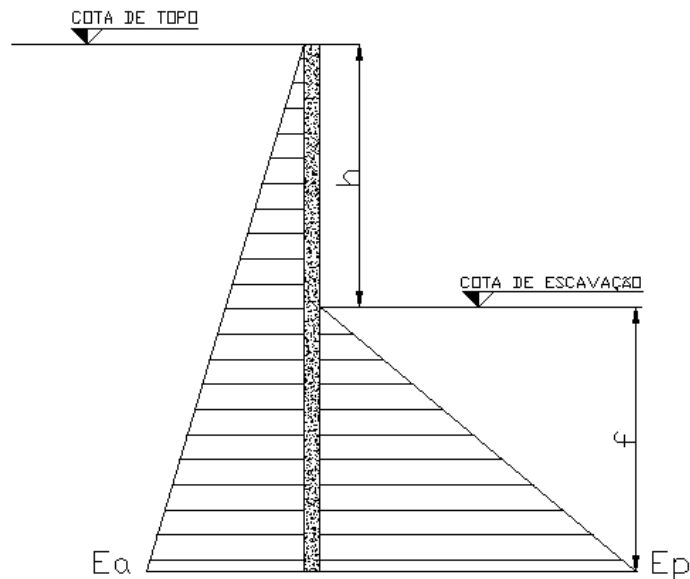
O modelo da figura 13 apresenta um corte típico de uma estrutura de contenção flexível, onde  $h$  é a altura de escavação, e a ficha ( $f$ ) o comprimento necessário para mobilizar o empuxo passivo, gerando o equilíbrio estático da estrutura. A figura 14 apresenta o diagrama típico de empuxo do solo dado pelo peso específico do solo ( $\gamma$ ), desconsiderando empuxos devidos à sobrecarga e empuxos hidrostáticos.

Figura 13 – Corte típico de uma cortina.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 14 – Distribuição dos empuxos ativos e passivos.



(fonte: elaborado pelo autor)

Sabendo que o empuxo ativo e passivo são dados pelas equações (20) e (21) respectivamente, e que a resultante dessas solicitações triangulares estão a um terço da altura do triângulo, é possível fazer o somatório de momentos no ponto O (22), processo já descrito no capítulo

passado como análise simplificada, resultando para o caso de um solo homogêneo uma equação genérica para a altura de ficha (23).

Salienta-se que o coeficiente de empuxo passivo deve ser reduzido em 50% a fim de compatibilizar as deformações e que ao final dos cálculos a flecha deve ser majorada em 20% (24), também previsto pela análise simplificada.

$$\sigma ha = \gamma \cdot ka \cdot (h + f) \quad (\text{fórmula 20})$$

$$\sigma hp = \gamma \cdot Kp \cdot f \quad (\text{fórmula 21})$$

$$ka \cdot (h + f)^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{h+f}{3} = kp \cdot f^3 \cdot \frac{1}{12} \quad (\text{fórmula 22})$$

$$f = \frac{h}{\frac{kp}{ka \cdot 2}^{1/3} - 1} \quad (\text{fórmula 23})$$

$$F = f \cdot 1,2 \quad (\text{fórmula 24})$$

Nota-se que a desconsideração da coesão deve-se ao fato de que essa propriedade não é uma constante ao longo do tempo, portanto tornando sua caracterização em projeto essencialmente dependente da finalidade da obra. Por exemplo, em obras cuja finalidade da contenção é provisória ou que a estrutura será estroncada futuramente pelo engastamento de lajes ou pela chegada de vigas à estrutura (figura 15), pode-se considerar uma parcela da coesão no cálculo da estrutura e conseqüentemente a redução da altura da estrutura de contenção, fato que contribui com a redução de custos da obra. Para este caso as equações dos empuxos são acrescidas de uma parcela coesiva (25) e (26).

$$\sigma_{ha} = \gamma \cdot ka \cdot (h + f) - 2 \cdot c \cdot \sqrt{ka} \quad (\text{fórmula 25})$$

$$\sigma_{hp} = \gamma \cdot kp \cdot f + 2 \cdot c \cdot \sqrt{kp} \quad (\text{fórmula 26})$$

Figura 15 – Estroncamento da estrutura de contenção com chegada de vigas.



(fonte: foto cedida por Serki Fundações Ltda.)

### 5.2.2 Estrutura de contenção em alteração de rocha e rocha

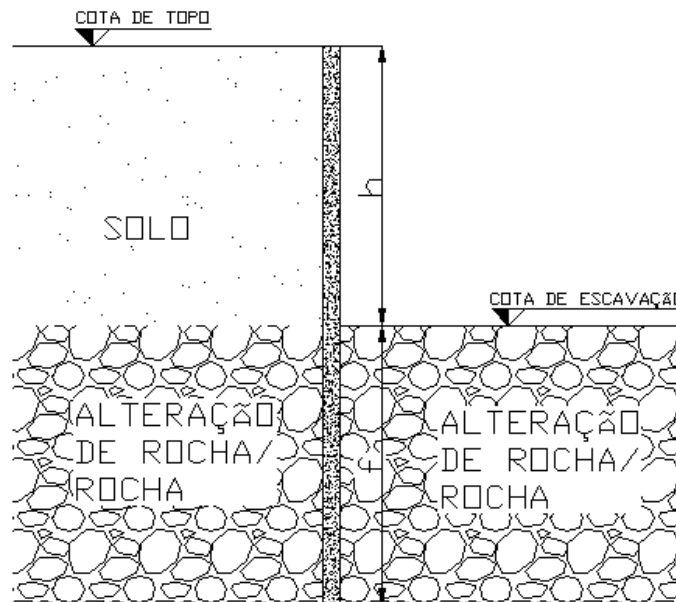
Rochas são um material de característica coesiva, o que de fato muda a abordagem de projeto quando a estrutura de contenção está sendo colocada em contato com este material, de modo que a atribuição de valores de projeto para essa propriedade torna-se um passo importante no processo.

Para rochas não alteradas, que não sofreram grandes processos de intemperismo e que mantêm suas propriedades geológicas sem distorções, os valores de coesão, ângulo de atrito e peso específico podem ser atribuídos segundo registros obtidos na literatura, pois existe um

grande banco de dados, referenciando cada tipo de rocha com sua determinada propriedade, quando não há possibilidade de ensaios de campo e laboratoriais. Contudo, a grande dificuldade de interpretação está em definir valores de projeto a estes materiais que foram intemperizados ao longo do tempo, ou seja, que sofreram alterações físico-químicas e cujas propriedades são diferentes da rocha de origem. Para este caso foi adotado o método de Hoek para maciços rochosos alterados, apresentado anteriormente.

O modelo da figura 16 apresenta mesma geometria anteriormente descrita com cinco metros de escavação em solo, entretanto com comprimento de ficha posto em alteração de rocha ou rocha.

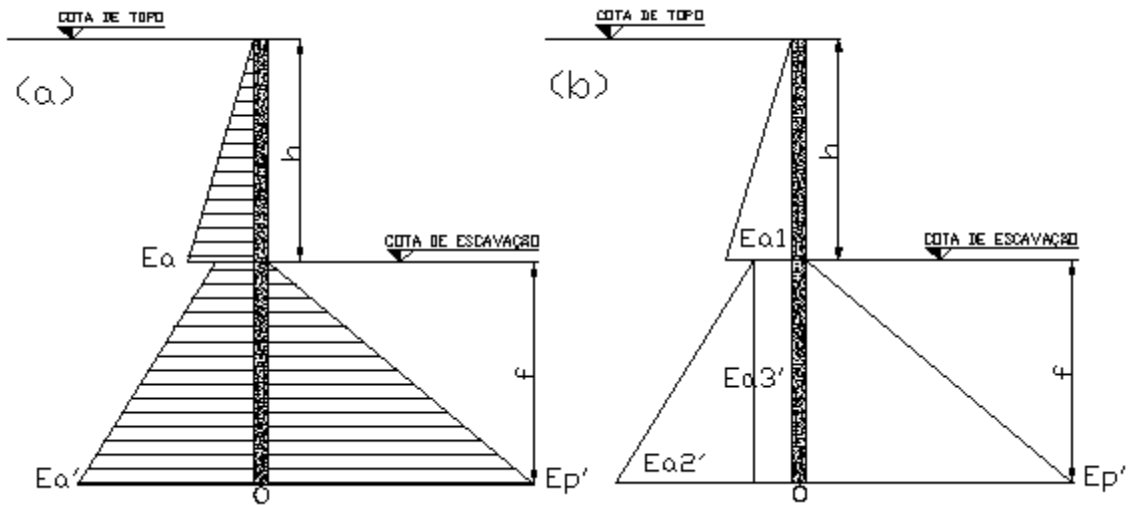
Figura 16 – Corte da cortina na presença de duas camadas de material.



(fonte: elaborado pelo autor)

Para a estrutura apresentada, no trecho em solo, será adotado um peso específico ( $\gamma$ ), um ângulo de atrito ( $\Phi$ ) e para região em alteração de rocha/rocha denominaremos as propriedades por  $\gamma'$ ,  $\Phi'$  e coesão por  $c'$ , afim de diferenciar as características de cada camada. O diagrama típico de empuxos da estrutura é dado pela figura 17 (a), caracterizada principalmente pela descontinuidade na interface solo/alteração de rocha ou rocha. Na figura 17(b), é demonstrada a divisão do empuxo ativo, para fins de cálculo.

Figura 17 – Distribuição de empuxos.



(fonte: elaborado pelo autor)

As equações dos empuxos são dadas pelas equações 27 a 30, assim como o equilíbrio de momentos em O pela equação 31.

$$Ea1 = \gamma \cdot h^2 \cdot Ka \cdot \frac{1}{2} \quad (\text{fórmula 27})$$

$$Ea3 = (\gamma \cdot h \cdot ka') \cdot f \quad (\text{fórmula 28})$$

$$Ea2 = \gamma' \cdot f^2 \cdot ka' \cdot \frac{1}{2} \quad (\text{fórmula 29})$$

$$Ep1 = \gamma' \cdot f^2 \cdot kp' \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \quad (\text{fórmula 30})$$

$$\begin{aligned} & \left[ \left( \gamma \cdot h^2 \cdot ka \cdot \frac{1}{2} \right) \times \left( \frac{h}{3} + f \right) \right] + \left[ \left( \gamma' \cdot ka' \cdot f^2 \cdot \frac{1}{2} \right) \times \left( \frac{f}{3} \right) \right] + \left[ \left( \gamma \cdot h \cdot ka' \cdot f \right) \times \frac{f}{2} \right] \\ & - \left[ \left( \gamma' \cdot f^2 \cdot kp' \cdot \frac{1}{4} \right) \times \frac{f}{3} \right] = 0 \end{aligned} \quad (\text{fórmula 31})$$

Acrescentando a parcela coesiva presente na camada de alteração de rocha ou rocha, obtém-se o novo equilíbrio de momento (32):

$$\begin{aligned} & \left[ \left( \gamma \cdot h^2 \cdot ka \cdot \frac{1}{2} \right) \times \left( \frac{h}{3} + f \right) \right] + \left[ \left( \gamma' \cdot ka' \cdot f^2 \cdot \frac{1}{2} - C \cdot \sqrt{ka'} \right) \times \left( \frac{f}{3} \right) \right] + \left[ \left( \gamma \cdot h \cdot ka' \cdot f - 2C\sqrt{ka'} \cdot f \right) \times \frac{f}{2} \right] \\ & - \left[ \left( \gamma' \cdot f^2 \cdot kp' \cdot \frac{1}{4} + C\sqrt{kp'} \cdot f \cdot \frac{1}{2} \right) \times \frac{f}{3} \right] = 0 \end{aligned} \quad (\text{fórmula 32})$$

A parcela coesiva no empuxo ativo resulta em uma diminuição do esforço, fato contrário ao empuxo passivo onde ocorre um aumento significativo. Salienta-se que se o solo ou o maciço rochoso alterado apresentar uma alta coesão, a equação do empuxo ativo pode retornar resultados negativos, o que não deve ser considerado. Portanto é estabelecida uma condição de uso da coesão para o empuxo ativo.

$$2C \leq \gamma' \cdot f \frac{ka'}{2\sqrt{ka'}} \quad e \quad 2C \leq \gamma \cdot h \cdot \frac{ka}{\sqrt{ka}} \quad (\text{fórmula 33})$$

Caso não sejam atendidas as condições acima descritas, adota-se a coesão igual à zero.



## 6 ESTACAS INJETADAS TIPO RAIZ

Segundo Nunes (1992, p. 283), “As estacas injetadas caracterizam-se pela execução no terreno de corpos aproximadamente cilíndricos de concreto, argamassa ou calda, em geral fortemente armados, nos quais o aglutinante é injetado sob pressão.”. Nesse capítulo serão abordadas características e diretrizes de execução.

### 6.1 HISTÓRICO

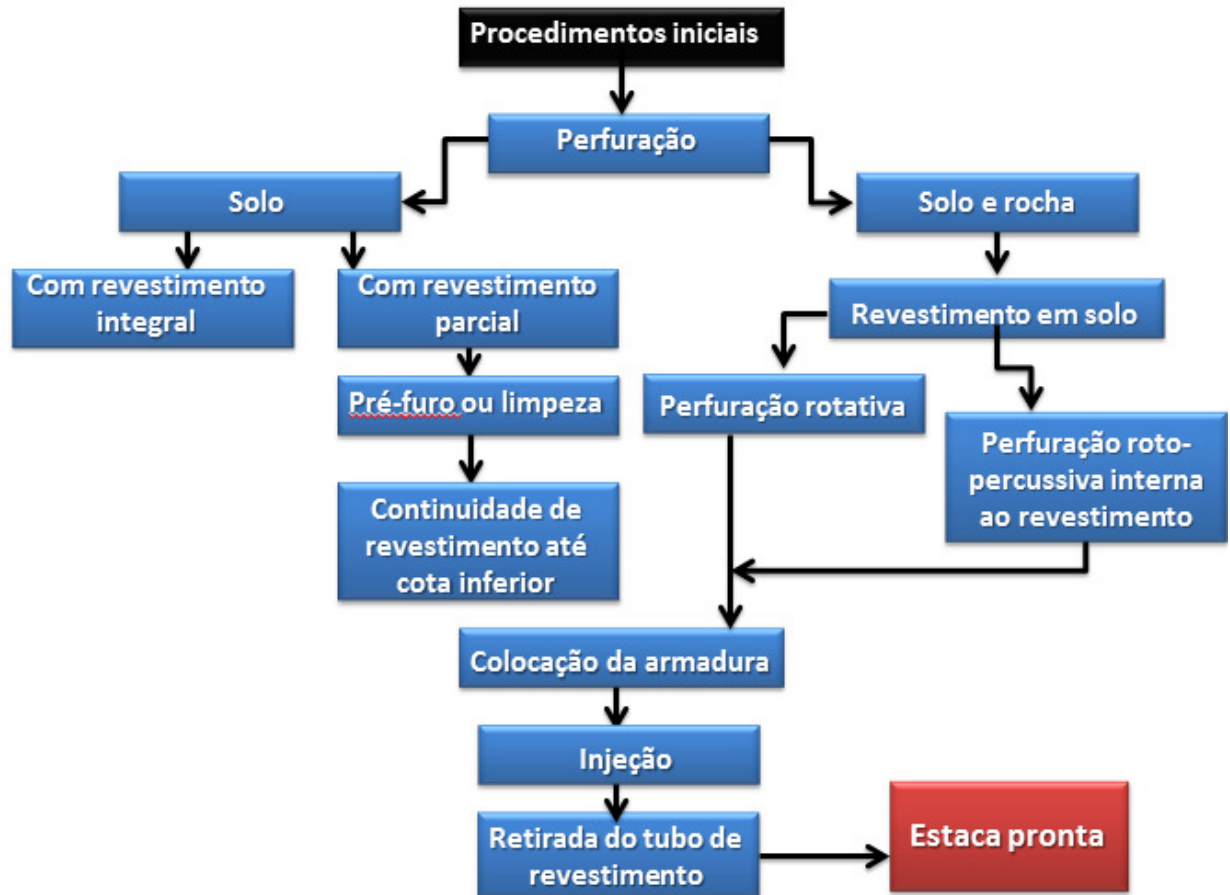
A tecnologia de estacas Injetadas tipo raiz foi criada na década de 1950 pelo engenheiro italiano Fernando Lizzi sob a denominação de “Pali Radice”. Originalmente esta tecnologia visava a execução de estacas de pequenos diâmetros para reforços de fundações ( $D < 20\text{cm}$ ), através de perfuração roto-percussiva e subsequente injeção de argamassa. Na década de 70, com a expiração da patente, esta tecnologia evoluiu e os diâmetros atuais já estão na ordem de 50cm com cargas aplicadas de até 250 toneladas (STUCCHI et al., 2014, p. 74). Segundo o autor, a evolução dos diâmetros não se dá mais por limites de potência de equipamento, mas sim pelo elevado peso das camisas metálicas e materiais de apoio.

### 6.2 ETAPAS DO PROCESSO EXECUTIVO

O processo executivo desse tipo de estaca e principalmente da estrutura de contenção é composta por várias etapas, e envolve diversos setores da construção, por exemplo, o topógrafo faz inicialmente a locação das estacas, a equipe de fundações (muitas vezes, uma empresa terceirizada) executa a estaca e como fase final os trabalhadores da própria obra preparam a cabeça das estacas e executam as fôrmas, montam as armaduras e concretam a viga de coroamento da cortina. Os próximos itens do trabalho vão tratar de cada fase particular da execução desse tipo de estaca que pode ser utilizada como meio de contenção de solos.

As etapas principais são: perfuração, posicionamento da armadura, injeção de argamassa, retirada do revestimento e preparo da cabeça. A figura 18 representa cada fase de execução:

Figura 18 – Diagrama das etapas executivas da estaca raiz



(fonte: adaptado de STUCCHI et al., 2014, p. 76)

## 6.2.1 Perfuração

Segundo Stucchi et al. (2014, p. 75):

A escavação será executada com equipamento perfuratriz rotativa hidráulica ou roto percussiva, com circulação de água, [...] ou ar comprimido, com a utilização, quando necessário, de tubo de revestimento metálico recuperável de diâmetro ligeiramente inferior ao diâmetro final da perfuração. Normalmente, a coroa de perfuração é acoplada na extremidade inferior do tubo de revestimento, ou de haste de perfuração.

O mesmo autor salienta que o processo de perfuração, gera naturalmente resíduos, contudo eles são gerados de uma forma particular, diferente dos métodos tradicionais de perfuração por trado. Segundo Stucchi et al. (2014, p. 75):

Os resíduos da escavação serão transportados à boca do furo pela água de circulação que é injetada sob pressão controlada, de cima para baixo no interior do tubo de revestimento. O retorno da água juntamente com o resíduo da escavação se dá entre o revestimento e a parede do furo, a qual deverá ser coletada em um recipiente de

decantação especialmente preparado para evitar o espalhamento da lama no local de perfuração. Isso determina, portanto, que o diâmetro acabado da estaca será sempre maior que diâmetro nominal do instrumento de perfuração.

A tabela 7 mostra a relação entre o diâmetro final da estaca raiz e o tubo utilizado na perfuração.

Tabela 7 – Diâmetros nominais e diâmetros dos revestimentos

Diâmetro nominal da estaca (mm)	150	200	250	310	400	450
Diâmetro externo do tubo de revestimento (mm)	127	168	220	273	355	405

(fonte: NBR 6122, 2010, p. 74)

Importante verificar que o instrumento de perfuração, varia de acordo com o terreno, para a camada de solo é utilizado apenas o sistema rotativo que crava a camisa metálica ao mesmo tempo em que é injetado a água. Para terrenos constituídos de alteração de rocha ou rocha, é utilizado um instrumento denominado martelo de fundo (figura 19), que é composto por uma cabeça diamantada capaz de fraturar e perfurar rocha. Ressalta-se que a cabeça perfurante do sistema, também denominado de “Bit” deve ter diâmetro levemente menor que o da camisa metálica, portanto havendo uma redução no diâmetro do fuste (figura 20).

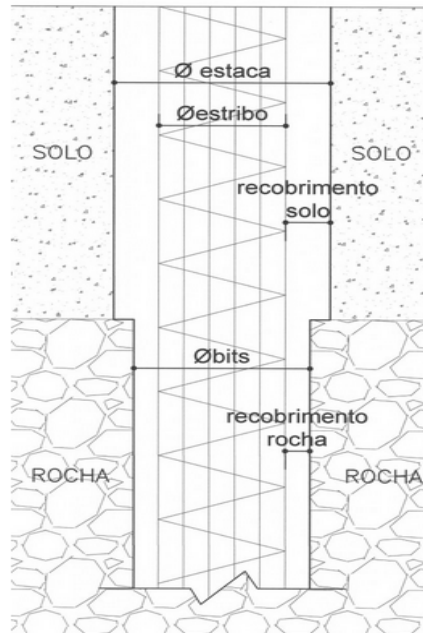
Figura 19 – Martelo de fundo e Bit



(fonte: foto do autor)

Stucchi et al. (2014, p.75), ressaltam a utilização do martelo de fundo: “[...] o desenvolvimento e o largo emprego de martelos de fundo permitiu ampliar ainda mais o campo de utilização desse tipo de estaca, pois consegue-se perfurar e ultrapassar matacões e também embutir a ponta da estaca na rocha”.

Figura 20 – Redução da seção



(fonte: elaborado pelo autor)

## 6.2.2 Armadura

Logo depois da perfuração, é feito o posicionamento da armadura, assentando a ponta na cota de apoio da estaca, ou seja, o fuste é inteiramente armado. Segundo Stucchi et al. (2014, p. 75):

A armadura pode ser constituída por monobarra ou feixe de aço, várias barras de aço com estribo helicoidal formando uma “gaiola”, tubo metálico, ou ainda uma mescla dessas alternativas. Para estaca raiz a compressão, o transpasse das diversas seções feito por simples sobreposição e para estaca à tração utiliza-se de preferência solda ou luva rosqueada.

Outra condição importante de projeto e execução relacionada a armadura, é que o diâmetro da mesma deve respeitar a condição de cobrimento mínimo de tal forma que seu diâmetro deve ser menor ao diâmetro mínimo do fuste, ou seja, se é utilizado martelo de fundo, o diâmetro

da seção de armadura deve ser igual ao diâmetro do bit menos o cobrimento mínimo necessário.

Stucchi et al. (2014, p.75) complementam que:

[...] nas estacas de maior diâmetro empregam-se roletes que garantem o cobrimento, entretanto, para as estacas de menor diâmetro isso não é feito, pois reduziria ainda mais o diâmetro da gaiola de armadura.

A tabela 8 apresenta valores de diâmetros de estribo, relacionados diretamente com a redução do fuste que é dado pelo diâmetro do *bit*.

Tabela 8 – Valores de diâmetro de estribo devido à redução do fuste

φ SOLO	φ ROCHA		Recobrimento armadura					
	φ Bits		φ Mínimo Externo do Tubo NBR 6122/10	φ Interno do Tubo	Folga Bits/Face Interna Tubo	φ Estribo	SOLO	ROCHA
	Polegadas	mm						
450	14"	355,6	406	381	12,5	290	58	33
400	12"	304,8	355	330	12,4	240	58	32
310	8 3/4"	222,3	273	248	12,7	160	57	31
250	6 3/4 "	171,5	220	195	11,6	110	55	31
200	4 3/4"	120,7	168	146	12,7	Triangular	-	-

(fonte: Serki Fundações Ltda.)

A prática ainda sugere que na montagem da armadura, no metro final, seja realizado um afunilamento, uma redução no diâmetro dos estribos assim como aproximação das barras longitudinais para que facilite o posicionamento dentro do fuste. Além disso, recomenda-se no final da armadura um reforço de montagem (três voltas de estribo) para evitar a abertura da barras longitudinais devido ao transporte em obra. Se houver necessidade podem-se utilizar armaduras de travamento ao longo da armadura principal para que a peça apresente maior rigidez e facilite sua movimentação.

### 6.2.3 Injeção de argamassa

Neste trabalho será abordado estacas injetadas com argamassa, mas há casos específicos em que a injeção pode ser feita utilizando concreto. Para tal procedimento, é necessária uma central de fornecimento de argamassa instalada no canteiro, composta por um misturador, uma bomba de injeção responsável por bombear a argamassa da central até a ponta do tubo de injeção que este apoiado dentro da estaca e um compressor. Existem casos em que a argamassa pode ser feita fora do canteiro de obra, em uma central de concreto, contudo, não é usual pois os custos relacionados ao transporte de pequenos volumes de argamassa para a obra são altos, inviabilizando na maior parte das vezes essa prática.

As especificações da argamassa podem ser encontradas na norma de projeto e execução de fundações NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 76), que define os seguintes parâmetros:

- a) a argamassa a ser utilizada deve ter  $f_{ck} \geq 20 \text{MPa}$ ;
- b) consumo de cimento não inferior a  $600 \text{kg/m}^3$ ;
- c) fator água/cimento entre 0,5 e 0,6;
- d) agregado: areia e/ou pedriscos.

Segundo Stucchi et al. (2014, p. 75):

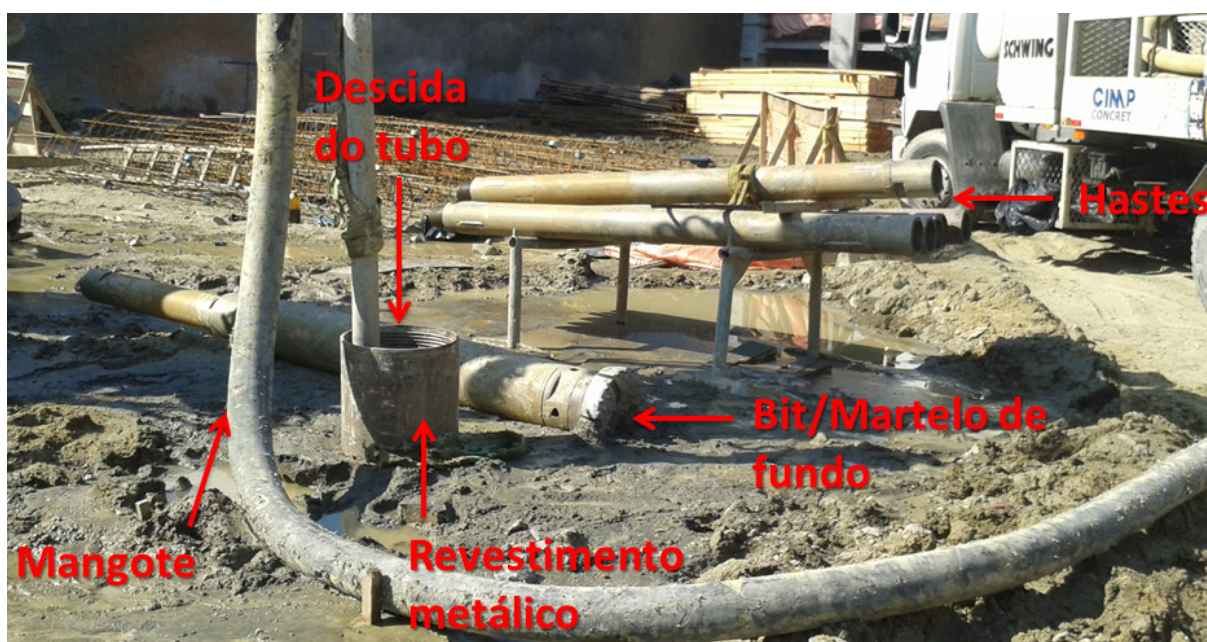
A concretagem é efetuada sob pressão, rigorosamente controlada e variável entre 0,0 e 0,4Mpa (dependendo do tipo do solo), utilizando-se uma argamassa de elevada resistência, obtida pela mistura de areia peneirada e/ou pedrisco e cimento [...].

Conforme recomendação do Manual de Especificações de Produto e Procedimentos da ABEF (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, 2004, p. 180) o posicionamento do tubo de injeção deve ser apoiado na ponta da estaca, procedendo a injeção de baixo pra cima até que ocorra a expulsão de toda a água de circulação contida no interior do tubo, o mesmo manual ainda recomenda que a injeção só seja interrompida quando a argamassa emergente do fuste saia limpa e não apresente sinais de contaminação de lama ou detritos.

Ao final dessa etapa executiva percebe-se que esse tipo de estaca tem como aspecto negativo, a sujeira produzida no canteiro de obra, tanto pelos resíduos da escavação, como pela argamassa excedente que ultrapassa a cota de arrasamento do elemento.

A figura 21 mostra a composição dos equipamentos e posicionamento do tubo de injeção dentro do fuste, antes da retirada do revestimento.

Figura 21 – Elementos da execução de estaca injetada tipo raiz



(fonte: foto do autor)

Ainda sobre o tema, Nunes (1992, p. 286-287) classifica as estacas injetadas em dois tipos: estacas de armação do terreno e estacas com protensão do terreno. O autor explica que é a condição de injeção que define o tipo da estaca, no caso das estacas de armação no terreno, por exemplo, não há a intenção de manter a pressão de injeção no solo, portanto a argamassa é injetada sobre pressão próxima a zero, sendo por vezes denominadas como estacas de argamassa derramada. O segundo grupo, é injetada sobre maior pressão, com intuito de manter uma pressão residual de injeção no terreno, utilizando-se de válvulas que impedem o retorno da calda ou argamassa das interrupções das injeções. Neste trabalho será abordado o primeiro grupo.



### 6.2.4 Retirada do revestimento

O tubo de revestimento, que usualmente é um tubo metálico, apresenta alto peso por metro e o processo de levantamento do mesmo deve haver alto controle de segurança para que não ocorram acidentes.

Segundo Stucchi et al. (2014, p. 75-76):

Estando toda perfuração preenchida com argamassa, coloca-se um tampão no topo do revestimento procedendo-se a retirada do mesmo com o emprego de um extrator hidráulico e, concomitantemente aplica-se a pressão que pode ser de ar comprimido ou através da bomba de injeção de argamassa que é controlado para evitar deformações excessivas do terreno, garantindo a integridade do fuste e também a perfeita aderência da estaca com terreno.

Essas operações são repetitivas e deve-se adicionar argamassa para o completo preenchimento do tubo visando o seu nível sempre acima da coroa de perfuração. A retirada do revestimento poderá ser executada também com o próprio equipamento de perfuração.

O manual da ABEF (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, 2004, p. 180), faz outras recomendações, tais como: colocar o revestimento a cada quatro metros ou no mínimo três vezes por estaca a fim de permitir a aplicação de ar comprimido sob pressão moderada (0,3 MPa a 0,5MPa), e que quando for feita a retirada da camisa metálica se recomenda atenção ao não deslocamento vertical da armadura.

### 6.2.5 Preparo da cabeça da estaca

Esta parte é o último processo dentro do método executivo e muitas vezes não é executado pela equipe de perfuração e injeção, mas sim por outros operários que não são especializados na área de fundações, portanto as recomendações a seguir descritas devem ser entregues ao construtor ou contratante caso a execução das fundações seja terceirizada (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, 2004, p. 180).

Como visto anteriormente é obrigatória a injeção de argamassa até o topo da estaca para que ocorra a garantia de descontaminação da argamassa, tal fato, provoca a necessidade de sempre haver essa demolição do excesso de argamassa, que segundo o manual da ABEF deve ser demolido com no mínimo um dia de espera após a execução da estaca.

O mesmo documento ainda recomenda que:



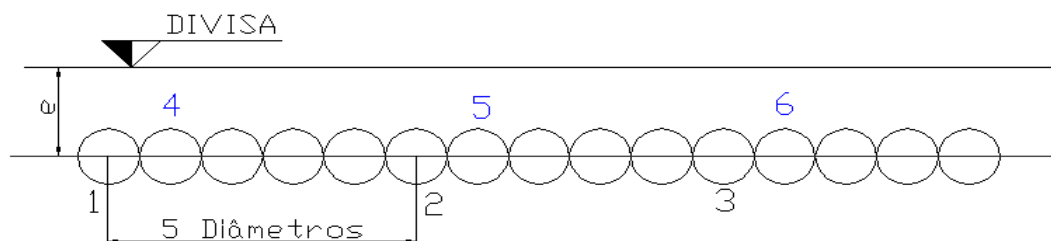
- a) a quebra da estaca seja feita empregando-se marretas e ponteiros, sempre trabalhando com elas em pequenas inclinações em relação a horizontal;
- b) mantenha-se a seção resultante do desmonte do concreto ou argamassa de forma plana e perpendicular ao eixo da estaca, sendo que a operação de demolição deve ser executada de modo a não causar danos a estaca;
- c) o embutimento da estaca no bloco de fundação, ou no caso, viga de coroamento seja no mínimo de 5cm, cuidando-se que a armadura, parte fundamental da resistência, fique perfeitamente ancorada no elemento superior à estaca.

### 6.2.6 Sequência executiva dos elementos de contenção e viga de coroamento

A norma de projeto e execução de fundações NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 75), recomenda que não se execute estacas com espaçamentos inferiores a cinco diâmetros em intervalo inferior à 12h. Isso se deve a intenção de preservar a integridade da estaca vizinha que ainda não entrou em processo completo de cura, e cuja interferência mediante escavação de outra estaca próxima pode gerar fuga de argamassa, deslocamentos de armadura e restrições da seção do fuste, patologias que podem comprometer seriamente o funcionamento da estrutura.

A figura 22 representa a sequência executiva de uma linha de estacas de contenção. Importante ressaltar, que contrariamente a diafragmadoras que são capazes de executar a contenção junto a divisa, o equipamento de máquina raiz, depende necessariamente de um afastamento de 30 a 50 cm variando de acordo com o equipamento e diâmetro utilizado. Essa distância, representada por “e” se deve a dois fatores: interferência da mesa de trabalho da máquina e necessidade de espaço de trabalho para acoplar e desacoplar os tubos de revestimento.

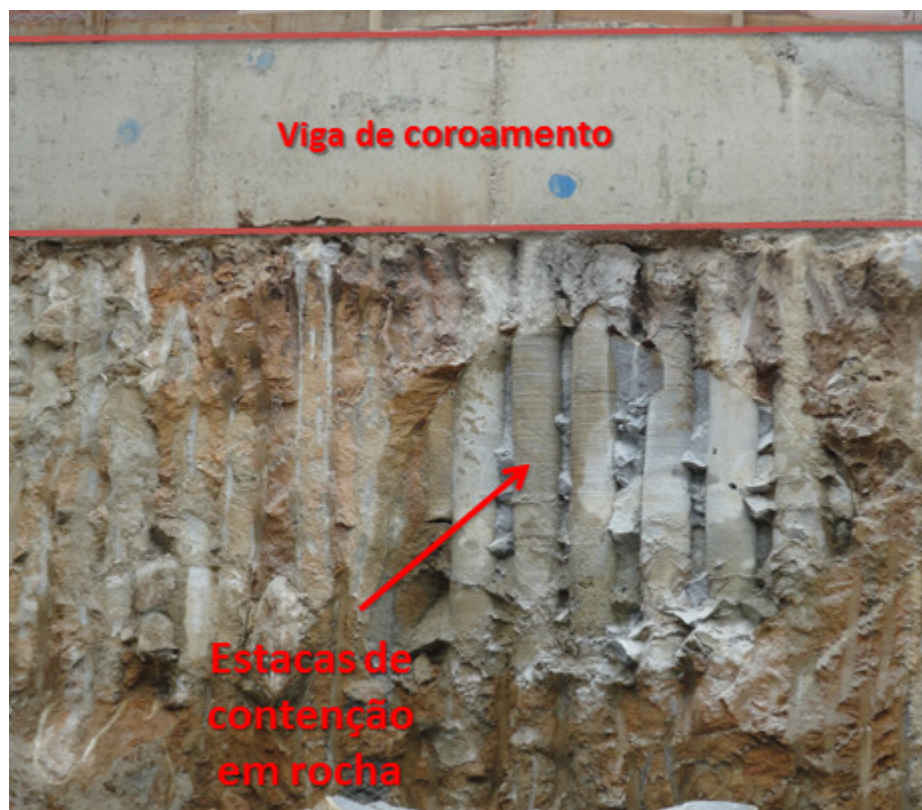
Figura 22 – Sequência executiva das estacas



(fonte: elaborado pelo autor)

A viga de coroamento (figura 23) tem como objetivo unir as estacas justapostas sobre um elemento rígido que leve as mesmas a possuir comportamento de conjunto, solidarizando as solicitações provenientes dos empuxos de terra.

Figura 23 – Viga de coroamento



(fonte: foto cedida por Serki Fundações Ltda. e modificada pelo autor)

### 6.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE O MÉTODO EXECUTIVO

As estacas raiz se constituem como um dos métodos de execução de estacas mais difundido no mundo e como visto anteriormente, o método executivo é bem particular, apresentando vantagens e desvantagens que serão apresentadas a seguir.

#### 6.3.1 Vantagens

O principal fato que distingue esse tipo de solução dos demais tipos de estacas justapostas é a capacidade de perfuração em rocha, podendo assim, ultrapassar matacões e executar engastamento em rocha, além disso, por ser um método executivo que envolve injeção sob

pressão, os diâmetros das estacas apesar de reduzidos, apresentam alta capacidade de carga. Outro fato importante é que os maquinários envolvidos na execução apresentam porte menor, quando comparadas a outros tipos de solução, como estacas escavadas e hélice contínua. Portanto dando as estacas raiz, grandes possibilidades de execução em lugares de difícil acessibilidade que apresentam espaços reduzidos, ou cujas alturas de pé direito são limitadas (STUCCHI et al., 2014, p. 77-78).

Além disso, o autor ressalta que a execução desse tipo de estaca não envolve vibração nem qualquer tipo de descompressão do terreno, o que certifica sua utilização em locais cujos limites sejam próximos e edificações vizinhas. Caso existam pilares da edificação sobre a linha de contenção, as estacas da cortina podem ser utilizadas como fundação, pois são estacas com alta capacidade de carga, alcançando tensões de até 100 Kg/cm<sup>2</sup> em sua seção, valores superiores aos outros métodos de execução (estacas escavadas e estacas hélice contínua).

### **6.3.2 Desvantagens**

Segundo Stucchi et al. (2014, p. 77), uma das principais desvantagens desse tipo de estaca é o custo dela, sendo mais dispendiosa que outras soluções, quando comparado o valor unitário de perfuração por metro de outras estacas. Contudo suas vantagens tornam muitas vezes sua escolha obrigatória, tornando o custo de execução, um fator secundário na sua escolha.

Outro ponto negativo é a geração de resíduos, fato inerente ao processo executivo. Estacas injetadas tipo raiz, quando executadas sob pressão de água produzem grande quantidade de sujeira, ou seja, não é uma solução limpa em canteiro de obras, obrigando o contratante ou executor a fazerem a limpeza da área de trabalho constantemente durante todo o processo de execução. Além disso, são estacas que não podem ser executadas na divisa, pois necessitam de um afastamento mínimo de 40 a 60 cm para que se tenha espaço de trabalho, e para que não ocorra interferência da máquina com a edificação ou estrutura existente na divisa.

## 7 RESULTADOS E ANÁLISES

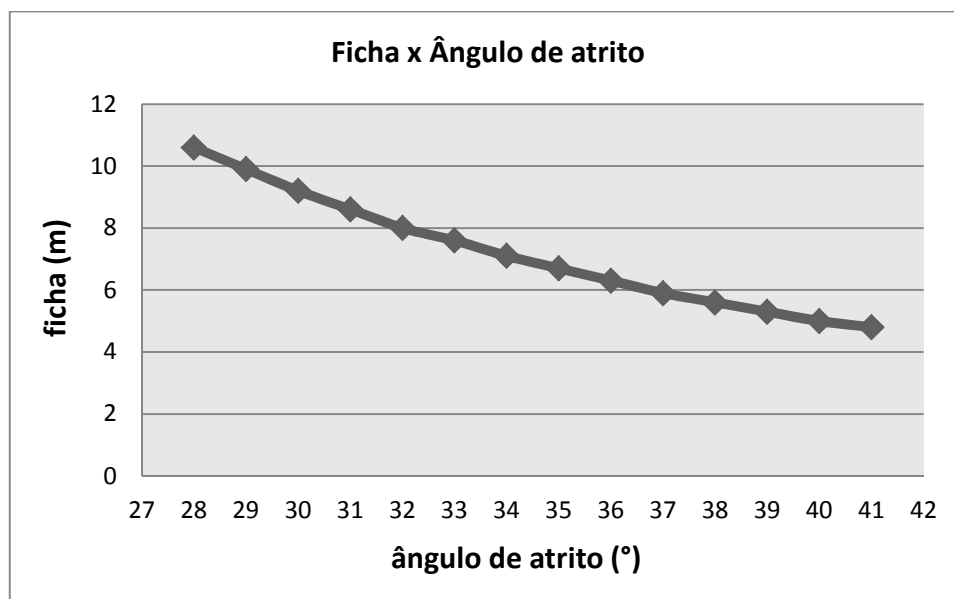
Com intuito de analisar a variação do comprimento de ficha necessário para o equilíbrio da estrutura de contenção foi realizada a análise dos modelos acima citados variando parâmetros do subsolo.

Para estruturas em solo homogêneo, a análise se restringe a variação do ângulo de atrito. Todavia, para cortinas engastadas em alteração de rocha, as simulações compreendem as variações de ângulo de atrito e coesão de acordo com o grau de alteração da rocha, sendo esses parâmetros variantes de acordo com índice GSI designado à amostra e a tensão uniaxial máxima de compressão da rocha  $\sigma_{ci}$ .

### 7.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM SOLO HOMOGÊNIO

A variação do comprimento de ficha com relação ao ângulo de atrito é dada pelo gráfico da figura 24, através da equação (14).

Figura 24 – Variação da ficha pelo ângulo de atrito.



(fonte: elaborado pelo autor)

Sabe-se que o solo não é um material homogêneo e que considerar suas propriedades constantes ao longo de um perfil estratigráfico não é uma aproximação razoável quando se objetiva executar um projeto de contenções, entretanto, essa simulação tem como propósito referenciar valores de ficha para que se possa comparar com os resultados que serão obtidos nas próximas análises.

## 7.2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ENGASTADAS EM ALTERAÇÃO DE ROCHA

As análises aqui descritas estão de acordo com a geometria do modelo anteriormente proposto (figura 16), onde se estabeleceu os parâmetros do maciço alterado segundo a teoria de resistência de maciços rochosos alterados de Hoek, desenvolvido no capítulo 5, subitem 5.1.2.2 deste trabalho.

O critério da escolha dos tipos de rochas a serem utilizadas na base de cálculo do modelo, foi baseado na geomorfologia encontrada no estado do Rio Grande do Sul. Ao norte do estado há grande presença de rochas basálticas, ao sul a presença de rochas ígneas como granito e por fim, na depressão central do estado, rochas sedimentares como arenitos.

Segundo o método de Hoek, os parâmetros chaves que possibilitam encontrar as características do maciço rochoso alterado são a tensão uniaxial de compressão máxima ( $\sigma_{ci}$ ) da rocha sã e a constante de Hoek  $m_i$ . Os valores adotados são apresentados na tabela 9.

Atribuindo-se valores do índice GSI ao maciço é possível obter os valores das constantes de Hoek, conforme tabela 10.

Tabela 9 – Valores de  $m_i$  e  $\sigma_{ci}$

Rocha	$m_i$	$\sigma_{ci}(1)$	$\sigma_{ci}(2)$	$\sigma_{ci}(3)$
Granito	32	250	300	350
Basalto	25	100	175	250
Arenito	17	100	175	250

(fonte: elaborado pelo autor)

Após obter os valores referentes as constantes de Hoek é possível obter a resistência do maciço alterado ( $\sigma_{cm}'$ ), sendo essa a tensão relacionada a resistência global do maciço. Por fim, ajusta-se o resultado teórico a curva empírica proposta por Hoek, encontrando ( $\sigma_{3m\acute{a}x}$ ).

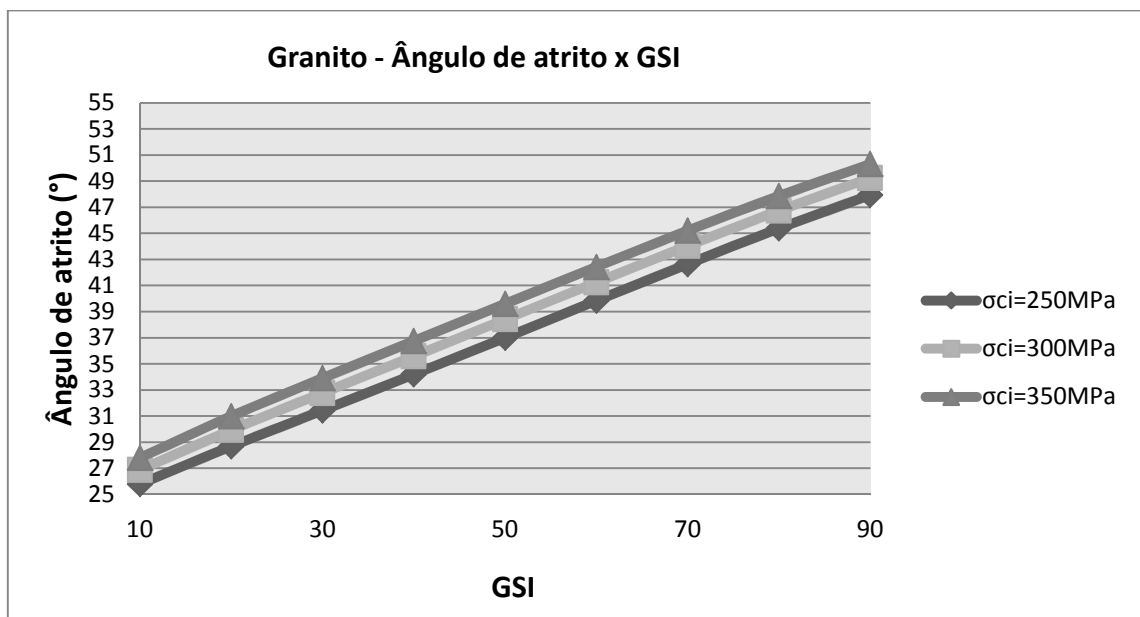
Tabela 10 – Valores para constantes de Hoek

GSI	s	a	mb (Granito)	mb (basalto)	mb (arenito)
90	0,329	0,5	22,390	17,492	11,894
80	0,108	0,501	15,665	12,239	8,322
70	0,036	0,501	10,961	8,563	5,823
60	0,012	0,503	7,669	5,991	4,074
50	0,004	0,506	5,366	4,192	2,851
40	0,001	0,511	3,754	2,933	1,994
30	4E-04	0,522	2,627	2,052	1,395
20	1E-04	0,544	1,838	1,436	0,976
10	5E-05	0,585	1,286	1,005	0,683

(fonte: elaborado pelo autor)

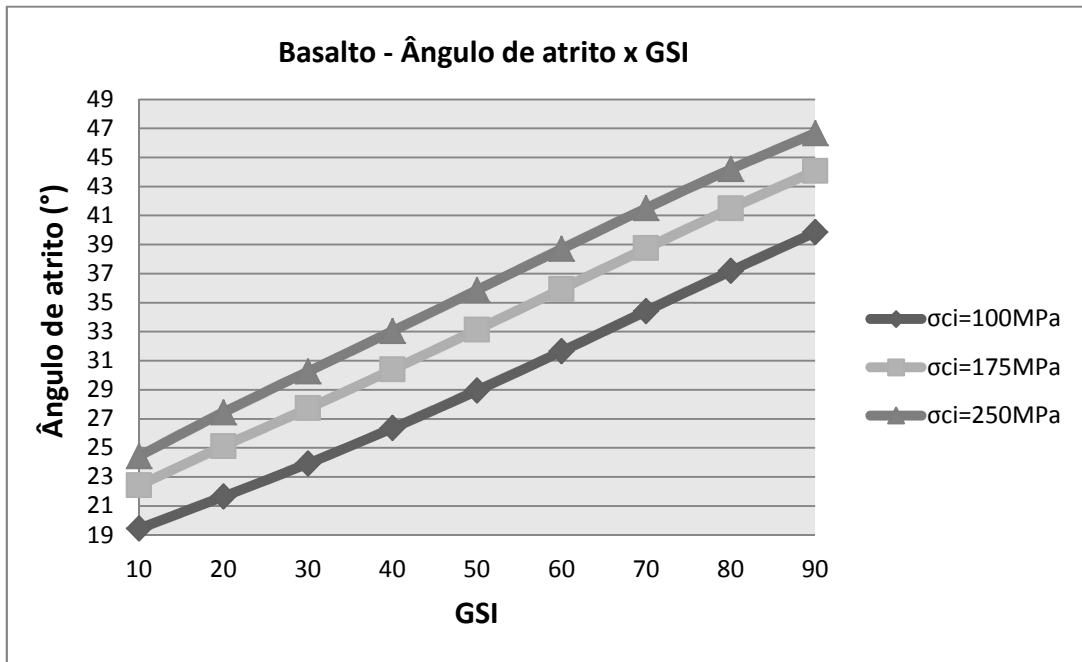
É através dessas relações que é possível lograr os valores de ângulo de atrito e a coesão para os maciços alterados. As figuras 25 a 27 apresentam os resultados obtidos variando GSI com a tensão máxima de compressão da rocha não alterada ( $\sigma_{ci}$ ) para os três tipos de rochas.

Figura 25 – Variação do ângulo de atrito pelo índice GSI para Granito.



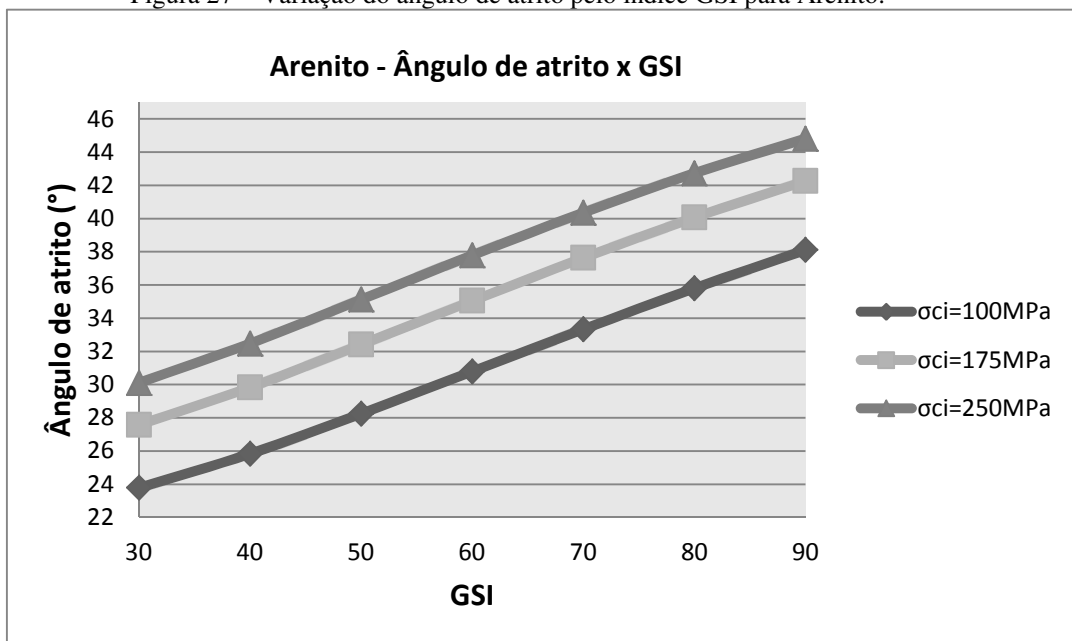
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 26 – Variação do ângulo de atrito pelo índice GSI para Basalto.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 27 – Variação do ângulo de atrito pelo índice GSI para Arenito.

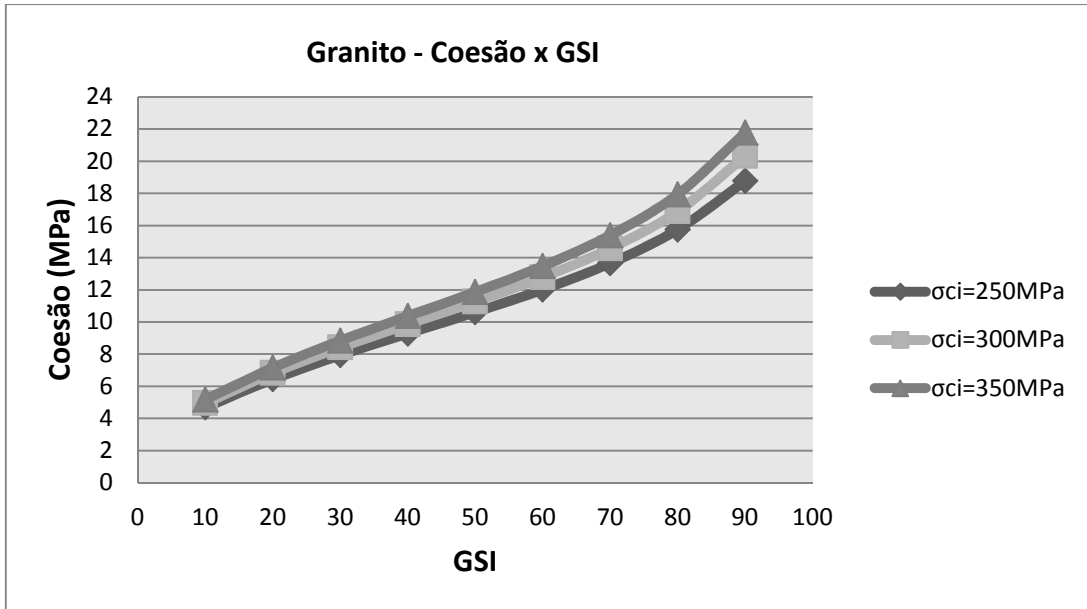


(fonte: elaborado pelo autor)

Nota-se que a variação entre o índice adotado e o ângulo de atrito é praticamente uma função linear, fato não observado na análise da coesão, conforme figuras 28, 29 e 30. Ressalta-se

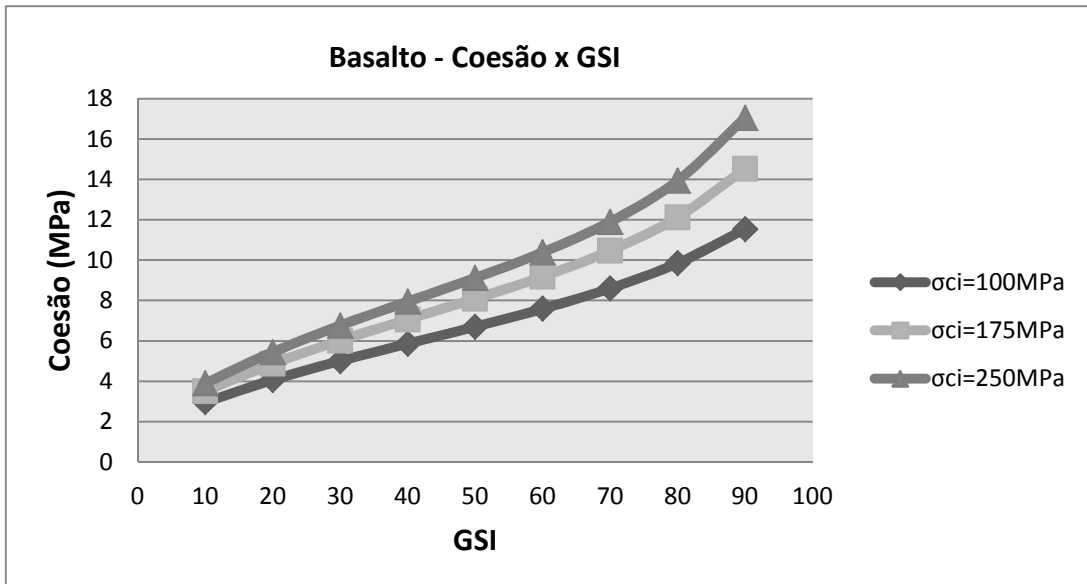
ainda que o ângulo de atrito é diretamente proporcional a resistência da rocha  $\sigma_{ci}$  adotada, pois quando se aumenta  $\sigma_{ci}$  a função translada positivamente, fato semelhante a coesão.

Figura 28 – Variação da coesão pelo índice GSI para o Granito.



(fonte: elaborado pelo autor)

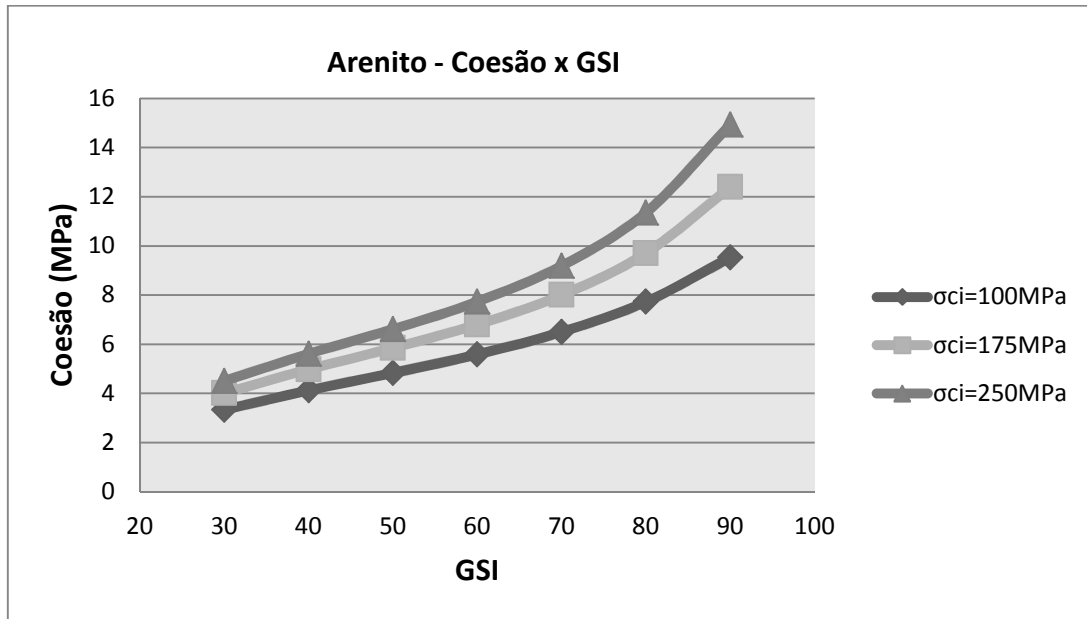
Figura 29 – Variação da coesão pelo índice GSI para o Basalto.



(fonte: elaborado pelo autor)



Figura 30 – Variação da coesão pelo índice GSI para o Arenito.



(fonte: elaborado pelo autor)

Os referentes valores das propriedades são apresentados na tabela 11 e 12. Os cálculos completos, passo a passo, se encontram no apêndice A.

Tabela 11 – Valores de ângulos de atrito

Granito (°)				Basalto (°)				Arenito (°)			
GSI	$\Phi'(\sigma_{ci}^1)$	$\Phi'(\sigma_{ci}^2)$	$\Phi'(\sigma_{ci}^3)$	GSI	$\Phi'(\sigma_{ci}^1)$	$\Phi'(\sigma_{ci}^2)$	$\Phi'(\sigma_{ci}^3)$	GSI	$\Phi'(\sigma_{ci}^1)$	$\Phi'(\sigma_{ci}^2)$	$\Phi'(\sigma_{ci}^3)$
90	47,9	49,2	50,3	90	39,8	44,1	46,7	90	38,1	42,3	44,8
80	45,4	46,7	47,9	80	37,2	41,5	44,2	80	35,8	40,1	42,7
70	42,7	44,0	45,2	70	34,4	38,7	41,5	70	33,3	37,6	40,4
60	39,8	41,2	42,4	60	31,6	35,9	38,7	60	30,8	35,0	37,8
50	37,0	38,4	39,6	50	28,9	33,1	35,9	50	28,2	32,4	35,1
40	34,2	35,6	36,8	40	26,4	30,4	33,0	40	25,8	29,8	32,5
30	31,4	32,8	33,9	30	23,9	27,7	30,3	30	23,8	27,6	30,1
20	28,7	29,9	31,0	20	21,6	25,1	27,4	20	-	-	-
10	25,8	26,9	27,8	10	19,4	22,4	24,4	10	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

No caso de arenitos extremamente alterados, classificados com GSI entre 0 e 20 o método apresentou resultados não coerentes, de tal modo que foram removidos da análise do trabalho.

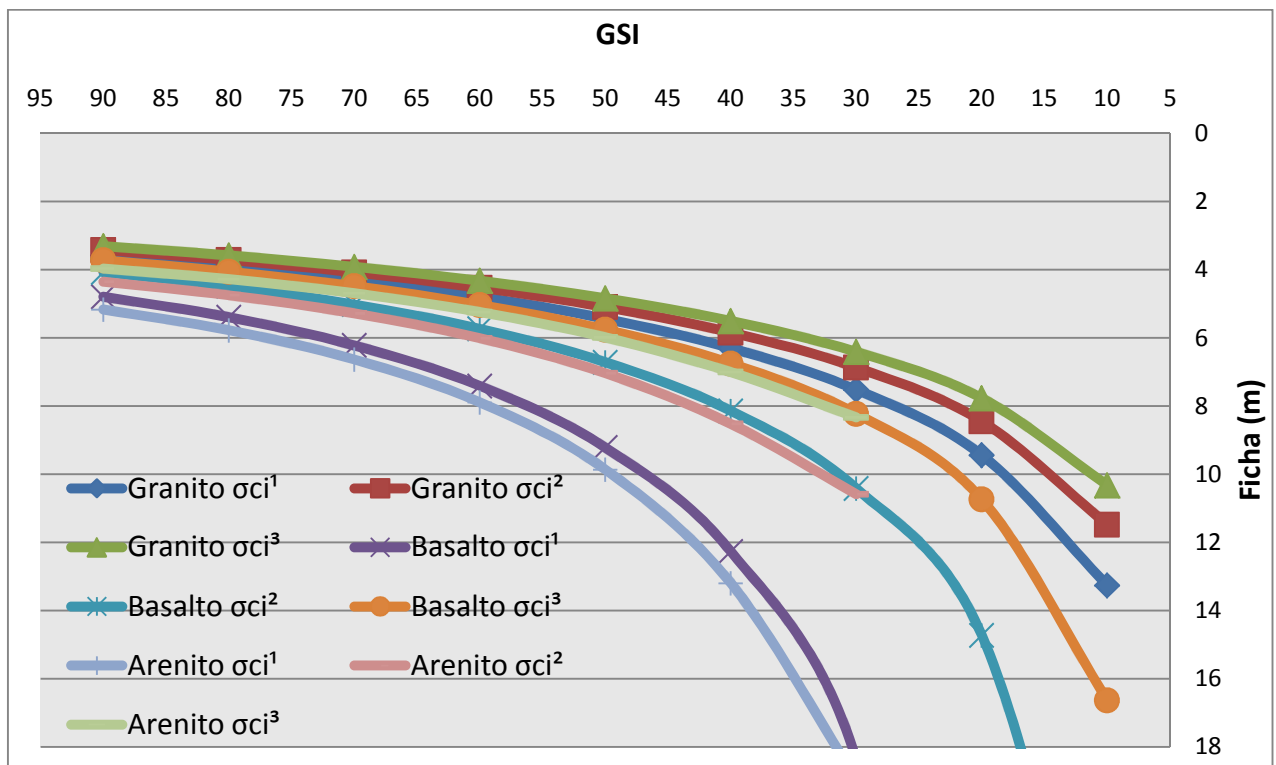
Tabela 12 – Valores de coesão

Granito [MPa]				Basalto [MPa]				Arenito [MPa]			
GSI	c' ( $\sigma_{ci}^1$ )	c' ( $\sigma_{ci}^2$ )	c' ( $\sigma_{ci}^3$ )	GSI	c' ( $\sigma_{ci}^1$ )	c' ( $\sigma_{ci}^2$ )	c' ( $\sigma_{ci}^3$ )	GSI	c' ( $\sigma_{ci}^1$ )	c' ( $\sigma_{ci}^2$ )	c' ( $\sigma_{ci}^3$ )
90	18,8	20,3	21,8	90	11,5	14,5	17,1	90	9,5	12,4	14,9
80	15,7	16,9	17,9	80	9,8	12,1	13,9	80	7,7	9,7	11,4
70	13,7	14,6	15,4	70	8,6	10,5	11,9	70	6,5	8,0	9,2
60	12,0	12,8	13,5	60	7,6	9,2	10,4	60	5,6	6,8	7,7
50	10,6	11,3	11,9	50	6,7	8,1	9,1	50	4,8	5,9	6,6
40	9,3	9,9	10,4	40	5,9	7,1	7,9	40	4,1	5,0	5,6
30	7,9	8,4	8,8	30	5,0	6,0	6,8	30	3,3	4,0	4,5
20	6,4	6,8	7,2	20	4,1	4,9	5,5	20	-	-	-
10	4,7	5,0	5,2	10	3,0	3,5	3,9	10	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir destes parâmetros aplicados no modelo da figura 17, obteve-se a seguinte variação de comprimento de ficha pelo índice  $GSI^2$ , segundo figura 31.

Figura 31 – Ficha em função do índice GSI para granito, basalto e arenito.



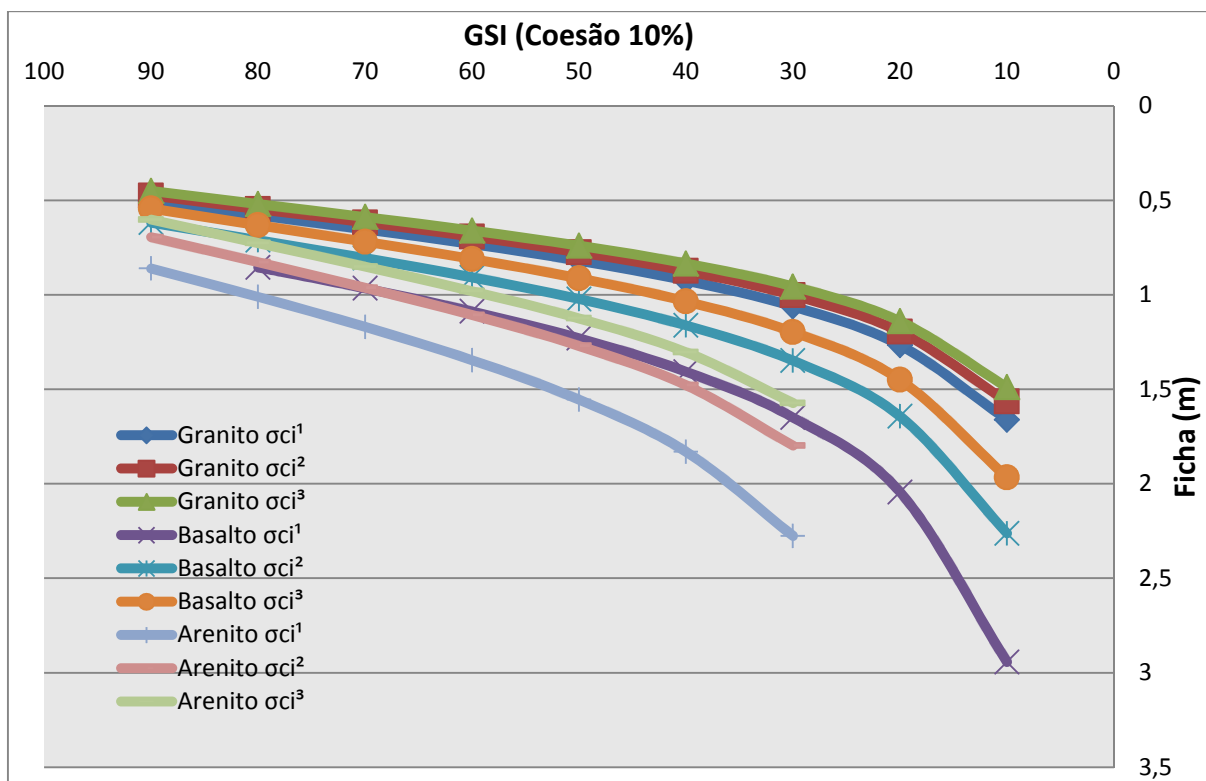
(fonte: elaborado pelo autor)

<sup>2</sup> Para o trecho em solo do modelo de estudo foi adotado peso específico de 18KN/m<sup>3</sup> ângulo de atrito de 32°.

Através da figura 31, percebe-se que para índices menores que 20, as estruturas engastadas em granitos, começam a apresentar valores de comprimento de ficha muito grandes, pois os ângulos são demasiadamente baixos. Para basaltos e arenitos, a partir de 30 e 40 nota-se a mesma tendência. Isso se deve ao fato de que o comportamento do maciço alterado abaixo dos índices citados apresentam características mais próximas de um solo que de uma rocha, e, portanto, o método utilizado torna-se inaplicável.

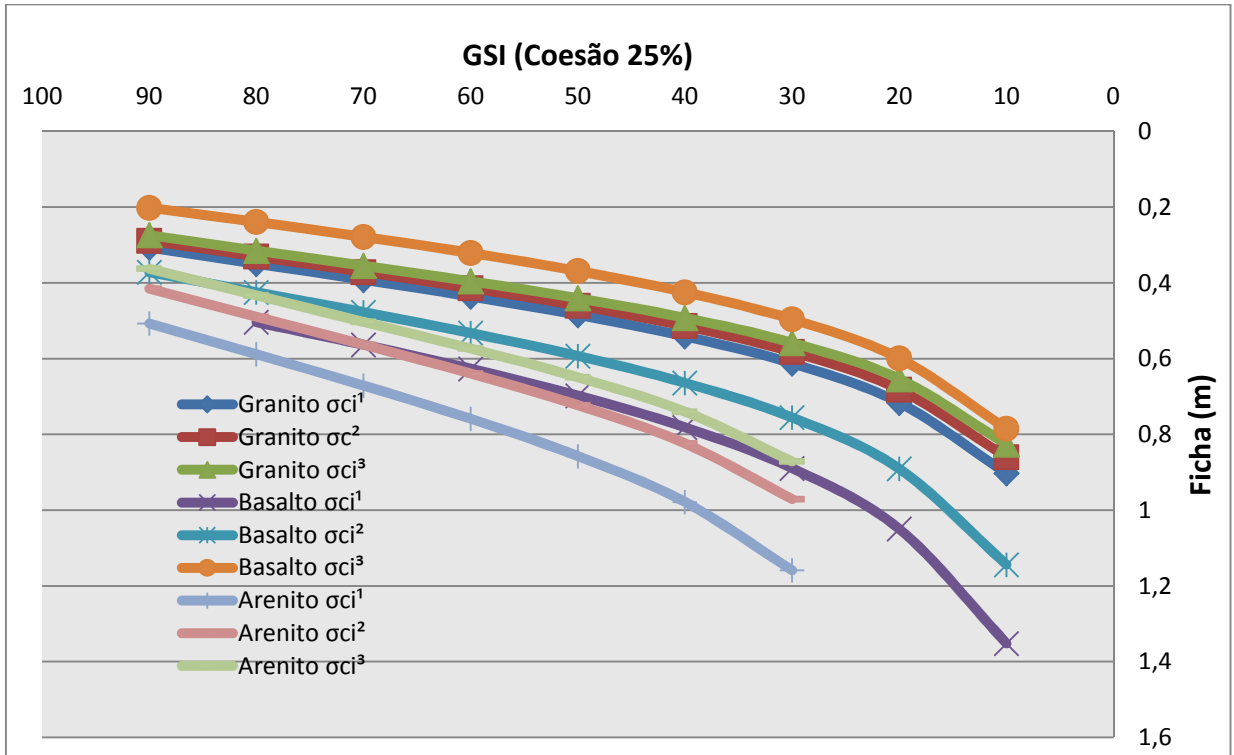
Outra simulação realizada, seguindo a mesma geometria, foi adotar valores parciais de coesão na camada rochosa, considerando 10, 25 e 50% da coesão. Os resultados obtidos são apresentados nas figuras 32, 33 e 34.

Figura 32 – Ficha em função do índice GSI para granito, basalto e arenito considerando 10% da coesão.



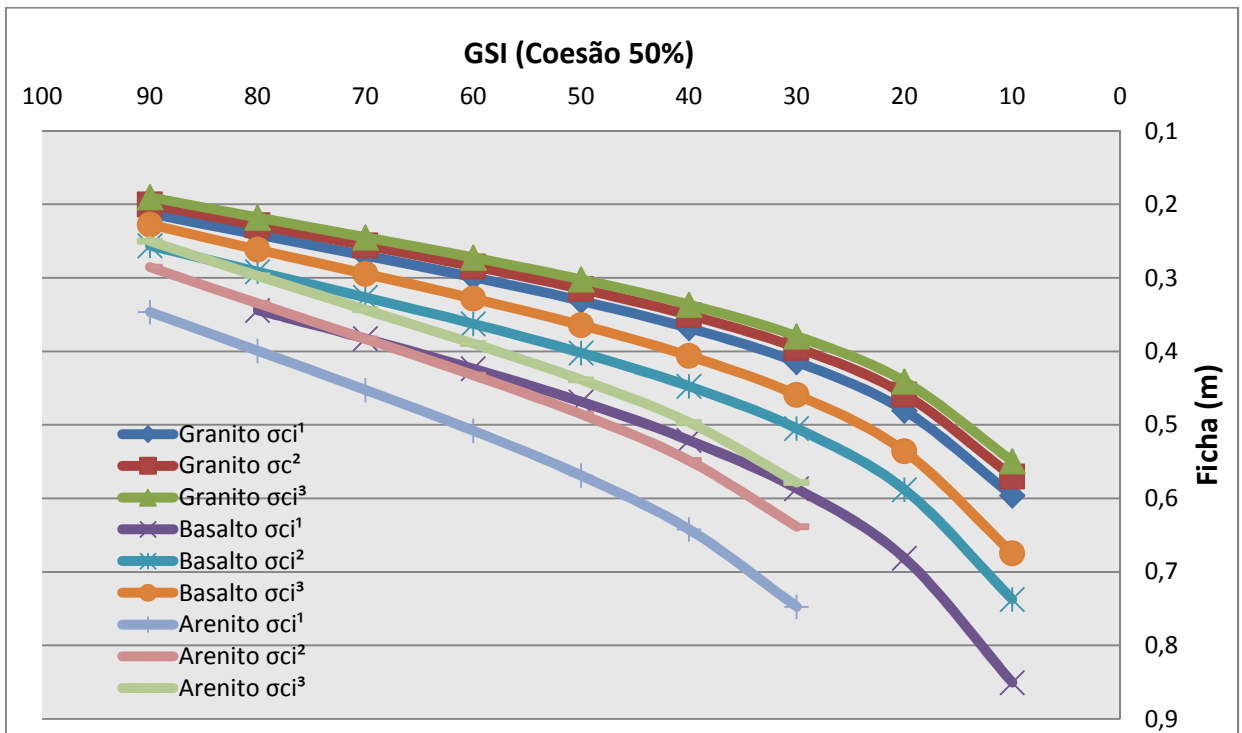
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 33 – Ficha em função do índice GSI para granito, basalto e arenito considerando 25% da coesão.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 34 – Ficha em função do índice GSI para granito, basalto e arenito considerando 50% da coesão.



(fonte: elaborado pelo autor)

Ao analisar a influência da coesão, nota-se claramente que há uma redução drástica no comprimento de ficha necessário para obter o equilíbrio da estrutura, mesmo quando se adota valores parciais da parcela coesiva do maciço. Contudo, cabe lembrar que o método de Hoek foi baseado majoritariamente em estudos realizados em maciços rochosos que estavam sobre grande estado de confinamento, ou seja, tratava-se de obras de escavações subterrâneas de grandes profundidades, da ordem de dezenas a centenas de metros. Portanto, para esses casos, era possível que o maciço tivesse a capacidade de mobilizar toda a coesão calculada pelo método, fato contrário ao modelo proposto neste trabalho.

Além disso, sabe-se que a interface solo/rocha, ou solo/alteração de rocha, não é bem definida e muito menos constante, de tal forma que existe uma progressão do estado do maciço de extremamente alterado até a rocha sã, ou seja, de um índice GSI próximo a 0 até 100. Essa progressão demonstra que em campo inexistem a possibilidade de haver comprimentos de ficha muito reduzido, como apresentado nas simulações considerando 10, 25 e 50% da coesão.

Corroborando com as afirmações anteriores, exalta-se que a definição do comprimento de ficha pelo projeto deve ser definida pela condição do material encontrado e não somente um comprimento exato, pois no momento da execução surgem diversas discordâncias entre as generalizações realizadas na elaboração do projeto, com as condições reais de campo. Além disso, se fosse possível executar uma ficha de pequeno comprimento, da ordem inferior a 50cm (valores notados na figura 33 e 34), a estrutura funcionaria como um engaste perfeito, gerando uma solicitação de momento fletor extremamente alta na ponta da estrutura, fato que acarretaria em uma região com alta taxa de armadura, impossibilitando a execução da estaca devido ao diâmetro do fuste na rocha ser reduzido.

Portanto, se a camada de rocha alterada for muito espessa, não havendo uma progressão rápida da qualidade do maciço até a rocha sã, pode-se considerar uma parcela mínima da coesão, sempre respeitando a condição de armação da estaca. Caso a rocha pouca alterada ou sã estiver há uma profundidade rasa sugere-se que a cota de ponta da ficha seja levada até essa camada.

## 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A escolha de um método executivo na elaboração de um projeto de contenções passa basicamente pelas características geométricas do problema, pelas condições que o canteiro oferece, como acessibilidade e mobilidade, pelas condições do subsolo e pelos custos envolvidos.

Dentro das mais possíveis variáveis, a utilização de estacas justapostas injetadas tipo raiz é uma ótima solução dentro de canteiros de pequenas dimensões onde a mobilidade de grandes equipamentos é comprometida, além disso, sua capacidade de perfuração em rocha ou alteração de rocha com ou sem revestimento em solo, possibilita sua aplicação em qualquer tipo de terreno. Conseqüentemente, mesmo apresentando alto custo de perfuração quando comparado a outros métodos executivos e sua execução envolver grande produção de resíduos, conclui-se que sua utilização pode viabilizar obras.

Dentro da rotina de elaboração do projeto, ressalta-se que a definição de parâmetros do subsolo na fase de anteprojeto é uma etapa importante e fundamental dentro deste processo, particularmente, para subsolos de característica rochosa. Determinar o comprimento de ficha da estrutura de contenção em alteração de rocha é um grande desafio. Através da teoria da resistência de maciços rochosos de Hoek, aplicada a modelos de estudo foi possível perceber que a determinação do comprimento da estrutura esta relacionada diretamente a característica global das camadas encontradas.

Com relação à aplicabilidade e confiança do método, define-se que para rochas muito alteradas, ou seja, que são classificadas com baixo índice GSI, os ângulos de atrito pelo método proposto são demasiadamente baixos, o que resultou em comprimentos de ficha muito altos quando comparado ao modelo em solos homogêneos. Esse comportamento apresenta limites diferentes quando se compara diversos tipos de rocha. Para granitos, o intervalo de confiança do método aplica-se de 20 a 100 e para basaltos e arenitos, acima de 40. Os resultados incoerentes abaixo desses índices deve-se ao fato de que o comportamento do maciço está mais próximo de um solo, devido ao alto grau de intemperismo, do que de uma rocha.

Quando se analisa a mesma estrutura, considerando parcelas coesivas de 10, 25 e 50%, nota-se que os comprimentos de ficha decaem de forma expressiva, pois os valores de coesão em rochas mesmo que alteradas são extremamente altos. Entretanto, cabe ressaltar que a estimativa dos parâmetros de resistência de maciços rochosos alterados de Hoek é baseada em análises de diversas obras de escavações subterrâneas de grandes profundidades, ou seja, o maciço é capaz de mobilizar grande parcela coesiva. O modelo de estudo proposto neste trabalho, cujas alturas máximas de escavação são de 5 a 6 m e a ficha começa no topo do maciço rochoso, não permite a utilização da coesão em valores significativos. Sua aplicabilidade restringe-se quando há grandes camadas de alteração, onde a progressão da rocha muito alterada até a rocha sã é lenta, de tal modo que se utiliza a parcela coesiva com o intuito de reduzir o comprimento de ficha, obtendo-se valores aplicáveis, sempre respeitando os limites estruturais e executivos da estaca.

No caso em que a rocha sã ou pouco alterada esta a uma profundidade rasa, ou a progressão da qualidade é muito rápida, alcançando ligeiramente um material de boa qualidade (índices acima de 80) recomenda-se embutir de 50 a 100 cm a estaca dentro dessa camada, também adequando aos valores mínimos de comprimento que possibilitem o funcionamento estrutural da peça.

A partir das definições do projeto básico, tais como, interpretação da sondagem, definição de parâmetros de projeto e escolha do método de análise, o passo seguinte é a elaboração do projeto executivo. Essa fase que consiste basicamente na revisão dos passos anteriores e na elaboração dos detalhamentos, está ligada diretamente ao entendimento da prática executiva.

Particularmente, as estacas injetadas tipo raiz, apresentam detalhes construtivos que a diferem das demais soluções e que, portanto, necessitam ser apresentadas em projeto. Sua armadura deve ser projetada em função do diâmetro do martelo de fundo, pois é esse que determina o menor diâmetro da estaca. A injeção quando feita sobre pressão, deve ser definida pelo projetista, assim como as características da argamassa (tipo de agregado, consumo mínimo de cimento, fator água/cimento). Além dos aspectos construtivos do elemento unitário que compões a cortina, recomenda-se o detalhamento da sequência executiva, respeitando o espaçamento mínimo entre estacas realizadas no mesmo dia, e por fim a sequência de escavação da obra.

Enfim, estabelecer diretrizes de projeto e execução, para uma condição tão específica, mas que atualmente é cada vez mais encontrada devido à fragmentação dos espaços urbanos é um desafio, e certamente sua aplicação depende do bom senso e da interpretação correta dos parâmetros do subsolo por parte do engenheiro. A elaboração de um bom projeto geotécnico passa necessariamente pelo cruzamento da teoria com o bom entendimento da prática, e da capacidade de promover a correta adequação do projeto com as desconformidades de campo, através de um bom acompanhamento em obra.



## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8044**: projeto geotécnico. Rio de Janeiro, 1983.
- \_\_\_\_\_. **NBR 11682**: estabilidade de encosta. Rio de Janeiro, 2006.
- \_\_\_\_\_. **NBR 8036**: programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos ABEF**: Engenharia de fundações e Geotecnia. 3 ed. rev. e ampl. São Paulo: Pini, 2004.
- BUDHU, M. **Foundations and earth retaining structures**. Hoboken (USA): John Wiley & Sons, 2008.
- CRAIG, R. F. **Craig Mecânica dos Solos**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.
- DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2012.
- HENDRON JÚNIOR, A. J. Propiedades mecánicas de las rocas. In: STAGG, K. G.; ZIENKIEWICZ, O. C. (Org.). **Mecánica de rocas en la ingeniería práctica**. Madri: Blume, 1970. p. 34-63.
- HOEK, E. **Estimando a estabilidade de taludes escavados em minas a céu aberto**. São Paulo: APGA, 1972.
- HOEK, E. **Practical Rock Engineering**. Vancouver: Columbia, 2006.
- MOLITERNO, A. **Caderno de Muros de arrimo**. 1 ed. 2. reimp. São Paulo: Edgard Blucher, 1983.
- NUNES, A. J. da. C. **Engenharia geotécnica: o legado de A. J. da Costa Nunes**. Rio de Janeiro: Graflin, 1992.
- PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos: em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.
- RANZINI, S. M. T.; NEGRO JÚNIOR, A. Obras de Contenções: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 497-515.
- REIMBERT, M.; REIMBERT, A. **Murs de soutènement: massifs d'ancrage et rideaux de palplanches – traité théorique et pratique**. 2e. ed. Paris: Eyrolles, 1969.

SAES, J. L.; STUCCHI, F. R.; MILITITSKY, J. Concepção de obras de contenção. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 517-536.

STUCCHI, F. R.; CEPOLLINA, M.; MOTA, N. M. B.; ROECKER, R. B. Estacas raiz: surgimento e desenvolvimento da estaca raiz (Pali Radice). **Fundações & Obras Geotécnicas**, São Paulo, a. 5, n. 48, p. 74-86, Set. 2014.

**APÊNDICE A – Passos de cálculo para ângulos de atrito e coesão de maciços rochosos alterados**

Os valores de referência da constante  $m_i$  e as tensões de compressão máxima do maciço rochoso não alterado foram adotados seguindo valores indicativos por Hoek.

Valores de índices tabelados - Rocha sã				
Rocha	$m_i$	$\sigma_{ci}^1$	$\sigma_{ci}^2$	$\sigma_{ci}^3$
Granito	32	250	300	350
Basalto	25	100	175	250
Arenito	17	100	175	250
D	0			

GSI x Constantes de Hoek					
GSI	s	a	mb (Granito)	mb (basalto)	mb (arenito)
90	0,329	0,5	22,390	17,492	11,894
80	0,108	0,501	15,665	12,239	8,322
70	0,036	0,501	10,961	8,563	5,823
60	0,012	0,503	7,669	5,991	4,074
50	0,004	0,506	5,366	4,192	2,851
40	0,001	0,511	3,754	2,933	1,994
30	4E-04	0,522	2,627	2,052	1,395
20	1E-04	0,544	1,838	1,436	0,976
10	5E-05	0,585	1,286	1,005	0,683

Após obter todas as constantes de Hoek, encontra-se a tensão máxima do maciço rochoso alterado, de acordo com índice GSI, proposto no intervalo de 10 a 90.

GRANITO			
GSI	$\sigma_{cm}^1 (\sigma_{ci}^1)$	$\sigma_{cm}^2 (\sigma_{ci}^2)$	$\sigma_{cm}^3 (\sigma_{ci}^3)$
90	202,65	243,18	283,72
80	148,38	178,06	207,73
70	116,32	139,58	162,84
60	94,08	112,89	131,71
50	76,92	92,30	107,69
40	62,67	75,21	87,74
30	50,07	60,08	70,10
20	38,12	45,74	53,36
10	26,05	31,26	36,47

BASALTO			
GSI	$\sigma_{cm}^1 (\sigma_{ci}^1)$	$\sigma_{cm}^2 (\sigma_{ci}^2)$	$\sigma_{cm}^3 (\sigma_{ci}^3)$
90	52,34	91,60	130,86
80	35,95	62,91	89,87
70	27,13	47,48	67,83
60	21,47	37,58	53,68
50	17,31	30,29	43,27
40	13,91	24,34	34,77
30	10,88	19,04	27,20
20	7,95	13,91	19,87
10	4,93	8,62	12,32

ARENITO			
GSI	$\sigma_{cm}^1 (\sigma_{ci}^1)$	$\sigma_{cm}^1 (\sigma_{ci}^2)$	$\sigma_{cm}^1 (\sigma_{ci}^3)$
90	19,52	34,16	48,80
80	9,20	16,11	23,01
70	4,96	8,68	12,41
60	3,01	5,26	7,52
50	1,93	3,37	4,82
40	1,15	2,02	2,89
30	0,43	0,75	1,07
20			
10			

Para arenitos, os resultados obtidos para índice GSI abaixo de 30, não foram coerentes apresentando valores negativos, portanto, foram retirados da análise. Para o valor de resistência global do maciço, aplica-se a na curva empírica proposta por Hoek que analisa a resistência global do maciço com a superfície de ruptura do talude. Para cada tipo de rocha adota-se um peso específico, e para altura do talude foi adotado um valor provável da ficha em alteração de rocha da estrutura.

Y	28			
H	5			
GRANITO				
GSI	$\sigma_{3max}(\sigma_{ci}^1)$	$\sigma_{3max}(\sigma_{ci}^2)$	$\sigma_{3max}(\sigma_{ci}^3)$	
90	104,2118	105,9359	107,4159	
80	101,3288	103,0052	104,4442	
70	99,1326	100,7727	102,1805	
60	97,2575	98,8666	100,2478	
50	95,5107	97,0908	98,4472	
40	93,7663	95,3176	96,6492	
30	91,8904	93,4107	94,7157	
20	89,6623	91,1457	92,4190	
10	86,6428	88,0763	89,3067	

Y	26			
H	5			
BASALTO				
GSI	$\sigma_{3max}(\sigma_{ci}^1)$	$\sigma_{3max}(\sigma_{ci}^2)$	$\sigma_{3max}(\sigma_{ci}^3)$	
90	86,2419	90,6967	93,6554	
80	83,3745	87,6813	90,5416	
70	81,2889	85,4880	88,2767	
60	79,5960	83,7076	86,4382	
50	78,0664	82,0989	84,7771	
40	76,5452	80,4991	83,1251	
30	74,8721	78,7396	81,3082	
20	72,7847	76,5445	79,0415	
10	69,7193	73,3207	75,7125	

Y	23			
H	5			
ARENITO				
GSI	$\sigma_{3max}(\sigma_{ci}^1)$	$\sigma_{3max}(\sigma_{ci}^2)$	$\sigma_{3max}(\sigma_{ci}^3)$	

90	70,5853	74,2314	76,6529
80	65,9667	69,3743	71,6374
70	62,3996	65,6229	67,7636
60	59,6468	62,7279	64,7742
50	57,3059	60,2660	62,2320
40	54,7236	57,5504	59,4278
30	50,0381	52,6228	54,3394
20			
10			

Por fim, calcula-se a relação entre a resistência global máxima do maciço rochoso alterado, com o valor inicial proposto para tensão máxima de compressão do maciço rochoso não alterado. Através dessa relação é possível encontrar valores de ângulo de atrito e coesão para os maciços alterados.

GRANITO			
GSI	$\sigma_{3n} (\sigma_{ci}^1)$	$\sigma_{3n} (\sigma_{ci}^2)$	$\sigma_{3n} (\sigma_{ci}^3)$
90	0,4168	0,3531	0,3069
80	0,4053	0,3434	0,2984
70	0,3965	0,3359	0,2919
60	0,3890	0,3296	0,2864
50	0,3820	0,3236	0,2813
40	0,3751	0,3177	0,2761
30	0,3676	0,3114	0,2706
20	0,3586	0,3038	0,2641
10	0,3466	0,2936	0,2552
ARENITO			
GSI	$\sigma_{3n} (\sigma_{ci}^1)$	$\sigma_{3n} (\sigma_{ci}^2)$	$\sigma_{3n} (\sigma_{ci}^3)$
90	0,7059	0,4242	0,3066
80	0,6597	0,3964	0,2865
70	0,6240	0,3750	0,2711
60	0,5965	0,3584	0,2591
50	0,5731	0,3444	0,2489
40	0,5472	0,3289	0,2377
30	0,5004	0,3007	0,2174
20			
10			

BASALTO			
GSI	$\sigma_{3n} (\sigma_{ci}^1)$	$\sigma_{3n} (\sigma_{ci}^2)$	$\sigma_{3n} (\sigma_{ci}^3)$
90	0,8624	0,5183	0,3746
80	0,8337	0,5010	0,3622
70	0,8129	0,4885	0,3531
60	0,7960	0,4783	0,3458
50	0,7807	0,4691	0,3391
40	0,7655	0,4600	0,3325
30	0,7487	0,4499	0,3252
20	0,7278	0,4374	0,3162
10	0,6972	0,4190	0,3029

Ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) - Granito ( $^{\circ}$ )			
GSI	$\Phi'$ ( $\sigma ci^1$ )	$\Phi'$ ( $\sigma ci^2$ )	$\Phi'$ ( $\sigma ci^3$ )
90	47,9	49,2	50,3
80	45,4	46,7	47,9
70	42,7	44,0	45,2
60	39,8	41,2	42,4
50	37,0	38,4	39,6
40	34,2	35,6	36,8
30	31,4	32,8	33,9
20	28,7	29,9	31,0
10	25,8	26,9	27,8

Ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) - Basalto ( $^{\circ}$ )			
GSI	$\Phi'$ ( $\sigma ci^1$ )	$\Phi'$ ( $\sigma ci^2$ )	$\Phi'$ ( $\sigma ci^3$ )
90	39,8462	44,0679	46,6704
80	37,1812	41,4902	44,1893
70	34,4172	38,7472	41,4974
60	31,6470	35,9377	38,6985
50	28,9409	33,1337	35,8655
40	26,3534	30,3866	33,0460
30	23,9216	27,7220	30,2559
20	21,6474	25,1141	27,4473
10	19,4412	22,4113	24,4225

Ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) - Arenito ( $^{\circ}$ )			
GSI	$\Phi'$ ( $\sigma ci^1$ )	$\Phi'$ ( $\sigma ci^2$ )	$\Phi'$ ( $\sigma ci^3$ )
90	38,1056	42,2595	44,8104
80	35,7970	40,0591	42,7279
70	33,3309	37,6232	40,3531
60	30,7830	35,0392	37,7836
50	28,2436	32,4027	35,1187
40	25,8264	29,8282	32,4723
30	23,7841	27,5738	30,1016
20			
10			

Coesão ( $c'$ ) - Granito [Mpa]			
GSI	$c'$ ( $\sigma ci^1$ )	$c'$ ( $\sigma ci^2$ )	$c'$ ( $\sigma ci^3$ )
90	18,76	20,31	21,78
80	15,75	16,88	17,93
70	13,65	14,57	15,39
60	12,02	12,79	13,48
50	10,60	11,27	11,86
40	9,28	9,85	10,36
30	7,93	8,41	8,84
20	6,44	6,82	7,16
10	4,69	4,95	5,18

Coesão ( $c'$ ) - Basalto [Mpa]			
GSI	$c'$ ( $\sigma ci^1$ )	$c'$ ( $\sigma ci^2$ )	$c'$ ( $\sigma ci^3$ )
90	11,54	14,54	17,06
80	9,85	12,13	13,94
70	8,60	10,47	11,90
60	7,59	9,19	10,39
50	6,70	8,09	9,12
40	5,86	7,06	7,95
30	5,01	6,02	6,76
20	4,07	4,87	5,45
10	2,97	3,51	3,91

Coesão (c') - Arenito [Mpa]			
GSI	c' ( $\sigma_{ci}^1$ )	c' ( $\sigma_{ci}^2$ )	c' ( $\sigma_{ci}^3$ )
90	9,53	12,40	14,94
80	7,73	9,71	11,36
70	6,50	8,00	9,19
60	5,59	6,80	7,73
50	4,83	5,85	6,61
40	4,13	4,98	5,61
30	3,34	4,01	4,51
20			
10			