FACULDADE SANTA RITA - FASAR

ENGENHARIA CIVIL

ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MURO DE ARRIMO DE CONCRETO ARMADO E CORTINA DE ESTACAS DE CONCRETO ARMADO EM OBRA DE CONTENÇÃO.

MARCO ANTÔNIO DUTRA

Conselheiro Lafaiete

2015

MARCO ANTÔNIO DUTRA

ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MURO DE ARRIMO DE CONCRETO ARMADO E CORTINA DE ESTACAS DE CONRETO ARMADO EM OBRA DE CONTENÇÃO.

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da faculdade Santa Rita – FASAR como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof.ª Roberta Maria Machado, eng.ª civil, Dra.

Conselheiro Lafaiete

2015

MARCO ANTÔNIO DUTRA

ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MURO DE ARRIMO DE CONCRETO ARMADO E CORTINA DE ESTACAS DE CONRETO ARMADO EM OBRA DE CONTENÇÃO.

BANCA EXAMINADORA

_____

Prof.ª Roberta Maria Machado, eng.ª civil, Dra.

_____

Prof. Quênia Goulart, Me.

_____

Prof.Antônio Roque Alves, eng. civil, Me.

Conselheiro Lafaiete

2015

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus por ter me dado saúde e força para superar todos os desafios e às dificuldades para concluir este trabalho.

Aos meus pais, pelo amor, incentivo e apoio incondicional, aos meus irmãos pelo carinho e apoio e principalmente ao meu irmão Maurício Dutra que tantas horas passamos juntos estudando para a conclusão deste curso.

À minha querida esposa Sandra Patrícia e as minhas filhas Sabrina e Lívia, pelo carinho, amor e paciência nos momentos que mais precisei.

À prof.ª Dra. Eng.ª civil Roberta Maria Machado, coordenadora do curso de engenharia civil da faculdade Santa Rita-FaSaR e orientadora deste TCC, pela ajuda, paciência e dedicação na redação deste trabalho.

À faculdade Santa Rita-FaSaR, e ao seu corpo docente pela dedicação disponibilidade e motivação, com que nos passaram conhecimento ao longo de todos estes anos de estudo.

A todos os meus colegas do curso de engenharia civil por todos esses anos juntos, nesta importante etapa de nossas vidas.

À ENGEMA LTDA engenharia civil e ao engenheiro civil Eládio Jose Lopes, por ter fornecido o material necessário para o estudo do terreno objeto deste trabalho.

RESUMO

A construção de estruturas de contenção são obras que frequentemente se apresentam ao engenheiro civil. No Brasil, devido a sua topografia e a intensa ocupação urbana de áreas acidentadas é frequente a construção de estruturas de contenção com a finalidade de garantir a estabilidade das encostas e a segurança dos projetos. O presente trabalho apresenta os conceitos e definições de obras de contenção, sistemas de drenagem, empuxo de terra, sondagem SPT, através destes conceitos pretende-se realizar um estudo de caso de um talude instável na cidade de Conselheiro Lafaiete (MG), apresentando duas soluções de contenção: muro de arrimo de concreto armado e uma cortina de estacas de concreto armado para a estabilização do talude, comparando os custos inerentes a cada contenção e definindo a solução mais eficaz e econômica para a estabilização do talude. Foram analisados ensaios de campo (SPT) e realizadas visitas técnicas, com o objetivo de se definir as características do local e os parâmetros geotécnicos do solo. A partir destas analises, foram dimensionadas as estruturas de contenção. O muro de arrimo de concreto armado foi dimensionado com ajuda do software Eberick V8 Gold e a cortina de estacas de concreto armado foi dimensionada com a ajuda de planilhas Excel. Foram realizadas estimativas de custos das duas estruturas de contenção com base nos custos presentes no SICRO2 do DNIT, SINAPI da Caixa Econômica Federal, revista informador da construção(REV.I.C) e pesquisa por telefone, estes custos foram comparados através de gráficos e tabelas, com o objetivo de se definir a melhor solução para a estabilização do talude em estudo. Constatou-se através das análises realizadas que tecnicamente as duas soluções de contenção seriam possíveis de serem realizadas, mais observou-se que o muro de arrimo se apresentou como a solução mais onerosa com custos de execução 35% maiores que a cortina de estacas. Sendo definida a cortina de estacas como a solução de contenção mais eficaz e econômica para a estabilização do talude em estudo.

ABSTRACT

The construction of retaining walls are works that often present themselves to the civil engineer. In Brazil, due to its topography and the intense urban occupation hilly areas it is often the construction of retaining structures in order to ensure the stability of the slopes and the safety of projects. This paper presents the concepts and containment works settings, drainage systems, ground thrust, SPT survey, through these concepts we intend to conduct a case study of an unstable slope in the city of Hafizabad, presenting two containment solutions : A retaining wall of reinforced concrete and a curtain of reinforced concrete piles to stabilize the slope, analyzing the costs each containing and defining the most effective and economical solution for the stabilization of the slope under study. Field trials were analyzed (SPT) techniques and held in place for study visits for the purpose of defining the site geotechnical features and parameters of the soil. From these analyzes were scaled through Eberick software, Ftool and Excel spreadsheets, retaining the wall of reinforced concrete and the curtain of reinforced concrete piles. Cost estimates were made of the two containment structures and compared these costs through charts and tables in order to define the best solution for the stabilization of the slope under study. It was found through the analyzes that containment technically the two solutions are possible to be performed, more observed that the retaining wall is presented as a more costly solution with 35% higher execution costs that cuttings curtain. As the curtain poles defined as the most effective and economical solution for the containment embankment stabilization study.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 13
2 OBJETIVOS 14
2.1 Objetivo geral 14
2.2 Objetivos específicos 14
3 REFERENCIAL TEÓRICO 15
3.1 Obras de contenções 15
3.1.1 Histórico 15
3.1.2 Definições de estruturas de contenções 16
3.2 Tipos de Estruturas de contenção 16
3.2.1 Muros de arrimo 16
3.2.1.1 Muro de arrimo de concreto ciclópico 17
3.2.1.2 Muro de arrimo de gravidade “Crib Wall” 18
3.2.1.3 Muro de arrimo por gravidade de “Gabiões” 19
3.2.1.4 Muro de arrimo de concreto armado 20
3.2.2 Contenção com cortinas atirantadas 22
3.2.3 Contenção com cortinas de estacas escavadas moldadas in loco 24
3.3 Sistema de drenagem em estruturas de contenções 25
3.4 Empuxo de terra 26
3.4.1 Método de Rankine para cálculo do empuxo em estruturas de contenção 27
3.4.1.1 Determinação do ponto de atuação do empuxo ativa e momento fletor máximo no tardoz da contenção 30
3.5 Investigação geotécnica do solo – (SPT) Standard Penetration Test 31
3.6 Determinação dos parâmetros geotécnico do solo em função do N_{SPT} 35
3.6.1 Sistema de identificação dos solos 35
3.6.2 Peso específico dos solos em função N_{SPT} 36
3.6.3 Ângulo de atrito interno dos solos em função N_{SPT} 37
3.6.4 Coesão efetiva dos solos em função N_{SPT}. 37
3.6.5 Tensão vertical admissível do solo em função N_{SPT} 38
4 METODOLOGIA 40
4.1 Localização e características do terreno em estudo 41
4.2 Cracterização geotécnica do terreno em estudo 42
4.3 Dimensionamento das estruturas de contenção 45
4.4 Elaboração dos orçamentos 45
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES 46
5.1 Muro de arrimo de concreto armado (opção 01) 46
5.1.1 Estimativa de custo do muro de arrimo de concreto armado (opção 01) 47

5.2 Contenção de cortinas de estacas de concreto armado (opção 2) 49
5.2.1 Estimativa de custo da cortina de estacas de concreto armado (opção 02). 51
5.3 Analise dos resultados 53
6 CONCLUSÃO 57
7 REFERENCIAS 59
ANEXOS..... 62
Anexo A – Memorial de cálculo do muro de concreto armado (opção 1)..... 62
Anexo B – Memorial de cálculo da cortina de estacas (opção 2). 63
Anexo C – Licença de uso do software ALQI EBERIK V8 GOLD..... 67
Anexo D - Resultados da investigação geotécnica de campo (SPT). 68

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1- Muro de arrimo por gravidade de “concreto ciclópico, seção trapezoidal”..... 18
FIGURA 2- Muro de arrimo por gravidade “Crib Wall”..... 19
FIGURA 3- Muro de arrimo por gravidade “Contenção com Gabiões”. 20
FIGURA 4- Muro de arrimo de concreto armado, seção “T invertido”. 21
FIGURA 5- Muro de arrimo de concreto armado com contraforte, seção “L”. 21
FIGURA 6- Detalhamento do tirante. 22
FIGURA 7- Contenção com cortina atirantada. 23
FIGURA 8- Cortina de estacas de concreto armado. 24
FIGURA 9- (A). Estaca em balanço, (B). Estaca com tirante. 25
FIGURA 10- Muro de arrimo com drenagem superficial e profunda no paramento. 26
FIGURA 11- Variação do empuxo atuante. 27
FIGURA 12- Distribuição das tensões horizontais sobre o muro de arrimo. 28
FIGURA 13- (A) Distribuição das tensões horizontais sobre a cortinas de estacas. (B) Sobrecarga. 28
FIGURA 14- Esquema do equipamento de sondagem SPT..... 32
FIGURA 15- Sequência de cravação, em um SPT de acordo com ASTM D1586. 33
FIGURA 16- Perfil de sondagem SPT. 34
FIGURA 17- Localização da área em estudo. 41
FIGURA 18- Perfil longitudinal do terreno em estudo..... 42
FIGURA 19- Planta de locação dos furos de sondagem do terreno em estudo..... 42
FIGURA 20- Perfil de sondagem SPT-02, utilizado no estudo das contenções..... 44
FIGURA 21- Muro de arrimo idealizado para o talude em estudo. 46
FIGURA 22- Detalhamento do muro de arrimo. 47
FIGURA 23- Influência dos serviços e materiais no custo do muro. 49
FIGURA 24- Cortina de estacas idealizada para o talude em estudo..... 50
FIGURA 25- Detalhamento dos elementos estruturais..... 50
FIGURA 26- Detalhamento da cortina de estacas para o talude em estudo. 51
FIGURA 27- Influência dos serviços e materiais no custo da cortina 53
FIGURA 28- Principais custos da cortina de estacas e do muro de arrimo. 54
FIGURA 29- Custo por etapas de execução das estruturas de contenção..... 55
FIGURA 30- Custo total das contenções propostas para o talude em estudo. 56

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos solos 35
Tabela 2 - Peso específico de solos argilosos 36
Tabela 3 - Peso específico de solos arenosos 36
Tabela 4 - Coesão de argilas 38
Tabela 5 - resultados dos parâmetros geotécnico do solo em função do NSPT 43
Tabela 6 - Detalhamento dos serviços e materiais para execução do muro de arrimo 48
Tabela 7 - Detalhamento dos serviços e materiais para execução da cortina de estacas 52
Tabela 8 - Dados gerais do muro de arrimo. 62
Tabela 9 - Características do solo. 62
Tabela 10 - Empuxo ativo atuante no muro de arrimo. 62
Tabela 11 - Cargas verticais e momentos resistentes atuantes no muro de arrimo. 62
Tabela 12 - Verificações do muro de arrimo. 63
Tabela 13 - Dimensionamento das armaduras do muro de arrimo. 63
Tabela 14 - Resultado final do muro de arrimo. 63
Tabela 15-Dados gerais da cortina de estacas. 64
Tabela 16 - Características do solo. 64
Tabela 17 – Empuxos e momentos fletores atuantes na cortina de estacas. 64
Tabela 18- Verificações da cortina de estacas. 64
Tabela 19 - Dimensionamento da armadura longitudinal da estaca. 65
Tabela 20 - Dimensionamento da armadura transversal da estaca. 65
Tabela 21 - Resultado final da cortina de estacas. 65
Tabela 22 – Planilha Excel utilizada no dimensionamento do aço 66

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR - Norma Brasileira.

ASTM - American Society for Testing and Materials.

DNIT- Departamento nacional de infraestrutura e transporte.

SPT - Standard Penetration Test.

N_{SPT} - índices de resistência à penetração.

DHP - Dreno horizontal profundos.

N.A - Nível de água no solo.

REV.I.C - Revista informador da construção.

SICRO2 - Sistema de Custos Rodoviários (DNIT)

SINAPI - Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil (Caixa).

RN - Referência de nível da topografia.

DN - Diâmetro nominal.

BDI - Benefícios e despesas indiretas.

K_o - Coeficiente de empuxo no repouso.

K_a - Coeficiente de empuxo ativo.

K_p - Coeficiente de empuxo passivo.

E_o - Empuxo no repouso.

E_a - Empuxo ativo.

E_p - Empuxo passivo.

Ec - Contra empuxo ativo.

Φ - Ângulo de atrito interno do solo.

σ'_a - Tensão horizontal ativa efetiva.

σ'_p - Tensão horizontal passiva efetiva.

σ_{adm} - Tensão vertical admissível no solo.

σ_r - Tensão de ruptura do solo.

C' - Coesão efetiva do solo.

γ - Peso específico aparente do solo.

H - Altura da contenção.

h_0 - Altura de solo equivalente à sobrecarga.

Y- Ordenada do ponto de aplicação do empuxo ativo.

q - Sobrecarga aplicada no terrapleno.

f - (ficha) Cumprimento enterrado da estaca.

FS - Fator de segurança.

CS - Coeficiente de segurança.

O - Ponto de rotação das estruturas de contenção e ponto de engaste no solo para a estaca.

CA - Concreto armado.

Fs - Força solicitante de escorregamento.

Fr - Força resistente ao escorregamento.

M - Momento fletor.

Ms - Momento fletor solicitante de tombamento.

Mr - Momento fletor resistente ao tombamento.

Md - (M ou Ms x 1,4) Momento fletor de cálculo.

G - Ações permanentes devido ao peso próprio da estrutura.

V - Força cortante.

Vsd - (V x 1,4) força cortante solicitante de cálculo.

Vrd - Força cortante resistente de cálculo.

Vsw - Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal.

Ic - Momento de inércia da seção de concreto.

fck - Resistência característica à compressão do concreto.

f_{cd} - (fck/1,4) Resistência de cálculo à compressão do concreto.

f_{yk} -Tensão de escoamento do aço.

$f_{yd} = \sigma_{Sd}$ - (fyk/1,15) Resistência de cálculo de escoamento do aço.

Es - Módulo de elasticidade do aço.

Ecs - Módulo de elasticidade secante do concreto.

ε_{Yd}- Deformação de escoamento do aço.

X - Altura da linha neutra.

X_{23} - Altura da linha neutra no limite dos domínios 2 e 3.

X_{34} - Altura da linha neutra no limite dos domínios 3 e 4.

d - Altura útil da seção de concreto.

As - Área de aço.

Asmin - Área de aço mínima.

ϕ - Diâmetro das barras da armadura.

1 INTRODUÇÃO

Obras de contenção de terrenos estão cada vez mais presentes nos projetos de engenharia civil, devido à intensa ocupação das áreas urbanas, realizadas para melhor aproveitar os espaços. É frequente a execução de obras de contenção em diversos tipos de projetos como subsolo de edificações, cortes e aterros, aberturas de valas para instalação de dutos, canalizações, estradas e estabilização de encostas.

As obras de contenção são estruturas construídas com a finalidade de garantir a estabilidade das encostas e a segurança dos projetos. Estas estruturas fornecem suporte ao maciço de solo cujas condições de equilíbrio foi alterada por alguma escavação, evitando o escorregamento e a ruptura do talude. Dentre as obras de contenção mais comumente utilizadas estão os muros de arrimo e as cortinas de estacas, que podem ou não conter elementos auxiliares de estabilização como tirantes e chumbadores.

Cabe ao engenheiro antes de se decidir sobre a solução para atender ao projeto de contenção, procurar se identificar com a natureza geológica da região onde deverá ser implantada a obra de contenção, observando atentamente as construções vizinha, a ocorrência de movimentos lentos de encostas, rupturas de canalizações, águas pluviais e avaliar os relatórios de sondagens do solo. Para então apresentar uma solução eficaz e econômica de contenção.

O presente trabalho consiste no estudo de caso de um talude na cidade de Conselheiro Lafaiete MG, onde deverá ser executado uma estrutura de contenção para a estabilização do talude. O estudo pretende apresentar dois tipos diferentes de soluções de contenção para o talude, um muro de arrimo de concreto armado e uma cortina de estacas em balaço, bem como os custos inerentes aos mesmos, para então verificar analise custo x benefício e se possível determinar qual das duas contenções é a melhor solução para a estabilização do talude em estudo.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

O objetivo principal deste trabalho é avaliar através da comparação de custos entre muro de arrimo de concreto armado e cortina de estacas de concreto armado, qual das duas contenções é a solução mais eficaz e econômica para a estabilização de um talude na cidade de conselheiro Lafaiete (MG).

2.2 Objetivos específicos

- Caracterizar os conceitos e definições de estruturas de contenção, sistemas de drenagem, empuxo de terra e investigação geotécnica do solo (SPT).

- Definir os parâmetros geotécnicos do solo do talude em estudo através da investigação geotécnica do solo (SPT).

- Dimensionar e elaborar estimativas de custos das estruturas de contenção propostas para a estabilização do talude, comparando os custos entre as contenções e definindo qual a melhor solução para a estabilização do local em estudo.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 Obras de contenção

3.1.1 Histórico

Os registros mais antigos de obras de contenção apontam para muros de alvenaria de argila contendo aterros na região sul da Mesopotâmia (Iraque) construídos por sumerianos entre 3.200 e 2.800 a.C. Obras construídas seguindo bases racionais da engenharia moderna começaram a se desenvolver apenas no início do século XVIII, fruto de trabalhos de engenheiros franceses.

De fato, a engenharia moderna de obras de contenção iniciou-se com o trabalho de Coulomb publicado em 1776, sobre regras de máximos e mínimos aplicadas a estrutura de arrimo, o que causou enorme impacto na concepção destas estruturas. Coulomb trata neste trabalho do empuxo lateral aplicado pelo solo sobre uma estrutura de contenção. Esta determinação é o passo mais importante no dimensionamento deste tipo de estrutura. O trabalho de Coulomb constitui-se, ainda hoje, numa das bases principais dos métodos correntes de dimensionamento dos muros de arrimo. Mesmo com o desenvolvimento da moderna Mecânica dos Solos, o modelo idealizado por Coulomb continua a ser amplamente aplicado.

O desenvolvimento desta ciência, naquela época, fora motivado pela expansão colonizadora européia, iniciada no século XVI, que requereu a construção de diversas estruturas de defesa e fortificações militares, em locais e terrenos os mais variados possíveis, em quase todos os continentes da Terra. Foram esses tipos de estruturas as primeiras obras introduzidas no Brasil no século XVIII (fortes costeiros) e que tiveram seu uso expandido para obras portuárias e contenções urbanas no século XIX, na Bahia e no Rio de Janeiro, com a vinda da Corte Portuguesa. A difusão deste tipo de estrutura no Brasil só iria ocorrer no século XIX, com a expansão das obras ferroviárias particulares (Imperial Estrada de Ferro de Petrópolis, 1854) e estatais (Companhia Estrada de Ferro Dom Pedro II, 1864). (RANZINI & NEGRO Jr,2012).

3.1.2 Definições de estruturas de contenção

Uma estrutura de contenção, conforme o próprio nome diz, tem a função de conter um maciço de solo, evitando que o mesmo deslize ou rompa. Para isto, a estrutura deve ser dimensionada para suportar o empuxo de terra, as pressões da água, e quaisquer outros esforços que estruturas equipamentos e serviços venham transferir ao maciço de solo.

Segundo Ranzine & Negro Jr (2012), estrutura de contenção “é todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se ao empuxo ou tensões geradas em maciços cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro”. São utilizados quando se deseja manter uma diferença de nível no terreno, e o espaço não é suficiente para vencer o desnível através de taludes com inclinações compatíveis com a estabilidade do solo.

> Estruturas de contenção ou de arrimo são obras civis construídas com a finalidade de prover estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha. São estruturas que fornecem suporte a estes maciços cuja condição de equilíbrio foi alterada por alguma escavação, corte ou aterro, evitando o escorregamento causado pelo seu peso próprio ou por carregamentos externos. Exemplos típicos de estruturas de contenção são os muros de arrimo, as cortinas de estacas prancha e as paredes diafragma. Embora a geometria, o processo construtivo e os materiais utilizados nas estruturas citadas sejam muito diferentes entre si, todas elas são construídas para conter a possível ruptura do maciço de solo, suportando as pressões horizontais exercidas pelo empuxo de terra. (BARROS, 2006, p.6).

Carvalho et al, (1991), conclui que, estruturas de contenção e toda obra civil, que uma vez implantada em um talude, corte ou aterro, oferece resistência à sua movimentação ou à sua ruptura, ou ainda que reforça uma parte do maciço de solo, de modo que, esta parte possa resistir aos esforços tendentes a instabilização do mesmo.

3.2 Tipos de Estruturas de contenção

3.2.1 Muros de arrimo

“São estruturas corridas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em uma fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria (tijolos ou pedras) ou em concreto (simples ou armado), ou ainda, de elementos especiais”. (RANZINI & NEGRO Jr, 2012, p.503).

“Os muros de arrimo podem ser de gravidade (construídos de alvenaria ou de concreto simples ou ciclópico), de flexão ou contraforte (em concreto armado), ou ainda muros de fogueira (crib wall). ” (CAPUTO, 2014, p.142). Os muros de arrimo por gravidade são estruturas corridas, que se opõem aos empuxos horizontais de terra ou água pelo seu peso próprio, e pelo atrito entre as fundações e o solo. Devido ao fato de serem estruturas pesadas são, quase sempre, empregadas quando se dispõe de terreno com boa capacidade de carga, capazes de suportar as tensões da fundação em sapata corrida. São antieconômicos para alturas superiores a 5 metros. (RANZINI & NEGRO Jr,2012).

O sistema estrutural dos muros de arrimo constitui-se por paramento e fundação, que podem ou não conter elementos auxiliares de estabilização. Além desses elementos, compõem o muro de arrimo, sistemas drenantes e filtrantes como filtros de areia ou brita, drenos profundos, barbacãs, drenos sub-horizontais e canaletas. (CARVALHO et al, 1991).

3.2.1.1 Muro de arrimo de concreto ciclópico

São muros de gravidade, construídos de concreto e agregados de grandes dimensões. Sua execução consiste no preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. Podem ser usados para contenção de taludes com altura superior a 3 metros. Devido à impermeabilidade do muro, é imprescindível a execução de um sistema adequado de drenagem, evitando o acumulo de água no maciço de solo arrimado. (CARVALHO et al, 1991).

A seção transversal deste tipo de muro pode ser retangular, trapezoidal, ou escalonada, com largura da base na ordem de 30% a 40% da altura do muro, conforme a seção transversal. (MOLITERNO, 2014).

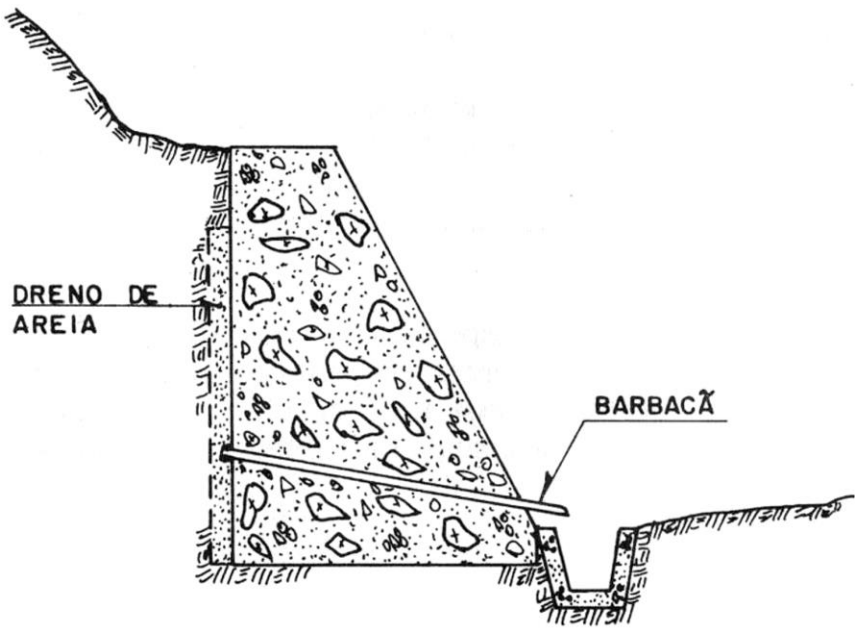


FIGURA 1- Muro de arrimo por gravidade de “concreto ciclópico, seção trapezoidal”
FONTE: (Carvalho et al,1991).

3.2.1.2 Muro de arrimo por gravidade “Crib Wall”

São estruturas de contenção formadas por elementos pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço, encaixadas entre si no local da obra, em forma de “fogueiras” justapostas e interligadas longitudinalmente, formando uma espécie de gaiola ou caixa, cujo espaço interno é preenchido com material granular graúdo (brita grossa ou pedra de mão). Este material fornece o peso da estrutura, enquanto que as peças de concreto armado respondem pela resistência, e manutenção de sua forma geométrica. (RANZINI & NEGRO Jr,2012).

Os “Crib Wall”, devido a sua forma construtiva, são estruturas naturalmente bem drenadas, capazes de se acomodar as movimentações e recalques das fundações, razões pelas quais se adaptaram muito bem à execução de estradas. São utilizados na construção de aterros, em encostas íngremes, e em locais pouco estáveis. Os “Crib Wall”, podem atingir alturas de até 20 metros. (CARVALHO et al, 1991).

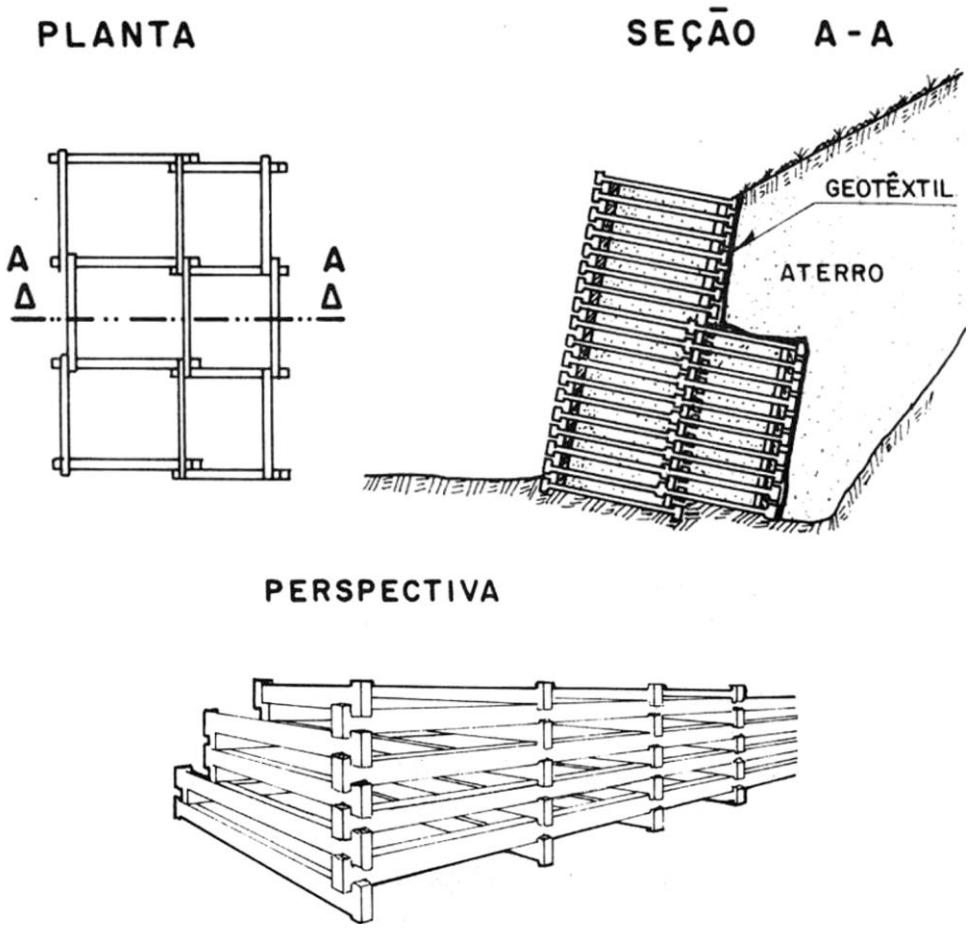


FIGURA 2- Muro de arrimo por gravidade “Crib Wall”

FONTE: (Carvalho et al,1991).

3.2.1.3 Muro de arrimo por gravidade de “Gabiões”

Os muros de Gabiões são estruturas de contenção constituídas por gaiolas metálicas de fios de aço galvanizado, confeccionadas com telas de malhas hexagonal de dupla torção, no formato de saco, manta ou caixa. Estas gaiolas são posicionadas no local da contenção, em sucessivas fiadas, preenchidas com pedras de mão e costuradas entre si com arrame galvanizado, formando a estrutura do muro de arrimo. (BARROS, 2006).

A principais características dos muros de gabiões são: a flexibilidade, que permite que a estrutura dispense fundações profundas, mesmo em solos com baixa capacidade de suporte, e se acomode a movimentações e recalques diferenciais do solo, sem perder sua estabilidade e eficiência; a permeabilidade, que mantem o muro bem drenado, sem a necessidade de sistemas de drenagem mais sofisticados.

Devido a suas características, sua simplicidade de construção, e ao se baixo custo construtivo, os muros de gabiões são muito utilizados como contenção de aterros, encostas, e na proteção das margens de rios e riachos. (CARVALHO et al, 1991).

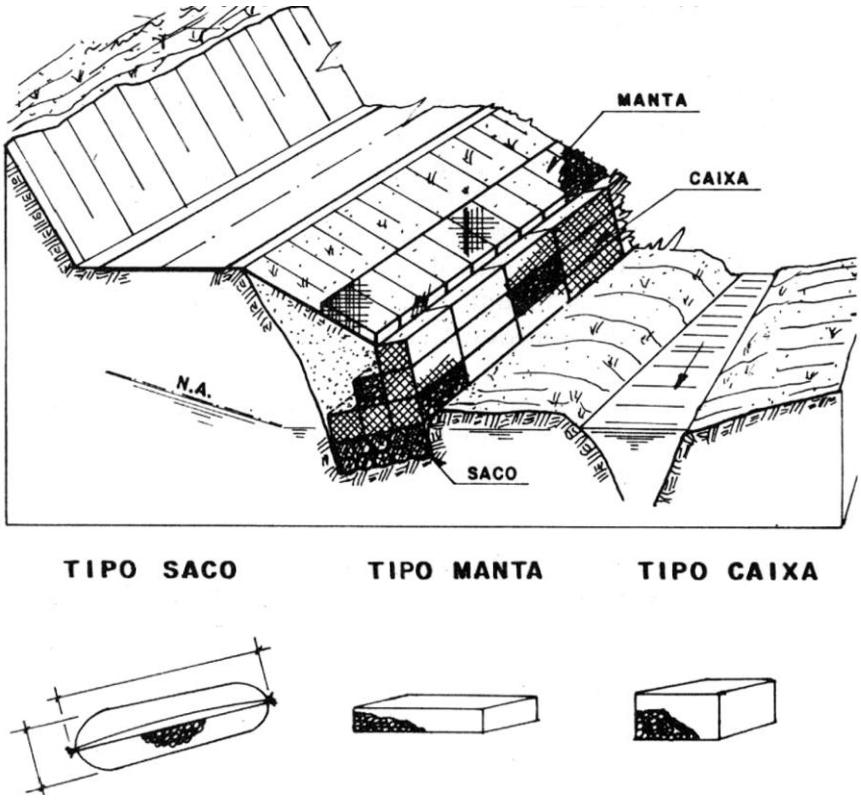


FIGURA 3- Muro de arrimo por gravidade “Contenção com Gabiões”.
FONTE: (Carvalho et al,1991)

3.2.1.4 Muro de arrimo de concreto armado

São estruturas esbeltas, com seção transversal em forma de “L” ou “T invertido”, que resistem aos empuxos por flexão, geralmente estão associados à execução de aterros e reaterros, uma vez que, para manter sua estabilidade, contam com o peso próprio e com o peso do maciço de solo arrimado, que se apoia sobre a base da fundação em sapata corrida. Os muros de concreto armado, podem ser ancorados com contrafortes, tirantes e chumbadores. Estas soluções de projeto são adotadas para manter a estabilidade do conjunto contra o tombamento. Este tipo de estrutura de contenção se torna antieconômica, para alturas superiores a 7 metros, e para solos com capacidade de carga inferiores a 2kgf/cm^2. (RANZINI & NEGRO Jr, 2012).

A laje da base do muro em sapata corrida em geral apresenta largura entre 50% a 60% da altura do muro, para manter o equilíbrio estático do conjunto. (MOLITERNO,2014).

“A execução de um sistema de drenagem adequado é imprescindível, e deve ser realizada através de barbacãs, dreno de areia ou brita e canaletas”. (CARVALHO et al, 1991).

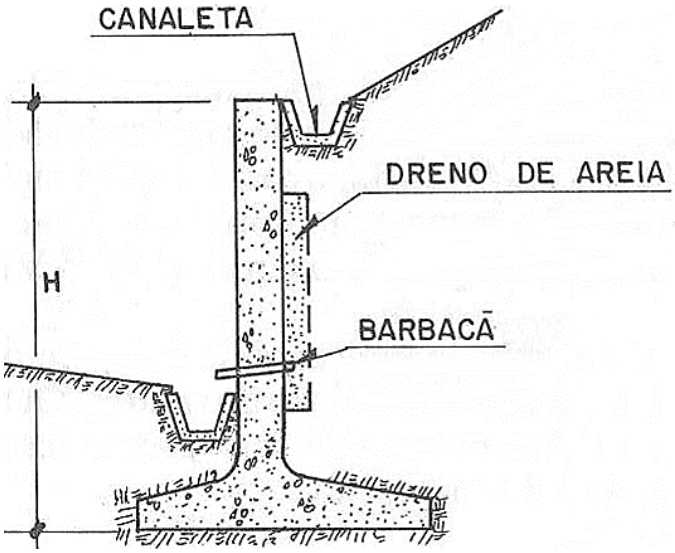


FIGURA 4- Muro de arrimo de concreto armado, seção “T invertido”.

FONTE: (Carvalho et al,1991)

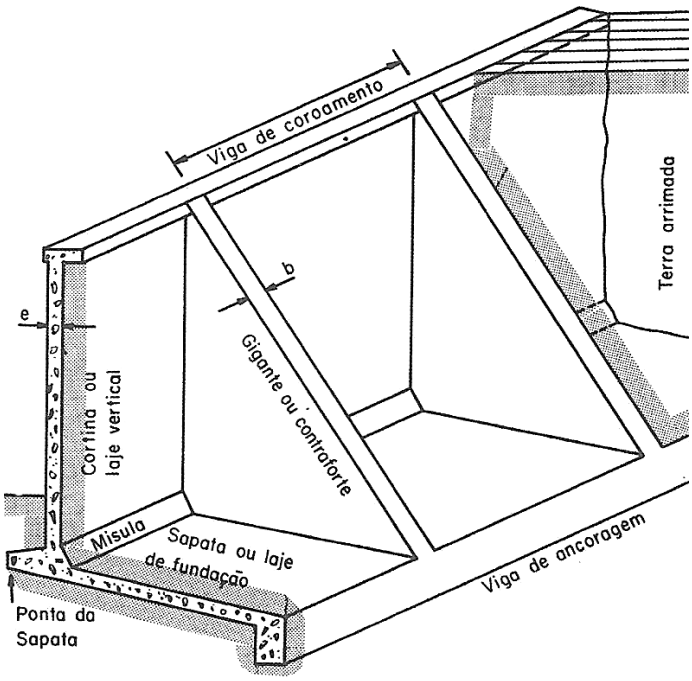


FIGURA 5- Muro de arrimo de concreto armado com contraforte, seção “L”.

FONTE: (Moliterno, 2014)

3.2.2 Contenção com cortinas atirantadas

Este sistema de contenção consiste na execução de placas verticais de concreto armado, que funcionam como paramento, e que são ancorados na zona resistente do maciço de solo arrimado, através de tirantes protendidos. O paramento pode ser constituído de placas isoladas para cada tirante, de placas englobando dois ou mais tirantes ou de cortina única, incorporando todos os tirantes.

Os tirantes são barras, fios ou cordoalha embutidos no maciço a ser arrimado com a função de transmitir por tração, os esforços de empuxo no paramento para camadas mais profundas, estáveis e resistentes do maciço de solo.

O uso de estruturas de contenção atirantadas exige uma única premissa básica: a presença de superfícies resistentes para a ancoragem dos tirantes, a profundidades compatíveis. Este tipo de contenção pode ser usado em qualquer situação geométrica, quaisquer materiais e condições hidrológicas. (CARVALHO et al, 1991).

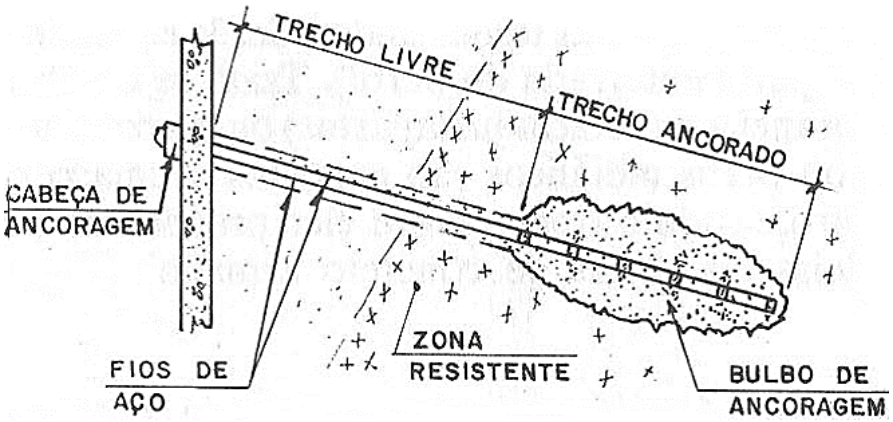


FIGURA 6- Detalhamento do tirante.

FONTE: (Carvalho et al,1991)

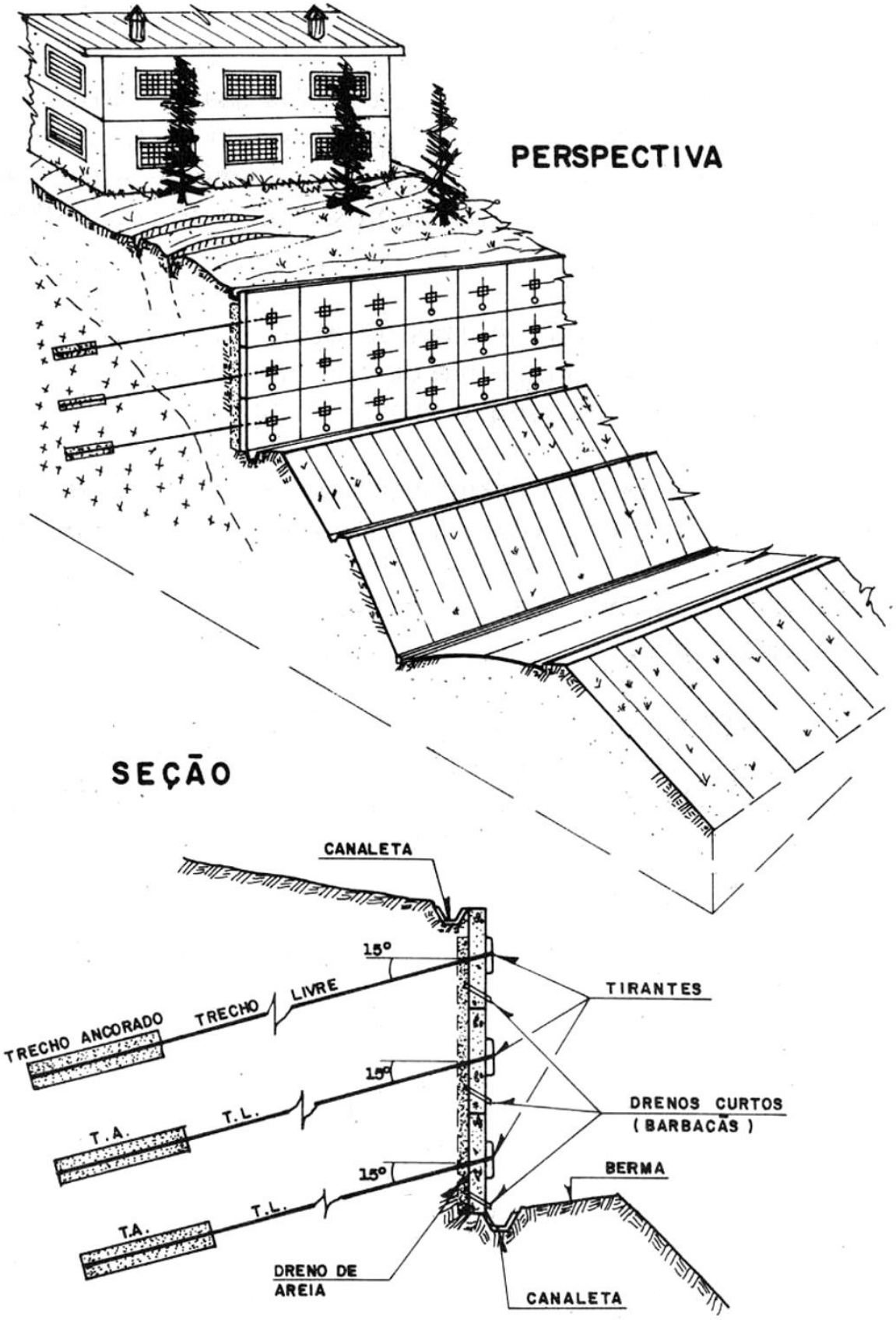


FIGURA 7- Contenção com cortina atirantada.

FONTE: (Carvalho et al,1991)

3.2.3 Contenção com cortina de estacas escavadas moldadas in loco

A estrutura desse tipo de contenção, é formada por um conjunto de estacas justapostas de concreto armado, alinhadas entre si, que funcionam como paramento da contenção, e que resistem aos empuxos do maciço de solo arrimado através de uma ficha mínima, que é o comprimento engastado da estaca abaixo do nível da escavação. As cortinas de estacas escavadas podem ser em balanço (cantiléver), mantem sua estabilidade apenas com o comprimento da ficha, ou podem contar além da ficha, com a ancoragem das estacas por tirantes ou chumbadores, para manter sua estabilidade, dependendo da rigidez do conjunto, e da altura a ser arrimada. (MARZIONA et al, 2012).

O paramento desse tipo de contenção pode ser executado por: estacas escavadas com lama bentonítica, estacões revestidos com camisas metálicas, estacas tipo hélice continua, cortina de estacas de tubulões a céu aberto, e paredes-diafragma. A execução desse tipo de contenção tem se mostrado vantajosa, podendo ser executada em todo o perímetro do terreno, próximo à divisa, sem desconfinar o solo adjacente, sem provocar vibrações, este tipo de solução tem sido muito adotado em contenções onde o solo a ser contido é constituído por argila média, rijas e duras que apresentam uma certa coesão e acima do nível de agua (N.A). No caso de contenções desses tipos de solo, onde o paramento apresente elevada rigidez, como, estações e tubulões a céu aberto, pode-se permitir o espaçamento entre as estacas. O solo entre as estacas do paramento pode ser contido após a escavação do terrapleno por: parede de blocos em concreto, cortina convencional de concreto armado, concreto projetado ou simplesmente protegidos por paredes de alvenaria. (SAES et al, 2012).

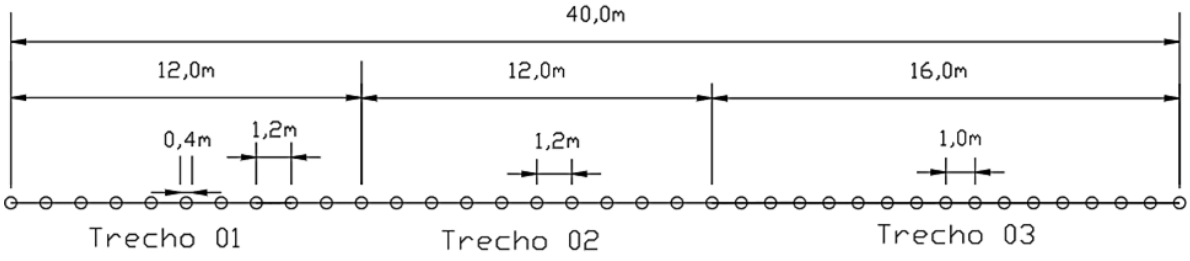


FIGURA 8- Cortina de estacas de concreto armado.

FONTE: (Medeiros, 2005)

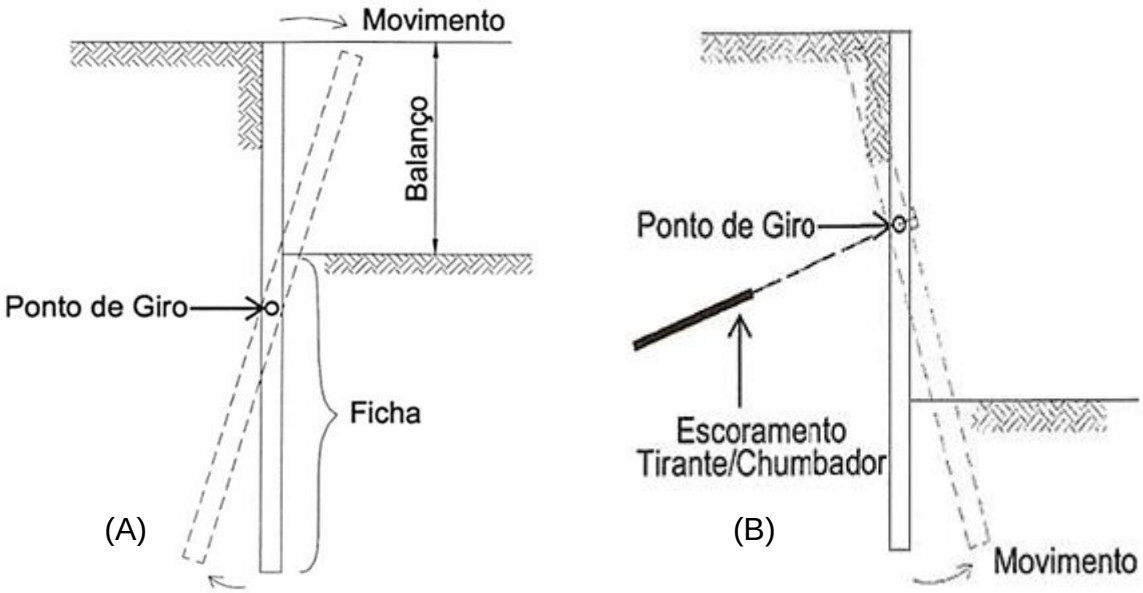


FIGURA 9- (A). Estaca em balanço, (B). Estaca com tirante.

FONTE: (Joppert.Jr,2013)

3.3 Sistema de drenagem em estruturas de contenção

Os sistemas de drenagem são obras de fundamental importância para a estabilidade das estruturas de contenção, já que o acúmulo de água no maciço de solo arrimado, pode reduzir a resistência ao cisalhamento do solo, e duplicar o empuxo atuante no paramento do muro. Para um comportamento satisfatório, de uma estrutura de contenção, é fundamental a utilização de sistemas eficientes de drenagem. Os sistemas de drenagem podem ser superficiais ou de drenagem profunda. Em geral, as estruturas de contenção, combinam os dois sistemas. (BARROS, 2006).

- **Sistema de drenagem superficial:** tem por finalidade, a captação e o escoamento das águas superficiais, através de canaletas, valetas, sarjetas ou caixas de capitação e, em seguida, conduzir estas águas para local conveniente. Através da drenagem superficial, evitam-se os fenômenos de erosão na superfície dos taludes e reduz-se a infiltração da água nos maciços de solo, resultando em uma diminuição dos efeitos danosos provocados pela água na resistência do terreno. (BARROS, 2006).

- **Sistema de drenagem profunda:** tem por finalidade, a drenagem do fluxo de água de percolação no interior do maciço de solo arrimado, impedindo o acúmulo de água junto ao tardoz interno da estrutura de contenção. A drenagem profunda, pode ser realizada por drenos verticais ou sub-verticais de areia ou pedra britada, junto ao paramento do muro, drenos sub-horizontais no muro (Barbacãs), dreno horizontal profundos “DHP”. (BARROS, 2006). A Figura10 ilustra um muro de arrimo com drenagem superficial e profunda.

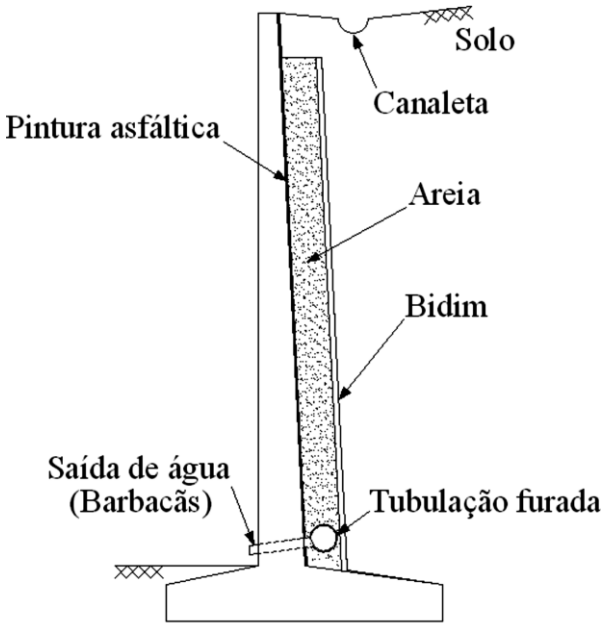


FIGURA 10- Muro de arrimo com drenagem superficial e profunda no paramento.

FONTE: (Moliterno,2014)

3.4 Empuxo de terra

É a força resultante das pressões laterais de terra ou água exercidas sobre a estrutura de contenção ou fundação. Estas pressões, podem ser devido ao peso próprio do solo ou de sobrecargas aplicadas sobre ele. (BARROS, 2006).

O empuxo de terra exercido pelo solo nas estruturas de contenção, pode ser ativo, passivo ou em repouso. O empuxo ativo (E_a), é definido como a resultante das pressões de solo contra a contenção (verificado no tardoz dos muros de arrimo). O empuxo passivo (E_P), é definido por aquele que corresponde à compressão do maciço de solo, (verificado em cortinas atirantadas e na ficha de estacas

escavadas). O empuxo no repouso é a condição natural do solo, sem deformações laterais, estado de equilíbrio elástico, não ocorre ruptura do solo. A Figura11 ilustra a atuação do empuxo nas estruturas de contenção (CAPUTO, 2014).

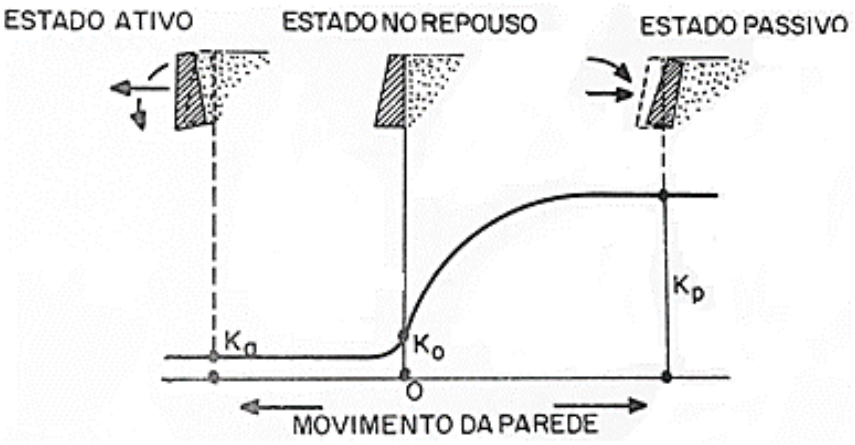


FIGURA 11- Variação do empuxo atuante.

FONTE: (Caputo,2014)

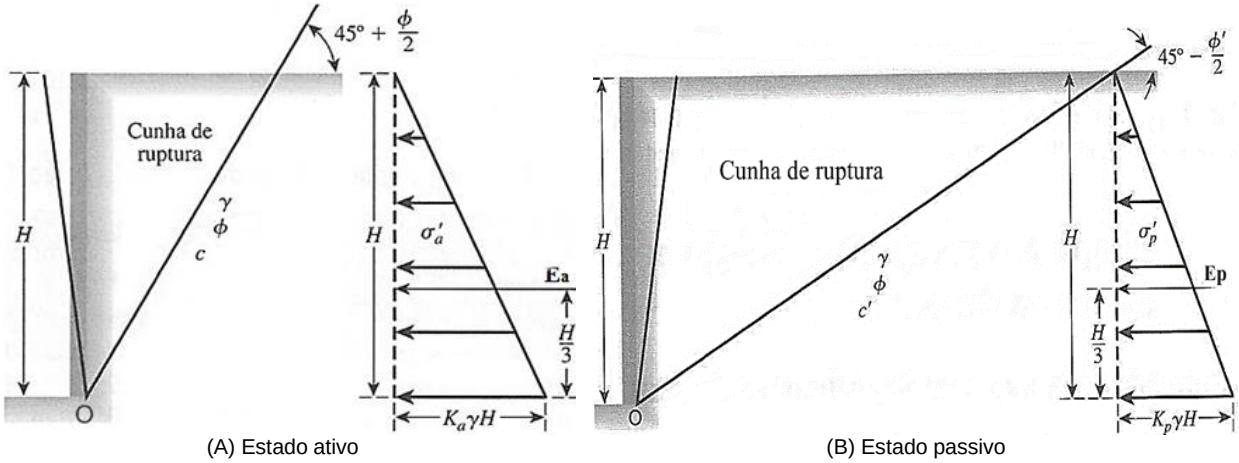
A determinação do valor do empuxo de terra, é fundamental na análise e projeto de obras de contenção. As teorias mais utilizadas no meio geotécnico para a determinação do empuxo “foram formuladas por Coulomb (1773) e Rankine (1856), tendo sido desenvolvidas por Poncelet, Culmann, Rebhann, Krey e, mais modernamente, estudadas e criticadas por Caquot, Ohde, Terzaghi, Brinch Hansen e outros autores”. (CAPUTO, 2014).

> **Métodos Clássicos** (Rankine, Coulomb, etc.), permitem o cálculo de empuxos ativos e passivos com base apenas em parâmetros geotécnicos simples. Essa simplicidade faz com que esses métodos continuem a ser empregados, sobretudo para projeto de obras de médio e pequeno porte, como para anteprojeto de obras de maior vulto. A grande vantagem dos métodos clássicos é que se baseiam apenas nos parâmetros de resistência ao cisalhamento: coesão, ângulo de atrito interno e massa específica, além de serem métodos de dimensionamento direto, fornecendo como resultado dos cálculos as dimensões da estrutura. (RANZINI & NEGRO Jr,2012, p.510).

3.4.1 Método de Rankine para cálculo do empuxo em estruturas de contenção

O método de Rankine fundamenta-se nas seguintes hipóteses: o solo encontra-se em estado de equilíbrio plástico (condições de ruptura), maciço de solo homogêneo e isotrópico, de extensão infinita e superfície plana, o muro de contenção é vertical,

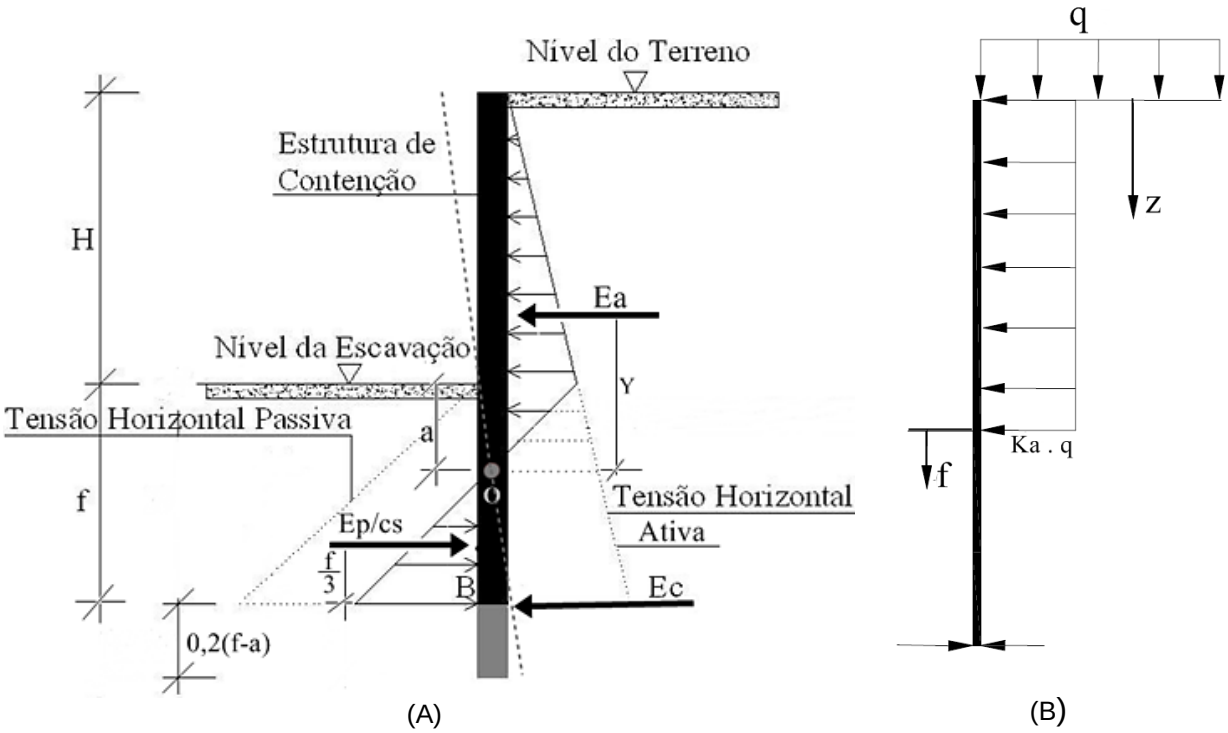
não a atrito na interface do muro e solo. As figuras 12 e 13 ilustram o método de Rankine para o cálculo do empuxo ativo e passivo (DAS, 2011).



(A) Estado ativo (B) Estado passivo

FIGURA 12- Distribuição das tensões horizontais sobre o muro de arrimo.

FONTE: (Das,2011)



(A) (B)

FIGURA 13- (A) Distribuição das tensões horizontais sobre a cortinas de estacas. (B) Sobrecarga.

FONTE: (Gurgel,2012)

Onde:

E_a: empuxo ativo

E_P: empuxo passivo

Φ: Ângulo de atrito interno do solo

γ : peso especifico aparente do solo

E_c: contra empuxo ativo

K_a: coeficiente de empuxo ativo

K_p: coeficiente de empuxo passivo

σ'_a: tensão horizontal ativa efetiva

σ'_p: tensão horizontal passiva efetiva

C': coesão efetiva do solo.

H: altura de escavação

f(ficha): comprimento enterrada da estaca.

O: ponto de rotação das contenções.

a: profundidade do ponto de rotação.

Segundo Das (2011) e Moliterno (2014), Rankine propôs, através do círculo de Mohr, as seguintes formulações para o cálculo do empuxo:

- Coeficiente de empuxo ativo (K_a)

$$K_a = tg^2\left(45^0 - \frac{\Phi}{2}\right) \tag{1.1}$$

- Coeficiente de empuxo passivo (K_p)

$$K_p = tg^2\left(45^0 + \frac{\Phi}{2}\right) = \frac{1}{ka} \tag{1.2}$$

- Resultante das tensões horizontais efetivas (σ') atuantes no tardoz da contenção, a uma profundidade (H).

$$\sigma`_a = K_a\,\gamma\,H - 2\,C'\sqrt{K_a} \qquad \text{Estado ativo} \tag{1.3}$$

$$\sigma`_p = K_p\,\gamma\,H + 2\,C'\sqrt{K_p} \qquad \text{Estado passivo} \tag{1.4}$$

- Empuxo ativo (E_a)

$$E_a = \frac{1}{2}K_a\,\gamma\,H^2 - C'\,H\,K_a \tag{1.5}$$

- Empuxo passivo (E_P)

$$E_p = \frac{1}{2}K_p\,\gamma\,H^2 + C'\,H\,K_p \tag{1.6}$$

- Contra empuxo ativo (E_c)

$$E_c = \frac{E_P}{C_S} - E_a \tag{1.7}$$

Onde:

CS: coeficiente de segurança, igual ou maior 1,5 para obras provisórias, e 2,0 para obras definitivas. (MARZIONE et al, 2012).

- Para terrapleno com sobrecarga distribuída (q), sobre a cunha de ruptura, temos o empuxo ativo (E_a)

$$E_a = q\ K_a H + \frac{1}{2} K_a\, \gamma\, H^2 - C'\, H\, K_a \tag{1.8}$$

- f (ficha). De acordo com Alonso (2013), para estruturas de contenção por estacas, a fixa mínima para garantir o equilíbrio do conjunto, é definida por:

$$f = 1{,}2H \text{ a } 1{,}4H \tag{1.9}$$

- De acordo Moliterno (2014), a profundidade do ponto rotação (O) da estaca é definido por:

$$a = 0{,}2f \tag{1.10}$$

3.4.1.1 Determinação do ponto de atuação do empuxo ativa e momento fletor máximo no tardoz da contenção

- Para terrapleno sem sobrecarga, a altura (Y) do ponto de atuação do empuxo ativo é definida por:

$$Y = \frac{H}{3} \text{ muro de arrimo;}\ \ Y = \frac{H + a}{3} \text{ cortina de estacas} \tag{1.11}$$

- Para terrapleno com sobrecarga distribuída (q), está e considerada como uma altura equivalente de solo (h_0).

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \tag{1.12}$$

Nesta situação, a altura (Y) do ponto de atuação do empuxo, é dado por:

$$Y = \frac{H}{3}\left(\frac{3h_0 + H}{2h_0 + H}\right) \text{muro de arrimo;} \quad Y = \frac{H + a}{3}\left(\frac{3h_0 + H + a}{2h_0 + H + a}\right) \text{cortina de estacas} \quad (1.13)$$

- Momento máximo no tardoz da contenção.

$$M_{max} = E_a \,.\, Y \quad (1.14)$$

3.5 Investigação geotécnica do solo – (SPT) Standard Penetration Test

A elaboração de projetos geotécnicos exige um conhecimento adequado dos solos. É necessário proceder a identificação e à classificação das diversas camadas componentes do substrato a ser analisado, assim como suas propriedades de engenharia. A determinação das propriedades do solo, podem ser feitas, de forma mais precisa através de ensaios de laboratório; ou de forma empírica através de ensaios de campo, como a Sondagem (SPT), cujo os resultados permitem uma definição das propriedades do solo. (DÉCOURT & QUARESMA et al, 2012).

A sondagem a percussão (SPT) é um procedimento geotécnico de campo, cujas finalidades, para aplicações em Engenharia, são: determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, posição do nível do lençol freático e determinação dos índices de resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro perfurado. (REBELLO,2008). A Figura 14 ilustra o equipamento de sondagem a percussão.

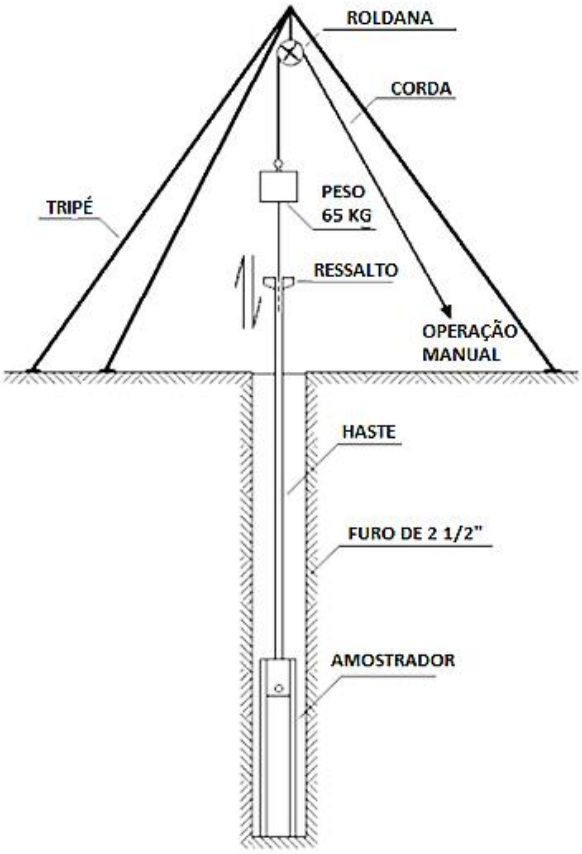


FIGURA 14- Esquema do equipamento de sondagem SPT.

FONTE: (Pinto,2013)

O índice de resistência à penetração (N_{SPT}), é determinado, a partir da soma do número de golpes do martelo para se cravar o amostrador padrão nos últimos 30cm. Com esse número pode-se determinar a resistência, a consistência, a compacidade e a coesão do solo. (BUDHU, 2013). A Figura 15 ilustra a cravação do amostrado SPT.

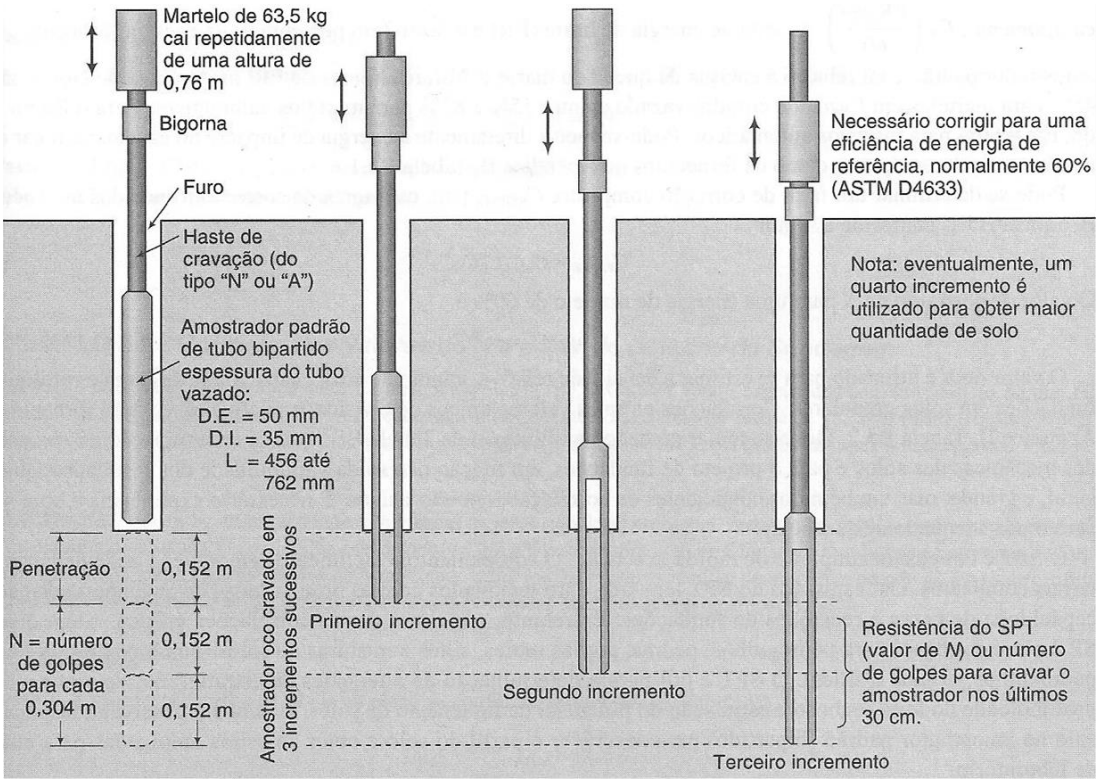


FIGURA 15- Sequência de cravação, em um SPT de acordo com ASTM D1586.

FONTE: (BUDHU, 2013)

O número de sondagens e a sua localização em planta dependem do tipo da estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. Este número deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo. A profundidade a ser explorada pela sondagem (SPT) depende do porte da obra, das cargas transmitidas ao terreno, das condições geotécnicas e topográficas do local. A profundidade mínima a ser explorada pela sondagem deve ser de 6m, a menos que se encontre rocha ou outro material muito compacto. A Figura 16, apresenta um perfil de sondagem SPT, onde identifica-se: as camadas do solo, nível d' água, e resistência N_{SPT}. (NBR 8036/1983), (BUDHU, 2013).

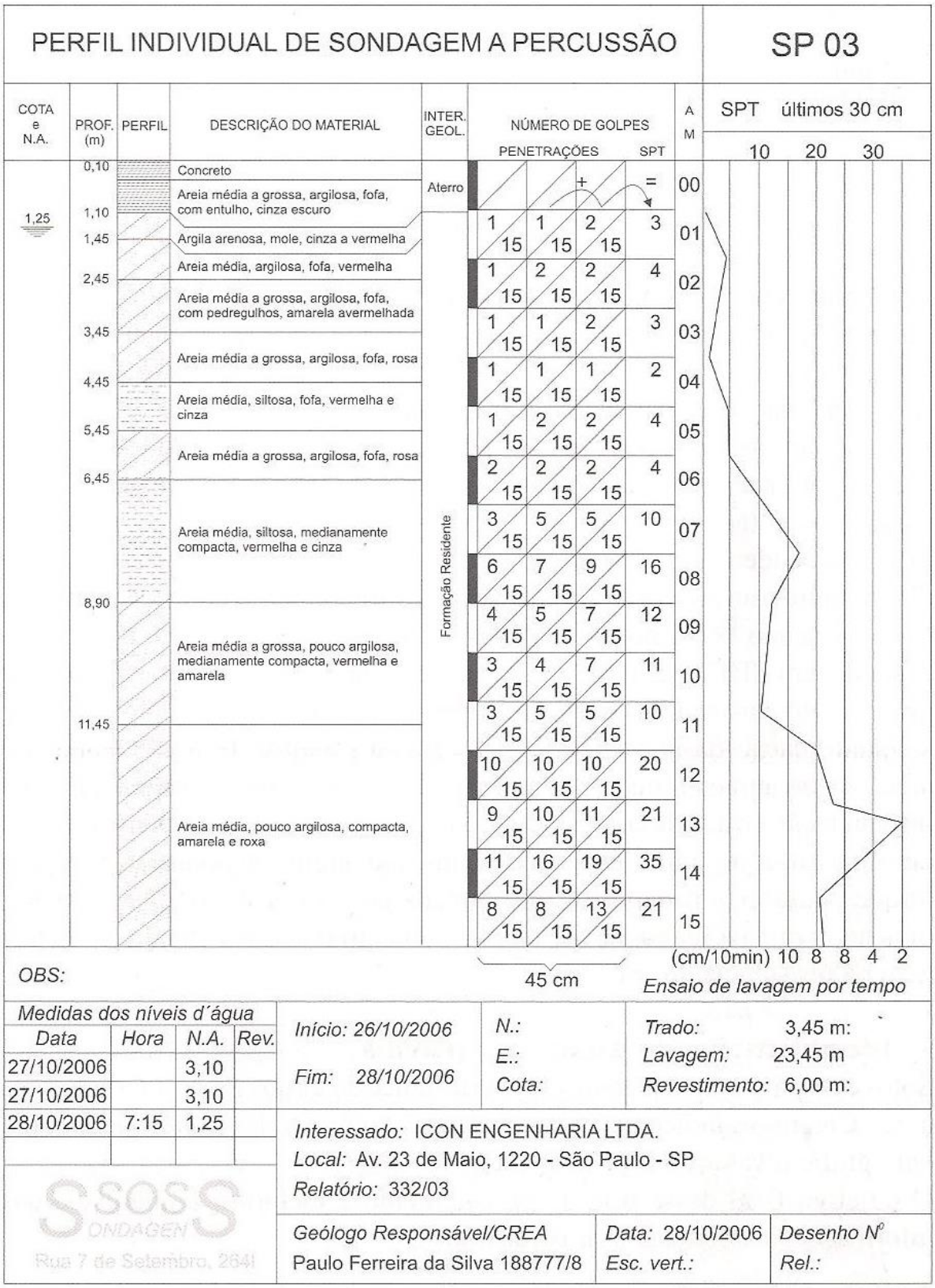


FIGURA 16- Perfil de sondagem SPT.

FONTE: (Rebello, 2008)

3.6 Determinação dos parâmetros geotécnico do solo em função do N_{SPT}

São muitas as maneiras de se relacionar o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) com as características do solo. Diversos autores apresentam correlações e métodos semi-empíricos e empíricos que permitem obter os parâmetros geotécnicos do solo em função do N_{SPT}. Na pratica da engenharia, estes parâmetros são utilizados na análise de problemas em, (fundações, obras de contenção, barragens) e no dimensionamento de fundações e contenções, em projetos de pequeno e médio porte e em anteprojetos de obras de maior vulto. (AOKI & CINTRA, 2014).

3.6.1 Sistema de identificação dos solos

Os solos são materiais geológicos formados a partir do intemperismo químico e físico das rochas. Os solos são descritos como solos grossos (pedregulhos e areias) e solos finos (sites e argila). Os solos grossos apresentam boa capacidade de carga e são drenantes. Os solos finos têm menor capacidade de carga e são praticamente impermeáveis. Outro fator importante a ser observado é a presença de água na massa de solo. A proporção de água no solo pode alterar seu comportamento, seu estado e diminuir sua resistência. (CAPUTO, 2012).

Segundo a NBR7250/1980, o sistema de identificação e descrição de amostras de solos, obtidas em sondagem SPT, apresentam-se na tabela 1:

Tabela 1 - Classificação dos solos

Solo	**Índice de resistência à penetração N_{SPT}**	**Designação**
Areia e silte arenoso	≤ 4	Fofa
	5 - 8	Pouco compacta
	9 - 18	Mediamente compacta
	19 - 40	Compacta
	>40	Muito compacta

Argila e silte argiloso	≤ 2 3 - 5 6 - 10 11 - 19 >19	Muito mole Mole Médio Rija Dura

FONTE: NBR7250/1980

3.6.2 Peso específico dos solos em função N_{SPT}

Se não for possível realizar ensaios de laboratório, para determinar o peso específico do solo, pode-se adotar o peso especifico efetivo do solo a partir dos valores das tabelas 2 e 3 em função da consistência da argila e da compacidade da areia. Os estados de consistência dos solos finos e de compacidade dos solos grosso estão em função do N_{SPT}, de acordo com a NBR6484/2001. (AOKI & CINTRA, 2014).

Tabela 2 - Peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (KN/m^3)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

FONTE: Aoki & Cintra (2014).

Tabela 3 - Peso específico de solos arenosos

N_{SPT}	Compacidade	Peso específico (KN/m^3)		
		Seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta	18	20	21

FONTE: Aoki & Cintra (2014).

3.6.3 Ângulo de atrito interno dos solos em função N_{SPT}

O ângulo de atrito interno (Φ) ou ângulo de cisalhamento é um dos parâmetros essenciais de resistência ao cisalhamento do solo, e é definido como sendo o ângulo em que uma massa de solo, em seu estado natural, se mantem em equilíbrio estável indefinido, desde que não seja afetada por ações externas que levem a situações de equilíbrio instável. Coulomb (1773), descreveu o ângulo de atrito interno do solo como sendo a resistência de um conjunto de partículas de solo ao longo de um plano de deslizamento. (CRAIG & KNAPPETT, 2012).

O ângulo de atrito do solo pode ser determinado em laboratório, ou através das correlações empíricas, com índice de resistência a penetração (N_{SPT}). Dentre elas:

- Godoy (1983), apud Aoki & Cintra (2014).

$$\Phi = 28^0 + 0.4\mathrm{N_{SPT}} \tag{2.1}$$

- Teixeira (1996), apud Aoki & Cintra (2014).

$$\Phi = \sqrt{20\mathrm{N_{SPT}}} + 15^0 \tag{2.2}$$

3.6.4 Coesão efetiva dos solos em função N_{SPT}.

A coesão (C'), é a força de atração química natural entre as partículas de argila presente nos solos, é um tipo de cimentação natural presente em solos com alguma fração de argila em sua composição. (CAPUTO,2012).

A coesão não drenada do solo, pode ser determinada através de ensaios de laboratório, ou estimada de forma aproximada, em função do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) e da consistência da argila. (AOKI & CINTRA, 2014). Dentre elas:

- Alonso (2013).

Tabela 4 - Coesão de argilas

N_{SPT}	Consistência	Coesão (Kpa)
< 2	Muito mole	<10
2 – 4	Mole	10 - 25
4 – 8	Média	25 - 50
8 - 15	Rija	50 - 100
15 - 30	Muito rija	100 - 200
≥ 30	Dura	>200

FONTE: Alonso (2013)

3.6.5 Tensão vertical admissível do solo em função N_{SPT}

As tensões no solo são os esforços que solicitam a massa de solo, estes esforços são provenientes de seu peso próprio e de cargas aplicadas sobre ele (CAPUTO,2012).

A tensão admissível (σ_{adm}) ou capacidade de carga considerando a segurança é a tensão de trabalho que vai garantir a segurança referente ao colapso do solo quanto a ruptura ao cisalhamento. A tensão admissível é uma fração da tensão máxima que o solo pode suportar, e pode ser determinada através dos métodos teóricos ou métodos semi empíricos.

- **Métodos teóricos:** São métodos encontrados na literatura de mecânica dos solos, formulados por vários autores, dentre eles estão as formulações de Terzaghi (1943), onde se calcula a tensão de ruptura do solo (σ_r), e se aplica um fator de segurança (FS=3,0), determinado pela NBR6122/2010 (item 6.2.1.1.1).

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_r}{3{,}0} \tag{2.3}$$

- **Métodos semi empíricos:** são métodos onde se permite determinar a tensão admissível do solo através de correlações com o índice de resistência a penetração (N_{SPT}), do “Standard Penetration Test (SPT)”. A tensão admissível

fornecida a partir do (N_{SPT}), já conta com segurança implícita, o que dispensa a aplicação de fator de segurança. Lembrado que as correlações empíricas e semiempíricos consagradas no meio técnico, aplicam-se com restrições aos projetos de obras geotécnicas. (AOKI & CINTRA, 2014).

São muitas as maneira de se relacionar o N_{SPT} com a resistência do solo, dentre elas apresentam-se:

- Rebello (2008), apresenta a seguinte correlação com o N_{SPT}, para se determinar a tensão admissível (σ_{adm}), sem distinção de solo:

$$\sigma_{adm} = \sqrt{N_{SPT}} - 1 \qquad (Kgf/cm^2) \tag{2.4}$$

- Rebello (2008), apresenta as seguintes correlações com o N_{SPT}, para se determinar a tensão admissível (σ_{adm}) em solos coesivos:

$$\text{Argila pura:} \qquad \sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{4} \qquad (Kgf/cm^2) \tag{2.5}$$

$$\text{Argila siltosa:} \qquad \sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{5} \qquad (Kgf/cm^2) \tag{2.6}$$

$$\text{Argila arenosa siltosa:} \qquad \sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{7{,}5} \qquad (Kgf/cm^2) \tag{2.7}$$

- Alonso (2013), apresenta as seguintes correlações com o N_{SPT}, para se determinar a tensão admissível (σ_{adm}), ou capacidade de carga de fundações diretas rasas (blocos, sapatas, radiers), e fundações diretas profundas (tubulões a céu aberto):

$$\text{Fundações diretas rasas:} \qquad \sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{50} \qquad (Mpa) \tag{2.8}$$

$$\text{Fundações diretas profundas:} \qquad \sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{30} \qquad (Mpa) \tag{2.9}$$

4 METODOLOGIA

Inicialmente, apresentou-se uma revisão bibliográfica sobre estruturas de contenção, empuxo de terra, métodos de dimensionamento de empuxo, investigação geotécnica do solo (SPT). Em seguida, serão apresentados, para a estabilização de um talude de 5m de altura e 14m de comprimento, duas soluções de contenção, um muro de arrimo de concreto armado e uma cortina de estaca de concreto armado em balanço. Será analisado através de uma comparação de custos qual das duas contenções e a solução mais viável para a estabilização do talude em estudo. Para o dimensionamento do muro de arrimo, será utilizado um sistema computacional disponível no mercado, o Eberick versão V8 Gold, de propriedade do engenheiro civil Eládio Jose Lopes, licença Nº 25189-3. Para o dimensionamento da cortina de estacas, será utilizado uma planilha Excel encontrada no mercado, esta planilha está de acordo com a norma NBR6118/2014. Os cálculos realizados com o auxílio da planilha Excel foram validados com cálculos manuais. Serão apresentados gráficos e tabelas contendo todos os resultados necessários para a avaliação dos custos das estruturas de contenção proposta para a estabilização do talude. Ao final do trabalho, além de adquirir alguns conhecimentos sobre a teoria e os conceitos fundamentais relacionados ao assunto, pretende-se, que os interessados possam aplicar, de maneira simples e prática, parte significativa dos conceitos aqui demonstrados.

4.1 Localização e características do terreno em estudo

O terreno objeto de estudo, fica situado no município de Conselheiro Lafaiete, estado de Minas gerais, Brasil, as margens da rodovia estadual MG129, Km 2, saída para Ouro Branco, bairro: Ouro Verde, Rua 2, Nº 150, lote30. A Figura17 apresenta o local do talude em estudo.

FIGURA 17- Localização da área em estudo.

Fonte: (Dutra,2015)

O referido terreno situa-se a beira de um talude instável com 5 metros de altura e 14 metros de extensão onde deverá ser executado um tipo de contenção. Este talude receberá ainda uma sobrecarga no terrapleno de 1,0tfm^2. A Figura18 apresenta o perfil topográfico representativo do terreno em estudo.

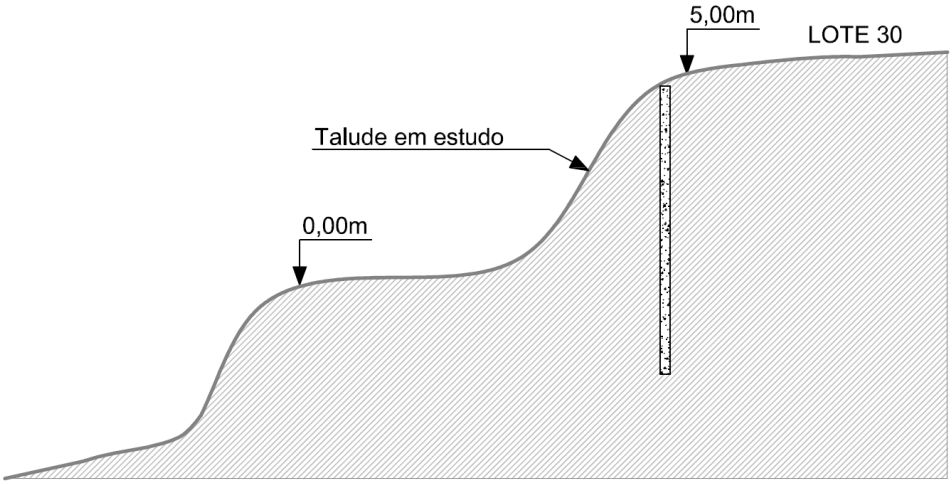


FIGURA 18- Perfil longitudinal do terreno em estudo.

FONTE: (Dutra,2015)

4.2 Cracterização geotécnica do terreno em estudo

A caracterização geotécnica do local em estudo, foi determinada, a partir de ensaios de campo (sondagens SPT). As investigações geotécnicas, apresentadas no Anexo C, estiveram a cargo da empresa Subsolo-sondagens e fundação Ltda, e constituiu-se na execução de dois furos de sondagem SPT (F1 e F2). A Figura19 ilustra a planta de locação dos furos de sondagem e o talude em estudo.

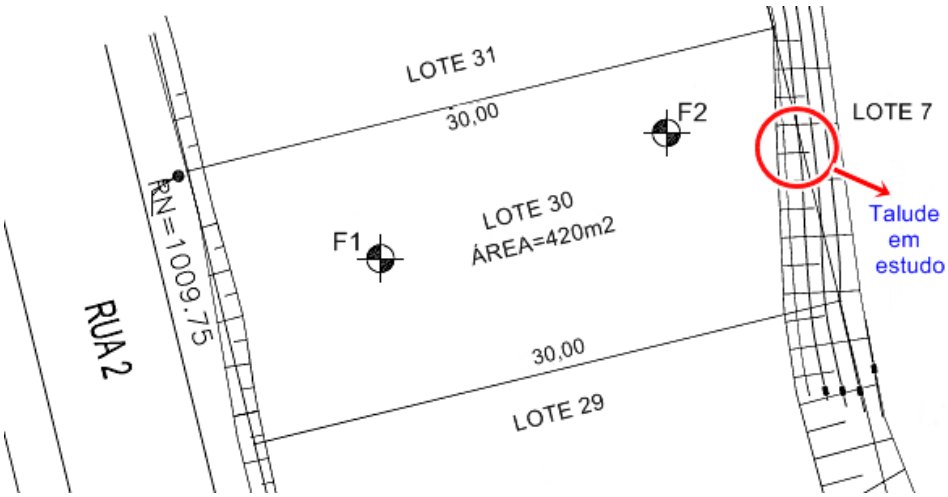


FIGURA 19- Planta de locação dos furos de sondagem do terreno em estudo.

FONTE: (ENGEMA LTDA,2015)

Para se determinar os parâmetros geotécnicos do solo (peso específico, ângulo de atrito, coesão, e tensão admissivel) em função do SPT, foi considerado o perfil de sondagem SPT-02, apresentado na Figura 20, por este se encontrar mais próximo do talude em estudo. Foi verificado no perfil de sondagem SPT-02, na profundidade

de cinco metros, as seguintes caracteristicas do subsolo: uma camada de silte argiloso pouco arenoso de consistência media a rija, sem a presença de nível de água e N_{SPT} = 8. Foi determinado a partir destas caracteristicas os parametros geotécnicos do solo apresentados na tabela-5, que serão considerados no dimensionamento das estruturas de contenção propostas para a estabilização do talude em estudo.

Tabela 5 - resultados dos parâmetros geotécnico do solo em função do NSPT.

Peso específico(γ) Tabela 2	Ângulo de atrito(Φ) $\Phi = 28^0 + 0.4N_{SPT}$	Coesão(c') Tabela 4	Tensão admissivel(σ_{adm}) $\sigma_{adm} = \sqrt{N_{SPT}} - 1$
17KN/m^3	31^0	10KN/m^2	1,80 kgf/cm^2

Fonte: (Dutra,2015)

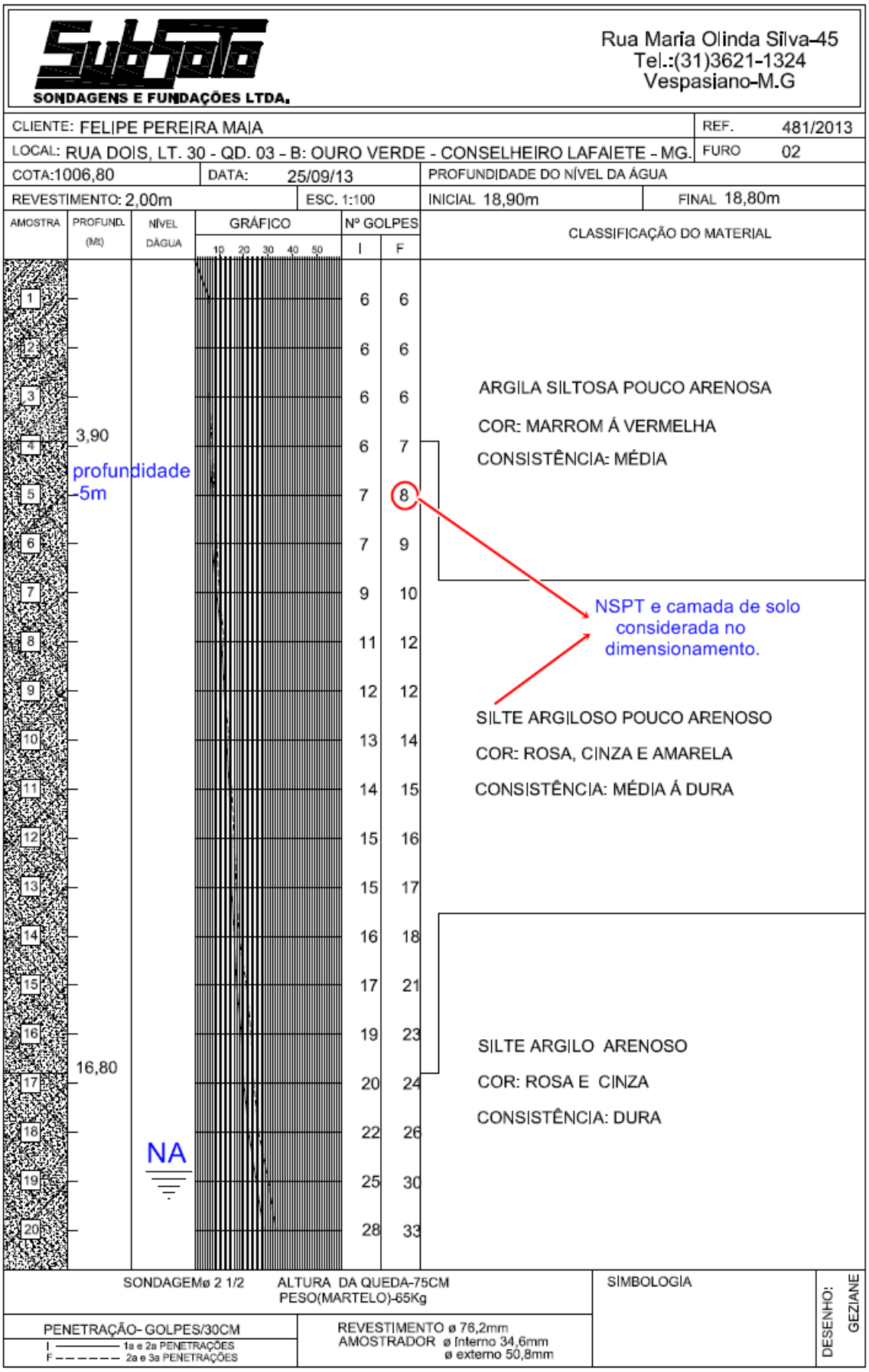


FIGURA 20- Perfil de sondagem SPT-02, utilizado no estudo das contenções.

FONTE: (ENGEMA LTDA, 2015)

4.3 Dimensionamento das estruturas de contenção

Para a análise e comparação dos custos de estabilização do talude em estudo, foi adotado as seguintes opções de contenção: muro de arrimo de concreto armado (Opção 01) e cortina de estacas de concreto armado em balanço (opção 02). Para o dimensionamento das estruturas de contenção, adotou-se os parâmetros geotécnicos do solo determinados na tabela-5. Considerou-se segundo Saes et al, (2012, p.542) “uma sobrecarga semi-infinita sobre o terrapleno de 10KN/m^2” devido a edificações vizinhas. O nível de agua (NA) não foi considerado no dimensionamento por este se encontra abaixo da camada de suporte. O muro de arrimo foi dimensionado com a ajuda do software EberikV8 Gold. A cortina de estacas foi considerada como uma viga em balaço engastada no ponto de rotação (O) e dimensionada com a ajuda de planilha Excel. Os resultados dos dimensionamentos encontram-se nos anexos A e B.

4.4 Elaboração dos orçamentos

Foram elaborados orçamentos referentes às obras de contenção propostas para a estabilização do talude em estudo: muro de arrimo e cortina de estacas. Os orçamentos foram realizados com base nos custos presentes no SICRO2 do DNIT, na vigência de maio de 2015, e SINAPI da Caixa Econômica Federal e IBGE, na vigência de agosto de 2015, ambos com preços de referência para o estado de Minas gerais. Também foram utilizadas composições de custo da revista informador da construção(REV.I.C) e mediante pesquisas por telefone junto a empresas fornecedoras de materiais de construção e equipamentos.

Não foram considerados nos orçamentos os serviços preliminares como alojamento, placas de obras ou locações topográficas, bem como serviços de investigação geotécnica, uma vez que se admitiu que esses serviços são comuns a todos os tipos de obras não sendo, portanto, parâmetros relevantes de comparação.Foram considerados os valores de Beneficios e Despesas Indiretas (BDI[*]) nos orçamentos

---

[*] ***BDI – Fator que representa o custo com despesas adicionais, lucro e impostos incidentes.***

das estrutras de contenção propostas, no valor de 25% do total. Os orçamentos foram feitos para o comprimento total da contenção 14 metros.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Muro de arrimo de concreto armado (opção 01)

O muro de arrimo de concreto armado dimensionado para a contenção do talude em estudo, é de seção “L” sem ancoragem do paramento. Para a execução do muro, será necessário realizar o desaterro e reaterro à montante do talude. Será implantado um sistema de drenagem profunda junto ao paramento do muro, com: caixa de brita Nº1, tubo de drenagem e manta de poliéster (Bidim). Também será implantado um sistema de drenagem superficial com meia calha Φ40cm na crista do muro. Todas as águas coletadas pelos sistemas de drenagem, desaguam em uma caixa de passagem, para então ser destinada a coleta pluvial. As figuras 21 e 22 apresentam o muro de arrimo de concreto armado dimensionado para a estabilização do talude em estudo.

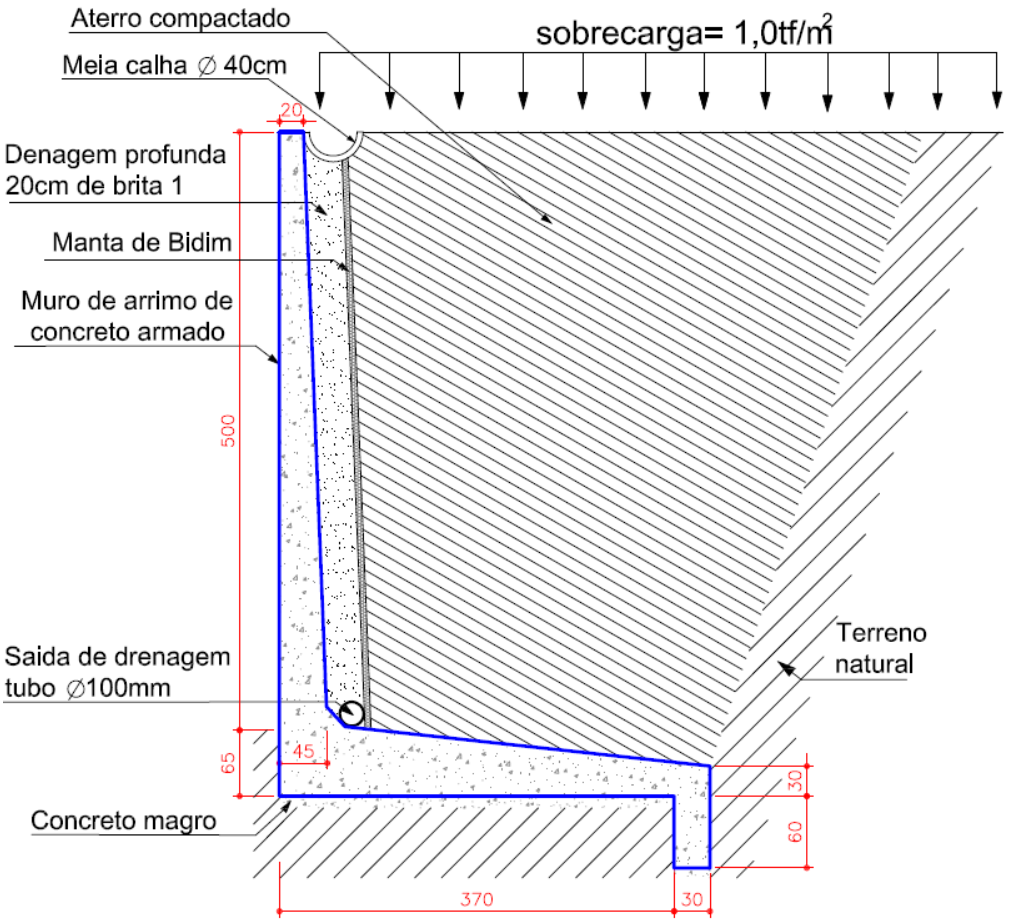


FIGURA 21- Muro de arrimo idealizado para o talude em estudo.

FONTE: (Dutra,2015

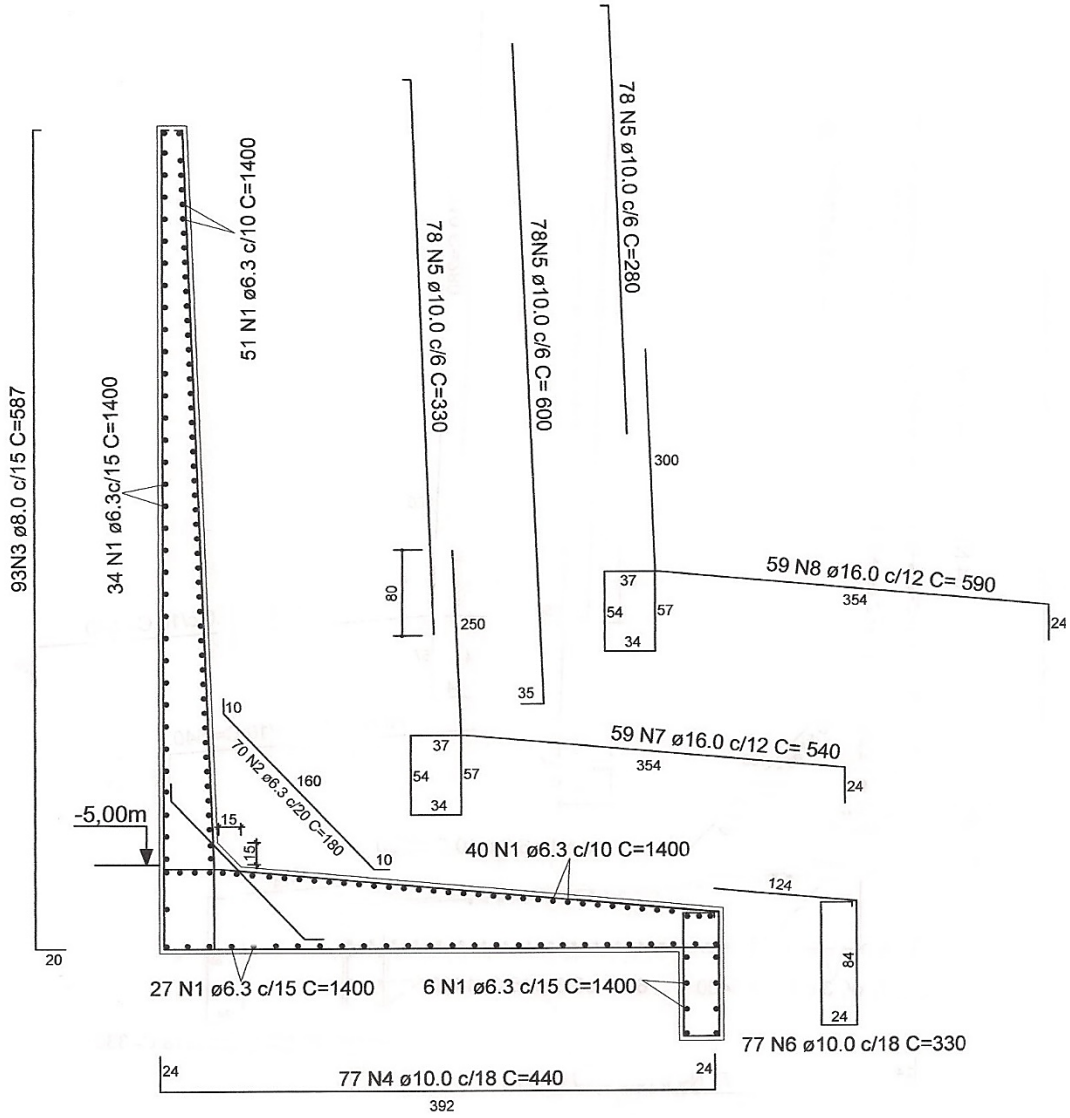


FIGURA 22- Detalhamento do muro de arrimo.

FONTE: (Dutra,2015).

5.1.1 Estimativa de custo do muro de arrimo de concreto armado (opção 01).

O custo para execução da contenção de 5 m de altura e 14 m de extensão, através de um muro de arrimo de concreto armado, foi calculado em R$112.182,42 Os resultados obtidos para a contenção indicam o custo por metro linear de: R$8.013,03/m. A tabela 6 apresenta o detalhamento dos custos para execução do muro de arrimo de concreto armado (opção 1), idealizado para a estabilização do talude em estudo.

Tabela 6 - Detalhamento dos serviços e materiais para execução do muro de arrimo

COMPOSIÇÃO DE CUSTO MURO DE ARRIMO DE CONCRETO ARMADO						
ORIGEM	**CODIGO**	**DESCRIÇÃO**	**UND**	**QUANT**	**P.UNIT (R$)**	**P.TOTAL (R$)**
SERVIÇOS PRELIMINARES						
SINAPI	73822/001	Capina e limpeza do terreno	m^2	420,0	3,73	**R$ 1.566,60**
SINAPI	9537	Limpeza final de obra	m^2	100,0	1,94	**R$ 194,00**
SINAPI	74077/003	Locação de obra	m^2	100,0	4,61	**R$ 461,00**
REV.I.C	01 05 02	Instalações provisória	m^2	20,0	368,96	**R$ 7.379,20**
Cotação	.....	Caçamba p/ retirada de entulho	Und	10,0	70,00	**R$ 700,00**
Subtotal serviços preliminares						**R$ 10.300,80**
TERRAPLANAGEM						
SINCRO2	2 S 01 100 11	Esc. Carga tr. mat. 1ª c. DMT 400 a 600m c/carregadeira	m^3	340,0	6,68	**R$ 2.271,20**
SINCRO2	1 A 01 893 02	Reaterro e compactação	m^3	250,0	28,46	**R$ 7.115,00**
Subtotal de terraplanagem						**R$ 9.386,20**
INFRAESTRUTURA E SUPERESTRUTURA						
SINCRO2	2 S 01 100 11	Esc. Carga tr. de vala DMT 400 a 600m c/carregadeira	m^3	35,0	6,68	**R$ 238,80**
REV.I.C	01 02 03 01	Nivelamento e compactação fundo de vala	m^2	54,0	4,54	**R$ 245,16**
SINAPI	74138/001	Concreto. Usinado fck=15Mpa lançam. Adensam (camada abaixo do muro)	m^3	5,5	293,88	**R$ 1.616,34**
SINAPI	74138/003	Concreto usinado fck=25Mpa lançam/adensam. (Est. do muro)	m^3	53,0	343,41	**R$ 18.200,73**
SINCRO2	1 A 01 580 02	Fornec. Preparo e colocação aço CA 50	Kg	3.327,1	7,57	**R$ 25.186,15**
SINCRO2	2 S 03 370 00	Forma em madeira, inclusive escoramento e desforma.ult.3x	m^2	273,0	65,4	**R$ 17.854,20**
Subtotal de infraestrutura e superestrutura						**R$ 63.336,38**
DRENAGEM						
SINAPI	83668	Camada vertical drenante c/brita Nº 2	m^3	15,0	94,15	**R$ 1.412,25**
SINAPI	83739	Fornec. Instalação de manta Bidim RT-10	m^2	75,0	6,28	**R$ 471,00**
SINAPI	83671	Tubo de drenagem DN100mm perfurado. Fornec./instalação	m	16,0	41,96	**R$ 671,36**
SINAPI	73882/003	Calha de conc.DN40mm/inst.	m	14,0	64,00	**R$ 896,00**
SINAPI	83742	Impermeabilizante c/ emulsão asfáltica	m^2	135,0	20,84	**R$ 2.813,40**
SINCRO2	2 S 04 960 01	Boca de lobo de concreto	Und	1,0	500,51	**R$ 500,51**
Subtotal de obras de drenagem						**R$ 6.722,56**
SUB TOTAL						**R$ 88.372,30**
BDI=25%						**R$ 22.093,07**
TOTAL DA OBRA						**R$ 112.182,42**

Fonte: (Dutra,2015)

A Figura 23, apresenta a influência percentual dos principais serviços e materiais necessários para execução da contenção em muro de arrimo de concreto armado (opção 1). Observa-se na Figura 23 que aço, concreto e formas de madeira tem a maior influência no custo do muro de arrimo idealizado para a contenção em estudo. É também verificado que as obras de terraplanagem são muito vultuosas devido ao processo construtivo do muro de arrimo, onde se faz necessário a movimentação de grande volume de terra a montante para a execução das fundações em sapata corrida do muro, elevando de forma considerável os custos de execução desse tipo de contenção.

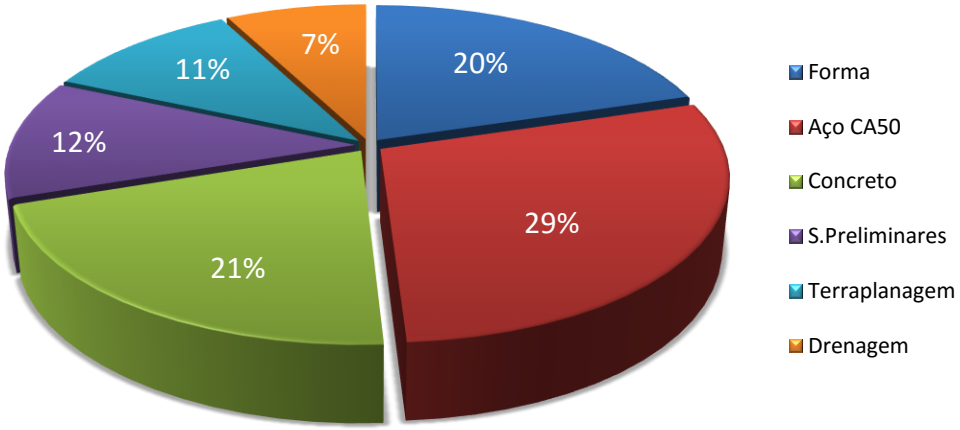


FIGURA 23- Influência dos serviços e materiais no custo do muro.
FONTE: (Dutra,2015)

5.2 Cortina de estacas de concreto armado (opção 2)

A estrutura desse tipo de contenção é formada por um conjunto de estacas justapostas de concreto armado, alinhadas entre si, que funcionam como paramento da contenção. Foi adotando um diâmetro de 60cm para as estacas, assim como um espaçamento entre as estacas de 90cm, este espaçamento será vedado com blocos de concreto. O sistema de drenagem superficial e drenagem profunda adotado para a cortina de estacas é o mesmo do muro de arrimo com: meia calha Φ40 cm na crista da contenção, caixa de passagem, caixa de brita Nº2, tubo de drenagem e manta de poliéster (Bidim). As estacas serão escavadas mecanicamente com trado rotativo na divisa do terreno. As figuras 24, 25 e 26, apresentam a contenção idealizada para o talude em estudo.

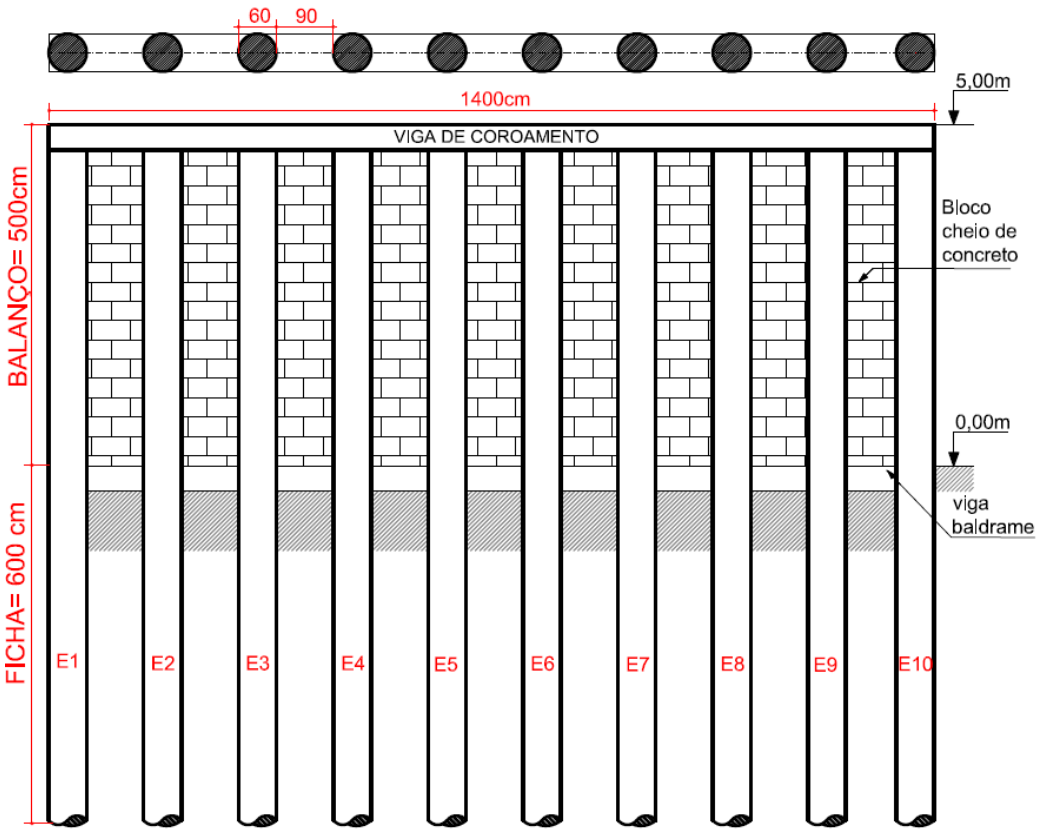


FIGURA 24- Cortina de estacas idealizada para o talude em estudo.

FONTE: (Dutra,2015)

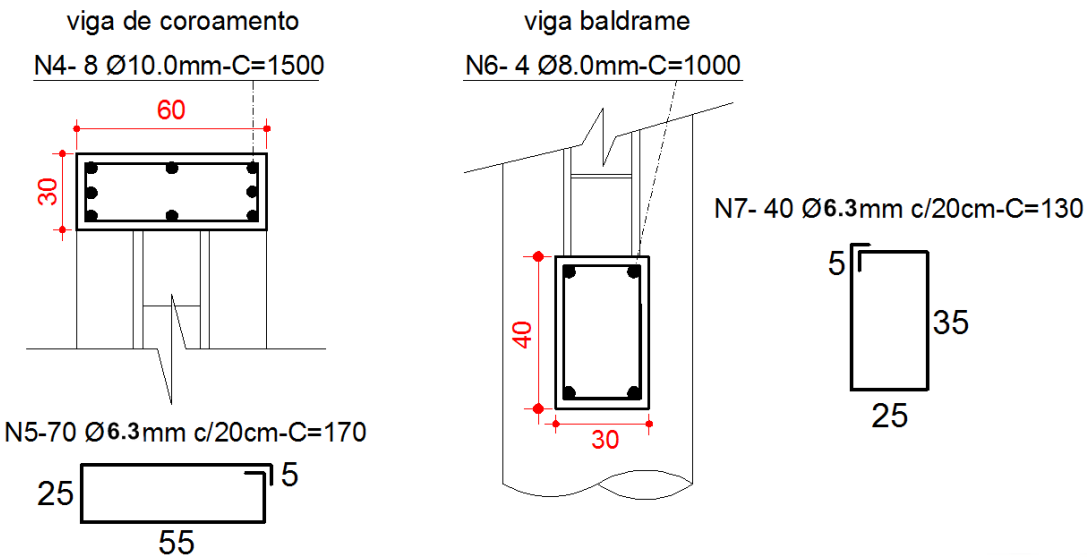


FIGURA 25- Detalhamento dos elementos estruturais.

FONTE: (Dutra,2015)

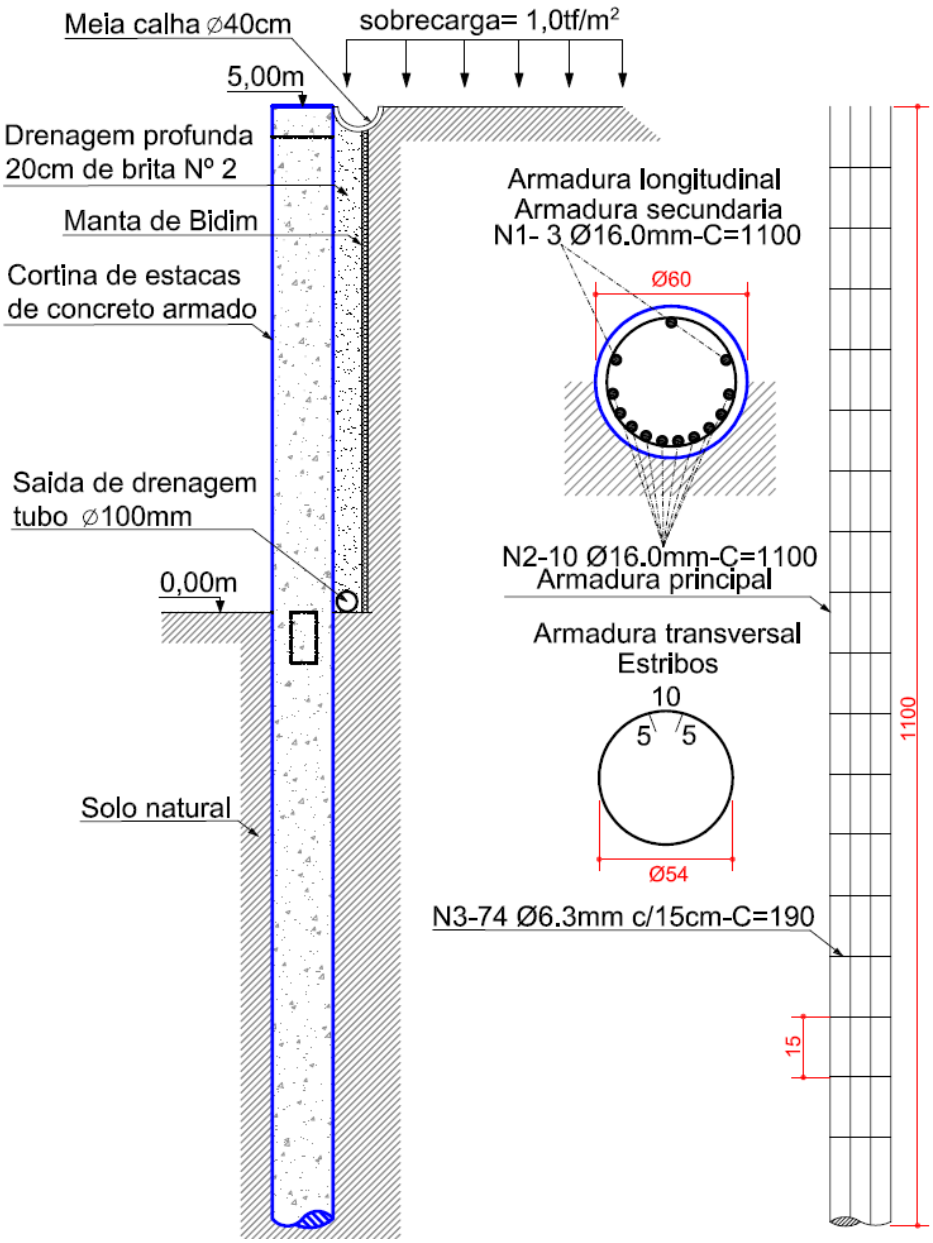


FIGURA 26- Detalhamento da cortina de estacas para o talude em estudo.

FONTE: (Dutra,2015)

5.2.1 Estimativa de custo da cortina de estacas de concreto armado (opção 02).

O custo para execução da contenção de 5 m de altura e 14 m de extensão, através de uma cortina de estacas de concreto armado, foi calculado em R$74.731,31 Os resultados obtidos para a contenção indicam um custo por metro linear de: R$5.337,96/m. A tabela-7 apresenta o detalhamento dos custos para a execução da

cortina de estacas de concreto armado (opção 2), idealizada para a estabilização do talude.

Tabela 7 - Detalhamento dos serviços e materiais para execução da cortina de estacas

COMPOSIÇÃO DE CUSTO CORTINA DE ESTACAS DE CONCRETO ARMADO						
ORIGEM	**CODIGO**	**DESCRIÇÃO**	**UND**	**QUANT**	**P.UNIT. (R$)**	**P.TOTAL (R$)**
SERVIÇOS PRELIMINARES						
SINAPI	73822/001	Capina e limpeza do terreno	m^2	420,0	3,73	**R$ 1.566,60**
SINAPI	9537	Limpeza final de obra	m^2	100,0	1,94	**R$ 194,00**
SINAPI	74077/003	Locação de obra	m^2	100,0	4,61	**R$ 461,00**
REV.I.C	01 05 02	Instalações provisória	m^2	20,0	368,96	**R$ 7.379,20**
Cotação	.....	Caçamba p/ retirada de entulho	Und	10,0	70,00	**R$ 700,00**
Subtotal serviços preliminares						**R$ 10.300,80**
TERRAPLANAGEM						
SINCRO2	2 S 01 100 20	Esc.carga tr. mat 1ª c. DMT3km a 5km c/carreg. (Material entre as estacas).	m^3	75,0	12,82	**R$ 961,50**
SINCRO2	1 A 01 893 02	Reaterro e compactação	m^3	56,0	28,46	**R$ 1.593,76**
Subtotal de terraplanagem						**R$ 2.555,26**
INFRAESTRUTURA E SUPERESTRUTURA						
Cotação	.....	Escavação das estacas c/trado mecânico DN 60cm	m	110,0	25,00	**R$ 2.750,00**
SINAPI	73502	Guindaste Madal. Lança min 18mts (colocação da armadura da estaca)	h	6,0	113,56	**R$ 681,36**
SINCRO2	1 A 01 412 51	Concreto mecânico fck=15Mpa, conf./lançam. (Enchimento dos bloco e viga baldrame)	m^3	6,4	316,48	**R$ 2.025,47**
SINAPI	74138/003	Concreto usinado fck=25Mpa, lançam/ adensam. (Estrutura da estaca)	m^3	35,0	343,41	**R$ 12.019,35**
SINCRO2	1 A 01 580 02	Fornec. Preparo e coloc. Aço CA 50	Kg	2.688,8	7,57	**R$ 20.353,91**
SINCRO2	2 S 03 370 00	Forma em madeira, inclusive escoramento e desforma. ult./3x	m^2	28,0	65,40	**R$ 1.831,20**
SINAPI	87457	Vedação entre as estacas c/ blocos de concreto (19X19X39)cm, com assentamento e argamassa.	m^2	41,0	54,31	**R$ 2.226,71**
Subtotal de infraestrutura e superestrutura						**R$ 41.888,01**
DRENAGEM						
SINAPI	83668	Camada vertical drenante c/brita Nº 2	m^3	15,0	94,15	**R$ 1.412,25**
SINAPI	83739	Fornec/Instalação. Manta Bidim RT-10	m^2	75,0	6,28	**R$ 471,00**
SINAPI	83671	Tubo de drenagem DN100mm perfurado. Fornecimento e instalação.	m	15,0	41,96	**R$ 629,40**
SINAPI	73882/003	Calha de conc. DN400mm/instalada.	m	14,0	64,00	**R$ 896,00**
SINAPI	83742	Impermeabilizante c/ emulsão asfáltica	m^2	54,3	20,84	**R$ 1.131,82**
SINCRO2	2 S 04 960 01	Boca de lobo de concreto	Und	1,0	500,51	**R$ 500,51**
Subtotal de obras de drenagem						**R$ 5.040,98**
SUBTOTAL						**R$ 59.785,05**
BDI=25%SUB TOTAL						**R$ 14.946,26**

TOTAL DA OBRA	**R$ 74.731,31**

Fonte: (Dutra,2015)

A Figura 27, apresenta a influência percentual dos principais serviços e materiais necessários para execução da contenção em cortina de estacas de concreto armado (opção 2). Observa-se na Figura 27 que aço, concreto e serviços preliminares tem maior influência nos custos da cortina de estacas idealizada para a contenção em estudo. É também verificado uma importante redução das obras de terraplanagem e das formas de madeira, estas reduções ocorrem devido ao processo construtivo das estacas onde não se faz necessário a movimentação de grandes volumes de terra a montante, devido as estacas não utilizarem fundações em sapatas corrida, reduzindo a necessidade de formas de madeira e diminuindo de forma considerável os custos de execução desse tipo de contenção.

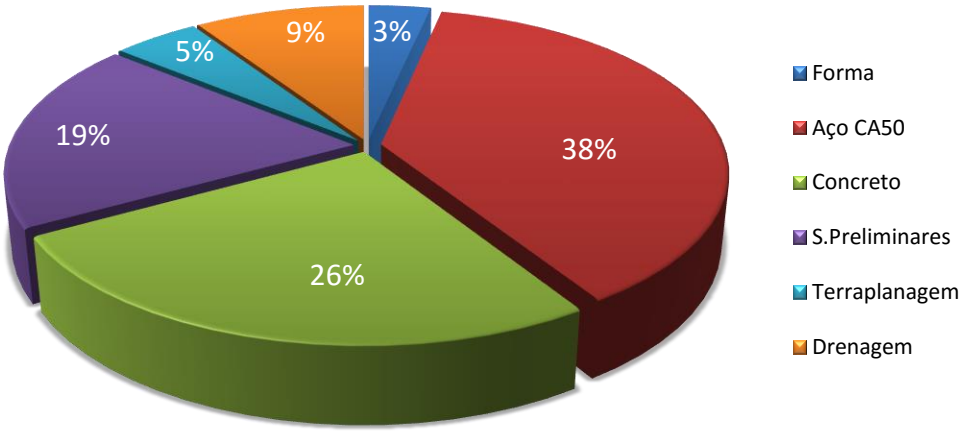


FIGURA 27- Influência dos serviços e materiais no custo da cortina

FONTE: (Dutra,2015)

5.3 Analise dos resultados

Para a análise dos resultados encontrados nas duas opções de contenções propostas para a estabilização do talude em estudo, foi organizado no gráfico da Figura 28, os principais serviços e matérias que compõem o processo construtivo das duas estruturas de contenção. Estes serviços e materiais foram os que apresentaram maior variação no processo executivo das contenções, influenciando de forma direta nos custos de execução das estruturas idealizadas para a estabilização do talude em estudo.

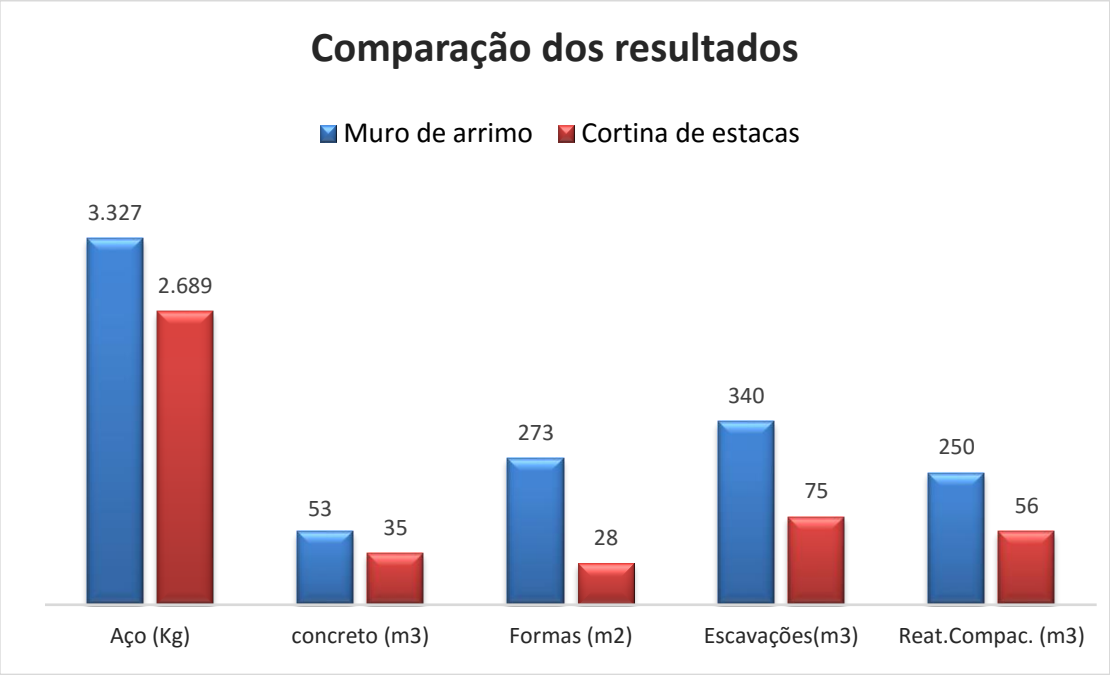


FIGURA 28- Principais custos da cortina de estacas e do muro de arrimo.

FONTE: (Dutra,2015)

Verifica-se na Figura 28 que o muro de arrimo apresenta um consumo de aço e concreto bem mais elevado que a cortina de estacas, isto ocorre devido o muro ser uma estrutura esbelta, executada com fundações diretas em sapata corrida de seção “L”, sendo necessário incorporar pesadas armaduras na junção entre a laje vertical (paramento) e a laje de fundação (sapata), a fim de resistir aos esforços de flexão gerados nesta junção. O que não ocorre na cortina de estacas que é uma estrutura mais rígida, menos esbelta de seção linear, que utiliza como fundação o comprimento enterrado da estaca (ficha), permitindo um espaçamento entre as estacas diminuindo o consumo de aço e concreto.

Verifica-se também na Figura 28 que que o muro de arrimo apresentou um consumo bem mais elevado de Formas de madeira, um grande volume de escavações, reaterro e compactação, comparados com a cortina de estacas. Estas diferenças ocorrem devido ao processo construtivo do muro de arrimo, onde se faz necessário executar escavação no talude a montante para execução das fundações e da estrutura do muro. O que não ocorre com a cortina de estacas, que é escavada com

trado rotativo até a profundidade desejada com menor volume movimentado de terra e sem a necessidade de formas para concretagem das estacas.

Os resultados dos custos de execução do muro de arrimo e da cortina de estacas estão representados nas figuras 29 e 30. A Figura 29 apresenta o custo por etapa de execução e suas diferenças percentuais. A Figura 30 apresenta o custo total das contenções, os custos por metro linear e suas diferenças percentuais.

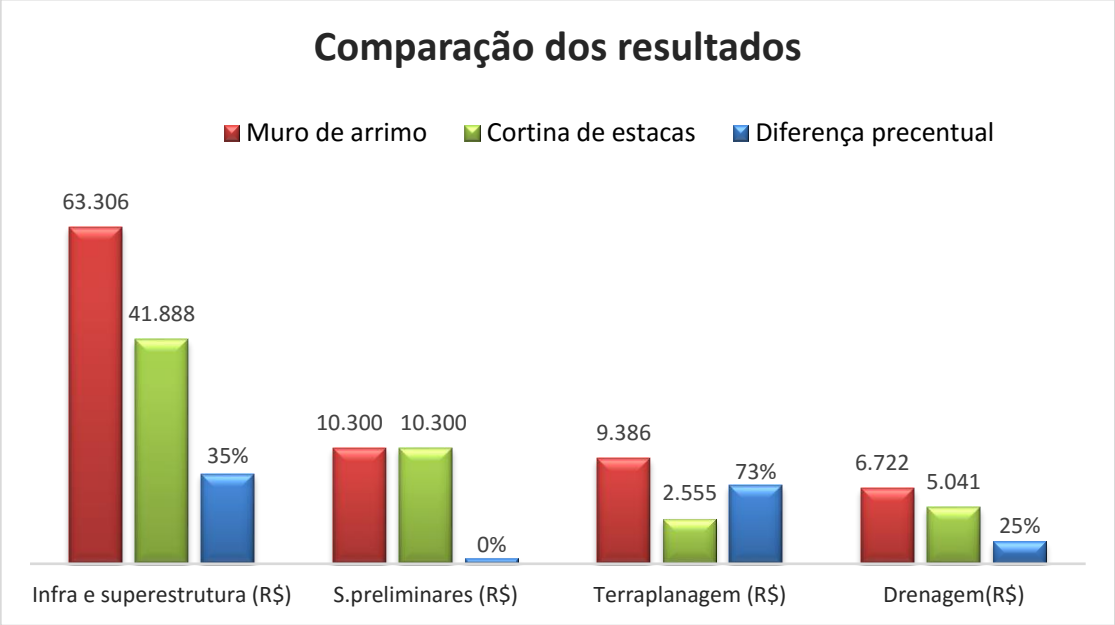


FIGURA 29- Custo por etapas de execução das estruturas de contenção.

FONTE: (Dutra,2015)

A partir da análise da Figura 29 nota-se que o maior custo de execução das duas contenções está relacionado com as obras de infraestrutura e superestrutura, percebe-se também uma diferença percentual significativa nos custos de execução entre as contenções. O fato de infraestrutura e superestrutura apresentarem o maior custo de execução para as duas contenções, ocorre por ser nesta etapa da obra onde se consome todo aço, concreto e grande parte da mão de obra para a execução dos projetos. Os serviços preliminares apresentaram o mesmo custo para as duas contenções, já que esta etapa é comum para as duas contenções. As obras de terraplanagem apresentaram a maior diferença percentual nos custos de execução entre as duas contenções, isto ocorre devido a diferença do processo construtivo, já abordado anteriormente na Figura 28. As obras de drenagem são as que apresentam o menor custo de execução para as duas contenções, mais apresentam diferenças percentuais significativas no custo.

FIGURA 30- Custo total das contenções propostas para o talude em estudo.

FONTE: (Dutra,2015)

A partir dos resultados da Figura 30, observa-se que o muro de arrimo de concreto armado apresenta um custo de execução 35% maior, representando uma solução bem mais onerosa principalmente devido aos custos com aço, formas de madeira, mão de obra e terraplanagem.

A cortina de estacas de concreto armado apresenta-se como a solução de contenção mais viável economicamente para o talude em estudo. Onde se verifica uma redução significativa nas obras de terraplanagem, formas de madeira, concreto, aço e mão de obra. Observa-se que todas as reduções nos custos da cortina de estacas foram em itens que apresentaram maior custo na execução do muro de arrimo. Estas reduções foram possíveis devido ao processo executivo da cortina de estacas, onde soluções como elevar a rigidez do paramento (estacas) para permitir o espaçamento entre as estacas apresenta-se como um fator decisivo nas reduções dos custos de execução da cortina de estacas.

6 CONCLUSÃO

Pode-se concluir que as duas soluções de contenção propostas para a estabilização do talude em estudo são estruturas estáveis, atendendo-se aos parâmetros de deslocamentos máximos e aos coeficientes de segurança mínimos estabelecidos pelas normas vigentes para estruturas de concreto armado.

Economicamente observou-se que o muro de arrimo de concreto armado apresentou custos de execução bem mais elevados, comparados com a cortina de estacas. Estes custos podem ser explicados em parte pelo fato do muro de arrimo ser uma estrutura mais esbelta, executado em sapata corrida o que levou a um maior consumo de material e mão de obra. Outros fatores determinantes nos custos de execução do muro de arrimo, foram a altura do talude e a tensão admissível determinada para o solo, estes fatores tiveram influência direta nas dimensões dos elementos estruturais do muro, sapata corrida e paramento, aumentando de forma considerável as dimensões destes elementos e consequentemente elevando os custos de execução.

Observou-se que a cortina de estacas apresentou custo de execução 35% menor que o muro de arrimo, esta diferença no custos pode ser explicada em parte pelo fato da cortina de estacas utilizar o comprimento enterrado da estaca para a estabilizar o talude, não sendo necessário, a execução de sapatas evitando desta forma a influência da tensão admissível do solo, sendo necessário considerar apenas a altura do talude no dimensionamento da contenção, permitindo desta forma uma redução considerável nos custos com mão de obra, materiais e escavações. Outro fator que influenciou de forma positiva para o menor custo de execução da contenção em cortina de estacas, foram os espaçamentos permitidos entre as estacas diminuindo de forma considerável o consumo de aço e concreto.

Constatou-se que a contenção em cortina de estacas (opção 2) apresenta-se como a solução mais eficaz e econômica para a estabilização do talude em estudo. Nota-se que mesmo sendo as duas contenções executadas com os mesmos materiais o método executivo da cortina de estacas apresenta grade vantagem em relação ao muro de arrimo, sendo fator principal nas reduções dos custos no tempo de

execução e na escolha da cortina de estacas como contenção para o talude em estudo.

7 REFERENCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250: Identificação e descrição de amostras de solo obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR11682: Estabilidade de taludes**. Rio de Janeiro, 2009.

ALONSO, Urbano Rodrigues. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. 3ª edição. São Paulo: Editora Edgard, 2013.

ABMS/ABEF. **Fundações:** Teoria e Prática. 2ª edição. São Paulo: Editora PINI, 2012.

BARROS, P. L. A. **Obras De Contenção:** Manual Técnico. Maccaferri do Brasil Ltda. São Paulo, 2006.

CARVALHO, P. A. S. (Coord.); DER/SP- Departamento de Estradas de Rodagem do estado de São Paulo. **Taludes de Rodovias**: Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. São Paulo, 1991.

BUDHU, Muni. **Fundações e Estruturas de contenção.** 6ª.edição. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2013.

Disponível em: http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/manuais_talude.aspx. Acesso em: 10 de junho. 2015, 16:35:30.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas:** projeto geotécnico. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2014.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: Mecânica das rochas – Fundações – Obras de Terra. 6ª.edição. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2014.

CAUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: fundamentos. 6ª.edição. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2012.

CLÍMACO, J. C.T. S. **Estruturas de Concreto Armado:** Fundamentos de Projeto, Dimensionamento e Verificação. 2ª edição. Brasília DF: Editora UNB, 2013.

CARVALHO, R. C; PINHEIRO, L. M. **Calculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Aramado**. 2ª edição. São Paulo: Editora PINI, 2013.

CRAIG, R. F; KNAPPETT, J. A. **Mecânica dos Solos.** Tradução: Amir Kurban. 8ª edição. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2014.

DAS. Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** Tradução: All Tasks, 6ª edição. São Paulo: Editora Thomson Learning, 2011.

GUERRIN, A.; LAVAUR, R. A. **Tratando de Concreto Armado:** Muros de arrimo, Muros de contenção. Editora Hemus, 2015.

GURGEL, J. G. B. **Modelagem numérica de estruturas de contenção atirantadas em areia.** 2012. 169 f. Dissertação (mestrado) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.

JOPPERT JUNIOR, Ivan. **Fundações e Contenções de Edifícios**: qualidade total na gestão do projeto e execução. 2ª edição. São Paulo: Editora PINI, 2013.

MOLITERNO, Antônio. **Caderno de muros de arrimo**. 2ª edição. São Paulo: Editora Edgard, 2014.

MORAES, M. C. **Concreto Armado**. São Paulo: Editora McGraw-Hill do Brasil,1982.

MARZIONNA, J. D.; MAFFEI, C. E. M.; FERREIRA, A. A.; CAPUTO, A. N. **Análise, projeto e execução de escavações e contenções.** In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações:** Teoria e prática. 2ª edição. São Paulo: Editora PINI, 2012. Cap. 15, p.537-578.

MATTOS, Aldo Dória. **Como preparar orçamentos de obras**. São Paulo: Editora PINI, 2007.

MEDEIROS, Alexandre G. B. **Análise Numérica de Estruturas de Contenção em Balanço e Grampeadas do Tipo "Estaca Justaposta" Assentes em Solo Poroso do DF.** 2005. 157 f. Dissertação (mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília DF, 2005.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** 3ª edição. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2013.

QUARESMA, A. R.; DÊCORT, L.; *et al*. **Investigação geotécnica.** In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações:** Teoria e prática. 2ª edição. São Paulo: Editora PINI, 2012. Cap. 3, p.119-162.

RANZINI, Stelvio. M. T.; NEGRO JR, Arsênio. **Obras de contenção:** tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações:** Teoria e prática. 2ª edição. São Paulo: Editora PINI,2012. Cap. 13, p.497-515.

REBELLO, Yopanan. C. P. **Fundações:** Guia prático de projeto, execução e dimensionamento. 4ª edição. São Paulo: Editora ZIGURATE, 2008.

SAES, José Luiz; STUCCHI, Fernando Rebouças; MILITITSKY, Jarbas. **Concepção de obras de contenção**. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). **Fundações:** Teoria e prática. 2ª edição. São Paulo: Editora PINI,2012. Cap. 14, p.517-536.

SICRO2. **Sistema de Custos Rodoviários (DNIT).**
Disponível em: http://www.dnit.gov.br/custos-e-pagamentos/sicro/sudeste. Acesso em: 16 de agosto. 2015, 11:53:21.

SINAPI. **Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil (CAIXA).** Disponível em: http://www.caixa.gov.br/Downloads/sinapi-a-partir-jul-2014-mg/SINAPI_Custo_ref_Composicoes_MG_072015_NaoDesonerado.PDF. Acesso em:16 de agosto. 2015, 12:08:15.

ANEXOS

Anexo A – Memorial de cálculo do muro de concreto armado (opção 1).

Tabela 8 - Dados gerais do muro de arrimo.

Dados gerais		Dados do concreto	
Tipo	Concreto armado	fck	25 MPa
Formato	Base externa dente atrás	Ecs	23800 MPa
Cobrimento	0.04 m	Peso específico	25 KN/m³
Altura (H)	5,55m		
Desloc. Máximo	H/150		

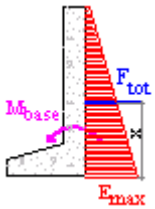
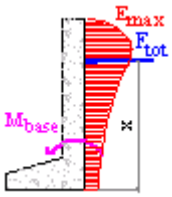
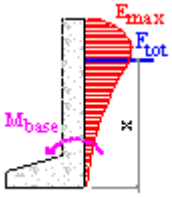
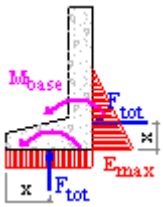
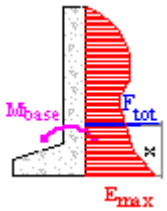
Fonte: software Eberik V8 Gold (2015)

Tabela 9 - Características do solo.

Pressão admissível (σ_{adm})	180 KN/m²
Coesão (C`)	10 KN/m²
Ângulo de atrito interno (Φ)	31 °
Peso específico do solo (γ)	17 KN/m³
Tipo de solo	Silte argiloso
Sobrecarga no terrapleno (q)	10KN/m²

Fonte: software Eberik V8 Gold (2015)

Tabela 10 - Empuxo ativo atuante no muro de arrimo.

	Solo + Sobrecarga	Sobrecarga (Distr. região)	Concentrada	Água		Total
				Hor.	Vert.	
Valor	10 KN/m²	0 KN/m²	0 KN			10 KN/m²
Emax (kgf/m)	35.8233	0	0	-	-	35.8233
Ftotal (KN)	111.25	0	0	-	-	111.25
Dist. base (m)	2.05	0	0	-	-	2.05
Mbase (KN.m/m)	227.58	0	0	-	-	227.58
Diagramas						
Coeficiente de empuxo ativo = 0.34			**Inclinação terreno = 0°**			

Fonte: software Eberik V8 Gold (2015)

Tabela 11 - Cargas verticais e momentos resistentes atuantes no muro de arrimo.

	Muro	Terra	Terra	Carga	Empuxo	Carga total	Mom. Total

		base interna	base externa	topo muro	passivo	vertical	resistente
Área (m²)	3.77	0	18.73	-	-	Ntot = 412.63 KN/m	Mtot = 798.03 KN.m/m
G (KN/m)	94.28	0	318.35	0	11.22		
X (m)	1.15	0	2.16	0	0.22		
M (KN.m/m)	108.32	0	687.28	0	2.43		

Fonte: software Eberik V8 Gold (2015)

Tabela 12 - Verificações do muro de arrimo.

Tombamento (KN.m/m)	Escorregamento (KN/m)	Cisalhamento (KN/m)	Deslocamento topo (cm)	Pressão base (MPa)
Ms = 231.4	Fs = 104.09	Vsd = 123.44	Imediato = 1.47 Diferido = 1.55 Total =3.02	Máxima =0.18 Mínima =0
Mr = 798.03	Fr (passivo) = 11.22 Fr (dente) = 9.56 Fr (base) = 156.50 Fr = 177.27	Vrd = 217.83		
FS = 3.45 (min: 1.5) Status: Ok	FS = 1.67 (min:1.5) Status: Ok	FS = 1.76 (min: 1.0) Status: Ok	Limite = 3.77 Status: Ok	Adm.= 0.18 Status: Ok

Fonte: software Eberik V8 Gold (2015)

Tabela 13 - Dimensionamento das armaduras do muro de arrimo.

	Momentos (KN.m/m)	Armadura: As (cm²/m)	Ferros CA50
Parede externa	-	2.7	7 ø 8.0c/15
Parede interna	141.77	14.13	17 ø 10.0c/6
Base inferior	3.98	4.5	6 ø 10.0c/18
Base superior	212.85	16.62	9 ø 16.0c/12
Dente	3.98	4.5	6 ø 10.0c/18
Chanfro	-	-	70 ø 6.3c/20

Fonte: software Eberik V8 Gold (2015)

Tabela 14 - Resultado final do muro de arrimo.

Peso total+10% (kg) CA50	Vol. concreto total (m³)		Taxa de armação (kg/m³)	Área de forma total (m²)	Vol. Desaterro e reaterro (m³)
3327.1	C-25	53	63	272.51	340

Fonte: software Eberik V8 Gold e Dutra (2015)

Anexo B – Memorial de cálculo da cortina de estacas (opção 2).

Tabela 15-Dados gerais da cortina de estacas.

Dados gerais		**Dados do concreto**	
Tipo Formato Cobrimento Altura (H) Desloc. Máximo	Concreto armado Base externa dente atrás 0.04 m 5,0m H/150	fck Ecs Peso específico	25 MPa 23800 MPa 25 KN/m³

Fonte: Dutra (2015)

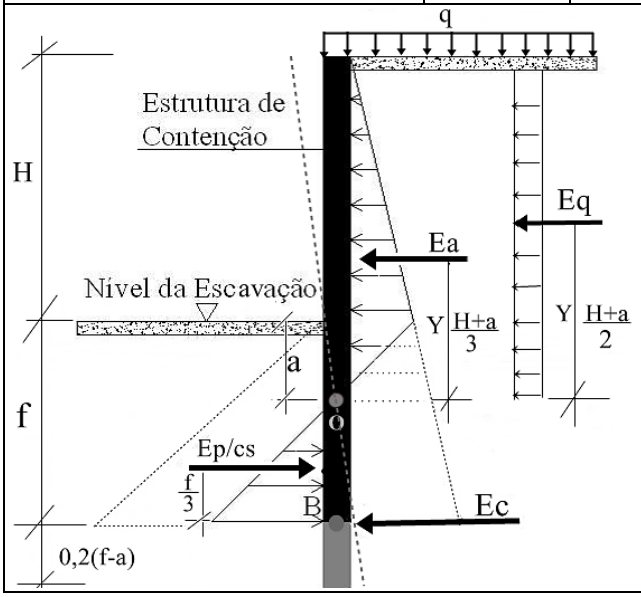
Tabela 16 - Características do solo.

Pressão admissível (σ_{adm}) Coesão (C`) Ângulo de atrito interno (Φ) Peso específico do solo (γ) Tipo de solo Sobrecarga no terrapleno (q)	180 KN/m² 10 KN/m² 31 ° 17 KN/m³ Silte argiloso 10KN/m²

Fonte: Dutra (2015)

Tabela 17 – Empuxos e momentos fletores atuantes na cortina de estacas.

	Emp. Ativo (Ea)	**Emp. Sobrecarga (Eq)**	**Emp. Passivo (Ep/Cs)**	**Contra emp. (Ec)**	**Mom. Tombamento (Ms=∑Mo)**	**Mom. Resistente (Mr=∑MB)**	**Força cortante (V) V= Ea + Eq**
Emax (KN.m/m)	84.72	19.84	570.96	466.4	236.76 KN.m/m	903.50 KN.m/m	104.56KN
Y (m)	2.067	3.1	-	-			
Ma (KN.m/m)	175.12	61.51	-	-			
Ka= 0,32			**Kp= 3.12**	-			



$$K_a = tg^2\left(45^0 - \frac{\Phi}{2}\right)$$

$$K_p = tg^2\left(45^0 + \frac{\Phi}{2}\right)$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p\, \gamma\, f^2 + C'\, f\, K_p$$

$$E_q = q\ K_a(H + a)$$

$$E_c = \frac{E_P}{C_S} - (E_a + E_q)$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a\, \gamma\, (H + a)^2 - C'(H + a)\, K_a$$

$$f = 1{,}2H \qquad Cs = 2$$

$$a = 0{,}2f$$

$$Mo = Ea \times \frac{H + a}{3} + Eq \times \frac{H + a}{2}$$

Fonte: Dutra (2015)

Tabela 18- Verificações da cortina de estacas.

Tombamento (KN.m/m)	Cisalhamento (KN/m)	Deslocamento topo (cm)
Ms = 236.50	Vsd = 146.29	Imediato = 0.26 Diferido = 0.95 Total =1.67
Mr = 903.50	Vrd = 1093.92	
FS = 3.82 (min: 1.5) Status: Ok	FS = 7.47 (min: 1.0) Status: Ok	Limite = 4.13 Status: Ok

Fonte: Dutra (2015)

Tabela 19 - Dimensionamento da armadura longitudinal da estaca.

	Momentos (KN.m/m)	Armadura: As (cm²/m)	Ferros CA50
Parede externa	-	6.03	3 ø 16.00
Parede interna	236.50	17.750	10 ø16.00
	-	**Asmin = 0,0015 b h (cm²/m)**	
Viga baldrame	7.3	1.8	4 ø 8.00
Viga de coroamento	- 12.95	2.7	4 ø 10.00
	+ 9.1	2.7	4 ø 10.00

Fonte: Dutra (2015)

Tabela 20 - Dimensionamento da armadura transversal da estaca.

	Força cortante Vsd (KN)	Vsd < Vrd Asmin = 0.089 b (cm²/m)	Ferros CA50
Parede estaca	146.29	4.72	ø6.3 c/15
Viga baldrame	24	2.67	ø6.3 c/ 20
Viga de coroamento	71.7	2.67	ø6.3 c/ 20

Fonte: Dutra (2015)

Tabela 21 - Resultado final da cortina de estacas.

Peso total+10% (kg) CA50	Vol. concreto total (m³)		Taxa de armação (kg/m³)	Área de forma total (m²)	Vol. Desaterro e reaterro (m³)
2688.8	C-25	35	76.83	28	75

Fonte: Dutra (2015)

Tabela 22 – Planilha Excel utilizada no dimensionamento do aço

Dados:

Aço

fyk= 50 kN/cm²
γs= 1,15
Es= 21000 kN/cm²

Concreto

fck= 2,5 kN/cm²
γc= 1,4

Seção Transversal

b= 53 cm
h= 53 cm

Carregamento

M= 23650 kN.cm
γf= 1,4

Cálculos preliminares:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 43{,}48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0{,}00207$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1{,}786 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 0{,}9 \times h = 47{,}7 \text{ cm}$$

$$x_{23} = \frac{3{,}5}{13{,}5} d = 12{,}37 \text{ cm}$$

$$x_{34} = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 + \varepsilon_{yd}} d = 30{,}0 \text{ cm}$$

$$M_d = \gamma_f \times M = 33110{,}0 \text{ kN.cm}$$

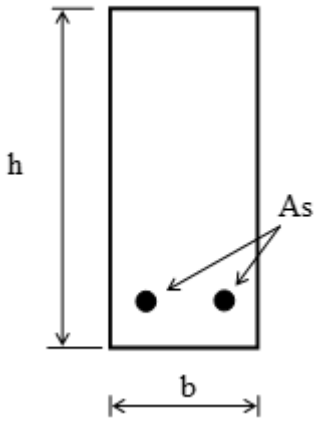
Cálculo da área de aço:

$$x = 1{,}25 \times d \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0{,}425 \times f_{cd} \times b \times d^2}}\right] = 11{,}99 \text{ cm}$$

como x = 11,99 < 12,37 então Domínio 2

assim: σ_{sd}= 43,478 kN/cm²

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} \times (d - 0{,}4x)} = 17{,}750 \text{ cm}^2$$



As= 17,750 cm²

bitola (mm)	Número de barras (n)									
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
5,0	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6,3	0,31	0,62	0,94	1,25	1,56	1,87	2,18	2,49	2,81	3,12
8,0	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10,0	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12,5	1,23	2,45	3,68	4,91	6,14	7,36	8,59	9,82	11,04	12,27
16,0	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20,0	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
22,0	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01
25,0	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32,0	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40,0	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

Fonte: Dutra (2015)

Anexo C – Licença de uso do software ALQI EBERIK V8 GOLD

AltoQi® tecnologia aplicada à engenharia
criando soluções para seus projetos

Prezado Cliente,

Parabéns pela aquisição de um *software* AltoQi.

Verifique seus dados:

ELADIO JOSE LOPES
Chave 25189-3
ALTOQI EBERICK V8 GOLD

Agradecemos a escolha da nossa Empresa como fornecedora e esperamos que a qualidade dos produtos e serviços da AltoQi permitam que este relacionamento se torne uma parceria de longo prazo.

A AltoQi se orgulha em investir continuadamente no desenvolvimento de sistemas de construções prediais, compartilhando conhecimento com parceiros que buscam novas conquistas no mercado de trabalho.

Para usufruir dos benefícios de um atendimento personalizado, sempre que entrar em contato com a Empresa tenha em mãos o nº de sua chave de cliente.

Se possuir dúvidas sobre a instalação entre em contato com o nosso departamento de suporte técnico, através do e-mail suporte@altoqi.com.br .

Assim sendo, mantemo-nos à sua disposição para maiores esclarecimentos através do telefone (48) 3027-9000 ou e-mail sac@altoqi.com.br .

Conte sempre com a AltoQi.

Rui Luiz Gonçalves
Presidente

www.AltoQi.com.br
+55 48 3027-9000

Fonte: EMGEMA (2015)

Anexo D - Resultados da investigação geotécnica de campo (SPT).

SERÃO ANEXADOS AQUI