

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DE FORMIGA – UNIFOR**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**JORGE HENRIQUE FELIPE SANTANA**

**ESTUDO COMPARATIVO DE VARIAÇÕES DE CONTENÇÃO DE TALUDES  
VERTICAIS**

**FORMIGA - MG**  
**2014**

JORGE HENRIQUE FELIPE SANTANA

ESTUDO COMPARATIVO DE VARIAÇÕES DE CONTENÇÃO DE TALUDES  
VERTICAIS

Trabalho de conclusão de curso  
apresentado ao Curso de Engenharia  
Civil do UNIFOR, como requisito parcial  
para obtenção do título de bacharel em  
Engenharia Civil.

Orientador: Michael Silveira Thebaldi

FORMIGA – MG

2014

S231 Santana, Jorge Henrique Felipe.  
Estudo comparativo de variações de contenção de taludes  
verticais / Jorge Henrique Felipe Santana. – 2014.  
73 f.

Orientador: Michael Silveira Thebaldi.  
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia  
Civil)-Centro Universitário de Formiga–UNIFOR, Formiga, 2014.

1. Movimentos-massa. 2. Taludes. 3. Contenção. I. Título.

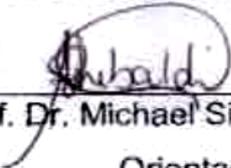
CDD 690

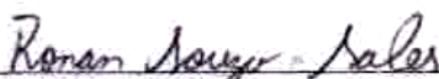
Jorge Henrique Felipe Santana

ESTUDO COMPARATIVO DE VARIAÇÕES DE CONTENÇÃO DE TALUDES  
VERTICAIS

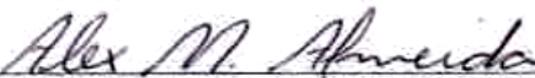
Trabalho de conclusão de curso  
apresentado ao Curso de Engenharia  
Civil do UNIFOR, como requisito parcial  
para obtenção do título de bacharel em  
Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Michael Silveira Thebaldi  
Orientador

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Ms. Ronan Souza Sales

UNIFOR

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Alex Magalhães de Almeida

UNIFOR

Formiga, 7 de novembro de 2014.

## RESUMO

Com intuito de garantir a estabilidade dos taludes é necessário a identificação dos elementos que mais os prejudicam, a fim de adotar providências, corretivas ou preventivas, para manter o maciço sempre estável, com o auxílio de estruturas de contenção. Por esses motivos, fazem-se necessárias as realizações de obras de contenção de taludes. Diante disso, objetivou-se analisar a viabilidade técnica de obras de contenção em cinco taludes na cidade de Arcos/MG, por meio de estudos topográficos, visando comparar os métodos mais recorrentes de contenção e apresentar propostas técnicas para criar, de maneira teórica, soluções que possam influenciar na escolha do tipo de obra a ser construída. Para isso, em cada talude selecionado foram obtidos dados topográficos que permitiram a criação de perfis dos solos, para que as obras de contenção pudessem ser estudadas, em função de suas limitações técnicas e geométricas, definindo-se assim, quais estruturas que melhor se adaptam a toda área de inserção da contenção. Observou-se, então, para o Talude 1 as estruturas que se adaptam são muros de concreto armado e contenção em terra armada, enquanto nos Taludes 2 e 4 somente o método das cortinas atirantadas. Para os Taludes 3 e 5, obras como concreto armado, concreto ciclópico, gabião, solo-cimento, *crib wall* ou cortina cravada.

Palavras-chave: Movimentos-massa. Estabilidade-de-maciscos. Geometria.

## **ABSTRACT**

To ensure the stability of slopes is necessary to identify the elements that cause more damage to them in order to take corrective or preventive measures, to always maintain the stability of the mass with the help of containment structures. Thus, it is necessary to carry out works to contain the slopes. Therefore aimed to examine the technical feasibility of containment works in five slopes in the town of Arcos / MG through topographical studies to compare the most common methods of restraint to create and, theoretically, present solutions that can influence the choice of the type of work to be constructed. Therefore, in each selected slope topographic data were obtained, which allowed the creation of profiles, so that the work of containment can be studied in terms of their technical and geometric constraints, establishing which structures that best fits the whole area insertion of containment. Then, it was observed that an inclination to adapt the structures is reinforced concrete walls and containment of reinforced earth, while the slopes of number 2 and 4 just the method of cable-stayed curtains. For 3 and 5 slopes as reinforced concrete, cyclopean concrete, gabions, soil cement, spiked crib or curtain wall slopes.

Keywords: Mass-movements. Stability-of-mass. Geometry.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Escorregamento planar .....	14
Figura 2 - Escorregamento rotacional .....	15
Figura 3 - Escorregamento em cunha .....	16
Figura 4 – Muro de concreto armado .....	22
Figura 5 - Muro de concreto ciclópico.....	24
Figura 6 - Muro de contenção do tipo pedra seca .....	26
Figura 7 – Muro de pedra argamassada .....	27
Figura 8 – Gabião do tipo caixa.....	28
Figura 9 – Modelo de gabião do tipo saco.....	30
Figura 10 – Gabião do tipo colchão.....	31
Figura 11 – Muro de solo-cimento ensacado .....	32
Figura 12 – Muro de contenção do tipo <i>crib wall</i> .....	33
Figura 13 – Muro de contenção em cortinas atirantadas .....	34
Figura 14 – Muro de contenção em cortinas cravadas.....	36
Figura 15 – Muro de contenção em terra armada .....	37
Figura 16 – Muro de contenção com o uso de pneus .....	40
Figura 17 – Marcação do ponto de nível .....	41
Figura 18 – Vista superior do Talude 1.....	42
Figura 19 – Vista da seção posterior do Talude 1 .....	43
Figura 20 – Vista superior do Talude 2.....	44
Figura 21 – Vista frontal do Talude 2 .....	45
Figura 22 – Vista superior do Talude 3.....	46
Figura 23 – Vista da lateral direita do Talude 3.....	47
Figura 24 – Vista superior do Talude 4.....	48
Figura 25 – Vista frontal do Talude 4 .....	49
Figura 26 – Vista superior do Talude 5.....	50
Figura 27 - Vista do terreno do Talude 5.....	51
Figura 28 - Detalhe dos pontos de referência do Talude 1.....	53
Figura 29 - Detalhe dos pontos de referência do Talude 2.....	56
Figura 30 - Detalhe dos pontos de referência do Talude 3.....	59
Figura 31 - Detalhe dos pontos de referência do Talude 4.....	62
Figura 32 - Detalhe dos pontos de referência do Talude 5.....	65

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dimensões dos gabiões do tipo caixa .....	29
Tabela 2 – Dimensões dos gabiões do tipo saco .....	30
Tabela 3 – Dimensões dos gabiões do tipo colchão .....	31

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	10
2	OBJETIVOS .....	11
2.1	Objetivo Geral .....	11
2.2	Objetivos Específicos .....	11
3	REFERENCIAL TEÓRICO .....	12
3.1	Movimentos de massa .....	12
3.1.1	Escorregamentos .....	12
3.1.1.1	Escorregamentos translacionais .....	13
3.1.1.2	Escorregamentos rotacionais .....	14
3.1.1.3	Escorregamentos em cunha.....	15
3.1.2	Escoamento .....	16
3.1.2.1	Corrida.....	16
3.1.2.2	Rastejo .....	17
3.1.3	Subsidência .....	18
3.1.3.1	Subsidências propriamente ditas .....	18
3.1.3.2	Recalques .....	18
3.1.3.3	Desabamentos .....	19
3.2	Verificações da estabilidade de taludes .....	19
3.3	Elementos que prejudicam a estabilidade de taludes.....	20
3.4	Obras de contenção .....	21
3.4.1	Muros de concreto armado.....	22
3.4.2	Muros de concreto ciclópico .....	24
3.4.3	Muros de pedra seca.....	25
3.4.4	Muros de pedra argamassada .....	26
3.4.5	Muros de gabião .....	27
3.4.5.1	Gabião caixa .....	28
3.4.5.3	Gabião tipo colchão .....	30
3.4.6	Muros de solo-cimento ensacado.....	31
3.4.7	Muros em fogueira “ <i>crib wall</i> ” .....	33
3.4.8	Cortinas atirantadas .....	33
3.4.9	Cortinas cravadas .....	36
3.4.10	Terra armada.....	37

3.4.11	Muros com uso de pneus .....	39
4	<b>MATERIAL E MÉTODOS</b> .....	40
4.1	Estudo topográfico.....	40
4.2	Local de estudo do Talude 1 .....	42
4.3	Local de estudo do Talude 2 .....	44
4.4	Local de estudo do Talude 3 .....	45
4.5	Local de estudo do Talude 4 .....	47
4.6	Local de estudo do Talude 5 .....	49
4.7	Escolha do tipo de contenção.....	51
5	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	52
5.1	Talude 1.....	52
5.1.1	Alternativas de contenção descartadas .....	53
5.1.2	Alternativas de contenção exequíveis.....	55
5.2	Talude 2.....	56
5.2.1	Alternativas de contenção descartadas .....	57
5.2.2	Alternativa de contenção exequível.....	58
5.3	Talude 3.....	59
5.3.1	Alternativas de contenção descartadas .....	60
5.3.2	Alternativas de contenção exequíveis.....	61
5.4	Talude 4.....	62
5.4.1	Alternativas de contenção descartadas .....	63
5.4.2	Alternativa de contenção exequível.....	64
5.5	Talude 5.....	64
5.5.1	Alternativas de contenção descartadas .....	65
5.5.2	Alternativas de contenção exequíveis.....	66
6	<b>CONCLUSÕES</b> .....	68
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	69

## 1 INTRODUÇÃO

A chuva é um dos principais elementos que causam instabilidade aos grandes maciços de terra, denominados taludes. A água infiltra no solo, através de seus poros, e tem o poder de modificar suas características físicas, deixando-o menos resistente e instável, principalmente nas regiões onde o solo fica totalmente desprotegido por causa do desflorestamento. A instabilidade de taludes também acontece devido ao crescimento contínuo e desordenado das cidades, levando a construções em locais onde a topografia é acidentada, que, por si só, apresentam grandes riscos de escorregamentos.

Os escorregamentos acontecem em virtude da baixa resistência dos materiais que compõem o talude, admitindo o movimento de massa devido à força gravitacional, ou ainda devido ao acréscimo de esforços atuantes que ultrapassam o limite de resistência ao cisalhamento. Quando ocorrem esses deslizamentos de massa, toda a área ao seu redor é afetada, principalmente em taludes onde existem várias construções, causando prejuízos enormes, devastação de bens públicos e privados, bloqueio de rodovias e várias mortes.

A criação de estruturas, que são utilizadas para evitar e reduzir os riscos que estes escorregamentos proporcionam, vem sendo cada vez mais estudadas, tendo como principal objetivo a melhoria dos processos de execução, oferecendo um arranjo estável e elevando consideravelmente as forças de resistência do maciço de terra. Essas estruturas recebem o nome de obras de contenção, e são executadas de acordo com a situação do local onde serão introduzidas, variando desde as mais simples até as mais complexas.

A importância das obras de contenção de taludes se estende em todas as áreas da construção civil, principalmente nas obras civis onde são realizados cortes e/ou aterros, áreas de encostas e contenção de taludes em rodovias. Devido a falta de espaço nas áreas urbanas, e também pelo tipo da topografia, é conveniente a realização desse tipo de estrutura, visando sempre a segurança, sendo que o movimento de terra pode modificar as características do solo, deixando-o vulnerável a desabamentos, colocando em risco a obra e as vidas humanas que a circundam.

Cada obra de contenção é um empreendimento específico, e isso é o que trás a importância de ser avaliado, dentro dos mais diferentes métodos, o que atende de forma mais adequada a cada situação, propondo sempre uma solução economicamente mais vantajosa.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo Geral**

Analisar a viabilidade técnica de obras de contenção de taludes no município de Arcos/MG levando em consideração a geometria dos taludes.

### **2.2 Objetivos Específicos**

- Estudar as características geométricas dos taludes,
- Definir as obras de contenção, exequíveis e não, dos taludes estudados.

### **3 REFERENCIAL TEÓRICO**

#### **3.1 Movimentos de massa**

Os movimentos de massa podem ser entendidos como impacto resultante do deslocamento de porções de solo, causando pequenos desastres naturais. Esses movimentos são frutos da ação do intemperismo e da fragmentação de rochas, especialmente em áreas acidentadas e montanhosas, que compõem uma parte considerável da erosão do terreno. Também se formam a partir do momento onde a coesão do solo, no terreno estudado, é superada pela força da gravidade. (ARAUJO; ALMEIDA; GUERRA, 2008).

De acordo com Brasil (2007), devido às várias possibilidades da existência desses fenômenos, há uma série de classificações que surgiram de pesquisas sobre tais movimentos de massa, realizadas por diversos profissionais, como engenheiros civis, geólogos, geógrafos e mecanicistas de solos, cada qual com um determinado tipo de objetivo a ser analisado.

Para Caputo (1987), os tipos de instabilidade dos maciços de terra ou de rocha, muitas vezes não são bem definidos e caracterizados, sendo os mais conhecidos, separados em três grandes grupos. O primeiro deles é o desprendimento de terra ou rocha, que surge quando uma determinada quantidade do solo de um talude se desprende do maciço, caindo livre e rapidamente, até encontrar uma superfície que favoreça sua acomodação. Existem ainda os escorregamentos, que são classificados como um tipo de movimento causado pelo deslizamento rápido de uma massa de solo ao longo de sua superfície, e o rastejo, formado pelo deslocamento de camadas superficiais sobre camadas mais profundas. Esses tipos de instabilidade são definidos como escorregamentos, escoamentos e subsidência.

##### **3.1.1 Escorregamentos**

Segundo Guidicini e Nieble (1984) os escorregamentos são movimentos de solo muito rápidos, de duração relativamente curta, em que o centro de gravidade se desloca, com ação da força gravitacional, para baixo e para fora do talude. Também são identificados como deslizamentos, encontrados principalmente em regiões

serranas e montanhosas, que abraçam os materiais que compõem a superfície, como vegetações, solos e rochas, formando um trajeto devastador.

Para Caputo (1987), esses deslizamentos ocorrem na presença de chuvas de curta duração e com intensidade elevada, como também em chuvas contínuas, de longa duração, que criam situações propícias para a perda da resistência do solo, principalmente nas encostas em ambientes úmidos e com elevado volume de precipitação. Esse fator explica a ocorrência dos deslizamentos nos períodos de grande precipitação pluviométrica, pois o peso específico do material é alterado com a saturação, o excesso de umidade aumenta a pressão neutra e conseqüentemente diminui a resistência ao cisalhamento. O acréscimo de peso desregrado em qualquer ponto do talude também forma uma das principais causas de escorregamentos, sendo classificadas como causas externas de deslizamentos, enquanto a ação da chuva é entendida como causa interna, por modificar a estrutura interna do solo.

De acordo com Gomes (2009), esses movimentos se equivalem a um finito deslocamento ao longo da superfície de escorregamento preexistente, ou seja, os deslizamentos tendem a percorrer caminhos no talude onde o solo apresenta uma geometria favorável ao escoamento de massa, sendo classificados em três tipos: escorregamentos translacionais, escorregamentos rotacionais e em cunha.

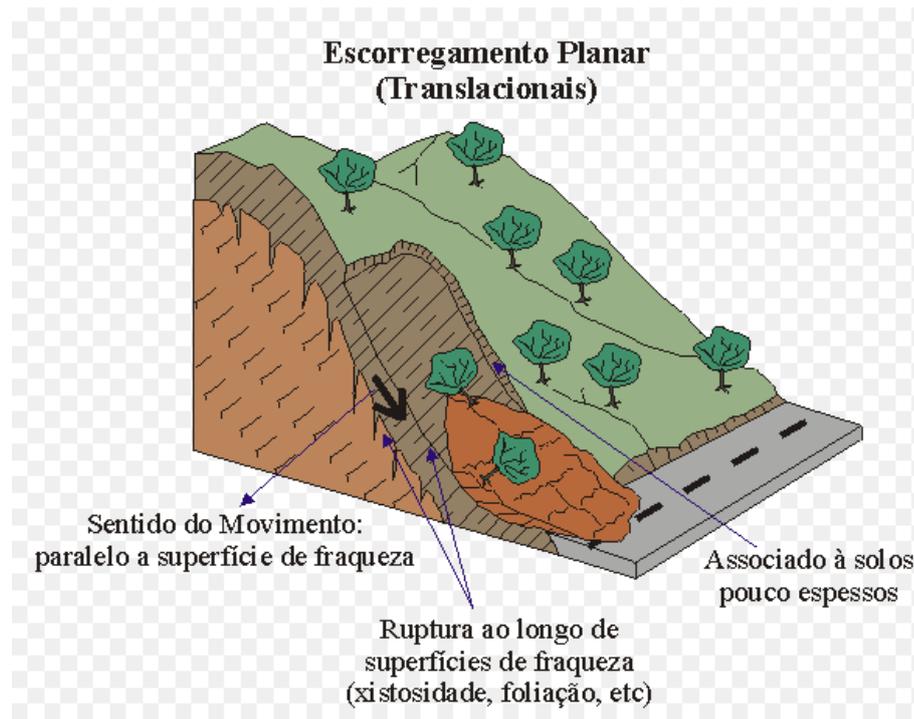
### **3.1.1.1 Escorregamentos translacionais**

Segundo Guidicini e Nieble (1984), entre os principais tipos de movimentos de massa destacam-se, por serem mais frequentes, os escorregamentos planares ou translacionais, que podem ser identificados em taludes mais abatidos e são frequentemente extensos, podendo atingir milhares de metros. São divididos em escorregamentos translacionais de solo, escorregamentos translacionais de solo e rocha e escorregamentos translacionais remontantes, causados por sucessivos escorregamentos em uma única face do talude.

Para Tominaga (2009), esse tipo de escorregamento acontece em razão da descontinuidade de alguma propriedade física e/ou mecânica no interior do solo, chamada de anisotropia, e se desenvolve ao longo de uma superfície de fraqueza, com duração curta e alta velocidade. Os escorregamentos translacionais tem por características o movimento de solos rasos, dentro do manto de alteração, com sua linha de ruptura variando de 0,5 a 5,0 metros de profundidade. Quando esse corpo

de solo em movimento se depara com algum obstáculo, sendo rochas ou trechos de solo mais resistente, é expulso do horizonte de deslizamento, formando um embarrigamento característico, que consiste no repouso desse corpo carregado sobre a superfície do obstáculo, como pode ser observado na FIG. 1.

Figura 1 - Escorregamento planar



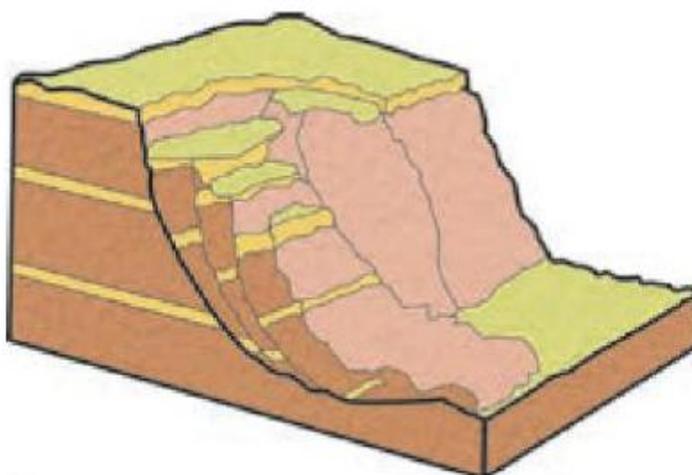
Fonte: Infanti Júnior & Fornasari Filho (1998)

### 3.1.1.2 Escorregamentos rotacionais

Os escorregamentos rotacionais são fenômenos verificados nas encostas, geralmente em solos homogêneos e mais espessos, movimentando o manto de alteração. São movimentos de solos que revestem a rocha, ao longo de uma superfície que possua linhas potenciais de ruptura, ou ao longo da própria superfície da rocha, que se desprendem causando deslizamentos catastróficos. Assim como os escorregamentos translacionais, os rotacionais também podem ocorrer em grandes extensões, onde a massa do terreno se escorrega de forma rotativa, delimitada de um lado pelo talude e do outro por uma superfície contínua de ruptura. Assim, cada escorregamento afeta a estabilidade da massa de solo existente atrás de si, gerando um novo escorregamento. (GUIDICINI; NIEBLE, 1984).

Segundo Popp (2010), tais escorregamentos se processam a partir de algumas possibilidades. A primeira delas é a escavação no pé do talude, que muda o ponto de apoio, deixando-o incompatível com o ângulo de atrito interno, em função da descontinuidade do terreno. Em seguida é o fator de carga exagerada, que contribui para o enfraquecimento de resistência ao cisalhamento na parte mais solicitada, causando linhas de ruptura ou rachaduras. As chuvas penetram por essas rachaduras, aumentam o peso do solo e favorecem o seu deslocamento. A aparência geral da superfície de escorregamento é estampada por montículos e depressões, como visto na FIG. 2; as árvores e o resto das vegetações permanecem em posição inclinada.

Figura 2 - Escorregamento rotacional

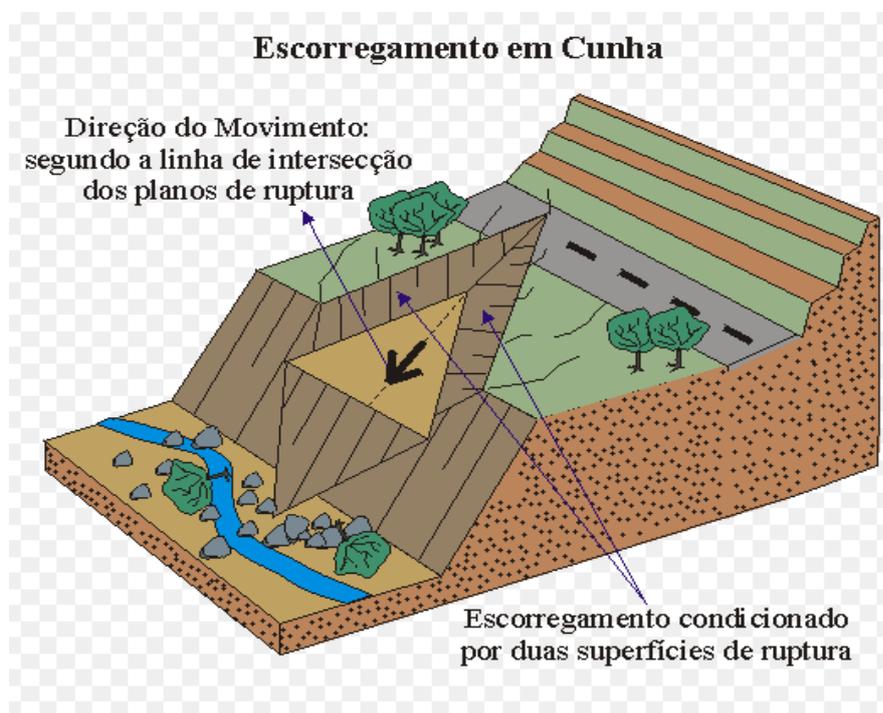


Fonte: TOMINAGA (2009)

### 3.1.1.3 Escorregamentos em cunha

Os escorregamentos em cunha ou deslizamentos estruturados são compostos pela junção de dois escorregamentos planares, perpendiculares à face do talude, que deslizam para o mesmo ponto até se encontrarem. A FIG. 3 mostra que esse movimento se estende ao longo de uma linha de intersecção entre as superfícies de escorregamento e, devido à inclinação do maciço, se desliza para a jusante do talude de forma triangular. É mais comum a existência desse seguimento em taludes de cortes ou encostas que passaram por algum processo natural ou antrópico. (BRASIL, 2007).

Figura 3 - Escorregamento em cunha



Fonte: Infanti Júnior & Fornasari Filho (1998)

### 3.1.2 Escoamento

De acordo com Popp (2010), escoamentos são interpretados por movimentos ou deformações contínuas que se desenvolvem no solo, diferentes dos escorregamentos. Podem ocorrer de forma rápida (corrida) ou lenta (rastejo), com velocidades variando de milímetros a alguns metros por ano, se movendo em direção às encostas de cotas inferiores, de acordo com o peso do material e da água contida em seu interior.

Guidicini e Nieble (1984) relataram que o termo escoamento, por ter caráter amplo, é pouco utilizado, em comparação aos termos de corrida e rastejo que são definidos da seguinte forma:

#### 3.1.2.1 Corrida

De acordo com Guidicini e Nieble (1984) as corridas são classificadas como formas rápidas de escoamento, geralmente causadas pelo encharcamento do solo por chuvas pesadas ou períodos longos de chuvas com intensidade menor. Dependendo da composição o solo pode fluir como um líquido, se atingir um determinado grau de fluidez. Esse elevado grau de fluidez pode ser alcançado com

simples adição de água, principalmente em solos bastante arenosos, ou ainda, pelo efeito de vibrações durante terremotos ou durante a cravação de estacas.

Produzem uma devastação muito maior do que todos os tipos de escorregamentos, desde as encostas, que são os locais onde se originam, durante o seu trajeto em cursos d'água e fundo dos vales até alcançarem as planícies, que são as áreas de repouso do material transportado. As corridas recebem outros nomes de acordo com a variação da viscosidade e do tipo do material que as compõem, sendo conhecidas também como corridas de terra, corridas de areia ou silte e, por fim, corridas de lama. (GUIDICINI; NIEBLE, 1984).

### **3.1.2.2 Rastejo**

De acordo com Popp (2010), o rastejo ou reptação também forma uma espécie de movimento de terra, porém, na maioria dos casos, não se registra ruptura, pois ocorre com velocidade extremamente baixa, variando entre milímetros a centímetros por ano, e na camada superficial do talude. Geralmente esse movimento se dá pelo pisoteio de animais, ação da infiltração de água no solo e também em função do peso da lixiviação de materiais com água contida, pela infiltração de águas.

A velocidade do movimento é uma das principais características que diferenciam o rastejo dos escorregamentos. Também se diferem pelo mecanismo de deformação. Enquanto nos escorregamentos este age como um sólido que tenha alcançado o seu limite de resistência ao cisalhamento, rompe-se drasticamente e se desliza pela superfície do maciço de terra, no rastejo, se assemelha ao de um líquido altamente viscoso, se desloca lentamente e, em alguns casos, atinge valores iguais aos de resistência máxima ao cisalhamento, formando um tipo de escorregamento. É justamente em razão da diferença do mecanismo de deformação que não existe uma separação entre o terreno estável e o terreno em movimento, quando analisado o movimento de terra do tipo rastejo. (GUIDICINI; NIEBLE, 1984).

Segundo Brasil (2007) podem observar-se algumas trincas ao longo da extensão do terreno, que se desenvolvem vagorosamente durante o deslocamento. Esse sistema de movimento não exhibe um plano de deformação bem definido no solo; são as árvores, postes, cercas e demais objetos fixos que, através da mudança de inclinação, acusam a sua ocorrência.

### **3.1.3 Subsidiência**

As subsidiências também representam movimentos de massas ou movimentos coletivos de solo e de rocha, num conjunto mais amplo. São caracterizadas por deslocamentos de deformações contínuas, movimentando apenas o maciço em sua direção vertical. Por apresentarem componente de deslocamento horizontal praticamente nulo, se diferem dos escorregamentos e dos escoamentos, pois não exercem forças nesse sentido para abrir uma frente de deslocamento, de acordo com Guidicini e Nieble (1984), e são divididas nas seguintes classificações: Subsidiências propriamente ditas, Recalques e Desabamentos.

#### **3.1.3.1 Subsidiências propriamente ditas**

De acordo com Sallun Filho (2009), representam alterações das condições naturais do maciço, causado pelo efeito de adensamento ou afundamento de suas camadas. O adensamento pode ser desenvolvido pela retirada de material sólido, líquido ou gasoso que compõe o substrato, obtido por processos naturais ou por ações antrópicas. Podem ser consideradas como forma de poluição, do ponto de vista ambiental, pois resultam no surgimento de áreas alagadiças, deixando a região vulnerável a inundações, e contribuem para a danificação precoce das estruturas ao seu redor.

#### **3.1.3.2 Recalques**

Segundo Mendes (2009), os recalques são definidos como movimentos de solos de origens verticais ocasionados pelo peso próprio do terreno ou deformações do subsolo por influência de outros agentes, como rebaixamento do nível do lençol freático, retirada de material de suporte lateral provocada por escavações e excesso de peso na sua camada superficial.

Apesar de não influenciarem de maneira direta nos movimentos de massa das encostas, os recalques formam as principais causas de trincas e rachaduras nas edificações. Sua classificação mais danosa é a de recalque diferencial, pois a estrutura se rebaixa com deslocamentos diferentes em pontos distintos do terreno, desenvolvendo esforços estruturais não previstos. Esses esforços são transmitidos

em toda a estrutura e, quando não são suportados, podem levar toda a obra à ruína. (CINTRA, 1998).

### **3.1.3.3 Desabamentos**

Para Guidicini e Nieble (1984), os desabamentos são caracterizados por movimentos extremamente bruscos pela ruptura ou remoção, parcial ou total, do substrato, que podem ter efeitos catastróficos, pois, na maioria dos casos, ocorrem em áreas povoadas. São mais registrados em serviços envolvendo escavações subterrâneas, em que o solo entra em colapso superficial e se desloca no sentido da escavação, arrastando com força de intensidade altíssima tudo que estiver em seu trajeto.

## **3.2 Verificações da estabilidade de taludes**

Em virtude da ocorrência de movimentos de massas ou de escorregamentos criados pelo aumento das tensões cisalhantes ou pela perda de resistência dos solos, as verificações de estabilidades de taludes se tornam de extrema importância. De modo geral, o aumento das tensões cisalhantes acontece devido a vários fatores, como: o aumento exagerado de cargas em seu topo, por construções, aterros e etc.; vibrações por terremotos e máquinas pesadas e também geradas por erosões, cortes e escavações. Já as modificações na estrutura como fissuras e esmagamentos, bem como intemperismo dos materiais constituintes e o aumento das poropressões, formam os fatores que mais prejudicam e diminuem consideravelmente a resistência. (POPP, 2010).

Segundo Guidicini e Nieble (1984) sempre que for necessário analisar os mecanismos de instabilidade dos taludes ou encostas, com o objetivo de criar uma obra de contenção ou apenas identificar algumas medidas emergenciais de prevenção a acidentes, alguns procedimentos de caracterizações geotécnicas específicas devem ser executados. Essa caracterização é obtida através da indicação de parâmetros qualitativos e quantitativos de unidades geológicas na área examinada, tendo como objetivo a previsão da reação dessas unidades em consequência de solicitações causadas por algum tipo de carga sobre a estrutura, a fim de determinar o mecanismo de movimentação e sua natureza.

De acordo com Reis (2010), os primeiros métodos convencionais de análise de estabilidade eram estudados sobre uma superfície possível de ruptura, buscando, através da avaliação das forças atuantes, uma previsão do ponto de ruptura. Taludes que os esforços resistentes, quando faziam relação com esforços solicitantes, geravam um módulo maior que um, eram considerados estáveis. Esses métodos foram perdendo espaço à medida que os avanços tecnológicos progrediam, principalmente da indústria de mineração, onde apenas a verificação do risco de ruptura não é capaz de garantir a segurança do mesmo.

Para Caputo (1987) os métodos mais atuais de estudo sobre a estabilidade de taludes se dividem em dois. No primeiro, conhecido como Método de Equilíbrio Limite, são escolhidas massas de alguns pontos aleatórios e verificam-se todas as condições de equilíbrio, encontrando a mais desfavorável. Essa massa de solo é tratada como um corpo rígido-plástico, ou seja, se rompe inesperadamente sem haver deformação, tomada como se estivesse em equilíbrio na iminência do deslizamento. As forças atuantes servem para determinarem a intensidade das tensões de cisalhamento que serão comparadas com os valores obtidos da resistência ao cisalhamento do solo. Já o segundo, Método de Análise das Tensões, as tensões são calculadas em todos os pontos e comparadas com as tensões resistentes, caso seja encontrados valores de tensões solicitantes maiores que os de resistência, serão identificadas zonas de rupturas, caso contrário, são identificadas zonas de equilíbrio.

Para Massad (2010), o que difere nos métodos de análise de estabilidade de talude, encontrados na literatura, se resume na maneira como consideram a massa de solo. A massa de solo do talude, por exemplo, é estudada como um todo no Método do Círculo de Atrito, enquanto outros métodos, a exemplo do Método Sueco, que também engloba os Métodos de Fellenius e Bishop Simplificado, consideram a massa subdividida em lamelas. Esses métodos (Fellenius e Bishop Simplificado) são de entendimento mais simples e proporcionam o desfecho de muitos problemas ligados a estabilidades de taludes, por isso são utilizados com mais frequência.

### **3.3 Elementos que prejudicam a estabilidade de taludes**

A ocupação dos solos, principalmente em áreas de encostas ou taludes urbanos, forma uma das principais causas de acidentes catastróficos que, na maioria

das vezes atingem pessoas de classes menos favorecidas, como em comunidades e favelas de cidades mais desenvolvidas. Essas pessoas fazem construções em locais de risco, sem levar em consideração as características físicas e as limitações do terreno. As encostas urbanas podem ser ocupadas dependendo da composição do solo, dos índices pluviométricos, da drenagem e, principalmente, da declividade, respeitando sempre as limitações determinadas pelo meio físico. (CAPUTO, 1987).

Dentro dos grupos dos principais elementos que prejudicam a estabilidade de taludes, a água é um dos principais indutores de escorregamentos. Por exemplo, no caso de chuvas de grande intensidade acarretará o aumento da pressão neutra, enquanto, em um possível rebaixamento do nível do lençol freático, provocará a diminuição da pressão neutra do solo, deixando-o instável e exposto aos movimentos em massa, segundo NBR 11682 (ABNT, 2006).

Guerra (1999) explica que a presença da vegetação é um fator indispensável para estabilidade de encostas, e os sistemas radiculares é uma técnica muito utilizada na engenharia civil para auxiliar na estabilidade dos taludes, evitando grandes infiltrações de água no solo. Para o autor os desmatamentos são fator prejudicial, que merecem uma atenção diferenciada, pois removem a camada de vegetação e aceleram o processo de erosão, além de eliminar a resistência criada pelas raízes

Em Brasil (2007) classificam-se os detritos como uma fonte potencial de deslizamentos, grande problema verificado em áreas urbanas com o lançamento de lixos na superfície, provocando a obstrução da drenagem natural do terreno. Por ser um material não coeso, em épocas de chuvas acontecem os escorregamentos, devido a grande quantidade de água retida em meio aos detritos.

A instabilidade dos taludes raramente é causada por um único elemento condicionante, sendo preciso a identificação dos elementos que mais prejudicam, com o intuito de adotar providências, corretivas ou preventivas, para manter o maciço sempre estável, com o auxílio de estruturas de contenção.

### **3.4 Obras de contenção**

Barros (2006) define as obras de contenção ou de arrimo como construções civis cuja finalidade é oferecer estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha. São estruturas que sustentam estes maciços e impedem o escorregamento

originado de seu próprio peso ou de cargas externas. Embora a geometria, o processo construtivo e os materiais utilizados nas obras de contenção sejam muito diferentes, sua finalidade permanece a mesma, ou seja, a contenção de uma eventual ruptura do maciço, de modo a suportar as pressões laterais exercidas sobre ele.

### 3.4.1 Muros de concreto armado

Segundo Carmo (2009), uma das principais características desse tipo de obra de contenção é a diminuição do volume da estrutura, sendo que a sua estabilidade é assegurada pelo peso do retroaterro em sua fundação, fazendo com que se comporte como muro de gravidade. (FIG. 4).

Figura 4 – Muro de concreto armado



Fonte: O autor (2014)

Devido ao emprego de armaduras de aço em seu interior, podem ser executados em grandes alturas, sendo pouco viáveis quando ultrapassam os 7 metros. Para maiores alturas é necessária a construção de contrafortes ou gigantes, que são estruturas verticais, em forma de pilares com grande área, destinadas a aumentar a rigidez da estrutura. Desde que atendam às enumerações dos projetos,

podem ser realizados em diferentes formas geométricas e, dependendo do tamanho da estrutura, com fundação direta ou profunda. (CARMO, 2009).

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), fundações diretas são estruturas cuja profundidade de assentamento seja menor que duas vezes a menor dimensão da fundação, formadas, na maioria dos casos, pelos elementos estruturais do tipo sapatas, sapatas associadas, vigas de fundação, blocos e radier. Já as fundações profundas, como o próprio nome sugere, são estruturas profundas em que a carga é transmitida ao terreno por meio da resistência de ponta, atrito lateral ou pela combinação das duas possibilidades, vista nas estacas e tubulões.

Os muros de concreto armado podem, ainda, ser construídos por dois principais elementos, sendo o muro propriamente dito ou tardo e a sapata de fundação (MOLITERNO, 1994). Para a realização dos cálculos deve-se considerá-lo como uma laje vertical, que recebe o carregamento do empuxo de terra, engastada na sapata que, por sua vez, irá transmitir o carregamento ao solo. Também é função da sapata servir de apoio para parte do maciço de terra que descansa sobre a mesma, após a sua construção total, dando um maior equilíbrio à estrutura.

Para a realização desse método de contenção, de acordo com Xavier (2011), é necessário seguir cinco passos primordiais. O primeiro deles é encontrar a intensidade de aplicação do empuxo. O segundo passo é encontrar a estrutura que mais se adapta ao maciço e realizar o pré-dimensionamento do muro. Em terceiro, a verificação da estabilidade global do sistema, conforme deslizamento, rotação e suporte. Em quarto vem a indicação dos carregamentos e dos esforços e, como quinto e último passo, a determinação da armadura resistente, através de cálculos específicos.

Segundo Carvalho (1991), esse tipo de muro não possui porosidade ao longo de sua estrutura, sendo necessária a execução de dispositivos de drenagem, a fim de aliviar a pressão causada pelo acúmulo de água no maciço contido. Esses dispositivos recebem o nome de barbacãs e são definidos como tubos que atravessam a seção transversal da estrutura, ligando o dreno vertical, geralmente feito com areia e/ou brita, e a face exterior da contenção. Santana (2006) diz que a posição dos barbacãs deve ser estudada de modo que não afete a esbelteza, pois os drenos expulsam as águas com pequenas partículas de solo, formando um caminho de lama na parede de concreto.

Segundo Moliterno (1994), para que não ocorram fissuras com a dilatação do concreto, providas de mudanças de temperaturas, é de fundamental importância a introdução de juntas de dilatação, compreendidas entre um espaçamento máximo de 25 metros, que devem ser preenchidas com material que permita a expansão e retração, sem que haja mudança na sua característica física. A compactação em sua face deve ser realizada manualmente com equipamentos mais leves, como o compactador sapo, para não causar sobrecarga e nem vibrações intensas que afetam a estrutura.

### 3.4.2 Muros de concreto ciclópico

De acordo com Soares et al. (2012), os muros de concreto ciclópico são estruturas compostas por concreto que possuem agregados graúdos com texturas diferentes, extraídos de blocos de rocha com variadas dimensões. (FIG. 5). Sua construção é realizada através do preenchimento de fôrmas, de madeira ou de ferro, que criam suas dimensões, sendo que, na grande maioria de suas aplicações, a altura possui cerca de duas vezes o comprimento transversal da base, formando um trapézio perfeito.

Figura 5 - Muro de concreto ciclópico



Fonte: GOULD (2013)

Para Onodera (2005), esse tipo de estrutura pode ser utilizada em taludes superiores a 3 metros de altura, mas não se torna viável em taludes superiores a 5 metros, pois não possui armaduras que auxiliam na flexão, trabalhando apenas como estrutura de gravidade. Necessita, assim, de grande área de base para suportar o empuxo causado pelo maciço de terra, elevando consideravelmente o custo final da obra.

Para evitar a sensação óptica de tombamento, os muros de concreto ciclópico devem ser especificados com angulações que permitem disfarçar essa impressão. De acordo com Jesus (2013), geralmente, para muros de face vertical e plana, são adotadas escalas que criam ângulos de, pelo menos, dois graus com a vertical, sempre no sentido do retroaterro,.

Para Soares et al. (2012) assim como nos muros de concreto armado, os dispositivos de drenagem também são executados de forma similar, pois essa estrutura também não permite a passagem de água. Para que o aspecto visual do muro não seja afetado, outra forma de realizar a drenagem é colocar uma manta de drenagem, na face tardoz, que direcione a água para uma saída criada na lateral do muro, deixando de lado a utilização de barbacãs.

### **3.4.3 Muros de pedra seca**

Segundo Jesus (2013), é o método mais simples de ser executado e menos oneroso, porém não pode ser especificado para conter taludes com altura superiores a 2 metros. São constituídos basicamente por pedras arranjadas manualmente, com diâmetro aproximado, sem o auxílio de materiais colantes. Sua resistência é garantida pelo atrito, posição e o peso das pedras, sendo necessária uma base com largura que gira em torno de 50% da sua altura, além de ser realizada em uma cota inferior à do terreno de sustentação, para evitar o deslizamento superficial de toda a estrutura.

De acordo com Mattos (2009), a simplicidade de construção reduz o seu custo, pois não utiliza fôrmas e nenhum outro tipo de material que não seja pedras. É também isento de dispositivos de drenagem, pois a água existente no talude se infiltra através das fendas deixadas pelas pedras.

A FIG. 6 nos mostra um exemplo do arranjo de contenção de solo com o sistema de pedra seca.

Figura 6 - Muro de contenção do tipo pedra seca



Fonte: Apartment therapy (2014)

#### **3.4.4 Muros de pedra argamassada**

De acordo com Carvalho (1991), os muros de pedra argamassada são quase idênticos aos muros de pedra seca, tendo como diferenças apenas o emprego de pedras com diâmetros diferenciados e a utilização de argamassa de cimento e areia como material colante, aumentando a aderência interior. A argamassa ao mesmo tempo em que une as pedras, para formar uma estrutura rígida, funciona como uma vedação da passagem de água, sendo de extrema necessidade a utilização de drenos. Por ser mais rígida, essa estrutura permite contenções de até 3 metros de altura. (FIG. 7).

Figura 7 – Muro de pedra argamassada



Fonte: LTD Engenharia (2004)

### 3.4.5 Muros de gabião

Segundo Onodera (2005), os muros de gabião são considerados como muros de gravidade, pois a resistência em contenção vem do seu peso próprio. Os gabiões são formados por gaiolas metálicas com fios de aço galvanizados, revestidos ou não com fibra de PVC, com dupla torção que formam uma malha hexagonal, preenchidas com pedras cujo diâmetro é maior que a malha, evitando o desprendimento da estrutura.

A vantagem da utilização do gabião é devido a sua flexibilidade, apesar de não conter estruturas de aço em seu interior, as gaiolas se acomodam facilmente em suas interações, permitindo até recalques diferenciais durante a extensão da estrutura, logicamente em proporções moderadas. Além dessa absorção, uma característica positiva é também a porosidade, pois não possuem nada dentro da estrutura que impeça a saída de água, favorecendo a diminuição da poropressão. Devido a essa porosidade, que gira em torno dos 30%, é necessário a utilização de mantas geotêxteis, na face a tardoz (interna), separando a contenção do maciço e, assim, garantindo a passagem de água sem a presença de finos do solo, que podem ocupar os vazios existentes entre as rochas e diminuir a porosidade da estrutura. (CARVALHO, 1991).

De acordo com Barros (2006), estruturas que possuem escalonamento, ou seja, construídas como degraus, na face interna ou externa, possuem maior resistência. Porém, para contenções que ultrapassam 5 metros de altura, é necessário que o escalonamento seja executado na face exterior, para que o centro de gravidade do muro fique dentro do maciço.

Barros (2006) disse ainda que existem três tipos de gabiões, utilizados de forma onde melhor se adaptam à necessidade da obra, nas seguintes formas: Gabião caixa, gabião tipo saco e gabião tipo colchão.

#### **3.4.5.1 Gabião caixa**

Esse tipo de gabião é mais utilizado como muro, compondo o corpo da contenção, ou ainda na contenção de encostas de canais de passagem de água, vinculando resistência à estabilidade. (FIG. 8).

Figura 8 – Gabião do tipo caixa



Fonte: Workmedia (2014)

Como a abertura da malha de aço possui 8 x 10cm, em todos os tipos de gabião, é necessário utilizar rochas de enchimento com diâmetro médio entre 12 e

15cm, sendo mais frequente o uso de calcário compactado, calcário mole, granito, basalto, arenito, traquito e pedra porosa. Por ser um sistema muito resistente, é executado com mais frequência em locais com grandes alturas, dependendo sempre das especificações dos projetos. A seguir estão expostas as principais dimensões de fornecimento (TAB. 1):

Tabela 1 - Dimensões dos gabiões do tipo caixa

Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)
1,50	1,00	0,50
2,00	1,00	0,50
3,00	1,00	0,50
4,00	1,00	0,50
5,00	1,00	0,50
6,00	1,50	0,50

Fonte: Barros (2006)

### 3.4.5.2 Gabião tipo saco

É uma malha metálica retangular de estrutura hexagonal que, após o preenchimento com pedras, é fechada nas bordas com um arame especial, formando um cilindro. Seu preenchimento é rápido e não depende de um arranjo tão criterioso das rochas quanto aos gabiões do tipo caixa. Existem duas formas de enchimento dos cilindros, sendo divididas em gabiões do tipo saco e gabiões do tipo bolsa.

O primeiro surge quando o saco de malha metálica é fechado, com um arame especial, em suas extremidades. Já o tipo bolsa recebe esse nome por ser fechado somente na lateral, também com arame especial que, assim como nos gabiões do tipo saco, passa alternadamente entre os furos da malha, o que possibilita sua montagem até mesmo no canteiro de obras. Geralmente empregado em locais de acesso difícil, em solos com capacidade baixa de suporte ou ainda totalmente saturados. Podem ser fabricados com dimensões variadas, dependendo da disponibilidade do fornecedor, mas são encontrados no mercado com as seguintes dimensões padrões (TAB. 2):

Tabela 2 – Dimensões dos gabiões do tipo saco

Comprimento (m)	Diâmetro (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
2,00	0,65	0,65
3,00	0,65	1,00
4,00	0,65	1,30
5,00	0,65	1,65
6,00	0,65	2,00

Fonte: Barros (2006).

A FIG. 9 nos revela o modelo do gabião do tipo saco, que difere do gabião do tipo bolsa pelo fechamento da sua estrutura metálica.

Figura 9 – Modelo de gabião do tipo saco



Fonte: LAND (2012)

### 3.4.5.3 Gabião tipo colchão

É uma estrutura flexível com área grande e espessura pequena, composto por uma base na forma de paralelepípedo, preenchida no local e fechada com arame especial. É mais utilizada como revestimento de taludes, plataforma de apoio para pequenas pontes e para proteção do fundo e das margens de canais d'água. Devido a essas aplicações os preenchimentos dos colchões devem ser conformes e arranjados, garantindo a robustez e esbeltez estrutural. Para a utilização em canais,

deve ser executado um revestimento com argamassa, com o intuito de deixar a superfície lisa para o perfeito escoamento d'água. Os colchões, como podem ser vistos na FIG. 10, assim como os gabiões saco, podem ser encomendados por medidas especiais, mas seguem os seguintes padrões (TAB. 3):

Tabela 3 – Dimensões dos gabiões do tipo colchão

Comprimento (m)	Largura (m)	Espessura (m)
4,00	2,00	0,17
4,00	2,00	0,23
4,00	2,00	0,30
5,00	2,00	0,17
5,00	2,00	0,23
5,00	2,00	0,30
6,00	2,00	0,17
6,00	2,00	0,23
6,00	2,00	0,30

Fonte: Barros (2006).

Figura 10 – Gabião do tipo colchão



Fonte: ARTUSA (2010)

### 3.4.6 Muros de solo-cimento ensacado

São obtidos através do empilhamento de sacos de poliéster preenchidos com solo-cimento. Para a realização da mistura de enchimento, o solo é submetido a um peneiramento, deixando sua textura homogênea, livre de materiais graúdos e de impurezas, em seguida, misturado com cimento com proporções volumétricas que

variam de 10:1 a 15:1(solo:cimento), dependendo sempre do solo a ser contido. Depois desse trabalho adiciona-se água, até que a mistura alcance a umidade ótima, conhecida através de ensaios de laboratório. (JESUS, 2013).

Ainda de acordo com a autora, na execução do muro, os sacos da mistura solo-cimento são posicionados de forma horizontal, de modo em que a camada superior fique desencontrada da camada inferior, formando uma espécie de amarração. (FIG. 11). Os sacos devem ser compactados individualmente e de forma manual, logo após serem posicionados, a fim de garantir uma grande densidade do muro, diminuindo o número de vazios existentes. (JESUS, 2013).

Figura 11 – Muro de solo-cimento ensacado



Fonte: DUVALLE (2011)

Segundo Santana (2006), esse tipo de contenção de taludes se mostra vantajosa pelo fato de não necessitar de mão de obra especializada, porém, como um fator limitante, é recomendável apenas para estruturas que não ultrapassem 5 metros de altura. Com o passar dos anos, os sacos se fragmentam totalmente e, apesar disso, o material solo-cimento se mantém da mesma forma em que foi construído. A face externa pode receber um acabamento mais fino, como argamassa de cimento e areia ou mesmo o plantio de gramas rasteiras que, além de contribuir com o aspecto visual da estrutura, favorece a prevenção de possíveis erosões.

### 3.4.7 Muros em fogueira “*crib wall*”

Para Carmo (2009), os muros do tipo “*crib wall*” são usualmente utilizados na contenção de aterros em encostas, pois se adaptam bem ao terreno de suporte e, devido ao seu travamento, são resistentes a recalques e outras movimentações em sua base. (FIG. 12).

Figura 12 – Muro de contenção do tipo *crib wall*



Fonte: Thomas Ben Limited (2007)

De acordo com Carvalho (1991), são construídos a partir do encaixamento de estruturas pré-moldadas de concreto armado, peças de aço ou de madeira, em forma de fogueira. Esse encaixamento forma uma espécie de gaiola que, assim como nos muros de gabião, são preenchidas com materiais granulares pesados, como blocos de rocha, seixos de maiores dimensões e até entulhos. Esse muro assume o papel de muro de gravidade, podendo atingir altura de aproximadamente 20 metros, razão pela qual é utilizado em encostas muito íngremes e pouco estáveis.

### 3.4.8 Cortinas atirantadas

São estruturas compostas por concreto armado, na forma de paredes, que abraçam as cabeças dos tirantes. Os tirantes são injetados no solo, solicitados a

forças de tração e presos nas paredes armadas, com a finalidade de suportar a carga exercida pelo maciço contido, tração e a força de punção criada por estes elementos. Essas forças são transmitidas por tirantes do tipo monobarra maciça ou por uma junção de vários cabos de aço com diâmetro menor, até alcançarem o diâmetro especificado no projeto. Os tirantes são produzidos em indústrias especializadas que garantem a utilização de materiais determinados pelas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas. (CORSINI, 2011).

A FIG. 13 mostra um perfil do método de construção em cortina atirantada que contém o solo de suporte de uma rodovia.

Figura 13 – Muro de contenção em cortinas atirantadas



Fonte: SOPE Engenharia (2014)

Na execução desse método de contenção é necessário seguir os seguintes passos, descritos por Massad (2010):

- Perfuração do maciço: é realizada através de equipamentos chamados de perfuratrizes, que, com o auxílio de uma broca, fazem o furo no talude. O ângulo de atuação dos tirantes, o seu diâmetro e a profundidade são determinados em projeto, sendo que, em solos menos resistentes esses parâmetros são modificados e a profundidade do furo vai até uma zona mais resistente do maciço, para evitar que os tirantes fiquem soltos dentro da linha de ruptura.
- Limpeza do interior: nessa fase é garantida a retirada de todos os detritos, para evitar a obstrução do canal perfurado, deixando-o livre para o lançamento dos tirantes.

- Instalação dos tirantes: são montados de acordo com o projeto, sendo feitos de barras de aço maciças ou cordoalhas, tratadas contra a corrosão, montadas antes de ser colocadas no furo, evitando um atrito grande, que possa gerar ruptura de parede e obstrução do furo.
- Lançamento da calda de cimento: essa calda tem a finalidade de evitar o contato direto dos tirantes com o solo ao longo do furo, criando uma espécie de camisa protetora, chamada de bainha de proteção contra a corrosão. É ela também que, através de seu volume e pressão de aplicação, garante a ancoragem dos tirantes ao maciço, por meio de um bulbo formado na ponta enterrada. Seu lançamento é realizado por mangotes que vão até o fundo do furo, onde é gerado o bulbo através da pressão.
- Protensão: é realizada após todo o processo de cura da calda de cimento de ancoragem. Consiste em tracionar os tirantes com o auxílio de macacos hidráulicos, seguindo os ensaios de protensão especificados na NBR 5629.
- Execução da cortina armada: nessa etapa é realizada a contenção do talude. Todos os tirantes são ancorados, por meio de cabeça de aço e placas de apoio, na parede armada executada em etapas de 1 m<sup>2</sup>, onde os esforços são transmitidos ao longo de toda estrutura. A tração dos tirantes que garante a estabilidade da obra de contenção. É necessária a construção de uma proteção para evitar a corrosão dessas cabeças, que, geralmente, são realizadas com pinturas anticorrosivas e posteriormente concretadas.

Esse tipo de estrutura é bastante utilizado em áreas urbanas que possuem topografia bastante acidentada, em obras ferroviárias, rodoviárias e onde tem-se a necessidade de contenção de taludes e encostas. Seu sentido de construção pode variar dependendo do local a ser contido, sendo necessário o corte parcial no talude, de cima para baixo, na medida em que a concretagem da cortina seja executada. Para taludes com reaterro o sentido da construção da cortina é de baixo para cima, sendo necessária a utilização de elementos de drenagem ou considerar nos cálculos a carga da pressão neutra, causada pelo acúmulo de água no talude. (FIAMONCINI, 2009).

Teixeira (2011) disse que apesar da eficiência da cortina ser muito boa, requer mão de obra especializada, fator que eleva consideravelmente o preço final da estrutura e, ainda, possui limitações quanto à sua utilização em áreas urbanas

muito densas, pois os tirantes podem penetrar nos terrenos vizinhos, deformar o solo e causar riscos à construções ao seu redor.

### 3.4.9 Cortinas cravadas

De acordo com Carvalho (1991), esse tipo de estrutura é amplamente utilizado em obras provisórias de contenção de taludes, pois não possui fundações que permitam elevadas alturas, sendo que a ficha (parte enterrada da estaca) é a principal parte da estrutura encarregada de suportar a flexão. (FIG. 14).

Figura 14 – Muro de contenção em cortinas cravadas



Fonte: Tecnisa (2013)

Resume-se na introdução de perfis metálicos, estacas pré-moldadas ou peças de madeiras que servem como apoio vertical na construção do muro de arrimo. Essas peças verticais podem ser cravadas no solo com distância mínima, formando uma cortina de estacas ou, ainda, cravadas com distâncias maiores, onde os vãos são preenchidos na forma horizontal, com madeiras, placas de aço ou concreto armado, todos dimensionados para resistirem aos esforços solicitantes provocados pelo empuxo de terra. (CARVALHO,1991).

### 3.4.10 Terra armada

De acordo com Carvalho (1991), é um sistema de contenção composto pela aplicação de armaduras sobrepostas em solos compactados, que recebem um acabamento externo, chamado de paramento, formado por placas metálicas ou de concreto. Seus principais componentes podem ser vistos na FIG. 15 e são divididos em três partes, sendo:

- Volume armado, que consiste no solo que rodeia as armaduras com a função de garantir o travamento da estrutura.
- As armaduras, sendo identificadas como elementos na forma de varões ou tiras flexíveis e lineares que funcionam o tempo todo a tração, gerada a partir do peso e da tendência de movimento dos taludes. Geralmente são produzidas de aço galvanizado tratado contra corrosões, aço inoxidável ou com ligas de baixo teor de carbono (reforço inextensível). Podem também ser compostas por fitas de poliéster de alta aderência (reforço extensível).
- As peles, responsáveis pelo acabamento final da estrutura, que podem ser executadas por placas metálicas rígidas e na forma de escamas ou, ainda, por concreto. Essa parte não possui função estrutural, sendo instalada por parafusos que a liga nas armaduras, evitando que o solo sofra com as ações das intempéries.

Figura 15 – Muro de contenção em terra armada



Fonte: MOREIRA SOBRINHO (2013)

Para Silva (2012), além do volume armado, armadura e as peles, também podem ser classificadas com componentes estruturais da terra armada as soleiras. Essas são definidas por uma estrutura de base para a primeira fiada dos painéis de paramento, feitas em concreto simples, betonado no local da obra. A geometria desse soco de nivelamento (soleira) é adotada geralmente em uma proporção de 2:1 (largura:altura), sendo que a sua principal função é nivelar a base da estrutura e resistir aos pequenos esforços pontuais gerados pela pele.

O sistema funciona a partir da interação entre o solo e as tiras flexíveis de aço. Essas tiras são responsáveis por aumentarem o poder de suporte interior do solo, que, através do atrito, passa tensões de tração que são resistidas pelas fitas de aço. Desse modo, o acréscimo de resistência de tração do solo, ocasionado pelo aço das armaduras, será máximo quando estiverem dispostos da maneira correta, ou seja, na horizontal do talude, para que a força de atrito impeça seu movimento para fora do maciço, quando tender a deslizar-se, de acordo com NBR 9286 (ABNT, 1986).

Ainda de acordo com a NBR 9286 (ABNT, 1986), dependendo do estado de tensão em que o solo se encontra após ser compactado, pode ocorrer o fenômeno da dilatação, que significa uma mudança do seu volume quando é submetido a tensões cisalhantes variadas. Essa dilatação cria uma pressão na armadura que fica ainda mais confinada pelo solo envolvente, evitando qualquer tipo de movimento horizontal.

Para Moreira Sobrinho (2013), o sistema de terra armada ganha um espaço no cenário das obras de contenção pelo seu processo construtivo, que, apesar da montagem trabalhosa, não necessita de mão de obra especializada. Outras vantagens que podem ser observadas, de acordo com Félix (1991), são os métodos de construção de forma acelerada, que dispensam o uso de grandes equipamentos, andaimes e qualquer tipo de escoramento, reduzindo, assim, a área do canteiro de preparação. Quando comparada a outros tipos de contenção, sua flexibilidade desperta a atenção, pois admite até recalques diferenciados, intoleráveis para a maioria das estruturas, sem perder sua função primordial e podendo ser executada em alturas da ordem de 20 metros.

Silva (2012) descreve que, como toda obra, existem alguns pontos negativos quanto à sua utilização, a começar pelo espaço utilizado atrás da estrutura, sendo que as tiras metálicas tem que ter um comprimento de, pelo menos, 80% da altura

total da estrutura para garantir a estabilidade interna e externa. Outro fator é a utilização de solo granular selecionado para ser compactado, uma vez que, dependendo da falta na região, pode ser necessário o transporte desse material, alterando consideravelmente o custo final.

#### **3.4.11 Muros com uso de pneus**

De acordo com Jesus (2013), os muros de pneus trabalham como muros de gravidade com grande flexibilidade, se acomodam aos recalques do terreno e, por esse motivo, não são recomendados em taludes que sirvam de suporte para cargas vindas de edificações, ferrovias e rodovias, que são obras que não suportam deformações na base.

Uma das principais vantagens desse tipo de contenção, segundo Souza (2002), vem da reutilização de pneus descartados, o que evita que sejam lançados em locais impróprios, agredindo os solos e servindo de fonte criadora de doenças epidêmicas (como a dengue e febre amarela), além de ajudar na manutenção do meio-ambiente.

Em sua construção, de acordo com Jesus (2013), os pneus são cortados ao meio durante todo o seu perímetro e separados em duas faces iguais. Depois, são amarrados entre si, preenchidos por solo e pedras, fazendo toda a extensão da base do talude. Nas camadas superiores os pneus devem ser centralizados, ou seja, colocado o cento da circunferência exatamente sobre a junção dos pneus debaixo, criando uma amarração entre todas as camadas até atingir a altura necessária.

Esse tipo de estrutura não atinge grandes alturas, sendo mais comum a utilização em taludes de até 5 metros, por trabalhar somente com o peso próprio. Sua base deve ser dimensionada com a largura variando entre 40 a 60% de sua altura total. Também deve ser executado um acabamento de proteção ao final da construção, como concreto projetado, muros de alvenaria com tijolos de concreto ou vegetação rasteira, com o intuito de evitar pequenas erosões de solo, danificações e mesmo incêndios, provocados por vândalos. (CARMO, 2009).

A FIG. 16 exibe um perfil do método de construção do muro de contenção com uso de pneus.

Figura 16 – Muro de contenção com o uso de pneus



Fonte: PINTO (2012)

## 4 MATERIAL E MÉTODOS

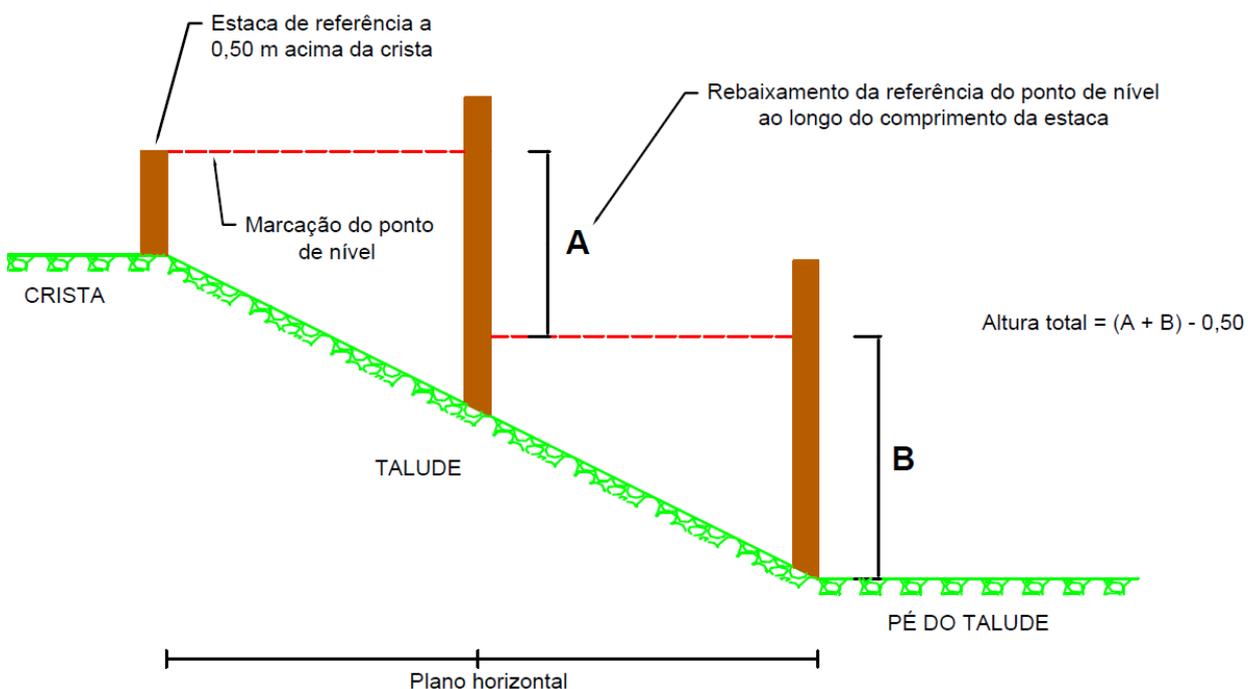
### 4.1 Estudo topográfico

Os equipamentos utilizados para realizar o levantamento topográfico nesse estudo foram: receptor de sinal GPS, que foi empregado para determinar o posicionamento geográfico dos pontos que formam o perímetro dos terrenos em que os taludes estão inseridos; trena de fita metálica e trena a laser, utilizadas para mensurar as distâncias entre os pontos e a diferença de nível entre o terreno e a crista dos taludes, com auxílio de mangueira de nível e estacas de madeira de 2 metros, fixadas no solo e devidamente aprumadas com prumo de face.

Com isso, as alturas dos taludes foram obtidas através do somatório das diferenças de níveis entre pontos marcados nas estacas cravadas ao longo de toda a superfície do solo em declínio. Essas estacas foram cravadas no solo e aprumadas para serem utilizadas como pontos de referência. Depois, para facilitar a marcação, foi determinado um ponto na crista do talude com uma altura de 0,50 metros do solo e o nível desse ponto foi transferido com a mangueira de nível e marcado com um lápis na estaca posterior.

Como os taludes possuem grandes inclinações, foi preciso descer a marcação de referência do ponto de nível ao longo do comprimento da estaca, como mostra o croqui na FIG. 17, a partir da segunda estaca, com valores medidos pela trena até que a referência marcada permanecesse a 0,50 metros do solo. As marcações foram modificadas para que se tornasse possível a realização de uma nova marcação na próxima estaca, fazendo uma espécie de escada com o ponto de nível (processo de escalonamento). À medida que as estacas se distanciam, no plano horizontal, suas alturas se modificam drasticamente, sendo fundamental a utilização do processo de escalonamento para neutralizar esta diferença e realizar corretamente a marcação da diferença de nível.

Figura 17 – Marcação do ponto de nível



Fonte: O autor (2014)

A diferença entre as medidas das marcações modificadas nas estacas foram somadas e anotadas em separado. Esse processo se repetiu até que o pé do talude fosse alcançado, de modo que o somatório desses rebaixamentos dos pontos de níveis, descontando 0,50 metros que foi somado no primeiro ponto, compôs a altura total do talude. As estacas foram separadas no plano horizontal dependendo da necessidade de mudança de nível em cada talude.

## 4.2 Local de estudo do Talude 1

O talude estudado encontra-se na esquina, entre as ruas Ipanema e Caneto Vieira, do bairro São Pedro, no município de Arcos – MG, localizado a aproximadamente 210 km da capital, Belo Horizonte. A FIG. 18 mostra a vista superior, demarcada em vermelho, da área total do talude.

Figura 18 – Vista superior do Talude 1



Fonte: Google Earth (2014)

Nele será construído um estacionamento que comporte a demanda do bairro, visto que em suas imediações se encontram duas escolas de ensino técnico. O terreno possui geometria retangular, com 20 metros de comprimento em sua frente e 30 metros de lateral, totalizando uma área de 600m<sup>2</sup>, desenhado pelas seguintes coordenadas geográficas:

- Primeiro ponto:  
Latitude: 20° 16' 47.640" Sul  
Longitude: 45° 32' 50.320" Oeste  
Altitude: 749 metros
- Segundo ponto:  
Latitude: 20° 16' 47.470" Sul  
Longitude: 45° 32' 49.300" Oeste  
Altitude: 741 metros

- Terceiro ponto:  
Latitude: 20° 16' 47" Sul  
Longitude: 45° 32' 51.100" Oeste  
Altitude: 748 metros
- Quarto ponto:  
Latitude: 20° 16' 46.840" Sul  
Longitude: 45° 32' 49.420" Oeste  
Altitude: 740 metros

Na região do bairro, assim como em grande parte da cidade, o relevo é muito acidentado, como pode ser visto na FIG. 19, com grandes ondulações e indícios que comprovam a existência de alguns tipos de movimentos de massa durante a sua formação. Com a expansão acelerada das áreas construídas sobre esse relevo, surge a necessidade de estudos sobre a contenção dos solos, visando a melhor relação custo-benefício.

Figura 19 – Vista da seção posterior do Talude 1



Fonte: O autor (2014)

### 4.3 Local de estudo do Talude 2

Está situado entre a Avenida João Vaz Sobrinho – trecho II e a Rua Lucas Luís de Faria, na altura do bairro Vila Boa Vista, na cidade de Arcos - MG. A FIG. 20 mostra a demarcação da área e a sua localização entre a avenida e a rua.

Figura 20 – Vista superior do Talude 2



Fonte: Google Earth (2014)

Na crista do talude existem várias residências voltadas para Rua Lucas Luís de Faria, que possui maior altitude. Em seu pé, ou seja, na parte inferior, voltada para Avenida João Vaz Sobrinho, será construído um posto de combustível, fator que eleva ainda mais o grau de importância de uma estrutura bem planejada, pois qualquer tipo de movimento do solo, além arrastar as casas, pode invadir a área de bombas do posto e causar um desastre.

O terreno onde será construído o posto, exibido na FIG. 21, possui uma área de 1500m<sup>2</sup> compreendido entre as seguintes coordenadas geográficas:

- Primeiro ponto:  
Latitude: 20° 17' 09.460" Sul  
Longitude: 45° 32' 02.810" Oeste  
Altitude: 725 metros
- Segundo ponto:  
Latitude: 20° 17' 08.900" Sul  
Longitude: 45° 32' 01.640" Oeste

- Altitude: 729 metros
- Terceiro ponto:  
Latitude: 20° 17' 07.850" Sul  
Longitude: 45° 32' 02.980" Oeste  
Altitude: 725 metros
  - Quarto ponto:  
Latitude: 20° 16' 07.480" Sul  
Longitude: 45° 32' 02.140" Oeste  
Altitude: 725 metros

Figura 21 – Vista frontal do Talude 2



Fonte: O autor (2014)

#### 4.4 Local de estudo do Talude 3

O terceiro talude estudado está localizado no bairro Bunitis, na esquina entre as ruas Teixeira e Borges e Rodrigues de Souza, também na cidade de Arcos - MG. O lote em que forma o talude, exibido no FIG. 22, é relativamente plano, porém o seu fundo faz divisa com um terreno que possui uma diferença de nível na ordem de 4 metros. A lateral direita, que faz divisa com a Rua Teixeira e Borges, devido ao seu

grande declive, também possui a mesma diferença de nível. Com isso, o muro será executado no fundo do terreno e na lateral direita e, também, deverá resistir ao empuxo criado pelo peso próprio do solo e o peso de uma residência simples, com 92 m<sup>2</sup> de área construída.

Figura 22 – Vista superior do Talude 3



Fonte: Google Earth (2014)

O talude estudado está localizado ao fundo do terreno, com forma retangular, que possui 12 metros de frente e 20 metros de lateral, perfazendo uma área total de 240m<sup>2</sup>, limitado pelas coordenadas geográficas descritas abaixo:

- Primeiro ponto:  
Latitude: 20° 16' 56.610" Sul  
Longitude: 45° 31' 53.220" Oeste  
Altitude: 723 metros
- Segundo ponto:  
Latitude: 20° 16' 56.160" Sul  
Longitude: 45° 31' 52.710" Oeste  
Altitude: 724 metros
- Terceiro ponto:  
Latitude: 20° 16' 56.310" Sul  
Longitude: 45° 31' 53.500" Oeste

Altitude: 722 metros

- Quarto ponto:

Latitude: 20° 16' 55.860" Sul

Longitude: 45° 31' 52.990" Oeste

Altitude: 723 metros

A FIG. 23 ilustra a vista lateral direita do talude estudado, voltado à Rua Teixeira e Borges.

Figura 23 – Vista da lateral direita do Talude 3



Fonte: O autor (2014)

#### 4.5 Local de estudo do Talude 4

A área do talude estudado encontra-se entre as ruas Rivalino Ananias, Sebastião Rodrigues de Souza, João C. Oliveira e Chico Cuca, no bairro Alvorada, em Arcos - MG. (FIG. 24). Nesse terreno será construída uma quadra poliesportiva e uma praça de lazer e recreação para os moradores do bairro.

Figura 24 – Vista superior do Talude 4



Fonte: Google Earth (2014)

A área do terreno em que se encontra o quarto talude é de 5400m<sup>2</sup>, com 60 metros de frente e 90 metros de lateral. Sua dimensão espacial é representada pelas seguintes coordenadas geográficas:

- Primeiro ponto:  
Latitude: 20° 16' 49.180" Sul  
Longitude: 45° 31' 31.850" Oeste  
Altitude: 761 metros
- Segundo ponto:  
Latitude: 20° 16' 46.390" Sul  
Longitude: 45° 31' 30.970" Oeste  
Altitude: 762 metros
- Terceiro ponto:  
Latitude: 20° 16' 48.550" Sul  
Longitude: 45° 33' 33.940" Oeste  
Altitude: 762 metros
- Quarto ponto:  
Latitude: 20° 16' 45.820" Sul  
Longitude: 45° 32' 32.980" Oeste  
Altitude: 761 metros

Na FIG. 25 é possível identificar a altura bem como a disposição das ruas em sua crista.

Figura 25 – Vista frontal do Talude 4



Fonte: O autor (2014)

#### **4.6 Local de estudo do Talude 5**

O quinto talude é encontrado no bairro São Vicente, na cidade de Arcos – MG, entre as ruas Francisco Procópio dos Santos e São Luís. No loteamento, que pertence à Prefeitura Municipal de Arcos, será construída uma praça com uma academia popular a céu aberto, como várias outras já existentes na cidade.

A FIG. 26 exibe uma vista superior em que pode ser observado o contorno do terreno desenhado pelas linhas em vermelho.

Figura 26 – Vista superior do Talude 5



Fonte: Google Earth (2014)

O terreno, como pode ser visto na FIG. 27, possui geometria retangular, com 63 metros de frente e 18 metros de lateral, formando uma área total de 1134m<sup>2</sup> delimitado pelas coordenadas geográficas:

- Primeiro ponto:  
Latitude: 20° 17' 24.420" Sul  
Longitude: 45° 32' 12.480" Oeste  
Altitude: 744 metros
- Segundo ponto:  
Latitude: 20° 17' 26.480" Sul  
Longitude: 45° 32' 12.470" Oeste  
Altitude: 745 metros
- Terceiro ponto:  
Latitude: 20° 17' 24.350" Sul  
Longitude: 45° 32' 11.850" Oeste  
Altitude: 743 metros
- Quarto ponto:  
Latitude: 20° 17' 26.460" Sul  
Longitude: 45° 32' 11.980" Oeste  
Altitude: 743 metros

Figura 27 - Vista do terreno do Talude 5



Fonte: O autor (2014)

#### **4.7 Escolha do tipo de contenção**

Para a seleção do tipo mais adequado de contenção a ser executado em um determinado talude é imprescindível analisar os aspectos do meio físico de toda a região e dos principais processos de instabilização, ocorridos por corte e/ou aterros.

Pelo estudo topográfico, foram obtidas coordenadas geográficas que moldam a área do terreno, bem como a diferença de nível em pontos desejados, para a determinação real da geometria e de todo o volume de solo a ser vencido pela contenção.

Para cada talude selecionado foram obtidos dados topográficos que permitiram a criação de perfis dos solos, para que as obras de contenção pudessem ser estudadas, em função de suas limitações técnicas e geométricas, definindo-se assim, quais estruturas que melhor se adaptam a toda área de inserção da contenção.

Outro fator importante para a escolha da contenção é o tipo de solo e suas características. Porém, para efeito de comparação entre as estruturas, foi considerado que todos os solos possuem os mesmos parâmetros físicos, sendo assim, o estudo tornou-se mais direto e fundamentado primordialmente na construção geométrica de cada talude.

Assim, foram selecionadas alternativas e métodos distintos com o objetivo de adequar a melhor situação para a estabilização do terreno, variando desde os muros de arrimo mais simples até obras mais complexas encontradas na literatura. Com isso, foi realizado um processo eliminatório, levando em consideração somente as limitações técnicas e geométricas de cada estrutura, após o qual se pode concluir que, se considerada apenas a geometria do talude, diversas são as obras de contenção aplicáveis a cada espécie, não tendo sido detalhados os custos para a execução de cada uma destas modalidades.

## **5 RESULTADOS E DISCUSSÃO**

### **5.1 Talude 1**

Como o talude está no encontro de duas ruas em aclive o solo natural é bastante acidentado, com declividade de 60%, visto que a maior diferença de nível é encontrada já na metade do comprimento lateral do terreno. Por isso, deveria ser executado um aterro, sobre o solo natural, para que a altitude, em qualquer ponto do terreno, se mantivesse igual a 749 metros. Sendo assim, tornaria necessária a construção de uma obra de contenção desse maciço de terra, com parede vertical lisa para não atrapalhar os lotes confrontantes.

O muro de contenção deveria ser executado do primeiro ponto até o segundo, onde foi observada a diferença de nível igual a 8 metros, do segundo até o quarto ponto, com a diferença de nível igual a 9 metros, em relação ao primeiro ponto, e por fim, do quarto até o terceiro ponto, com a diferença de nível de 1 metro, também em relação ao primeiro ponto. Diante disso, a maior diferença de nível a ser vencida pela contenção seria de 9 metros. (FIG. 28).

Figura 28 - Detalhe dos pontos de referência do Talude 1



Fonte: O autor (2014)

### 5.1.1 Alternativas de contenção descartadas

O muro em alvenaria de pedras, apesar de ser uma opção relativamente barato, solicita uma área abrangente e, por isso, nem sempre é uma alternativa viável, pois pode ser necessária a utilização da área a jusante da contenção, em terrenos vizinhos, para qualquer outro tipo de empreendimento (CARVALHO, 1991; JESUS, 2013). Nesse caso, essa opção foi descartada pelo seu baixo suporte em contenções, não sendo utilizadas em estruturas maiores que 3 metros, ficando, assim, incompatível com a altura final do talude.

Esse tipo de estrutura é mais utilizada em taludes ao longo de rodovias fora de áreas urbanas, contendo solos de corte ou aterro. Também se faz necessário, em função dos esforços provocados pelo empuxo de terra e até mesmo pelo seu peso próprio, um estudo bem minucioso com relação à capacidade dos materiais empregados, a fim de evitar o rompimento da estrutura.

Outro tipo de contenção que não se adaptaria ao talude é o gabião. Esse método foi descartado por causa da altura do talude a ser contido. Seria necessária a realização de um escalonamento exterior, para deixar o seu ponto de equilíbrio

dentro do maciço de terra, conforme foi estudado anteriormente por Barros (2006). Esta estrutura trabalha na contenção com o seu peso próprio e os gabiões do tipo caixa estariam aptos a conter o talude se não fosse necessário o escalonamento exterior, razão principal do descarte, pois afetaria a área do loteamento de divisa.

Já os gabiões do tipo colchão e do tipo bolsa, devido às suas respectivas dimensões, não poderiam ser utilizados. O primeiro foi descartado porque para atingir a área de contenção desejada, como sua maior altura é de apenas 0,30 metros, seria necessário diversos colchões, elevando demasiadamente o custo da obra. O segundo pelo mesmo motivo, pois seu diâmetro é fixo em 0,65 metros e, também, utilizaria muito cilindros.

Por ser uma estrutura que trabalha na contenção apenas com seu peso próprio, como descrito por Onodera (2005), o muro em concreto ciclópico também foi eliminado pela mesma razão do muro em alvenaria de pedras, pois não utiliza armaduras de aço em seu interior. Por esse motivo é necessário aumentar consideravelmente a largura de sua fundação à medida em que sua altura aumenta, elevando também o custo da estrutura, pelo volume de concreto a ser utilizado. Além de ser mais comum e viável, sua utilização é verificada em taludes rodoviários e em perímetro urbano, mas não ultrapassando 5 metros de altura.

Ainda dentro do grupo das obras que utilizam o peso próprio para a estabilização do terreno e são construídas com reaterro, os muros de solo-cimento e o de pneus também não seriam aplicáveis ao talude em questão. Além de serem recomendados por Santana (2006) e Carmo (2009) para alturas inferiores a 5 metros, assim como as contenções citadas anteriormente, precisam de uma área de seção transversal muito ampla, invadindo o terreno vizinho. Esses dois tipos de contenção, principalmente com pneus, por ser flexível, também não suportam grandes intensidades de cargas aplicadas na crista do talude, deixando de ser exequíveis em se tratando de taludes de suporte para construções.

No grupo das obras de contenção sem reaterro, estão compreendidas as contenções em cortina cravada e cortina atirantada. As cortinas cravadas, como disse Carvalho (1991), são mais aplicadas como obras provisórias e não suportam grandes cargas e nem grandes alturas, por não possuírem fundação que permita a estabilidade global da estrutura. Diante disso, a sua utilização de forma equivocada deixa toda a obra vulnerável a escorregamentos e descontinuidade de sua seção, provocada pelo empuxo de terra.

Já as cortinas atirantadas foram descartadas nesse processo pela sua inviabilidade econômica. Apesar de este sistema ser exequível também em taludes de reaterro, seus tirantes devem passar por toda a camada de reaterro até serem ancorados no solo mais resistente (MASSAD, 2010). Como nesse estudo a distância do talude original, ou seja, a parte de maior resistência e sem reaterro é muito grande, na ordem de 30 metros, esse processo seria bastante oneroso, além de ser necessária a verificação da resistência dos tirantes, através de ensaios com macacos hidráulicos. Outro fator limitante é a inclinação aguda, dificultando o trabalho de maquinário pesado para a realização de cortes, espalhamento e compactação do solo.

### **5.1.2 Alternativas de contenção exequíveis**

Foi visto em Carmo (2009) que o concreto armado é um dos materiais mais empregados na construção de obras de contenção de terra em áreas urbanas, pois forma, do ponto de vista geométrico, uma parede vertical esbelta e, por isso, não atrapalha os terrenos vizinhos. Outra grande vantagem desse muro é também a redução da sua seção transversal, que implica na diminuição do volume de concreto. Porém, devido a esse fator, são empregadas altas taxas de armadura de aço na junção de suas lajes, vertical e horizontal, elevando o custo final da obra.

Devido à solicitação de altura do talude em estudo, deveria ser prevista a construção de contrafortes na parte a tardoz da contenção (CARMO, 2009). Isso acarretaria o aumento do peso de aço utilizado, sendo que nesse tipo de obra os contrafortes trabalham sujeitos à força de tração. Para estruturas que recebem os contrafortes do lado jusante, ou seja, na parte aparente, ficam sujeitos a forças de compressão, uma vez que o empuxo de terra vem de encontro à estrutura. Esse tipo de contraforte recebe uma área de concreto maior do que os contrafortes internos, porém a área de aço utilizada é menor. Sendo assim, cabe ao engenheiro projetista decidir qual a opção é mais viável, através de estudos sobre a região de aplicação da estrutura. É importante lembrar que os contrafortes na parte externa geram uma perda de área do loteamento vizinho, o que não poderia acontecer no talude em estudo.

A terra armada, por ser um recurso muito eficiente, também é muito utilizada na construção de aterros. Como a diferença de nível do maciço é de 9 metros,

poderia ser utilizada nesse talude devido a sua grande extensão, sendo que, como foi visto anteriormente em Silva (2012), é necessário um comprimento de fitas de pelo menos 80% da altura total. Outra vantagem da escolha desse tipo vem de sua resistência de suporte para grandes alturas, com acabamento esbelto, devido ao paramento de concreto utilizado para evitar erosões na face do talude contido.

## 5.2 Talude 2

Através de estudos realizados sobre a topografia da região onde se encontra o talude, chegou-se a conclusão que a contenção teria que ser executada entre os pontos 1 e 2, onde foi observada uma diferença de nível em relação à crista do talude de 4,5 metros e também, entre os pontos 2 e 4, com uma diferença de nível de 6 metros. Essas diferenças de nível podem ser observadas na FIG. 29 e foram alcançadas através de escavações realizadas no maciço de terra, para deixar a área total do terreno no mesmo plano da avenida, que possui altitude de 725 metros.

Figura 29 - Detalhe dos pontos de referência do Talude 2



Fonte: O autor (2014)

Entre os pontos 2 e 4, durante uma extensão total de 47 metros, existem residências na crista do Talude, formado através da escavação. Esse, porém, é o ponto mais crítico do terreno, sendo que a estrutura de contenção mais adequada

deverá conter o empuxo de terra do talude, com altura igual a 6 metros, e também a carga oriunda do peso das residências.

Para os estudos sobre as possíveis alternativas de construção das contenções desse terreno será avaliado apenas o talude com altura igual a 6 metros e comprimento igual a 47 metros, que é o ponto mais crítico do terreno, pois, além de ser alto, possui grandes cargas em sua crista.

### **5.2.1 Alternativas de contenção descartadas**

Para este talude o muro de concreto armado não possui uma boa aplicação, pois, diferentemente do primeiro talude, onde teria que ser executado um reaterro, este será um talude de corte, pela necessidade de utilização ótima de toda a área em frente ao seu pé, para a construção do posto. Sendo assim, deve ser previstos muros de contenção que não invadam o terreno a jusante.

Apesar de ser executado também em taludes de corte, o muro de concreto armado necessita de uma área a tardoz que permita a entrada de maquinários para a realização correta da compactação do solo e para a construção de sua fundação (MOLITERNO, 1994). Neste caso, devido à existência de construções em sua crista e pelo fato de ser relativamente alto, não poderiam ser realizados cortes extensos, visto que a maioria dos muros de contenção, executados em concreto armado, são feitos na projeção final do terreno e, depois, o solo a ser contido é espalhado e compactado até encostar-se à face interna (tardoz) do muro.

Os muros de concreto ciclópico e alvenaria de pedras, bem como contenções em solo-cimento e pneus, são estruturas que, com foi visto, trabalham na contenção de solos apenas com o uso do seu peso próprio e não possuem armadura de aço que permitem flexibilidade. O fato de não possuírem armadura no interior faz com que a área da seção transversal seja robusta e ocupe muito espaço, além de não suportarem grandes cargas, como a do empuxo gerado pelas construções na crista do talude e de seu peso próprio, excluindo essas contenções pela limitação técnica.

Os gabiões foram excluídos pelo mesmo motivo das estruturas citadas acima, ou seja, por ocuparem muito espaço em sua seção transversal devido à sua altura. Como os gabiões executados com alturas superiores a 5 metros necessitam ser escalonados, criando uma espécie de escada, tomaria muito espaço em sua face

externa e, assim, seria incompatível com a finalidade de aproveitamento do terreno confrontante.

Também foi descartado o sistema de contenção do tipo *crib wall*. Apesar de ter resistência para conter taludes muito altos, da ordem de até 20 metros como foi dito em Carvalho (1991), o talude estudado, em função de suas características geométricas, não possui espaço suficiente para executá-la. Para esse tipo de contenção é necessário, assim como nos muros de concreto armado, espaço na parte interna para a execução de aterro e enchimento da estrutura. Nesse caso seria necessário um corte violento no talude, deixando seu ângulo de inclinação próximo aos noventa graus e, como em sua crista possui cargas vindas do peso das edificações, se tornaria um processo perigoso e mesmo durante a sua construção poderia ocorrer desabamento, causando prejuízos e até mortes.

Diante dos esforços causados pela carga acumulada no talude e pela sua altura, foi observado, do ponto de vista técnico, que as cortinas cravadas não possuem resistência para conter o maciço, pois não possuem rigidez necessária, em função da falta de um sistema construtivo de fundação, que garanta a contenção de forma adequada e sem riscos de ruptura (CARVALHO, 1991).

Já a terra armada, apesar de ser um método muito eficiente, que pode conter taludes com altura de até duas dezenas de metros, e é de fácil construção, também foi descartada pela falta de espaço. Necessitaria de área para a operação dos equipamentos de espalhamento, compactação do solo e de comprimento que comportasse as armaduras do seu interior, que, de acordo com Silva (2012), são projetadas em torno de 80% da altura do talude.

### **5.2.2 Alternativa de contenção exequível**

Ante as análises e o processo eliminatório realizado anteriormente, chegou-se ao único sistema adequado para contenção desse maciço de solo. O método das cortinas atirantadas é o mais indicado quando não há possibilidade de destruição parcial do talude a ser contido e distingue-se por ser um recurso especializado e com técnicas caras, devido ao seu processo executivo.

A única desvantagem de sua utilização, além dos gastos com mão de obra especializada, vem do uso do terreno vizinho para sua ancoragem, que, em muitos casos, não pode ser aplicado devido à forma de utilização desses terrenos

(TEIXEIRA, 2011). Para o talude em questão, esse método poderia ser executado porque as casas existentes são antigas e não possuem fundações profundas que comprometeriam a aplicação dos tirantes. Para sua construção seria necessário a realização de ensaios que determinassem o horizonte mais resistente e estável, de forma a garantir a ancoragem perfeita dos tirantes, sem o risco de possíveis desprendimentos da estrutura.

Ao final da construção seria observada uma parede esbelta, que poderia ainda receber tinta ou materiais de texturas, contribuindo com o paisagismo em torno do posto.

### 5.3 Talude 3

Para a contenção desse terreno a estrutura deveria ser realizada, como dito anteriormente, ao fundo e na lateral direita. O fundo, como visto na FIG. 30, está compreendido entre os pontos 1 e 3 com altura de 4 metros em relação ao terreno vizinho. Já a lateral direita está representada entre os pontos 1 e 2, com altura variando de 1 a 4 metros.

Figura 30 - Detalhe dos pontos de referência do Talude 3



Fonte: O autor (2014)

### 5.3.1 Alternativas de contenção descartadas

Os muros em alvenaria de pedras, executados com o tipo seca e argamassada, não poderiam ser realizados. O primeiro, por não possuir nenhum tipo de material colante em seu interior, fica vulnerável ao empuxo aplicado em sua face interna, quando se trata de maciços de terra superiores a 2 metros de altura (JESUS, 2013). Através desse método o terreno seria contido apenas pelo peso próprio e pelo atrito existente entre as pedras arranjadas e, diante disso, como a altura do talude em questão é da ordem de 4 metros, se tornaria uma obra inexecutável. O mesmo acontece com o muro de alvenaria de pedras do tipo argamassadas, que, apesar de possuir uma maior resistência, adquirida pelo ligamento das pedras através da argamassa, não seria eficiente devido à altura do talude.

Já o método de contenção em cortinas atirantadas é descartado em razão do seu alto custo. Ainda que seja um método muito eficaz na contenção, foi visto em Teixeira (2011) que não é muito utilizado em pequenas alturas, pois o custo de sua execução é enorme quando comparado a outros métodos que satisfazem, de forma perfeita e menos onerosa, a contenção do maciço. Outro fator limitante nesse caso são os tirantes, pois, como será construída uma residência em sua crista, devido à altura, pode ser que estes atrapalhem o tipo de fundação escolhida.

A terra armada é um método utilizado apenas em taludes com reaterro, visto que, para a sua execução, como seu princípio de contenção se dá através do atrito existente entre o solo e as fitas de armadura, seria necessária a construção de um aterro selecionado que cobrisse toda a extensão das tiras. Como o comprimento das armaduras gira em torno de 80% da altura total da estrutura de contenção, segundo Silva (2012), seria imprescindível a realização de cortes no talude de, no mínimo, 3,20 metros de extensão, deixando a obra com o custo elevadíssimo.

Também foi eliminada a possibilidade de contenção de muros com o uso de pneus. Apesar de ser um método que ajude o meio ambiente como foi visto em Souza (2002), evitando com que os pneus sejam descartados de qualquer forma e gerando problemas mais graves para a população, permite flexibilidade estrutural e se ajusta facilmente aos recalques provocados pelo terreno e, sendo assim, não pode ser utilizado em taludes que receberão cargas advindas de construções de qualquer natureza.

### 5.3.2 Alternativas de contenção executáveis

Para a execução dessa contenção, o muro de concreto armado se mostra um método bastante eficaz, diferente do Talude 2, onde não era possível executá-lo, pela falta de espaço e sem a alternativa de corte devido à sua inclinação.

A principal vantagem desse talude é que não possui sobrecarga inicial em sua crista, além de ter espaço suficiente para a entrada e movimentação de maquinário e, por isso, poderiam ser executados diferentes cortes para adequação do terreno para receber a estrutura de concreto armado. Com isso, a construção do muro poderia ser realizada de forma independente e sem a necessidade de estruturas extras, como os contrafortes, para garantir uma maior rigidez e, somente depois de concluída, o solo teria que ser espalhado e compactado sobre sua fundação, dando-lhe o equilíbrio necessário ao longo de toda estrutura.

Em virtude da altura do talude ser relativamente pequena, quando comparada aos taludes estudados anteriormente, os métodos como concreto ciclópico, gabião e solo-cimento também poderiam ser executados. Apesar de possuírem os aspectos físicos bem diferentes, trabalham na contenção com as mesmas características, utilizando sempre peso próprio.

Nesse caso, como a obra não ultrapassaria 5 metros de altura, o escalonamento dessas estruturas poderia ser realizado na parte interna do muro, deixando a parte externa perfeitamente plana e esbelta (BARROS, 2006). A única desvantagem vem da necessidade de cortes no terreno para o encaixamento da estrutura, que, em muitos casos, se torna o serviço mais caro da obra, visto que a seção transversal dessas estruturas é robusta e ficará para dentro do solo contido, resultando na remoção de um grande volume de terra.

Os sistemas de *crib wall* e cortina cravada estudados em Carvalho (1991) também poderiam ser empregados como método de contenção para esse talude. O primeiro consiste no preenchimento de estruturas pré-moldadas, dispostas e travadas na forma de fogueira, com material granular de grandes espessuras e com peso específico alto. Dessa forma a contenção aconteceria pelo peso total da estrutura e pela forma de travamento. Por ser um talude que não possui grandes alturas, e que não provoca cargas muito intensas de empuxo, as cortinas cravadas poderiam ser calculadas com estacas metálicas ou de concreto, com os espaços

entre as estacas fechados com aço ou concreto armado. A utilização dessa estrutura com peças de madeiras é aceitável somente para contenção provisória em obras.

#### 5.4 Talude 4

No maciço de terra foram feitos trabalhos de escavações e aterro em algumas partes de sua área ajustando-se a superfície, de modo que a sua altitude varia entre 761 e 762 metros. Em função disso, as ruas periféricas ficaram com o nível muito acima da área plana, como se vê pela FIG. 31.

Figura 31 - Detalhe dos pontos de referência do Talude 4



Fonte: o autor (2014)

Uma parte do talude estudado se forma ao longo da lateral direita do terreno, entre os pontos 1 e 2, onde a altura varia entre 6,5 e 8 metros. Entre os pontos 2 e 4, no fundo do terreno, começando no encontro dos taludes com altura igual a 8 metros e finalizando com 6 metros e, também, na lateral esquerda entre os pontos 3 e 4, começando com 6 metros e finalizando com 0,30 metro. Desse modo, as ruas Sebastião Rodrigues de Souza (lado direito), João C. Oliveira (fundo) e Chico Cuca (lado esquerdo) ficam dispostas na crista do talude.

Assim, a solução de contenção deve ter altura máxima igual a 8 metros, sendo esta a mais desfavorável, e que não interfira na área total do terreno.

#### **5.4.1 Alternativas de contenção descartadas**

Devido às dimensões do terreno, este seria um talude de corte, assim, o muro de concreto armado não se torna uma estrutura bem aplicável, pois a altura do talude não permite. Para sua perfeita execução seria necessário construir os muros de concreto armado com uma distância mínima do maciço de terra que possibilitasse a entrada de máquinas para a execução do espalhamento e compactação do solo, como foi visto em Moliterno (1994). De modo geral, todas as contenções feitas em concreto armado se aproximam dos 90 graus, é por esse motivo que a contenção tem que ser executada em separado, visto que, por mais que o solo seja resistente, não suporta um corte tão íngreme ao longo de sua extensão.

As contenções mais robustas, como as do tipo concreto ciclópico, alvenaria de pedras e com uso de pneus não oferecem, em função da altura total dos taludes, a estabilidade necessária para conter os maciços. Mesmo que essas obras pudessem ser executadas, a inviabilidade viria pelo fato de suas fundações ocuparem um espaço enorme, sendo preciso a execução de cortes nos taludes para a conformação da estrutura, além da invasão da base da estrutura, tomando espaço do terreno (CARMO, 2009; CARVALHO, 1991; ONODERA, 2005).

Por esse mesmo motivo os métodos de contenção em gabião e solo-cimento também foram descartados. Essas estruturas possuem ainda uma peculiaridade; como os taludes ultrapassam os 5 metros de altura, seria importante, de acordo com Barros (2006), que elas fossem dimensionadas de forma escalada, ou seja, fazendo degraus na parte externa dos taludes, para vencer a intensidade do empuxo. Diante desse fato, não se tornariam exequíveis, pois tomariam muito espaço no terreno, atrapalhando as futuras construções.

As cortinas cravadas e a terra armada também são alternativas que não se aplicariam para essa contenção. A primeira, pelo fato de não possuir uma fundação que permita a sua aplicação em grandes alturas, como no caso dos taludes estudados. Já a segunda deixa de ser viável também pelo fator econômico, pois seria preciso fazer cortes com distância que acomodasse de forma satisfatória todas as fitas de armação. Outro aspecto limitante é a geometria dos taludes; como

existem ruas em suas cristas não é possível avançar com as escavações, visto que, para a execução do processo de contenção em terra armada seria necessário uma área a tardoz de, pelo menos, 80% de sua altura total, para a instalação das armaduras (SILVA, 2012).

#### **5.4.2 Alternativa de contenção exequível**

Diante das avaliações realizadas têm-se que, devido à altura e geometria dos taludes em questão, o único método para a contenção, que atenderia da melhor forma, seria o método das cortinas atirantadas, que garante uma grande estabilidade sem interferir de maneira brusca na geometria dos taludes.

Este método é indicado por Fiamoncini (2009), tanto para taludes com reaterro como para taludes de corte. Para a sua construção, como são taludes que necessitam de corte, a escavação teria que ser realizada de cima para baixo.

O processo construtivo do muro de contenção do tipo cortinas atirantadas se dá pela escavação da região, geralmente executada com 1 metro de altura durante toda a extensão do talude, para regularização de sua parede, onde será executada a cortina armada após a instalação dos tirantes (MASSAD, 2010). Na medida em que a camada superior vai sendo finalizada, começam os trabalhos de escavação da faixa inferior, repetindo esse processo até que o pé do talude seja alcançado. Dessa forma não há riscos de desabamentos durante a execução da contenção, pois o solo superior será estabilizado com as cortinas armadas presas aos tirantes.

Mesmo que seja muito eficiente, o método das cortinas atirantadas é uma alternativa que requer um investimento financeiro alto, pois envolve mão de obra especializada e o preço das horas trabalhadas das máquinas.

#### **5.5 Talude 5**

Como pode ser visto na FIG. 32, o talude se forma entre os pontos 1 e 2, na extensão de 63 metros, e a diferença de nível de sua crista em relação ao seu pé é de 3 metros. Existe uma creche na parte superior, a uma distância de 2,5 metros do ponto onde começa a declividade do talude que, para determinados tipos de estruturas, pode ser um fator limitante.

Figura 32 - Detalhe dos pontos de referência do Talude 5



Fonte: O autor (2014)

### 5.5.1 Alternativas de contenção descartadas

Para o Talude 5, as alternativas de contenção descartadas começam com o muro de alvenaria de pedras do tipo secas. Como foi visto anteriormente, essa contenção não suporta alturas superiores a 2 metros, sendo assim, torna-se impossível a sua utilização, até mesmo por existir uma construção em sua crista, aumentando ainda mais a carga de empuxo a ser suportado.

Nesse contexto, as cortinas atirantadas também não são usuais por dois grandes motivos. O primeiro deles vem da proximidade da contenção com a estrutura predial já existente. Devido a esse fato, esse método de contenção deixa de ser exequível, pois os tirantes precisam ser inseridos no solo abaixo da edificação e ocupam uma distância relativamente grande, indo de encontro com a fundação. O segundo motivo é o grande investimento de recurso financeiro, pois esse método construtivo, como disse Teixeira (2011), não é simples e precisa de maquinário e mão de obra especializada, não sendo viável para pequenas alturas, em que é possível dimensionar contenções com o custo menor.

A terra armada fecha a sequência das obras não exequíveis, pois seria forçosa a escavação e retirada de quase todo o solo lateral do edifício. Esse processo, além de ser demorado, também eleva o custo final da obra, pois, na primeira etapa de construção é necessário o gasto com máquinas de corte e o transporte do solo retirado, além de não ser possível, para a segunda etapa construtiva, a entrada de máquinas de espalhamento e compactação do solo, em virtude da proximidade da construção.

### **5.5.2 Alternativas de contenção exequíveis**

Visto que a altura do talude é de 3 metros, o muro de concreto armado poderia ser uma alternativa bastante pertinente, pois a geometria do terreno permitiria que a construção do mesmo fosse realizada de forma independente, para que, com o avanço da obra, pudesse ser feita a compactação na face interior (MOLITERNO, 1994). Outra vantagem da utilização dessa estrutura seria o acabamento de sua face exterior que, em função da utilização de formas de madeiras ou de aço, deixaria a superfície totalmente lisa e pronta para receber outros tipos de acabamentos, como pinturas, texturas, argamassa de reboco e etc.

Os muros que trabalham na contenção com o peso próprio e que não possuem armaduras internas para auxiliar na solicitação de tração, como nos casos dos muros de concreto ciclópico, solo-cimento e com o uso de pneus, apesar de suas seções transversais serem muito vantajadas, poderiam ser utilizados. Como no terreno vizinho será construída uma praça de recreação não há restrições quanto ao pequeno avanço dessas estruturas no terreno, pois a largura da base dessas contenções, vista em Soares et al. (2012), varia em torno de 50% de sua altura total que, nesse talude, é pequena.

A contenção realizada com gabiões do tipo caixa também seria um recurso simples de ser executado e funcional, pois com essa altura não haveria necessidade de serem dispostos em escalonamento e, assim, formariam uma parede plana de pedras. Para sua execução seria necessário apenas um corte pequeno no talude para a regularização da base da estrutura, com intuito de ajustar a disposição das caixas e equipamentos de compactação pequenos. Já os gabiões do tipo colchão e saco são dispensados, em virtude da geometria do terreno. Enquanto a quantidade dos gabiões do tipo colchão seria imensa, visto que a altura de cada unidade é

pequena, o uso do tipo saco deixa a superfície irregular, de modo que o acabamento não ficaria perfeito como o acabamento com gabiões do tipo caixa.

As cortinas cravadas estudadas em Carvalho (1991), executadas com estacas justapostas ou espaçadas com placas em seu interior, desde que não sejam em madeira, poderiam ser executadas, devido à baixa estatura do talude, onde os esforços causados pelo empuxo de terra são relativamente pequenos. A contenção em madeira, como já foi visto, é utilizada apenas em obras provisórias, pois o tempo de utilização sem o risco de patologias na madeira é menor e, com o passar dos anos, fica cada vez mais frágil e suscetível ao desmoronamento.

## 6 CONCLUSÕES

A partir do estudo realizado, pode-se concluir que as obras de contenção apropriadas para cada talude variam em função das características geométricas e da localização dos terrenos em que estão inseridos.

Assim, para o Talude 1, verificou-se que os métodos de contenção adequados são muros de concreto armado e contenção em terra armada, pois estas estruturas suportam a força do empuxo causado por maciços de terra com grandes alturas, além de formarem paredes com acabamentos finos e que não atrapalham os terrenos vizinhos.

No caso do Talude 2, por ser o que possui a maior inclinação e cargas ocasionadas por construções em sua crista, o processo de contenção adequado é de cortinas atirantadas.

Para o Talude 3, devido à sua menor altura, quando comparado com os taludes anteriores, há maior variedade de métodos de contenção apropriados. Sendo assim, admite-se concreto armado, concreto ciclópico, gabião, solo-cimento, *crib wall* ou cortina cravada como obras de contenção. Isso porque sua disposição não implica em altas distribuições de empuxo contra estas estruturas.

Para o Talude 4, devido à sua altura e geometria bastante acidentada, o único método, dentre os estudados, que se adequa permitindo grande estabilidade, é o método das cortinas atirantadas, que traz como vantagem a não interferência da área posterior à construção.

As contenções indicadas para o Talude 5, assim como no Talude três, são as que trabalham com o peso próprio, sendo que as seções transversais dessas estruturas não ocupam um volume muito grande, pois são proporcionais à pequena altura do Talude.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 9286**. Terra armada. Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_\_. **NBR 11682**. Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2006.

ARAUJO, G. H. de S.; ALMEIDA, J. R. de; GUERRA, A. J. T. **Gestão Ambiental de Áreas Degradadas**. 3. ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2008.

BARROS, P. L. A. **Obras de contenção**: manual técnico. Jundiaí, SP: Maccaferri, 2006.

BRASIL. Ministério das Cidades. Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT. **Mapeamento de Riscos em Encostas e Margem de Rios**. Brasília, DF, 2007.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987. v. 2.

CARVALHO, P. A. S. (Coord.) **Manual de Geotecnia – Taludes de Rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas**. . São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) – Departamento de Estradas e Rodagem (DER), 1991.

CINTRA, J. C. A. **Fundações em solos colapsíveis**. São Carlos, SP: Escola de Engenharia de São Carlos, 1998.

CORSINI, R. Taludes atirantados. **Infraestrutura urbana**, São Paulo, ano 1, n. 06, p. 24-29, ago. 2011.

FIAMONCINI, C. M. **Estabilização de talude através da técnica de cortina atirantada – estudo de caso**. 2009. 110 p. Trabalho de Conclusão de Curso

(Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense-UNESC, Criciúma, 2009.

GOMES, G. J. C. **Avaliação do perigo relacionado à queda de blocos em rodovias**. 2009. 138 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

GUERRA, A. J. T. **Erosão e Conservação dos Solos: Conceitos, Temas e Aplicações**. 2. ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 1999.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1984.

JESUS, L. P. de. **Muro de arrimo**. 2013. 52 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica de Goiás-PUC/GO, Goiânia, 2013.

MASSAD, F. **Obras de Terra: curso básico de Geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MATTOS, K. C. A. **Processo de instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos: Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), Km 305 a 313**. 2009. 111 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MENDES, R. M. Colapso e Subsidência de Solos. In: TOMINAGA, L. K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. do. (Orgs). **Desastres naturais: conhecer para prevenir**. 1. ed. São Paulo: Instituto Geológico, 2009.

MOLITERNO, A. **Caderno de Muros de Arrimo**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1994.

MOREIRA SOBRINHO, M. J. **Modelação numérica de comportamento de um muro de terra armada a autoestrada A4.comparação com os resultados de**

**instrumentação.** 2013. 81 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)-Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real, 2013.

ONODERA, L. T. **Uso de gabiões como estrutura de contenção.** 2005. 63 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil com ênfase Ambiental)-Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2005.

POPP, J. H. **Geologia Geral.** 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2010.

REIS, R. C. **Estudo de estabilidade de taludes da mina de Tapira-MG.** 2010. 92 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade Federal de Ouro Preto-UFOP, Ouro Preto, 2010.

SALLUN FILHO, W. Subsidência e Colapso em Terrenos Cárticos. In: TOMINAGA, L. K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. do. (Orgs). **Desastres naturais: conhecer para prevenir.** 1. ed. São Paulo: Instituto Geológico, 2009.

SANTANA, R. G. de. **Análise de soluções de engenharia para estabilização de encostas ocupadas na Região Metropolitana do Recife – PE. Estudo de caso: Ruptura ocorrida em encosta com ocupação desordenada na UR 2, Iburá.** 2006. 174 p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil)-Universidade Federal de Pernambuco-UFPE, Recife, 2006.

SILVA, N. H. da. **Muros de terra armada – verificação da segurança.** 2012. 113 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Geotecnia)-Universidade Nova de Lisboa-UNL, Lisboa, 2012.

SOARES, C. R. et al. **Estudo de caso: método construtivo do muro de arrimo no Residencial Dom Osório Stoffel no município de Rondonópolis-MT.** 2012. 47 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil)-Faculdade Anhanguera de Rondonópolis-FAR, Rondonópolis, 2012.

SOUZA, A. N. de. **Muro de contenção utilizando pneus: análise e alguns comparativos de custos.** 2002. 108 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)-Universidade Federal do Rio Grande do Sul-UFRGS, Porto Alegre, RS, 2002.

TEIXEIRA, I. J. R. **Estudo comparativo de duas alternativas para contenção de taludes verticais: solo grampeado e cortina atirantada.** 2011. 106 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil)-Universidade Estadual de Feira de Santana-UEFS, Feira de Santana, BA, 2011.

TOMINAGA, L. K. Escorregamentos. In: TOMINAGA, L. K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. do. (Orgs). **Desastres naturais: conhecer para prevenir.** 1. ed. São Paulo: Instituto Geológico, 2009.

XAVIER, A. de M. **Cálculo e detalhamento de muros de arrimo em concreto armado e fundação superficial.** 2011. 66 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos-UFSCar, São Carlos, 2011.