

UNIS - CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS

ENGENHARIA CIVIL

EDENILSON JOSÉ DA SILVA

N. CLASS.	M.628.04
CUTTER	9586 C
ANO/EDIÇÃO	2014

COMPARATIVO ECONÔMICO ENTRE SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS PARA
RECUPERAÇÃO DA ÁREA DE IMPLANTAÇÃO DE UMA REDE INTERCEPTORA
DE ESGOTOS SANITÁRIOS:

ESTUDO DE CASO

Varginha-MG
2014

FEPESMIG

EDENILSON JOSÉ DA SILVA

**COMPARATIVO ECONÔMICO ENTRE SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS PARA
RECUPERAÇÃO DA ÁREA DE IMPLANTAÇÃO DE UMA REDE INTERCEPTORA
DE ESGOTOS SANITÁRIOS:**

ESTUDO DE CASO

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia civil do Centro
Universitário do Sul de Minas (UNIS/MG) como pré-requisito
para obtenção do grau de bacharel, sob orientação da Professora
Ivana Prado Vasconcelos.

**Varginha-MG
2014**

EDENILSON JOSÉ DA SILVA

**COMPARATIVO ECONÔMICO ENTRE SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS PARA
RECUPERAÇÃO DA ÁREA DE IMPLANTAÇÃO DE UMA REDE INTERCEPTORA
DE ESGOTOS SANITÁRIOS:**

ESTUDO DE CASO

Monografia apresentada ao curso de graduação em Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas (UNIS/MG), como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Prof.^a Ma. Ivana Prado Vasconcelos

Prof. Armando Belato Pereira

Prof. Me. Eduardo Henrique Ferroni

OBS.:

Dedico este trabalho a todas as pessoas importantes presentes nesta difícil trajetória. Foi com o apoio de todos aqueles que acreditaram neste sonho que finalmente posso realizá-lo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por sempre estar ao meu lado, iluminando meu caminho, guiando meus passos e realizando meus sonhos.

Agradeço aos meus pais: Maria Zélia da Silva, pelas orações cotidianas e Nicanor José da Silva por acreditar plenamente na minha capacidade.

Agradeço aos meus irmãos e amigos: Edilson José da Silva, Edson Mauro da Silva e Roselane Ap. da Silva, por acreditarem e estarem sempre ao meu lado, orientando e aconselhando minhas escolhas.

Agradeço a minha namorada e amiga, Amábilis Alexandre Ferreira, pela compreensão e parceria neste período.

Agradeço a todos os professores que contribuíram para minha formação acadêmica.

Agradeço a empresa Projeções Engenharia em especial o proprietário Diego Lopes Furst, pela confiança imprescindível concedida nesta primeira oportunidade profissional, onde posso aplicar todo meu conhecimento adquirido na graduação.

Agradeço a todos que fazem parte desta conquista, que caminharam junto a mim nos momentos felizes, mas, sobretudo nas horas difíceis.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo o comparativo econômico entre duas alternativas construtivas para recuperação da área de implantação de uma rede interceptora de esgotos sanitários. A primeira com utilização de gabiões na contenção do solo danificado por erosão. Posteriormente tem-se a opção pela técnica de contenção de solo, utilizando solo cimento ensacado, popularmente conhecido com rip-rap. Os projetos foram desenvolvidos mediante análises hidrológicas para caracterização do córrego e caracterização do solo que compõem a área da rede interceptora. Adotaram-se para as duas alternativas, altura de contenção em 4 metros e base de 3 metros. Optou-se por estruturas de contenção de solo visando à proteção da rede danificada ao longo de dois trechos específicos, visto que a proximidade da rede com o córrego vem potencializando o problema em estudo. Além disso, ao se efetuar as análises e comparativos, obteve-se a melhor alternativa para a situação desejada no aspecto financeiro, vista no muro em gabião. O resultado utilizado para comparações foi obtido mediante orçamento estimativo de toda extensão dos muros, sendo 284 metros lineares.

Palavras-chave: Rede Interceptora de Esgotos Sanitários, Gabiões, Solo Cimento Ensacado, Comparativo, Econômico.

ABSTRACT

This work aims at the economic comparison between two constructive alternatives for area recovery deployment of a network of interceptor sanitary sewers. The first use of gabions with containment damaged by soil erosion. Later there is the option for technical containment soil using soil bagged cement, popularly known as rip-rap. The projects were developed by hydrological analysis to characterize the stream and soil characterization that make up the area of the intercepting network. Were adopted for the two alternatives, height of 4 meters and containment base of 3 meters. We opted for containment structures of soil in order to protect the damaged along two specific stretches network because the network proximity to the stream comes potentiating the problem under study. Also, when performing the analyzes and comparisons, we obtained the best alternative to the situation in the financial aspect desired view in the wall gabion. The result used for comparison was obtained with estimated budget of the entire length of the walls, being 284 meters linear.

KEYWORDS: *Network Interceptive Sewage, Gabions, Soil Cement Bagged, Comparative, Economic.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Localização da rede interceptora.....	16
Figura 02 – 1º trecho da tubulação sem proteção	20
Figura 03 – Tubos da rede interceptora	24
Figura 04 – Vazão apresentada pela rede	25
Figura 05 – Proximidade da rede junto ao córrego	25
Figura 06 – Solo prejudicando a estrutura.....	27
Figura 07 – Erosão do solo danificando a rede	29
Figura 08 – Tubulação desprotegida	30
Figura 09 – Trecho prejudicado	30
Figura 10 – Muro de solo cimento ensacado.....	32
Figura 11 – Exemplo de gabião.....	33
Figura 12 – Delimitação da bacia hidrográfica pelo Google Earth	35
Figura 13 – Determinação da área da bacia utilizando-se do Autocad	35
Figura 14 – Seção adotada para o córrego.....	40
Figura 15 – Medição da largura do córrego São José.....	41
Figura 16 – Jogo de peneiras conforme NBR 7181/1984	44

Figura 17 – Coleta da amostra para ensaio granulométrico	45
Figura 18 – Curva granulométrica.....	48
Figura 19 – Representação básica de um muro de contenção à gravidade em gabiões	50
Figura 20 – Elementos constituintes dos gabiões tipo caixa	51
Figura 21 – Dimensões padrão do gabião tipo caixa.....	51
Figura 22 – Geometria com as devidas dimensões dos gabiões tipo caixa	52
Figura 23 – Plataforma em colchões Reno para proteção do pé da estrutura.....	53
Figura 24 – Valores típicos do peso específicos de solos	54
Figura 25 – Valores típicos de ângulo de atrito interno de solos não coesivos.....	54
Figura 26 – Valores típicos do peso específico de rochas.....	55
Figura 27 – Empuxo ativo pela teoria de Coulomb.....	56
Figura 28 – Empuxo passivo	58
Figura 29 – Ponto de aplicação do empuxo ativo.....	60
Figura 30 – Ponto de aplicação do empuxo passivo.....	61
Figura 31 – Determinação do peso do muro.....	62
Figura 32 – Determinação da área do muro “S”	62
Figura 33 – Determinação do centroide do muro “G”	63

Figura 34 – Tipos de ruptura de muros, gabiões	64
Figura 35 – Verificação quanto ao deslizamento	65
Figura 36 – Verificação quanto ao tombamento	67
Figura 37 – Distribuição das pressões na fundação.....	69
Figura 38 – Ponto de aplicação de “N”	70
Figura 39 – Camadas intermediárias definidas.....	72
Figura 40 – Método de Bishop	74
Figura 41 – Representação de um sistema de drenagem com tubos dreno e brita	75
Figura 42 – Ilustração do contraforte	76
Figura 43 – Detalhe do engastamento da base da estrutura no solo de fundação.....	76
Figura 44 – Detalhe da preparação do terreno na cota de apoio da estrutura.....	77
Figura 45 – Posicionamento do filtro geotêxtil ao tardoz ou na base da estrutura.....	77
Figura 46 – Acondicionamento da mistura.....	79
Figura 47 – Amarração dos sacos de solo cimento	79
Figura 48 – Filtro de areia/brita.....	80
Figura 49 – Arrumação dos sacos de solo cimento	80
Figura 50 – Berço de pedra de mão.....	81

Figura 51 – Muro em rip-rap com altura entre 3 e 4 metros	82
Figura 52 – Inclinação mínima para muro em solo cimento ensacado	83
Figura 53 – Configuração final do muro em solo cimento ensacado	83
Figura 54 – Muro em rip-rap concluído	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Coeficiente de escoamento superficial	38
Tabela 02 – Ensaio granulométrico NBR 7181/1984	46
Tabela 03 – Classificação de Atterberg	47
Tabela 04 – Resultados das verificações das seções intermediárias	73
Tabela 05 – Orçamento estimado para o muro em gabião	86
Tabela 06 – Orçamento estimado para o muro em solo cimento ensacado.....	87
Tabela 07 – Comparativos financeiros entre os muros.....	88

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Terminologia básica	17
1.2 Justificativa	20
1.3 Objetivos.....	21
1.3.1 Objetivo geral	21
1.3.2 Objetivos específicos	21
1.4 Metodologia	22
2 CARACTERIZAÇÃO DA REDE INTERCEPTORA	24
3 DIAGNÓSTICO	27
4 SOLUÇÕES	31
4.1 Estruturas de contenção	31
4.1.1 Muro de arrimo	31
4.1.2 Tipos de muros	31
4.1.2.1 Muro de solo cimento ensacado	31
4.1.2.2 Muro de gabião - caixa	32
5 ESTUDO HIDROLÓGICO.....	34
5.1 Área da bacia hidrográfica	34
5.2 Período de retorno	36
5.3 Tempo de concentração.....	36
5.4 Intensidade da chuva.....	37
5.5 Coeficiente de Runoff.....	37
5.6 Vazão de projeto	39
5.7 Altura da lâmina d'água	40
6 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO ATRAVÉS DE ENSAIO GRANULOMÉTRICO	43
6.1 Equipamentos utilizados	44
6.2 Preparação da amostra	45
6.3 Procedimento experimental.....	45
6.4 Cálculos	46
6.5 Curva granulométrica	47
7 DIMENSIONAMENTO DO MURO DE CONTENÇÃO EM GABIÃO.....	49
7.1 Estruturas de contenção a gravidade	49
7.1.1 Gabiões tipo caixa	51
7.2 Geometria adotada	52
7.3 Definições das características gerais para dimensionamento.....	54
7.4 Determinação do empuxo ativo	56
7.5 Determinação do empuxo passivo.....	58

7.6 Ponto de aplicação do empuxo ativo	60
7.7 Ponto de aplicação do empuxo passivo	61
7.8 Determinação do peso do muro	62
7.9 Análises de estabilidade do muro	64
7.9.1 Verificação da estabilidade contra o deslizamento.....	65
7.9.2 Verificação da estabilidade contra o tombamento.....	67
7.9.3 Pressões na fundação	69
7.9.4 Seções intermediárias, ruptura interna da estrutura.....	72
7.9.5 Estabilidade global	74
7.10 Drenagem, nível da fundação, preparação da fundação e colocação do geotêxtil.....	75
7.10.1 Drenagem	75
7.10.2 Nível da fundação	76
7.10.3 Preparação da fundação	77
7.10.4 Colocação do geotêxtil	77
8 DIMENSIONAMENTO DO MURO DE CONTENÇÃO COM SOLO CIMENTO ENSACADO - RIP-RAP	78
8.1 Contenção de encosta, talude ás margens de córrego e erosões com rip-rap de solo cimento ensacado	78
9 ORÇAMENTO ESTIMATIVO PARA AS SOLUÇÕES PROPOSTAS	85
9.1 Composição do preço unitário direto para muro em gabião.....	86
9.2 Composição do preço unitário direto para muro em solo cimento ensacado - rip-rap.....	87
10 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	88
REFERÊNCIAS	90
ANEXOS	92

1 INTRODUÇÃO

Segundo Netto (1998), define-se como sistema de esgoto sanitário o conjunto de obras e instalações destinadas a propiciar a coleta, afastamento, condicionamento e disposição final do esgoto sanitário de uma comunidade, de forma contínua e higienicamente segura sem riscos para a saúde.

A coleta e o transporte das águas residuais desde a origem até o lançamento final constituem o fundamento básico do saneamento de uma população. Os condutos que recolhem e transportam essas vazões são denominados de coletores e o conjunto dos mesmos compõe a rede coletora.

Para que sejam esgotadas com rapidez e segurança as águas residuais indesejáveis, faz-se necessário a construção de um conjunto estrutural que compreende canalizações coletoras funcionando por gravidade, unidades de tratamento e de recalque quando imprescindíveis, obras de transporte e de lançamento final, além de uma série de órgãos acessórios indispensáveis para que o sistema funcione e seja operado com eficiência.

Esse conjunto de obras para coletar, transportar, tratar e dar o destino final adequado às vazões de esgotos compõe o que se denomina de sistema de esgotos.

Neste trabalho, busca-se quantificar, qualificar e solucionar os problemas existentes de uma etapa do sistema de esgotos, que se denomina rede interceptora. Visto a importância de um sistema de esgotos, faz-se necessário uma análise ampla dos problemas vivente nestes trechos de tubulação. Atualmente a rede interceptora em estudo se encontra em situação arriscada, pois a área em que a rede se situa está totalmente comprometida pela movimentação do solo, ocasionado pelo escoamento de água da chuva e o escoamento natural do córrego que margeia a tubulação.

Serão apresentadas duas alternativas construtivas, visando apontar somente uma provável opção corretiva ao problema que seja viável economicamente, considerando todo o levantamento feito no estudo da atual situação do trecho da rede interceptora.

Os trechos da rede interceptora em estudo se encontram na cidade de Varginha/MG, margeando a avenida do contorno, no bairro denominado Bela Vista, outra referência para sua localização é o córrego São José, conforme Figura 01.

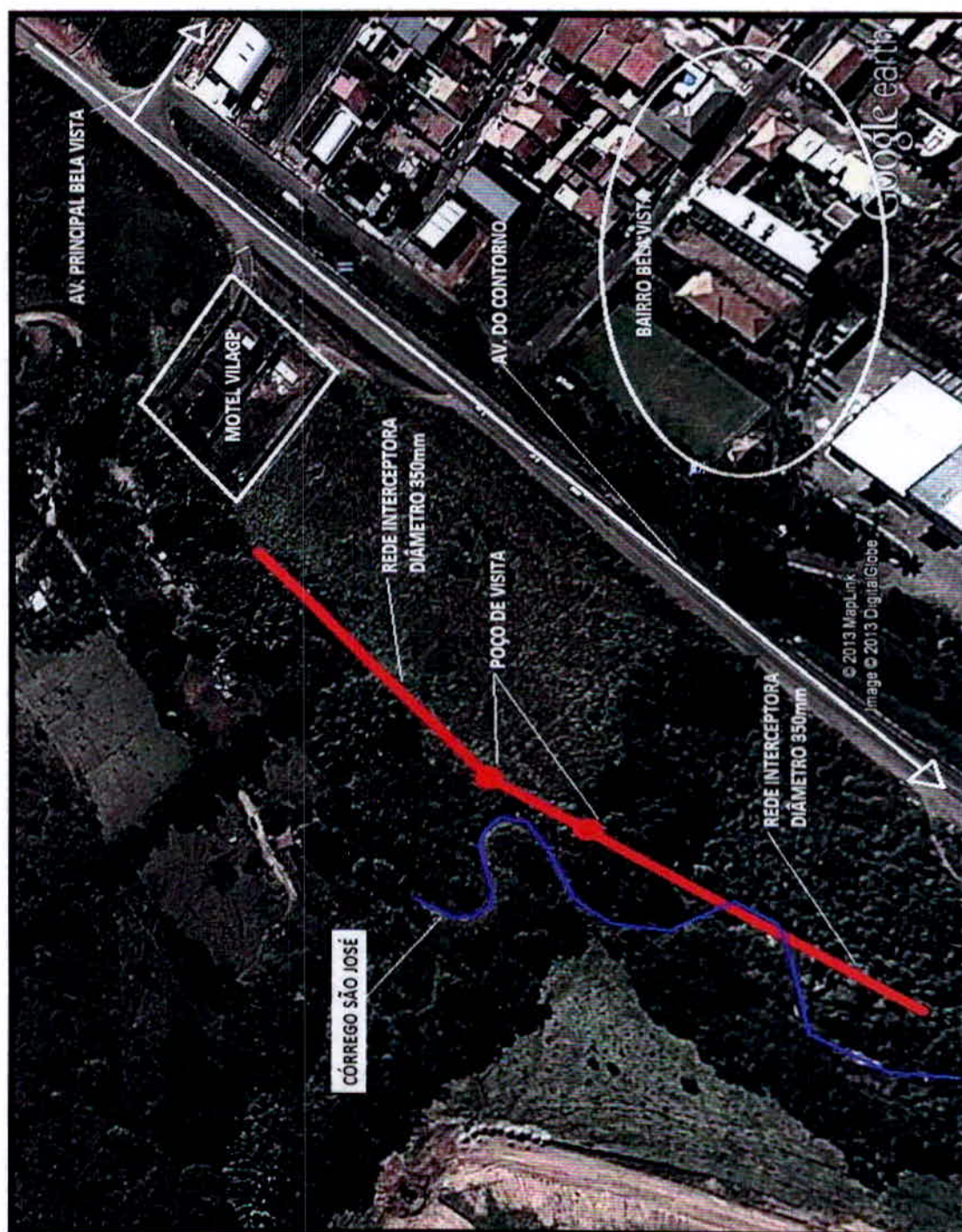


Figura 01 - Localização da rede interceptora (Fonte: Google Earth).

1.1 Terminologia básica

A seguir são apresentados conceitos e definições de componentes e acessórios diversos dos sistemas de Esgotos Sanitários. (*Fonte - Site: www.dec.ufcg.edu.br*)

Bacia de Contribuição: é o conjunto de terras que fazem a drenagem da água das precipitações para esse curso de água e rios menores que desaguam em rios maiores (afluentes).

Caixa de Passagem (CP): câmara subterrânea sem acesso, localizada em pontos singulares por necessidade construtiva e econômica do projeto.

Coletor de Esgoto: tubulação subterrânea da rede coletora que recebe contribuição de esgotos em qualquer ponto ao longo de seu comprimento, também chamado coletor público.

Coletor Principal: coletor de esgotos de maior extensão dentro de uma mesma bacia.

Coletor Tronco: tubulação do sistema coletor que recebe apenas as contribuições de outros coletores.

Corpo Receptor: curso ou massa de água onde é lançado o efluente final do sistema de esgotos.

Córrego: é uma denominação dada a um corpo de água corrente de pequeno porte.

Curso d'água: Um curso d'água ou fluxo de água é qualquer corpo de água fluente.

Diâmetro Nominal (DN): número que serve para indicar as dimensões da tubulação e acessórios.

Emissário: canalização que deve receber esgoto exclusivamente em sua extremidade de montante, pois se destina apenas ao transporte das vazões reunidas.

Erosão: é o desgaste do solo e das rochas e seu transporte, em geral feito pela água da chuva, pelo vento ou, ainda, pela ação do gelo, quando expande o material no qual se infiltra a água congelada. A erosão destrói as estruturas (areias, argilas, óxidos e húmus) que compõem o solo. Estas são transportadas para as partes mais baixas dos relevos e em geral vão obstruir cursos d'água. A erosão causa a desnutrição do solo. Levam seus nutrientes e sais minerais existentes para as partes baixas, geralmente rios.

Estação Elevatória de Esgotos (EEE): conjunto de equipamentos, em geral dentro de uma edificação subterrânea, destinado a promover o recalque das vazões dos esgotos coletados a montante.

Estação de Tratamento de Esgotos (ETE): unidade do sistema destinada a propiciar ao esgoto recolhido de ser devolvida a natureza sem prejuízo ao meio ambiente.

Gabião: Um gabião ou cestão é um tipo de estruturas armada, flexível, drenante e de grande durabilidade e resistência.

Interceptor: canalização que recolhe contribuições de uma série de coletores de modo a evitar que deságuem em uma área a proteger, por exemplo, uma praia, um lago, um rio, etc.

Ligação Predial: trecho do coletor predial situado entre o limite do lote e o coletor público.

Muro de Solo-Cimento ensacado: Erroneamente conhecida como rip-rap (um tipo de enrocamento usado em barragens), esta é uma técnica alternativa para contenção de encostas que utiliza sacos de solo estabilizado com cimento.

Órgãos Acessórios: dispositivos fixos sem equipamentos mecânicos (definição da NBR 9649/86 - ABNT).

Passagem Forçada: trecho com escoamento sob pressão, sem rebaixamento.

Poço de Visita (PV): câmara visitável destinada a permitir a inspeção e trabalhos de manutenção preventiva ou corretiva nas canalizações - é um exemplo de órgão acessório.

Precipitação: qualquer tipo de fenômeno relacionado à queda de água do céu.

Profundidade do Coletor: a diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz inferior interna do coletor.

Recobrimento do tubo coletor: diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz superior externa do tubo coletor.

Rede Coletora: conjunto de condutos e órgãos acessórios destinados à coleta e remoção dos despejos gerados nas edificações, através dos coletores ou ramais prediais.

Sistema Coletor: Todo o conjunto sanitário, constituído pela rede coletora, emissários, interceptores, estações elevatórias e órgãos complementares e acessórios.

Tanque Fluxível: reservatório subterrâneo de água destinados a fornecer descargas periódicas sob pressão dentro dos trechos de coletores sujeitos a sedimentação de material sólido, para prevenção contra obstruções por sedimentação progressiva.

Terminal de Limpeza (TL): dispositivo que permite introdução de equipamentos de limpeza, localizado na extremidade de montante dos coletores.

Trecho de coletor: segmento de coletor, interceptor ou emissário limitado por duas singularidades consecutivas, por exemplo, dois poços de visita.

Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL): dispositivo não visitável que permite a inspeção externa do trecho e a introdução de equipamentos de limpeza.

Tubo de Queda (TQ): dispositivo instalado no PV de modo a permitir que o trecho de coletor a montante deságue no fundo do poço.

Vazão: é o volume de determinado fluido que passa por uma determinada seção de um conduto livre ou forçado, por uma unidade de tempo.

1.2 Justificativa

A Opção do autor pelo tema é motivada pela necessidade de solução do problema em questão. Ressalta-se também o interesse do autor no aumento de conhecimento relacionado ao estudo, visto que todo o estágio supervisionado realizado na instituição foi direcionado a esta área, sistema de esgotos sanitários.

Quando o esgoto sanitário, coletado nas redes, é lançado *in natura* nos corpos d'água, isto é, sem receber um prévio tratamento, dependendo da relação entre as vazões do esgoto lançado e do corpo receptor, podem-se esperar, na maioria das vezes, sérios prejuízos à qualidade de vida dessa água. Além do aspecto visual desagradável, pode haver um declínio dos níveis de oxigênio dissolvido, afetando a sobrevivência dos seres de vida aquática; exalação de gases malcheirosos e possibilidade de contaminação de animais e seres humanos pelo consumo ou contato com essa água, (NUVOLARI, 2011).

A rede interceptora de esgotos sanitários em estudo encontra-se desprotegida, sem qualquer cobertura de solo, com estruturas comprometidas. Em determinados pontos observa-se a rede danificada. As medidas técnicas preventivas adotadas pela entidade gestora do sistema visando atenuar a situação se mostram ineficientes, evidenciando a necessidade de recuperação, conforme Figura 02.



Figura 02 - 1º trecho da tubulação sem proteção (Fonte: o autor).

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Efetuar um estudo de caso sobre uma área erodida em que se encontram dois trechos de uma rede interceptora de esgotos sanitários. Apresentar soluções para recuperação desta área através de estudos hidrológicos e de caracterização do solo. Efetuar um comparativo econômico entre as soluções propostas, por meio de um orçamento estimativo.

1.3.2 Objetivos específicos

a) Levantar e apresentar dados pertinentes a elaboração deste trabalho, através de visitas *in-loco* e pesquisas correspondentes a diversos temas.

b) Analisar a atual situação onde se encontra a rede interceptora, relacionar o caso com estudos existentes referentes a condição do problema verificado.

c) Coletar informações da concessionária gestora da rede em questão, a fim de apresentar dados exatos, relacionados às suas características técnicas, Ex. vazão de dimensionamento, população de projeto, etc.

d) Caracterizar em relatório técnico e registro fotográfico a localização, área de implantação e estado atualizado dos trechos da rede interceptora em estudo.

e) Efetuar estudos técnicos capazes de apontar a solução viável do problema.

f) Apresentar um comparativo econômico entre as alternativas propostas.

1.4 Metodologia

Caracterização da rede interceptora em estudo:

A determinação do diâmetro nominal da rede foi realizada mediante medição em campo, medida entre as faces internas do tubo.

A extensão dos trechos prejudicados, bem como a distância entre eles, foi medida em campo com auxílio de piquetes de madeira, cravados no solo, utilizados como referência de localização.

Determinou-se a profundidade dos poços de visita através de medições em seu interior, medida entre o fundo e a tampa do poço.

Vários dados foram fornecidos diretamente pela entidade gestora da rede interceptora em estudo, a Companhia de Saneamento Básico de Minas Gerais (COPASA/MG), sendo eles: a quantidade de bairros que contribuem para a vazão da rede nos trechos analisados, população atendida pela rede, vazões e declividade de projeto.

Diagnosticou-se a situação da rede e seu entorno através de estudo bibliográfico referente ao problema analisado: erosão do solo, sendo este fator causador dos demais problemas verificados.

Entre as soluções corretivas apresentadas, optou-se primeiramente pelo deslocamento do traçado atual da rede em estudo, visando maior proteção. Porém, em pesquisa realizada junto a COPASA/MG, descartou-se esta hipótese, visto a dificuldade na desapropriação de áreas particulares. Posteriormente determinaram-se então dois tipos de muros para contenção do solo erodido, tendo em vista também, a proteção da rede danificada. A opção pelos muros deu-se, analisando tanto o fator econômico, quanto a garantia estrutural das soluções. Os muros são feitos com: gabiões e solo cimento ensacado, tais alternativas possuem características técnicas importantes, como: facilidade de acomodação em deslocamentos sem perder sua estabilidade e rapidez de construção. Além disso, não necessitam da mão de obra ou materiais específicos.

Para o desenvolvimento do estudo, fez-se necessário a elaboração de três verificações importantes:

- O estudo hidrológico, com obtenção da bacia de contribuição do córrego São José e determinação da vazão de pico na seção desejada. Utilizou-se de softwares auxiliares para esta verificação, como o Autocad e Google Earth. A vazão final foi definida seguindo-se o método racional, que relaciona a vazão com a área da bacia de contribuição, intensidade da chuva e o coeficiente de Runoff.
- A determinação da altura de lâmina d'água foi desenvolvida através da fórmula de Manning, conhecida mundialmente. Adotou-se como vazão, para esta etapa, a mesma verificada no estudo hidrológico. A largura média do córrego São José foi medida em campo. A declividade média do córrego foi encontrada através do software Google Earth.
- A determinação do tipo de solo, utilizado para o dimensionamento dos muros de arrimo, foi realizada através de ensaio granulométrico.

A execução do ensaio granulométrico foi pautada por Normas regulamentadoras específicas, sendo elas:

NBR 7181-1984 – Solo - Análise Granulométrica

NBR 6457-1986 – Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.

O dimensionamento dos muros de arrimo deu-se através de verificações feitas anteriormente, como a altura adotada para os muros e o tipo de solo arrimado. Os dois tipos de muro selecionados, foram dimensionados pautados por materiais específicos, que apontam diretrizes no processo de cálculo.

Para a apresentação do orçamento estimativo dos muros, definiu-se somente o custo direto, desconsiderando os custos indiretos da obra. A planilha contendo o preço final foi desenvolvida através de consultas técnicas ao estudo realizado e materiais disponíveis, como: Tabela de Composição de Preços e Orçamentos (TCPO) e planilha do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI). O resultado se deu considerando a construção de toda extensão do muro, nos dois trechos analisados neste estudo.

2 CARACTERIZAÇÃO DA REDE INTERCEPTORA

A rede interceptora de esgotos sanitários, presente neste estudo possui as seguintes características:

- a) Diâmetro nominal dos tubos, Ø 350 mm de material em PVC, conforme Figura 03;



Figura 03 - Tubos da rede interceptora (Fonte: o autor).

b) Nos trechos analisados, a rede recebe contribuição dos líquidos residuais de 14 bairros unifamiliares na cidade de Varginha/MG, dados fornecidos pela entidade gestora – COPASA/MG, sendo eles:

- Parque Rinaldo;
- Mont Serrat;
- Parque São José;
- Jardim Áurea;
- Jardim Estrela I;
- Jardim Estrela II;
- Jardim Oriente;
- Jardim Indaiá;
- Pinheiros;
- Pinheiros II;
- São Geraldo;
- Jardim Corcetti;
- Parque Boa Vista;
- Parque Bela Vista.

Estes bairros contribuem com vazão importante, conforme Figura 04, para à Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) denominada São José, evidenciando a necessidade da elaboração de um projeto específico para sua recuperação;



Figura 04 - Vazão apresentada pela rede (Fonte: o autor).

c) Os dois trechos desta rede interceptora que necessitam de recuperação estão situados às margens do córrego Rio Verde, conforme Figura 05, distantes entre eles por aproximadamente 500 metros;



Figura 05 - Proximidade da rede junto ao córrego (Fonte: o autor).

- d) Quantidade de poços de visita contidos nos dois trechos: 03;
- e) Profundidade média da rede interceptora medida nos poços de visita: 1,5 m;
- f) Comprimento total da área de implantação da rede interceptora em estudo: 284 m;
- g) Dados fornecidos pela COPASA/MG, referentes as característica técnicas da rede interceptora:
- População atendida: 36.000 hab. Sendo, 30% do total da população na cidade de Varginha/MG. Alcance de projeto no ano de 2005 para 120.000 hab.;
 - Vazão final: 225 l/s;
 - Vazão atual: 99 l/s, média verificada no período de Junho, 2014;
 - Declividade da rede nos trechos analisados: 0,3 a 1%.

3 DIAGNÓSTICO

A necessidade atual de garantir saneamento básico a maior parte da população visa à melhoria, ampliação e construção de todo um sistema de esgotos sanitários de uma determinada cidade ou região. Em toda pesquisa realizada para elaboração deste trabalho, notou-se a importância dada a problemas existentes em sistemas de esgotos sanitários, visto que, na grande maioria destes casos, o esgoto passa a ser lançado diretamente em curso d'água, causando poluição e contaminação. Netto (1998) aponta, que a principal característica das redes interceptoras localizadas as margens de cursos d'água é evitar as descargas diretas nessas águas, situação oposta encontrada no local da rede interceptora.

A rede interceptora em estudo encontra-se vulnerável a ação da chuva, visto a proximidade do córrego. A movimentação do solo ocasionado pela drenagem natural do solo na parte superior a tubulação, causa a erosão, potencializando o problema, já que este solo vai de encontro à tubulação, conforme Figura 06.



Figura 06 - Solo prejudicando a estrutura (Fonte: o autor).

A rede interceptora possui 284 m, dividida em dois trechos, onde se observa a necessidade de sua recuperação. Nestes 284 m notam-se alguns problemas, relacionados aos seguintes fatores:

a) Curso d'água muito próximo à tubulação, o que causa danos à rede quando ocorre o aumento da vazão do córrego. De acordo a NBR 12207 que trata a respeito de interceptores de esgoto no item 4.2.2.1, "O traçado do interceptor deve ser constituído por trechos retos em planta e em perfil. Em casos especiais explicitamente justificados, podem ser empregados trechos curvos em planta.". Analisando os dois trechos de tubulação apontados neste trabalho, pode-se avaliar a implantação deste interceptor como crítica, visto ao desvio do segmento da rede nestes pontos, isto porque a própria concessionária da rede realizou manutenções nestes locais, visando sanar temporariamente o problema.

b) A tubulação encontra-se em ponto baixo da bacia de contribuição do córrego, ou seja, toda contribuição de água precipitada nesta área passa pela diretriz de implantação desta rede interceptora. Segundo Suguio (2003) a erosão do solo é exacerbada por desequilíbrio ambiental, por exemplo, em função do desmatamento, cortes de barrancos para construção de estradas e moradias, etc. Em relação à erosão do solo têm sido usados dois parâmetros importantes: erodibilidade e erosividade. A primeira expressa a facilidade com que este tipo de material é removido pela água. A erosividade, que pode ser expressa pela energia cinética, é uma propriedade das águas das chuvas em provocar a erosão do solo.

Tais fatores atuantes ao entorno da rede sugerem a desagregação do solo, potencializado por eventual deficiência de compactação na própria implantação da rede interceptora, conforme Figura 07.



Figura 07 – Erosão do solo danificando a rede (Fonte: o autor).

c) Falta de estrutura para proteção da tubulação. A NBR 12207 “Projeto de Interceptores de esgoto sanitário” no seu item 4 trata sobre as condições gerais das Redes Interceptoras, sendo que no sub item 4.1.4, verifica-se requisitos para sondagem de reconhecimento da natureza do terreno e níveis de lençol freático ao longo da diretriz provável do Interceptor, visando garantir estabilidade de implantação da tubulação em determinado solo, aumentando sua vida útil. Geralmente as Redes Interceptoras encontram-se nos pontos mais baixos dos loteamentos, coincidindo com córregos existentes, dificultando a estabilidade citada acima, situação esta, vista neste estudo. Para garantia de uma vida útil prolongada, determinados trechos de tubulações que sofrem com agentes diversos devem receber proteção diferenciada. Tal proteção visa colaborar com a estabilidade construtiva da tubulação, evitando que as ações externas (água de chuva, vazão elevada do córrego, instabilidade do solo) possam comprometer a rede em si. Esta falta de proteção fica evidente nestes dois trechos de tubulação analisadas neste projeto, conforme Figura 08.



Figura 08 - Tubulação desprotegida (*Fonte: o autor*).

d) Falta de manutenção em trechos que podem ter sua situação agravada posteriormente, conforme Figura 09.



Figura 09 - Trecho prejudicado (*Fonte: o autor*).

4 SOLUÇÕES

Uma das alternativas para solução do problema proposto é a utilização de estruturas para contenção de solos, que possam ser implantadas entre a rede e o córrego, visando à proteção da rede interceptora. Tais estruturas se mostram muito eficientes, visto a garantia do serviço executado, promovendo elevada vida útil à tubulação.

Com a execução destas estruturas, será necessária também a estabilização do solo comprometido por erosão. A recomposição do solo pode ser feita de forma simples com aterro da área danificada com empréstimo de solo adequado.

4.1 Estruturas de contenção

4.1.1 Muro de arrimo

Os muros de arrimo ou de gravidade são obras de contenção que tem a finalidade de restabelecer o equilíbrio da encosta, através de seu peso próprio, suportando os empuxos do maciço, (CUNHA, 1991).

4.1.2 Tipos de muros

Vários materiais são utilizados na construção de muro de arrimo: concreto simples, armado e ciclópico. Os tipos de muros utilizados neste estudo serão descritos a seguir, indicando suas características e uso. A opção por muros com tais características se deu visando o fator econômico financeiro, sendo que, as duas alternativas não necessitam de mão de obra ou equipamentos específicos.

4.1.2.1 Muro de solo cimento ensacado

Erroneamente, segundo Fidem (2001), conhecido como rip-rap (um tipo de enrocamento usado em barragens), esta é um técnica alternativa para contenção de encostas que utiliza solo estabilizado com cimento, conforme Figura 10. Esse tipo de muro apresenta como vantagens o seu baixo custo e o fato de não requerer mão de obra ou equipamentos especializados. A sua utilização é recomendável para alturas máximas de 4 a 5 metros e pode

ser aplicada, prestando-se para recomposição de relevo afetado por voçorocas e outras formas erosivas menos severas. Para escolha deste tipo de muro deve ser observada a composição granulométrica do solo local, evitando-se solos finos (argilas) e solos escuros com matéria orgânica, garantindo assim satisfação econômica e durabilidade.



Figura 10 - Muro de solo cimento ensacado (Fonte: www.ccabrazil.org.br).

4.1.2.2 Muro de gabião - caixa

Gabiões são gaiolas formadas por redes de aço zincado preenchidas com pedras de mão, conforme Figura 11, com pesos de até 15 kg, com tamanhos entre 10 cm e 20 cm, não intemperizadas. Esse tipo de muro funciona como muro de gravidade e deve ser executado a partir de um projeto executivo específico, desenvolvido para cada tipo de situação, sendo recomendável para alturas de até 5 metros, segundo Alheiros (1998), esse tipo de muro apresenta vantagens construtivas, tais como:

- a) alta permeabilidade e grande flexibilidade, permitindo construir estruturas monolíticas altamente drenantes e capazes de aceitar deslocamentos e deformações sem se romperem;
- b) rapidez de construção, facilidade de mão de obra e utilização de material natural;
- c) integração com vegetação local.

Segundo o Manual Técnico - Estruturas Flexíveis em gabião para obras de contenção (1990), as estruturas em gabiões, devido a sua notável flexibilidade, podem absorver acomodações sem perder a sua eficiência e função estrutural, ao contrário das estruturas rígidas ou semirrígidas, que podem danificar totalmente quando ocorrem recalques e erosão do solo de apoio.



Figura 11 - Exemplo de gabião (Fonte: www.geobrasil.com).

As análises das indicações de solução buscaram evidenciar o ponto econômico, tais alternativas se caracterizam pelo baixo custo de implantação. Outro fator importante a se considerar é a consciência ambiental do local de implantação, visto que a rede interceptora se encontra em área de proteção ambiental permanente. Estes dois tipos para contenção de solo são os mais utilizados para este tipo de problema, já que apresentam as duas características citadas.

Outra opção para solução seria o deslocamento da rede interceptora, desviando seu traçado do leito do córrego. Esta indicação acarretaria em desapropriação de áreas particulares e aumentaria consideravelmente a profundidade da rede, visto a declividade do terreno. Esta hipótese será descartada deste projeto, visto a inviabilidade de desapropriação de nova área para implantação.

5 ESTUDO HIDROLÓGICO

Para determinação da vazão de pico da bacia do córrego São José será utilizado o método racional, que estabelece uma relação entre a chuva e o escoamento superficial, o método racional deve ser aplicado somente em pequenas bacias, ou seja, com área de drenagem inferior a 13 km². A chamada fórmula racional é demonstrada pela equação 1, (TOMAZ, 2011):

$$Q = C.I.A \quad (1)$$

sendo,

Q = Vazão de pico (m³/s);

C = Coeficiente de escoamento superficial;

I = Intensidade média da chuva (mm/h);

A = Área da bacia (m²).

5.1 Área da bacia hidrográfica

Para obtenção da bacia de contribuição na seção de controle desejada, utilizou-se do software Google Earth, com a ferramenta “caminho” traça-se o trajeto desejado observando-se as elevações existentes no terreno, com início e término na seção de controle escolhida. Após a obtenção do traçado da bacia no Google Earth, utilizou-se do software Autocad para determinação da área da bacia, conforme Figuras 12 e 13. Para conversão de escala gráfica entre Google Earth e Autocad, empregou-se a ferramenta denominada “alinhar”, encontrada no Autocad.



Figura 12 - Delimitação da bacia hidrográfica pelo Google Earth (Fonte: o autor).

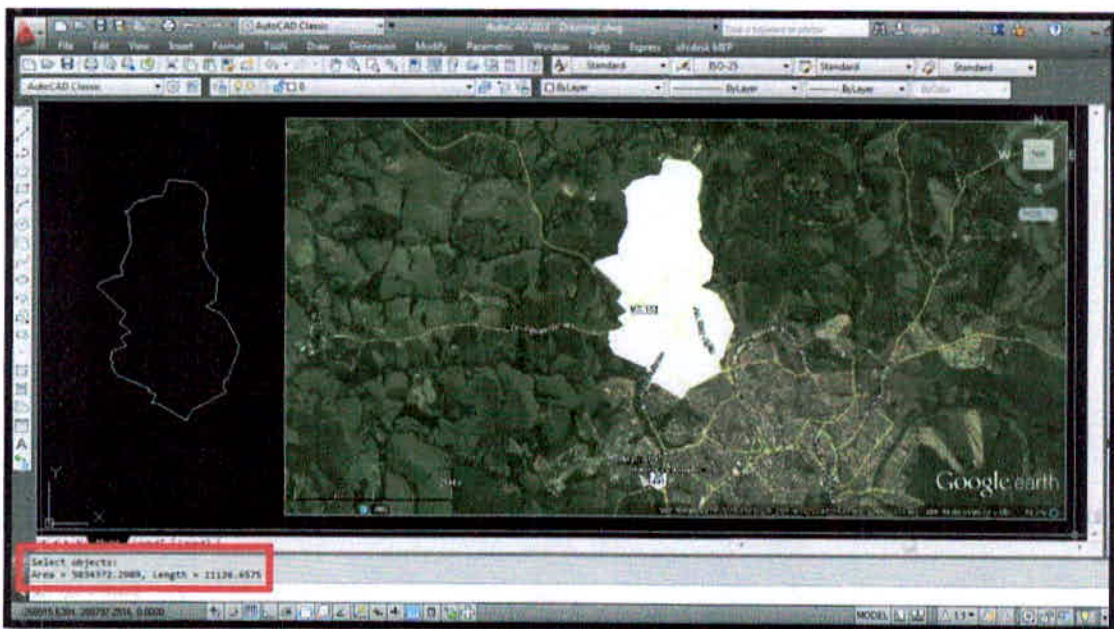


Figura 13 - Determinação da área da bacia utilizando-se do Autocad (Fonte: o autor).

Para a bacia hidrográfica em estudo encontrou-se uma área total de **5,03 km²**.

5.2 Período de retorno

Segundo Tomaz (2011), período de retorno (T_r), equação 2, é o período de tempo médio que um determinado evento hidrológico é igualado ou superado pelo menos uma vez, sendo $T_r = 1/p$. Considerou-se neste projeto a probabilidade do evento ser igualado ou superado em 4 %, ou seja $p = 0,04$, sendo o período de retorno encontrado:

$$T_r = \frac{1}{p} \quad (2)$$

$$T_r = \frac{1}{0,04}$$

$$T_r = 25 \text{ anos.}$$

Na prática, em macrodrenagem, o período de retorno é maior ou igual há 25 anos, (TOMAZ, 2011).

5.3 Tempo de concentração

O tempo de concentração (t_c), equação 4, pode ser calculado como: $t_s + 10 \text{ min}$, sendo, t_s = tempo de escoamento superficial, conforme equação 3, em min;
10 min = tempo morto, min.

A equação de George Ribeiro para t_s :

$$t_s = \frac{16. L}{(1,05 - 0,2p). (100. I_m)^{0,04}} \quad (3)$$

sendo,

L = comprimento do talvegue principal, km;

p = porcentagem de cobertura vegetal, em decimal;

I_m = Inclinação média do talvegue principal, em m/m;

$$t_s = \frac{16,3,93}{(1,05 - 0,2,0,15). (100,0,03)^{0,04}} = 59 \text{ min.}$$

portanto, tempo de concentração:

$$t_c = 59 + 10 = 69 \text{ min.} \quad (4)$$

5.4 Intensidade da chuva

Intensidade é a precipitação por unidade de tempo, obtida como a relação $I = P/t$, expressa normalmente em mm/h, (TOMAZ, 2011). Adotou-se como equação de intensidade da cidade de Machado/MG, fornecida pela COPASA/MG, conforme equação 5:

$$i = \frac{3811,29 \cdot T^{0,207}}{(t_c + 20,34)^{1,075}} \quad (5)$$

$$i = \frac{3811,29 \cdot 25^{0,207}}{(69 + 20,34)^{1,075}} = 59,30 \frac{\text{mm}}{\text{h}}$$

5.5 Coeficiente de Runoff

Por definição, coeficiente de Runoff é a razão entre o volume total de escoamento superficial no evento e o volume total precipitado.

A escolha do coeficiente “C” necessita de experiência e julgamento por parte do calculista. Deverão ser verificadas as fotos aéreas e inspeções locais, (TOMAZ, 2011).

Segundo Wilken (1978), consideram-se os valores da Tabela 01 para coeficiente de escoamento superficial:

Tabela 01. Coeficiente de escoamento superficial (*Fonte: Plinio Tomaz 2011 - Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais*).

Zonas	Valor de C
Edificações muito densa: Partes centrais, densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas.	0,7 a 0,95
Edificações não muito densa: Partes residenciais com baixa densidade de habitações, mas com rua e calçadas pavimentadas.	0,6 a 0,7
Edificações com poucas superfícies livres: Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas.	0,5 a 0,6
Edificações com muitas superfícies livres: Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas.	0,25 a 0,5
Subúrbios com alguma habitação: Partes de arrabaldes e suburbanos com pequena densidade de construção.	0,10 a 0,25
Matas, parques e campos de esportes: Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esportes sem pavimentação.	0,05 a 0,2

Analisando a bacia em estudo observaram-se as seguintes taxas de ocupação: ocupação residencial 45,6 %, ocupação comercial 12 %, área verde 8,9 %, terreno natural 27,5 % e pavimentação asfáltica 6 %. Sendo assim efetuou-se a média entre os valores obtidos, resultando no “C” médio (C_m), conforme equação 6:

$$C_m = \frac{\sum A_i \cdot C_i}{A_t} \quad (6)$$

$$C_m = \frac{(45,6 \cdot 0,5 + 12 \cdot 0,8 + 8,9 \cdot 0,2 + 27,5 \cdot 0,105 + 6 \cdot 0,875)}{100}$$

$$C_m = 0,42$$

De acordo com a Tabela 01, observa-se que o coeficiente médio da bacia se enquadra na classificação de edificações com muitas superfícies livres, estando o resultado situado no intervalo de 0,25 a 0,5.

5.6 Vazão de projeto

Utilizando o método racional para determinação da vazão necessária para o projeto, chegou-se ao seguinte resultado:

$$Q = C.I.A$$

$$Q = \frac{0,50.59,30.5030000}{1000 \text{ m} \cdot 3600 \text{ s}}$$

$$Q = 41,43 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

5.7 Altura da lâmina d'água

Para determinação das características geométricas dos muros para contenção de encostas, seja em gabião ou rip-rap, como a altura necessária de contenção do muro, faz-se necessário a determinação da altura de lâmina d'água do córrego São José no local de implantação do muro, visto que a localização do muro encontra-se as margens do córrego.

A verificação da altura de lâmina d'água se deu pela fórmula de Manning, utilizada para dimensionamento de condutos livres (canais). Segundo Tomaz (2011), a fórmula de Manning é a equação mais usada em microdrenagem e macrodrenagem, no mundo. Neste estudo adotou-se a seção do córrego como sendo retangular, conforme Figura 14.

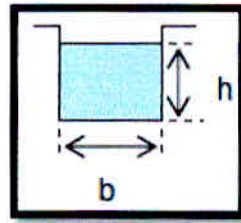


Figura 14 – Seção adotada para o córrego (Fonte: o autor).

A fórmula de Manning é dada pela equação 7:

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) \cdot R^{2/3} \cdot S^{0,5} \quad (7)$$

sendo,

V = velocidade média (m/s);

R = raio hidráulico (m) = A/P;

A = área molhada (m²);

P = perímetro molhado (m);

S = declividade (m/m);

n = coeficiente de rugosidade de Manning.

Utilizando-se também da equação da continuidade, dada pela equação 8:

$$Q = V.A \quad (8)$$

onde,

Q = vazão (m³/s);

V = velocidade média (m/s);

A = área (m²).

sendo assim, a equação final encontrada:

$$Q = \frac{R^{2/3} \cdot S^{0,5} \cdot A}{n} \quad (9)$$

Para que fosse possível encontrar a altura (h), de lâmina d'água no córrego, determinaram-se as seguintes características:

a) L = largura média do córrego, na extensão dos 284 metros analisados:

Foram medidas no total, seis larguras, distantes entre si em aproximadamente 50 metros, Figura 15.



Figura 15 - Medição da largura do córrego São José (Fonte: o autor).

As medidas retiradas são listadas a seguir:

1ª = 7,0 metros;

4ª = 9,5 metros;

2ª = 10,5 metros;

5ª = 7,5 metros;

3ª = 7,5 metros;

6ª = 8 metros;

Adotou-se então como largura média do córrego, 8,30 metros.

b) S = declividade média do fundo do córrego:

Para determinação da declividade média do córrego, utilizou-se do programa Google Earth. Com a ferramenta “Caminho” e a diferença de elevação das superfícies, pode-se então encontrar sua declividade média, sendo ela: 0,005 m/m.

c) n = coeficiente de rugosidade de Manning:

Rios e cursos de águas naturais: 0,05 (NETTO, 1998).

Finalmente, pode-se determinar a altura de lâmina d’água do córrego São José. Esta verificação deu-se por tentativas, utilizando-se do programa Microsoft Excel, depois de inseridas as características apresentadas anteriormente (L, S e n) adotou-se alturas “h”.

$$b = 8,3 \quad m$$

$$A = 21,58 \quad m^2$$

$$h = 2,6 \quad m$$

$$S = 0,005 \quad m/m$$

$$R = 1,60 \quad m$$

$$n = 0,05$$

$$Q = 41,72 \quad m^3/s$$

A altura que se aproximou da vazão vista no estudo hidrológico, $Q = 41,43 \text{ m}^3/s$, foi de 2,6 metros, portanto a altura utilizada para cálculo dos muros será de:

$$h_{adotada} = 2,6 + 0,52 (20\%) = 3,12 \text{ m} = \mathbf{4,0 \text{ metros.}} \quad (10)$$

6 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO ATRAVÉS DE ENSAIO GRANULOMÉTRICO

Como material da natureza que é, o solo necessita de ser identificado e classificado a fim de ser objeto de pesquisa. Todo problema de solo inicia-se, portanto, com o enquadramento, dentro de uma classificação escolhida, do solo ou solos em questão. Após isso é que o problema se define, e então, é possível levar-se adiante a sua formulação e solução, (VARGAS, 1977).

Para o reconhecimento do tamanho dos grãos de um agregado, realiza-se a análise granulométrica por peneiramento. A quantidade de material que em cada peneira é considerado como a porcentagem que passa, representado graficamente em função da abertura da peneira.

A análise por peneiramento tem como limitação a abertura da malha das peneiras, que não pode ser tão pequena quanto ao diâmetro do interesse.

O objetivo deste ensaio consiste em determinar a granulometria do agregado e obter a sua curva. Através desta pode-se estimar as porcentagens (em relação ao peso a seco total), correspondente a cada fração granulométrica do agregado. NBR 7181-1984 Solo - Análise granulométrica.

6.1 Equipamentos utilizados

Os principais equipamentos e utensílios utilizados foram:

- Forma metálica p/ colocação do material;
- Balança de precisão;
- Recipientes cerâmicos;
- Pá de jardinagem;
- Jogo de Peneiras da série normal (1,18 mm / 600 μm / 425 μm / 300 μm / 150 μm / 75 μm), conforme Figura 16.
- Agitador de peneiras.

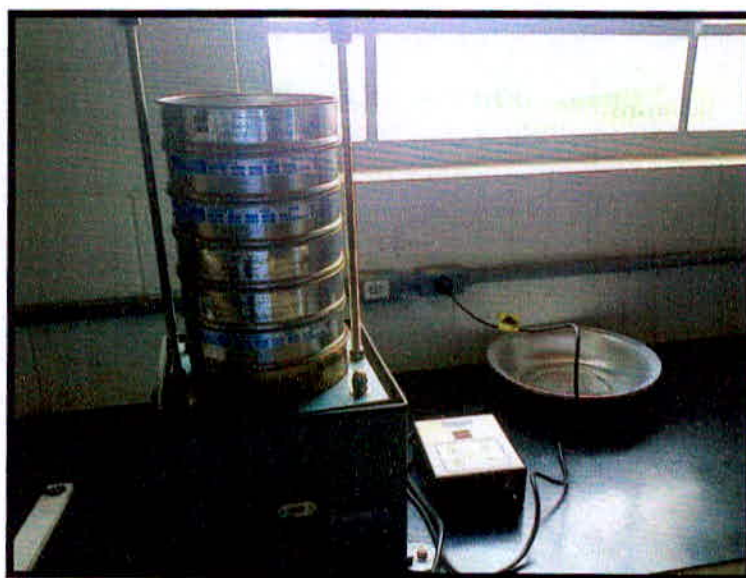


Figura 16 - Jogo de peneiras conforme NBR 7181/1984 (Fonte: o autor).

6.2 Preparação da amostra

- 1 – Coleta da amostra de agregado com uma quantidade mínima de 1000 g.
- 2 – Secagem em estufa das amostras coletadas. Deixa-se esfriar a temperatura ambiente.



Figura 17 - Coleta da amostra para ensaio granulométrico (Fonte: o autor).

6.3 Procedimento experimental

- 1 - Preparação das peneiras, encaixando-as no agitador e organizando em ordem crescente seu conjunto.
- 2 - Disposição das amostras sobre a peneira superior do conjunto.
- 3 - Agitações das peneiras pelo agitador com tempo de 1 min.
- 4 - Pesagem dos agregados retidos nas peneiras determinando assim a sua massa total.

6.4 Cálculos

A Tabela 02 apresenta os cálculos das porcentagens de materiais que passam nas peneiras segundo a NBR 7181/1984, utilizando-se a equação 11:

$$Q_g = \frac{(M_s - M_i)}{M_s} \cdot 100 \quad (11)$$

sendo,

Q_g = porcentagem de material passado em cada peneira;

M_s = massa total da amostra seca;

M_i = massa do material retido acumulado em cada peneira.

Tabela 02. Ensaio granulométrico NBR 7181/1984 (Fonte: o autor).

M_s (g)	Peneiras	M_i (g)	Q_g (%)	% Retida
1000	1,18 mm	403,06	59,7	40,3
	600 μ m	463,05	53,7	46,3
	425 μ m	80,86	91,9	8,1
	300 μ m	20,59	97,9	2,1
	150 μ m	24,12	97,6	2,4
	75 μ m	7,36	99,3	0,7
	Finos	0,55	99,9	0,1
TOTAL		999,59		100,0

6.5 Curva granulométrica

Segundo Guerra (2011), o número de classificação do material que compõe o solo, ou os depósitos sedimentares, é muito variado e, a título de exemplo, dá-se a classificação de Atterberg, conforme Tabela 03:

Tabela 03. Classificação de Atterberg (Fonte: Antônio José Teixeira Guerra 2011 - Novo dicionário Geológico-Geomorfológico).

Materiais	Diâmetro (mm)
Matacão	> 200
Cascalho grosseiro	200,0 a 20,0
Cascalho fino	20,0 a 2,0
Areia grossa	2,0 a 0,2
Areia fina	0,2 a 0,02
Silte	0,02 a 0,002
Argila	< 0,002

De acordo com a curva granulométrica, Figura 18, da ABNT – NBR NM248, observa-se que o solo analisado encontra-se na faixa intermediária, situando-se como solo predominantemente arenoso, para efeito das análises posteriores será considerado solo como sendo do tipo areia grossa.

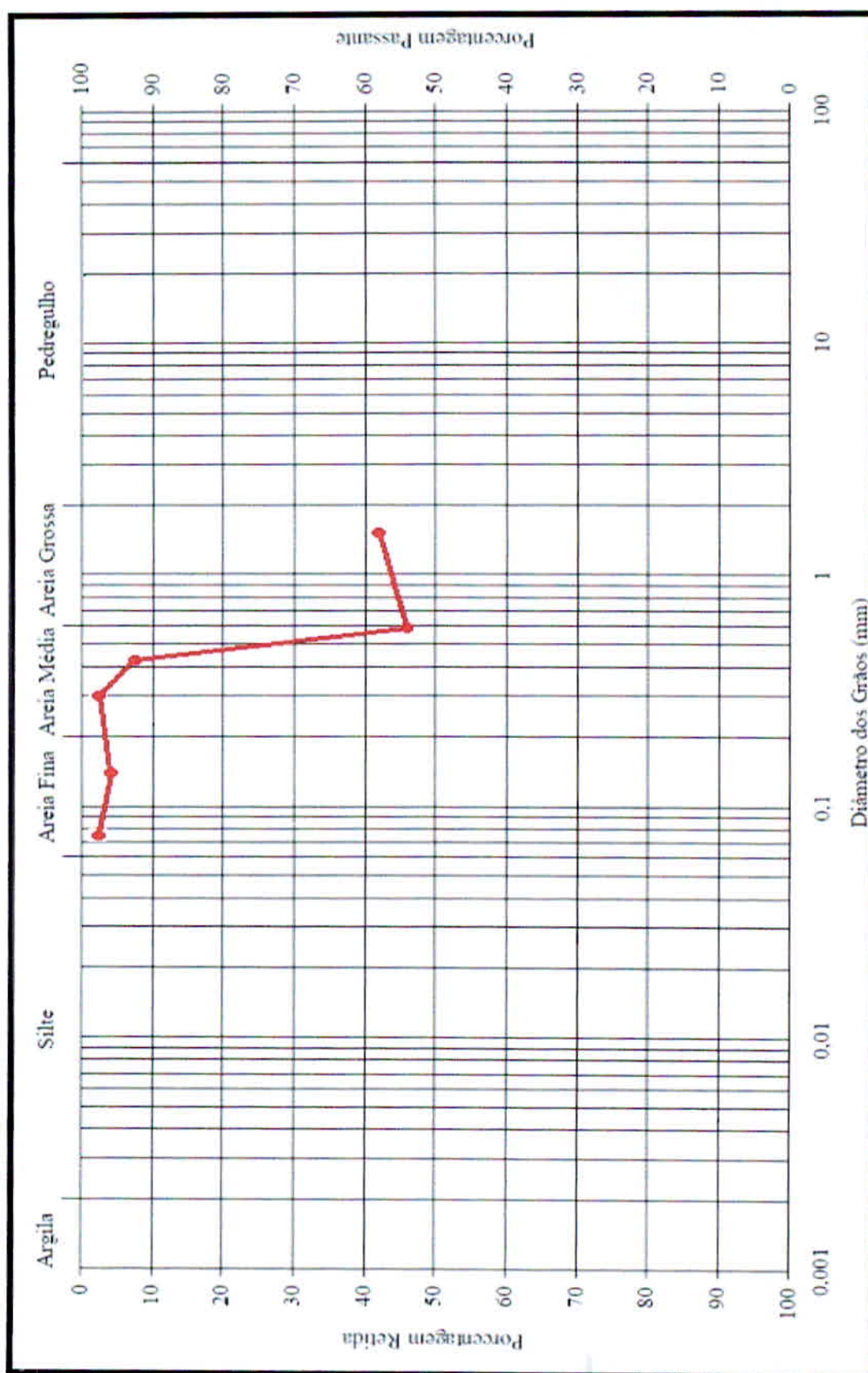


Figura 18 - Curva Granulométrica (Fonte: ABNT - NBR NM248).

7 DIMENSIONAMENTO DO MURO DE CONTENÇÃO EM GABIÃO

Todo o dimensionamento apresentado a seguir foi desenvolvido seguindo o Manual Técnico da Maccaferri, obras de contenção. A empresa Maccaferri atua diretamente neste tipo de obra há aproximadamente 130 anos e disponibiliza sua vasta experiência para soluções de vários problemas particulares.

A finalidade do manual é proporcionar informações e critérios gerais desenvolvidos para o dimensionamento e o projeto de obras flexíveis de contenção em gabiões. O gabião da Maccaferri foi especialmente desenvolvido para a recomposição de taludes e margens através da construção de estruturas de contenção.

7.1 Estruturas de contenção a gravidade

Enquanto estruturas como as cortinas de estacas e paredes diafragma geralmente recorrem a métodos de suporte auxiliares para manterem-se estáveis, as estruturas à gravidade utilizam seu peso próprio e muitas vezes o peso de uma parte do bloco de solo incorporado a ela para sua estabilidade.

Os materiais utilizados e o formato da estrutura de contenção à gravidade são muito variados. A estrutura (muro) é formada por um grupo maciço que pode ser construído em concreto ciclópico, pedras argamassadas, gabiões ou até a combinação de vários tipos de materiais. Sua estabilidade frente ao empuxo exercido pelo bloco de solo contido é provida por seu peso próprio, daí seu nome. Na Figura 19 são mostrados os principais elementos que compõem este tipo de estrutura e suas denominações.

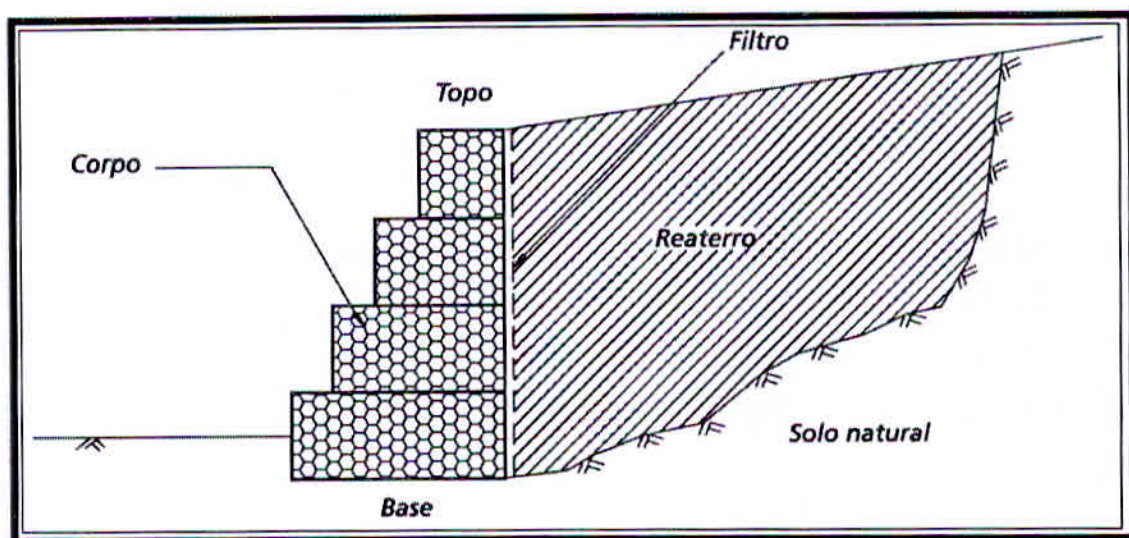


Figura 19 - Representação básica de um muro de contenção à gravidade em gabiões (Fonte: *Manual técnico, obras de contenção da Maccaferri*).

A principal vantagem do muro de gravidade é sua simplicidade de execução. Para sua construção não se requer, em geral, mão de obra especializada. Em função do tipo do material utilizado para a sua construção, estas estruturas podem ser subdivididas em estruturas rígidas ou flexíveis. O gabião se enquadra como estrutura flexível, pois possui material deformável e pode adaptar-se a acomodações e movimentos do terreno, sem perder sua estabilidade e eficiência.

7.1.1 Gabiões tipo caixa

O gabião tipo caixa é uma estrutura metálica, em forma de paralelepípedo, produzida a partir de um único pano de malha hexagonal de dupla torção, que forma a base, a tampa e as paredes frontal e traseira. A este pano são unidos, durante a fabricação, painéis que formarão as duas paredes das extremidades e os diafragmas, Figura 20.

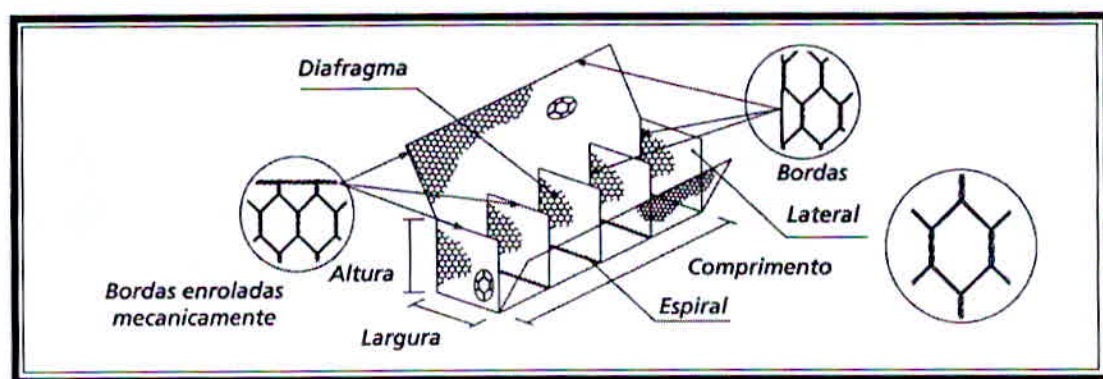


Figura 20 - Elementos constituintes dos gabiões tipo caixa (Fonte: Manual técnico, obras de contenção da Maccaferri).

Depois de retirado do fardo, cada elemento deve ser completamente desdobrado e montado em obra, assumindo a forma de paralelepípedo. As dimensões dos gabiões são padronizadas conforme Figura 21.

Gabiões Caixa com Diafragmas				
Dimensões Padrão			Volume [m ³]	Diafragmas
Comprimento [m]	Largura [m]	Altura [m]		
1,50	1,00	0,50	0,75	-
2,00	1,00	0,50	1,00	1
3,00	1,00	0,50	1,50	2
4,00	1,00	0,50	2,00	3
1,50	1,00	1,00	1,50	-
2,00	1,00	1,00	2,00	1
3,00	1,00	1,00	3,00	2
4,00	1,00	1,00	4,00	3

Figura 21 - Dimensões padrão dos gabiões tipo caixa (Fonte: Manual técnico, obras de contenção da Maccaferri).

7.2 Geometria adotada

Para que seja possível realizar as verificações pertinentes ao dimensionamento do muro de gravidade com gabião, adotou-se primeiramente a geometria do muro, com as suas devidas dimensões e inclinações, baseadas na altura de contenção, conforme Figura 22. Estruturas com degraus internos e parâmetro externo plano geralmente são preferidas por razões estéticas ou de limitação de espaço. Do ponto de vista estático, as estruturas com degraus externos resultam mais estáveis. Optou-se pelo muro de gabiões com degraus internos, visto que do lado externo existe o córrego São José, margeando a face externa do muro.

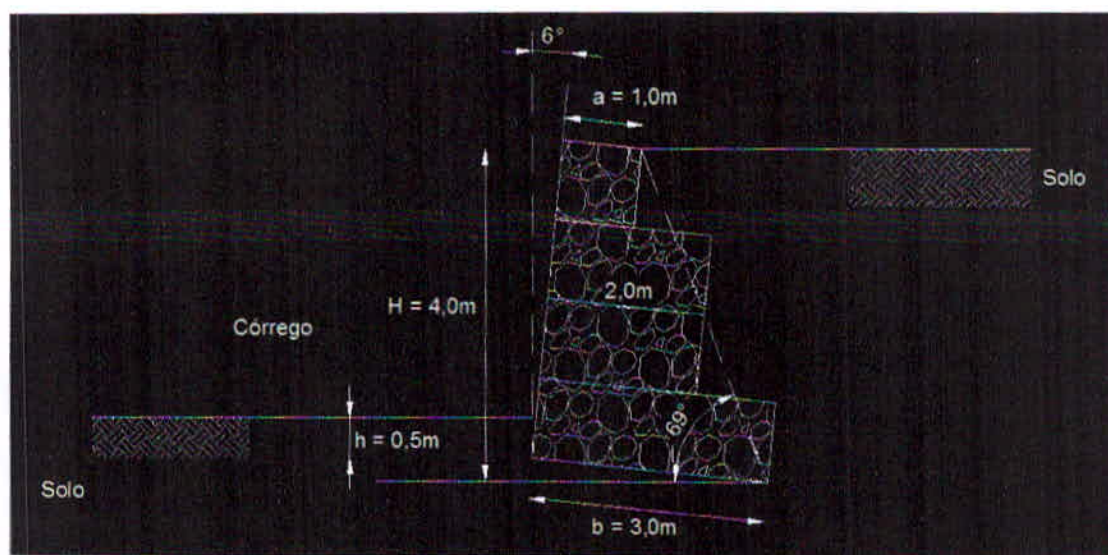


Figura 22 - Geometria com as devidas dimensões dos gabiões tipo caixa (Fonte: o autor).

Sempre que a estrutura de contenção também funcionar como defesa fluvial, é necessário implantar, a frente desta, uma plataforma de deformação em colchões Reno, para evitar erosão no solo de apoio e consequentemente solapamento da estrutura, conforme Figura 23.

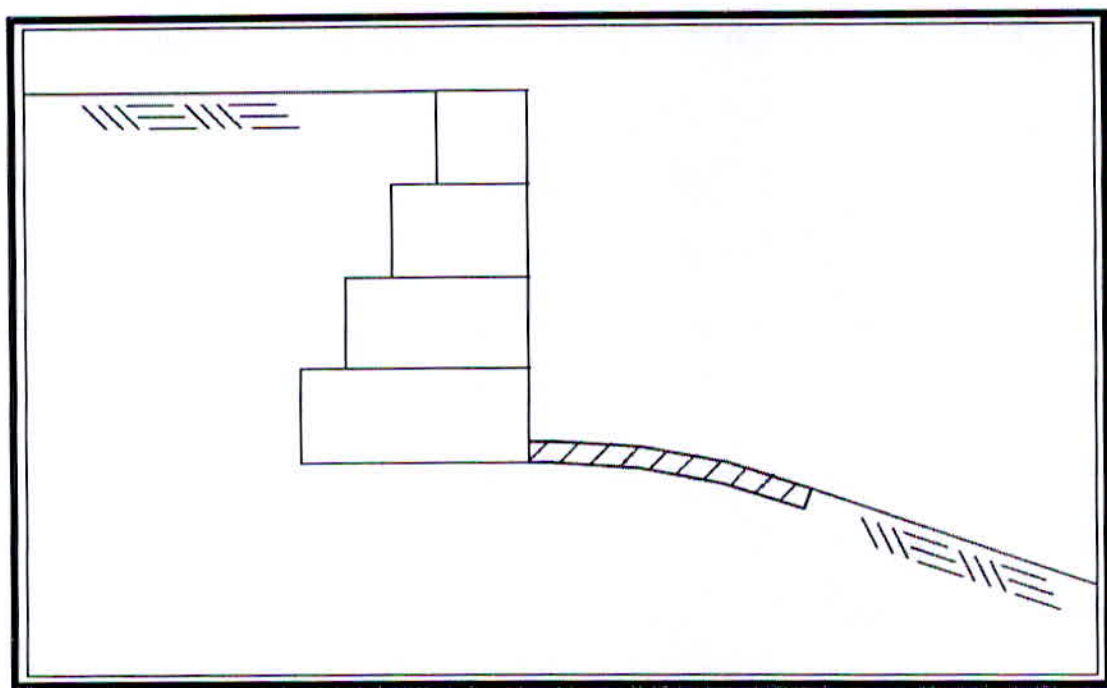


Figura 23 - Plataforma em colchões Reno para proteção do pé da estrutura (Fonte: Manual técnico, obras de contenção da Maccaferri).

7.3 Definições das características gerais para dimensionamento

Maciço arrimado: (Areia uniforme arredondada, compacta).

-Peso específico do solo adotado: $\gamma = 2,0 \text{ tf/m}^3$;

Tipo de solo	Peso específico [tf/m ³]
Areia uniforme, fofa	1,7
Areia uniforme, compacta	2,0
Areia siltosa, fofa	1,8
Areia siltosa, compacta	1,9
Silte	1,7 - 1,9
Silte argiloso	1,6 - 1,8
Argila inorgânica	1,5 - 1,7
Argila orgânica	1,3 - 1,6

Figura 24 - Valores típicos do peso específico de solos (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

- Ângulo de atrito interno adotado: $\varphi = 35^\circ$;

Tipo de solo	Ângulo de atrito [graus]
Areia angular, fofa	32 - 36
Areia angular, compacta	35 - 45
Areia sub-angular, fofa	30 - 34
Areia sub-angular, compacta	34 - 40
Areia arredondada, fofa	28 - 32
Areia arredondada, compacta	32 - 38
Areia siltosa, fofa	25 - 35
Areia siltosa, compacta	30 - 36
Silte	25 - 35

Figura 25 - Valores típicos do ângulo de atrito interno de solos não coesivos (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

- Coesão: $c = 0$; Adotado devido ao maciço arrimado ser um reaterro e neste caso o valor da coesão efetiva é muito pequena, considerada então nula.

- Ângulo de atrito entre o solo e a estrutura: $\delta = 31^\circ$. Pode-se adotar este valor como sendo igual ao ângulo de atrito interno do solo $\delta = \varphi$, isto porque a superfície dos gabiões é bastante rugosa, o que permite um contato firme entre o solo e a estrutura. Com a utilização do filtro geotêxtil entre a face do muro e o maciço, se reduz o valor do ângulo atrito interno do solo arrimado em 10 %. Sendo assim, o ângulo de atrito entre o solo e a estrutura é de $\delta = 0,9.35 = 31^\circ$.

Gabiões:

- Peso específico da peça preenchida com pedra rachão (Granito): $\gamma_g = 1,7 \text{ tf/m}^3$, já considerando a porosidade de 30 % existente na peça;

Tipo de rocha	Peso específico [tf/m ³]
Basalto	2,5 - 3,3
Diorito	2,5 - 3,3
Gabro	2,7 - 3,1
Gnaisse	2,5 - 3,0
Granito	2,6 - 3,3
Calcário	1,7 - 3,1
Mármore	2,5 - 3,3
Quartzito	2,65
Arenito	1,2 - 3,0
Argillito	2,0 - 2,5

Figura 26 - Valores típicos do peso específico de rochas (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

O material mais utilizado para preenchimento de muros de contenções a gravidade tem sido a pedra rachão. Sendo um material pétreo, o mesmo confere a estrutura um peso final que possibilita a estabilidade da mesma frente aos esforços solicitantes, oriundos do empuxo e das sobrecargas.

7.4 Determinação do empuxo ativo

Empuxo de terra é a resultante das pressões laterais exercidas pelo solo sobre uma estrutura de arrimo ou de fundação. Estas pressões podem ser devido ao peso próprio do solo ou a sobrecargas aplicadas a ele. O valor do empuxo sobre uma estrutura depende fundamentalmente da deformação que esta sofre sob a ação deste empuxo.

Condições e características satisfeitas para cálculo do empuxo ativo.

- Solo homogêneo;
- Superfície superior do maciço arrimado plana;
- Solo não coesivo;
- Lençol freático abaixo da base do muro;
- Sem sobrecargas irregulares sobre o maciço.

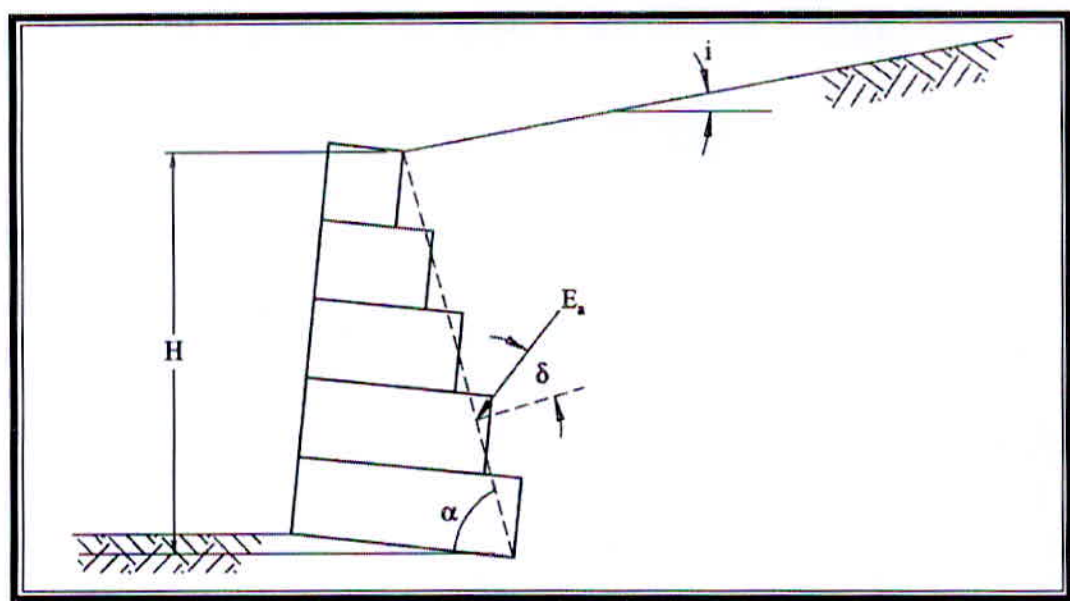


Figura 27 - Empuxo ativo pela teoria de Coulomb (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

Cálculo do empuxo pela teoria de Coulomb, o empuxo ativo “ E_a ”, Figura 27, é dado pela equação 12:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (12)$$

sendo,

γ = peso específico do solo (tf/m³);

H = altura total do desnível de solo (m);

K_a = coeficiente de empuxo ativo.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 2,0 \cdot 4,0^2 \cdot 0,45$$

$$E_a = 7,2 \frac{tf}{m}$$

O coeficiente de empuxo ativo é dado pela equação 13:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - i)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + i)}}\right]^2} \quad (13)$$

sendo,

φ = ângulo de atrito interno;

δ = ângulo de atrito entre o solo e a estrutura;

α = ângulo entre o plano de aplicação do empuxo ativo e a horizontal;

i = ângulo de inclinação do terreno adjacente.

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(69 + 35)}{\text{sen}^2 69 \cdot \text{sen}(69 - 31) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(35 + 31) \cdot \text{sen}(35 - 0)}{\text{sen}(69 - 31) \cdot \text{sen}(69 + 0)}}\right]^2} = 0,45.$$

7.5 Determinação do empuxo passivo

O Empuxo passivo disponível a frente do muro de contenção quando a altura do solo “h” a frente do muro é superior a cota de apoio da base, pode ser determinado pela teoria de Rankine, Figura 28.

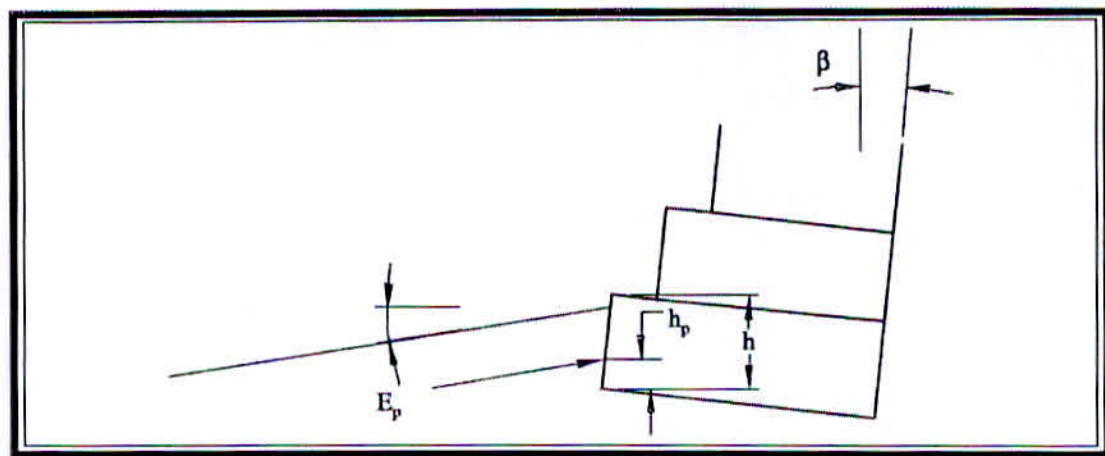


Figura 28 - Empuxo passivo (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

Condições e características satisfeitas para cálculo do empuxo passivo.

- Solo não coesivo;
- Superfície do solo a frente do muro, horizontal, $i = 0$;
- Solo a frente do muro abaixo do nível d'água, peso específico submerso, equação 14.

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p \quad (14)$$

onde,

γ = peso específico do solo submerso (Areia compacta saturada = 2,1 tf/m³, segundo Antonio Moliterno (1994));

h = altura do solo a frente do muro (m);

K_p = coeficiente de empuxo passivo, equação 15.

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (15)$$

φ = ângulo de atrito interno.

portanto,

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{35}{2}\right)$$

$$K_p = 0,11.$$

sendo assim o empuxo passivo será:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 2,10,5^2 \cdot 0,11$$

$$E_p = 0,03 \text{ tf/m.}$$

7.6 Ponto de aplicação do empuxo ativo

O ponto de aplicação do empuxo está localizado no centro de gravidade dos diagramas de pressão lateral descritos. Assim, no caso de solo não coesivo e sobrecarga nula, o diagrama de pressão lateral é triangular, e o ponto de aplicação do empuxo, tanto ativo como passivo, está localizado a uma altura igual a “H/3” da base do anteparo, Figura 29, conforme equação 16:

$$K_{Ea} = \frac{H}{3} \quad (16)$$

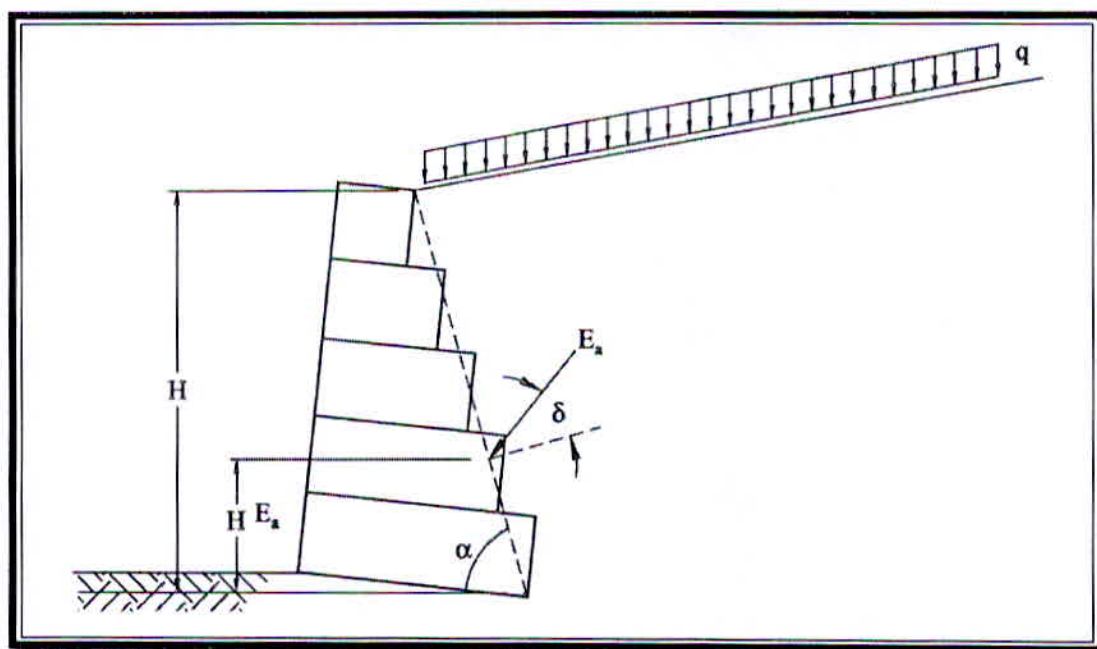


Figura 29 - Ponto de aplicação do empuxo ativo (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

Como visto anteriormente, o maciço arrimado não possui sobrecarga, portanto o ponto de aplicação será dado por:

$$K_{Ea} = \frac{4,0}{3}$$

sendo assim,

$$K_{Ea} = 1,3 \text{ m.}$$

7.7 Ponto de aplicação do empuxo passivo

Assim como o empuxo ativo, o empuxo passivo é determinado conforme equação 17:

$$K_p = \frac{h}{3} \quad (17)$$

sendo assim,

$$K_p = \frac{0,5}{3}$$

portanto o ponto de aplicação do empuxo passivo, Figura 30, será:

$$K_p = 0,17 \text{ m.}$$

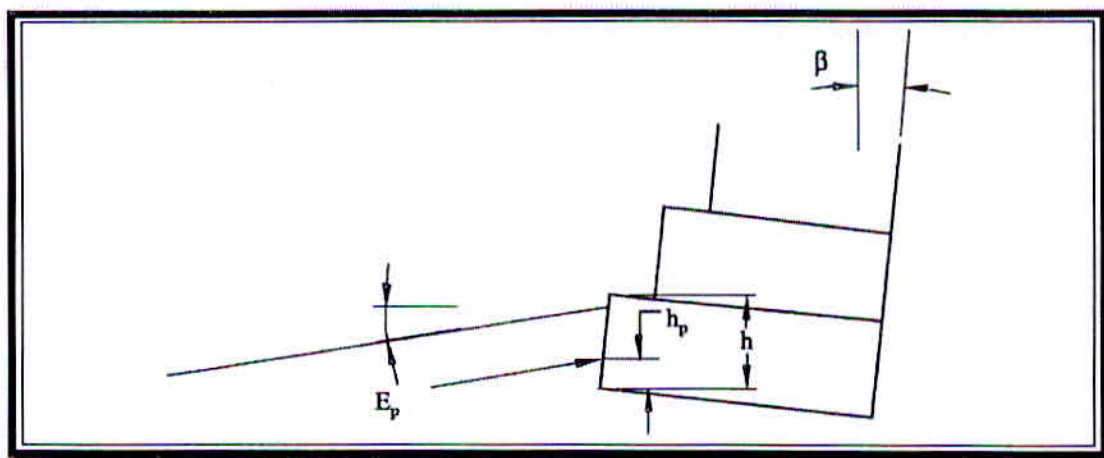


Figura 30 - Ponto de aplicação do empuxo passivo (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

7.8 Determinação do peso do muro

É necessária a determinação do peso da estrutura de arrimo para as análises de estabilidade.

O peso “P” do muro de gabiões é obtido multiplicando-se a área “S” mostrada na Figura 31, pelo peso específico “ γ_g ” do material de enchimento dos gabiões, sendo que o peso específico dos gabiões é obtido a partir do peso específico do material que compõe as pedras com sua devida porosidade:

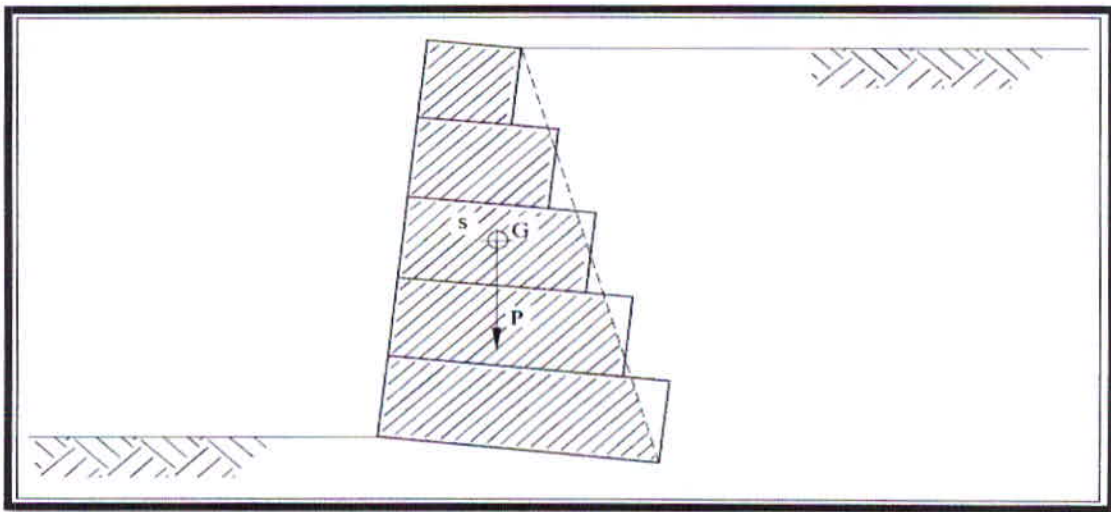


Figura 31 - Determinação do peso muro (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

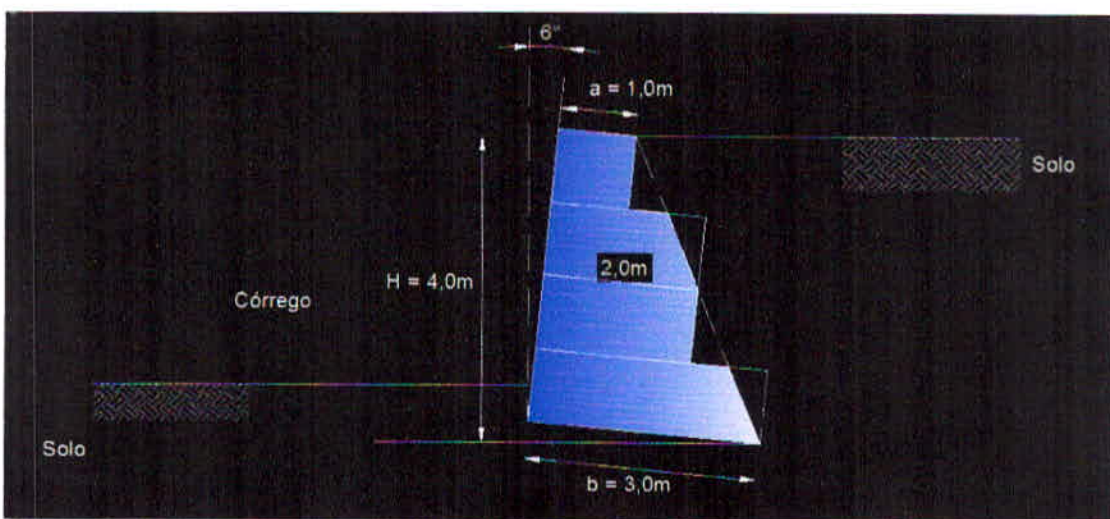


Figura 32 - Determinação da área do muro “S” (Fonte: o autor).

Área do muro encontrada: $7,5 \text{ m}^2$.

O peso do muro é dado pela equação 18:

$$P = \gamma_g \cdot S \quad (18)$$

portanto,

$$P = 1,7.7,5$$

$$P = 12,75 \frac{tf}{m}$$

Faz-se necessária também a determinação da posição do centro de gravidade "G" do muro, que, neste caso, coincide com o centro de gravidade da área "S", conforme Figura 33.

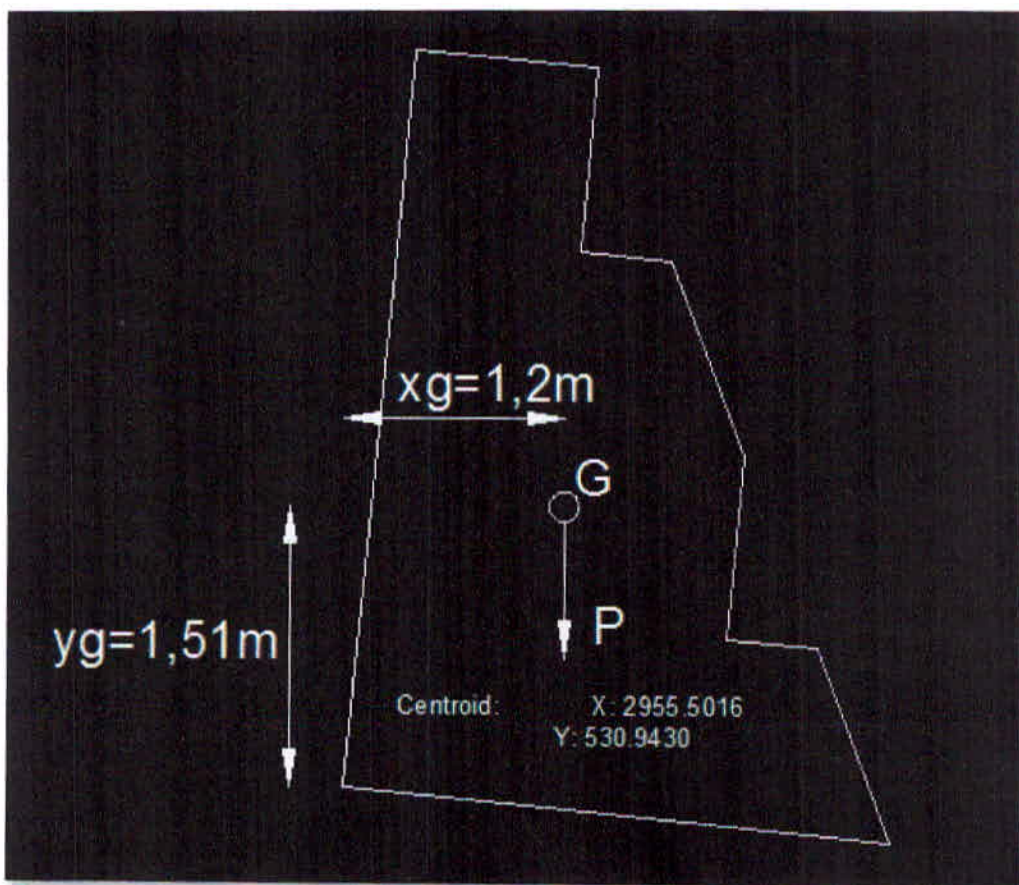


Figura 33 - Determinação do centroide do muro "G" (Fonte: o autor).

7.9 Análises de estabilidade do muro

É necessária a verificação de segurança da estrutura contra os diversos tipos de ruptura. No caso de muros de arrimo de gabiões, os tipos principais de ruptura que podem ocorrer estão mostrados na Figura 34.

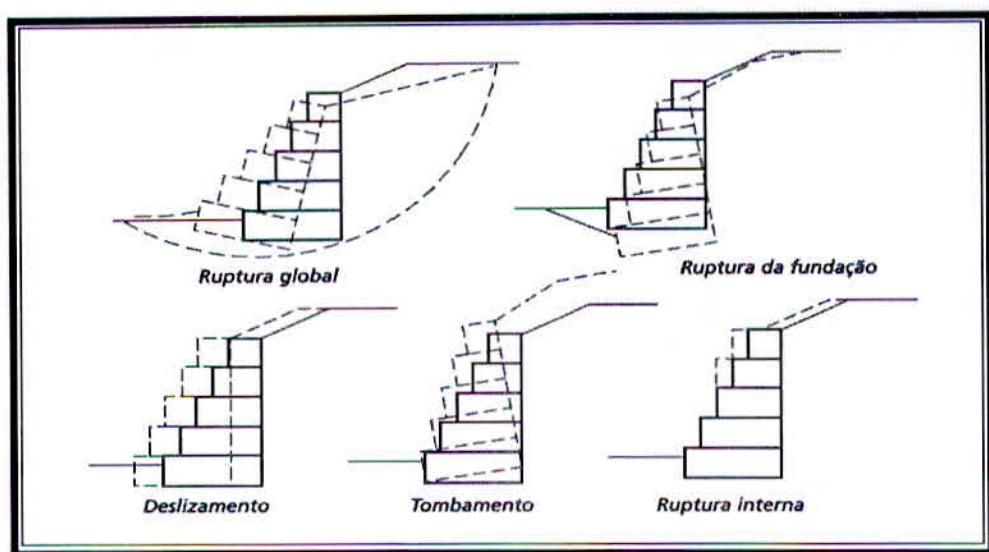


Figura 34 - Tipos de ruptura de muros, gabiões (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

- 1. Deslizamento sobre a base:** ocorre quando a resistência ao escorregamento ao longo da base do muro, somada ao empuxo passivo disponível a frente da estrutura, é insuficiente para neutralizar o efeito do empuxo ativo atuante.
- 2. Tombamento:** ocorre quando o momento estabilizante do peso próprio do muro em relação ao fulcro de tombamento é insuficiente para neutralizar o momento do empuxo ativo.
- 3. Ruptura da fundação:** ocorre quando as pressões aplicadas pela estrutura sobre o solo de fundação são superiores a sua capacidade de carga.
- 4. Ruptura global do maciço:** escorregamento ao longo de uma superfície de ruptura que contorna a estrutura de arrimo.
- 5. Ruptura interna da estrutura:** ruptura das seções intermediárias entre os gabiões, que pode ocorrer tanto por escorregamento como por excesso de pressão normal.

7.9.1 Verificação da estabilidade contra o deslizamento

Pode-se definir um coeficiente de segurança contra o deslizamento, dado pela equação 19:

$$F_d = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}} \quad (19)$$

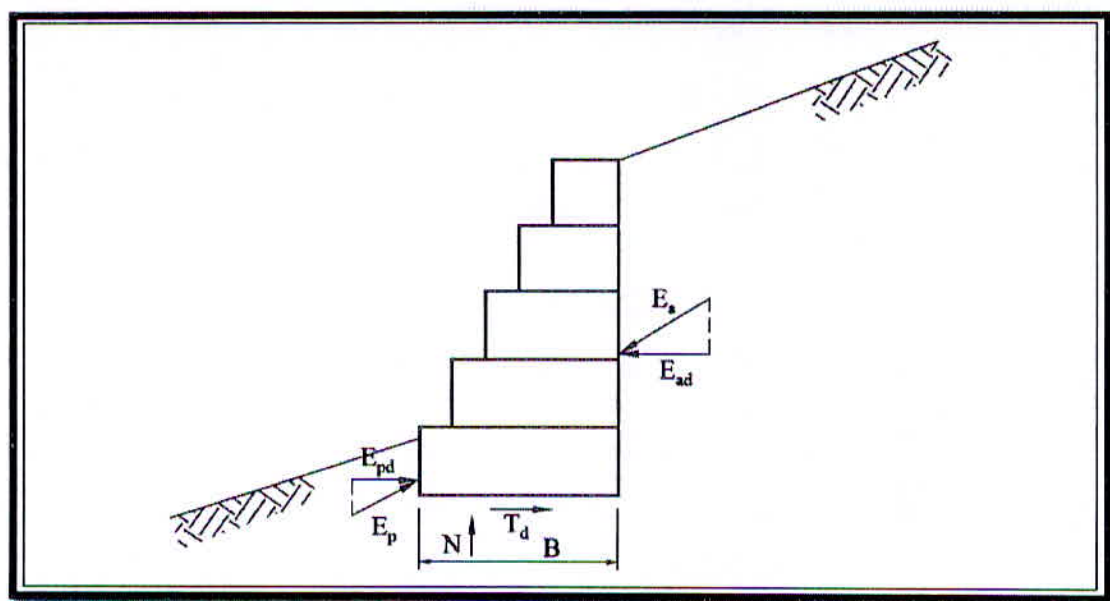


Figura 35 - Verificação quanto ao deslizamento (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

A força “ T_d ” é a resistência disponível ao longo da base da estrutura, dada pela equação 20 e vale:

$$T_d = N \cdot \tan \delta + a \cdot B \quad (20)$$

onde “ N ” é dado pela equação 21:

$$N = P \cdot \cos \beta + E_a \cdot \cos(\alpha - \delta - \beta) \quad (21)$$

sendo,

E_{ad} = componente do empuxo ativo;

E_{pd} = componente do empuxo passivo;

T_d = resistência disponível ao longo da base da estrutura;

δ = ângulo de atrito entre o solo da fundação e a base da estrutura;

a = adesão entre solo e base;

N = componente normal da resultante;

B = base da estrutura;

α = ângulo entre o plano de aplicação do empuxo ativo e a horizontal;

β = ângulo de inclinação do muro;

P = peso do muro.

portanto,

$$N = 12,75 \cdot \cos 6 + 7,2 \cdot \cos(69 - 31 - 6)$$

$$N = 18,79 \frac{tf}{m}$$

$$T_d = 18,79 \cdot \tan 31$$

$$T_d = 11,27 \frac{tf}{m}$$

O coeficiente de segurança contra o escorregamento é:

$$F_d = \frac{11,27 + 0,03}{7,2}$$

$$F_d = 1,57 > 1,5.$$

Sugere-se que o valor de $F_d \geq 1,5$ para solos não coesivos.

7.9.2 Verificação da estabilidade contra o tombamento

O Coeficiente de segurança contra o tombamento é dado pela equação 22:

$$F_t = \frac{M_p + M_{Eav}}{M_{Eah}} \quad (22)$$

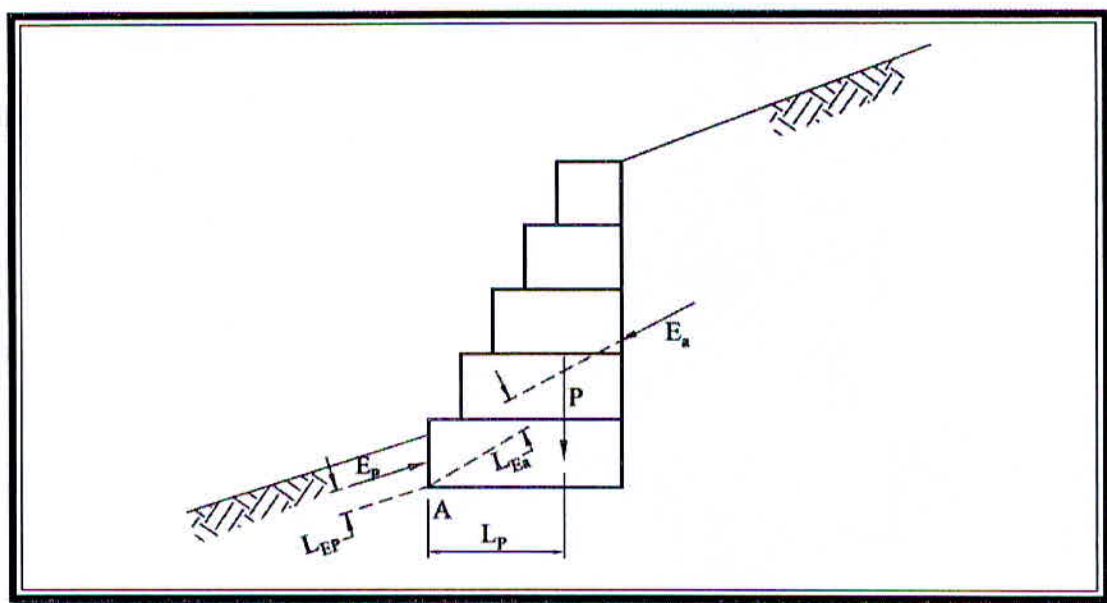


Figura 36 - Verificação quanto ao tombamento (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

As coordenadas do ponto de aplicação do empuxo ativo “E_a” são:

$$x_{Ea} = 2,47m.$$

$$y_{Ea} = 1,65m.$$

O momento de tombamento será dado pelo momento da componente horizontal do empuxo ativo, expresso pela equação 23:

$$M_{Eah} = E_a \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot y_{Ea} \quad (23)$$

$$M_{Eah} = 7,2 \cdot \text{sen}(69 - 31) \cdot 1,65$$

$$M_{Eah} = 7,31 \text{ tf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Os momentos resistentes são os momentos da componente vertical do empuxo ativo e o momento do peso próprio da estrutura, expressos pelas equações 24 e 25, respectivamente:

$$M_{Eav} = E_a \cdot \cos(\alpha - \delta) \cdot x_{Ea} \quad (24)$$

$$M_{Eav} = 7,2 \cdot \cos(69 - 31) \cdot 2,47$$

$$M_{Eav} = 14,01 \text{ tf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_p = 12,75 \cdot 1,2 \quad (25)$$

$$M_p = 15,3 \text{ tf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

O coeficiente de segurança contra o tombamento é:

$$F_t = \frac{15,3 + 14,01}{7,31}$$

$$F_t = 4,01 > 1,5$$

Sugere-se que o coeficiente de segurança contra o tombamento seja no mínimo 1,5, ou seja, $F_t \geq 1,5$.

7.9.3 Pressões na fundação

Outra verificação necessária é em relação às pressões que são aplicadas na fundação pela estrutura de arrimo. Estas pressões não devem ultrapassar o valor da capacidade de carga do solo de fundação. Através do equilíbrio de momentos atuantes sobre a estrutura de arrimo, pode-se determinar o ponto de aplicação da força normal, conforme Figura 38.

Essa força normal é a resultante das pressões normais que agem na base da estrutura de arrimo. Para que estas pressões sejam determinadas, a forma da distribuição delas deve ser conhecida. Normalmente admite-se uma distribuição linear para estas pressões, e então, os valores máximos e mínimos, conforme equações 26 e 27, delas ocorrerão nas bordas da estrutura, conforme Figura 37:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) \quad (26)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right) \quad (27)$$

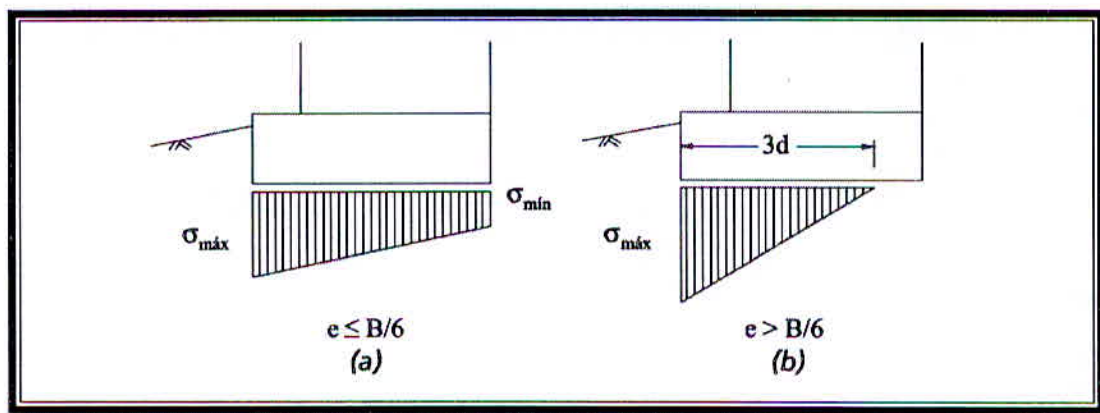


Figura 37 - Distribuição das pressões na fundação (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

Parâmetros para cálculo e verificação das pressões na fundação:

- **Areia grossa uniforme arredondada, compacta.**

Carga máxima admissível: $q = 20,0 \text{ tf/m}^2$ (MOLITERNO, 1994);

Ângulo de atrito interno adotado: $\varphi = 35^\circ$.

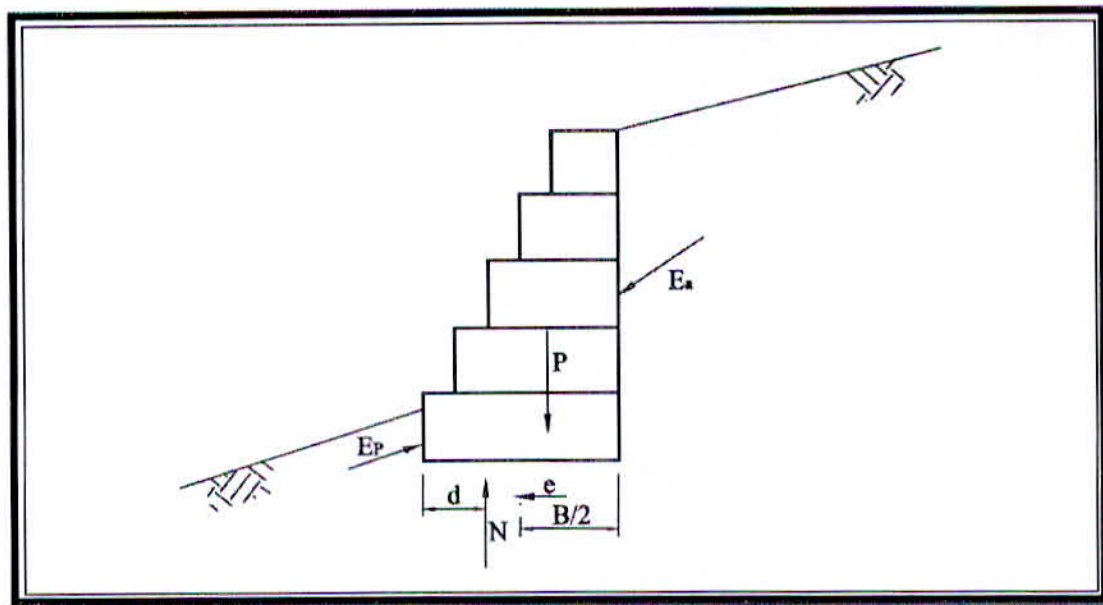


Figura 38 - Ponto de aplicação de "N" (Fonte: *Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri*).

A distância "d" entre o ponto de aplicação de "N" e o fulcro do tombamento é dada pela equação 28:

$$d = \frac{M_p + M_{Eav} - M_{Eah}}{N} \quad (28)$$

$$d = \frac{15,3 + 14,01 - 7,31}{18,79}$$

$$d = 1,18 \text{ m.}$$

e a excentricidade "e" é expressa pela equação 29:

$$e = \frac{B}{2} - d \quad (29)$$

$$e = \frac{3}{2} - 1,18$$

$$e = 0,32m < \frac{B}{6} = 0,5m$$

Assim, as pressões nas extremidades da base serão:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{18,79}{3} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{0,32}{3}\right)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 10,27 \frac{tf}{m^2} < \sigma_{adm} = 20,0 \frac{tf}{m^2}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{18,79}{3} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{0,32}{3}\right)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 2,25 \frac{tf}{m^2} < \sigma_{adm} = 20,0 \frac{tf}{m^2}$$

7.9.4 Seções intermediárias, ruptura interna da estrutura

Para cada seção intermediária entre as camadas de gabiões são determinadas as tensões normais e de cisalhamento atuantes, Figura 39. Para isto são determinados o empuxo ativo e o peso dos gabiões situados acima da seção analisada.



Figura 39 - Camadas intermediárias definidas (Fonte: o autor).

O ângulo de atrito disponível ao longo da seção intermediária “ δ^* ” é dado pela equação 30:

$$\delta^* = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ \quad (30)$$

$$\delta^* = 25 \cdot 1,7 - 10^\circ$$

$$\delta^* = 32,5^\circ$$

Para gabiões de 1,0 m de altura e malha 8 cm x 10 cm, o peso da rede metálica vale, “ $p_u = 8,6 \text{ kgf/m}^3$ ” e assim, a coesão disponível na seção intermediária “ c_g ” será dada pela equação 31:

$$C_g = 0,3 \cdot p_u - 0,5 \quad (31)$$

$$C_g = 0,3 \cdot 8,6 - 0,5$$

$$C_g = 2,08 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2}$$

A máxima força de cisalhamento admissível “ T_{adm} ” ao longo da seção será expressa pela equação 32:

$$T_{adm} = N \cdot \tan \delta^* + C_g \cdot B \quad (32)$$

e a força de cisalhamento “ T ” que atua na seção é dada pela equação 33:

$$T = -P \cdot \text{sen} \beta + E_a \cdot \text{sen}(\alpha - \delta - \beta) \quad (33)$$

A máxima tensão normal admissível na seção intermediária “ q_{adm} ” é dada pela equação 34:

$$q_{adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30 \quad (34)$$

$$q_{adm} = 50 \cdot 1,7 - 30$$

$$q_{adm} = 55,0 \frac{tf}{m^2}$$

e a máxima tensão normal “ $q_{máx}$ ” que age na seção é:

$$q_{máx} = N$$

Repetindo-se o mesmo cálculo para todas as seções intermediárias obtém-se a Tabela 04.

Tabela 04. Resultados das verificações das seções intermediárias (Fonte: o autor).

Seção	T (tf/m)	T_{adm} (tf/m)	$q_{máx}$ (tf/m ²)	q_{adm} (tf/m ²)
1	3,03	11,68	11,9	55
2	1,49	8,36	6,6	55
3	0,42	3,4	2,07	55

7.10 Drenagem, nível da fundação, preparação da fundação e colocação do geotêxtil

7.10.1 Drenagem

Quando a estrutura for inclinada contra o maciço e estiver apoiada sobre lastro de concreto ou lastro de pedras, é aconselhável prever um sistema de drenagem com tubos drenos envolvidos com brita, conforme Figura 41.

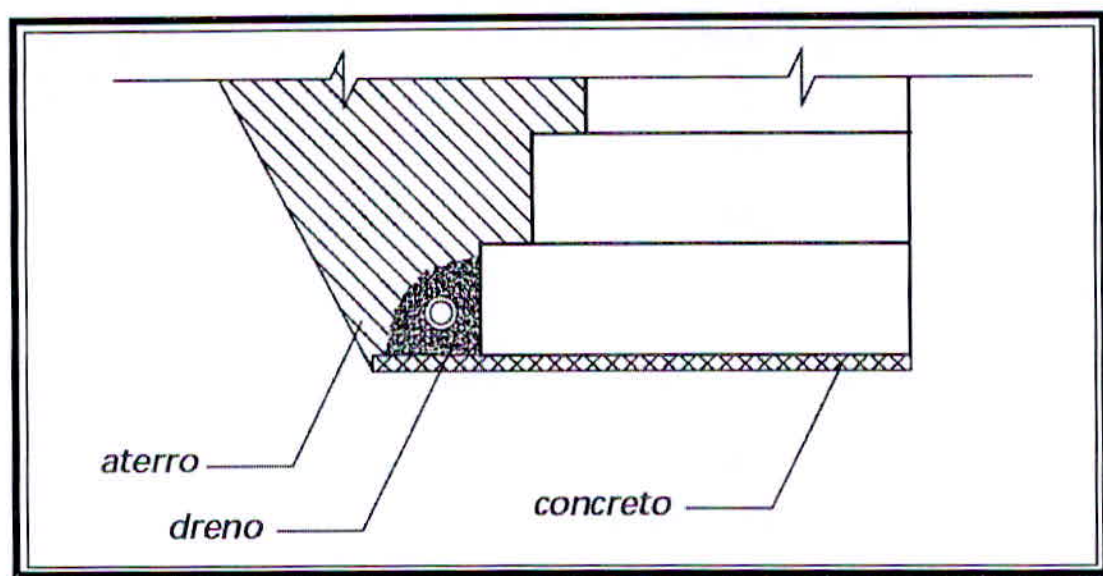


Figura 41 - Representação de um sistema de drenagem com tubos dreno e brita (Fonte: *Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri*).

A função do contraforte é predominantemente drenante, mas também desempenha um papel estático, contribuindo para o robustamento e estabilidade da estrutura, reduzindo os eventuais deslocamentos de topo. Adotou-se neste projeto contrafortes com 3,0 metros de comprimento e espaçados por 20 metros, Figura 42.

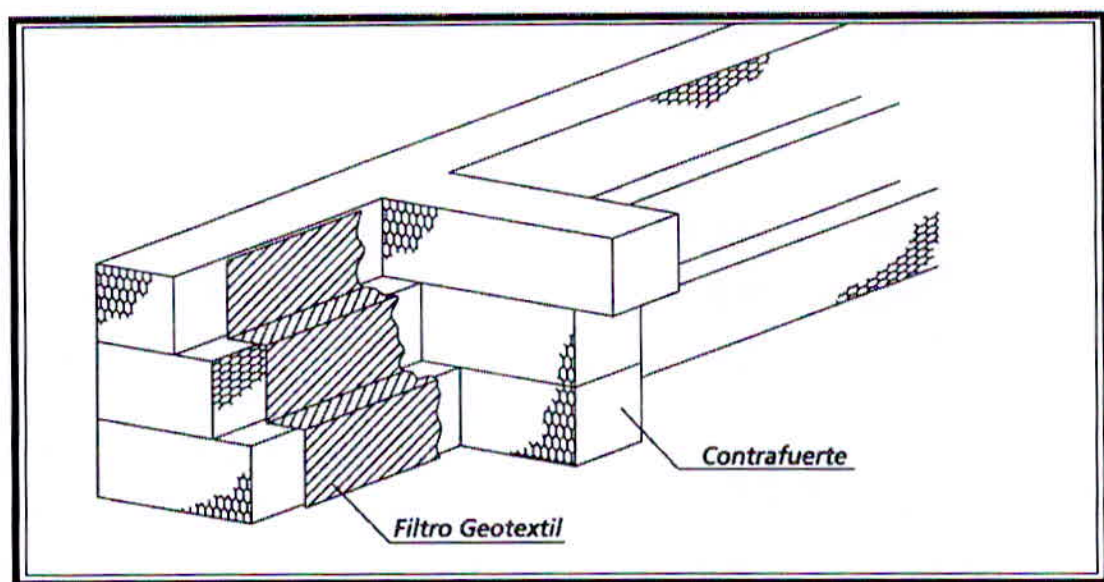


Figura 42 - Ilustração do contraforte (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

7.10.2 Nível da fundação

É aconselhável engastar a estrutura de, no mínimo, 0,3 m com a finalidade de aumentar a sua resistência ao deslizamento, Figura 43.

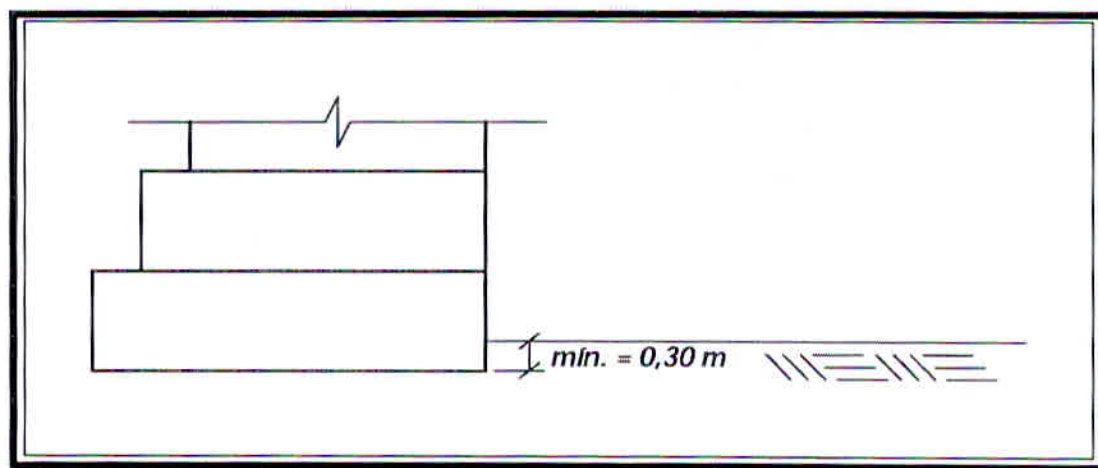


Figura 43 - Detalhe do engastamento da base da estrutura no solo de fundação (Fonte: Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri).

7.10.3 Preparação da fundação

Quando se deseja melhorar a capacidade de suporte do solo de fundação, pode-se prever um lastro de pedras ou de concreto magro sobre esse solo, para este projeto adotou-se uma camada de 0,5 m com lastro de pedras, como visto na Figura 44.

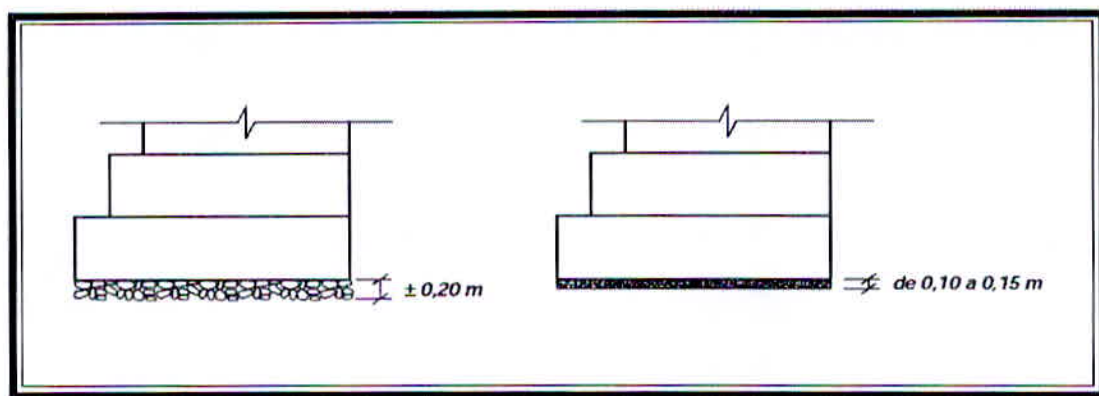


Figura 44 - Detalhe da preparação do terreno na cota de apoio da estrutura (Fonte: *Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri*).

7.10.4 Colocação do geotêxtil

O geotêxtil é geralmente empregado ao tardo das estruturas na interface entre os gabiões e o material de aterro, Figura 45, especialmente quando estas estruturas também têm a função de defesa hidráulica e nos casos em que o material de aterro necessite de tal proteção. Neste projeto adotou-se o filtro em todo o tardo do muro.

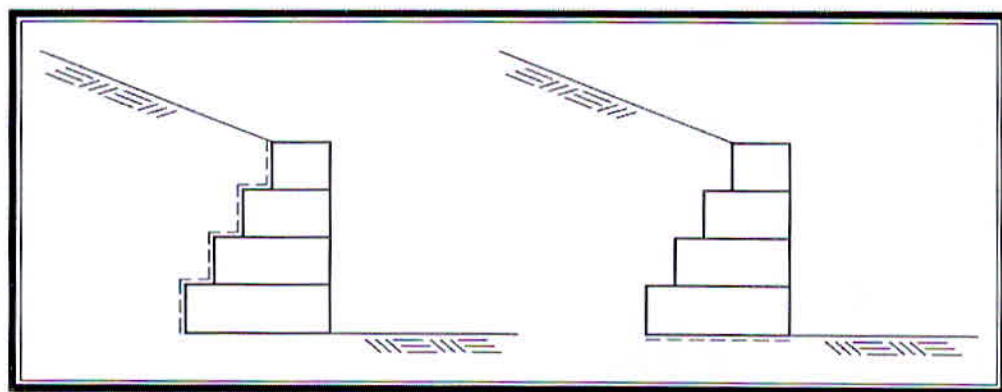


Figura 45 - Posicionamento do filtro geotêxtil ao tardo ou na base da estrutura (Fonte: *Manual Técnico, obras de contenção da Maccaferri*).

8 DIMENSIONAMENTO DO MURO DE CONTENÇÃO COM SOLO CIMENTO ENSACADO - RIP-RAP

Todo o dimensionamento apresentado a seguir foi desenvolvido seguindo as notas de aula da Universidade Federal de Minas Gerias (UFMG). O material pesquisado é intitulado “Movimento de Terra - Rip-Rap”.

8.1 Contenção de encosta, talude ás margens de córrego e erosões com rip-rap de solo cimento ensacado

Parâmetros dos componentes do muro de solo cimento ensacado:

- Traço da mistura presente nos sacos (formação da parte externa do muro):

- uma parte de cimento;
- 3 partes de argila;
- 12 partes de areia;
- água da mistura próxima da umidade ótima.

Observação: a adição de argila tem por objetivo conceder uma maior coesão á mistura e proteger a mistura de agentes agressivos.

- Traço da mistura presente nos sacos (formação da parte interna do muro):

- uma parte de cimento;
- 15 partes de areia;
- água da mistura próxima da umidade ótima.

- Acondicionamento da mistura em sacos de poliéster e esquema de amarração, (Figuras 46 e 47).

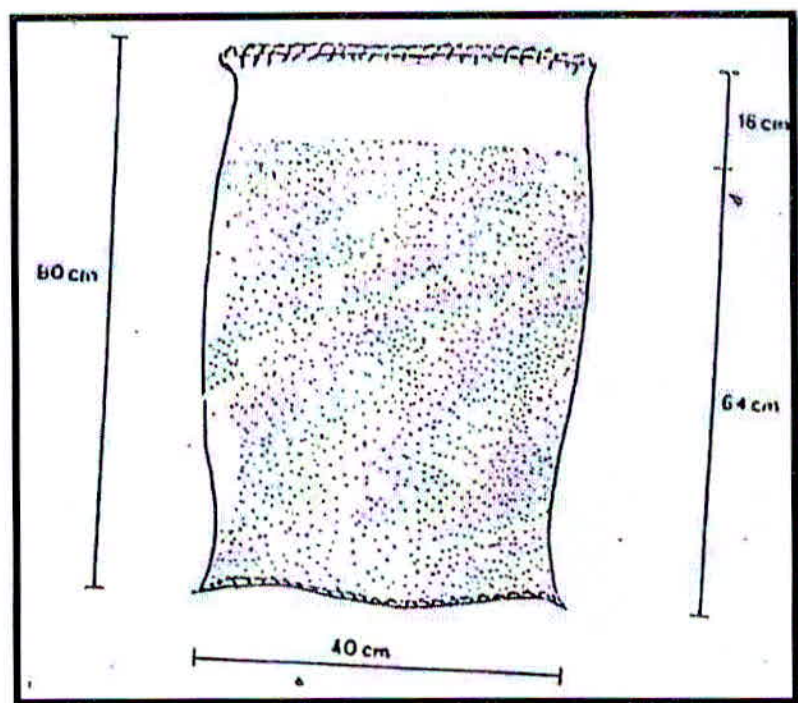


Figura 46 - Acondicionamento da mistura (Fonte: Notas de aula da Universidade Federal de Minas Gérias - UFMG - Movimento de Terra - Rip-Rap).

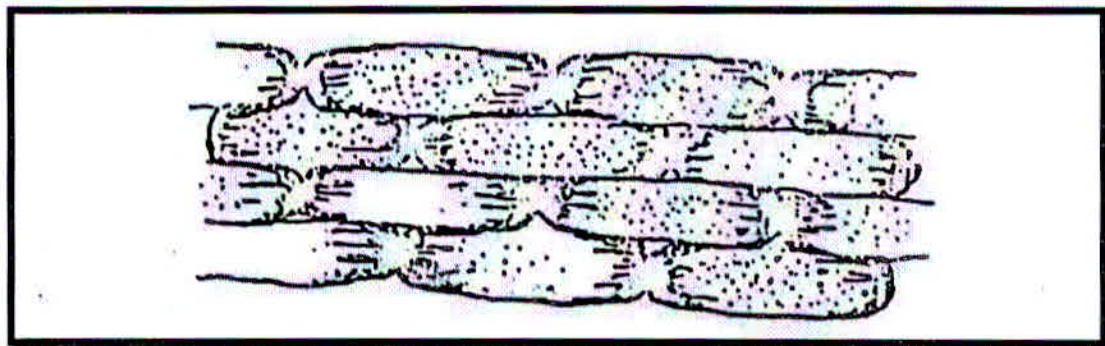


Figura 47 - Amarração dos sacos de solo cimento (Fonte: Notas de aula da Universidade Federal de Minas Gérias - UFMG - Movimento de Terra - Rip-Rap).

- Execução de um filtro de areia / brita 1 entre o muro e o talude arrimado, com espessura mínima de 30 cm, conforme Figura 48.

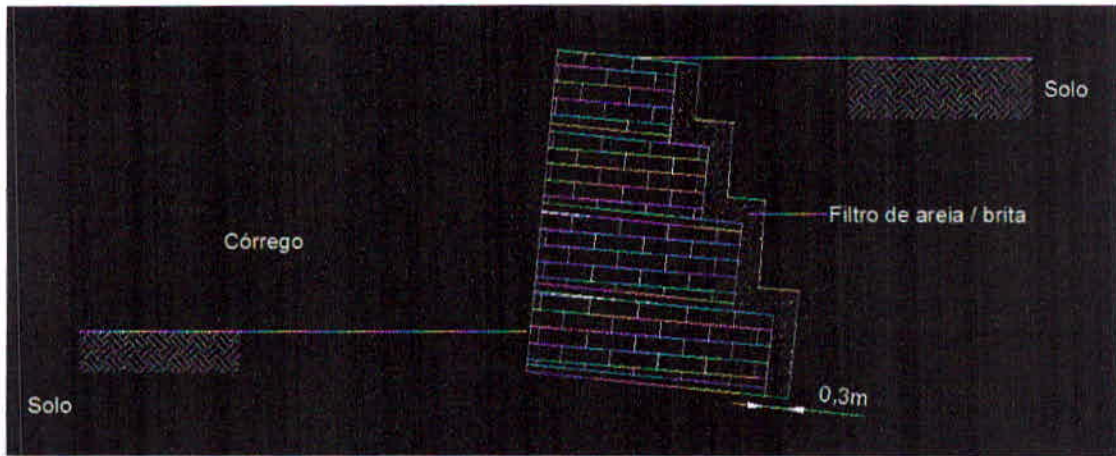


Figura 48 - Filtro de areia/brita (Fonte: o autor).

- Colocação de drenos, com diâmetro de 10 cm em tubo de PVC, distanciados de metro em metro conforme Figura 49. Os tubos devem ter um comprimento da face do muro até o filtro de areia/brita construído entre o talude e o muro.

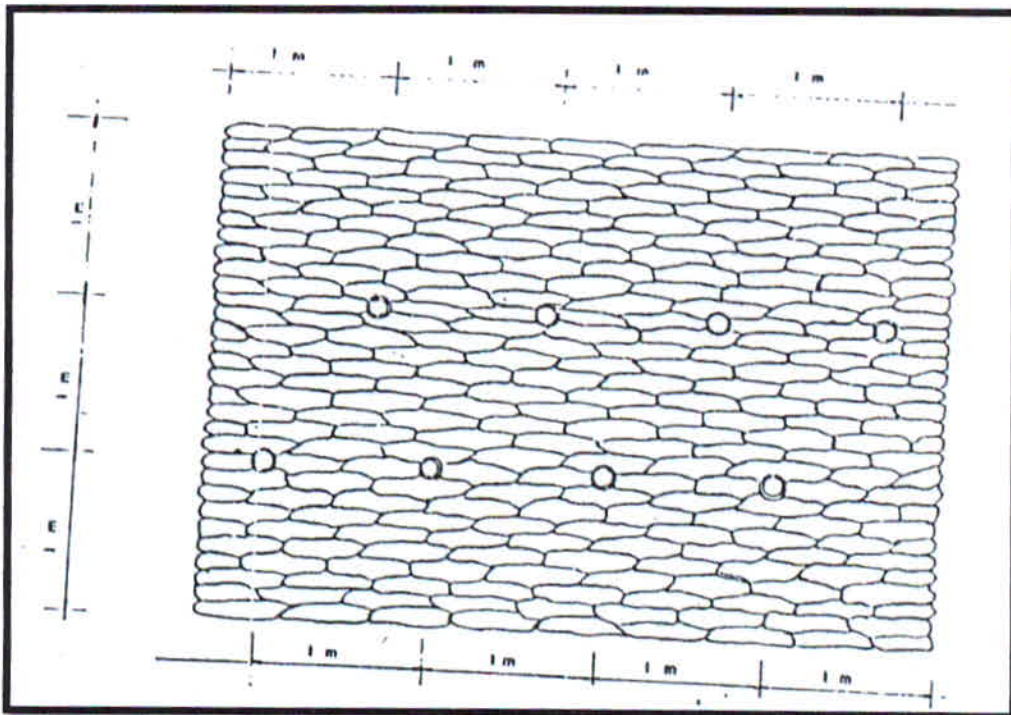


Figura 49 - Arrumação dos sacos de solo cimento (Fonte: Notas de aula da Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG - Movimento de Terra - Rip-Rap).

- Impermeabilizar a parte superior do muro com uma camada de 8 cm de concreto simples, traço 1:6:8 (cimento: areia: brita nº1/nº2).
- Executar uma valeta de drenagem na crista do muro, junto ao talude contido, evitando que as águas pluviais corram sobre a superfície do muro.
- O muro deve ter sua fundação feita de concreto ou berço de pedra de mão. Neste projeto adotou-se como fundação um berço de pedra de mão com espessura de 50 cm, conforme Figura 50.

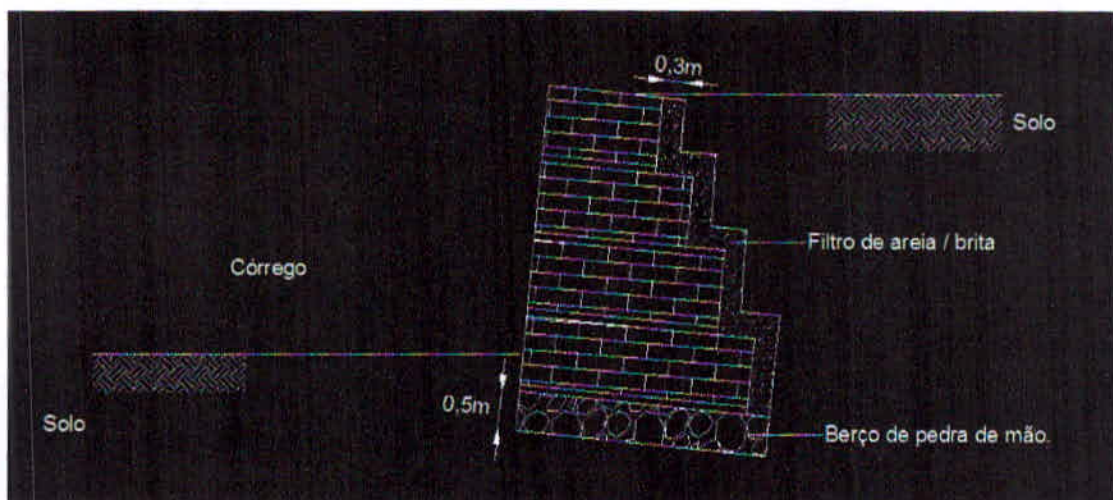


Figura 50 - Berço de pedra de mão (Fonte: o autor).

A altura do muro para contenção utilizando-se do rip-rap é limitada em 06 metros. Neste projeto adotou-se uma altura de muro com 4 metros, já verificado anteriormente, obedecendo ao N.A máximo no período de cheias, observando-se o curso d'água do córrego São José.

Assim como o muro em gabião, a face externa do muro terá uma inclinação mínima, adotou-se então uma inclinação de 9° , como demonstrado na Figura 52.

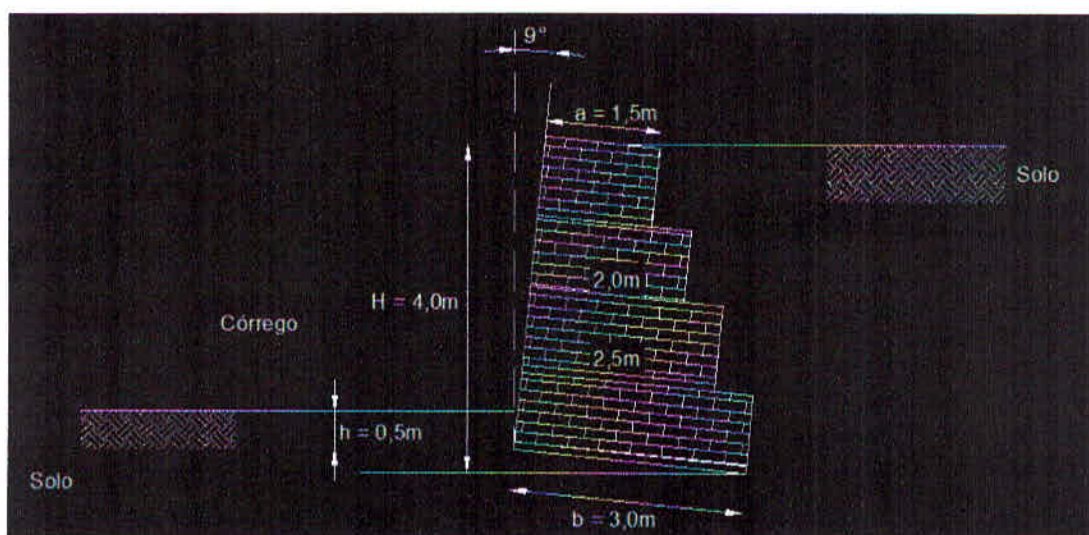


Figura 52 - Inclinação mínima para muro em solo cimento ensacado (Fonte: o autor).

A Figura 53 apresenta a configuração final do muro em solo cimento ensacado adotado neste projeto, contendo suas dimensões e características pertinentes.

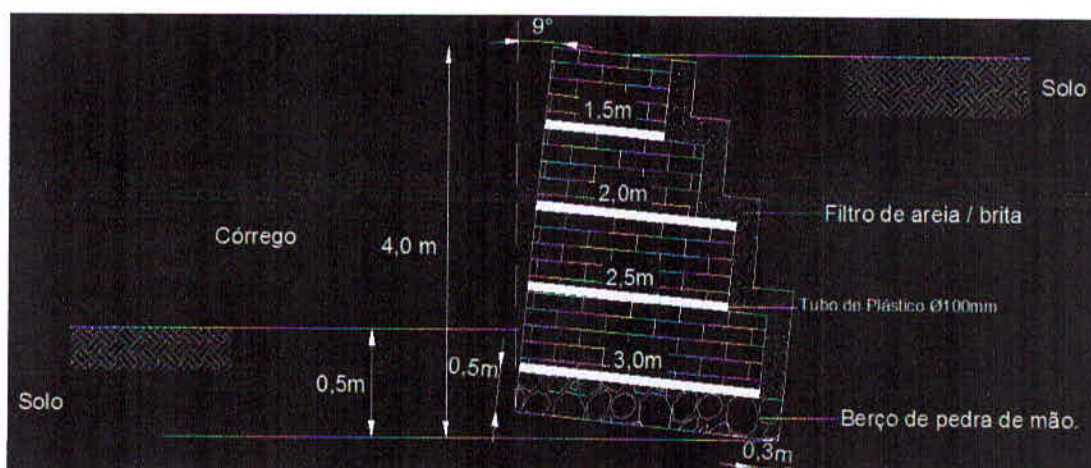


Figura 53 - Configuração final do muro em solo cimento ensacado (Fonte: o autor).

A Figura 54 ilustra o aspecto frontal do rip-rap concluído:

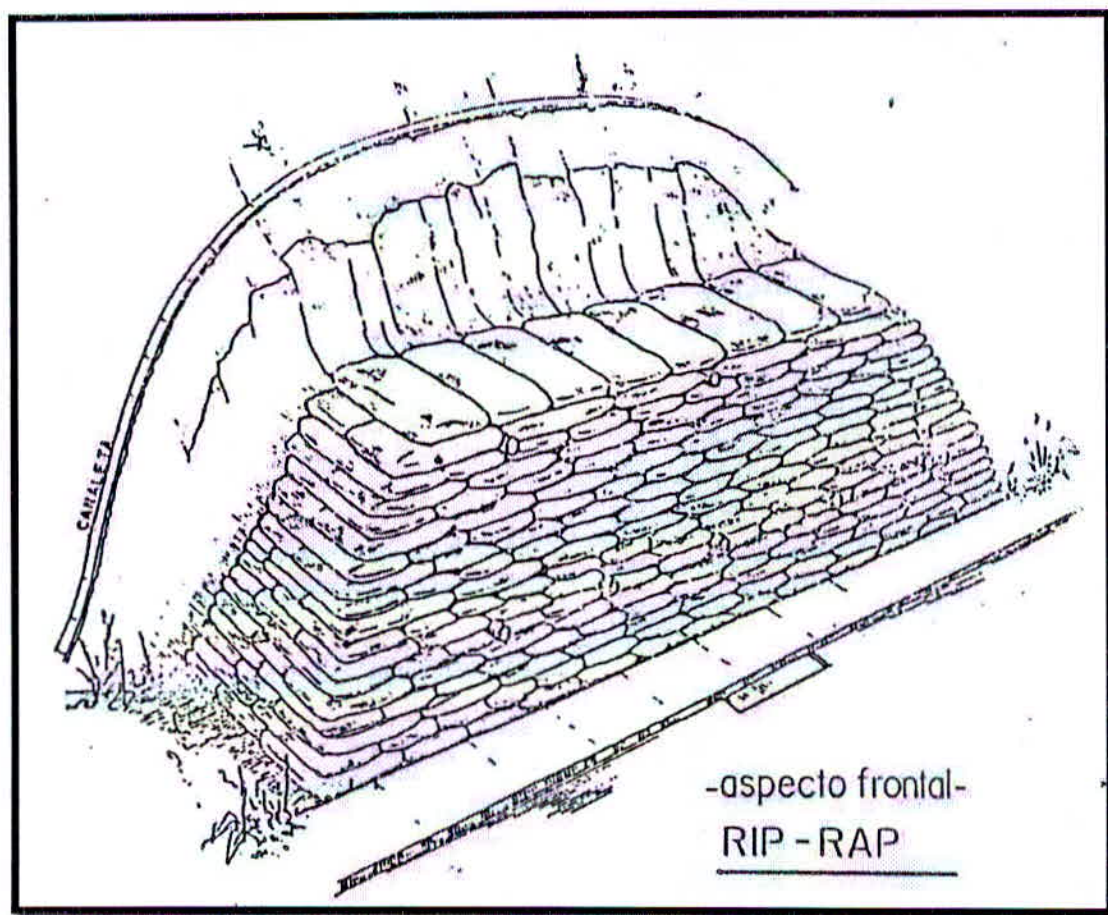


Figura 54 - Muro em rip-rap concluído. (Fonte: Notas de aula da Universidade Federal de Minas Gerias - UFMG - Movimento de Terra - Rip-Rap).

9 ORÇAMENTO ESTIMATIVO PARA AS SOLUÇÕES PROPOSTAS

As composições dos custos unitários diretos foram elaboradas segundo Tisaka (2011). Para a estimativa orçamentária apresentada desconsiderou-se os custos indiretos, como exemplos: Canteiro de obras, administração da obra, mobilização e desmobilização.

Para a apresentação das planilhas contendo o orçamento estimado dois tipos de muro, em gabião e solo cimento ensacado, faz-se necessário as seguintes considerações:

- As composições de preço unitário final (CPU), apresentadas, deram-se sobre 284 metros lineares de muro dimensionado, para as duas soluções.
- Para o gabião considerou-se que 01 metro linear de muro contém 8 m³ de material em gabião.
- Para o rip-rap considerou-se que 01 metro linear de muro contém 9,05 m³ de material em solo cimento ensacado.
- Os consumos necessários para os orçamentos foram retirados da tabela de composição de preços para orçamentos (TCPO) 13ª edição.
- Os preços unitários dos insumos foram retirados da planilha do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), para o mês de Abril de 2014.

9.1 Composição do preço unitário direto para muro em gabião

Tabela 05. Orçamento estimado para o muro em gabião (Fonte: o autor).

PLANILHA DE ORÇAMENTO ESTIMATIVO									
OBRA:	MURO DE ARRIMO EM GABIÃO								
LOCAL:	VARGINHAWMG								
CONTRATANTE:	UNIS/IMG								
ENDEREÇO:	AVENIDA DO CONTORNO, 0 - BELA VISTA								
CÓDIGO	DISCRIMINAÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	CONSUMO	QUANT.	CONSUMO TOTAL	PREÇO UNIT.	SUBTOTAL	TOTAL	
SERVIÇOS PRELIMINARES									R\$ 6.261,03
02230.8.4.1	DESMATAMENTO e limpeza mecanizada de terreno com árvores Ø até 15 cm, com enleiramento até 60 m, utilizando trator sobre esteiras - unidade: m ²								
22200.9.14.36	Trator sobre esteiras, diesel, potência 185 HP (138 Kw), fator de carga médio, com lâmina angulável, capacidade da lâmina de 3,93 m ³ - vida útil 8.000 h	h prod.	0,00116	2840	3,29	R\$ 147,79	R\$ 486,88	R\$ 486,88	
02595.8.1.1	LOCAÇÃO da obra, execução de gabarito - unidade m ²								
01270.0.19.1	Carpinteiro	h	0,13	1420	184,60	R\$ 12,38	R\$ 2.285,35	R\$ 5.774,15	
01270.0.45.1	Servente	h	0,13		184,60	R\$ 8,11	R\$ 1.497,11		
09060.3.20.6	Prego 18 x 27 com cabeça (diâmetro da cabeça: 3,4 mm / comprimento 02,1 mm)	kg	0,012		17,04	R\$ 7,70	R\$ 131,21		
09060.3.2.4	Arame galvanizado (bitola: 16 BWG)	kg	0,02		28,40	R\$ 9,79	R\$ 278,04		
06062.3.2.1	Pontalete 3ª construção (seção transversal: 3" x 3" / tipo de madeira: cedro)	m	0,04		56,80	R\$ 9,41	R\$ 534,49		
06062.3.5.4	Tábua 3ª construção (seção transversal: 1" x 9" / tipo de madeira: cedrinho)	m ²	0,09	127,80	R\$ 8,20	R\$ 1.047,96			
ESCAVAÇÃO									R\$ 14.663,40
02315.8.5	ESCAVAÇÃO MECANIZADA em campo aberto em solo de 1ª categoria - unidade: m ³								
22700.9.14.20	Trator sobre esteiras, diesel, potência 90 HP (67,1 Kw), fator de carga médio, com lâmina angulável e inclinação hidráulica, capacidade da lâmina de 2,34 m ³ - vida útil 8.000 h	h prod.	0,0211	7100	149,81	R\$ 97,88	R\$ 14.663,40	R\$ 14.663,40	
TRANSPORTE, CARGA E DESCARGA DE MATERIAIS									R\$ 20.322,23
14510.8.2.1	CARGA mecanizada de rocha em caminhão basculante - unidade: m ³								
22700.9.20.2	Carrageadeira sobre rodas 129 HP, com caçamba para aplicação geral com bordas cortantes aparáveis, capacidade coroada de 2,10 m ³ , fator de carga médio - vida útil: 8000 h	h prod.	0,0111	2272	25,22	R\$ 114,04	R\$ 2.876,00	R\$ 2.876,00	
14510.8.13	TRANSPORTE e descarga de rocha escavada utilizando caminhão basculante capacidade 6 m ³ - unidade: m ³								
22800.9.1.3	Caminhão basculante, diesel, potência 228 HP (170 kw), capacidade de carga útil 15,46 t, caçamba 6 m ³ - vida útil: 8000 h	h prod.	0,0711	2272	161,54	R\$ 108,00	R\$ 17.446,23	R\$ 17.446,23	
FUNDAÇÃO									R\$ 115.170,81
03310.8.3.1	CONCRETO ciclópico - fornecimento e aplicação (com 30% de pedra rachão), fck 15Mpa, controle tipo "B" - unidade: m ³								
01270.0.45.1	Servente	h	10,00	426	4260,00	R\$ 8,11	R\$ 34.548,60	R\$ 115.170,81	
02060.3.2.2	Areia lavada tipo média	m ³	0,65		275,20	R\$ 74,00	R\$ 20.364,50		
02060.3.3.2	Pedra britada 2	m ³	0,59		249,21	R\$ 58,00	R\$ 14.454,18		
02060.3.5.1	Pedra de mão (rachão)	m ³	0,40		170,40	R\$ 47,00	R\$ 8.008,80		
02065.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32 Mpa)	kg	196,00		83496,00	R\$ 0,45	R\$ 37.573,20		
22300.9.2.5	BETONEIRA, elétrica, potência 2 HP (1,5 kw), capacidade 400 l - vida útil 10.000 h	h prod.	0,21		91,16	R\$ 2,43	R\$ 221,53		
MURO DE ARRIMO									R\$ 432.375,29
02830.8.3.2	MURO DE ARRIMO com gabião, malha hexagonal 8 cm x 10 cm, dupla torção, altura 4 m - unidade: m								
01270.0.45.1	Servente	h	17,40	284	4941,60	R\$ 8,11	R\$ 40.076,38	R\$ 432.375,29	
02060.3.5.1	Pedra de mão (rachão)	m ³	7,80		2215,20	R\$ 47,00	R\$ 104.114,40		
02372.3.2.8	Gabião (altura: 1,00 m / comprimento: 2,00 m / diâmetro do fio: 2,70 mm / dimensões da trama: 8 mm x 100 mm / largura: 1,00 m / revestimento: galim / tipo: caixa / tipo da malha: hexagonal)	m ³	6,50		1846,00	R\$ 144,11	R\$ 266.027,06		
22700.9.8.0	Retroscavadeira sobre pneus, potencial nominal no volante do motor: 76 HP, diesel, fator de carga médio, com caçamba dianteira de inclinação simples e aplicação geral, com capacidade nominal de 0,96 m ³ , braço padrão, profundidade de escavação de 4.362 mm, alcance de carregamento de 1.732 mm	h prod.	1,28		366,36	R\$ 60,48	R\$ 22.157,45		
DRENAGEM									R\$ 22.250,01
02625.8.1.2	GEOTÊXTIL usado como filtro em substituição à transição granulométrica e como proteção à erosão em canais revestidos com gabiões - unidade: m ²								
01270.0.45.1	Servente	h	0,03	1988	59,64	R\$ 8,11	R\$ 483,68	R\$ 11.693,02	
02342.3.2.1	Geotêxtil não-tecido (resistência bidirecional: 20 kv/m ² / densidade: 300 g/m ² / espessura: 2,3 mm / largura: 2,15 m)	m ²	1,05		2087,40	R\$ 5,37	R\$ 11.209,34		
02632.8.1	TUBO cerâmico para drenagem, emboçado sem argamassa, sob camada de brita 2 e 3, em valas previamente abertas - unidade: m								
01270.0.40.1	Pedreiro	h	0,35	284	99,40	R\$ 12,38	R\$ 1.230,57	R\$ 10.556,99	
01270.0.45.1	Servente	h	1,20		340,80	R\$ 8,11	R\$ 2.763,89		
02060.3.3.2	Pedra britada 2	m ³	0,10		28,40	R\$ 58,00	R\$ 1.647,20		
02060.3.3.3	Pedra britada 3	m ³	0,10		28,40	R\$ 52,22	R\$ 1.483,05		
15154.3.6	Tubo cerâmico para esgoto sanitário (diâmetro da seção: 150 mm)	m	1,05		298,20	R\$ 11,51	R\$ 3.432,28		
REATERRO									R\$ 12.392,96
02315.8.6.1	REATERRO MECANIZADO de vala empregando compactador de placa vibratória, em camadas de 20 cm a 40 cm - unidade: m ³								
01270.0.45.1	Servente	h	0,12	11360	1363,20	R\$ 8,11	R\$ 11.055,55	R\$ 12.392,96	
22700.9.2.1	Compactador de placa vibratória, diesel, potência 4,7 HP (3,5kw) - vida útil 8.000 h	h prod.	0,061		692,96	R\$ 1,93	R\$ 1.337,41		
SERVIÇOS COMPLEMENTARES - ACABAMENTO SUPERIOR DO MURO									R\$ 6.814,04
03320.8.1.2	CONCRETO NÃO ESTRUTURAL, preparo com betoneira - unidade: m ³								
01270.0.45.1	Servente	h	6,00	27,26	163,56	R\$ 8,11	R\$ 1.326,47	R\$ 6.814,04	
02060.3.2.2	Areia lavada tipo média	m ³	0,68		18,46	R\$ 74,00	R\$ 1.365,67		
02060.3.3.1	Pedra britada 1	m ³	0,26		7,17	R\$ 60,05	R\$ 430,52		
02060.3.3.2	Pedra britada 2	m ³	0,62		16,76	R\$ 58,00	R\$ 972,36		
02065.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32 Mpa)	kg	220,00		5997,20	R\$ 0,45	R\$ 2.698,74		
22300.9.2.5	BETONEIRA, elétrica, potência 2 HP (1,5 kw), capacidade 400 l - vida útil 10.000 h	h prod.	0,31		8,34	R\$ 2,43	R\$ 20,27		
CUSTO UNITÁRIO DIRETO									R\$ 630.249,77

9.2 Composição do preço unitário direto para muro em solo cimento ensacado - rip-rap

Tabela 06. Orçamento estimado para o muro em solo cimento ensacado (Fonte: o autor).

PLANILHA DE ORÇAMENTO ESTIMATIVO								
OBRA:		MURO DE ARRIMO EM RIP-RAP (SOLO CIMENTO ENSACADO)						
LOCAL:		VARGINHAWMG						
CONTRATANTE:		UNIS/MG						
ENDEREÇO:		AVENIDA DO CONTORNO, 0 - BELA VISTA						
CÓDIGO	DISCRIMINAÇÃO DOS SERVIÇOS	UNID.	CONSUMO	QUANT.	CONSUMO TOTAL	PREÇO UNIT.	SUBTOTAL	TOTAL
SERVIÇOS PRELIMINARES								R\$ 8.261,63
02230.8.4.1	DESMATAMENTO e limpeza mecanizada de terreno com ângore # até 15 cm, com enleiramento até 60 m, utilizando trator sobre esteiras - unidade: m ²							
22200.9.14.36	Trator sobre esteiras, diesel, potência 185 HP (136 Kw), fator de carga médio, com lâmina angulável, capacidade de lâmina de 3,93 m ² - vida útil 8.000 h	h prod.	0,00116	2640	3,29	R\$ 147,79	R\$ 486,86	R\$ 486,86
02595.8.1.1	LOCAÇÃO da obra, execução de gabarito - unidade: m ²							
01270.0.19.1	Carpinteiro	h	0,13	1420	184,60	R\$ 12,38	R\$ 2.285,35	R\$ 5.774,15
01270.0.45.1	Servente	h	0,13		184,60	R\$ 8,11	R\$ 1.497,11	
05080.3.20.6	Preço 18 x 27 com cabeça (diâmetro da cabeça: 3,4 mm / comprimento 62,1 mm)	kg	0,012		17,04	R\$ 7,70	R\$ 131,21	
05080.3.2.4	Arame galvanizado (bitola: 16 BWG)	kg	0,02		28,40	R\$ 9,79	R\$ 278,04	
08062.3.2.1	Pontalite 3ª construção (seção transversal: 3" x 3" / tipo de madeira: cedro)	m	0,04		58,80	R\$ 9,41	R\$ 534,49	
08062.3.5.4	Tábua 3ª construção (seção transversal: 1" x 9" / tipo de madeira: cedrinho)	m ²	0,09	127,80	R\$ 8,20	R\$ 1.047,96		
ESCAVAÇÃO								R\$ 14.663,40
02315.8.5	ESCAVAÇÃO MECANIZADA em campo aberto em solo de 1ª categoria - unidade: m ³							
22700.9.14.20	Trator sobre esteiras, diesel, potência 90 HP (67,1 Kw), fator de carga médio, com lâmina angulável e inclinação hidráulica, capacidade de lâmina de 2,34 m ² - vida útil 8.000 h	h prod.	0,0211	7100	148,81	R\$ 97,88	R\$ 14.663,40	R\$ 14.663,40
FUNDAÇÃO								R\$ 118.170,81
03310.8.3.1	CONCRETO ciclópico - flocamento e aplicação (com 30% de pedra rachão), fck 15Mpa, controle tipo "B" - unidade: m ³							
01270.0.45.1	Servente	h	10,00	426	4260,00	R\$ 8,11	R\$ 34.548,60	R\$ 115.170,81
02080.3.2.2	Areia lavada tipo média	m ³	0,65		275,20	R\$ 74,00	R\$ 20.364,50	
02080.3.3.2	Pedra britada 2	m ³	0,59		249,21	R\$ 58,00	R\$ 14.454,18	
02080.3.5.1	Pedra de mão (rachão)	m ³	0,40		170,40	R\$ 47,00	R\$ 8.008,80	
02085.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32 Mpa)	kg	196,00		83496,00	R\$ 0,45	R\$ 37.573,20	
22300.9.2.5	BETONEIRA, elétrica, potência 2 HP (1,5 kw), capacidade 400 l - vida útil 10.000 h	h prod.	0,21		91,16	R\$ 2,43	R\$ 221,53	
MURO DE ARRIMO								R\$ 612.070,00
02300.8.5.1	SOLO CIMENTO ensacado para contenção de talude - unidade: m ³							
01270.0.40.1	Pedreiro	h	5,80	2570,2	14907,16	R\$ 12,38	R\$ 184.550,64	R\$ 612.070,00
01270.0.45.1	Servente	h	17,00		43693,40	R\$ 8,11	R\$ 354.353,47	
02055.3.1.1	Solo retirado do local	m ³	0,58		1480,44	R\$ 0,00	R\$ 0,00	
02065.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32 Mpa)	kg	37,50		96382,50	R\$ 0,45	R\$ 43.372,13	
02230.3.9.1	Saco de anelagem	unid.	18,40		47291,68	R\$ 0,63	R\$ 29.793,76	
DRENAGEM								R\$ 138.093,83
02240.8.2.1	DRENO com areia grossa - flocamento e colocação - unidade: m ³							
01270.0.40.1	Pedreiro	h	0,30	596,4	178,82	R\$ 12,38	R\$ 2.215,03	R\$ 75.572,83
01270.0.45.1	Servente	h	1,60		954,24	R\$ 8,11	R\$ 7.738,89	
02080.3.3.1	Pedra britada 1	m ³	0,50		296,20	R\$ 60,05	R\$ 17.906,81	
02080.3.2.4	Areia lavada tipo grossa	m ³	1,00		596,40	R\$ 80,00	R\$ 47.712,00	
15152.8.22	TUBO de PVC branco, sem conexões, ponta, bolsa e vrola - unidade: m							
15152.3.29	Tubo PBV de PVC branco para esgoto série normal	m	1,01	2558	2581,56	R\$ 18,01	R\$ 46.493,90	R\$ 46.493,90
02632.8.11.1	CANALETA em tubo de concreto meia-cara para águas pluviais - unidade: m							
01270.0.40.1	Pedreiro	h	0,20	264	56,80	R\$ 12,38	R\$ 703,16	R\$ 17.024,11
01270.0.45.1	Servente	h	1,00		264,00	R\$ 8,11	R\$ 2.130,24	
02080.3.2.2	Areia lavada tipo média	m ³	0,000575		0,16	R\$ 74,00	R\$ 12,06	
02080.3.3.1	Pedra britada 1	m ³	0,04		11,36	R\$ 60,05	R\$ 682,17	
02085.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32 Mpa)	kg	0,23		65,32	R\$ 0,45	R\$ 29,39	
02632.3.5	Canaleta de concreto para águas pluviais - meio-tubo	m	1,00	264,00	R\$ 46,81	R\$ 12.294,04		
REATERRO								R\$ 12.392,98
02315.8.6.1	REATERRO MECANIZADO de vala empregando compactador de placa vibratória, em camadas de 20 cm a 40 cm - unidade: m ³							
01270.0.45.1	Servente	h	0,12	11360	1363,20	R\$ 8,11	R\$ 11.055,55	R\$ 12.392,98
22700.9.2.1	Compactador de placa vibratória, diesel, potência 4,7 HP (3,5kw) - vida útil 8.000 h	h prod.	0,061		692,96	R\$ 1,93	R\$ 1.337,41	
SERVIÇOS COMPLEMENTARES - ACABAMENTO SUPERIOR DO MURO								R\$ 6.814,04
03320.8.1.2	CONCRETO NÃO ESTRUTURAL, preparo com betoneira - unidade: m ³							
01270.0.45.1	Servente	h	8,00	27,26	163,56	R\$ 8,11	R\$ 1.328,47	R\$ 6.814,04
02080.3.2.2	Areia lavada tipo média	m ³	0,68		18,46	R\$ 74,00	R\$ 1.366,67	
02080.3.3.1	Pedra britada 1	m ³	0,26		7,17	R\$ 80,05	R\$ 430,52	
02080.3.3.2	Pedra britada 2	m ³	0,62		16,76	R\$ 58,00	R\$ 972,36	
02085.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32 Mpa)	kg	220,00		5997,20	R\$ 0,45	R\$ 2.698,74	
22300.9.2.5	BETONEIRA, elétrica, potência 2 HP (1,5 kw), capacidade 400 l - vida útil 10.000 h	h prod.	0,31		8,34	R\$ 2,43	R\$ 20,27	
QUANTO UNITÁRIO DIRETO								R\$ 1.101.467,10

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tabela 07. Comparativos financeiros entre os muros (Fonte: o autor).

COMPARATIVOS		
ETAPAS	MURO EM GABIÃO	MURO EM SOLO CIMENTO ENSACADO-RIPRAP
	VALOR	VALOR
SERVIÇOS PRELIMINARES	R\$ 6.261,03	R\$ 6.261,03
ESCAVAÇÃO	R\$ 14.663,40	R\$ 14.663,40
TRANSPORTE, CARGA E DESCARGA DE MATERIAIS.	R\$ 20.322,23	R\$ 0,00
FUNDAÇÃO	R\$ 115.170,81	R\$ 115.170,81
MURO DE ARRIMO	R\$ 432.375,29	R\$ 612.070,00
DRENAGEM	R\$ 22.250,01	R\$ 139.090,83
REATERRO	R\$ 12.392,96	R\$ 12.392,96
SERVIÇOS COMPLEMENTARES	R\$ 6.814,04	R\$ 6.814,04
TOTAL	R\$ 630.249,77	R\$ 906.463,07

ITENS	MURO EM GABIÃO	MURO EM SOLO CIMENTO ENSACADO-RIPRAP
	VALOR	VALOR
MÃO DE OBRA	R\$ 95.267,69	R\$ 602.577,53
MATERIAIS	R\$ 475.773,00	R\$ 287.156,05
TOTAL	R\$ 571.040,69	R\$ 889.733,58

Analisando somente o aspecto econômico, conclui-se que a solução adequada para esta estudo é a contenção do solo com muro em gabião, pois como verificado no comparativo financeiro realizado entre as soluções, esta opção apresenta uma economia final de 30,5%. Destaca-se que dois fatores são predominantes para este resultado: O custo estimado para a drenagem nos muros apresenta economia de 84%, quando construído com gabiões e a mão de obra utilizada para construção do muro em solo cimento ensacado representa cerca de 66% do custo deste tipo obra, tornando o preço final elevado.

Salienta-se, porém, alta redução de custos para construção do muro em solo cimento ensacado quando observado os gastos somente com materiais, tal redução pode atingir 40% em comparação com o gabião.

Ressalta-se que as duas alternativas propostas resolvem o problema apresentado, garantindo vida útil necessária a tubulação da rede interceptora de esgotos sanitários, que atualmente encontra-se desprotegida.

Quanto à aplicação das alternativas devido à função estrutural, salienta-se que tanto o muro em gabião quanto o muro de solo cimento ensacado possuem características semelhantes, com vantagens importantes como:

a) alta permeabilidade e grande flexibilidade, permitindo construir estruturas monolíticas altamente drenantes e capazes de aceitar deslocamentos e deformações sem se romperem;

b) rapidez de construção, facilidade de mão de obra e utilização de material natural;

c) integração com vegetação local.

REFERÊNCIAS

- ALHEIROS, M. M. **Riscos de escorregamento na região metropolitana do recife**. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências da UFBA, Salvador, 1988.
- AMBROZEWICZ, P. H. L. **Materiais de construção**. São Paulo, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9648**: Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12207**: Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9648**: Projeto de redes coletoras de Esgoto Sanitário. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.
- BARROS, P. L. A. **Manual técnico maccaferri - obras de contenção**. São Paulo, [200-].
- CUNHA, M. A. (Coord.) **Ocupação de encostas**. São Paulo: IPT, 1991.
- FIDEM. **Diagnóstico ambiental, urbanístico e social das áreas de morros urbanos da Região Metropolitana do Recife**. Convênio FIDEM/SUDENE. (Ermelinda Gonçalves, Sônia M. G. M. Medeiros - FIDEM; Margareth M. Alheiros, Maria Ângela A. Souza, Jan Bitoun - ATEPE, coordenação). Programa Viva o Morro. Recife, 2001.
- GARCEZ, L. N. **Elementos de engenharia hidráulica e sanitária**. São Paulo, 1976.
- GUERRA, A. J. T. **Novo dicionário geológico-geomorfológico**. Rio de Janeiro, 2011.
- MANUAL TÉCNICO. **Estruturas flexíveis em gabião para obras de contenção**. Macaferri Gabiões do Brasil. [s.l.], 1990.
- MARANGON, M.. **Utilização de Solo-Cimento em uma Solução Alternativa de Estrutura de Arrimo**. Tese (Mestrado) – PUC, Rio de Janeiro, 1992.
- MOLITERNO, A. **Cadernos de muros de arrimo**. São Paulo, 1994.
- NETTO, A. **Manual de hidráulica**. São Paulo, 1998.

NOTAS de aula da universidade federal de minas gerais - UFMG, movimento de terra - Rip-Rap. [s.l.], [200-].

NUVOLARI, A. **Esgoto sanitário**. São Paulo, 2011.

PINI. **Tabelas de composições de preços para orçamentos - TCPO**. São Paulo, 2008.

SINAPI. Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil. Planilha orçamentária para o mês de Abril de 2014.

SUGUIO, K. **Geologia sedimentar**. São Paulo, 2003.

TISAKA, M. **Orçamentos na construção civil**. São Paulo, 2011.

TOMAZ, P. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais**. São Paulo, 2011.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, 1977.

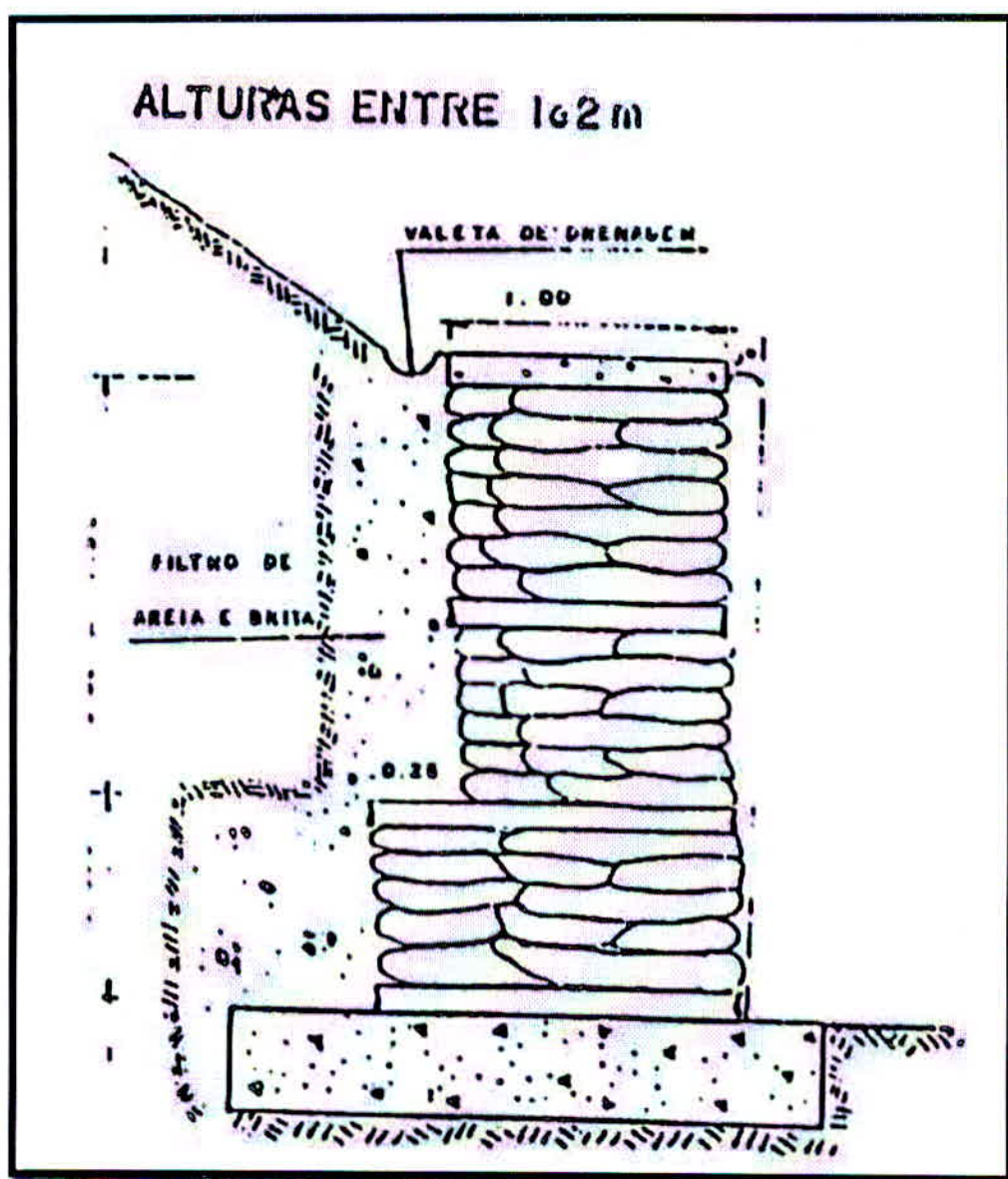
WILKEN, P. S. **Engenharia de drenagem superficial**. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. São Paulo, 1978.

<http://www.dec.ufcg.edu.br> (acessado em: 23 de setembro de 2013).

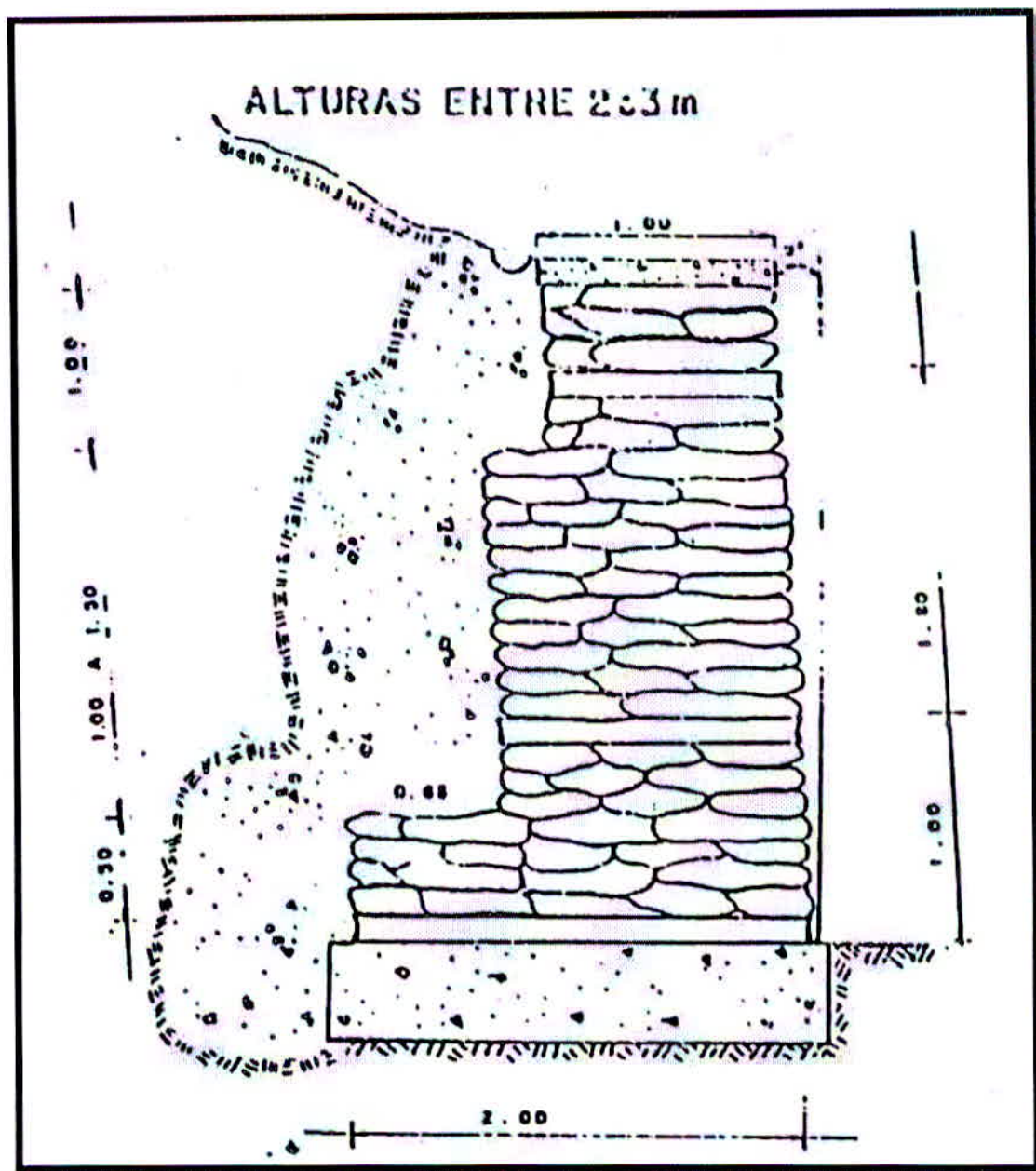
<http://www.ccabrazil.org.br> (acessado em: 10 de outubro de 2013).

<http://www.geobrasil.com> (acessado em: 10 de outubro de 2013).

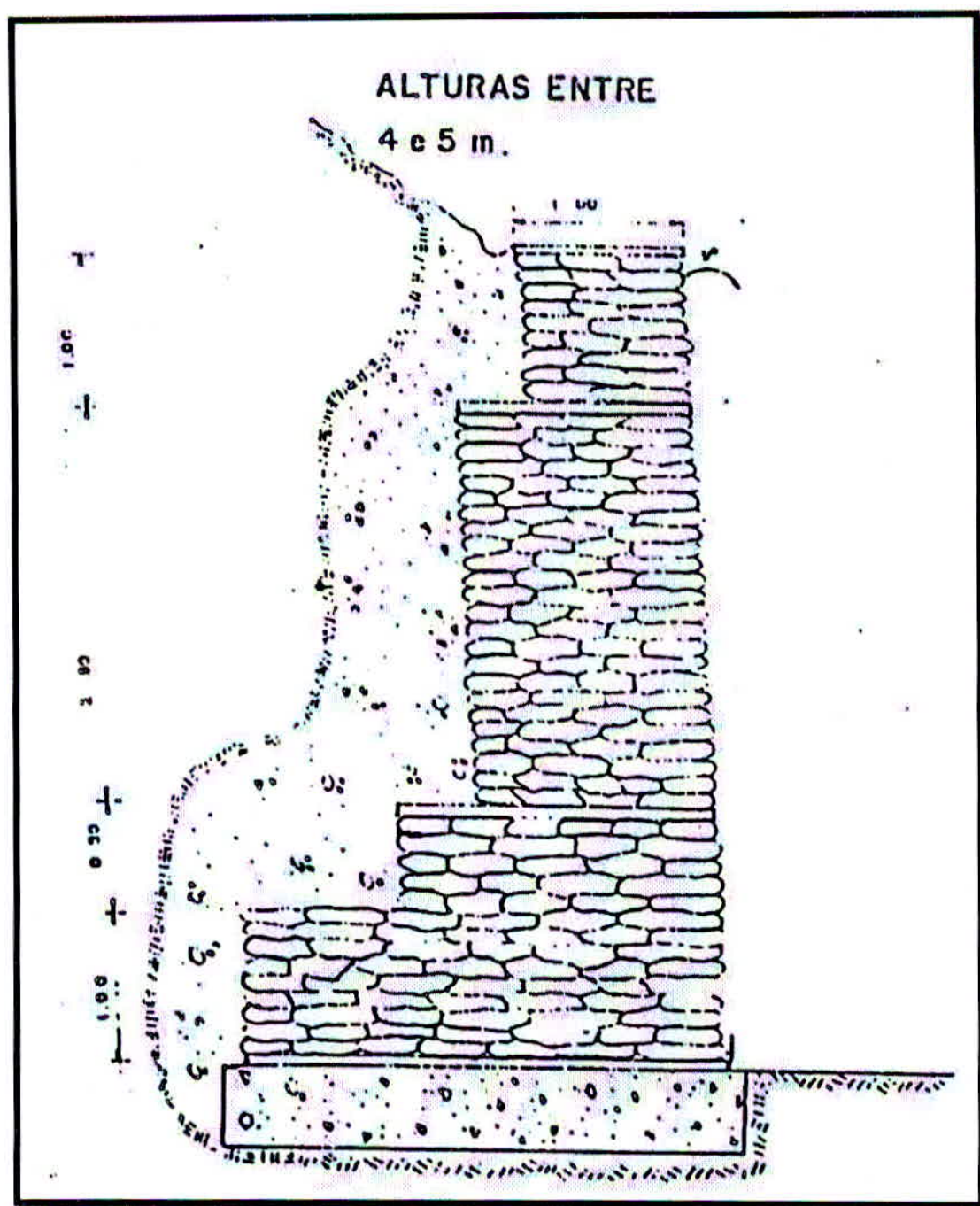
ANEXO A - Muro em rip-rap com altura entre 1 e 2 m.



ANEXO B - Muro em rip-rap com altura entre 2 e 3 m.



ANEXO C - Muro em rip-rap com altura entre 4 e 5 m.



ANEXO D - Muro em rip-rap com altura entre 5 e 6 m.

