

**RAMON GRASSMANN
TARIK ALI ARABI**

**ANÁLISE ECONÔMICA DE TÉCNICAS DE CONTENÇÕES EM CORTE PARA
DIFERENTES TIPOS DE SOLOS**

Projeto de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo, no âmbito do Curso de
Engenharia Civil

São Paulo

2017

**RAMON GRASSMANN
TARIK ALI ARABI**

**ANÁLISE ECONÔMICA DE TÉCNICAS DE CONTENÇÕES EM CORTE PARA
DIFERENTES TIPOS DE SOLOS**

Projeto de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo, no âmbito do Curso de
Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. José Orlando
Avesani Neto

São Paulo

2017

Grassmann, Ramon

Análise econômica de técnicas de contenção em corte para diferentes tipos de solos / R. Grassmann, T. Arabi -- São Paulo, 2017.
101 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.geotecnia [análise econômica] 2.parede diafragma 3.muro de blocos
4.solo grampeado 5.perfil metálico cravado com placas pré-moldadas
I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t. III.Arabi, Tarik

Sumário

1	INTRODUÇÃO.....	7
2	OBJETIVOS.....	8
3	METODOLOGIA.....	9
4	CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS	10
4.1	TIPOS DE SOLO.....	10
4.1.1	Solos Finos	10
4.1.2	Solos Granulares.....	13
4.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	14
4.2.1	Investigação de Campo.....	14
4.2.1.1	SPT (Standard Penetration Test)	15
4.2.1.2	Ensaio de piezocone CPT.....	18
4.2.2	Ensaios de Laboratório	20
4.2.2.1	Ensaio de cisalhamento direto.....	21
4.2.2.2	Ensaio de compressão triaxial	22
5	TÉCNICAS CONSIDERADAS.....	26
5.1	ESTACAS JUSTAPOSTAS	26
5.2	SOLO GRAMPEADO.....	27
5.2.1	Chumbadores	27
5.2.2	Revestimento de Concreto Projetado	29
5.2.3	Drenagem.....	30
5.3	CORTINA ATIRANTADA	30
5.4	PERFIL CRAVADO	32
5.5	PAREDE DIAFRAGMA.....	33
5.6	MURO DE BLOCOS DE CONCRETO	34
6	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	36
6.1	PROCEDIMENTOS GERAIS DE PROJETO	36

6.2	MÉTODO DE BLUM	38
6.3	TIRANTES	40
6.4	SOLO GRAMPEADO.....	46
6.5	MUROS DE BLOCOS	51
7	DIMENSIONAMENTO.....	53
7.1	SOLOS CONSIDERADOS	54
7.2	FICHA MÍNIMA PARA NÃO ATIRANTADOS	55
7.3	FICHA MÍNIMA PARA ATIRANTADOS	57
7.4	TIRANTES	69
7.5	ESTACAS JUSTAPOSTAS	72
7.6	PERFIL CRAVADO	73
7.7	PAREDE DIAFAGMA E CORTINA ATIRANTADA.....	74
7.8	SOLO GRAMPEADO.....	75
7.9	MURO DE BLOCOS	82
8	ORÇAMENTAÇÃO	85
9	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	95
10	CONCLUSÕES	99
11	REFERÊNCIAS	100

LISTA DE SIMBOLOS

LL = Limite de liquidez

LP = Limite de plasticidade

IA = Índice de Atividade

IC = Índice de consistência

w = Umidade

S = Sensitividade

CR = Compacidade relativa

γ = Peso específico do solo

e = Índice de vazios

c = Coesão não drenada

c' = Coesão drenada

Φ = Ângulo de atrito não drenado

Φ' = Ângulo de atrito drenado

Dr = Densidade relativa

σ_{v0} = Tensão vertical inicial

σ_{v0}' = Tensão vertical efetiva

q_c = resistência de ponta em um ensaio de cone

f_s = resistência de atrito lateral em um ensaio de cone

CPT = Cone Penetration Test

CPTu = piezocone

K_o = Coeficiente de empuxo em repouso

S_u = Resistência ao cisalhamento

σ_h' = Tensão horizontal efetiva

N_k = Fator de capacidade do cone (com base em q_c)

OCR = Índice de pré adensamento

q_t = Resistência de ponta de cone corrigida

N = Força normal

T = Força cisalhantes

σ = Tensão

τ = Tensão cisalhante

σ_c = Tensão confinante

CD = Consolidated Drained

CU = Consolidated Undrained

UU = Unconsolidated Undrained

σ_a = Tensão ativa

K_a = Coeficiente de empuxo ativo

σ_p = Tensão passiva

K_p = Coeficiente de empuxo passivo

E_c = Contra empuxo

f = Comprimento de ficha

E_{ph} = Empuxo passivo

E_{ah} = Empuxo ativo

CS = Coeficiente de Segurança

h = Altura do muro

b_0 = Base superior do muro

b = Base inferior do muro

FS = Fator de Segurança

N = Peso total do Muro

T = Componente horizontal do empuxo de terra

b_n = Braço do peso total do muro em relação ao ponto de rotação

y = Braço do empuxo em relação ao ponto de rotação

S = Área da base do muro

W = módulo de resistência

f_y = Valor da tensão de escoamento do aço

σ'_z = Tensão no ponto médio da ancoragem

U = Perímetro da seção transversal do bulbo de ancoragem

$L_b = L_s$ = Comprimento do bulbo de ancoragem

D_e = Diâmetro médio do bulbo

n_d = Coeficiente de aumento do diâmetro pela pressão da injeção

γ_c = Peso específico do solo na profundidade do centro do bulbo

h = Profundidade do centro do bulbo

q_s = Atrito entre solo grampo

L_A = Comprimento na zona ativa

L_P = Comprimento na zona passiva

S_h/S_v = Espaçamento horizontal / vertical

RESUMO

O presente trabalho tem o objetivo de fornecer subsídio à análise orçamentária de 6 diferentes técnicas de estruturas de contenção aplicadas, usualmente, em situação de corte. Para isso, dispõe-se de dois contextos de análise: um solo arenoso e outro argiloso.

Em um primeiro momento, o estudo passa por uma revisão bibliográfica que abrange alguns conceitos de mecânica dos solos, investigação geotécnica (de campo e laboratorial), técnicas de execução e métodos de pré-dimensionamento das estruturas de contenção.

Já na segunda etapa, define-se os solos de análise e, para diferentes alturas (2 m a 12 m), aplicam-se os métodos de dimensionamento estabelecidos para obtenção do dimensionamento de cada uma das estruturas de contenção, sendo elas: parede diafragma; cortina atirantada; perfil metálico cravado com placas pré-moldadas; estacas justapostas; solo grampeado; e muro de blocos.

Por fim, estimam-se o consumo de materiais e, com o auxílio de tabelas orçamentárias, o orçamento é realizado para cada um dos cenários estabelecidos, os resultados foram plotados em gráficos que permitam a comparação entre cada uma delas de maneira sintética e clara.

De maneira geral, a solução de parede diafragma mostrou-se como a mais custosa. Enquanto, a solução de solo grampeado foi a que exibiu resultados de custos menores.

Palavras-Chave: geotecnica [análise econômica], parede diafragma, muro de blocos, solo grampeado, perfil metálico cravado com placas pré-moldadas.

ABSTRACT

The present work has the objective of providing subsidy to the budget analysis of 6 different techniques of retaining walls structures applied, usually in a cut - off situation. For this, two contexts of analysis are available: a sandy soil and a clayey soil.

At first, the study goes through a bibliographical review that covers some concepts of soil mechanics, geotechnical investigation (field and laboratory), execution techniques and pre-dimensioning methods of retaining walls.

In a second stage, the analysis soils are defined and, for different heights (2 m to 12 m), the dimensioning methods established to obtain the dimensioning of each of the containment structures are applied, being: diaphragm wall; anchored wall; soldier pile wall; pile wall; soil nailing; and wall of blocks.

Finally, we estimate the consumption of materials and, with the aid of budget tables, the budget is realized for each of the established scenarios, the results were plotted in graphs that allow the comparison between each of them in a synthetic and clear way.

In general, the diaphragm wall solution proved to be the most costly. Meanwhile, the solutions of soldier pile wall and soil nailing were those that showed lower cost results.

Key-Words: Geotechnical engineering [economic analysis], diaphragm wall, wall of blocks, soil nailing, soldier pile wall.

1 INTRODUÇÃO

Obras de contenção são extremamente frequentes no contexto atual e são realizadas quando há necessidade de se estabilizar um talude, que pode ser entendido com qualquer superfície inclinada que limita um maciço de terra ou de rocha. A realização de uma contenção pode ser necessária devido à alteração do terreno natural em obras de engenharia civil ou para garantir que o mesmo permaneça estável. Seja na construção de um edifício com subsolos ou na contenção de uma encosta que represente um risco, este elemento apresenta-se como essencial não só para promover um bom canteiro, mas também para garantir a segurança dos moradores adjacentes. O Brasil, considerado o quinto maior país do mundo em extensão, possui uma pluviometria média anual de aproximadamente 1780 mm por ano, tal pluviometria o classifica como sendo o 41º país mais chuvoso do mundo, além disso é constituído de uma topografia consideravelmente acidentada, logo esse tema é de extrema importância, uma vez que ainda existe um grande número de encostas de risco a serem contidas, além de diversas obras que serão executadas no desenvolvimento deste país.

Já é conhecido o fato de que este tipo de obra apresenta grande potencial falhas e rompimentos, o que sempre culmina em, no mínimo, prejuízos financeiros e, possivelmente, riscos à vida humana. Este fato pode ser consequência de diversas práticas inadequadas, como dimensionamento inadequado, execução incorreta e, o que representa o foco deste trabalho, a questão orçamentária de um projeto.

É evidente que na elaboração de um projeto de engenharia, alcançar o menor custo é um item importante, mas isso não deve ocorrer em detrimento de uma obra segura. Sendo assim, é importante que se criem sempre subsídios que facilitem a elaboração de um projeto eficiente, como, por exemplo, no caso deste trabalho, um comparativo orçamentário entre contenções inseridas num contexto brasileiro consideravelmente amplo.

2 OBJETIVOS

Na escolha de uma técnica construtiva deve-se levar em conta uma série de fatores como impacto ambiental gerado, disponibilidade de materiais e tecnologias, tradição regional, experiência dos envolvidos no projeto, bem como custos de implementação.

Este trabalho tem como escopo principal fornecer, de maneira concisa, uma comparação destes custos entre diferentes técnicas de contenção que são frequentemente executadas no Brasil. Para isso, esta análise se dará para dois diferentes solos: arenoso e argiloso. Além disso, o trabalho possuí premissas adotadas no dimensionamento, sendo elas:

- Somente dimensionamento ELU (Estado Limite Último).
- Desconsideração da presença de água no cálculo do empuxo.

Basicamente, buscam-se, como produtos finais, gráficos com informações importantes e de fácil leitura e acesso, que possam auxiliar na escolha de um sistema de contenção de um projeto, no que se refere ao quesito de avaliação de custos. Vale frisar que se procura o desenvolvimento de um conhecimento adequado em técnicas de dimensionamento, com hipóteses razoáveis que sejam factíveis às aplicações cotidianas, obtendo, portanto, uma estrutura com porte que de fato se executa nas obras existentes. Soma-se a isso, desenvolver de maneira adequada, com auxílio do TPU (Tabela de Preços Unitários), conhecimentos em elaboração de orçamento, com resultados que de fato possam ser aplicáveis no mercado.

3 METODOLOGIA

Para realizar a análise econômica desejada, foram escolhidos seis tipos de contenção. O critério para isso é proveniente da frequência do uso destes elementos no Brasil, sendo eles:

- Estacas justapostas;
- Solo grampeado;
- Cortina atirantada;
- Perfil metálico cravado com pranchões (em balanço e atirantado);
- Parede diafragma (em balanço e atirantado);
- Muro de blocos.

Além disso, utilizando o mesmo critério de frequência de ocorrência para a escolha dos solos que serão alvo da análise, foram selecionados solos granulares e solos finos. Sendo assim, estabeleceu-se um contexto bastante amplo e aplicável, para que os resultados obtidos aqui possam se mostrar como uma boa ferramenta de uso frequente.

A fim de se desenvolver este trabalho de forma eficiente, busca-se à primeira instância conhecimentos teóricos estruturados o suficiente que possibilitem compreender a origem dos parâmetros geotécnicos, o processo de execução dos elementos de contenção e os métodos de dimensionamento que se aplicam. Com isso em mãos, será possível aplicar este conhecimento adquirido para de fato dimensionar as contenções, em cortes, para diferentes alturas (a serem definidas). Em sequência, com as estruturas devidamente dimensionadas em todos os seus contextos, realizar um orçamento para cada caso e, por fim, a almejada comparação de custos.

4 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

4.1 TIPOS DE SOLO

A primeira característica que diferencia os solos é o tamanho dos grãos que os compõem. A diversidade das dimensões dos grãos é muito grande. Os solos podem ser classificados conforme consta a Tabela 4.1, que corresponde aos limites definidos pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). O conjunto de siltes e argilas é denominado como a fração de solos finos, já o conjunto de areias e pedregulhos corresponde à fração grossa ou granular do solo.

Tabela 4.1 - Limite das frações de solo pelo tamanho dos grãos

Fração	Limites
Matacão	de 25 cm a 1 m
Pedra	de 7,6 cm a 25 cm
Pedregulho	de 4,8 mm a 7,6 cm
Areia Grossa	de 2,0 mm a 4,8 mm
Areia média	de 0,42 mm a 2,0 mm
Areia fina	de 0,05 a 0,42 mm
Silte	de 0,005 mm a 0,05 mm
Argila	inferior a 0,005 mm

Fonte: Pinto (2006).

Num solo, de maneira geral convivem partículas de tamanho diversos, sendo que o comportamento do solo é fortemente condicionado pela parcela que apresenta maior quantidade na amostra. Dentre a variabilidade das partículas constituintes do solo, para este trabalho, serão considerados dois cenários de análise, sendo um deles para areia e outro para argila. Cada um deles apresenta peculiaridades em diversos quesitos, como composição mineralógica, granulométrica e parâmetros geomecânicos. Por isso, mostra-se importante destacar as características relevantes destes solos.

4.1.1 Solos Finos

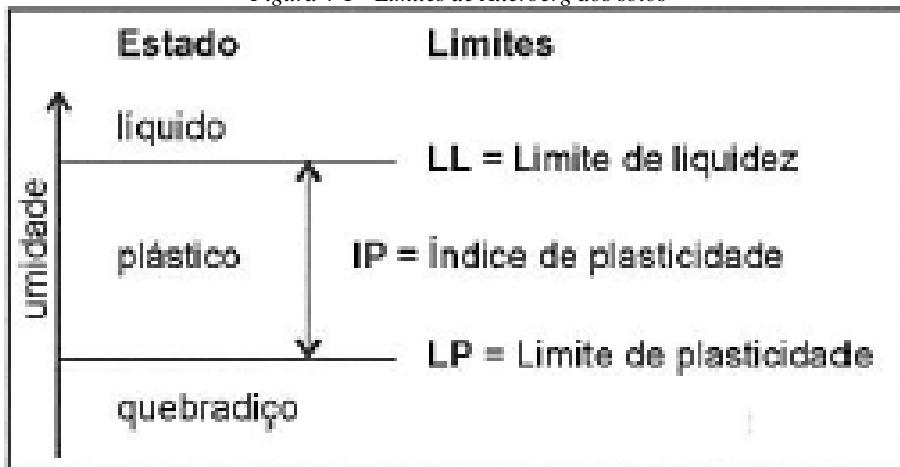
Os solos finos são compostos por argilas e siltes. Especialmente as argilas são constituídas por partículas em que uma das dimensões se apresenta muito maior que as outras, o que faz com que forças eletrostáticas atuem de maneira predominante entre seus elementos., essa fração do solo apresenta dimensões inferiores a 5×10^{-3} mm, podendo atingir até 1×10^{-6} mm.

A caracterização dos solos finos vai além da curva granulométrica. Essa análise leva em conta a presença da água e ficou conhecida através dos índices propostos por Atterberg, chamado de índices de consistência. Isso ocorre devido à grande variação de comportamento das argilas de

acordo com o teor de umidade, podendo se comportar como um líquido, quando muito úmido, como um sólido quando está quase sem umidade.

Os teores de umidade referentes a essas mudanças de comportamento são definidos como Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP), porém acaba sendo mais utilizado o Limite de Liquidez e o Índice de Plasticidade (IP), que é a diferença de umidade entre os dois limites, esses limites podem ser visualizados na Figura 4-1.

Figura 4-1 - Limites de Atterberg dos solos



Fonte: Pinto (2006).

O limite de liquidez é definido em um ensaio padronizado no Brasil pela ABNT (Método NBR 6459), no qual se define a umidade necessária para fechar uma ranhura com 25 golpes no aparelho de Casagrande. O limite de plasticidade é definido como o menor teor de umidade necessária para que um cilindro de 3 mm de diâmetro possa ser moldado. O procedimento também é padronizado no Brasil pelo Método NBR 7180.

A composição mineralógica das argilas é bastante variável, o que implica na possibilidade de solos com baixo teor de argila poderem apresentar índices de plasticidade mais altos do que solos com altos teores de argila. Com isso, define-se a atividade das argilas, que representa o quanto a fração de argila do solo é ativa. Ela é calculada levando em conta os índices de Atterberg, que indica a influência da parcela argilosa no comportamento do solo. A atividade das argilas em um determinado solo é obtida através do índice de atividade (IA), que é definido conforme consta a Equação (4.1). Quanto maior o índice de plasticidade e menor a fração de argila, maior será a atividade do solo argiloso. Uma argila com atividade normal possui IA entre 0,75 e 1,25, se este valor for maior é considerada ativa, caso seja menor é considerada inativa.

$$IA = \frac{IP}{Fração\ de\ argila} \quad (4.1)$$

O estado de uma argila também é definido através de sua consistência, que possui ligação direta com a resistência. É indispensável em um projeto ter essa informação do solo e ela pode ser verificada através de um ensaio de resistência à compressão simples (corpo de prova não confinado). Valores típicos são indicados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Consistência das argilas em função da resistência à compressão simples

Consistência	Resistência, em kPa
Muito Mole	< 25
Mole	25 a 50
Média	50 a 100
Rija	100 a 200
Muito Rija	200 a 400
Dura	> 400

Fonte: Pinto (2006).

Um fato importante com relação ao estado da argila, reside na possibilidade de que duas argilas, com teores de umidade diferentes, possam apresentar consistências semelhantes. Isso se justifica por limites de Atterberg diferentes para cada uma delas. Sendo assim, Terzaghi propôs o índice de consistência (IC) como mostra a Equação 4-2, que define o quanto úmido está um solo em relação aos seus limites de mudança de estado. Vale destacar que esse índice só é aplicável à fração do solo que passa pela peneira nº 40 (0,42 mm), e essa fração deve ser saturada. A consistência de uma argila pode ser estimada através do seu IC. Essa estimativa está presente na Tabela 4.3.

$$IC = \frac{LL - w}{IP} \quad (4.2)$$

Tabela 4.3 – Estimativa da consistência pelo índice de consistência

Consistência	Índice de Consistência
Mole	< 0,5
Média	0,5 a 0,75
Rija	0,75 a 1
Dura	> 1

Fonte: Pinto (2006).

As argilas se mostram dependentes do arranjo estrutural granulométrico no que se refere à resistência. Isso é resultante da ligação eletroquímica que este tipo de solo tende a estabelecer com o passar do tempo. Essa característica define o conceito de sensitividade (S), que é expresso pela Equação 4.3.

$$S = \frac{\text{Resistência no estado inderfomado}}{\text{Resistência no estado amolgado}} \quad (4.3)$$

A classificação das argilas relacionada a este conceito é dada na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Sensitividade das argilas	
Sensitividade	Classificação
1	Insensitiva
1 a 2	baixa sensitividade
2 a 4	média sensitividade
4 a 8	Sensitiva
>8	ultrassensitiva (<i>quick clay</i>)

Fonte: Pinto (2006).

4.1.2 Solos Granulares

Solos granulares, que são compostos por materiais de granulometria superior a da areia, são todos aqueles solos que possuem comportamentos ditados pelos grãos de areia, mesmo que tenha presença de outras partículas que não sejam classificadas como areia. Um grão de areia possui diâmetro equivalente entre 0,05 mm e 4,8 mm, sendo dividido em três subcategorias, areia fina, média e grossa, conforme consta a Tabela 4.1.

Diferentemente dos solos finos, as forças atuantes em um solo arenoso são essencialmente gravitacionais, o que torna como fundamental para sua definição o índice de vazios. O estado de uma areia é definido pela sua compacidade relativa (CR). Assim como o índice de consistência das argilas depende da umidade natural do solo em relação aos limites de estado, a compacidade relativa origina-se da comparação do índice de vazios natural do solo em relação aos índices máximo e mínimo possíveis para o mesmo solo. Dessa forma, obtém-se a Equação 4.4.

$$CR = \frac{e_{máx} - e_{nat}}{e_{máx} - e_{mín}} \quad (4.4)$$

A classificação resultante dessa definição apresenta-se na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Compacidade das areias	
Classificação	CR
Areia fofa	abaixo de 0,33
Areia de compacidade média	entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	Acima de 0,66

Fonte: Pinto (2006).

4.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Na realização de um projeto, é imprescindível a execução de investigação geotécnica a fim de se obterem os parâmetros necessário para a efetivação dos cálculos. Tem-se como exemplo, a importância de se possuir os parâmetros de resistência do solo, que será visto mais à frente como essencial no projeto de contenções.

Ao se realizar a investigação, existem dois caminhos possíveis a serem seguidos: ensaios laboratoriais e investigações de campo. Ambos apresentam vantagens e desvantagens, além de apresentarem ensaios que se aplicam melhor a um ou mais específicos tipos de solo.

4.2.1 Investigação de Campo

Investigação de campo são todos aqueles ensaios que são realizados no próprio local de construção da obra (*in situ*), nos solos de interesse. Eles são muito utilizados quando existe dificuldade de se obter uma amostra indeformada do solo, como areias ou solos moles quase sem coesão, ou quando os ensaios de laboratório têm pouca utilidade.

Os ensaios de campo normalmente fornecem resultados mais rápidos e possuem um custo menor. Uma das vantagens dos ensaios de campo é evitar o efeito da amostragem que pode mascarar os resultados caso se usem ensaios de laboratório. No entanto, em certos casos é necessário complementar um ensaio de campo com um ensaio de laboratório.

Existem duas formas de se aproveitar dos resultados de ensaio de campo: primeira a partir de correlações, determinar os parâmetros do solo; segunda forma é a construção de modelos matemáticos que simulam as condições físicas do ensaio, para a também obtenção dos parâmetros do solo.

Existem três modos diferentes para levar o solo a ruptura em ensaio de campo: por deslocamento, como ocorre em ensaios de cone; por rotação, como é o caso dos ensaios de palheta; por expansão de cavidade cilíndrica, como é o caso dos ensaios pressiométricos. Dentro da variabilidade de ensaios que podem ser realizados, cada um irá atender a um interesse específico com mais qualidade, como resume a Tabela 4.6. Nela, mostra-se a aplicabilidade de cada ensaio na obtenção do tipo de solo do terreno, identificação do perfil do solo (e suas camadas) e de cada um dos parâmetros que estão representados nas colunas da tabela.

Tabela 4.6 - Aplicabilidade de ensaios de campo

Grupo	Equipamento	Identificação				Parâmetros								
		Tipo Solo	Perfil	u	ϕ'	S _u	D _r	m _v	c _v	k	G _o	σ_h	OCR	$\sigma-\epsilon$
Penetrômetro	Dinâmico	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânico	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétrico (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocene (CPTu)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	Sísmico (SCPT/SCPTu)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
Pressômetro	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
	Auto-perfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiomômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmico	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Legenda dos parâmetros:

u = poro pressão in situ; ϕ' = ângulo de atrito efetivo; S_u = resistência ao cisalhamento não - drenada

m_v = coeficiente de variação volumétrica; c_v = coeficiente de consolidação; k = coeficiente de permeabilidade

D_r = densidade relativa; G_o = módulo cisalhante a pequenas deformações; σ_h = tensão horizontal

OCR = razão de sobreadensamento; $\sigma-\epsilon$ = relação tensão - deformação

Fonte: Schnaid (2012)

Ao se aplicar ensaios de campo na prospecção de seu terreno, é de grande importância levar em conta o conceito de ilhas de investigação, que corresponde a execução do ensaio em locais suficientes do terreno, para que se tenha uma representatividade significante de toda a área com que irá se trabalhar. Além disso, é essencial ter ciência dos parâmetros que serão necessários em seu projeto. Para o interesse deste estudo, os ensaios de SPT e CPTu apresentam-se como suficientes para atender os requisitos de projeto, além de serem aplicados mais comumente.

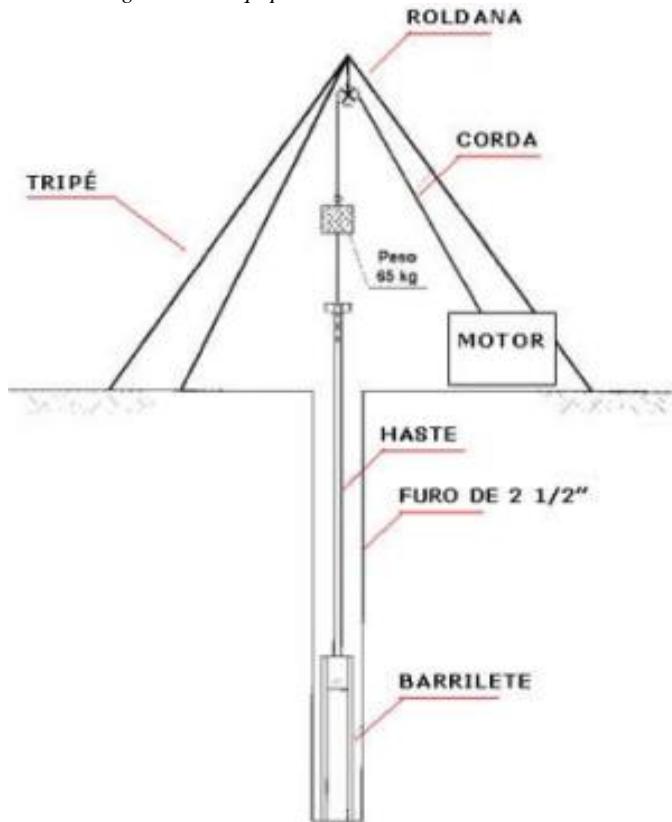
4.2.1.1 SPT (*Standard Penetration Test*)

Este ensaio consiste numa prospecção do subsolo que ocorre concomitantemente à obtenção de informações de resistência dinâmica do solo. Em qualquer obra de engenharia é necessário ter conhecimento sobre o solo, o que torna essencial as sondagens de simples reconhecimento.

Soma-se a isso o fato de que este ensaio é realizado com equipamento simples e baixo custo, além de existir grande experiência nacional nesse tipo de investigação.

O método é padronizado pela Norma Brasileira NBR6484 e consiste basicamente em duas operações: perfuração, que é realizada por tradagem (podendo ter circulação de água); e amostragem, coletadas a cada metro através de um amostrador-padrão de 45 cm de extensão e 50 mm de diâmetro externo. A cravação se dá através da queda de um peso de 65 kg, a uma altura de 750 mm, a Figura 4-2 representa um esquema do equipamento utilizado no ensaio.

Figura 4-2 - Equipamentos utilizados em ensaios SPT



Fonte: Schnaid (2012)

Essa sondagem permite o reconhecimento dos tipos de solos existentes por meio da análise tático-visual e suas distribuições em camadas no perfil do solo, presença e posição do nível d'água, além de conhecimento sobre a resistência a penetração, que é dada pelo N_{spt} . Este é concebido como o número de golpes que ocorrem para que o amostrador penetre 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm.

Na elaboração de um projeto de contenção, os parâmetros de resistência do solo apresentam-se como essenciais aos cálculos. Diversos autores propuseram maneira de obtê-los a partir do N_{spt} quando não se obtém ensaios laboratoriais.

Para a estimativa de coesão não drenada Texeira e Godoy sugerem a seguinte correlação.

$$c=10 \cdot N_{spt} \text{ (kPa)} \quad (4.5)$$

Para estimar ângulo de atrito na condição não drenada existem algumas correlações, como por exemplo as propostas por Godoy e Teixeira.

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{spt} \text{ (Godoy, 1983)} \quad (4.6)$$

$$\phi = (20 \cdot N_{spt})^{0,5} + 15^\circ \text{ (Teixeira, 1996)} \quad (4.7)$$

A Equação 4.8 representa a proposta de Mello (1971) para adquirir o ângulo de atrito de solos granulares.

$$(1,49 - Dr) \tan(\phi') = 0,712 \quad (4.8)$$

A Equação 4.8 utiliza o N_{spt} de maneira indireta, uma vez que ele está intrínseco no cálculo da densidade relativa Dr . Entre alguns métodos propostos para calculá-la, tem-se a proposta por Skempton (1986), que é fornecida na Equação 4.9.

$$Dr = \sqrt{\left(\frac{N}{0,28\sigma_{v0} + 27}\right)} \quad (4.9)$$

O peso específico natural dos solos também pode ser estimados a partir dos valores de consistência das argilas e compacidade das areias, esses estados de consistência e compacidade são definidos em função do N_{spt} , de acordo com a NBR 6484/2001 da ABNT. Os valores de peso específico estimados para argilas e areias estão representados, respectivamente, na Tabela 4.7 e Tabela 4.8.

Tabela 4.7 - Peso específico de solos argilosos

N_{spt}	Consistência	Peso específico (kN/m³)
≤ 2	Muito Mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Médio	17
11-19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972)

Tabela 4.8 - Peso específico de solos arenosos

Nspt	Compacidade	Peso específico (kN/m³)		
		Areia Seca	Úmida	Saturada
<5	Fofa	16	18	19
5-8	Pouco Compacta	16	18	19
9-18	Medianamente Compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
>40	Muito Compacta	18	20	21

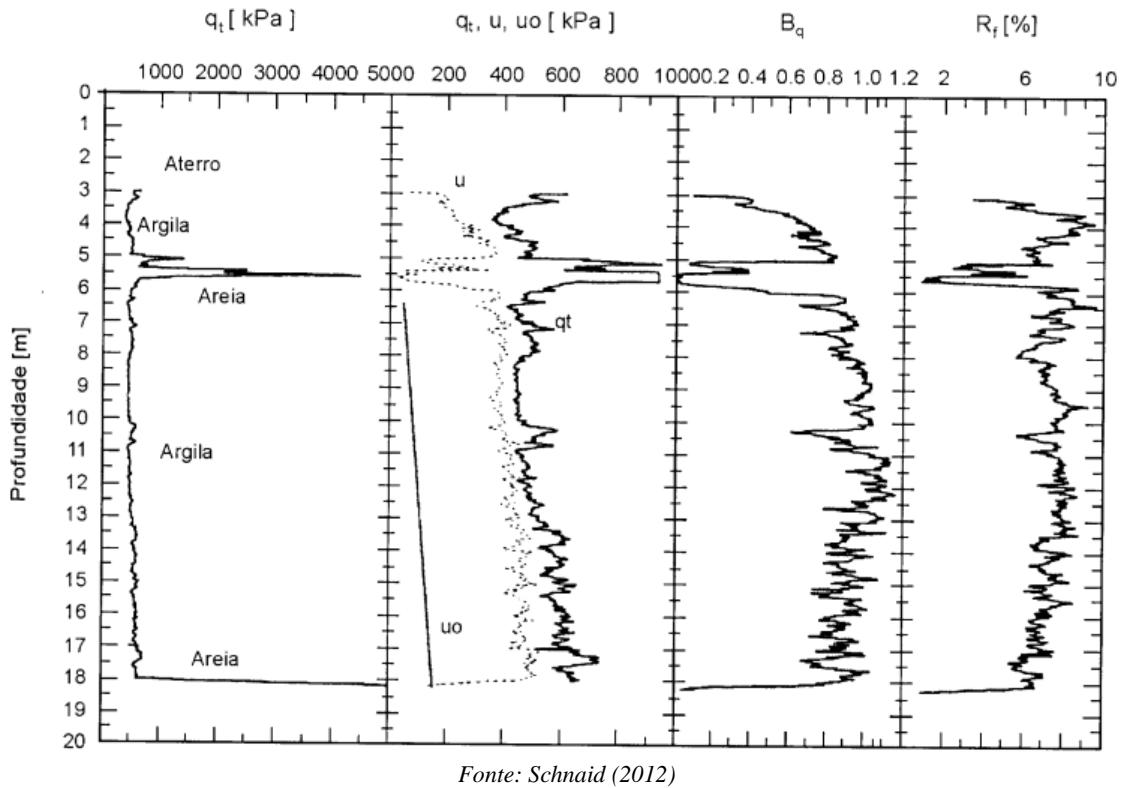
Fonte: Godoy (1972)

4.2.1.2 Ensaio de piezocone CPT

O princípio do ensaio de cone consiste na cravação de um conjunto ponteira-haste, que possui a presença de luva (atrito lateral) e uma ponteira cônica (resistência de ponta), ambas com dimensões padronizadas, por esforço estático e com velocidade constante de aproximadamente 2 cm/s. O ensaio surgiu por volta de 1930 na Holanda para simular a cravação de estacas em areias, porém atualmente é considerado um ensaio muito importante que auxilia na determinação de vários parâmetros dos solos.

O piezocone se diferencia do cone mecânico por ter células de carga que medem eletricamente o esforço necessário para cravar a ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), além da monitoração contínua das pressões neutras (u) geradas durante a cravação. A Figura 4-3 apresenta, a título de exemplo, um resultado típico de um ensaio CPTu.

Figura 4-3 - Resultado típico de ensaio CPTu



Para solos finos, o ensaio permite a partir de correlações empíricas classificar solos, determinar pressões de pré-adensamento e coeficientes de empuxo em repouso (K_0).

No que se refere à resistência ao cisalhamento não drenada, é possível estima-la a partir da resistência à penetração que o ensaio de cone fornece, como se exibe na Equação 4.11.

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (4.11)$$

O coeficiente de empuxo em repouso é a razão entre as tensões efetivas horizontais e verticais, como mostra a Equação abaixo.

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (4.12)$$

K_0 pode ser estimado a partir da conhecida expressão de Jaky (Pinto, 2006), em que φ' é o ângulo de atrito interno efetivo do solo.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (4.13)$$

Para solos sobreadensados K_0 costuma ser estimado (Pinto, 2006) por

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') OCR^{\sin \varphi'} \quad (4.14)$$

Essas formulações necessitam do conhecimento de φ' e OCR. φ' pode ser obtido por ensaios de laboratórios, previstos em ensaios de campo ou ainda através de correlações com Índice de Plasticidade para argilas normalmente adensadas.

Há ainda uma maneira de estimar para o coeficiente de empuxo em repouso para solos coesivos através do ensaio de CPTu, constitui uma abordagem atrativa para complementar informações obtidas por outros meios. Sua formulação foi proposta por Kulhawy e outros (1985) e Mayne e Kulhawy (1990).

$$K_0 = 0,1 \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (4.15)$$

Comparando os valores de K_0 obtidos através da Equação acima com ensaios triaxiais e pressiométricos percebe-se valores compatíveis, porém é sugerido cautela no uso dessa correlação, pois trata-se de uma relação empírica.

4.2.2 Ensaios de Laboratório

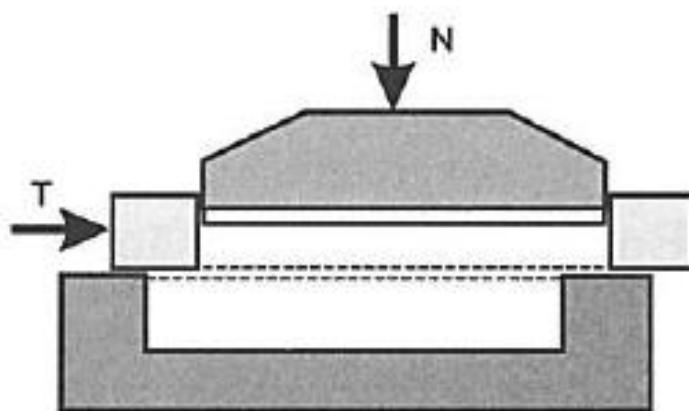
Ensaios de laboratório costumam ser mais caros do que os *in situ*, entretanto eles apresentam uma série de vantagens, como a possibilidade de controlar as condições de contorno e de drenagem, possuir trajetórias de tensões bem definidas (impostas ou observadas), deformação e velocidade de drenagem controladas e ter o solo e suas características físicas identificados. Ainda assim, além do custo, este ensaio possui algumas dificuldades e desvantagens, tais como: perturbação da amostra de solos argilosos, impossibilidade de obter uma amostra não deformada de solos granulares, representatividade do volume ensaiado comparado à realidade da obra, entre outros.

Nesse trabalho serão abordados apenas dois ensaios para determinação dos parâmetros de resistência do solo: ensaio de cisalhamento direto e triaxial.

4.2.2.1 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento é o modo mais antigo de medir resistência ao cisalhamento e se baseia no modelo de Coulomb. Nesse ensaio coloca-se o corpo de prova em uma caixa de cisalhamento, de forma que o corpo de prova fique metade em uma parte fixa e a outra metade no móvel. Aplica-se uma força normal e verifica-se a tensão cisalhante que gera a ruptura. Pode-se tanto impor a força tangencial e medir o deslocamento, quanto impor o deslocamento e medir a força.

Figura 4-4 - Ensaio de cisalhamento direto

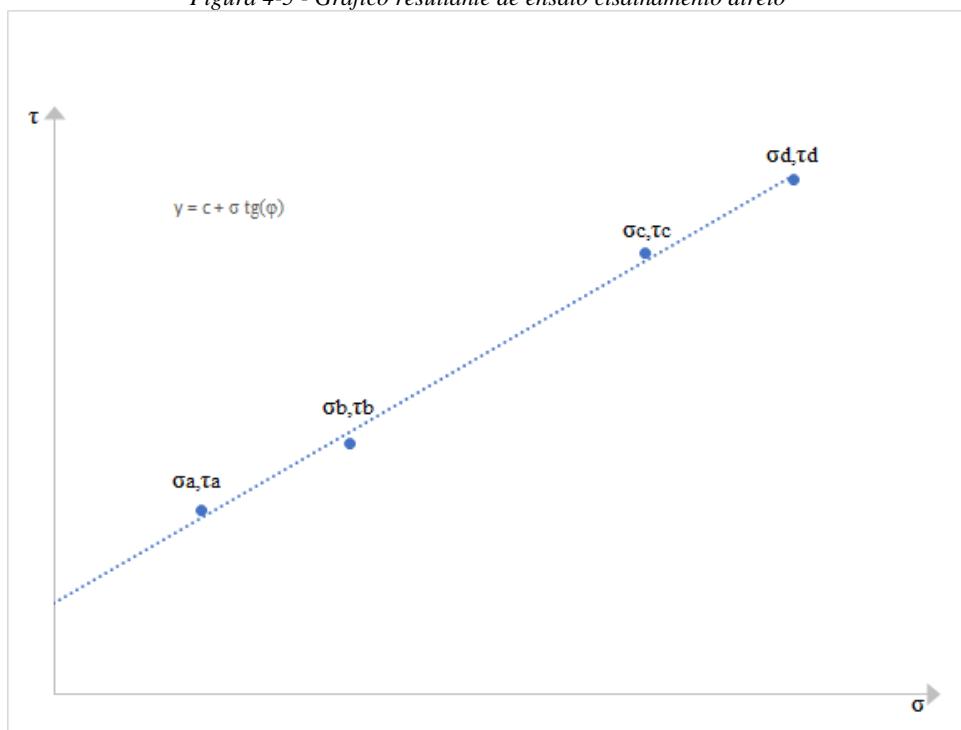


Fonte: Pinto (2006).

Para se determinarem as tensões normais e cisalhantes (σ e τ), basta dividir as forças normais e cisalhantes (N e T) pela área da seção transversal. A tensão de cisalhamento é representada em função do deslocamento e em areias compactas e argilas rijas percebe-se que a tensão cresce até alcançar uma tensão máxima e depois diminui até uma tensão residual. O deslocamento vertical também é medido, indicando se houve expansão ou contração do volume do corpo de prova.

Para diferentes tensões normais obtém-se diferentes $\tau_{máx}$, de forma que ao plotar esses pontos (σ , τ) em um gráfico e fazendo uma regressão linear é possível representar a envoltória de resistência, semelhante à imagem abaixo. A coesão, ou melhor, o intercepto de coesão c é o coeficiente linear da reta e o coeficiente angular da reta é a tangente do ângulo de atrito interno φ .

Figura 4-5 - Gráfico resultante de ensaio cisalhamento direto



Fonte: Autoria própria.

Esse ensaio é muito simples, porém sua interpretação torna-se complexa, pois o plano horizontal antes da aplicação das forças é o plano principal maior, mas após os carregamentos o plano principal sofre rotação e apenas temos informações sobre o plano horizontal. Mesmo o cisalhamento sendo imposto no plano horizontal, pode ocorrer rupturas internas em outras direções.

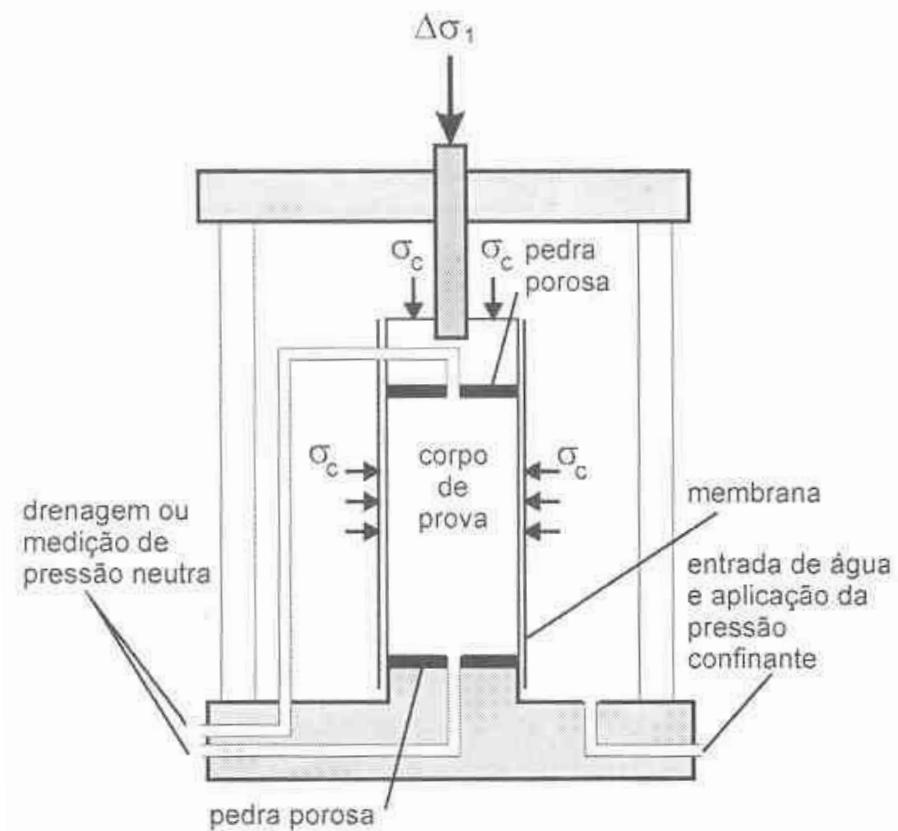
A distorção não é conhecida no ensaio, o que impossibilita a determinação de parâmetros de deformabilidade e módulo de cisalhamento. As condições de drenagem não são controladas, pois não há como impedi-las, embora seja possível alterar a velocidade do carregamento facilitando ou não a drenagem do corpo de prova. Por esses motivos o ensaio triaxial torna-se mais interessante. Entretanto, por sua simplicidade, o cisalhamento direto é muito útil para medir simplesmente resistência e, principalmente, obtenção da resistência residual.

4.2.2.2 Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial é executado moldando-se um corpo de prova cilíndrico e aplicando sobre ele, inicialmente um estado hidrostático de tensões (etapa de confinamento) e um carregamento axial (etapa de carregamento). Para isto, o corpo de prova é inserido em uma

câmara de ensaio, como ilustra a Figura 4-6. A câmara é preenchida por água, através da qual aplica-se a tensão confinante, sendo que esta atua em todas as direções.

Figura 4-6 - Instrumento para realização de ensaio triaxial



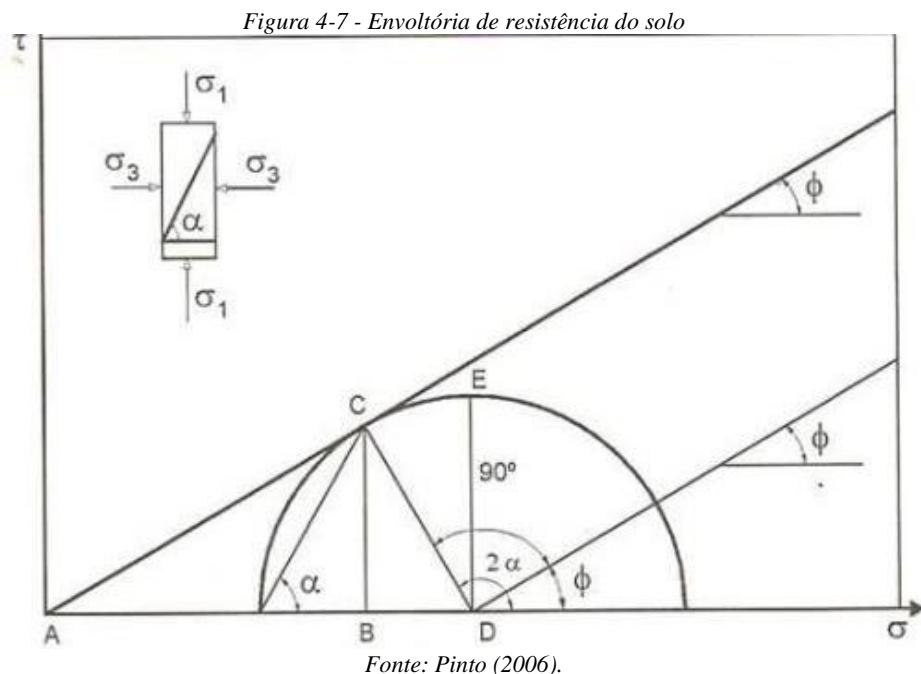
Fonte: Pinto (2006).

O carregamento axial é feito através do pistão que penetra na câmara e a força é medida por um anel dinamométrico. Este procedimento de medida apresenta a vantagem de aferir a carga que é realmente aplicada no corpo de prova, excluindo assim o efeito do atrito do pistão com a câmara.

Da maneira em que o ensaio é estruturado, não há cisalhamento na base do corpo de prova, bem como em suas geratrizes. A consequência disso é que os planos principais são o vertical e o horizontal. O horizontal é o plano principal maior, enquanto que vertical é o menor, onde atua a tensão de confinamento. Com isso, é possível definir a tensão desviadora, que é dada por $\sigma_1 - \sigma_3$.

Durante o carregamento, em intervalos de tempo, medem-se valores da tensão desviadora e do deslocamento vertical do corpo de prova que, dividida pela altura, resulta na deformação vertical específica. Como saída, o ensaio fornece um gráfico da tensão desviadora em função da deformação vertical específica e da variação volumétrica pela deformação vertical.

Além disso, é possível traçar os círculos de Mohr correspondente a cada tensão desviadora sob a qual o corpo de prova estará submetido. O ensaio fornece o valor máximo da tensão desviadora, indicando o estado de ruptura. Sendo assim, é possível obter a envoltória de resistência do solo (Figura 4-7) e, consequentemente, os seus parâmetros de resistência.



Uma grande vantagem deste ensaio, é a possibilidade de se controlar as condições de drenagem. Basicamente, o ensaio pode ser classificado de 3 formas: adensado drenado (CD); adensado não drenado (CU); não adensado não drenado (UU).

No ensaio CD, aplica-se, inicialmente, a tensão de confinamento no corpo de prova até que as pressões neutras se dissipem, ou seja, o corpo de prova se adense. Em seguida, o carregamento axial é aumentado lentamente de forma que a água presente nos poros possa ser eliminada, fazendo com que a pressão neutra seja praticamente nula a todo momento. Em outras palavras, as tensões totais equivalem às tensões efetivas, obtendo então o resultado deste em função destas.

O ensaio CU inicia-se da mesma maneira que o CD, consolidando-se o corpo de prova. Na sequência, o corpo de prova é levado à ruptura, com as válvulas da câmara fechadas, através de um rápido aumento do carregamento axial, de forma que não se permita a saída de água. Este ensaio permite obter o parâmetro de resistência não drenada do solo. Ele pode ser dado tanto em termos de tensões efetivas (de maneira mais rápida que o CD, desde que se efetue o registro da pressão neutra ao longo do ensaio), quanto de tensões totais.

O ensaio UU é feito sem consolidação do corpo de prova. A pressão confinante é aplicada e, imediatamente após o carregamento axial é aplicado até o rompimento. As válvulas permanecem fechadas durante todo o ensaio, não permitindo drenagem. O resultado em geral se dá através de parâmetros totais, podendo-se, novamente, registrar as pressões neutras ao longo do ensaio.

5 TÉCNICAS CONSIDERADAS

Num projeto, é essencial entender cada sistema de contenção e as técnicas que envolvem a sua execução. Como objeto de estudo, foram escolhidos seis sistemas de contenção, como foi apresentado no capítulo 3. Esta escolha tem como objetivo abranger um contexto amplo, onde se apresentam contenções frequentemente utilizadas no Brasil, e possibilite a este projeto tornar-se pertinente e estruturado.

5.1 ESTACAS JUSTAPOSTAS

Este tipo de contenção tem sua execução dada pela inserção de estacas alternadas no perímetro do terreno, ou seja, coloca-se uma estaca e em seguida não é a sua vizinha que é inserida, mas sim uma outra mais distante, para depois inserir a estaca vizinha à primeira. Essas estacas podem ser escavadas ou cravadas, tendo como possibilidade o uso de estacas hélice contínua, raiz, estacões, cravação de pranchas metálicas, entre outros. É extremamente importante garantir a verticalidade das estacas em suas execuções e, geralmente, elas são solidarizadas através de uma viga de coroamento que é implementada na parte superior das estacas, a qual exerce a importante função de fazer com que as estacas trabalhem de maneira solidária.

A sequência executiva inicia-se através da locação das estacas, que pode ser realizada com o uso da topografia ou pelo uso de gabarito guia. Em seguida, efetua-se a perfuração para subsequente concretagem ou injeção de argamassa (dependente do tipo de estaca utilizada). Por fim, posiciona-se a armadura da estaca e inicia-se novamente o procedimento para a próxima estaca a ser executada. Um exemplo visual da estrutura de contenção pode ser observado na Figura 5-1

Figura 5-1 - Estacas Justapostas



Fonte: InvestGEO

O fato de se poder utilizar uma grande variabilidade de estaca, faz com que esta contenção apresente algumas vantagens. Por exemplo, caso deseje-se ultrapassar matacões e rochas, é viável a aplicação da estrutura através de estaca raiz. Além disso, não proporcionam vibrações e apresentam elevada resistência. Entretanto, a estrutura pode sofrer dificuldades no que se refere à estanqueidade, mais especificamente na região das juntas, existindo assim limitações no caso de subsolos com elevados níveis de lençol freático.

5.2 SOLO GRAMPEADO

Solo grampeado é uma técnica de melhoria do solo, trata-se de uma contenção de taludes através da introdução de grampos junto com concreto projetado na superfície e drenagem adequada. O papel dos grampos é a estabilização do maciço, enquanto o concreto projetado auxilia na estabilização local, a drenagem age em ambos os casos. Ainda não existe norma específica da ABNT para essa técnica.

5.2.1 Chumbadores

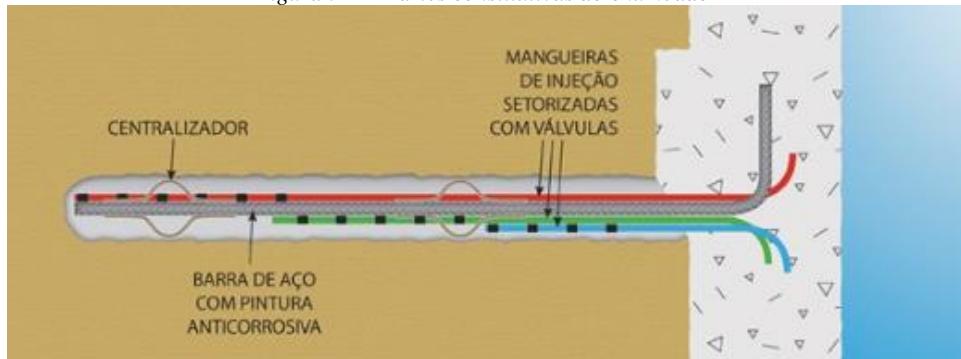
Para executar solo grampeado inicia-se com a aplicação dos chumbadores verticais, como medida de melhoria do solo e pré-contenção, segue-se com o corte descendente do solo na geometria de projeto, então ocorre a aplicação dos grampos da primeira linha e aplicação do revestimento de concreto projetado. Simultaneamente executam-se os drenos profundos e de paramento, assim como caneletas ou descidas d'água conforme projeto.

Chumbadores costumam ser moldados *in loco*, por meio das operações de perfuração e fixação de armação com injeção de calda de cimento sob pressão. Geralmente são empregados equipamentos de pequeno porte para a perfuração, pesando entre 50 kg e 1000 kg, de fácil manuseio, o que facilita a operação em qualquer talude. O fluido mais comum a ser utilizado como fluido de perfuração e limpeza do furo é a água, porém pode ser utilizado também ar, lama ou nenhum deles, se optando por trado helicoidal contínuo. Os chumbadores usualmente possuem uma inclinação entre 5° e 30° abaixo da horizontal, com diâmetro de perfuração de 75 mm. A perfuração deve se manter estável até que seja concluída a injeção.

Após a perfuração, ocorre a instalação e fixação das barras. Essas geralmente são metálicas, porém podem ser de outros materiais como fibra de vidro resinada ou similares, desde que não percam suas características de resistência ao longo do tempo. As peças metálicas devem receber tratamento anticorrosivo adequado. As armações geralmente têm suas extremidades superiores junto a cabeça do chumbador acabadas em ângulo de 90°, podendo ser também uma placa metálica, ou rosca e porca.

Ao longo das barras devem ser instalados dispositivos centralizadores, que garantem seu contínuo e constante recobrimento com a calda de cimento, geralmente tratam-se de barras de aço de construção civil. As mangueiras são fixadas adjunta às barras e suas divisões em trechos de injeção devem estar de acordo com projeto. Caso não esteja definido em projeto, é usual separar em pelo menos três trechos. A mangueira costuma ser de polietileno com um diâmetro de 8 mm a 10 mm, ela possui válvulas de injeção espaçadas de 30 cm a 50 cm até 1,5 m da boca do furo.

Figura 5-2 – Partes constitutivas do chumbador



Fonte: Manual Solotrat

Para a injeção do grampo em fases é utilizado um fluido cimentante qualquer, geralmente usa-se calda de cimentos para solos e resinas para materiais rochosos. A primeira fase de injeção, chamada de bainha, é o preenchimento do furo com introdução da barra.

A injeção por fases ocorre através das mangueiras que serão perdidas, por estarem juntas com as barras de aço. Realiza-se uma fase por vez, começando do trecho inferior até o superior, em cada trecho mede-se a pressão e o volume de fluido injetado.

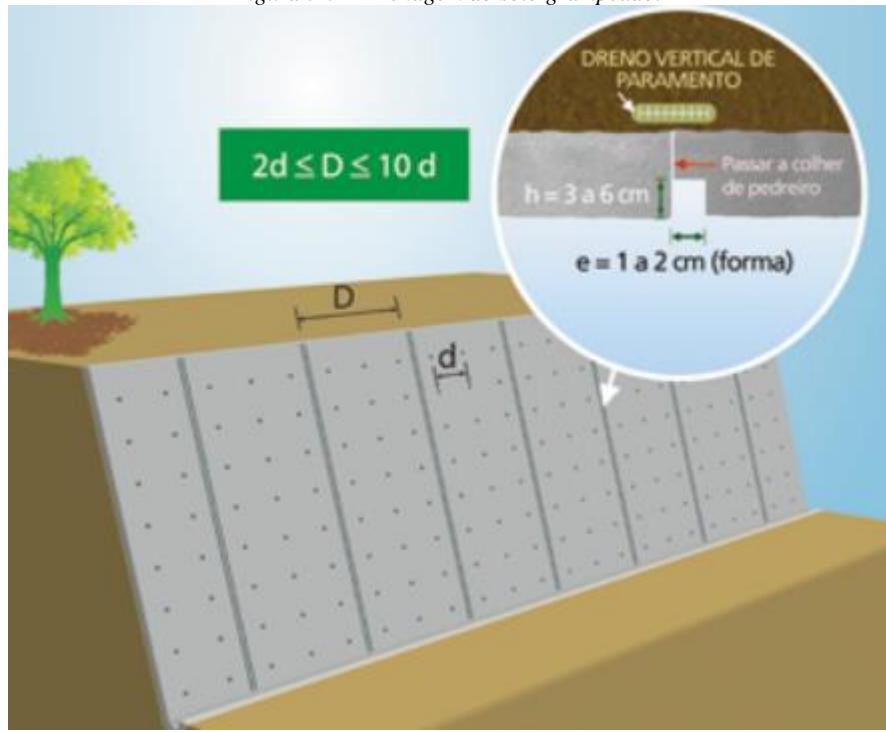
5.2.2 Revestimento de Concreto Projetado

O concreto projetado é o material com que se reveste o pareamento do talude. Geralmente é bombeado por via seca. Cimento, areia, pedrisco e aditivos são misturados em betoneira, coloca-se a mistura em uma bomba de projeção e adiciona-se os aditivos. Essa massa é conduzida por mangote até o bico de projeção quando então é adicionada a água. A mistura é então lançada na superfície do talude pelo ar-comprimido com energia elevada.

A armação do concreto consiste na aplicação de fibras metálicas ou de polietileno junto ao concreto projetado. Essa forma é melhor em termos de qualidade e economia em relação as telas eletrosoldadas. O concreto aplicado com fibras se ajusta perfeitamente a superfície de lançamento e torna o concreto extremamente tenaz e com baixa permeabilidade. As fibras resistem homogeneamente as tensões de tração desde o início da cura, não sendo necessários nenhum cuidado especial com seu uso, até mesmo para as fibras metálicas em relação a corrosão, pois o efeito se limita apenas àquelas fibras que estarão em contato com a atmosfera.

Recomenda-se o uso de juntas horizontais frias em forma de cunha, acompanhando-se os níveis de escavação. As juntas verticais devem ter espessura de 1 cm a 2 cm com profundidade de 3 cm a 6 cm acompanhada de um risco de colher de pedreiro, a distância entre as juntas deve ser da ordem de 2 a 10 vezes a distância entre coluna de chumbadores sempre no eixo do dreno vertical de paramento. Dessa forma, fluxos de água terão um caminho preferencial.

Figura 5-3 – Drenagem do solo grampeado.



Fonte: Manual Solotrat

5.2.3 Drenagem

Este sistema de contenção não suporta nível d'água elevado permanente, por isso, é necessária para esse tipo de solução uma drenagem profunda, de face e superficial. Para drenagem profunda é comum o uso de DHPs (drenos horizontais profundos). Para a face utiliza-se dreno tipo barbacã e dreno de paramento. O dreno barbacã é uma drenagem pontual resultado de uma escavação preenchida com material arenoso e tendo como saída para fora do revestimento um tubo de PVC drenante com inclinação descendente. O dreno de paramento é um dreno linear que consiste de uma calha ondulada revestida por uma manta geotêxtil instalada em uma escavação na direção vertical da crista até o pé do talude, onde aflora.

Para a drenagem superficial utiliza-se canaletas de crista e pé, bem como as de descida d'água para condução de água de escoamento superficial, evitando a sua infiltração no muro.

5.3 CORTINA ATIRANTADA

Cortina atirantada consiste em um tipo de contenção em que uma estrutura de concreto armado atua conjuntamente a tirantes. É uma solução geralmente usada para conter encostas e em execução de subsolos. Além disso, caracteriza-se por ser uma estrutura rígida e apresenta pequenos deslocamentos. Sua execução, em caso de cortes, é feita em trechos, onde se escavam

alguns metros e se executa uma linha de tirantes. Este processo é seguido até atingir a altura total do corte, e a estrutura resultante é apresentada na Figura 5-4.

Figura 5-4 – Cortina atirantada



Fonte: Sete Engenharia

A execução dos tirantes se dá basicamente em quatro fases, sendo elas:

- 1) Perfuração;
- 2) Inserção dos tirantes;
- 3) Injeção da nata de cimento;
- 4) Protensão dos tirantes.

Os tirantes são elementos ativos, que atuam sob o esforço de tração, realizando um esforço em seu ponto de aplicação, contra o terreno. Podem ser compostos de uma monobarra ou formado por cordoalhas de aço.

Essa solução pode percorrer sua vida útil com a presença do nível d'água atuando na parede, desde que tenha sido dimensionada para isso. Além disso, é imprescindível, em uma estrutura dessas, a inserção de um sistema de drenagem. Entre eles, o mais comum, e também presente na Figura 5-4, tem-se os drenos horizontais perfurados (DHP), que consistem basicamente em tubos vazados, de pequeno diâmetro, envolvido por uma tela filtrante, num furo horizontal aberto por meio da sonda rotativa.

5.4 PERFIL CRAVADO

Este tipo de contenção é utilizado com frequência em centros urbanos, quando há a execução de subsolos. A ideia é escavar o terreno e mantê-lo como uma caixa, para posterior execução do edifício.

A contenção consiste em perfis metálicos, em geral do tipo I, cravados no solo, ao longo do perímetro do canteiro, são unidos por pranchões de concreto pré-moldado ou madeira. A sequência executiva inicia-se com a cravação dos perfis I, utilizando um bate-estacas idêntico aos usados para estacas de fundação. A distância entre os perfis costuma ser próxima a 1,5 m. Em seguida, realiza-se a escavação (em níveis) com simultânea inserção dos pranchões. Os níveis de escavação dependem do tipo de solo e também da decisão de executar a contenção ancorada ou taludada. A Figura 5-5 representa um exemplo deste tipo de contenção, feito com pré-moldado de concreto.

Figura 5-5 - Contenção de perfil cravado com pré-moldado de concreto



Fonte: Fortinlajes

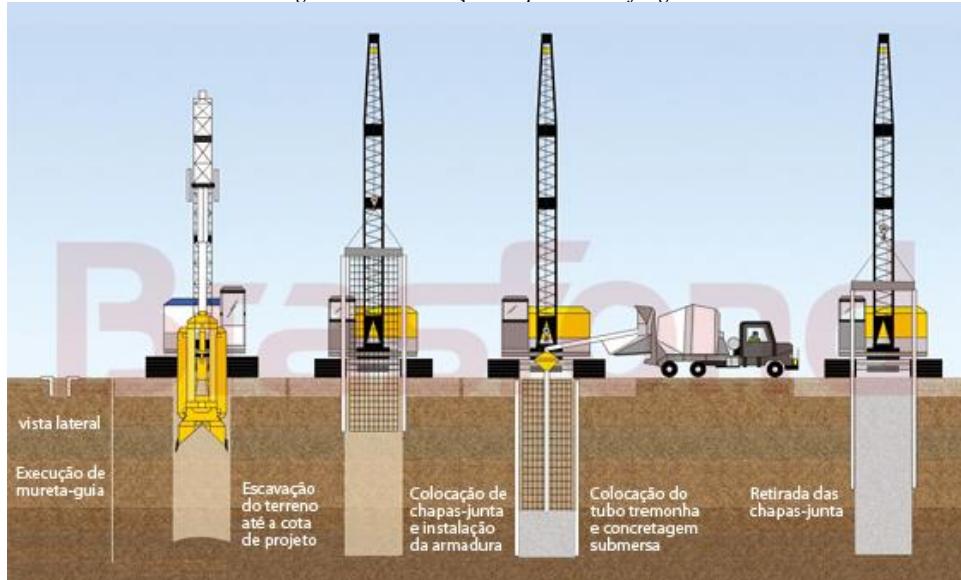
Este tipo de solução não é recomendável no caso de nível d'água elevado, a menos que se faça um rebaixamento permanente. Além disso, deve-se realizar a drenagem por trás do paramento, para isto, dispõe-se de geocomposto drenante, ou realização de bombeamento, quando o solo permite. Além disso, deve-se tomar outros cuidados, como no manuseio das pranchas, para que não quebrem, e também em manter os perfis metálicos em prumo.

Além de apresentar benefícios como agilidade de execução, essa solução proporciona um bom espaço de canteiro de obra, porém, deve-se atentar a alguns pontos negativos, como o ruído gerado pelo bate-estacas, e a possibilidade de deslocamentos consideráveis, dado que esta estrutura é relativamente flexível e depende de uma boa execução.

5.5 PAREDE DIAFRAGMA

Este escoramento é executado através da concretagem submersa em trincheiras escavadas, sendo que estas são estabilizadas por bentonita. O fato de a trincheira se manter estável, permite a inserção de armaduras e posterior concretagem. A sequência de execução inicia-se com canaletas-guia em todo o perímetro, as quais auxiliam a escavação que se realiza com clamshell. Em seguida, são inseridas as armaduras e posterior colocação dos tubos por onde acontecerá a concretagem, sendo que eles deverão atingir o ponto mais profundo da escavação, uma vez que a concretagem ocorre de baixo para cima. Um funil é colocado no bocal do tubo, por onde o concreto será lançado. Chapas-junta são inseridas nas laterais de cada armadura, a fim de denotar a separação entre elas. Por fim, despeja-se o concreto, retiram-se as chapas-juntas, curense o concreto e realiza-se o coroamento da parede. Um exemplo simplificado é mostrado na Figura 5-6.

Figura 5-6 - Execução de parede diafragma



Fonte: Brasfond

A parede diafragma apresenta-se como uma solução muito boa de contenção, visto que é executada para quaisquer tipos de solo, e qualquer nível d'água e sem vibração. Ela geralmente é executada com tirantes e forma um paramento rígido e estanque. Seu aspecto é ilustrado na Figura 5-7.

Figura 5-7 - Parede Diafragma



Fonte: Seadi e Ledur (2011)

Fonte: ESO, UFRGS

5.6 MURO DE BLOCOS DE CONCRETO

Esse é um dos muros mais comuns, é formado por uma parede de blocos com argamassa, cimento e areia apoiada sobre uma fundação, o muro de blocos é recomendado para alturas inferiores a 2 metros por se tratar de uma contenção simples. É imprescindível um sistema de drenagem de montante para aliviar as pressões da água no muro

A fundação pode ser de sapata ou estacas, essa escolha vai depender do tipo de solo, altura e comprimento do muro. É importante que a armadura vertical esteja amarrada na viga de fundação.

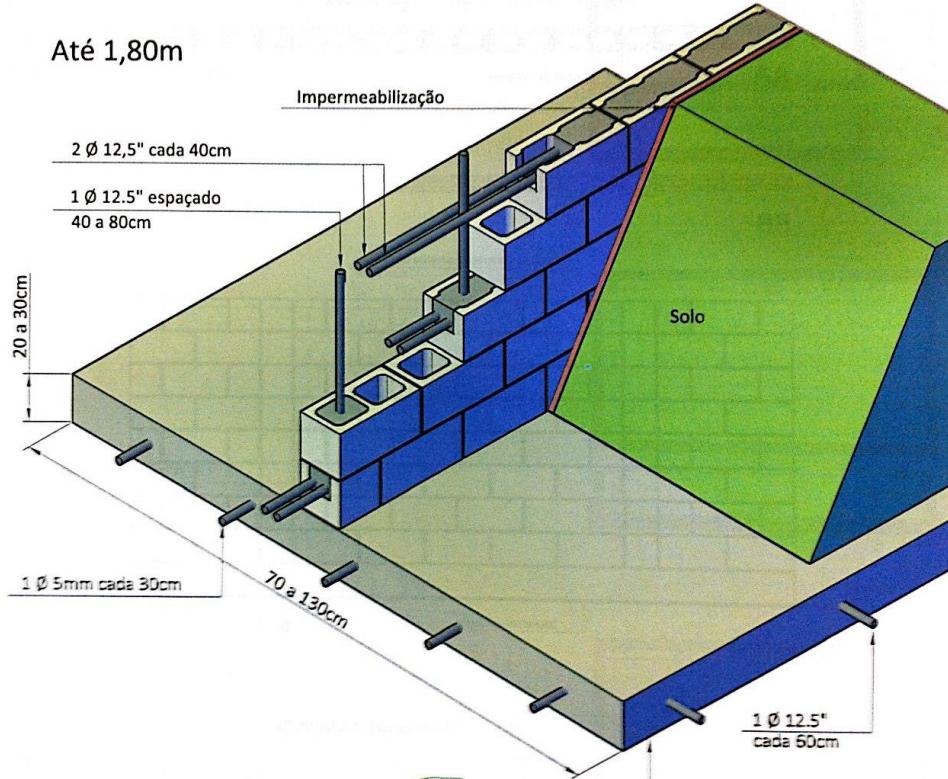
Na elevação do muro é fundamental que as juntas estejam alternadas a cada fiada, isso irá garantir a amarração adequada do muro. Os furos dos blocos devem ser preenchidos com armação e graute na vertical a intervalos regulares, também é necessário executar vergas para fazer a amarração do muro na horizontal. Juntas de controle devem ser executadas caso o muro possua mais de 10 metros de comprimento, para evitar que ocorra fissuras.

Os pilares enrijecedores podem ser feitos de concreto armado ou com os próprios blocos. A segunda opção confere maior velocidade e facilidade de execução, nesse caso devem ter armadura vertical adequada.

Existem também soluções específicas de blocos pré-moldados inteligentes que se encaixam e facilitam a montagem e execução, além de acelerarem todo o processo, como exemplo é possível citar o sistema geobloco A, da empresa Geo Soluções. Nesse sistema é possível fazer muro de arrimo de até 3 metros de altura que resistem aos esforços utilizando flexão de pilares de concreto armado que estão inseridos no interior do bloco.

Primeiramente efetua-se a escavação da fundação, antes da concretagem são posicionadas as armaduras verticais que servirão como pilares, segue-se com o assentamento dos blocos a seco, com inversão da direção de assentamento. A cada metro de altura ocorre a concretagem dos pilares, o lançamento de brita no interior dos blocos, além do posicionamento das armaduras horizontais intermediárias e sua concretagem. Quando atingir o topo executa-se a viga de coroamento, só então é instalada uma manta geotêxtil não tecido que será responsável pela drenagem de montante.

Figura 5-8 - Exemplo de contenção feita por muro de blocos



Fonte: Tauil e Nese (2010)

6 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Um dos itens mais importantes no dimensionamento de uma contenção, é a determinação correta dos esforços solicitantes. Para cada sistema de contenção, é necessário que se elabore um projeto adequado, com um dimensionamento aplicável à realidade do elemento. Sendo assim, objetiva-se aqui destacar métodos compatíveis com projetos executados usualmente, pois, assim, será possível obter dimensões de projeto factíveis.

6.1 PROCEDIMENTOS GERAIS DE PROJETO

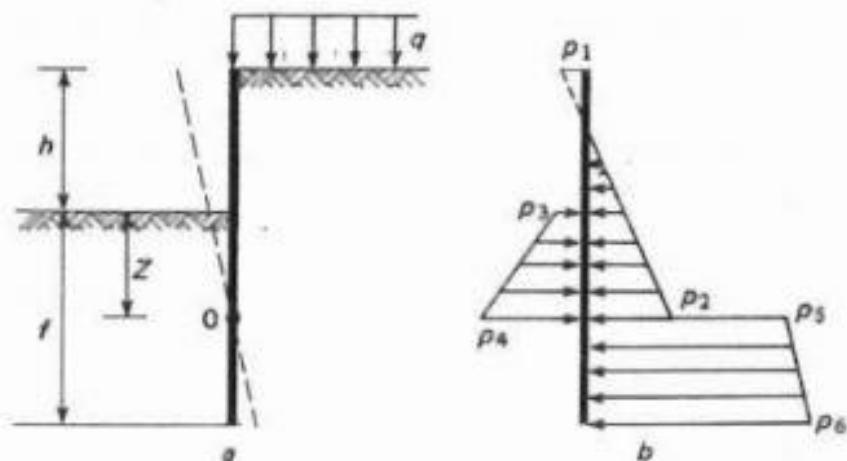
As tensões ativas e passivas em uma profundidade genérica (z) em uma estrutura de contenção podem ser calculadas através das Equações 6.1 e 6.2 respectivamente.

$$\sigma'_a = \sigma'_z * K_a - 2 * c' * \sqrt{K_a} \quad (6.1)$$

$$\sigma'_p = \sigma'_z * K_p + 2 * c' * \sqrt{K_p} \quad (6.2)$$

Isso nos permite obter o diagrama de esforços, conforme consta-se na Figura 6-1., que é um exemplo de uma estrutura de contenção em balanço.

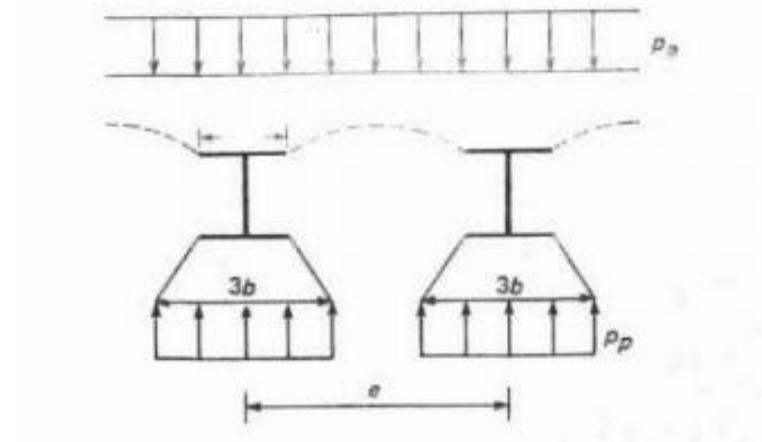
Figura 6-1 - Estrutura de contenção em balanço



Fonte: Alonso, 1983

A partir daí, podem ser adotadas diretrizes de projeto que sejam mais adequadas a cada caso específico. No caso de escoramentos descontínuos, como em perfis metálicos cravados, que também é uma estrutura de contenção em balanço, considera-se um empuxo ativo contínuo, a favor da segurança, como indica a Figura 6-2.

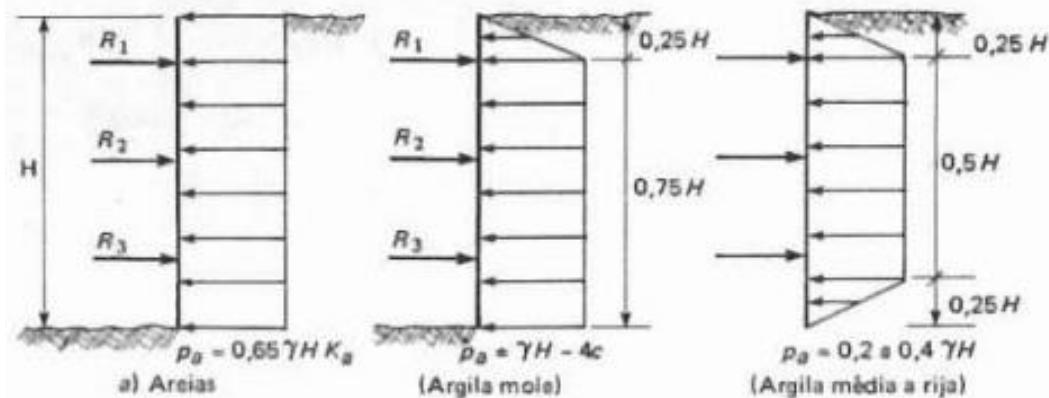
Figura 6-2 - Vista superior de contenção em perfis metálicos



Fonte: Alonso, 1983

Já para estruturas com múltiplas linhas de escoramento, tem-se uma solução empírica estabelecida por Terzaghi e Peck, sendo o diagrama de empuxos dessa solução apresentado na Figura 6-3. Apesar de nesta figura não estarem representadas sobrecargas e o nível d'água do terreno, quando elas existirem, basta realizar a adição da parcela ($\gamma \cdot z \cdot K_a$) ao diagrama de empuxo ativo.

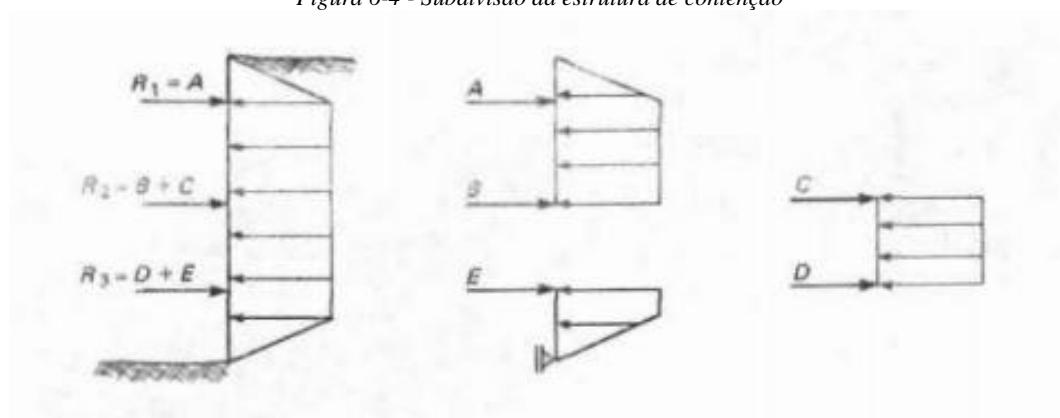
Figura 6-3 - Diagramas para contenções com múltiplos escoramentos (Terzaghi e Peck)



Fonte: Alonso, 1983

Neste método, para o cálculo da reação nos tirantes (ou estroncas), reparte-se a estrutura em vigas isostáticas, como na Figura 6-4, e aplicam-se as equações de equilíbrio para cada uma delas.

Figura 6-4 - Subdivisão da estrutura de contenção

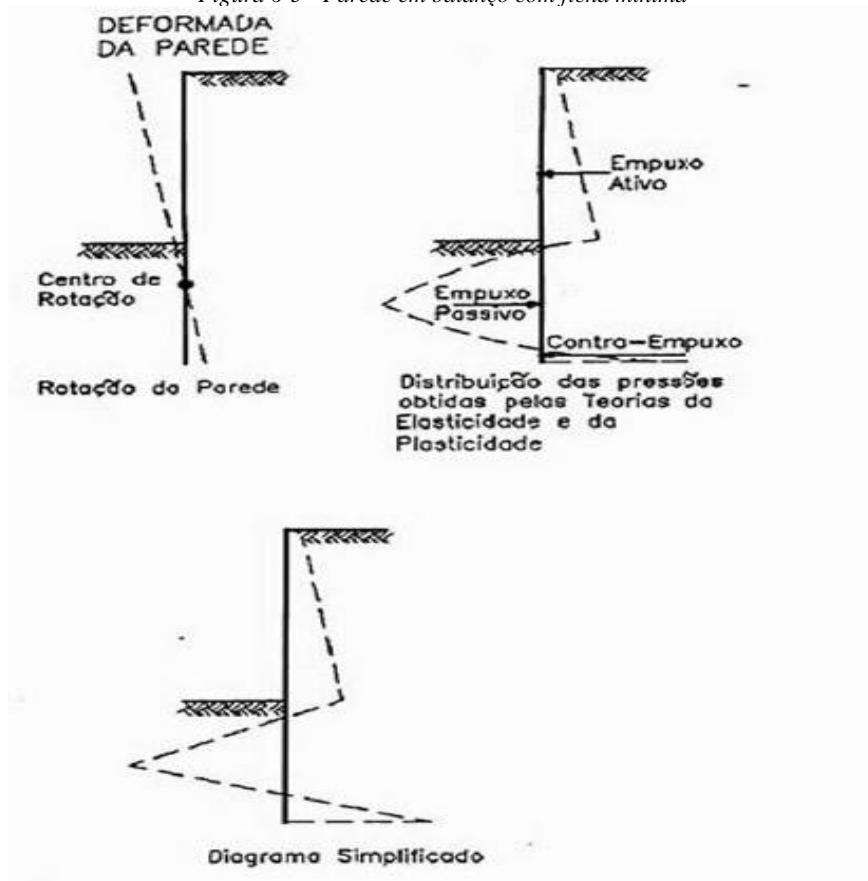


Fonte: Alonso, 1983

6.2 MÉTODO DE BLUM

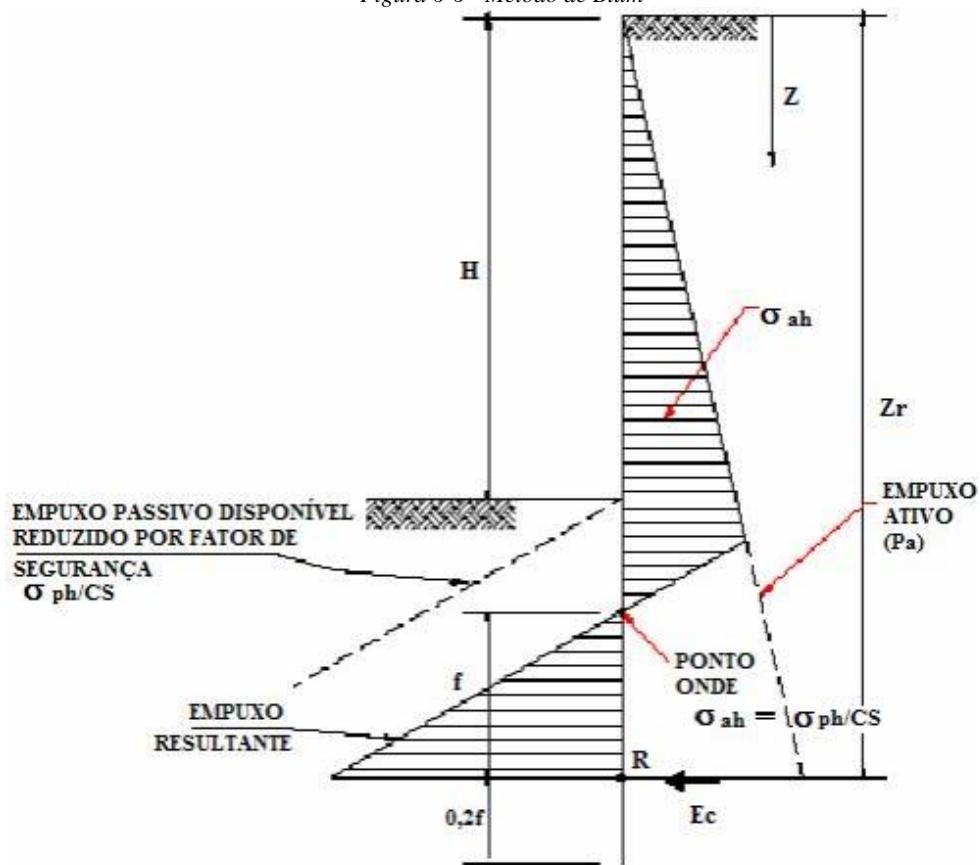
Método de Blum é eficaz para o dimensionamento de paredes em balanço com ficha mínima. Neste tipo estrutura, o empuxo ativo atuará na região em que ocorreu a escavação, enquanto que o passivo abaixo do fundo de escavação. O movimento e a atuação de forças estão representados na Figura 6-5.

Figura 6-5 - Parede em balanço com ficha mínima



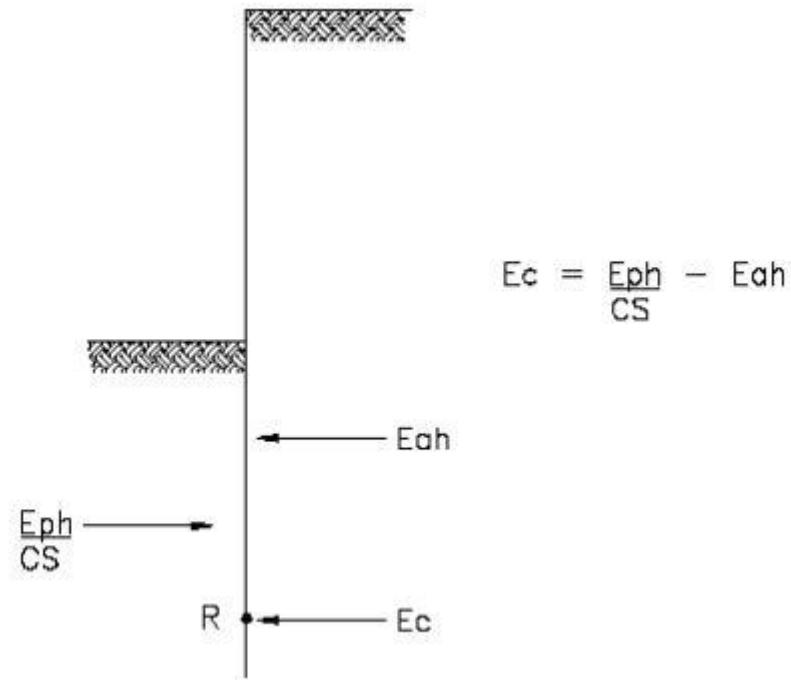
Sendo assim, para realizar o dimensionamento da ficha mínima, aplica-se o diagrama de esforços proposto pelo Método de Blum (Figura 6-6) e, sequentemente, equações de equilíbrio.

Figura 6-6 - Método de Blum



O ponto R representa o ponto de rotação. Ou seja, o contra-empuxo (E_c) não irá gerar momentos, sendo que ele só irá surgir no equilíbrio de forças horizontais, como é representado na Figura 6-7. O comprimento adicional de ficha, dado com o valor de 0,2 f, é inserido de modo que se mobilize o contra-empuxo e, consequentemente, é garantido o equilíbrio de forças horizontais.

Figura 6-7 - Contra-Empuxo no Método de Blum



O valor do Coeficiente de Segurança (CS) tem como valores mínimos 1,5 e 2,0 para obras provisórias e definitivas respectivamente.

6.3 TIRANTES

Tirantes são elementos estruturais que exercem sua função através de esforços de tração. Sendo assim, deve-se avaliar qual a tensão admissível, que pode ser obtida através de tabela fornecida pelo manual de tirantes da Solotrat, na Tabela 6.1 . O manual leva em conta tirantes provisórios e permanentes, e cordoalhas e barras.

Tabela 6.1 - Características de tirantes disponíveis no mercado

Carga de trabalho (kN)	TIPO	Fornecedor	Bitola	Secção (mm ²)	Peso (Kg/m)	CARACTERÍSTICAS DO AÇO		Rutura		Escoamento	
						Carga (kN)	Tensão (kg/mm ²)	Carga (kN)	Tensão (kg/mm ²)		
29	Barra	SAS 500/550	1 ø 12mm	113,0	0,89	63	56	58	51		
40	Barra	SAS 500/550	1 ø 14mm	154,0	1,21	86	56	79	51		
48	Barra	SAS 450/700	1 ø 16mm	207,0	1,62	148	71	95	46		
51	Barra	SAS 750/875	1 ø 12,5mm	132,5	1,04	118	89	101	77		
52	Barra	SAS 500/550	1 ø 16mm	201,0	1,58	113	56	103	51		
53	Barra	THREADBOLT 5	1 ø 16mm	196,0	1,60	138	70	104	53		
61	Barra	ROCSOLO 5/8"	1 ø 5/8"	160,5	1,27	132	82	119	74		
73	Barra	SAS 750/875	1 ø 15mm	189,0	1,48	169	89	145	77		
80	Barra	THREADBOLT 6	1 ø 19mm	279,0	2,19	195	70	145	52		
80	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 ø 15mm	176,0	1,41	185	105	150	85		
81	Barra	SAS 500/550	1 ø 20mm	314,0	2,47	176	56	160	51		
82	Barra	SAS 900/1050	1 ø 15mm	177,0	1,44	190	107	162	92		
82	Barra	SAS 900/1100	1 ø 15mm	177,0	1,44	199	112	162	92		
88	Barra	SAS 670/800	1 ø 18mm	254,0	2,00	207	82	174	68		
90	Barra	ROCSOLO 3/4"	1 ø 3/4"	234,9	1,85	195	83	174	74		
100	Barra	CA50	1 ø 7/8"	388,0	2,98	213	55	194	50		
110	Barra	THREADBOLT 7	1 ø 22mm	371,0	2,91	267	72	200	54		
100	Barra	TOR 10B	1 ø 24mm	388,0	3,00	233	60	194	50		
114	Barra	SAS 450/700	1 ø 25mm	491,0	3,85	351	71	225	46		
118	Barra	SAS 950/1050	1 ø 18mm	241,0	1,96	258	107	234	97		
125	Barra	ROCSOLO 7/8"	1 ø 7/8"	323,6	2,55	269	83	243	75		
126	Barra	SAS 750/875	1 ø 20mm	326,0	2,56	291	89	249	77		
126	Barra	SAS 500/550	1 ø 25mm	491,0	3,85	275	56	250	51		
127	Barra	SAS 650/800	1 ø 22mm	380,0	2,98	310	82	252	66		
140	Barra	THREADBOLT 8	1 ø 25mm	471,0	3,70	349	74	259	55		
130	Barra	CA50	1 ø 1"	506,7	3,85	279	55	253	50		
131	Barra	SAS 670/800	1 ø 22mm	380,0	2,98	310	82	260	68		
140	Fios	CP-150-RB	4 ø 8mm	201,2	1,58	302	150	272	135		
140	Barra	GEW ST 50/55	1 ø 25mm	491,0	3,90	368	75	270	55		
145	Barra	SAS 900/1050	1 ø 20mm	314,0	2,56	336	107	288	92		
145	Barra	SAS 900/1100	1 ø 20mm	314,0	2,56	352	112	288	92		
150	Barra	TOR 15B	1 ø 27mm	507,0	4,00	355	70	304	60		
158	Barra	SAS 500/550	1 ø 28mm	616,0	4,83	346	56	314	51		
164	Barra	ROCSOLO 1"	1 ø 1"	425,7	3,34	353	83	319	75		
164	Barra	SAS 650/800	1 ø 25mm	491,0	3,85	401	82	326	66		
169	Barra	SAS 670/800	1 ø 25mm	491,0	3,85	401	82	336	68		
200	Barra	INCO 22D	1 ø 30mm	642,0	5,00	462	72	385	60		
200	Barra	TOR 20B	1 ø 31mm	642,0	5,00	449	70	384	60		
206	Barra	SAS 650/800	1 ø 28mm	616,0	4,83	503	82	408	66		
206	Barra	ROCSOLO 1 1/8"	1 ø 1 1/8"	533,0	4,22	448	84	400	75		
207	Barra	SAS 500/550	1 ø 32mm	804,0	6,31	451	56	410	51		
210	Barra	GEW ST 50/55	1 ø 32mm	804,0	6,31	442	55	402	50		
210	Barra	CA50	1 ø 1 1/4"	804,7	6,31	443	55	402	50		
210	Fios	CP-150-RB	6 ø 8mm	301,8	2,37	453	150	407	135		
212	Barra	SAS 670/800	1 ø 28mm	616,0	4,83	503	82	421	68		
220	Barra	THREADBOLT 10	1 ø 32mm	778,0	6,11	560	72	428	55		
230	Barra	TOR 23B	1 ø 34mm	791,0	6,22	554	70	450	60		
236	Barra	SAS 650/800	1 ø 30mm	707,0	5,55	577	82	469	66		
244	Barra	SAS 670/800	1 ø 30mm	707,0	5,55	577	82	483	68		
255	Barra	SAS 900/1100	1 ø 26,5mm	551,0	4,48	618	112	506	92		
260	Barra	ROCSOLO 1 1/4"	1 ø 1 1/4"	674,0	5,30	559	83	506	75		
269	Barra	SAS 950/1050	1 ø 26,5mm	551,0	4,48	590	107	534	97		

Carga de trabalho (kN)	CARACTERÍSTICAS DO AÇO								
	TIPO	Fornecedor	Bitola	Seção (mm ²)	Peso (Kg/m)	Rutura		Escoamento	
						Carga (kN)	Tensão (kg/mm ²)	Carga (kN)	Tensão (kg/mm ²)
280	Fios	CP-150-RB	8 ø 8mm	402,4	3,16	604	150	543	135
280	Barra	GEWI PLUS ST 67/80	1 ø 32mm	804,0	6,31	643	80	539	67
324	Barra	SAS 500/550	1 ø 40mm	1.260,0	9,87	707	56	643	51
331	Barra	SAS 670/800	1 ø 35mm	962,0	7,55	785	82	657	68
350	Barra	INCO 35D	1 ø 40mm	1.140,0	9,00	821	72	684	60
350	Barra	DYwidag ST 85/105	1 ø 32mm	804,0	6,31	844	105	683	85
350	Fios	CP-150-RB	10 ø 8mm	503,0	3,95	755	150	679	135
350	Barra	TOR 35B	1 ø 40mm	1.140,0	8,90	798	70	684	60
360	Barra	TOR 36TH	1 ø 34mm	791,0	6,22	791	100	700	90
377	Barra	ROCSOLO 1 1/2"	1 ø 1 1/2"	977,6	7,67	811	83	733	75
393	Barra	SAS 950/1050	1 ø 32mm	804,0	6,53	861	107	779	97
410	Fios	CP-150-RB	12 ø 8mm	603,6	4,74	905	150	815	135
450	Barra	INCO 45D	1 ø 47mm	1.555,0	12,30	1.120	72	933	60
440	Barra	TOR 44TH	2 ø 34mm	791,0	6,22	925	117	846	107
450	Barra	DYwidag ST 85/105	1 ø 36mm	1.018,0	8,14	1.069	105	865	85
450	Barra	ROCSOLO 1 5/8"	1 ø 1 5/8"	1.124,0	8,91	978	87	877	78
450	Barra	TOR 45B	1 ø 43mm	1.338,0	10,50	937	70	870	65
498	Barra	SAS 950/1050	1 ø 36mm	1.020,0	8,27	1.092	107	988	97
500	Barra	GEWI ST 50/55	1 ø 50mm	1.963,0	15,40	1.080	55	982	50
500	Barra	TOR 50B	1 ø 47mm	1.552,0	12,20	1.086	70	978	63
504	Barra	SAS 500/550	1 ø 50mm	1.960,0	15,40	1.100	56	1.000	51
510	Barra	INCO 50D	1 ø 50mm	1.781,0	14,10	1.282	72	1.069	60
514	Barra	ROCSOLO 1 3/4"	1 ø 1 3/4"	1.325,0	10,40	1.113	84	994	75
530	Cordoalha	CP-190-RB	6 ø 1/2"	592,2	4,65	1.125	190	1.013	171
600	Barra	INCO 60D	1 ø 53mm	2.027,0	16,00	1.459	72	1.216	60
600	Barra	TOR 60B	1 ø 53mm	2.027,0	15,90	1.419	70	1.216	60
614	Barra	SAS 950/1050	1 ø 40mm	1.257,0	10,21	1.346	107	1.218	97
668	Barra	ROCSOLO 2"	1 ø 2"	1.735,0	13,70	1.440	83	1.301	75
676	Barra	SAS 670/800	1 ø 50mm	1.963,0	15,40	1.602	82	1.342	68
690	Cordoalha	CP-190-RB	8 ø 1/2"	789,6	6,20	1.500	190	1.350	171
700	Barra	INCO 70D	1 ø 57mm	2.288,0	18,10	1.647	72	1.373	60
700	Barra	TOR 70B	1 ø 56mm	2.288,0	18,00	1.602	70	1.373	60
741	Barra	SAS 555/700	1 ø 57,5mm	2.597,0	20,38	1.854	71	1.470	57
800	Barra	TOR 80B	1 ø 60mm	2.560,0	20,15	1.792	70	1.562	61
848	Barra	SAS 950/1050	1 ø 47mm	1.735,0	14,10	1.858	107	1.681	97
851	Barra	ROCSOLO 2 1/4"	1 ø 2 1/4"	2.206,2	18,09	1.831	83	1.655	75
900	Barra	INCO 90D	1 ø 63mm	2.858,0	22,60	2.058	72	1.715	60
860	Barra	DYwidag ST 95/105	1 ø 47mm	1.735,0	14,10	1.860	105	1.680	95
870	Cordoalha	CP-190-RB	10 ø 1/2"	987,0	7,75	1.875	190	1.688	171
895	Barra	SAS 670/800	1 ø 57,5mm	2.597,0	20,38	2.119	82	1.775	68
900	Barra	TOR 90B	1 ø 63mm	2.856,0	22,40	1.999	70	1.713	60
904	Barra	SAS 555/700	1 ø 63,5mm	3.167,0	24,86	2.261	71	1.793	57
1.000	Barra	INCO 100D	1 ø 69mm	3.491,0	30,30	2.514	72	1.955	56
1.000	Barra	TOR 100B	1 ø 69mm	3.492,0	27,40	2.444	70	2.025	58
1.040	Cordoalha	CP-190-RB	12 ø 1/2"	1.184,0	9,30	2.250	190	2.025	171
1.055	Barra	ROCSOLO 2 1/2"	1 ø 2 1/2"	2.734,0	21,59	2.269	83	2.051	75
1.091	Barra	SAS 670/800	1 ø 63,5mm	3.167,0	24,86	2.584	82	2.164	68
1.108	Barra	SAS 835/1035	1 ø 57mm	2.581,0	20,95	2.725	106	2.198	85
1.136	Barra	SAS 500/550	1 ø 75mm	4.418,0	34,68	2.478	56	2.253	51
1.430	Barra	SAS 835/1035	1 ø 65mm	3.331,0	27,10	3.517	106	2.837	85
1.522	Barra	SAS 670/800	1 ø 75mm	4.418,0	34,68	3.605	82	3.019	68
1.897	Barra	SAS 835/1035	1 ø 75mm	4.418,0	35,90	4.664	106	3.763	85

Fonte: Manual da Solotrat

Além disso, deve-se dimensionar o bulbo de ancoragem e, para isso, dispõe-se de diversos métodos que determinam a força de tração máxima que se pode aplicar na ancoragem. A Norma Brasileira NBR-5629 propõe uma estimativa preliminar da capacidade de carga através das seguintes equações:

a) Solos Granulares

$$T_{máx} = \sigma'_z * U * L_b * K_f \quad (6.7)$$

b) Solos Coesivos

$$T_{máx} = \alpha_o * U * L_b * S_u \quad (6.8)$$

K_f representa o coeficiente de ancoragem, que é dado na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Coeficiente de ancoragem K_f para solos granulares

Solo	Compacidade		
	fofa	compacta	muito compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e pedregulho	1,0	2,0	3,0

Fonte: NBR-5629

α_o é o coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento não drenada S_u , e pode ser numericamente igual a 0,75, caso $S_u \leq 40 \text{ kPa}$; ou igual a 0,35, no cenário em que $S_u \geq 100 \text{ kPa}$.

Este método da NBR-5629 não releva os efeitos da pressão de injeção. Além disso, ela admite que para a execução do bulbo de ancoragem a injeção da calda de cimento pode ser do tipo simples com fluxo ascendente e em fase única ou através de válvulas e em fases sucessivas. Sendo assim, mostra-se interessante a análise de um outro método de cálculo de dimensionamento do bulbo de ancoragem. O método de Costa Nunes (1987) possui em suas premissas considerações que permitem, no geral, resultados mais factíveis. A capacidade de carga, segundo ele, é dada pela Equação 6.11.

$$T_{máx} = \pi * D_e * n_d L_b n_l * \tau \quad (6.9)$$

n_l – Coeficiente de redução do comprimento do bulbo devido à pressão não uniforme sobre o mesmo. Considera-se igual a 1 para comprimentos de até 8 m

τ – Resistência ao cisalhamento na interface bulbo-solo. Para a determinação deste parâmetro, considera-se o critério de Mohr-Coulomb, com a adoção de uma pressão residual de injeção σ'_r , que é estimada em 50 % da pressão de injeção aplicada, resultando-se nas Equações 6.12 e 6.13.

$$\tau = c' + (\sigma' + \sigma'_r) * \tan \varphi' \quad (6.10)$$

$$\tau = c' + (\gamma_c * h * n_h + \sigma'_r) * \tan \varphi' \quad (6.11)$$

c – Aderência entre calda e o solo, podendo-se considerá-la numericamente igual à coesão do solo

n_h – Fator de redução da profundidade quando esta for superior a 9 m

Além dos dois métodos expostos acima, Habib (1989), a partir do cálculo proposto por Bustamante (1985) que está apresentado na equação 6.14, propôs correlações para obtenção dos parâmetros q_s e D_s . Elas são propostas para dois cenários: ancoragens injetadas em estágio único (IGU – “*injection globale en pressée unifiée*”); e ancoragens feitas em estágios múltiplos (IRS – “*injection répétitive et sélective*”).

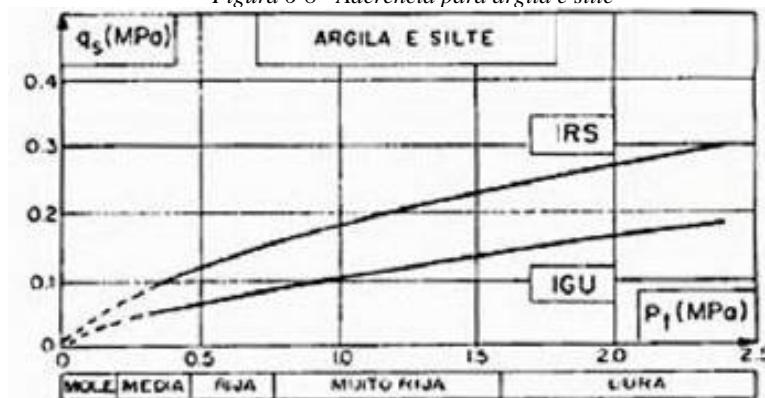
$$T_L = \pi * D_s * L_s * q_s \quad (6.12)$$

Onde: q_s = aderência na ruptura

$D_s = \alpha * D_d$, sendo que D_d é o diâmetro da perfuração.

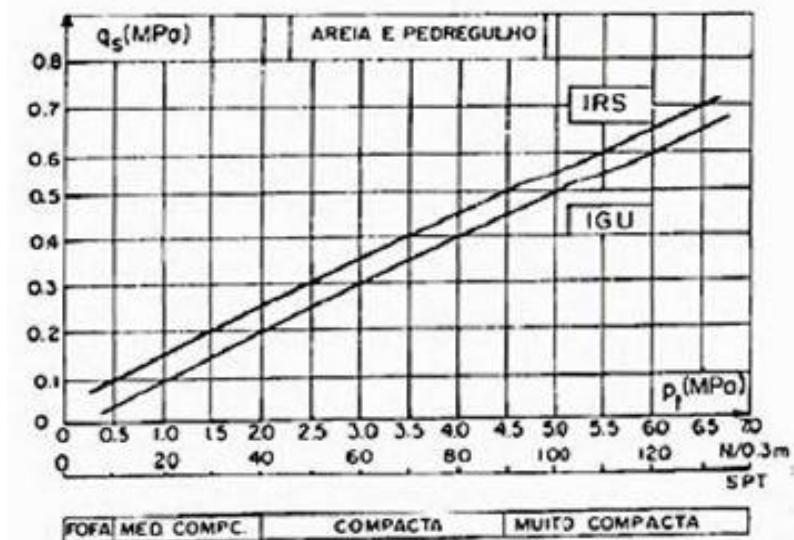
Sendo assim, para a obtenção do coeficiente α , utilizamos as correlações apresentadas na Tabela 6.3, o que nos permite calcular o diâmetro final do bulbo após a injeção. Já para a obtenção dos valores de aderência, podem ser consultados os gráficos apresentados na Figura 6-8 e Figura 6-9.

Figura 6-8 - Aderência para argila e silte



Fonte: Hachich et al. (1998)

Figura 6-9 - Aderência para areia e pedregulho



Fonte: Hachich et al. (1998)

Tabela 6.3 - Valores do coeficiente alpha

Material	Coeficiente α		Volume injetado no bulbo V_i
	IRS ($p_i > p_s$)	IGU ($p_i < p_s$)	
Pedregulho	1,8	1,3-1,4	1,5 V_i
Pedregulho arenoso	1,6-1,8	1,2-1,4	1,5 V_i
Areia c/ pedregulho	1,5-1,6	1,2-1,3	1,5 V_i
Areia grossa	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 V_i
Areia média	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 V_i
Areia fina	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 V_i
Areia siltosa	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 a 2 V_i (IRS) 1,5 V_i (IGU)
Silte	1,4-1,6	1,1-1,2	2 V_i (IRS) 1,5 V_i (IGU)
Argila	1,8 a 2,0	1,2	2,5 a 3 V_i (IRS) 1,5 a 2 V_i (IGU)
Marga	1,8	1,1-1,2	1,5 a 2,0 V_i para camadas compactas
Calcário com marga	1,8	1,1-2	1,5 a 6 V_i ou mais se a camada for fraturada
Greda alterada ou fraturada	1,8	1,1-1,2	1,5 a 6 V_i ou mais se a camada for fraturada
Rocha alterada ou fraturada	1,2	1,1	1,1 a 1,5 V_i se a camada for finamente fissurada. 2 V_i ou mais se a camada for fraturada.

p_i = pressão de injeção

p_s = pressão limite no ensaio pressiométrico

V_i = volume teórico do bulbo

Fonte: Hachich et al. (1998)

6.4 SOLO GRAMPEADO

Não há uma metodologia definida para dimensionamento de solo grampeado no Brasil, apesar da grande divulgação e utilização do método. Existem, no entanto, publicações de pesquisadores, que podem ser usadas como parâmetros de recomendações e critérios a serem adotados em projeto.

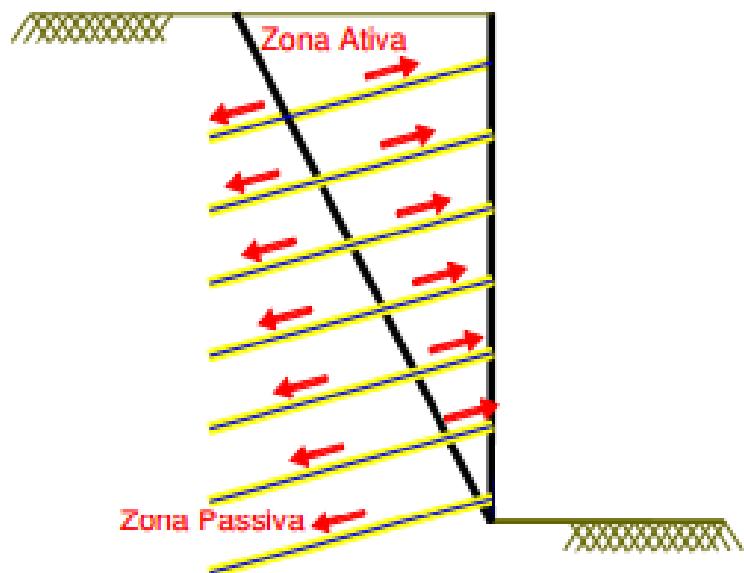
A análise de estabilidade do solo grampeado pode ser dividida em duas partes:

- Superfícies de ruptura que não atravessam a área reforçada;
- Superfícies de ruptura que atravessam a área reforçada.

Ao analisar a primeira parte considera-se toda região reforçada como um único bloco monolítico, que é então dimensionado como um muro de arrimo, devendo resistir a deslizamento, tombamento, capacidade de carga de fundação e estabilidade geral. Essa hipótese de comportamento é válida para quando se tem um reforço com uma alta densidade de grampos.

Na segunda parte da análise existem diversos métodos para se dimensionar a estabilidade do reforço e o efeito do chumbador. Os principais métodos estão apresentados na Tabela 6.4. Todos esses métodos dividem a região reforçada em duas zonas: a ativa que é região compreendida entre o paramento e a superfície de deslizamento considerada, e a zona passiva, região reforçada após a mesma superfície.

Figura 6-10 - Divisão do solo reforçado em zona ativa e zona passiva



Fonte: PUC-Rio

Esses métodos se diferem quanto à forma da superfície de deslizamento, o tipo de análise utilizada, os diferentes esforços resistentes do grampo, entre outras considerações. Muitos deles consideram que o grampo resiste apenas a esforços de tração, enquanto outros consideram também uma resistência ao cisalhamento e flexão.

Tabela 6.4 - Métodos de análise e modelos de ruptura

Características	Métodos					
	Alemão	Davis	Multicritério ou Francês	Cinemático	Cardiff	Escoamento
Referência	Stocker e outros (1979)	Shen e outros (1981)	Schlosser (1983)	Juran e outros (1988)	Bridle (1989)	Anthonie (1990)
Análise	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Tensões internas	Equilíbrio limite	Teoria de escoamento
Divisão da massa de solo	2 Blocos	2 Blocos	Fatias	-	Fatias	Bloco Rígido
Fator de segurança	Global	Global	Global ou Local	Local	Global	Global
Superfície de ruptura	Bilinear	Parabólica	Circular ou Polinomial	Espiral log	Espiral log	Espiral log
Grampo resistente à tração	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
Grampo resistente ao cisalhamento	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Não
Grampo resistente à flexão	Não	Não	Sim	Sim	Sim	Não
Inclinação da parede	Qualquer	Vertical	Qualquer	Qualquer	Qualquer	Qualquer
Camadas de solo	1	1	Qualquer	1	1	1

ALEMÃO

DAVIS

MULTICRITÉRIO

CINEMÁTICO

BRIDLE

ANTHOINE

Fonte: Adaptado de Ortigão e outros (1993)

Um dos parâmetros utilizados dimensionar esse tipo de contenção é o q_s , que é o atrito entre a superfície do grampo com o solo. Os grampos trabalham principalmente a tração, logo quanto maior esse atrito, melhor será o desempenho do reforço. A resistência de arrancamento depende tanto do tipo de solo, como do tipo de grampo e execução do mesmo. Para que o grampo tenha sua resistência mobilizada é necessário ocorrer pequenos deslocamentos. A quantificação da

resistência ao arrancamento costuma ser medida em campo e deve ser utilizada para ajustar o dimensionamento do projeto.

Existem métodos teóricos para obtenção do q_s , que determinam a tensão de cisalhamento no chumbador em função dos parâmetros de resistência do solo. O método de Jewell (1990) é apenas um exemplo, no qual se utiliza uma eficiência para reduzir o ângulo de atrito do solo de forma a representar o atrito de interface entre o chumbador e o solo (também possível de ser empregado na coesão).

$$q_s = \sigma_r * f * \operatorname{tg} \varphi \quad (6.15)$$

Onde $0,7 * \sigma_v \leq \sigma_r \leq \sigma_v$ e $f = 1$ para barras onduladas.

Para os solos brasileiros residuais de gnaisse e granito, há uma importante correlação entre o q_s e o N_{sp} proposta por Ortigão e Palmeira (1997), sendo ela a mais empregada no cenário nacional:

$$q_s = 50 + 7,5N_{sp} \quad (6.16)$$

A máxima tração dos grampos depende do método empregado, que pode variar em função da forma de determinação das solicitações, da superfície de ruptura e das considerações de carregamentos dos chumbadores. No presente trabalho será empregado o método da FHWA (FHWA0-IF-03-017), que considera a máxima tração no chumbador o valor:

$$T_{máx} = 0,75 * K_a * (\gamma * H + q) * S_v * S_h \quad (6.17)$$

Onde S_v e S_h são os espaçamentos verticais e horizontais entre chumbadores e q é a sobrecarga na superfície.

Durante a execução e após a conclusão do reforço, a parede do solo grampeado juntamente com o solo tende a se deslocarem para o exterior. A maior parte do movimento ocorre durante ou logo após a escavação do solo junto ao paramento. Deslocamentos máximos ocorrem no topo da contenção e diminuem progressivamente em direção ao pé do talude.

Os deslocamentos são influenciados por diversos fatores como: Tipo de solo a ser contido, altura da parede (H), geometria da parede, espaçamento entre grampos, entre outros.

Dados empíricos mostram que para solos grampeados com relação L/H entre 0,7 a 1 e fatores de segurança global igual 1,5 o deslocamento máximo horizontal (δ_h) e vertical (δ_v) pode ser estimado através da equação 6.18 apresentada abaixo.

$$\delta_H = (\delta_V / H)_i * H \quad (6.18)$$

Onde:

$(\delta_V / H)_i$ é a razão que depende das condições do solo “i” indicados na tabela seguinte.

Tabela 6.5 - Valores para $(\delta_V/H)_i$ e “c” em função das condições do solo.

Variável	Rocha alterada e solo resistente	Solo arenoso	Solo com grãos finos (argila ou silte)
δ_H/H	1 / 1000	1 / 500	1 / 333
δ_V/H			
c	1,25	0,8	0,7

Fonte: modificado de BYRNE et al., (1998)

A zona de influência (D_{DEF}), onde a deformação do solo é perceptível é definida pela

Equação seguinte e representada na figura abaixo.

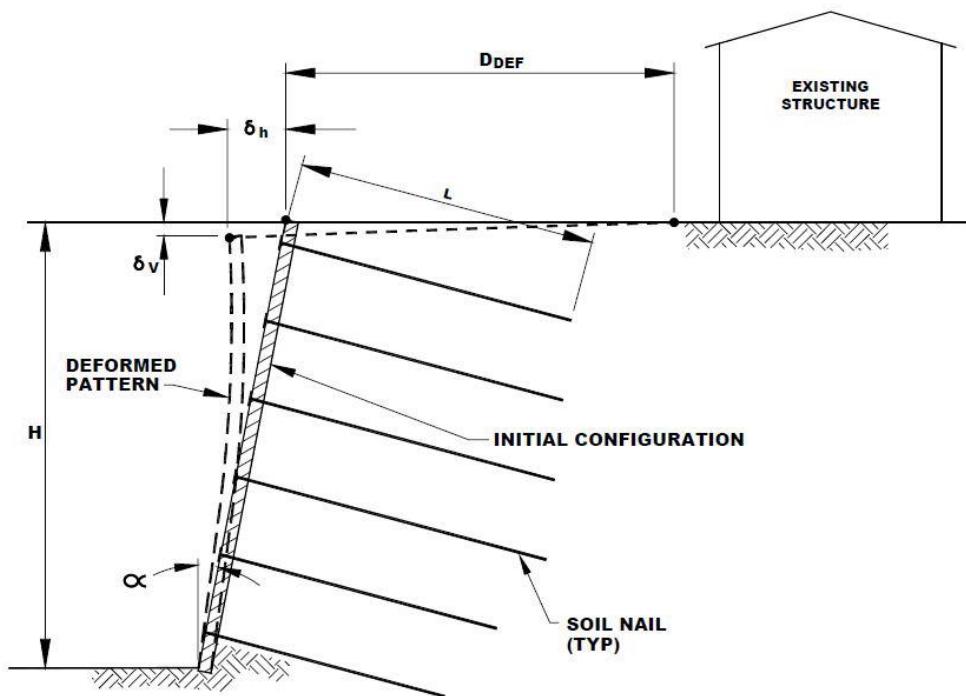
$$\frac{D_{DEF}}{H} = c * (1 - \tan \alpha) \quad (6.19)$$

Onde:

α é o ângulo da parede.

c é o coeficiente apresentado na Tabela 6.4.

Figura 6-11 - Deformações em paredes de solo grampeado



Fonte: modificado de BYRNE et al., 1998

O critério de deformação tolerável é variável conforme o projeto, mas como estimativa limites superiores maiores do que 0,005 H. Para dimensionamento estrutural da face do solo grampeado devem ser seguidas as diretrizes da norma NBR 6118.

6.5 MUROS DE BLOCOS

Para o dimensionamento de muro de blocos, sugere-se um método expedito, utilizado por empresas reconhecidas e experiente. Vale ressaltar que o método aqui apresentado não difere significantemente da NBR 6118.

Para o dimensionamento de armaduras longitudinais de pilares é necessário primeiro definir o espaçamento entre pilares (N_{pilar}). Prossegue calculando-se o empuxo em cada pilar (E_{pilar}). Através da multiplicação do Empuxo total pelo N_{pilar} . A partir do E_{pilar} , calcula-se o momento em cada pilar, dado pela multiplicação de E_{pilar} pela distância do ponto de aplicação.

Define-se, por meio do cobrimento, o “d” da armadura subtraindo da altura da seção do pilar o valor do cobrimento.

Determina-se o parâmetro k_2 de acordo com a metodologia de Moliterno (1994) pela formula abaixo (sendo b_w a largura da seção do pilar).

$$k_2 = d / \sqrt{(M_{pilar} / b_w)} \quad (6.3)$$

Usando a Tabela 6.6 apresentado na sequência, determina-se k_3 em função de k_2 .

Tabela 6.6 - Determinação do parâmetro k_3 em função do k_2

k_2	k_3
<i>↑ Peça Super Armada</i>	
7,1	0,4
7,2	0,39
7,4	0,39
7,6	0,38
7,8	0,38
8	0,37
8,2	0,37
8,5	0,37
8,9	0,36
9,1	0,36
9,6	0,35
10,2	0,35
10,9	0,35
11,8	0,34
12,9	0,34
14,4	0,34
16,6	0,33
20,4	0,33
28,8	0,33

Fonte: GeoSoluções (2015)

A área da armadura é dada pela produto de $k3$ por M_{pilar} dividido por “d”.

$$A_s = k3 * M_{pilar}/d \quad (6.4)$$

Adota-se as barras necessárias na área tracionada para se ter no mínimo a área calculada acima e adota-se as barras necessárias na área comprimida para servir de porta estribo, então define-se os cobrimentos para as armaduras, gerando as dimensões transversais da armadura.

Para o dimensionamento dos estribos dos pilares pode ser utilizado o método 1 simplificado da NBR 6118, onde, calcula-se a resistência para a armadura mínima pela expressão abaixo.

$$V_{sd,min} = 0,0137 * b_w * d * \sqrt[3]{fck^2} \quad (6.5)$$

Verifica-se a necessidade de armadura mínima, comparando-se a resistência para a armadura mínima com o momento em cada pilar, conforme segue:

- Se $V_{sd,min} > E_{pilar}$ - Usar armadura mínima;
- Se $V_{sd,min} < E_{pilar}$ - Calcular armadura para o estribo.

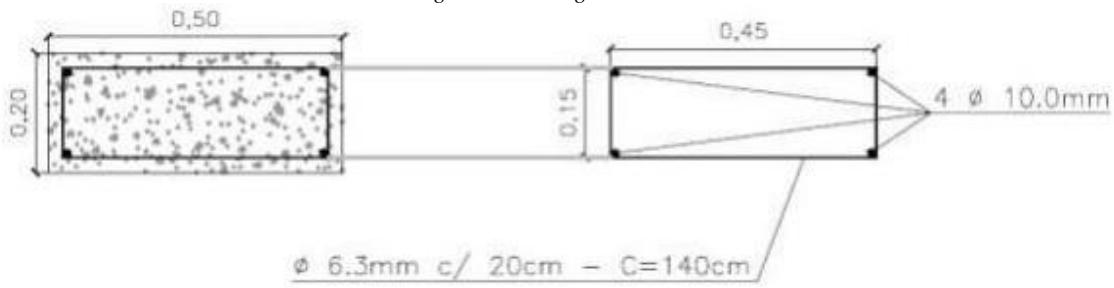
Se for necessário apenas armadura mínima, pela NBR 6118, deverá ser empregado $\emptyset 6,3$ mm a cada 20 cm. Se for necessário calcular a armadura necessária para o estribo, deve-se utilizar a equação abaixo.

$$A_{s,estribo} = 2,55 * \frac{E_{pilar}}{d} - 0,023 * b_w * d * \sqrt[3]{fck^2} \quad (6.6)$$

No dimensionamento da estaca adota-se um diâmetro igual a maior dimensão do pilar, de forma a compatibilizar as armaduras. Na determinação do comprimento da estaca, pode-se empregar o Método de Blum (1931).

Uma vez que a Viga Baldrame não possui função estrutural, ela resiste quase que exclusivamente ao carregamento vertical do empilhamento dos blocos. É usual para este elemento o emprego de vigas de dimensões $h = 20$ cm e $b = 50$ cm, com armadura mínima de $4\emptyset 10,0$ mm longitudinal; e estribos de $\emptyset 6,3$ mm a cada 20 cm, como se exemplifica na Figura 6-12.

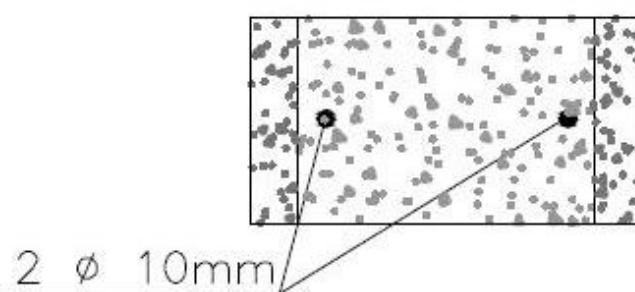
Figura 6-12 – Viga baldrame



Além disso, tem-se as vigas intermediária, que é introduzida a cada 1 m de altura do muro de bloco (cada 5 fiadas), e de coroamento, que tem sua inserção no topo do muro e fornece uma maior amarração entre os pilares, fazendo com que trabalhem de maneira mais solidária.

Recomenda-se que se preencha os blocos desta fiada com concreto, além de usar 2 armaduras longitudinais de 10,0 mm em ranhuras feitas no bloco, como mostra a Figura 6-13.

Figura 6-13 - Detalhe das vigas intermediárias e de coroamento, e sua armadura



7 DIMENSIONAMENTO

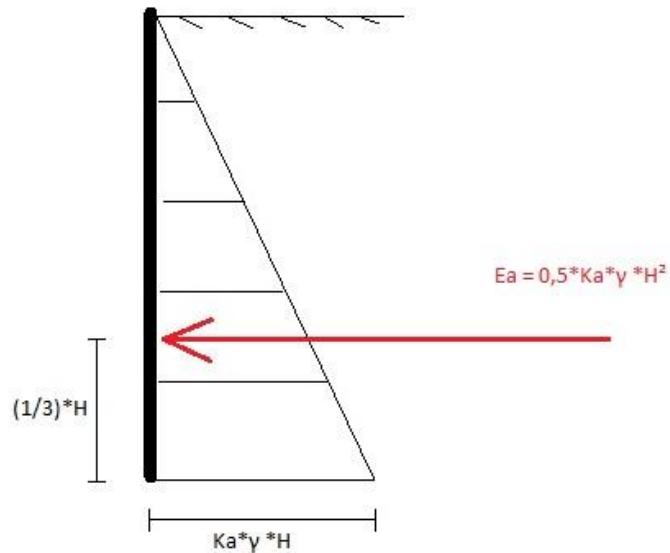
Neste trabalho até então, foram estabelecidos alguns conceitos básicos de mecânica dos solos, métodos de investigações geotécnicas, técnicas de contenções e métodos de dimensionamento. Com isso em mãos, tem-se fundamento suficiente para realizar o dimensionamento das estruturas de contenção e, subsequentemente, o orçamento dessas estruturas.

As seguintes premissas foram aplicadas nesse estudo:

- Os custos a serem obtidos tem caráter aproximados, de sorte a fornecer uma ordem de grandeza da estimativa orçamentária de cada solução e, mais que isso, compará-las quantitativamente;
- As análises foram feitas com base nos métodos de pré-dimensionamento apresentados no Item 6;

- O dimensionamento considera apenas o Estado Limite Último (ELU). Essa decisão foi tomada com base no fato de que o comparativo orçamentário, apesar de mais simplificado, continuaria factível em termos de ordem de grandeza. Para algumas soluções será importante considerar o Estado Limite de Serviço (ELS) como condicionante no dimensionamento rigoroso de etapas subsequentes;
- Foi desconsiderada a presença da água no cálculo do empuxo (sistema de drenagem em operação);
- As contenções de parede diafragma e perfil cravado com pranchão foram dimensionado em dois casos: com e sem tirantes, para que possamos analisar a viabilidade de cada uma delas;
- Para o cálculo do empuxo ativo oriundo do peso do solo, foi considerado um diagrama genérico como o que se apresenta na Figura 7-1. No caso do solo argiloso, existe a fenda de tração, fazendo com que a variável H do cálculo seja subtraída pela altura dessa fenda. Já para o do empuxo passivo, calcula-se a área do diagrama oriundo da equação 6.2.

Figura 7-1 - Diagrama do empuxo ativo



7.1 SOLOS CONSIDERADOS

Inicialmente, foram definidos os parâmetros dos solos de estudo, sendo o argiloso apresentando na Tabela 7.1 e o arenoso na Tabela 7.2. Os coeficientes de empuxo ativo (K_a) e passivo (K_p)

foram calculados pelo método de Rankine. O valor de 20 kN/m² representado pela letra “q” é a sobrecarga considerada.

Tabela 7.1 - Parâmetros do solo argiloso

Solo argiloso	
γ (kN/m ³)	17,00
c (kPa)	15,00
ϕ (°)	20,00
K ₀	0,66
K _a	0,49
K _p	2,04
q (kN/m ²)	20,00

Tabela 7.2 - Parâmetros do solo arenoso

Solo arenoso	
γ (kN/m ³)	18,00
c (kPa)	5,00
ϕ (°)	30,00
K ₀	0,50
K _a	0,33
K _p	3,00
q (kN/m ²)	20,00

7.2 FICHA MÍNIMA PARA NÃO ATIRANTADOS

O início do cálculo ocorreu com a aplicação do método de Blum, apresentado no capítulo 6. Isso ocorreu para 3 diferentes tipos de contenção: estacas justapostas, parede diafragma não atirantada e perfil cravado com pranchões não atirantado. Para as duas primeiras, o cálculo é o mesmo, resultando em fichas iguais. Já para o perfil cravado, existem dois pontos a serem considerados que o difere das outras soluções: o espaçamento dos perfis e a dimensão da mesa do perfil, devido à descontinuidade do empuxo passivo (Figura 6-2).

A aplicação do método inicia-se com a procura da ficha em que o equilíbrio de momentos com relação ao ponto R (Figura 6-6) ocorre. Em seguida, adiciona-se 20 % a mais de ficha, para que o contra-empuxo seja mobilizado, e o equilíbrio de forças seja atingido.

A Tabela 7.3 e Tabela 7.4 apresentam os resultados dos cálculos. A altura da fenda de tração no solo argiloso é de 1,34 m. Os perfis possuem espaçamento de 1,5 m para soluções atirantadas e espaçamento de 1,0 m para soluções em balanço, a mesa possui 30 cm. É importante comentar que as contenções com fichas muito profundas, como ocorrem com as contenções de 6 m, 8 m, 10 m e 12 m (destacadas em amarelo), tornam as soluções de parede diafragma e perfil cravado pouco viáveis, tornando a solução com tirantes mais atrativa.

Para a escolha dos perfis no caso da solução de contenção que os necessita, verificou-se no dimensionamento que para a obtenção de fichas com comprimentos compatíveis com a altura, seriam necessários perfis que possuíssem uma mesa de ao menos 30 cm.

Tabela 7.3 - Cálculo da ficha para estacas justapostas e parede diafragma não atirantada

Solo argiloso												
Altura (m)	σ_a (kN/m ²)		Ea (kN/m)		Total Ma (kN.m/m)	Ficha (m)	Eq. 6.2 σ_p (kN/m ²)	Ep (kN/m)	Mp (kN.m/m)	0,2*f	Ficha total	Ec (kN/m)
	Solo	Sobrecarga	Solo	Sobrecarga								
2	38,1	9,8	87,1	58,0	304,4	3,9	178,6	233,2	304,4	0,8	4,7	88,0
4	92,5	9,8	513,6	122,0	2659,8	8,4	335,7	944,9	2659,8	1,7	10,1	309,3
6	149,2	9,8	1335,0	188,7	9779,7	13,2	502,0	2215,7	9779,7	2,6	15,9	692,0
8	206,4	9,8	2556,3	256,0	24446,5	18,1	670,8	4049,5	24446,5	3,6	21,7	1237,2
10	263,9	9,8	4178,4	323,7	49444,4	23,0	840,6	6447,0	49444,4	4,6	27,6	1944,9
12	321,5	9,8	6201,6	391,4	87557,8	27,9	1010,9	9408,2	87557,8	5,6	33,5	2815,1
Solo arenoso												
Altura (m)	σ_a (kN/m ²)		Ea (kN/m)		Total Ma (kN.m/m)	Ficha (m)	Eq. 6.2 σ_p (kN/m ²)	Ep (kN/m)	Mp (kN.m/m)	0,2*f	Ficha total	Ec (kN/m)
	Solo	Sobrecarga	Solo	Sobrecarga								
2	32,2	6,7	86,3	35,8	250,3	3,4	199,0	223,2	250,3	0,7	4,0	101,1
4	68,6	6,7	392,7	76,3	1933,9	7,4	314,4	779,7	1933,9	1,5	8,9	310,7
6	86,2	6,7	619,9	95,8	3658,9	8,4	469,5	1310,7	3658,9	1,7	10,0	595,0
8	113,1	6,7	1065,0	125,6	7872,3	10,8	602,8	2178,4	7872,3	2,2	13,0	987,7
10	139,8	6,7	1628,9	155,3	14462,3	13,3	735,6	3261,7	14462,3	2,7	16,0	1477,4
12	166,5	6,7	2311,6	185,1	23956,8	15,8	868,3	4560,8	23956,8	3,2	18,9	2064,2

Tabela 7.4 - Cálculo da ficha para perfil cravado não atirantado

Solo argiloso													
Altura (m)	σ_a (kN/m ²)		Ea (kN/m)		Total Ma (kN.m/m)	Ficha (m)	bf(m)	Eq. 6.2 $e = 1,0m$ σ_p (kN/m ²)	Ep (kN/m)	Mp (kN.m/m)	0,2*f	Ficha total	Ec (kN/m)
	Solo	Sobrecarga	Solo	Sobrecarga									
2	41,7	9,8	104,1	62,2	370,6	4,3	0,3	176,9	256,1	370,6	0,9	5,2	89,8
4	100,5	9,8	606,4	131,5	3319,8	9,4	0,3	337,6	1058,7	3319,8	1,9	11,3	320,8
6	161,8	9,8	1570,4	203,5	12273,1	14,8	0,3	507,3	2495,3	12273,1	3,0	17,7	721,4
8	237,8	9,8	2168,7	456,5	139008,1	38,6	0,3	841,6	10816,2	139008,1	7,7	46,3	1841,0
10	304,1	9,8	31829,4	578,0	282589,9	48,9	0,3	1061,5	17319,2	282589,9	9,8	58,7	2911,7
12	380,6	9,8	40430,1	699,7	501779,9	59,4	0,3	1281,6	25359,5	501779,9	11,9	71,2	4229,6
Solo arenoso													
Altura (m)	σ_a (kN/m ²)		Ea (kN/m)		Total Ma (kN.m/m)	Ficha (m)	bf(m)	Eq. 6.2 $e = 1,0m$ σ_p (kN/m ²)	Ep (kN/m)	Mp (kN.m/m)	0,2*f	Ficha total	Ec (kN/m)
	Solo	Sobrecarga	Solo	Sobrecarga									
2	53,3	6,7	170,2	42,6	498,8	4,4	0,3	232,8	340,8	498,8	0,9	5,3	127,9
4	99,1	6,7	589,2	79,3	2806,6	7,9	0,3	405,7	1067,1	2806,6	1,6	9,5	398,6
6	144,7	6,7	1255,4	115,7	8266,6	11,4	0,3	576,9	2183,9	8266,6	2,3	13,6	812,8
8	190,1	6,7	2168,5	152,1	18222,5	14,8	0,3	747,6	3691,1	18222,5	3,0	17,8	1370,5
10	235,6	6,7	3328,5	188,4	34017,5	18,3	0,3	918,1	5588,6	34017,5	3,7	21,9	2071,7
12	281,0	6,7	4735,4	224,7	56995,1	21,7	0,3	1088,5	7876,4	56995,1	4,3	26,1	2916,3

7.3 FICHA MÍNIMA PARA ATIRANTADOS

No caso das soluções atirantadas, como a parede diafragma, perfil cravado com pranchões e cortina atirantada, o cálculo foi feito com o auxílio da ferramenta ftool, uma vez que as estruturas hiperestáticas tornam o problema mais complexo.

Inicialmente, foram arbitradas fichas de 10 % da altura da parede ou 50 cm (a maior entre as duas). Em seguida, modela-se no ftool a parede contenção, com inserção dos tirantes em posições que resultem boas soluções. Com isso, obtém-se qual seria o empuxo passivo necessário para encontrar o equilíbrio, comparando-o com o empuxo máximo disponível que aquela altura de ficha proporcionaria. Aplica-se este processo de maneira iterativa até que uma solução viável e factível seja obtida.

A Tabela 7.5 e Tabela 7.6 apresentam um resumo do cálculo da ficha, onde estão representados os valores de empuxo passivo necessário e oferecido pela ficha, bem como as posições de cada um dos tirantes e o esforço necessário neles. Da Figura 7-2 a Figura 7-41 é apresentado todos os modelos criados no ftool, neles, o último apoio da direita é a representação da força necessária pela ficha, enquanto que os demais são as dos tirantes.

Tabela 7.5 - Ficha mínima e tirantes para cortina atirantada e parede diafragma atirantada

Altura (m)	Solo argiloso						Tirante
	σ_a (kN/m ²)		Ficha (m)	σ_p (kN/m ²)	Ep, disponível (kN/m)	ftool	
	Solo	Sobrecarga				Ep, necessário (kN/m)	
1,34							
4	20,4	9,8	0,8	70,6	14,1	14,0	2,12
6	30,6	9,8	1,2	84,5	25,3	24,3	1,80/4,70
8	40,8	9,8	1,1	81,0	22,3	22,0	2,0/4,2/6,7
10	51,0	9,8	1,3	87,9	28,6	28,1	2,0/4,25/6,5/8,75
12	61,2	9,8	1,7	101,8	43,3	38,7	1,50/4,50/7,50/10,50
Solo arenoso							
Altura (m)	Solo arenoso						Tirante
	σ_a (kN/m ²)		Ficha (m)	σ_p (kN/m ²)	Ep, disponível (kN/m)	ftool	
	Solo	Sobrecarga				Ep, necessário (kN/m)	
4	15,6	6,7	0,8	60,5	12,1	11,2	2,15
6	23,4	6,7	1,5	98,3	36,9	35,3	1,5/5,0
8	31,2	6,7	2,0	125,3	62,7	61,2	1,5/4,0/7,0
10	39,0	6,7	2,5	152,3	95,2	94,3	1,2/3,8/6,5/9,0
12	46,8	6,7	3,0	179,3	134,5	125,7	1,25/3,7/6,2/8,7/11,2
							139,9/122,2/137,7/128,8/147,7

Tabela 7.6 - Ficha mínima e tirantes para perfil cravado atirantado

Altura (m)	Solo argiloso								
	σa (kN/m ²)		Ficha (m)	bf(m) e = 1,5m	Eq. 6.2 σp (kN/m ²)	Ep, disponível (kN/m)	ftool	Tirante	
	Solo	Sobrecarga					Ep, necessário (kN/m)	Posição (m)	Esforço (kN/m)
4	20,4	9,8	0,8	0,3	43,1	8,6	7,9	2,3	112,6
6	30,6	9,8	1,2	0,3	51,5	15,5	14,7	2,2/5,0	111,5/109,7
8	40,8	9,8	1,6	0,3	60,0	24,0	23,6	2,0/4,6/7,2	124,3/126,5/113,7
10	51,0	9,8	2,0	0,3	68,4	34,2	34,0	2,0/4,4/6,8/9,25	126,7/134,1/153,6/128,2
12	61,2	9,8	2,4	0,3	76,9	46,1	45,7	1,2/3,7/6,2/8,7/11,2	69,8/171,2/177,5/179,6/158,4
Solo arenoso									
Altura (m)	σa (kN/m ²)		Ficha (m)	bf(m) e = 1,5m	Eq. 6.2 σp (kN/m ²)	Ep, disponível (kN/m)	ftool	Tirante	
	Solo	Sobrecarga					Ep, necessário (kN/m)	Posição (m)	Esforço (kN/m)
4	15,6	6,7	1,0	0,3	43,5	10,9	9,4	2,3	102,0
6	23,4	6,7	2,4	0,3	89,6	53,8	52,7	1,5/5,2	102,4/97,5
8	31,2	6,7	3,1	0,3	112,7	87,3	85,4	1,5/4,5/7,5	119,3/107,8/107,9
10	39,0	6,7	4,0	0,3	142,3	142,3	141,9	1,2/3,8/6,5/9,1	116,8/119,5/112,8/148,4
12	46,8	6,7	4,5	0,3	158,8	178,6	178,5	1,0/3,0/5,0/7,0/9,0/11,5	112,6/99,7/109,1/105,4/111,4/165,5

Figura 7-2 - Modelo - solo argiloso - parede diafragma e cortina atirantada (4 m)

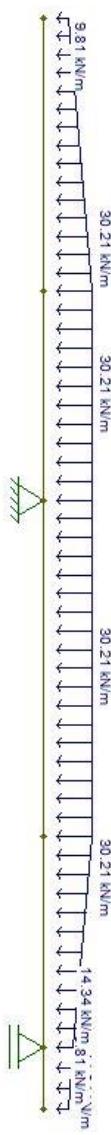


Figura 7-3 - Reações - solo argiloso - parede diafragma e cortina atirantada (4 m)



Figura 7-4 - Modelo - solo arenoso - parede diafragma e cortina atirantada (4 m)

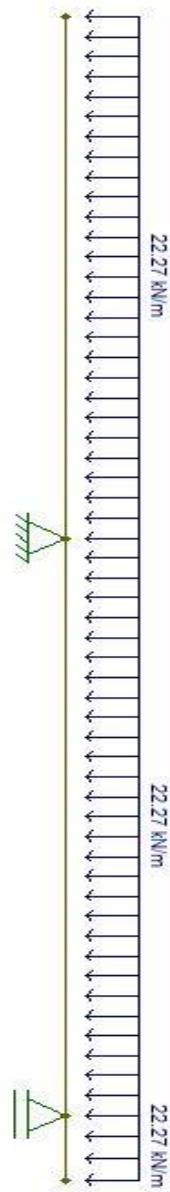


Figura 7-5 - Reações - solo arenoso - parede diafragma e cortina atirantada (4 m)

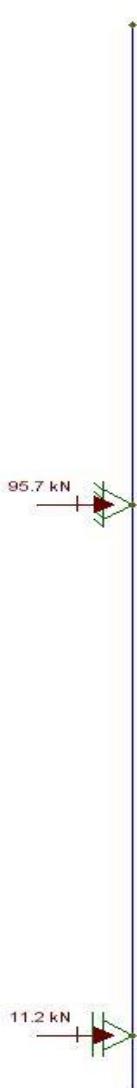


Figura 7-6 - Modelo - solo argiloso - parede diafragma e cortina atirantada (6 m)



Figura 7-7 - Reações - solo argiloso - parede diafragma e cortina atirantada (6 m)



Figura 7-8 - Modelo - solo arenoso - parede diafragma e cortina atirantada (6 m)

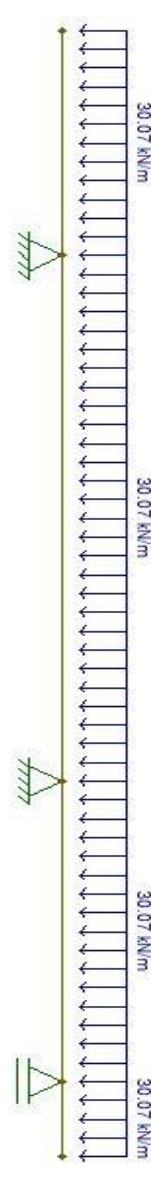


Figura 7-9 - Reações - solo arenoso - parede diafragma e cortina atirantada (6 m)



Figura 7-10 - Modelo - solo argiloso - parede diafragma e cortina atirantada (8 m)

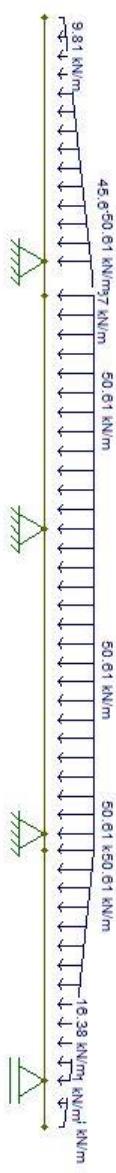


Figura 7-11 - Reações - solo argiloso - parede diafragma e cortina atirantada (8 m)

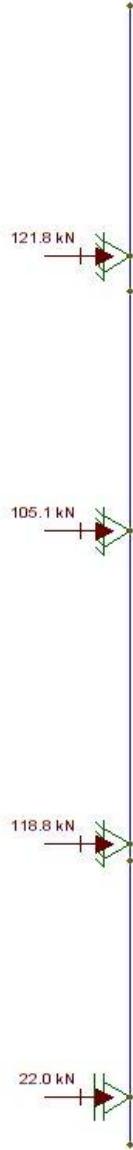


Figura 7-12 - Modelo - solo arenoso - parede diafragma e cortina atirantada (8 m)



Figura 7-13 - Reações - solo arenoso - parede diafragma e cortina atirantada (8 m)



Figura 7-14 - Modelo - solo argiloso - parede diafragma e cortina atirantada (10 m)

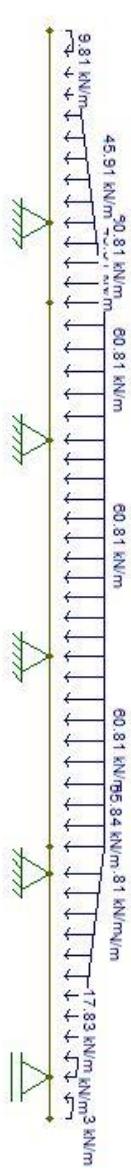


Figura 7-15 - Reações - solo argiloso - parede diafragma e cortina atirantada (10 m)

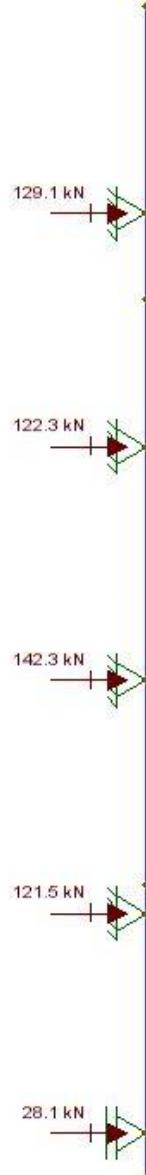


Figura 7-16 - Modelo - solo arenoso - parede diafragma e cortina atirantada (10 m)

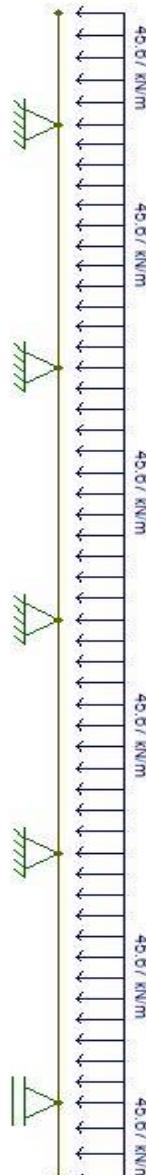


Figura 7-17 - Reações - solo arenoso - parede diafragma e cortina atirantada (10 m)

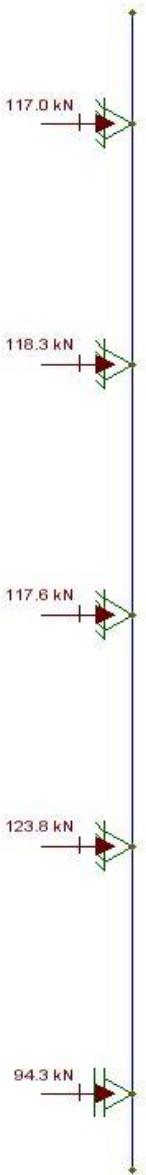


Figura 7-18 - Modelo - solo argiloso - parede diafragma e cortina atirantada (12 m)

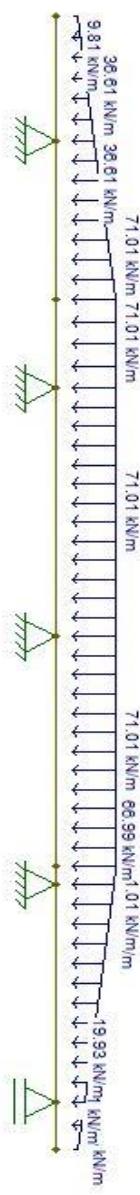


Figura 7-19 - Reações - solo argiloso - parede diafragma e cortina atirantada (12 m)

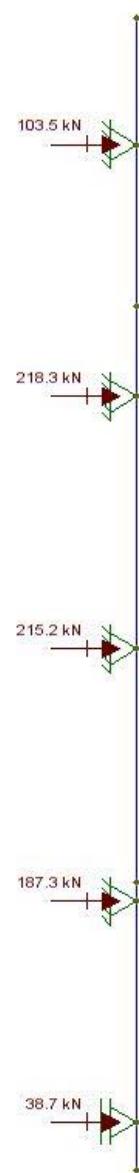


Figura 7-20 - Modelo - solo arenoso - parede diafragma e cortina atirantada (12 m)

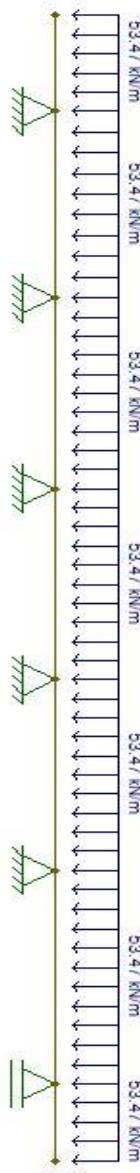


Figura 7-21 - Reações - solo arenoso - parede diafragma e cortina atirantada (12 m)



Figura 7-22 - Modelo - solo argiloso - perfil cravado com pranchões (4 m)

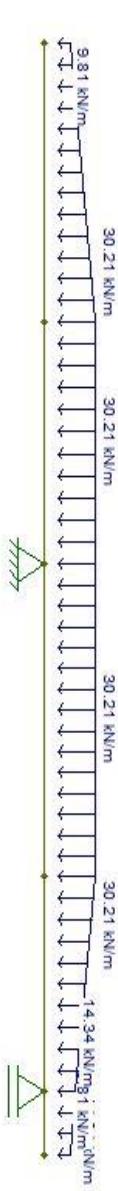


Figura 7-23 - Reações - solo argiloso - perfil cravado com pranchões (4 m)

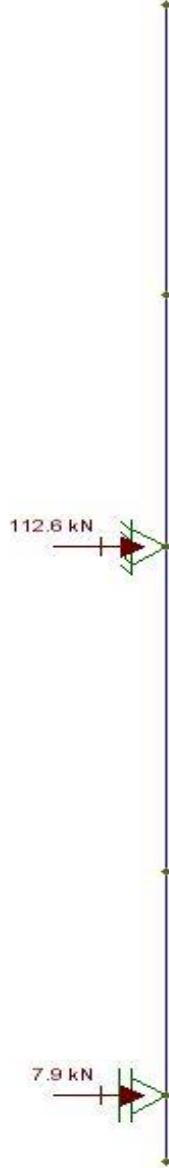


Figura 7-24 - Modelo - solo arenoso - perfil cravado com pranchões (4 m)

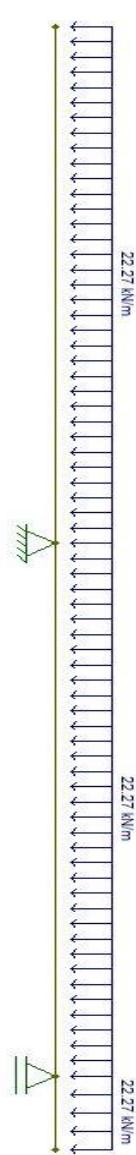


Figura 7-25 - Reações - solo arenoso - perfil cravado com pranchões (4 m)

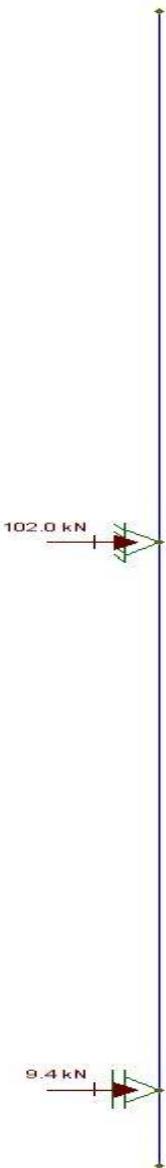


Figura 7-26 - Modelo - solo argiloso - perfil cravado com pranchões (6 m)



Figura 7-27 - Reações - solo argiloso - perfil cravado com pranchões (6 m)



Figura 7-28 - Modelo - solo arenoso - perfil cravado com pranchões (6 m)

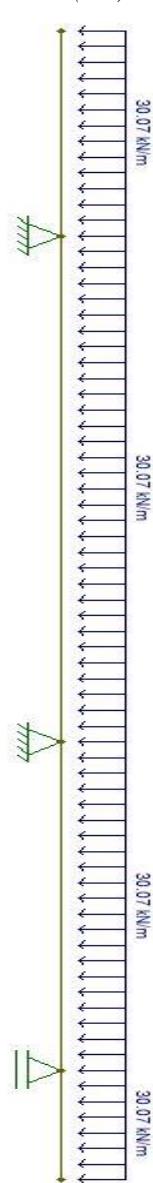


Figura 7-29 - Reações - solo arenoso - perfil cravado com pranchões (6 m)



Figura 7-30 - Modelo - solo argiloso - perfil cravado com pranchões (8 m)

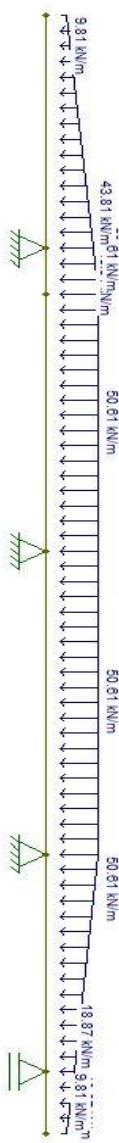


Figura 7-31 - Reações - solo argiloso - perfil cravado com pranchões (8 m)

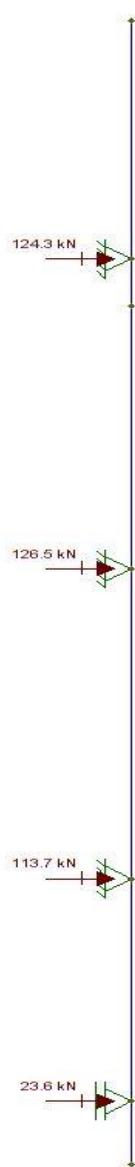


Figura 7-32 - Modelo - solo arenoso - perfil cravado com pranchões (8 m)



Figura 7-33 - Reações - solo arenoso - perfil cravado com pranchões (8 m)



Figura 7-34 - Modelo - solo argiloso - perfil cravado com pranchões (10 m)

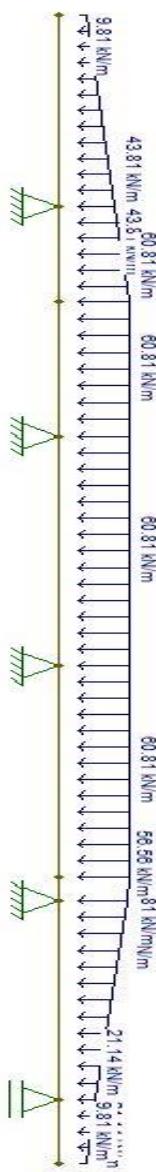


Figura 7-35 - Reações - solo argiloso - perfil cravado com pranchões (10 m)



Figura 7-36 - Modelo - solo arenoso - perfil cravado com pranchões (10 m)

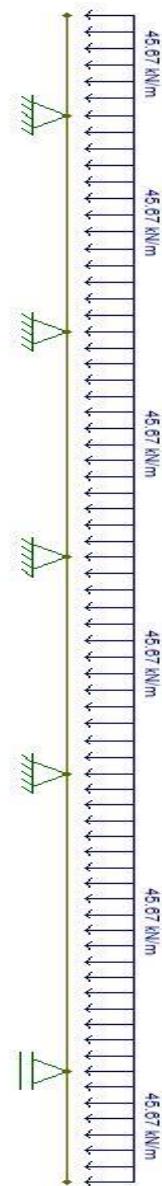


Figura 7-37 - Reações - solo arenoso - perfil cravado com pranchões (10 m)

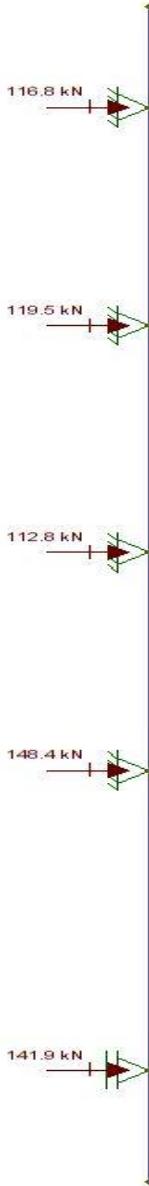


Figura 7-38 - Modelo - solo argiloso - perfil cravado com pranchões (12 m)

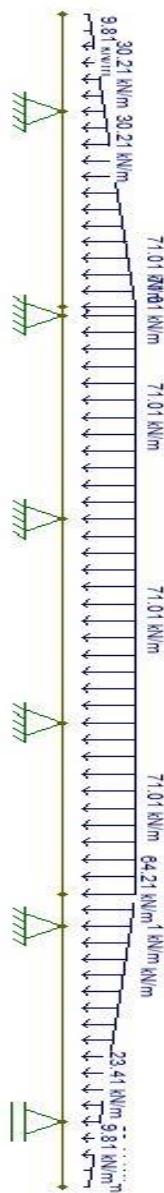


Figura 7-39 - Reações - solo argiloso - perfil cravado com pranchões (12 m)

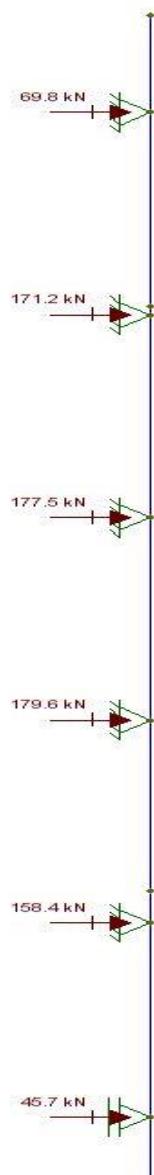


Figura 7-40 - Modelo - solo arenoso - perfil cravado com pranchões (12 m)

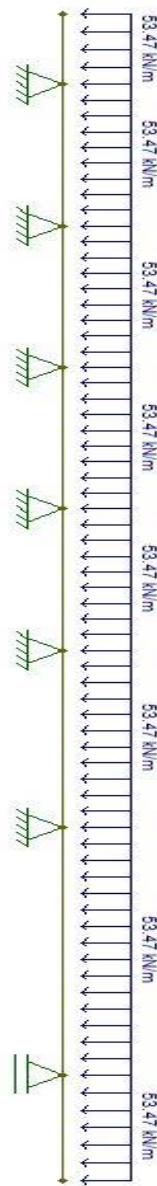
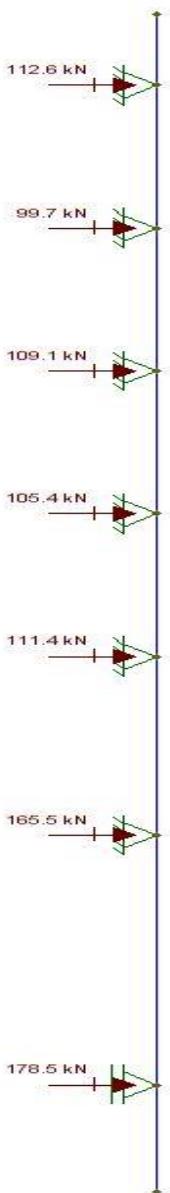


Figura 7-41 - Reações - solo arenoso - perfil cravado com pranchões (12 m)



7.4 TIRANTES

Para o dimensionamento dos tirantes, foi escolhido o método de Habib, o qual foi apresentado no capítulo 6.3. A partir das forças necessárias nos tirantes, obtidas com o auxílio do ftool, foi possível utilizar o catálogo de fabricantes (Tabela 6.1) e realizar a escolha mais econômica com base na coluna “carga de trabalho” para que, em seguida, fossem calculados os comprimentos dos bulbos de ancoragem.

O trecho livre do tirante foi considerado de mesmo comprimento ao do ancorado. Essa decisão foi tomada com o embasamento de que esses comprimentos são, em geral, semelhantes, sendo que o livre é maior próximo à superfície e menor conforme aumenta a profundidade. Portanto, é razoável a aplicação desta aproximação.

No catálogo de fabricantes, foram escolhidos tirantes permanentes. Para as contenções de parede diafragma e cortina atirantada, foi escolhido um espaçamento horizontal de 2,5 m; enquanto que para o perfil cravado com pranchões, foi escolhido um espaçamento horizontal de 3,0 m, uma vez que os perfis estão espaçados em 1,5 m, e os tirantes seriam inseridos em vãos alternados. Já o espaçamento vertical, que varia entre 2,0 m e 3,5 m aproximadamente, podem ser observados tanto na Tabela 7.5 e Tabela 7.6, de maneira mais resumida, como também nas Tabela 7.7 a Tabela 7.10, de maneira mais clara, além de estarem expostas de maneira visual (em escala) nos modelos ftool apresentados acima.

Com relação aos parâmetros do método de Habib, foi escolhido um α de 2,00 para solo argiloso e 1,50 para o arenoso. Já o q_s , foi adotado um valor médio de 100 kPa para o solo argiloso e 150 kPa para o arenoso. O diâmetro de perfuração adotado foi de 10 cm.

A Tabela 7.7 a Tabela 7.10 apresentam o resultado do cálculo do comprimento do bulbo de ancoragem para cada um dos tirantes. As duas primeiras colunas indicam os valores obtidos através da modelagem em ftool. O valor escolhido, representa o tirante selecionado no catálogo de fornecedores, tomando como base a força necessária e o espaçamento horizontal. Por fim, L_s é o comprimento do bulbo de ancoragem, calculado pelo método de Habib.

Tabela 7.7 - Comprimento do bulbo de ancoragem - Parede diafragma e cortina atirantada

Argiloso					
Altura(m)	Posição (m)	Força necessária (kN/m)	Força necessária (kN)	Escolhido(kN)	Ls(m)
4,00	2,12	106,50	266,25	269,00	6,42
6,00	1,80	107,00	267,50	269,00	6,42
	4,70	104,50	261,25	269,00	6,42
8,00	2,00	121,80	304,50	324,00	7,73
	4,20	105,10	262,75	269,00	6,42
	6,70	118,80	297,00	324,00	7,73
10,00	2,00	129,10	322,75	324,00	7,73
	4,25	122,30	305,75	324,00	7,73
	6,50	142,30	355,75	360,00	8,59
	8,75	121,50	303,75	324,00	7,73
12,00	1,50	103,50	258,75	260,00	6,21
	4,50	218,30	545,75	600,00	14,32
	7,50	215,20	538,00	600,00	14,32
	10,50	187,30	468,25	500,00	11,94

Tabela 7.8 - Comprimento do bulbo de ancoragem - Parede diafragma e cortina atirantada

Arenoso					
Altura(m)	Posição (m)	Força necessária (kN/m)	Força necessária (kN)	Escolhido(kN)	Ls(m)
4,00	2,15	95,70	239,25	244,00	5,18
6,00	1,50	100,70	251,75	255,00	5,41
	5,00	89,50	223,75	230,00	4,88
8,00	1,50	113,40	283,50	324,00	6,88
	4,00	92,00	230,00	280,00	5,94
	7,00	112,10	280,25	324,00	6,88
10,00	1,20	117,00	292,50	324,00	6,88
	3,80	118,30	295,75	324,00	6,88
	6,50	117,60	294,00	324,00	6,88
	9,00	123,80	309,50	324,00	6,88
12,00	1,25	139,90	349,75	350,00	7,43
	3,70	122,20	305,50	324,00	6,88
	6,20	137,70	344,25	350,00	7,43
	8,70	128,80	322,00	324,00	6,88
	11,20	147,70	369,25	377,00	8,00

Tabela 7.9 - Comprimento do bulbo de ancoragem - Perfil cravado

Argiloso					
Altura(m)	Posição (m)	Força necessária (kN/m)	Força necessária (kN)	Escolhido(kN)	Ls(m)
4,00	2,25	112,60	337,80	350,00	8,36
6,00	2,20	111,50	334,50	350,00	8,36
	5,00	109,70	329,10	331,00	7,90
8,00	2,00	124,30	372,90	377,00	9,00
	4,60	126,50	379,50	393,00	9,38
	7,20	113,70	341,10	350,00	8,36
10,00	2,00	126,70	380,10	393,00	9,38
	4,40	134,10	402,30	410,00	9,79
	6,80	153,60	460,80	498,00	11,89
	9,25	128,20	384,60	393,00	9,38
12,00	1,20	69,80	209,40	210,00	5,01
	3,70	171,20	513,60	514,00	12,27
	6,20	177,50	532,50	600,00	14,32
	8,70	179,60	538,80	600,00	14,32
	11,20	158,40	475,20	498,00	11,89

Tabela 7.10 - Comprimento do bulbo de ancoragem - Perfil cravado

Arenoso					
Altura(m)	Posição (m)	Força necessária (kN/m)	Força necessária (kN)	Escolhido(kN)	Ls(m)
4,00	2,30	102,00	306,00	324,00	6,88
6,00	1,50	102,40	307,20	324,00	6,88
	5,20	97,50	292,50	324,00	6,88
8,00	1,50	119,30	357,90	360,00	7,64
	4,50	107,80	323,40	324,00	6,88
	7,50	107,90	323,70	324,00	6,88
10,00	1,20	116,80	350,40	360,00	7,64
	3,80	119,50	358,50	360,00	7,64
	6,50	112,80	338,40	350,00	7,43
	9,10	148,40	445,20	450,00	9,55
12,00	1,00	112,60	337,80	350,00	7,43
	3,00	99,70	299,10	324,00	6,88
	5,00	109,10	327,30	331,00	7,02
	7,00	105,40	316,20	324,00	6,88
	9,00	111,40	334,20	350,00	7,43
	11,50	165,50	496,50	498,00	10,57

7.5 ESTACAS JUSTAPOSTAS

Para a execução de estacas justapostas, foram escolhidas estacas de concreto, para a armação da estaca, foram utilizadas aproximações usuais praticadas no mercado de 80 kg a 90 kg de aço por m³ de concreto. O diâmetro adotado foi o de 30 cm. Além disso, a ficha desta contenção está apresentada na Tabela 7.3.

Com relação à viga de coroamento, é recomendado que a estaca esteja inserida na viga em pelo menos 10cm. Com isso, foram considerados, além dos 10 cm de penetração, mais 20 cm para a altura da viga, totalizando 30 cm. Para a armadura, foi considerada uma taxa de 3% na seção transversal. A

Tabela 7.11 apresenta os valores resumidamente.

Tabela 7.11 - Dimensões dos elementos da contenção de estacas justapostas

	Argila		Areia	
Altura (m)	2	4	2	4
Ficha (m)	4,7	10,1	4,04	8,93
Diâmetro (cm)	30	30	30	30
Quantidade de estacas	3,33	3,33	3,33	3,33
Viga de coroamento (m ³)	0,14	0,14	0,14	0,14

7.6 PERFIL CRAVADO

Para o perfil cravado, conforme discutido no capítulo 7.2, optou-se por perfis que possuíssem mesa com comprimento próximo a 30 cm, para que se aumentasse a eficiência da ficha descontínua. Com isso, procurou-se a solução mais econômica para cada um deles, comparando-se o momento fletor solicitante máximo, obtido pelo ftool, com o resistente, dado por $M_p = Z_x * f_y$, onde Z_x é o módulo de resistência plástico. A Tabela 7.12 e a Tabela 7.13 apresentam um resumo do cálculo.

Tabela 7.12 - Dimensionamento do perfil para soluções em balanço

Argila					
Altura (m)	$M_{máx}$ (kN.m) ftool	Perfil Utilizado	Z_x (cm ³)	f_y (kN/cm ²)	M_p
2	22,60	CE 300x52	829,00	35,00	263,77
4	197,00	CE 300x52	829,00	35,00	263,77
Areia					
Altura (m)	$M_{máx}$ (kN.m) ftool	Perfil Utilizado	Z_x (cm ³)	f_y (kN/cm ²)	M_p (kN.m)
2	48,90	CE 300x52	829,00	35,00	263,77
4	317,90	CE 300x76	1229,00	35,00	391,05

Tabela 7.13 - Dimensionamento do perfil para soluções atirantadas

Argila				
Altura (m)	$M_{máx}$ (kN.m)	Perfil CE 300x52		M_p
	ftool	Z_x (cm ³)	f_y (kN/cm ²)	$\gamma_a = 1,1$
4	53,80	829,00	35,00	263,77
6	32,40	829,00	35,00	263,77
8	42,30	829,00	35,00	263,77
10	42,30	829,00	35,00	263,77
12	37,80	829,00	35,00	263,77
Areia				
Altura (m)	$M_{máx}$ (kN.m)	Perfil CE 300x52		M_p (kN.m)
	ftool	Z_x	f_y	$\gamma_a = 1,1$
4	58,90	829,00	35,00	263,77
6	33,80	829,00	35,00	263,77
8	42,60	829,00	35,00	263,77
10	41,80	829,00	35,00	263,77
12	60,20	829,00	35,00	263,77

As fichas calculadas para as soluções estão apresentadas na Tabela 7.4 e Tabela 7.6. Ainda para o perfil cravado, foi considerado uma armadura auxiliar, que consiste em barras de 10 mm lançadas a cada 20 cm na direção horizontal, o comprimento é a altura útil das placas mais 30

cm de transpasse nas partes superior e inferior do trecho. Por fim, um resumo do dimensionamento dos perfis é apresentado na Tabela 7.14 e Tabela 7.15.

Tabela 7.14 - Dimensões dos elementos da contenção perfil cravado

Perfil Cravado				
	Argila		Areia	
Altura (m)	2	4	2	4
Ficha (m)	5,21	11,29	5,27	9,47

Tabela 7.15 - Dimensões dos elementos da contenção perfil cravado com tirante

Perfil Cravado com Tirante										
	Argila					Areia				
Altura (m)	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12
Ficha (m)	0,80	1,20	1,60	2,00	2,40	0,80	1,20	1,60	2,00	2,40
Sh perfil (m)	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Comprimento Tirantes (m)	16,7	32,5	53,4	80,8	115,6	13,7	27,5	42,7	64,5	92,3
Sh tirantes (m)	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
Quantidade de Tirantes por metro	0,33	0,67	1,00	1,33	1,67	0,33	0,67	1,00	1,33	2,00
Quantidade de Perfis por metro	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67

7.7 PAREDE DIAFAGMA E CORTINA ATIRANTADA

No pré-dimensionamento da parede diafragma e cortina atirantada, foram utilizadas aproximações usuais praticadas no mercado de 80 kg a 120 kg de aço por m³ de parede e espessuras de paredes entre 40 cm e 80 cm, obtidas em contato com um profissional da empresa Zaclis Falconi & Engenheiros Associados. A ficha foi calculada conforme a Tabela 7.3 e a Tabela 7.5. Além disso, nessas mesmas tabelas, constam o cálculo dos tirantes, que foi feito com o auxílio do ftool. A Tabela 7.16, Tabela 7.17 e Tabela 7.18 apresentam o resumo do dimensionamento.

Tabela 7.16 - Dimensões dos elementos da contenção parede diafragma

Parede Diafragma				
	Argila		Areia	
Altura (m)	2	4	2	4
Ficha (m)	4,7	10,1	4,04	8,93
Área Total (m ²)	6,7	14,1	6,0	12,9

Tabela 7.17 - Dimensões dos elementos da contenção parede diafragma com tirantes

Parede Diafragma com Tirantes										
	Argila					Areia				
Altura (m)	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12
Ficha (m)	0,8	1,2	1,1	1,3	1,7	0,8	1,5	2,0	2,5	3,0
Area Total (m²)	4,8	7,2	9,1	11,3	13,7	4,8	7,5	10,0	12,5	15,0
Comprimento Tirantes	12,84	25,69	43,78	63,60	93,58	10,36	20,58	39,39	55,00	73,21
Sh (tirantes)	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
Quantidade de Tirantes	0,40	0,80	1,20	1,60	1,60	0,40	0,80	1,20	1,60	2,00

Tabela 7.18 - Dimensões dos elementos da contenção cortina atirantada

Cortina Atirantada										
	Argila					Areia				
Altura (m)	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12
Ficha (m)	0,8	1,2	1,1	1,3	1,7	0,8	1,5	2,0	2,5	3,0
Area Total (m²)	4,8	7,2	9,1	11,3	13,7	4,8	7,5	10,0	12,5	15,0
Comprimento Tirantes (m)	12,84	25,69	43,78	63,60	93,58	10,36	20,58	39,39	55,00	73,21
Espaçamento horizontal (m)	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50

7.8 SOLO GRAMPEADO

As contenções de solo grampeado foram dimensionadas com o auxílio do *software* Slide 7.0 da Rocscience, onde foi realizada análise de equilíbrio limite para cunhas circulares, utilizando o método de Spencer. No modelo foi introduzido a geometria do maciço e os parâmetros do solo, então foi determinado os parâmetros do grampo, para tal, estimou-se que ambos os solos possuíssem NsPT próximo de 6, logo, a partir da fórmula 6.16 (Ortigão e Palmeira ,1997), obteve-se um q_s de 95 kPa. O diâmetro de perfuração é igual a 75 mm, porém considerou-se um aumento deste para 100 mm, devido aos defeitos de curvatura das hastes e efeito da injeção que contribuem para alargamento do duro. A partir destes valores, diâmetro de furo e q_s , obteve-se uma resistência de arrancamento igual a 30 kN/m, valor de entrada no *software*.

Utilizou-se grampos de 16 mm de diâmetro para as alturas de 2 m e 4 m, já para as alturas maiores, optou-se por um diâmetro de 20 mm. Procurou-se manter o comprimento dos grampos próximo à altura do talude e espaçamentos verticais e horizontais entre 1,5 m e 1,1 m. O dimensionamento foi realizado até se obter um coeficiente de segurança maior que 1,5. O resultado do dimensionamento é apresentado na Tabela 7.19. Enquanto os resultados das análises de estabilidade são apresentados da Figura 7-42 até a Figura 7-53.

Tabela 7.19 – Dimensionamento do solo grampeado

Método de Spencer	Argila						Areia					
	2	4	6	8	10	12	2	4	6	8	10	12
Altura (m)	2	4	6	8	10	12	2	4	6	8	10	12
S_h (m)	1,4	1,2	1,3	1,1	1,1	1	1,1	1,1	1,4	1,3	1,3	1,1
S_v (m)	1,4	1,4	1,3	1,4	1,15	1,1	1,2	1,4	1,3	1,4	1,3	1,4
Diâmetro (mm)	16	16	20	20	20	20	16	16	20	20	20	20
Comprimento (m)	1,8	4	5,5	7,7	9,4	11,6	2	4	5,5	7,5	9	11
Número de Chumbadores (un/ S_h)	2	3	5	6	9	11	2	3	5	6	8	9

Figura 7-42 – Resultado do dimensionamento do solo grampeado para solo argiloso e altura de 2 metros

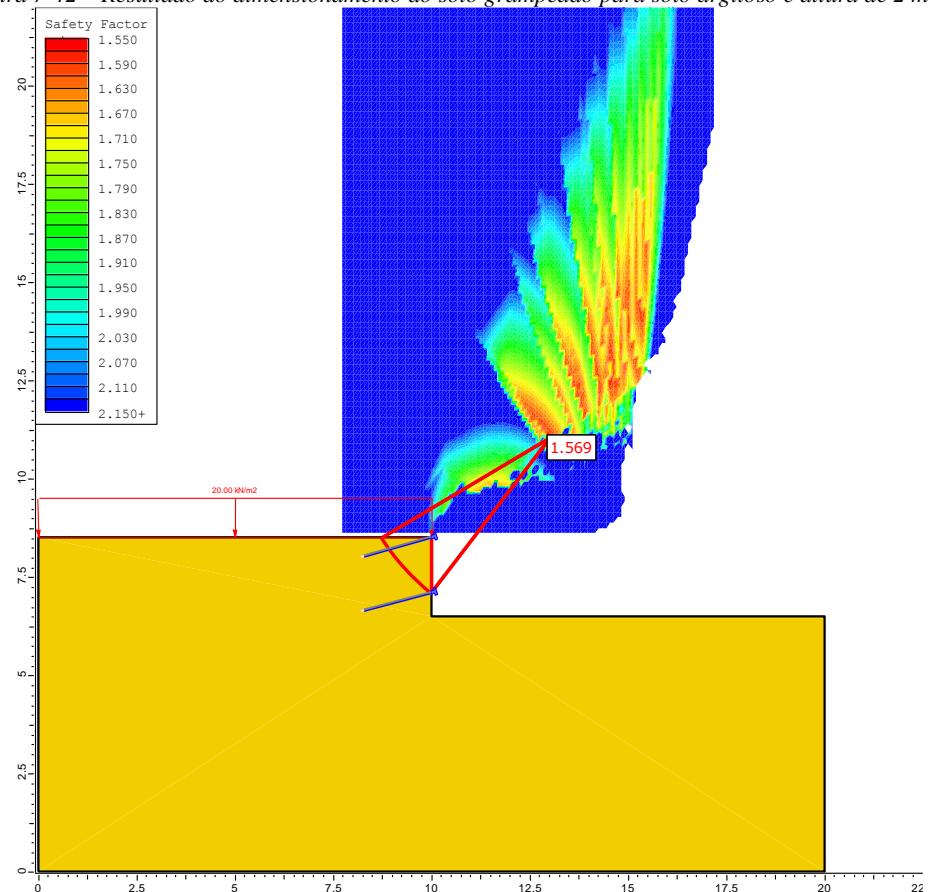


Figura 7-43 – Resultado do dimensionamento do solo grampeado para solo argiloso e altura de 4 metros

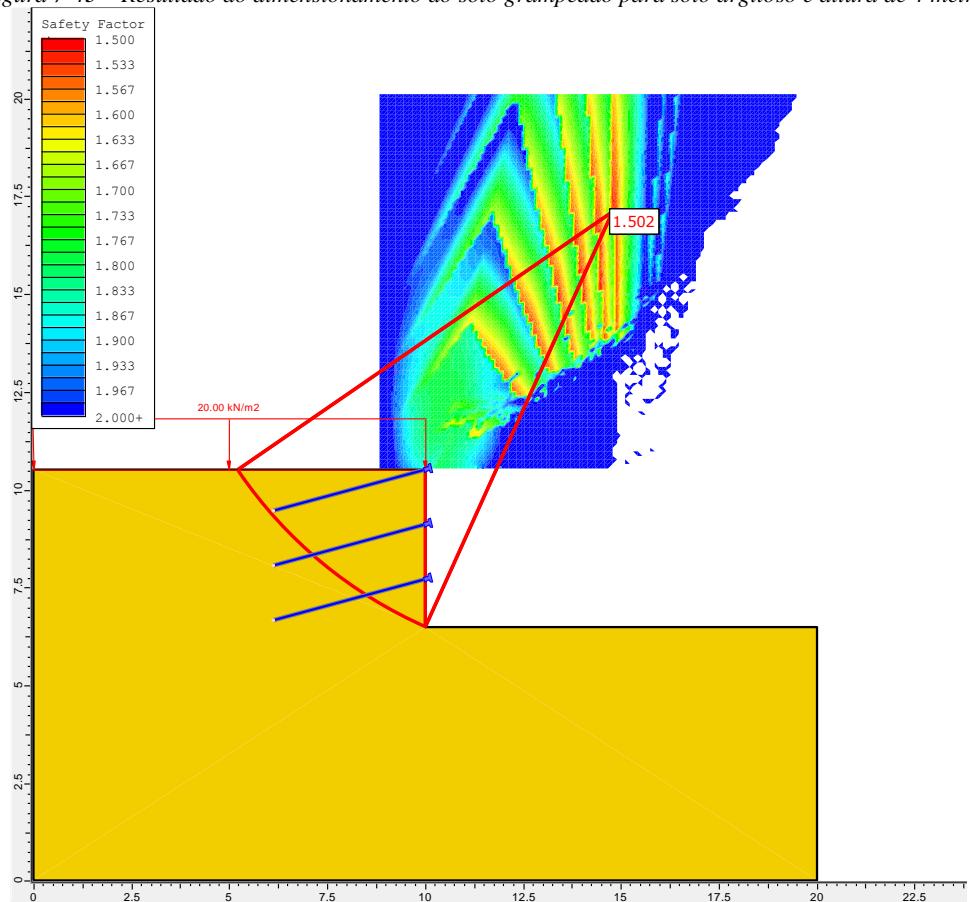


Figura 7-44 – Resultado do dimensionamento do solo grampeado para solo argiloso e altura de 6 metros

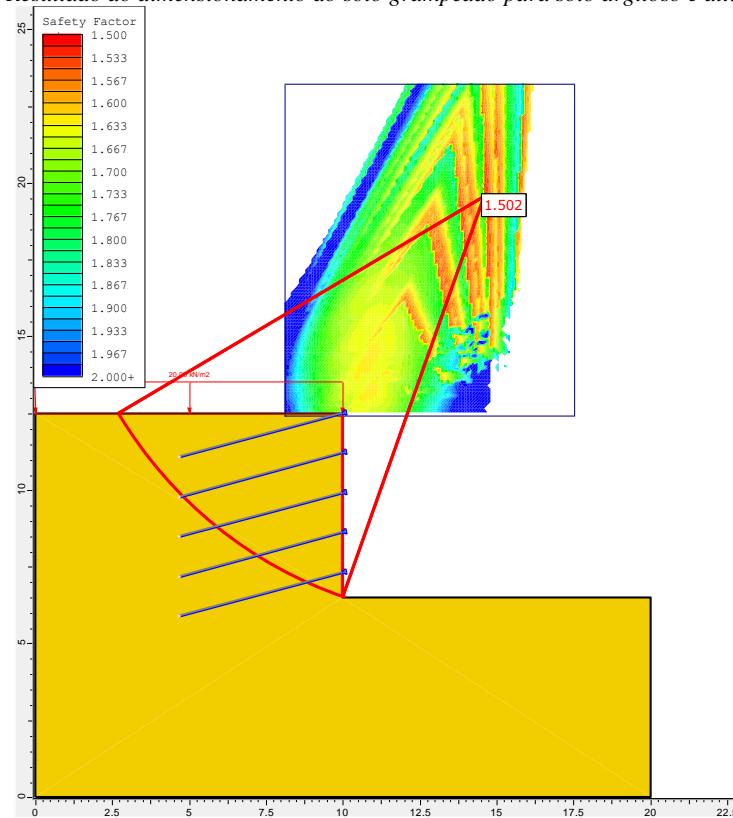


Figura 7-45 – Resultado do dimensionamento do solo grampeado para solo argiloso e altura de 8 metros

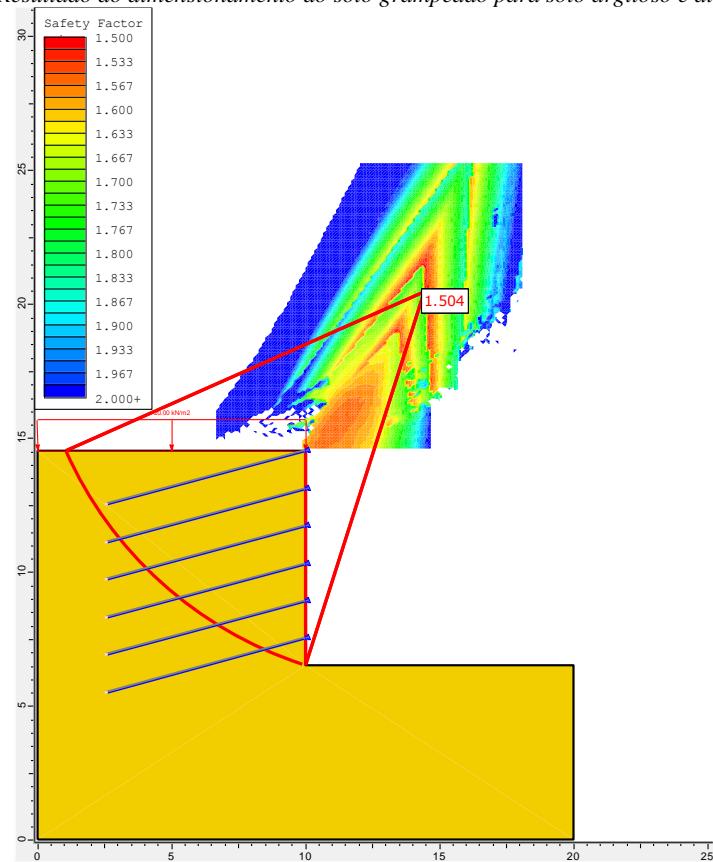


Figura 7-46 – Resultado do dimensionamento do solo grampeado para solo argiloso e altura de 10 metros

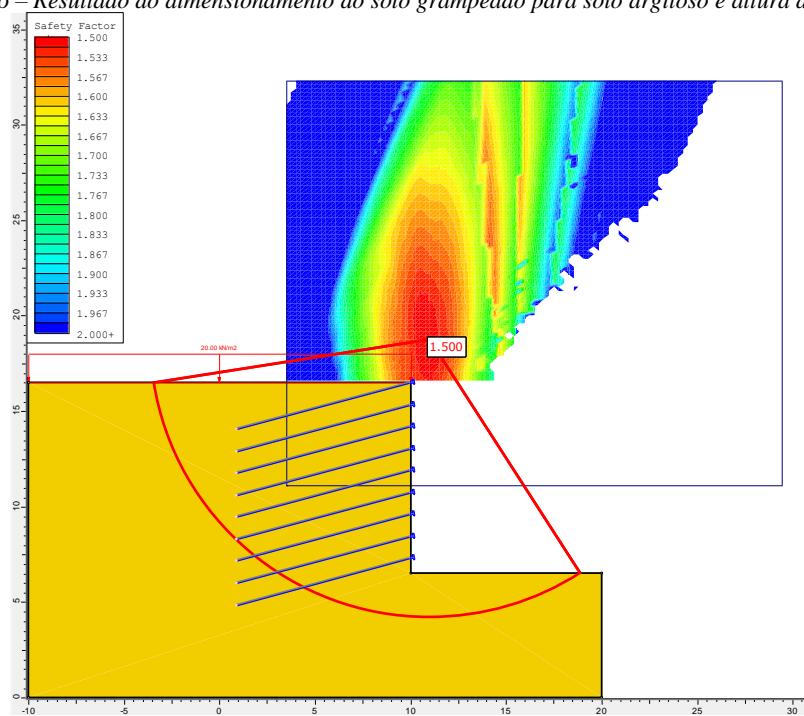


Figura 7-47 – Resultado do dimensionamento do solo grampeado para solo argiloso e altura de 12 metros

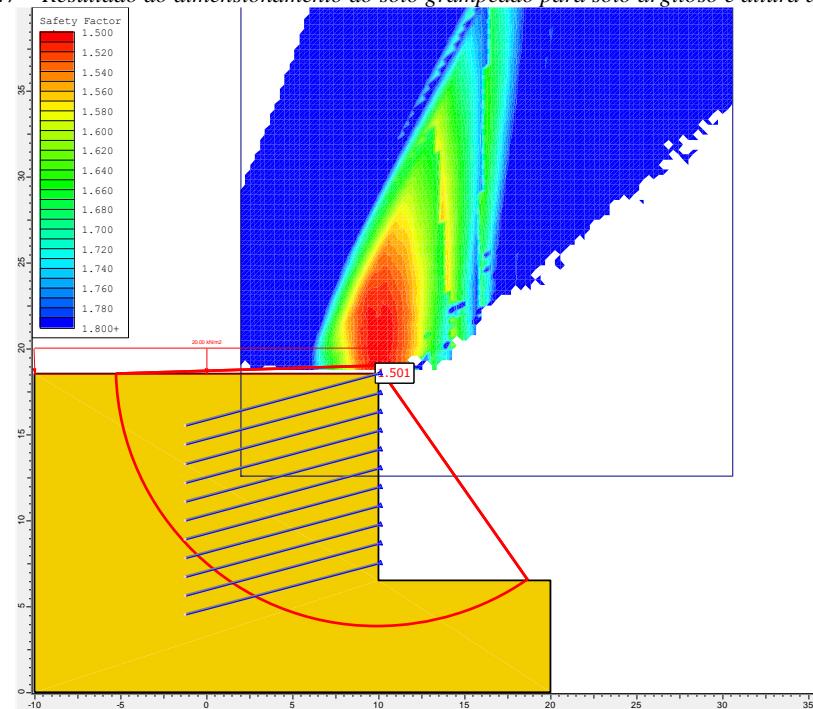


Figura 7-48 – Resultado do dimensionamento do solo grampeado para solo arenoso e altura de 2 metros

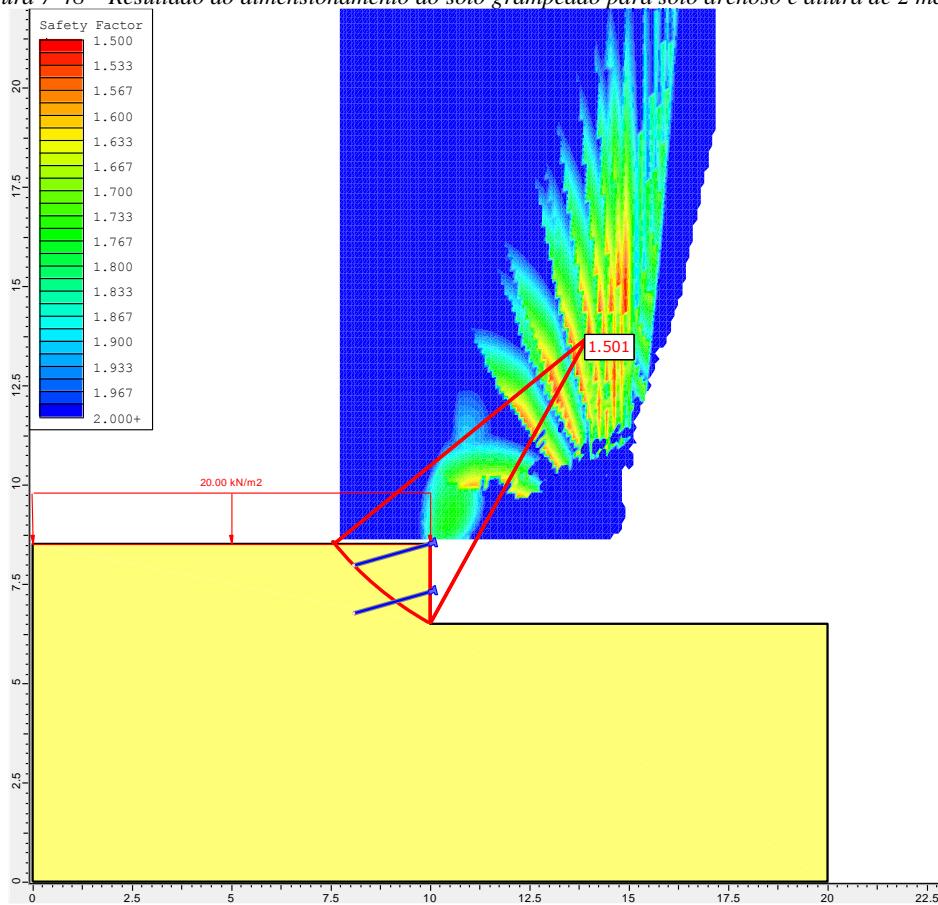


Figura 7-49 – Resultado do dimensionamento do solo grampeado para solo arenoso e altura de 4 metros

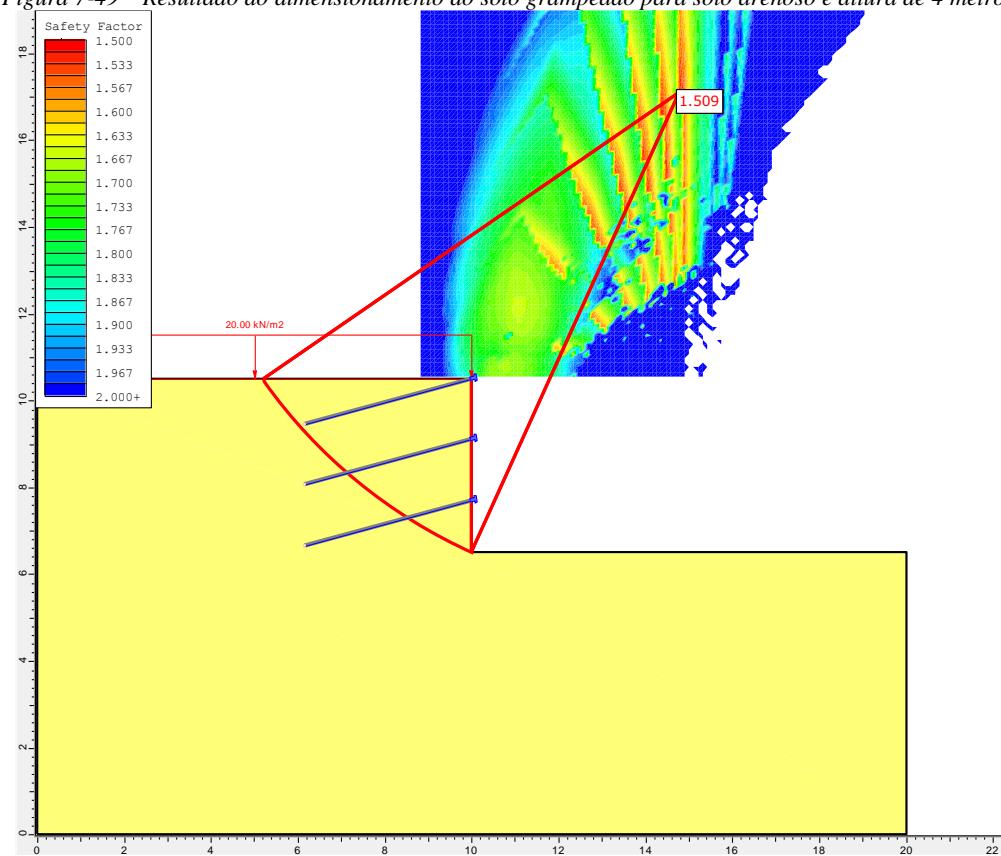


Figura 7-50 – Resultado do dimensionamento do solo grampeado para solo arenoso e altura de 8 metros

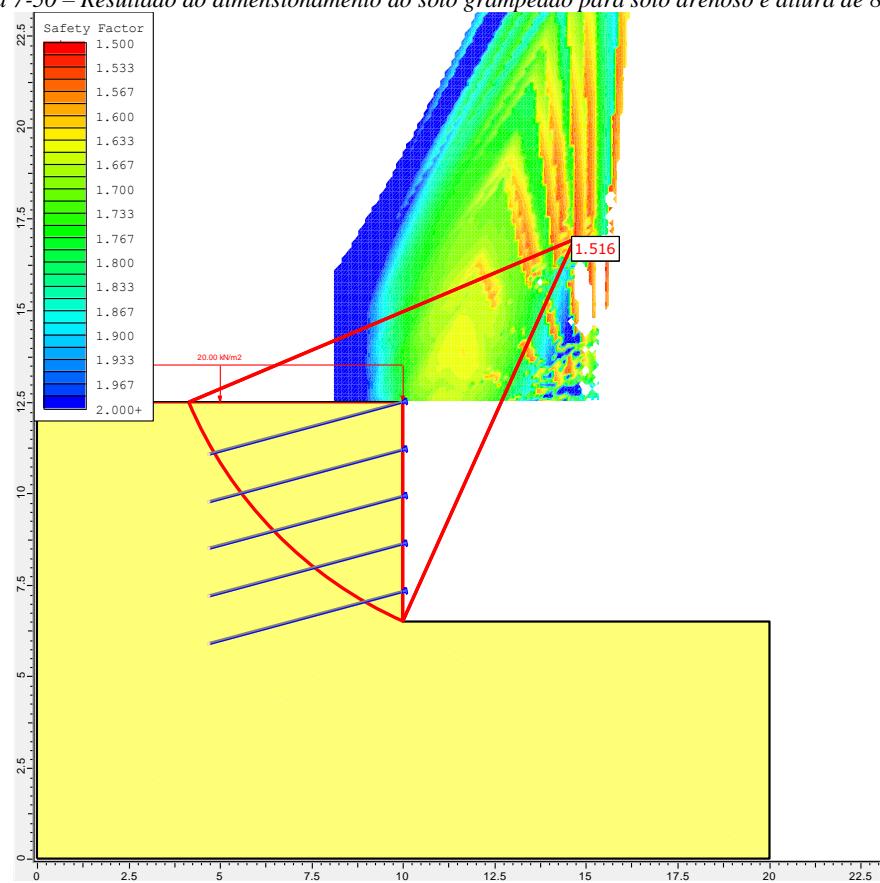


Figura 7-51 – Resultado do dimensionamento do solo grampeado para solo arenoso e altura de 10 metros

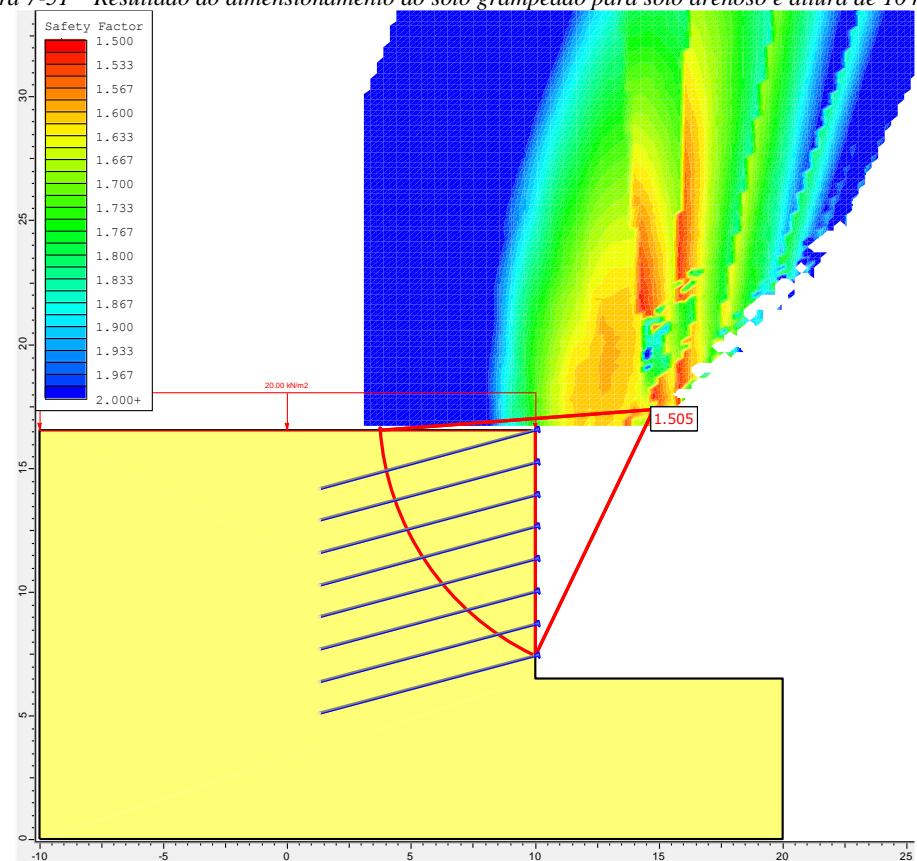


Figura 7-52 – Resultado do dimensionamento do solo grampeado para solo arenoso e altura de 10 metros

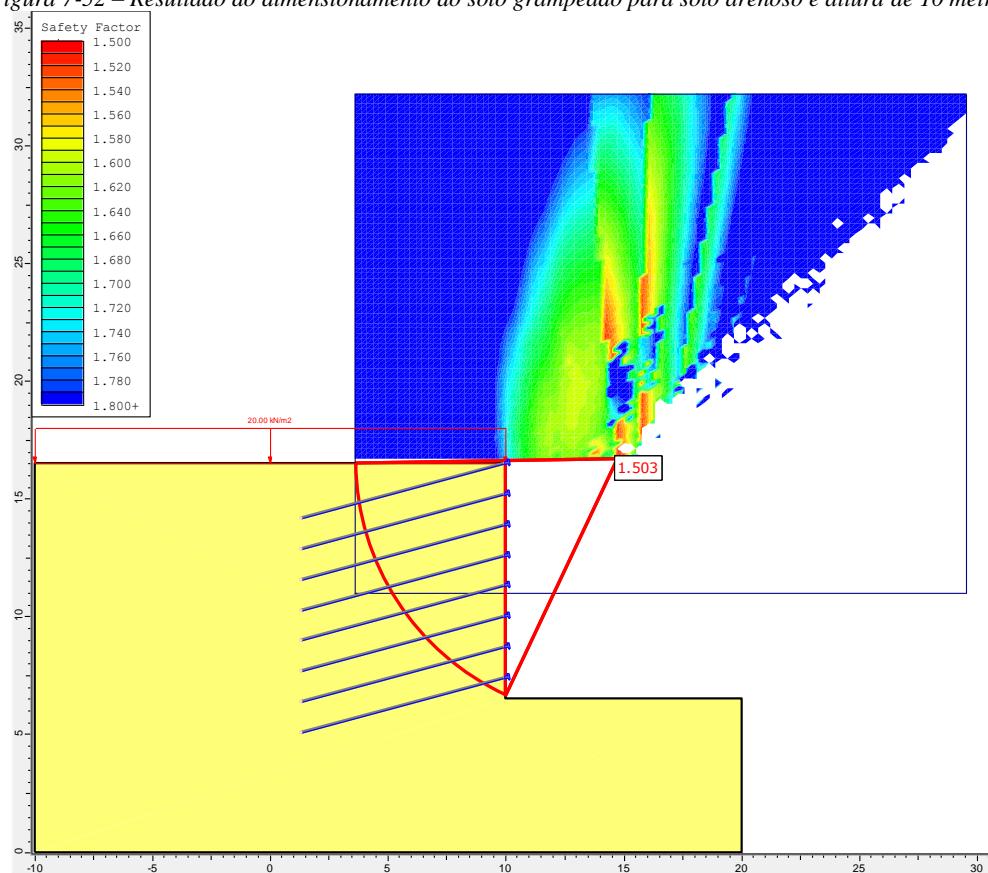
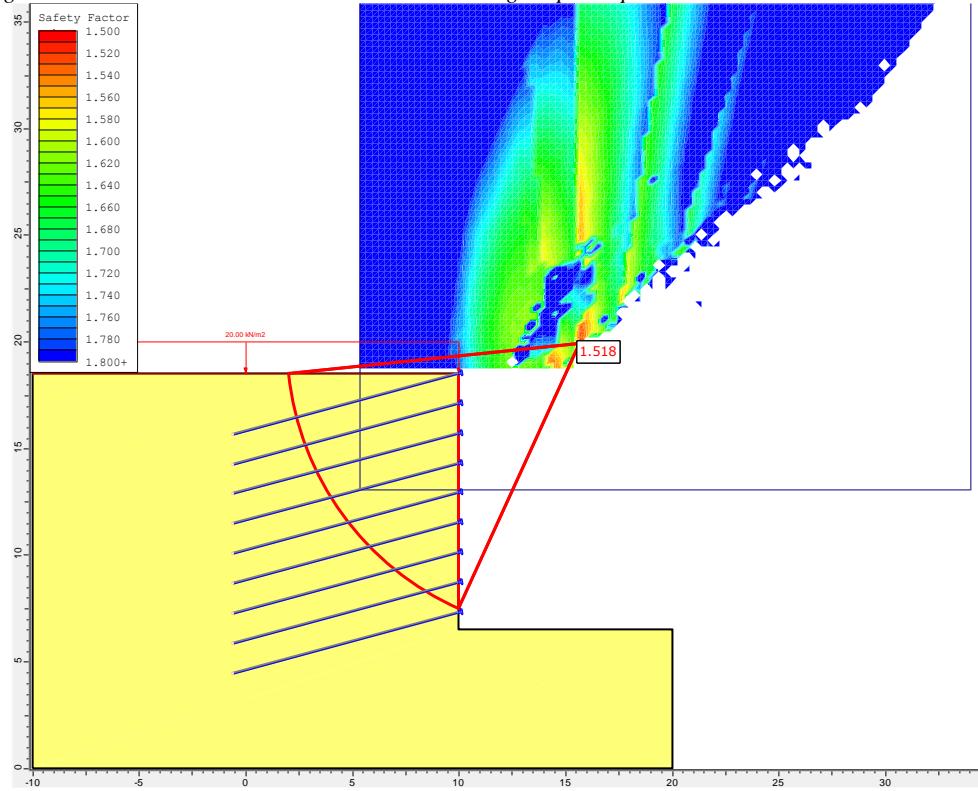


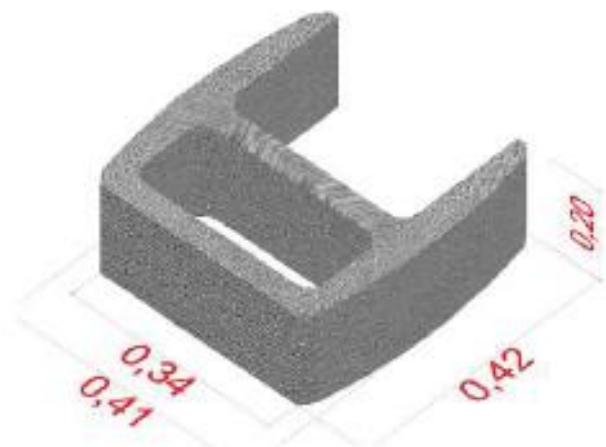
Figura 7-53 – Resultado do dimensionamento do solo grampeado para solo arenoso e altura de 12 metros



7.9 MURO DE BLOCOS

Para o dimensionamento do muro de blocos, seguiu-se o método apresentado no capítulo 6.5. O concreto utilizado tem f_{ck} de 20 Mpa. Considerou-se um bloco com dimensões de 41 cm de largura, por 42 cm de comprimento e com 20 cm de altura, conforme ilustrado na Figura 7-54.

Figura 7-54 – Dimensões do bloco



Fonte: GeoSoluções (2015)

Os pilares possuem seção fixa de 0,31 m x 0,21 m com cobrimento de 4 cm. O espaçamento entre pilares adotado foi de 0,84 m (dois blocos) para altura de 2 m, e 0,42 m (um bloco) para

alturas de 4 m e 6 m. A Figura 7-55 ilustra a posição do pilar e o caso com espaçamento entre pilares de 0,84 m.

Figura 7-55



Fonte: *GeoSoluções* (2015)

Optou-se por fundação em estaca, tais estacas possuem diâmetro igual à altura da seção do pilar (31 cm) e profundidade igual a altura do muro. As estacas e os pilares possuem armadura única e contínua, logo a armadura das estacas será igual a armadura adotada para o pilar.

Na Tabela 7.20 apresenta-se o dimensionamento do muro de blocos para as alturas de 2, 4 e 6 m. Ressalta-se que a armadura apresentada é a calculada para o pilar e consequentemente para a estaca também.

Tabela 7.20 – Dimensionamento do muro de blocos

Muro de Blocos						
	Argila			Areia		
Altura (m)	2	4	6	2	4	6
Espaçamento entre Pilares (cm)	0,85	0,42	0,42	0,85	0,42	0,42
Armadura Longitudinal Tardoz	3 φ 10 mm	5 φ 12,5 mm	4 φ 25 mm	3 φ 10 mm	5 φ 12,5 mm	4 φ 25 mm
Armadura Longitudinal Face	2 φ 10 mm	3 φ 10 mm	4 φ 10 mm	5 φ 10 mm	3 φ 10 mm	7 φ 10 mm
Estribo	φ 6,3 mm c/ 20 cm	φ 6,3mm c/ 20 cm	φ 6,3 mm c/ 20 cm			
Comprimento Estaca (m)	2	4	6	2	4	6

8 ORÇAMENTAÇÃO

Para a realização do orçamento foi utilizada a Tabela de Preços Unitários (TPU) do Departamento de Estradas e Rodagem (DER) com data de referência de 30 de junho de 2017. Nesta tabela estão contidos os preços unitários dos serviços mais usuais na elaboração de orçamentos e Licitações de Serviços e Obras na Área de Transportes, os valores apresentados na tabela são referências médias de mercado e foram obtidos a partir de preços de insumos pesquisados por reconhecida instituição de pesquisas econômicas vinculada a Universidade de São Paulo, ou seja, na tabela TPU é considerado o custo do material já somado a mão de obra e execução.

Para todos os materiais utilizados foi considerado um acréscimo de 10 % sobre a quantidade estimada, esse valor foi considerado como perda calculada. Além disso, foram desconsiderados 35% do BDI (Benefícios e Despesas Indiretas) que, basicamente, é a parcela do orçamento que não está diretamente ligada ao custo do material, serviços de execução, equipamentos e mão-de-obra. Os itens que não foram encontrados na tabela TPU foram buscados em outras referências como artigos de revista de construção civil e softwares de orçamento de obras. A desvantagem de utilizar outras fontes é que, além de considerar o consumo de matérias, é necessário considerar o custo da mão de obra e equipamentos para execução.

Da Tabela 8.1 até a Tabela 8.16 são apresentadas as quantidades de materiais e serviços considerados para as diferentes técnicas, além dos custos unitários considerados.

Tabela 8.1 – Orçamento para estaca justaposta

Estaca Justaposta				
	Argila		Areia	
Altura (m)	2	4	2	4
Ficha (m)	4,7	10,1	4,04	8,93
Diâmetro (cm)	25	30	25	30
Quantidade de estacas por metro	3,33	3,33	3,33	3,33
Viga de coroamento (m³)	0,14	0,14	0,14	0,14
Quantidades de Materiais / Serviços				
Volume de estaca (m³)	1,58	3,33	1,42	3,05
Manta Geotêxtil (m²)	2,42	4,84	2,42	4,84
Estaca - Concreto fck 20 Mpa (m³)	1,74	3,66	1,56	3,35
Estaca - Aço CA-50 (kg)	138,91	329,69	125,18	301,59
Viga de Coroamento - Concreto fck 20 Mpa (m³)	0,15	0,15	0,15	0,15
Viga de Coroamento - Aço CA-50 (kg)	38,22	38,22	38,22	38,22
Custos (R\$)				
Escavação da Estaca (R\$)	134,26	525,33	111,79	444,67
Manta Geotêxtil (R\$)	9,36	18,71	9,36	18,71
Concreto fck 20 Mpa	692,35	1400,12	629,33	1285,44
Barra de aço CA-50	1176,96	2444,60	1085,76	2257,88
Total (R\$/m)	2012,94	4388,77	1836,23	4006,70
Total (R\$/m²)	1006,47	1097,19	918,11	1001,68

Tabela 8.2 – Custos considerados para estaca justaposta

Código TPU	Itens	Unidade	Preço sem BDI (R\$)	Preço com BDI (R\$)
24.14.01.01.99	Manta Geotextil não Tecido Resistência Longitudinal 7kN/m	m ²	3,87	5,22
24.07.04.99	Concreto fck 20 MPa	m ³	367,32	495,88
24.06.02.99	Barra de Aço CA-50	kg	6,64	8,97
25.02.10.99	ESCAV.FUND.DENTRO ENSEC. SEM EXPL.ATE 3M	m ³	48,88	65,99
25.02.11.99	ACR.P/ESCAV.ENSEC.P/CADA1,0M PROF.ALEM3M	m ³	9,78	13,2

Tabela 8.3 – Orçamento para perfil cravado

Perfil Cravado				
	Argila		Areia	
Altura (m)	2	4	2	4
Ficha (m)	5,21	11,29	5,27	9,47
Sh (m)	1,20	1,20	1,20	1,20
Quantidades de materiais / serviços				
Perfil (kg)	343,67	728,74	346,51	770,40
Manta Geotêxtil (m²)	2,42	4,84	2,42	4,84
Concreto fck 20 MPa (m³)	0,44	0,88	0,44	0,88
Placa de pré moldado (m²)	2,20	4,40	2,20	4,40
Barras φ 10 (kg)	2,70	5,39	2,70	5,39
Custos (R\$)				
Pefil	2713,75	5754,36	2736,15	6083,28
Manta Geotêxtil	9,36	18,71	9,36	18,71
Concreto fck 20 Mpa	178,90	357,80	178,90	357,80
Placa de pré moldado	212,81	425,61	212,81	425,61
CA-50	17,91	35,81	17,91	35,81
Total (R\$/m)	3132,72	6592,30	3155,12	6921,22
Total (R\$/m²)	1566,36	1648,07	1577,56	1730,31

Tabela 8.4 – Custos considerados para perfil cravado

Código TPU	Itens	Unidade	Preço sem BDI (R\$)	Preço com BDI (R\$)
24.14.01.01.99	Manta Geotextil não Tecido Resistência Longitudinal 7kN/m	m ²	3,87	5,22
24.07.04.99	Concreto fck 20 MPa	m ³	367,32	495,88
24.06.02.99	Barra de Aço CA-50	kg	6,64	8,97
25.04.06.99	Estaca metalica, fornec. e cravacao	kg	7,90	10,66
Estimado a partir de um artigo publicado no site Pini	Placa pré moldada de concreto com mão de obra da instalação	m ²	96,73	130,58
25.09.11.99	Bombeamento Concreto	m ³	39,27	53,02

Tabela 8.5 – Orçamento para perfil cravado com tirante

Perfil Cravado com Tirante											
	Argila					Areia					
Altura (m)	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12	
Ficha (m)	0,80	1,20	1,60	2,00	2,40	0,80	1,20	1,60	2,00	2,40	
Sh (perfil)	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	
Comprimento Tirantes (m)	9,28	18,06	29,71	44,93	64,25	7,37	14,73	22,92	34,56	49,50	
Sh (tirantes)	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	
Quantidade de Tirantes por metro	0,33	0,67	1,00	1,33	1,67	0,33	0,67	1,00	1,33	2,00	
Quantidade de Perfis por metro	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	
Quantidades de materiais / serviços											
Perfil (kg)	341,44	565,49	753,98	1035,76	1242,91	341,44	565,49	753,98	1035,76	1242,91	
Manta Geotêxtil (m²)	4,84	7,26	9,68	12,10	14,52	4,84	7,26	9,68	12,10	14,52	
Concreto fck 20 Mpa (m³)	0,88	1,32	1,76	2,20	2,64	0,88	1,32	1,76	2,20	2,64	
Placa de pré moldado (m²)	4,40	6,60	8,80	11,00	13,20	4,40	6,60	8,80	11,00	13,20	
Barras φ 10 (kg)	13,57	20,36	27,15	33,94	40,72	13,57	20,36	27,15	33,94	40,72	
Tirante (m)	3,09	6,02	9,90	14,98	21,42	2,46	4,91	7,64	11,52	16,50	
Calda de cimento (kg)	113,75	221,33	364,00	550,55	787,15	52,65	105,30	163,80	247,00	353,76	
Custos (R\$)											
Pefil	2696,11	4465,26	5953,68	8178,67	9814,40	2696,11	4465,26	5953,68	8178,67	9814,40	
Manta Geotêxtil	18,71	28,07	37,43	46,79	56,14	18,71	28,07	37,43	46,79	56,14	
Concreto fck 20 Mpa	357,80	536,70	715,60	894,50	1073,40	357,80	536,70	715,60	894,50	1073,40	
Placa de pré moldada	425,61	638,42	851,22	1064,03	1276,83	425,61	638,42	851,22	1064,03	1276,83	
CA-50	90,19	135,29	180,38	225,48	270,58	90,19	135,29	180,38	225,48	270,58	
Tirante	535,77	1042,45	1714,46	2948,05	4214,98	425,12	850,23	1322,58	2267,35	3247,38	
Termo fixo tirante	285,14	570,29	855,43	1586,29	1982,86	285,14	570,29	855,43	1586,29	2379,44	
Calda de cimento	246,88	480,36	790,01	1194,90	1708,41	114,27	228,54	355,51	536,08	767,80	
Total (R\$/m)	5084,84	8730,80	12469,79	18497,15	23769,60	4781,39	8189,67	11418,08	16764,22	21700,37	
Total (R\$/m²)	1271,21	1455,13	1558,72	1849,71	1980,80	1195,35	1364,94	1427,26	1676,42	1808,36	

Tabela 8.6 – Custos considerados para perfil cravado com tirante

Código TPU	Itens	Unidade	Preço sem BDI (R\$)	Preço com BDI (R\$)
24.14.01.01.99	Manta Geotextil não Tecido Resistência Longitudinal 7kN/m	m ²	3,87	5,22
24.07.04.99	Concreto fck 20 MPa	m ³	367,32	495,88
24.06.02.99	Barra de Aço CA-50	kg	6,64	8,97
25.04.06.99	Estaca metalica, fornec. e cravacao	kg	7,90	10,66
25.08.15.01.99	Tirante 40tf 5 fios d=1/2" forn. e inst	m	173,13	233,72
25.08.15.02.99	Tirante 60tf 8 fios d=1/2" forn. e inst	m	196,82	265,71
25.08.16.01.99	Termo fixo p/tirantes 40tf 5 fios d=1/2"	un	855,43	1154,83
25.08.16.02.99	Termo fixo p/tirantes 60tf 8 fios d=1/2"	un	1189,72	1606,12
27.11.05.99	Injecão de calda de cimento em bainhas	kg	2,17	2,93
Estimado a partir de um artigo publicado no site Pini	Placa pré moldada de concreto com mão de obra da instalação	m ²	96,73	96,73
25.09.11.99	Bombeamento Concreto	m ³	39,27	53,02

Tabela 8.7 – Orçamento para parede diafragma

Parede Diafragma				
	Argila		Areia	
Altura (m)	2	4	2	4
Ficha (m)	4,7	10,1	4,04	8,93
Área Total (m²)	6,7	14,1	6,0	12,9
Quantidades de materiais / serviços				
Concreto fck 20 Mpa (m³)	2,95	6,53	2,79	6,26
Barra de Aço CA-50 (kg)	259,40	574,63	276,14	688,35
Maquinaria para escavação com utilização de lama bentonitica (m²)	6,70	14,13	6,04	12,93
Custos (R\$)				
Concreto fck 20 MPa	1198,55	2654,99	1134,11	2544,35
Barra de Aço CA-50	1723,60	3818,08	1834,81	4573,71
Maquinaria para escavação com utilização de lama bentonitica	593,71	1252,55	535,04	1145,79
Total (R\$/m)	2922,15	6473,08	2968,92	7118,07
Total (R\$/m²)	1461,07	1618,27	1484,46	1779,52

Tabela 8.8 – Custos considerados para parede diafragma

Código TPU	Itens	Unidade	Preço sem BDI (R\$)	Preço com BDI (R\$)
24.07.04.99	Concreto fck 20 Mpa	m ³	367,32	495,88
24.06.02.99	Barra de Aço CA-50	kg	6,64	8,97
25.09.11.99	Bombeamento Concreto	m ³	39,27	53,02
Estimado a partir de software da Cype Ingenieros	Maquinaria para escavação com utilização de lama bentonitica	m ²	88,62	119,64

Tabela 8.9 – Orçamento para parede diafragma com tirante

Parede Diafragma com Tirantes										
	Argila					Areia				
Altura (m)	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12
Ficha (m)	0,8	1,2	1,1	1,3	1,7	0,80	1,50	2,00	2,50	3,00
Area Total (m²)	4,8	7,2	9,1	11,3	13,7	4,8	7,5	10,0	12,5	15,0
Comprimento Tirantes	7,14	14,27	24,32	35,33	51,99	5,55	11,03	21,10	29,47	39,22
Sh (tirantes)	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
Quantidade de Tirantes	0,40	0,80	1,20	1,60	1,60	0,40	0,80	1,20	1,60	2,00
Quantidades de materiais / serviços										
Tirante (m)	2,86	5,71	9,73	14,13	20,80	2,22	4,41	8,44	11,79	15,69
Calda de cimento (kg)	104,91	209,82	357,63	519,48	764,40	47,58	94,58	180,96	252,72	336,38
Concreto fck 20 MPa (m³)	2,22	3,80	5,41	7,46	10,55	2,22	3,96	5,94	8,25	11,55
Barra de Aço CA-50 (kg)	219,54	418,18	594,59	902,42	1392,47	292,72	435,60	718,74	998,25	1524,60
Maquinaria para escavação com utilização de lama bentonítica (m²)	4,80	7,20	9,10	11,30	13,70	4,80	7,50	10,00	12,50	15,00
Custos (R\$)										
Tirante	494,45	988,26	1684,46	2446,78	4093,16	384,18	763,64	1461,14	2040,56	2716,02
Termo fixo tirante	342,17	684,34	1026,52	1368,69	1903,55	342,17	684,34	1026,52	1368,69	1710,86
Concreto fck 20 Mpa	1951,64	2927,47	3699,99	4594,50	5570,32	1951,64	3049,44	4065,93	5082,41	6098,89
Barra de Aço CA-50	1458,74	2778,55	3950,75	5996,07	9252,18	1944,98	2894,32	4775,63	6632,82	10130,12
Calda de cimento	227,69	455,39	776,19	1127,46	1659,03	103,27	205,26	392,75	548,50	730,06
Maquinaria para escavação com utilização de lama bentonítica	315,09	472,64	597,36	741,78	899,33	315,09	492,33	656,44	820,56	984,67
Total (R\$/m)	5184,78	9097,26	13082,83	18232,70	26652,10	5374,29	8751,16	13644,73	18262,01	24724,50
Total (R\$/m²)	1296,19	1516,21	1635,35	1823,27	2221,01	1343,57	1458,53	1705,59	1826,20	2060,38

Tabela 8.10 – Custos considerados para parede diafragma com tirante

Código TPU	Itens	Unidade	Preço sem BDI (R\$)	Preço com BDI (R\$)
24.07.04.99	Concreto fck 20 MPa	m ³	367,32	495,88
24.06.02.99	Barra de Aço CA-50	kg	6,64	8,97
25.08.15.01.99	Tirante 40tf 5 fios d=1/2" forn. e inst	m	173,13	233,72
25.08.15.02.99	Tirante 60tf 8 fios d=1/2" forn. e inst	m	196,82	265,71
25.08.16.01.99	Termo fixo p/tirantes 40tf 5 fios d=1/2"	un	855,43	1154,83
25.08.16.02.99	Termo fixo p/tirantes 60tf 8 fios d=1/2"	un	1189,72	1606,12
25.09.11.99	Bombeamento Concreto	m ³	39,27	53,02
27.11.05.99	Injeção de calda de cimento em bainhas	kg	2,17	2,93
Estimado a partir de software da Cype Ingenieros	Maquinaria para escavação com utilização de lama bentonitica	m ²	65,64	88,62

Tabela 8.11 – Orçamento para cortina atirantada

Cortina Atirantada										
	Argila					Areia				
Altura (m)	4	6	8	10	12	4	6	8	10	12
Ficha (m)	0,8	1,2	1,1	1,3	1,7	0,80	1,50	2,00	2,50	3,00
Área Total (m ²)	4,8	7,2	9,1	11,3	13,7	4,8	7,5	10,0	12,5	15,0
Comprimento Tirantes (m)	7,14	14,27	24,32	35,33	51,99	5,55	11,03	21,10	29,47	39,22
Sh (tirantes)	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
Quantidade de Tirantes	0,40	0,80	1,20	1,60	1,60	0,40	0,80	1,20	1,60	2,00
Quantidades de materiais / serviços										
Concreto fck 20 MPa (m ³)	2,64	4,44	6,21	8,45	11,15	2,64	4,62	6,82	9,35	12,21
Barra de Aço CA-50 (kg)	232,32	439,08	682,68	1022,74	1472,04	232,32	457,38	750,20	1131,35	1611,72
DHP (m)	1,76	2,64	3,52	4,40	5,28	1,76	2,64	3,52	4,40	5,28
Tirante (m)	2,86	5,71	9,73	14,13	20,80	2,22	4,41	8,44	11,79	15,69
Calda de cimento (kg)	104,91	209,82	357,63	519,48	764,40	47,58	94,58	180,96	252,72	336,38
Custos										
Concreto fck 20 Mpa	916,88	1540,36	2155,44	2935,55	3873,06	916,88	1604,54	2368,61	3247,29	4240,58
Barra de Aço CA-50	1543,64	2917,47	4536,04	6795,54	9780,87	1543,64	3039,04	4984,66	7517,19	10708,98
DHP	326,53	489,79	653,05	816,31	979,58	326,53	489,79	653,05	816,31	979,58
Tirante	494,45	988,26	1684,46	2446,78	4093,16	384,18	763,64	1461,14	2040,56	2716,02
Termo fixo tirante	342,17	684,34	1026,52	1368,69	1903,55	342,17	684,34	1026,52	1368,69	1710,86
Calda de cimento	227,69	455,39	776,19	1127,46	1659,03	103,27	205,26	392,75	548,50	730,06
Total (R\$/m)	4299,19	7955,00	12303,48	17616,94	25786,99	4002,46	7540,89	12289,56	17494,16	23684,35
Total (R\$/m ²)	1074,80	1325,83	1537,93	1761,69	2148,92	1000,61	1256,82	1536,19	1749,42	1973,70

Tabela 8.12 – Custos considerados para cortina atrantada

Código TPU	Itens	Unidade	Preço sem BDI (R\$)	Preço com BDI (R\$)
24.07.04.99	Concreto fck 20 MPa	m ³	367,32	495,88
24.06.02.99	Barra de Aço CA-50	kg	6,64	8,97
25.08.15.01.99	TIRANTE 40TF 5 FIOS D=1/2" FORN. E INST	m	173,13	233,72
25.08.15.02.99	TIRANTE 60TF 8 FIOS D=1/2" FORN. E INST	m	196,82	265,71
25.08.16.01.99	TERMO FIXO P/TIRANTES 40TF 5 FIOS D=1/2"	un	855,43	1154,83
25.08.16.02.99	TERMO FIXO P/TIRANTES 60TF 8 FIOS D=1/2"	un	1189,72	1606,12
24.15.09.99	DHP	m	185,53	250,46
27.11.05.99	Injeção de calda de cimento em bainhas	kg	2,17	2,93

Tabela 8.13 – Orçamento para solo grampeado

Solo Grampeado												
	Argila						Areia					
Altura (m)	2	4	6	8	10	12	2	4	6	8	10	12
S _h (m)	1,4	1,2	1,3	1,1	1,1	1	1,1	1,1	1,4	1,3	1,3	1,1
S _v (m)	1,4	1,4	1,3	1,4	1,15	1,1	1,2	1,4	1,3	1,4	1,3	1,4
Diâmetro (mm)	16	16	20	20	20	20	16	16	20	20	20	20
Comprimento (m)	1,8	4	5,5	7,7	9,4	11,6	2	4	5,5	7,5	9	11
Número de chumbadores	2	3	5	6	9	11	2	3	5	6	8	9
Quantidades de materiais / serviços												
Concreto Projetado (m ³)	0,22	0,44	0,66	0,88	1,10	1,32	0,22	0,44	0,66	0,88	1,10	1,32
Perfuração (m)	2,57	10,00	21,15	42,00	76,91	127,60	3,64	10,91	19,64	34,62	55,38	90,00
DHP (m)	0,71	1,83	2,33	3,85	4,70	6,38	1,00	2,00	2,16	3,17	3,81	5,50
Grampo (kg)	4,46	17,36	36,72	72,90	208,62	346,13	6,31	18,94	34,10	60,09	150,24	244,13
Calda de cimento (kg)	46,11	179,30	379,29	753,06	1378,98	2287,87	65,20	195,60	352,20	620,65	993,05	1613,70
Dreno Linear (m)	0,39	1,38	2,12	3,50	4,50	6,05	0,50	1,50	1,96	2,96	3,81	5,50
Tela metálica (kg)	4,84	9,68	14,52	19,36	48,40	58,08	4,84	9,68	14,52	19,36	48,40	58,08
Custos (R\$)												
Concreto Projetado	234,20	468,40	702,60	936,80	1171,00	1405,20	234,20	468,40	702,60	936,80	1171,00	1405,20
Perfuração	350,08	1361,41	2879,90	5717,91	10470,46	17371,56	495,06	1485,17	2674,19	4712,56	7540,10	12252,67
DHP	131,19	340,13	431,70	714,27	871,97	1183,66	185,53	371,05	400,87	588,69	706,43	1020,39
Grampo	29,66	115,33	243,98	484,40	1386,19	2299,83	41,94	125,82	226,55	399,23	998,24	1622,13
Calda de Cimento	100,07	389,15	823,20	1634,42	2992,90	4965,52	141,51	424,52	764,40	1347,05	2155,28	3502,33
Dreno Linear	8,72	30,50	46,93	77,65	99,83	134,22	11,09	33,28	43,58	65,70	84,47	122,02
Tela metálica	27,71	55,43	83,14	110,85	277,13	332,56	27,71	55,43	83,14	110,85	277,13	332,56
Total (R\$/m)	881,62	2760,35	5211,45	9676,31	17269,49	27692,55	1137,04	2963,67	4895,33	8160,89	12932,66	20257,30
Total (R\$/m ²)	440,81	690,09	868,58	1209,54	1726,95	2307,71	568,52	740,92	815,89	1020,11	1293,27	1688,11

Tabela 8.14 – Custos considerados para solo grampeado

Código TPU	Itens	Unidade	Preço sem BDI (R\$)	Preço com BDI (R\$)
25.09.10.99	Concreto Projetado	m ³	1064,55	1437,14
25.10.02.99	PERF.P/DRENO E TIR. SOLO D=73,00MM(BX)	m	136,14	183,79
24.23.09.99	GEOCOMPOSTO DRENANTE VERTICAL (GEOMANTA + GEOTEXTIL 2 LADOSPERM.)	m	22,19	29,95
24.06.02.99	Barra de Aço CA-50	kg	6,64	8,97
27.11.05.99	INJECAO DE CALDA DE CIMENTO EM BAINHAS	kg	2,17	2,93
24.15.09.99	DHP	m	185,53	250,46
26.06.05.99	TELA METALICA	kg	5,73	7,73

Tabela 8.15 – Orçamento para muro de blocos

Muro de Blocos						
	Argila			Areia		
Altura (m)	2	4	6	2	4	6
Espaçamento entre Pilares (cm)	0,85	0,42	0,42	0,85	0,42	0,42
Armadura Longitudinal Tardoz	3 φ 10 mm	5 φ 12,5 mm	4 φ 25 mm	3 φ 10 mm	5 φ 12,5 mm	4 φ 25 mm
Armadura Longitudinal Face	2 φ 10 mm	3 φ 10 mm	4 φ 10 mm	5 φ 10 mm	3 φ 10 mm	7 φ 10 mm
Estrigo	φ 6,3 mm c/ 20 cm	φ 6,3mm c/ 20 cm	φ 6,3 mm c/ 20 cm			
Comprimento Estaca (m)	2	4	6	2	4	6
Quantidades de materiais / serviços						
Blocos (m³)	0,97	1,94	2,91	0,97	1,94	2,91
Concreto fck 20 Mpa (m³)	1,15	2,80	4,15	1,15	2,80	4,15
Aço CA-50 25 mm (kg)	0,00	0,00	813,75	0,00	0,00	813,75
Aço CA-50 12,5 mm (kg)	0,00	169,49	0,00	0,00	169,49	0,00
Aço CA-50 10 mm (kg)	43,44	48,87	73,30	43,44	48,87	73,30
Aço CA-50 6,3 mm (kg)	14,59	35,93	53,01	14,59	35,93	53,01
Brita 1 (m³)	0,58	1,16	1,73	0,58	1,16	1,73
Manta Geotêxtil (m²)	2,42	4,84	7,26	2,42	4,84	7,26
Custos (R\$)						
Blocos	374,30	748,59	1122,89	374,30	748,59	1122,89
Concreto fck 20 Mpa	421,52	1029,77	1524,45	421,52	1029,77	1524,45
Barra de Aço CA-50	385,52	1689,58	6246,17	385,52	1689,58	6246,17
Brita 1	48,82	97,64	146,47	48,82	97,64	146,47
Manta Geotêxtil	9,36	18,71	28,07	9,36	18,71	28,07
Total (R\$/m)	1239,52	3584,30	9068,04	1239,52	3584,30	9068,04
Total (R\$/m²)	619,76	896,07	1511,34	619,76	896,07	1511,34

Tabela 8.16 – Custos considerados para muro de blocos

Código TPU	Itens	Unidade	Preço sem BDI (R\$)	Preço com BDI (R\$)
24.06.02.99	Barra de Aço CA-50	kg	6,64	8,97
24.07.04.99	Concreto fck 20 MPa	m ³	367,32	495,88
24.14.01.01.99	Manta Geotextil não Tecido Resistência Longitudinal 7kN/m	m ²	3,87	5,22
24.12.01.01.99	ENCHIMENTO DE VALA COM PEDRA BRITADA 1E2	m ³	84,54	114,13
25.13.05.99	ALVENARIA DE BLOCO DE CONCRETO	m ³	385,79	520,82

9 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A seguir são apresentados os gráficos que consolidam o resultado do orçamento das contenções. Na abscissa está a altura da contenção, onde foi realizado apenas para os valores de 2 m, 4 m, 6 m, 8 m, 10 m e 12 m. Na ordenada está o custo em Reais por metro quadrado de contenção.

No gráfico estão presentes os custos de 8 diferentes técnicas de contenção, visto que parede diafragma e perfil cravado com placas pré-moldadas foram analisadas em balanço para alturas de até 4 m e atirantadas para as alturas de 4 m a 12 m. O orçamento não foi realizado para todas as alturas nos casos das contenções em balanço de parede diafragma e perfil cravado com placas pré-moldadas, para o muro de blocos, que foi realizado até 6 m de altura e para as estacas justapostas, que foram feitas até 4 m visto que os custos para alturas mais elevadas atingiriam valores grandes o suficiente para estarem fora de uma análise comparativa para as 3 primeiras, além de não serem efetivamente realizadas para grandes alturas na prática, devido à inviabilidade executiva, sendo o motivo de estaca justaposta ter entrado neste grupo de pequenas alturas. Na Figura 9-1 é apresentado o resultado obtido para o solo argiloso, enquanto na Figura 9-2 é apresentado o resultado obtido para o solo arenoso.

Figura 9-1 – Custos das contenções para o solo argiloso

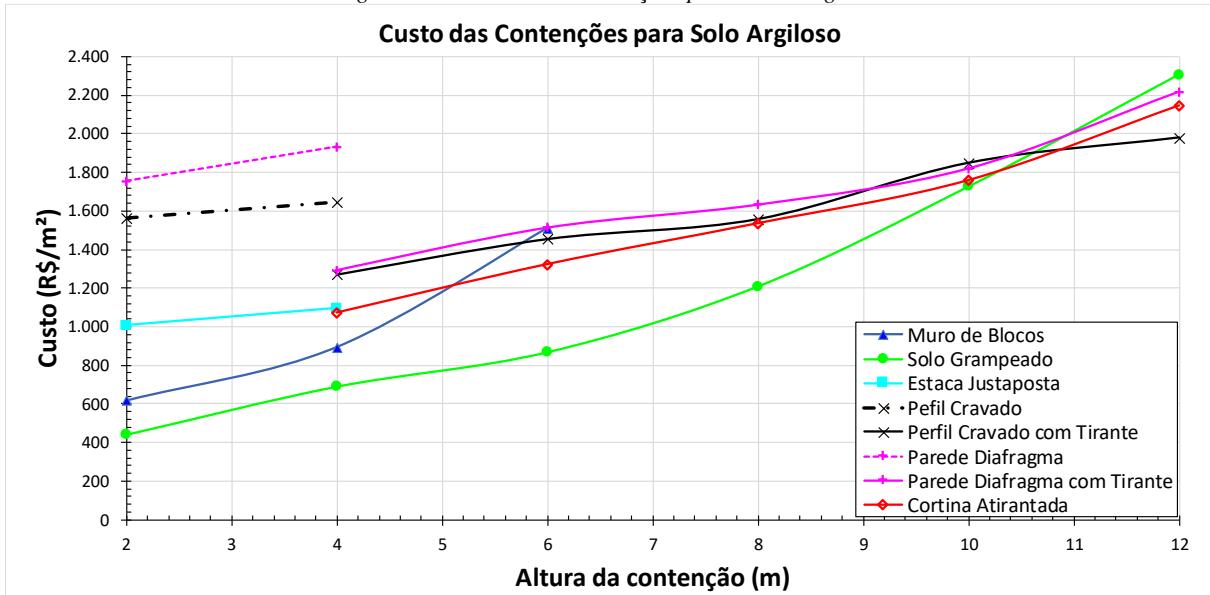
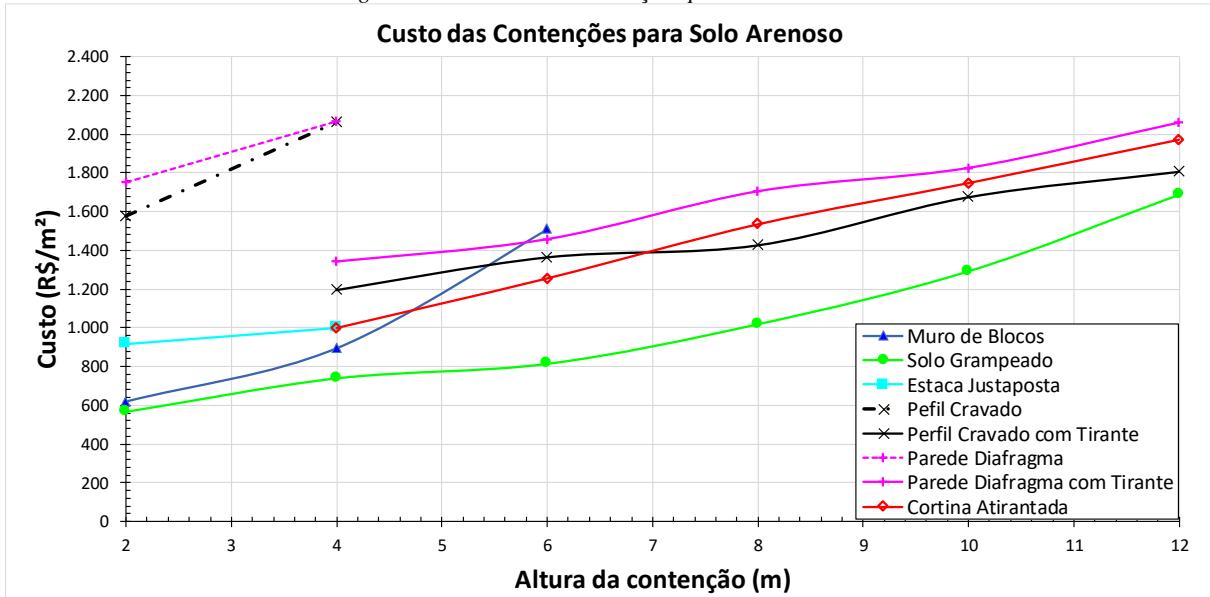


Figura 9-2 – Custos das contenções para o solo arenoso



Percebe-se que as contenções tendem a aumentar seus preços por m^2 com o aumento do desnível, isso ocorre devido, entre outros fatores, ao aumento dos esforços nas estruturas o que exige uma maior quantidade de material resistente, seja pelo aumento das taxas de armaduras, estacas e perfis mais robustos, maiores espessuras de paredes de concreto, entre outros.

O solo argiloso possui custos menores para pequenas alturas, quando comparado ao solo arenoso, porém, a partir de uma certa altura esse comportamento se inverte, com o solo arenoso apresentando custos menores. Muitos fatores podem influenciar essa relação, sendo que os mais importantes são o peso específico do solo e seus parâmetros de resistência. Este último ocorre pelo fato de que o solo argiloso possui uma coesão maior que o arenoso. Portanto, para menores

alturas, possui maior resistência. Por outro lado, o solo arenoso tem um ângulo de atrito maior, o que confere a ele um crescimento maior da resistência em função da altura, quando comparado ao solo argiloso.

O solo grampeado foi a contenção que, em geral, obteve menor custo, com exceção das estruturas de contenção com alturas maiores que 10 m para o solo argiloso. Já o muro de blocos executado com altura de 2 m, possui o menor custo, com exceção do solo grampeado. Quando o muro é executado com a altura de 4 m, atinge valores próximos aos do perfil metálico cravado; e quando é executado com 6 m em diante, possui custo acima das demais.

As contenções de parede diafragma e perfil cravado com placas pré-moldadas em balanço apresentam valores acima das demais, não se mostrando vantajosas no quesito orçamentário. As suas aplicações podem ser justificadas, geralmente, pela maior simplicidade de execução em situações muito específicas como, por exemplo, fundações das edificações dimensionadas com perfil metálico ou estaca barrete, em que o equipamento já estaria disponível na obra.

A solução de estaca justapostas apresenta custos acima das soluções de solo grampeado e do muro de blocos. Sendo assim, sua aplicação, geralmente, pode ser justificada em casos específicos, como o uso de mesma estaca na fundação do edifício, fazendo com que uma única equipe e grupo de equipamentos sejam mobilizados.

A parede diafragma atirantada, a cortina atirantada e o perfil cravado com placas pré-moldadas possuem evolução de custo semelhante, sendo que a primeira está sempre num patamar acima das demais. Ambas possuem uma forma de atuação semelhantes. Entretanto, a parede diafragma não tem necessidade de drenagem, podendo conviver com nível d'água elevado, desde que dimensionada para isso, além de que sua escavação deve ser contida com lama bentonítica. Vale ressaltar, que a cortina atirantada apresentou o menor custo para o solo argiloso para alturas de até 11 m, enquanto que o perfil cravado para o solo arenoso para alturas de 7 m a 12 m.

A título de ilustração são apresentados na Figura 9-3 e Figura 9-4 os custos por metro das contenções consideradas. Nestes gráficos, diferente dos anteriores, levam em consideração a altura da contenção, logo, inevitavelmente os custos sempre aumentam com a altura. Apesar disso, é notável que os pontos comparativos expostos acima, podem se aplicar também a esta análise. Como por exemplo o fato de que parede diafragma com tirante, mostra-se como uma das soluções mais custosas majoritariamente.

Figura 9-3 – Custos por metro das contenções para o solo argiloso

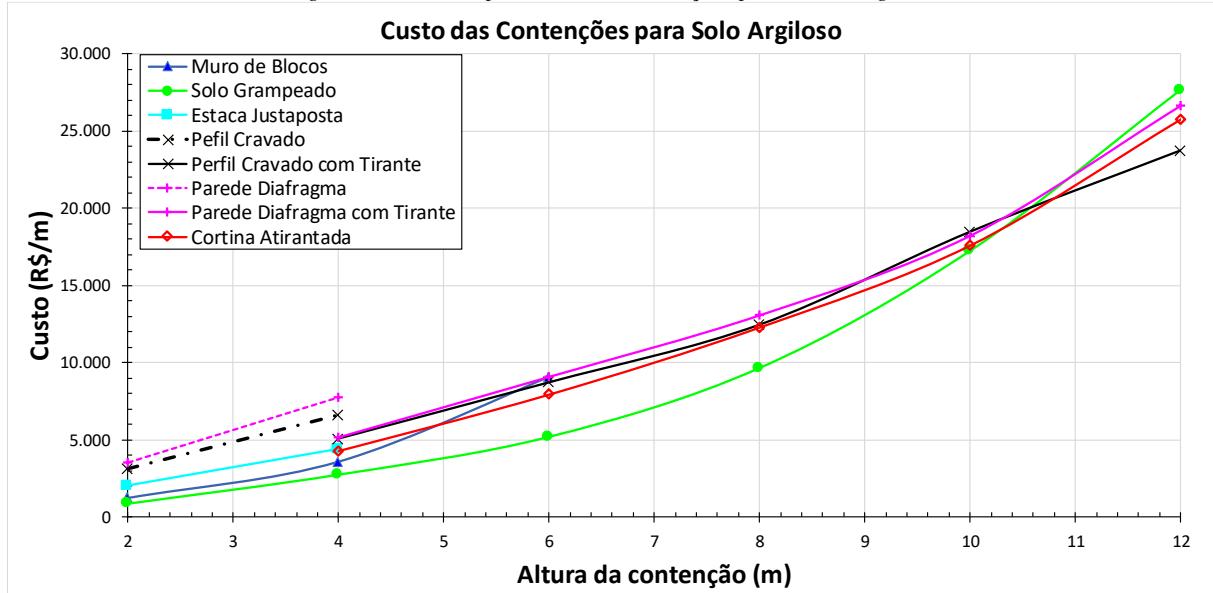
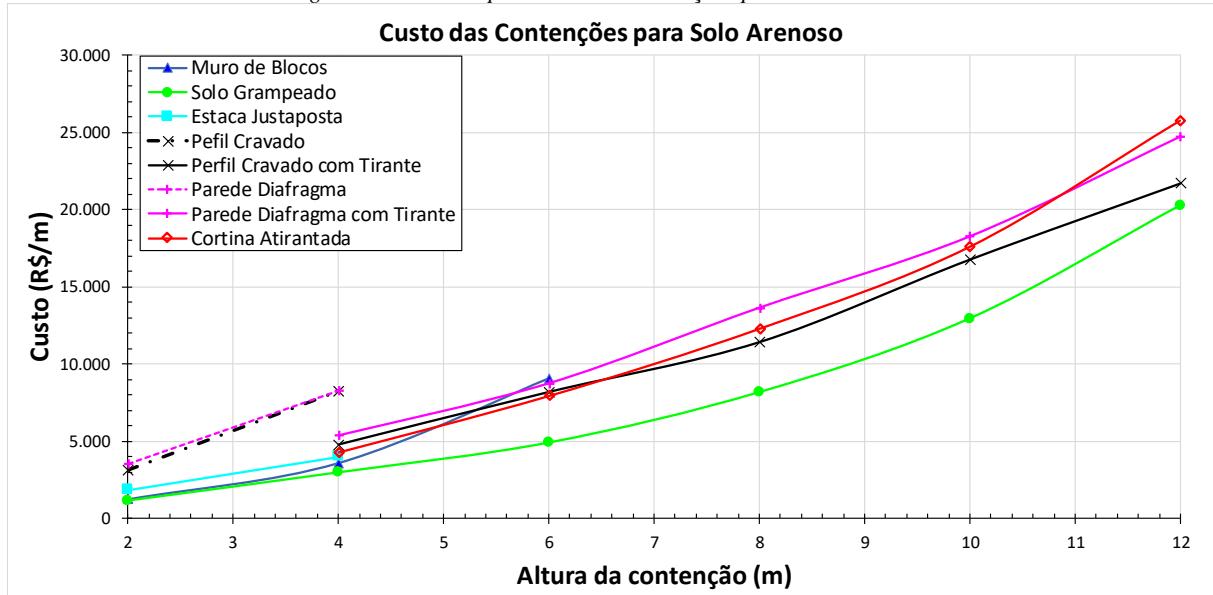


Figura 9-4 – Custos por metro das contenções para o solo arenoso



10 CONCLUSÕES

O estudo comparativo apresentado neste trabalho trata-se de uma estimativa de custos para diferentes técnicas de contenção, em situação de corte, para dois tipos de solos, um arenoso e outro argiloso, e diferentes alturas, variando de 2m a 12m. Nele, foi possível estabelecer conceitos teóricos de mecânica dos solos, técnicas executivas de 6 diferentes soluções de contenções: parede diafragma, cortina atirantada, perfil metálico cravado com placas pré-moldadas de concreto, estacas justapostas, solo grampeado e muro de blocos, bem como seus métodos de pré-dimensionamento. Através de um dimensionamento simplificado aliado ao emprego de base de custos governamentais, como o TPU do DER/SP, foi possível realizar a estimativa de consumo de serviços, mão de obra, equipamentos e materiais de cada uma das técnicas e, consequentemente, os seus custos por área de face das contenções. Com base nisso, podem ser elencados as seguintes conclusões:

- As soluções em balanço de parede diafragma e perfil cravado com placas pré-moldadas possuem custos mais elevados do que as soluções atirantadas, e suas aplicações são justificadas somente para casos específicos;
- A solução de muro de blocos é viável financeiramente para alturas de até 4 m, sendo que, para valores superiores, o seu custo atinge valores maiores que as demais soluções, além de maior dificuldade de execução;
- A solução de parede diafragma apresenta o custo mais elevado quase que em totalidade das situações, visto que é uma contenção que pode ser executada em casos muito mais amplos e diversos do que as demais, além de ter um custo de equipamentos (e respectiva mobilização) mais elevado;
- A solução de solo grampeado apresenta o menor custo geral, com exceção das alturas de 10 m e 12 m do solo argiloso;
- Os custos das contenções variam razoavelmente em função do solo e consideravelmente em função da altura, logo para escolha da contenção de menor custo devem ser avaliados estes dois fatores;
- O caráter financeiro está de longe em ser o único item a ser levado em conta na escolha de uma solução de contenção em projeto. Entretanto, é necessário levar em conta muitos outros quesitos, como o tipo de solo, o nível d'água, a acessibilidade e disponibilidade de equipamentos e tecnologia, e o comparativo orçamentário, para que se obtenha a solução mais eficiente.

11 REFERÊNCIAS

- Departamento de estradas de rodagem, tabela de preços desonerados. São Paulo, 30/06/2017.
- Departamento Nacional de infraestrutura de transportes, SICRO2. São Paulo, 02/03/2017.
- ALONSO, U. Exercícios de fundações. 1 ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1983
- HACHICH, W. et al. Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini Ltda, 1998.
- MASSAD, F. Obras de terra: curso básico de geotecnica. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos 2003.
- MOLITERNO, A. Caderno de muros de arrimo. 1 ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1980.
- PINTO, C.S. Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- SCHNAID, F. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos 2012.
- ZIRLIS, A. C.; PITTA, C. A.; SOUZA, G. J. T. Manual de serviços geotécnicos – Solotrat Engenharia Geotécnica. 5 Ed. São Paulo, 2015.
- André Khayat Mendonça, Estudo comparativo de duas estruturas de contenção em uma obra em Goiânia/GO. Disponível em <https://www.eec.ufg.br/up/140/o/ESTUDO_COMPARATIVO_DE_DUAS_ESTRUTURAS_DE_CONTENÇÃO_EM_UMA_OBRA_EM_GOIÂNIA.pdf>. Acesso em 22 de Junho de 2017.
- Construção Mercado Negócios de Incorporação e Construção, Custos e Suprimentos. Disponível em: <<http://construcaomercado17.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/96/artigo298972-1.aspx>>. Acesso em 20 de Outubro de 2017.
- Cype Ingenieros, Gerador de preços Brasil. Disponível em: http://www.brasil.geradordeprecos.info/obra_nova/Fundacoes/Contencoes/Paredes_diafragma/CCP020_Parede_diafragma_de_concreto_armado.html. Acesso em 8 de Novembro de 2017.
- Geosoluções, Bloco A. Disponível em: <<https://www.geosolucoes.com/geobloco-a>>. Acesso em 16 de Maio de 2017.

Giovanny Gerolla, Parede-diafragma. Disponível em:
<<http://equipedeobra.pini.com.br/construcao-reforma/57/parede-diafragma-confira-todas-as-etapas-de-construcao-desse-tipo-278120-1.aspx>>. Acesso em 18 de Junho de 2017.

Gustavo Augusto Trombeli, Contenção com perfis de aço: comparação entre o sistema tradicional e o sistema com pré-moldado de concreto. Disponível em<<http://poliintegra.poli.usp.br/library/pdfs/bdee20b006e1ad0263480935878fe63b.pdf>>. Acesso em 12 de Novembro de 2017

Luciana Tamaki, Cortina pronta. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/160/artigo285487-1.aspx>>. Acesso em 20 de Junho de 2017.

Paulo Francisco Gaspar, Contenção de talude de escavação com estacas justapostas estudo de caso. Disponível em: <<http://brasecol.com.br/wp-content/uploads/2015/06/Estacas-justapostas-UNESC-Paulo-Francisco-Gaspar.pdf>>. Acesso em 20 de Junho de 2017.

Prontomix, Como fazer um muro com Blocos de Concreto? Disponível em: <<http://prontomix.blogspot.com.br/2012/10/como-fazer-um-muro-com-blocos-de.html>>. Acesso em 07 de Junho de 2017.

PUC-Rio, Estabilidade e capacidade de carga de cortinas ancoradas em solo. Disponível em: <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/4127/4127_4.PDF>. Acesso em 13 de Junho de 2017.

PUC-Rio, Solo Grampeado. Disponível em: <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/8761/8761_3.PDF>. Acesso em 22 de Junho de 2017.

Rejane Coutinho Drumond, Como fazer muro de contenção e evitar deslizamento de terra? Disponível em: <<http://www.arquitetaresponde.com.br/como-fazer-muro-de-contencao>>. Acesso em 07 de Junho de 2017.

Rodrigo Junqueira Mota, Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia/Go. Disponível em: <http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/1932/1/2008_RodrigoJunqueiraMota.pdf>. Acesso em 5 de Junho de 2017.