



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CAMPUS DE CRATEÚS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

ANTÔNIA ELANE CIPRIANO VIEIRA

**MURO DE CONTENÇÃO EM GABIÃO PARA CONTROLE DE EROSÃO E
ASSOREAMENTO NAS MARGENS DO RIO POTI EM CRATEÚS - CE**

CRATEÚS

2025

ANTÔNIA ELANE CIPRIANO VIEIRA

**MURO DE CONTENÇÃO EM GABIÃO PARA CONTROLE DE EROSÃO E
ASSOREAMENTO NAS MARGENS DO RIO POTI EM CRATEÚS - CE**

Trabalho de conclusão de Curso II apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, Campus de Crateús, como requisito final para a conclusão do curso.

Orientador: Prof. Dr. Thiago Fernandes da Silva

CRATEÚS

2025

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Sistema de Bibliotecas
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Vieira, Antônia Elane Cipriano.

Muro de contenção em gabião para controle de erosão e assoreamento nas margens do rio Poti em Crateús - CE / Antônia Elane Cipriano Vieira. – 2025.

86 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Crateús, Curso de Engenharia Civil, Crateús, 2025.

Orientação: Prof. Dr. Thiago Fernandes da Silva.

1. assoreamento; 2. estruturas de contenção; 3. controle de margens de rios; 4. dimensionamento de obras de contenção; 5. estabilidade de taludes.. I. Título.

CDD 620

ANTÔNIA ELANE CIPRIANO VIEIRA

**MURO DE CONTENÇÃO EM GABIÃO PARA CONTROLE DE EROSÃO E
ASSOREAMENTO NAS MARGENS DO RIO POTI EM CRATEÚS - CE**

Trabalho de conclusão de Curso II apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, Campus de Crateús, como requisito final para a conclusão do curso.

Orientador: Prof. Dr. Thiago Fernandes da Silva

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Thiago Fernandes da Silva (UFC - Campus Crateús)

Orientador

Prof. Me Emanuel Itaquê de Negreiros Moreira (UFC - Campus Crateús)

Examinador interno

Prof. Dr. Pabllo da Silva Araujo (UNIFIP)

Examinador externo

RESUMO

As estruturas de contenção exercem um papel fundamental na estabilização de massas de solo, contribuindo para o equilíbrio dos taludes e garantindo a segurança de encostas. Além disso, são amplamente utilizadas na proteção de corpos hídricos contra processos de erosão e assoreamento. Entre as alternativas disponíveis, os muros de gabião se destacam por sua facilidade construtiva, elevada permeabilidade e notável flexibilidade estrutural. Neste contexto, o presente trabalho teve como objetivo definir a configuração ideal de um muro de gabião como solução para os processos erosivos identificados na margem urbana do rio Poti, no município de Crateús – CE. Para subsidiar o projeto, foi realizada uma revisão bibliográfica abrangendo os principais tipos de estruturas de contenção e as teorias clássicas de empuxo de terra aplicadas ao seu dimensionamento. O projeto da estrutura foi desenvolvido com o auxílio do software GAWAC, considerando os esforços resultantes do empuxo do solo, com o objetivo de garantir a estabilidade do talude. As verificações de segurança contemplaram os modos de falha por tombamento, deslizamento e ruptura da fundação, com foco na seção mais crítica da área de estudo. A proposta foi elaborada para atender aos fatores de segurança exigidos nos Estados Limite Último e de Serviço, e foram realizadas duas simulações: uma considerando o muro com geometria vertical e outra com inclinação de 6°. Inicialmente, as configurações analisadas não satisfizeram os critérios mínimos de segurança, o que exigiu o redimensionamento da estrutura. A geometria do muro foi, então, modificada, de modo a garantir a conformidade com os parâmetros normativos. Após as devidas correções, ambas as configurações – com e sem inclinação – apresentaram desempenho satisfatório segundo os critérios técnicos adotados. Conclui-se, portanto, que a solução proposta se mostrou tecnicamente viável, segura e eficaz no controle dos processos erosivos, atendendo plenamente aos objetivos do projeto e contribuindo para a preservação das margens do rio Poti na área urbana de Crateús – CE.

Palavras-chave: erosão fluvial; assoreamento; estruturas de contenção; estabilidade de taludes; controle de margens de rios; dimensionamento de obras de contenção.

ABSTRACT

Retaining structures play a fundamental role in the stabilization of soil masses, contributing to slope equilibrium and ensuring the safety of embankments. Additionally, they are widely used in the protection of water bodies against erosion and sedimentation processes. Among the available alternatives, gabion walls stand out due to their ease of construction, high permeability, and remarkable structural flexibility. In this context, the present study aimed to define the ideal configuration of a gabion wall as a solution to the erosive processes identified along the urban bank of the Poti River, in the municipality of Crateús – CE. To support the project, an extensive literature review was conducted, covering the main types of retaining structures and the classical earth pressure theories applied to their design. The structural project was developed with the aid of the GAWAC software, taking into account the forces resulting from earth pressure in order to ensure slope stability. Safety verifications included analyses of failure modes such as overturning, sliding, and bearing capacity failure, with particular focus on the most critical section of the study area. The design was prepared to meet the safety factors required for Ultimate and Service Limit States, and two simulations were performed: one considering a vertical wall and another with a 6° inclination. Initially, the proposed configurations did not meet the minimum safety criteria, requiring the redesign of the structure. The wall geometry was then modified to ensure compliance with the normative parameters. After the necessary adjustments, both configurations – with and without inclination – showed satisfactory performance according to the adopted technical standards. It is therefore concluded that the proposed solution proved to be technically feasible, safe, and effective in controlling erosive processes, fully meeting the project's objectives and contributing to the preservation of the banks of the Poti River in the urban area of Crateús – CE.

Key-words: fluvial erosion; sedimentation; retaining structures; slope stability; riverbank control; retaining wall design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estrutura de um muro de contenção.....	16
Figura 2 - Muro de flexão.....	17
Figura 3 - Muros de alvenaria em pedra.....	19
Figura 4 - Muros de concreto ciclópico.....	20
Figura 5 - Muros crib wall.....	20
Figura 6 - Muros de sacos solo-cimento.....	21
Figura 7 - Muros de solo-pneus.....	22
Figura 8 - Muro de gabião.....	25
Figura 9 - Estado de repouso e desenvolvimento dos empuxos ativo e passivo.....	26
Figura 10 - Empuxo ativo.....	27
Figura 11 - Empuxo passivo.....	29
Figura 12 - Tipos de ruptura de muros de arrimo.....	33
Figura 13 - Localização da área de estudo.....	36
Figura 14 - Coleta de amostra deformada de solo.....	37
Figura 15 - Amostras de solo secando ao ar.....	38
Figura 16 - Volume de solo sendo reduzido com o auxílio de um repartidor de amostras.....	38
Figura 17 - Tabela de determinação da quantidade de amostra para análise granulométrica..	39
Figura 18 - Ensaio de peneiramento grosso.....	40
Figura 19 - Mistura submetida a ação do aparelho dispersor.....	41
Figura 20 - Ensaio de sedimentação.....	41
Figura 21 - Pesagem do picnômetro vazio.....	43
Figura 22 - Pesagem do conjunto picnômetro com solo.....	44
Figura 23 - Picnômetros em banho maria.....	44
Figura 24 - Picnômetros em repouso.....	45
Figura 25 - Pesagem do picnômetro com água.....	45
Figura 26 - Amostra para ensaio de Limite de liquidez.....	46
Figura 27 - Preparação do ensaio.....	47
Figura 28 - Ranhura feita na amostra.....	47
Figura 29 - Ensaio de Limite de Plasticidade.....	48
Figura 30 - Busca da área de estudo.....	49
Figura 31 - Seleção da área de estudo.....	49
Figura 32 - Obtenção de curvas de nível iniciais.....	50
Figura 33 - Redefinição de parâmetros.....	50
Figura 34 - Curvas de nível da área estudada.....	51
Figura 35 - Área crítica.....	51
Figura 36 - Distância horizontal entre os pontos de cota máxima e mínima.....	52
Figura 37 - Seleção de um projeto em branco.....	54
Figura 38 - Seleção da malha do muro de gabião.....	55
Figura 39 - Seleção da janela para inserção de dados referentes ao muro.....	55

Figura 40 - Dados referentes ao muro.....	56
Figura 41 - Dados da geometria do muro.....	57
Figura 42 - Inserção de dados referentes à camada superior da fundação.....	57
Figura 43 - Dados da fundação.....	58
Figura 44 - Camada superior de terrapleno.....	59
Figura 45 - Dados da camada superior de terrapleno.....	59
Figura 46 - Adicionar camada de terrapleno.....	60
Figura 47 - Dados da camada adicionada do terrapleno.....	60
Figura 48 - Cargas sobre o terrapleno.....	61
Figura 49 - Carga.....	61
Figura 50 - Seleção das análises desejadas.....	62
Figura 51 - Seleção das análises.....	62
Figura 52 - Realização dos cálculos.....	63
Figura 53 - Gráfico Teor de Umidade em Função do Número de Golpes (Método de Casagrande).....	68
Figura 54 - Gráfico Determinação do Limite de Liquidez.....	68
Figura 55 - Gráfico de Plasticidade.....	69
Figura 56 - Resultados preliminares.....	70
Figura 57 - Modificação da geometria da estrutura.....	72
Figura 58 - Resultados corrigidos.....	72
Figura 59 - Resultados referentes a uma inclinação do muro de 6º.....	73
Figura 60 - Muro sem inclinação.....	73
Figura 61 - Muro com inclinação.....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Dados do solo de reaterro.....	53
Tabela 2: Umidade Higroscópica.....	64
Tabela 3: Ensaio de peneiramento da fração grossa.....	65
Tabela 4: Dados do ensaio de sedimentação.....	65
Tabela 5: Ensaio de peneiramento da fração fina.....	66
Tabela 6: Dados obtidos no ensaio de limite de liquidez.....	67
Tabela 7: Dados do solo de fundação.....	70
Tabela 8: Fatores de segurança mínimos estabelecidos pela NBR 11682.....	71

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Ensaio para a determinação da densidade real dos grãos..... 66

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	13
2 OBJETIVO GERAL.....	15
3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	15
4 REFERENCIAL TEÓRICO.....	16
4.1 Processos erosivos.....	16
4.2 Muros de Contenção.....	17
4.2.1 Muros de flexão.....	17
4.2.2 Muros de gravidade.....	19
4.2.2.1 Muros de alvenaria de pedra.....	19
4.2.2.2 Muros de concreto ciclópico.....	20
4.2.2.3 Muros crib wall.....	21
4.2.2.4 Muros de sacos solo-cimento.....	22
4.2.2.5 Muros de solo-pneus.....	23
4.2.2.6 Muros de gabião.....	24
4.3 Aplicação de contenção em encostas de rios.....	26
4.4 Empuxo.....	27
4.4.1 Teoria de Coulomb.....	28
4.4.1.1 Empuxo ativo.....	28
4.4.1.2 Empuxo passivo.....	30
4.4.2 Teoria de Rankine.....	31
4.4.2.1 Empuxo em solos coesivos.....	33
4.4.2.2 Sobrecarga.....	33
4.5 Verificação de estabilidade.....	34
4.5.1 Verificação da estabilidade externa.....	34
4.5.1.1 Deslizamento da base.....	35
4.5.1.2 Tombamento.....	36
4.5.1.3 Ruptura do solo de fundação.....	36
4.5.1.4 Ruptura global.....	37
5 METODOLOGIA.....	38
5.1 Área de Estudo.....	38
5.2 Ensaios e Laboratório.....	39
5.2.1 Preparação da amostra.....	40
5.2.2 Peneiramento Grosso.....	42
5.2.3 Sedimentação.....	43
5.2.4 Peneiramento Fino.....	45
5.2.5 Densidade Real dos Grãos.....	45
5.2.6 Limite de Liquidez.....	48
5.2.7 Limite de Plasticidade.....	50
5.3 Classificação do Solo de fundação.....	51

<i>5.4 Determinação da altura do muro de gabião.....</i>	51
<i>5.5 Caracterização do Terrapleno.....</i>	55
<i>5.5.1 Camada de terrapleno.....</i>	55
<i>5.5.2 Camada de terrapleno superior.....</i>	56
<i>5.5.3 Carga no terrapleno.....</i>	56
<i>5.6 Nível de água.....</i>	56
<i>5.7 Dimensionamento do Muro de Gabião.....</i>	57
<i>5.7.1 Dimensionamento.....</i>	57
6. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	68
<i>6.1 Preparação da amostra.....</i>	68
<i>6.2 Peneiramento grosso.....</i>	68
<i>6.3 Sedimentação.....</i>	69
<i>6.4 Peneiramento Fino.....</i>	70
<i>6.5 Densidade real dos grãos.....</i>	70
<i>6.6 Limite de liquidez.....</i>	71
<i>6.7 Limite de plasticidade.....</i>	73
<i>6.8 Classificação do solo.....</i>	73
<i>6.9 Dimensionamento do Muro de Gabião.....</i>	74
7. CONCLUSÕES.....	79

1 INTRODUÇÃO

A dinâmica histórica das civilizações revela que o curso dos rios está profundamente ligado ao próprio desenvolvimento humano. Conforme Mello (2008), a formação das cidades está intrinsecamente associada ao uso e manejo dos recursos hídricos, com os rios desempenhando o papel de berço da civilização. Eles foram determinantes para a sedentarização das primeiras sociedades humanas e fundamentais para o surgimento dos primeiros centros urbanos, consolidando-se como elementos essenciais na evolução social e econômica da humanidade.

No entanto, embora os rios tenham desempenhado um papel fundamental na viabilização das civilizações, esse desenvolvimento não veio sem consequências. O crescimento populacional desordenado contribuiu significativamente para a degradação desses recursos hídricos, que passaram a receber dejetos sanitários, resíduos provenientes de atividades comerciais e sofreram com a ocupação irregular de suas margens, muitas vezes habitadas por populações em situação de vulnerabilidade (BAPTISTA *et al.*, 2013).

Nesse contexto, essa problemática permanece relevante. No Brasil, conforme dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2024), aproximadamente 87,4% da população vive em áreas urbanas. Essa elevada densidade demográfica impulsiona o crescimento desordenado das cidades.

De acordo com Cunha (2012, *apud* CAVALCANTE, 2022, p. 3), a expansão urbana, aliada à ausência de políticas públicas eficazes, agrava a degradação dos corpos hídricos, resultando em sérios problemas ambientais, como inundações, poluição do lençol freático e da água, impactando negativamente a fauna local e ocasionando o assoreamento de riachos.

De acordo com Brierley *et al.* (2013, *apud* Panta, 2023), o assoreamento é o resultado de uma série de impactos ambientais agravados pelo rápido crescimento urbano. Esse fenômeno ocorre principalmente devido à substituição de superfícies naturais, como solo vegetado, por materiais impermeáveis, como concreto e asfalto. Além disso, o descarte inadequado de resíduos sólidos aliado a ausência de um sistema eficiente de saneamento básico e a deficiência ou inexistência de uma infraestrutura de drenagem urbana adequada, impedem a infiltração da água da chuva, aumentando o escoamento superficial e acelerando os processos erosivos que contribuem para o assoreamento dos corpos hídricos.

Cada vez mais, cidades em rápido crescimento, mas sem um planejamento urbanístico adequado, enfrentam os efeitos negativos do desenvolvimento desordenado,

resultando em impactos significativos nos cursos d'água que atravessam ou margeiam, como é o caso do município de Crateús.

Situado às margens do rio Poti, o município de Crateús está localizado na região oeste do Estado do Ceará, sendo um município em expansão, com significativo potencial de crescimento econômico e social. Já o rio Poti possui uma capacidade hídrica aproximada de 3,8 bilhões de m³, abrangendo os estados do Ceará e do Piauí (DAMASCENO et al., 2008). É um curso d'água perene que atravessa uma região semiárida, destacando sua relevância tanto para a região quanto para o município de Crateús.

No entanto, o crescimento acelerado do município trouxe significativos impactos ambientais. Com base em dados do Infosanbas, em 2020, apenas 41,71% do esgoto gerado no município de Crateús era coletado, indicando que a maior parte não recebia destinação adequada. Esse dado evidencia a urgente necessidade de implantação de um sistema eficiente de coleta e tratamento de esgoto em toda a área urbana. Além disso, o processo de urbanização levou à ocupação da área natural do rio por residências, principalmente de pessoas em situação de vulnerabilidade social, refletindo a falta de planejamento urbano. Isso resultou em graves consequências ambientais, como contaminação, impermeabilização do solo, poluição das águas e assoreamento do canal principal (SOARES et al., 2023).

Diante desse cenário, torna-se imprescindível implementar ações que promovam a conservação do rio, dada sua importância para o desenvolvimento sustentável da cidade, além de adotar medidas para mitigar e reverter os impactos causados pelo crescimento desordenado e sem planejamento.

Nesse contexto, sob a perspectiva da engenharia, o presente trabalho busca propor soluções técnicas voltadas à mitigação e reversão do processo de assoreamento do rio Poti, contribuindo para a preservação de seus recursos hídricos e a melhoria das condições ambientais da região. Alinhada a essa perspectiva, foi estudada a implementação de uma estrutura de contenção, tendo em vista que essas estruturas desempenham um papel crucial no controle do fluxo de sedimentos, resíduos, solo e outros materiais que contribuem para a degradação do canal fluvial.

2 OBJETIVO GERAL

Determinar a configuração de um muro de gabião para redução do impacto da erosão e do assoreamento observados no rio Poti na zona urbana do município de Crateús - CE.

3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Caracterizar o solo da área de construção do muro de arrimo em gabião.
- b) Selecionar o tipo de contenção mais adequado para solucionar o problema de assoreamento no rio Poti, considerando as condições locais.
- c) Dimensionar um muro de gabião para a seção mais crítica da área de estudo utilizando o software GAWAC.
- d) Verificar se a solução proposta atende aos requisitos de dimensionamento para uma estrutura de contenção.

4 REFERENCIAL TEÓRICO

O referencial teórico deste trabalho tem como objetivo apresentar os conceitos fundamentais que sustentam a análise e o dimensionamento de estruturas de contenção, com foco na aplicação dos muros de gabião em áreas sujeitas à erosão e assoreamento. São abordadas as principais tipologias de muros de arrimo, os processos erosivos que afetam corpos hídricos, bem como as teorias clássicas de empuxo de terra e os critérios de verificação da estabilidade dessas estruturas. Essa fundamentação é essencial para a compreensão das soluções adotadas no desenvolvimento do projeto proposto.

4.1 Processos erosivos

O processo erosivo pode ser definido como a degradação e o arrastamento das partículas do solo por meio de agentes erosivos. Esses agentes podem ser classificados de acordo com sua origem e em função dos fatores causadores desses processos.

Quando classificados quanto à origem, a erosão pode ser geológica ou antrópica. A erosão geológica está diretamente relacionada à modelagem do relevo, ocorrendo naturalmente e de maneira mais lenta, sem intervenção humana. Por outro lado, quando há interferência antrópica, a exploração do solo gera um desequilíbrio que impede sua recuperação, resultando em um processo de degradação acelerado (Finotti *et al.*, 2013).

Além disso, o processo de degradação dos solos pode ser classificado quanto aos fatores ativos que provocam a erosão. Esses fatores são divididos em três categorias: hídrica, eólica e glacial (Finotti *et al.*, 2013), sendo os agentes hídricos e eólicos os mais relevantes.

A erosão eólica ocorre pela abrasão das partículas em suspensão no solo e nas rochas. A água, por sua vez, é o agente mais significativo nos processos erosivos, atuando por meio das chuvas ou do escoamento superficial, que provoca o impacto e o arraste das partículas do solo.

Nesse contexto, a erosão hídrica se subdivide em três principais categorias: superficial, interna e linear. A erosão superficial ocorre devido ao escoamento da água, que, em função de sua velocidade, arrasta as partículas do solo e causa o assoreamento. A erosão interna, também conhecida como piping, resulta da percolação da água no interior do solo, formando cavidades subterrâneas. Por fim, a erosão linear decorre do escoamento concentrado da água, formando incisões no solo que aumentam progressivamente em profundidade até atingir o lençol freático (Finotti *et al.*, 2013).

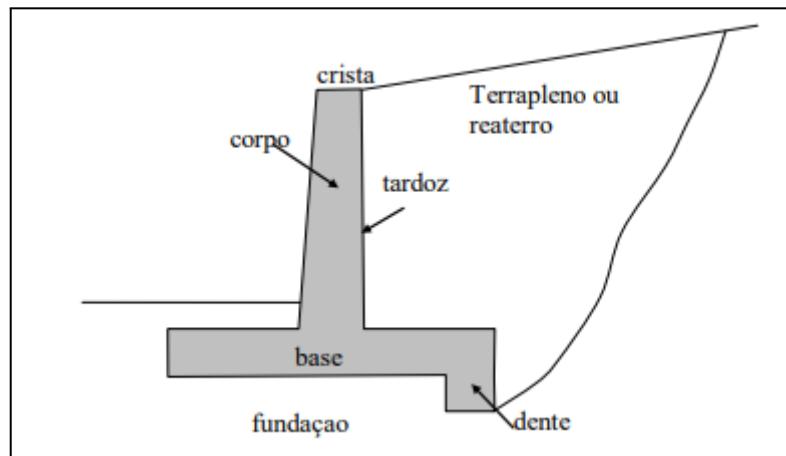
4.2 Muros de Contenção

Obras geotécnicas de escavação, corte e aterro podem gerar forças de empuxo nos maciços de solo. Partindo dessa perspectiva, surgem as obras de contenção, que, de acordo com Falcone et al. (2019), podem ser definidas como qualquer estrutura cujo objetivo é resistir a esses esforços.

Segundo Gerscovich et al. (2016), as estruturas de contenção são definidas como muros verticais ou com leve inclinação, projetadas para estabilizar encostas de solo. Essas estruturas podem ser apoiadas em fundações rasas ou profundas, sendo sua funcionalidade garantida pelo peso próprio, que contribui para a estabilização do talude.

Os muros de arrimo classificam-se em dois grupos principais: muros de gravidade e muros de flexão. Os muros de gravidade são caracterizados por sua construção em seção plena, enquanto os muros de flexão se distinguem pelo uso de armaduras, que asseguram resistência aos momentos gerados pelo empuxo do solo. Além disso, os muros de flexão podem ser projetados com a inclusão de tirantes e/ou contrafortes, a depender das necessidades estruturais (Gerscovich *et al.*, 2016). Na figura 1, é possível observar a estrutura de um muro de contenção.

Figura 1 - Estrutura de um muro de contenção.



Fonte: UERJ - Departamento de estruturas e fundação, 2016.

4.2.1 Muros de flexão

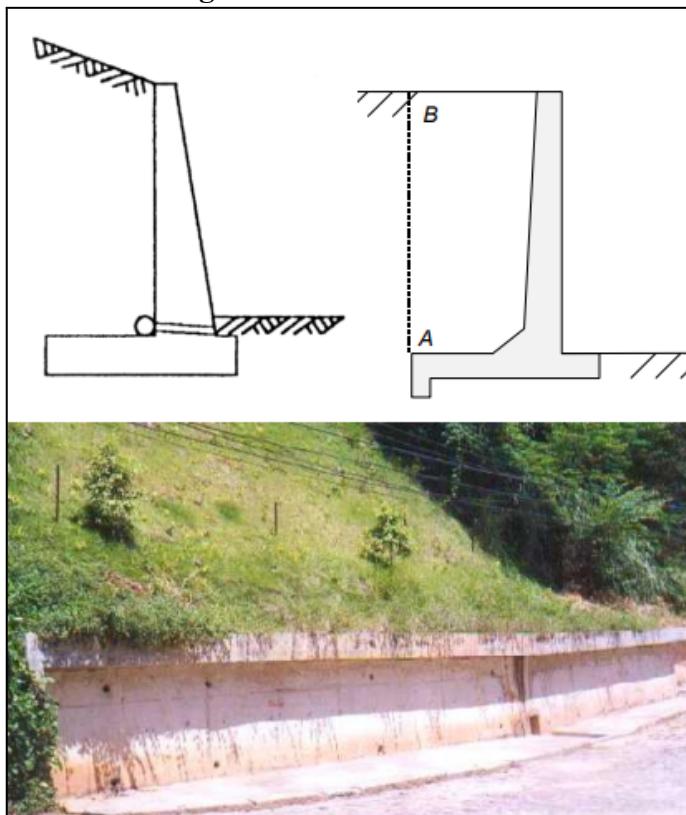
Muros de flexão apresentam seção transversal em forma de “L” ou “T” invertido e são responsáveis por resistir aos empuxos por flexão (Gerscovich *et al.*, 2016). Além disso,

essa seção transversal possui duas lajes: uma vertical, engastada na base da estrutura, e outra horizontal, que serve de fundação e é responsável por resistir ao empuxo do solo (Sousa, 2021).

Por se tratar de uma estrutura convencionalmente construída em concreto armado, esse tipo de contenção, do ponto de vista econômico, não é recomendado para alturas superiores de 5 a 7 metros. No entanto, quando aplicado a alturas superiores a 5 metros, deve-se utilizar contrafortes para aumentar a estabilidade contra o tombamento. Esses contrafortes atuam suportando os esforços de flexão por meio do engastamento na fundação (Falcone *et al.*, 2019).

Vale ressaltar que essas estruturas devem apresentar uma base com largura entre 50% e 70% da altura do muro (Gerscovich *et al.*, 2016). Além disso, esse tipo de solução é altamente recomendado para obras em locais com limitações de espaço, pois utiliza parte do peso do próprio maciço de solo a ser contido para manter-se em equilíbrio, uma vez que esse peso é distribuído sobre a estrutura em forma de “L”, como visto na figura 2.

Figura 2 - Muro de flexão.



Fonte: UERJ - Departamento de estruturas e fundação, 2016.

4.2.2 Muros de gravidade

Os muros de gravidade são estruturas contínuas que resistem ao empuxo lateral do maciço de solo a ser contido por meio do seu peso próprio (Falcone et al., 2019). Gerscovich et al. (2016) informa que esse tipo de estrutura de arrimo é indicado apenas para conter pequenos ou médios desníveis de solo, inferiores a 5 m, não sendo indicado para muros altos, pois se tornam mais caros.

Essa solução é recomendada para locais onde o solo possui boa resistência para suportar as cargas provenientes da estrutura (Sousa, 2021). Além disso, devido à sua grande espessura, é essencial que o local de construção disponha de espaço suficiente para acomodar sua seção transversal, cuja largura varia entre 30% e 50% da altura do talude (Falcone et al., 2019). Esses muros podem ser construídos de concreto simples ou armado, bem como de pedra, pneus ou gabiões (Gerscovich et al., 2016).

Em algumas situações, pode-se empregar uma pequena quantidade de aço na construção dessas estruturas, a fim de reduzir a espessura dos muros, sendo então denominados muros de semi gravidade (Braja, 2016).

4.2.2.1 Muros de alvenaria de pedra

Considerados o tipo de contenção mais antigo, os muros de alvenaria em pedra podem ser construídos manualmente, com as pedras sendo empilhadas uma por uma, o que simplifica o processo construtivo dessas estruturas. A resistência dessas construções ocorre exclusivamente pelo imbricamento dos blocos de pedra (Gerscovich et al., 2016). Por não apresentarem rejuntamento entre as pedras, essas estruturas eliminam a necessidade de um sistema de drenagem, tendo em vista que o material utilizado é naturalmente drenante.

Pode-se destacar ainda, como uma vantagem dessa solução, a redução dos custos da obra devido ao material utilizado, especialmente em locais onde há disponibilidade de blocos de pedra para a construção. No entanto, nesse caso específico, em que não é realizado o rejuntamento dos blocos, estes devem apresentar dimensões aproximadamente regulares, o que resulta em menor atrito entre os blocos de pedra.

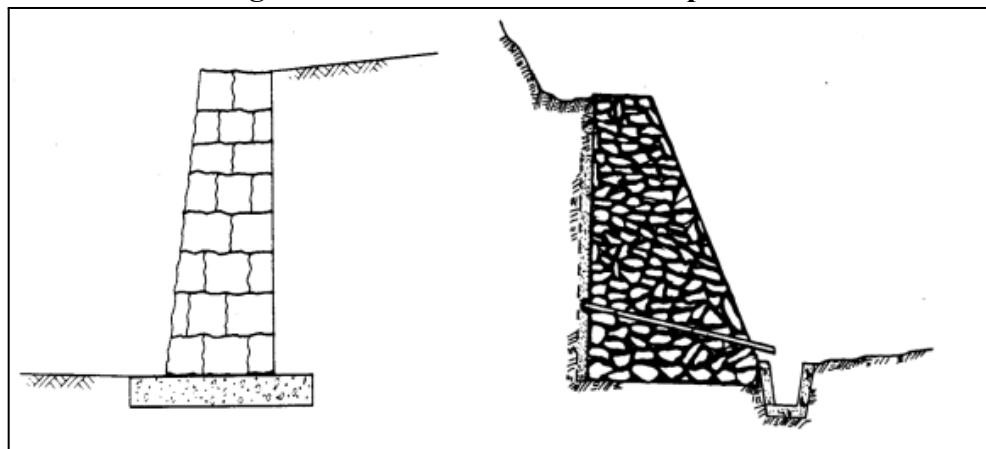
Vale ressaltar que essa metodologia construtiva se aplica apenas a muros que irão conter taludes com altura de até 2 metros. Além disso, a base do muro deve ter entre 0,5 e 1,0 metro, de modo que fique apoiada abaixo da superfície do terreno, a fim de reduzir a possibilidade de rupturas por deslizamentos no contato muro-fundação (Gerscovich et al., 2016).

Para taludes com altura superior a 2 metros, é indicado o uso de rejuntamento entre os blocos de pedra. Esse rejuntamento pode ser feito com argamassa de areia e cimento, o que confere maior rigidez à estrutura. Dessa forma, não é necessário que os blocos de pedra utilizados na construção apresentem dimensões semelhantes.

Além disso, o uso de rejuntamento compromete a capacidade drenante da estrutura, pois os vazios entre os blocos serão preenchidos com argamassa, tornando essencial um projeto de drenagem eficiente para aliviar a poropressão causada pela água na estrutura de contenção (Gerscovich *et al.*, 2016).

A partir da figura 3, é possível observar como se constitui a estrutura dos muros de alvenaria em pedra.

Figura 3 - Muros de alvenaria em pedra.



Fonte: UERJ - Departamento de estruturas e fundação, 2016.

4.2.2.2 Muros de concreto ciclópico

Os muros de concreto ciclópico apresentam, geralmente, seção transversal trapezoidal. O processo construtivo deste tipo de estrutura ocorre pelo preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de diferentes dimensões. A base dessa contenção apresenta largura da ordem de 50% da sua própria altura, sendo indicada uma altura máxima de 4 metros (Neto, 2020).

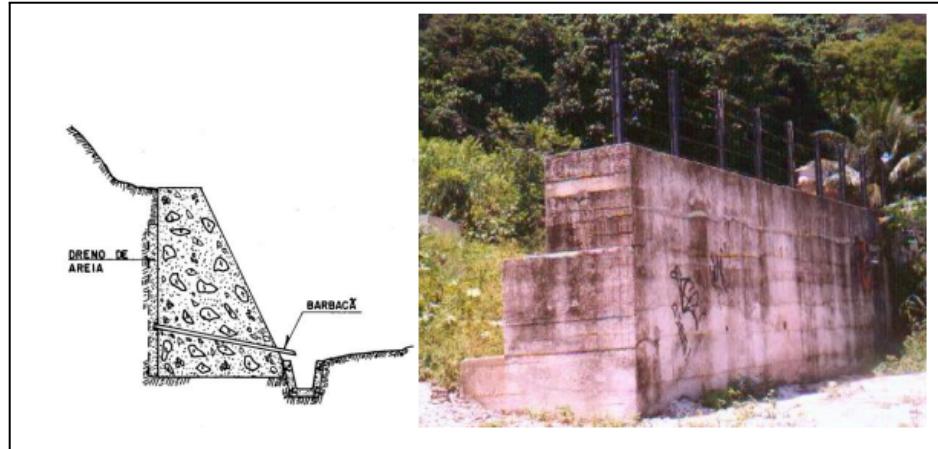
Para minimizar efeitos ópticos indesejáveis para pedestres e motoristas que circulam ao redor da estrutura, recomenda-se que o muro seja construído com uma inclinação mínima de 2° na vertical, direcionada para o retroaterro (Gerscovich *et al.*, 2016).

Por se tratar de uma estrutura impermeável, é essencial que um sistema de drenagem eficiente seja projetado. É recomendável que este sistema seja posicionado no

tardoz da estrutura, como indicado na figura 4, com o objetivo de minimizar o impacto visual gerado pelas manchas causadas pela percolação da água.

Vale ressaltar ainda que a característica de possuir uma das faces inclinadas ou em degraus resulta em uma economia significativa de material, o que pode contribuir para a redução dos custos da obra.

Figura 4 - Muros de concreto ciclópico.



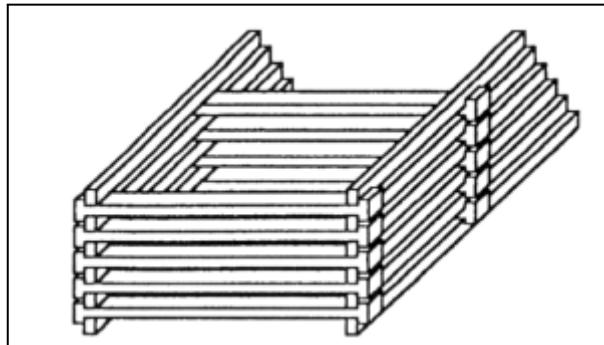
Fonte: UERJ - Departamento de estruturas e fundação, 2016.

4.2.2.3 Muros crib wall

Também denominado muro de fogueira, trata-se de uma estrutura composta por elementos pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço. Esses elementos são montados no local em forma de “fogueiras” sobrepostas e interligadas longitudinalmente (Gerscovich *et al.*, 2016), como pode ser observado na figura 5.

Os espaços internos da estrutura são preenchidos com material granular graúdo ou solo compactado, conferindo a essa solução uma função drenante. Além disso, essas estruturas são flexíveis, ou seja, possuem a capacidade de se ajustar aos recalques sofridos pelas fundações (Gerscovich *et al.*, 2016).

Figura 5 - Muros crib wall.



Fonte: UERJ - Departamento de estruturas e fundação, 2016.

4.2.2.4 Muros de sacos solo-cimento

Essas estruturas de arrimo são compostas por sacos de poliéster ou materiais similares, preenchidos com uma mistura de solo e cimento na proporção de 1:10 a 1:15, em volume. Os sacos são empilhados de forma desencontrada em relação à camada inferior, com o objetivo de conferir maior densidade à estrutura e aumentar o intertravamento entre os elementos que a compõem (Gerscovich *et al.*, 2016), como demonstrado na figura 6.

Para o preenchimento dos sacos com solo, inicialmente, o material deve passar por um processo de peneiramento com uma malha de 9 mm, a fim de remover pedregulhos. Após essa etapa, adiciona-se o cimento e mistura-se com o solo, incorporando água em quantidade correspondente a 1% da umidade ótima obtida no ensaio de compactação proctor normal. Somente após esse procedimento o solo é colocado nos sacos.

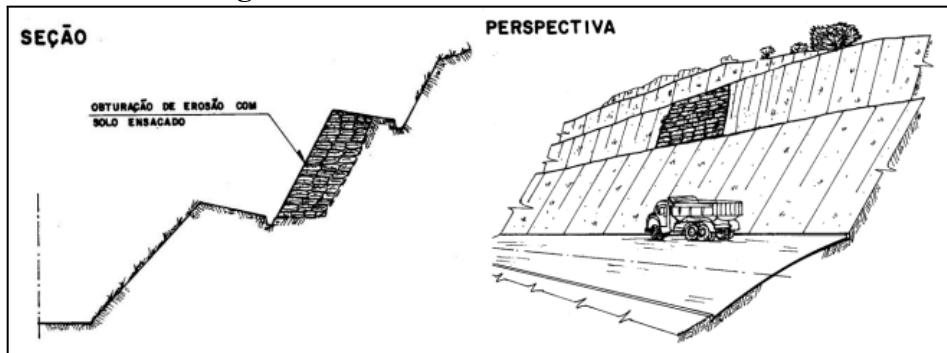
Os sacos são preenchidos até aproximadamente dois terços de seu volume total, costurados manualmente e transportados para o local da obra de contenção. O uso desse sistema facilita o transporte e elimina a necessidade de fôrmas para a execução do muro, o que pode contribuir para a redução dos custos de construção.

No processo executivo, após a disposição dos sacos em camadas horizontais, realiza-se a compactação manual de cada camada com soquetes, reduzindo o índice de vazios. Por fim, após a conclusão das etapas até a altura desejada, aplica-se uma camada de concreto magro na face do muro, protegendo a estrutura contra processos erosivos, principalmente causados por águas superficiais e ventos.

Como o processo construtivo dessa estrutura não exige mão de obra nem equipamentos especializados, trata-se de uma solução de baixo custo. Comparado a um muro de arrimo em concreto armado com altura entre 2 e 5 metros, o sistema de sacos solo-cimento de mesma dimensão pode ser cerca de 60% mais econômico. Além disso, destaca-se sua

adaptabilidade à topografia do terreno. Segundo Marangon (1992, *apud* Gerscovich *et al.*, 2016), recomenda-se um teor de cimento/solo entre 7% e 8%, em peso, para a estabilização dos solos em obras de contenção de encostas.

Figura 6 - Muros de sacos solo-cimento.



Fonte: UERJ - Departamento de estruturas e fundação, 2016.

4.2.2.5 Muros de solo-pneus

Os muros de solo-pneus são estruturas compostas por camadas horizontais de pneus preenchidos com solo compactado e amarrados com arame ou cordas de polipropileno de 6 mm de diâmetro. Essas estruturas possuem uma altura limitada a 5 metros e, além disso, exigem terrenos espaçosos para sua construção, uma vez que sua base deve ter uma largura correspondente a aproximadamente 40% a 60% da altura total (Gerscovich *et al.*, 2016).

A reutilização de pneus destaca-se como uma das principais vantagens dessa solução geotécnica, combinando a alta resistência mecânica do material com um custo reduzido em comparação aos materiais convencionalmente utilizados. Além disso, esses muros apresentam grande flexibilidade, permitindo deformações verticais e horizontais superiores às observadas em estruturas de alvenaria e concreto, por exemplo.

Devido a essa elevada flexibilidade, os muros de solo-pneus não são recomendados para contenção de taludes que sirvam de suporte para obras civis pouco deformáveis, como estruturas de fundação. De acordo com Medeiros *et al.* (1997, *apud* Gerscovich *et al.*, 2016), o peso específico do material solo-pneu varia em torno de 15,5 kN/m³.

Na figura 7, tem-se um exemplo de aplicação do muro de solo-pneus.

Figura 7 - Muros de solo-pneus.



Fonte: UERJ - Departamento de estruturas e fundação, 2016.

4.2.2.6 Muros de gabião

O muro de gabião é composto por gaiolas metálicas superpostas, confeccionadas com fios de aço galvanizados em malha hexagonal de dupla torção, conferindo alta resistência mecânica à estrutura (Gerscovich *et al.*, 2016). As gaiolas são preenchidas manualmente com pedras cujo diâmetro mínimo seja superior à abertura da malha, garantindo a estabilidade do conjunto, figura 8.

Essas estruturas de arrimo destacam-se por sua alta flexibilidade, permitindo que se ajustem a recalques diferenciais sem comprometer sua integridade. Além disso, são de fácil execução e apresentam baixo custo de construção. Outro aspecto relevante é sua elevada permeabilidade, que reduz as solicitações suportadas pela estrutura, eliminando a necessidade de sistemas adicionais de drenagem (Falcone *et al.*, 2019).

Devido à sua alta flexibilidade, os muros de gabião são especialmente indicados para solos compressíveis, pois possuem grande capacidade de suportar recalques diferenciais elevados sem comprometer sua funcionalidade (Barnes, 2016). Essas estruturas são amplamente utilizadas para fornecer apoio adicional a taludes íngremes, naturais ou artificiais, cuja base tenha sido recortada para trás. Além disso, sua flexibilidade permite que a estrutura sofra deformações por um longo período antes de atingir a ruptura, possibilitando a identificação de zonas suscetíveis ao colapso. Isso viabiliza a adoção de medidas preventivas para recuperação, contribuindo para a redução de custos e, sobretudo, para a prevenção de acidentes.

A resistência dessa estrutura é garantida pela interação entre as propriedades de tração do arame e a conformação das gaiolas. Caso ocorra a ruptura de algum fio, a estrutura

não perde completamente sua resistência, pois a dupla torção dos fios mantém a forma e a flexibilidade da malha metálica, absorvendo eventuais deformações excessivas.

Entretanto, por se tratar de uma estrutura drenante, um dos principais desafios do muro de gabião é a suscetibilidade à corrosão e abrasão do arame. Para minimizar esse problema, recomenda-se que o aço utilizado nas gaiolas receba proteção por meio de dupla galvanização ou revestimento com policloreto de vinila (PVC).

No que se refere aos impactos ambientais gerados pela execução de contenções, os muros de gabião apresentam uma solução altamente compatível com esse aspecto. Os materiais que compõem esse tipo de estrutura não impedem a infiltração e percolação da água. Dessa forma, em obras de proteção hidráulica, as linhas de fluxo não sofrem alterações significativas, o que minimiza os impactos sobre a fauna e a flora locais. Além disso, a estrutura de contenção se integra ao ambiente, permitindo a regeneração do ecossistema pré-existente e reduzindo o impacto visual negativo (Maccaferri, 2017).

Os muros de gabião podem ser classificados em três tipos: gabiões tipo caixa, gabiões tipo saco e gabiões tipo colchão Reno.

Os gabiões tipo caixa possuem formato de paralelepípedo e são produzidos a partir de um único pano de malha hexagonal, que forma a base, a tampa e as paredes frontal e traseira. Além disso, a esse pano base são unidos, durante a fabricação, painéis que compõem as duas paredes das extremidades e os diafragmas (Maccaferri, 2017). As dimensões desse tipo de gabião são padronizadas: o comprimento é sempre múltiplo de 1 metro e pode variar entre 1 e 4 metros, com exceção do gabião de 1,5 metro. A largura, por sua vez, é sempre de 1 metro, enquanto a altura varia entre 0,5 e 1 metro.

Os gabiões tipo saco, por sua vez, são estruturas cilíndricas construídas com um único pano de malha, cujas bordas livres possuem um arame que passa alternadamente pelas malhas, permitindo a montagem da peça no canteiro. Suas dimensões padronizadas incluem um comprimento entre 1 e 6 metros e um diâmetro de 0,65 metros. Esse tipo de gabião é utilizado principalmente como apoio para estruturas de contenção em ambientes com presença de água ou sobre solos de baixa resistência. Sua aplicação é justificada pela facilidade de implantação.

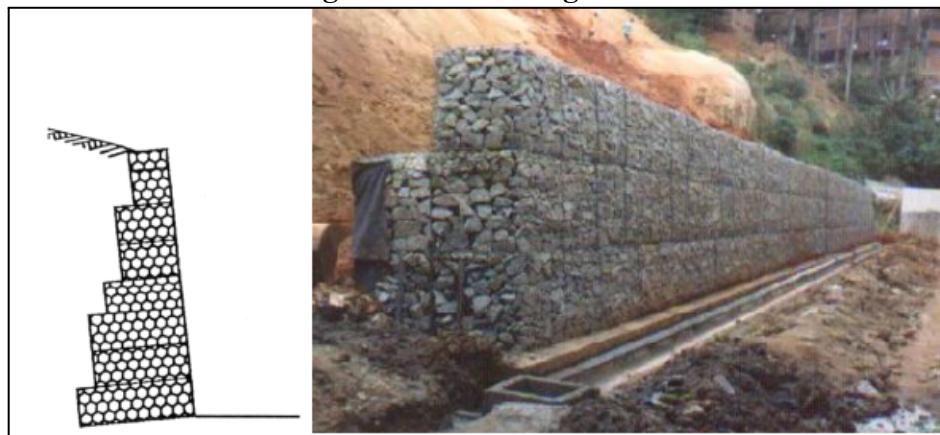
Por fim, têm-se os gabiões tipo colchão Reno. Essas estruturas diferem dos gabiões tipo caixa, sobretudo porque sua composição se dá por dois panos que formam a base e a tampa. Além disso, possuem grande área e baixa espessura. Suas dimensões padronizadas incluem um comprimento que varia de 3 a 6 metros. Sua espessura pode ser de 0,17 metros, 0,23 metros ou 0,30 metros, enquanto sua largura é sempre de 2 metros. Sua aplicação ocorre,

principalmente, em obras complementares, como canaletas de drenagem, revestimento de taludes e revestimento flexível de margens e fundos de cursos d'água (Maccaferri, 2017).

Para muros de grande altura, recomenda-se a construção de gabiões com alturas menores, de aproximadamente 0,5 metros, na base da estrutura, pois essa região está sujeita a maiores tensões de compressão. Já para muros mais extensos, podem ser utilizados gabiões de até 4 metros de comprimento, agilizando a execução da obra.

Graças à sua elevada capacidade de drenagem, os muros de gabião são particularmente indicados para a proteção de margens de rios, proporcionando uma defesa eficaz contra processos erosivos, como o assoreamento (Barnes, 2016).

Figura 8 - Muro de gabião.



Fonte: UERJ - Departamento de estruturas e fundação, 2016.

4.3 Aplicação de contenção em encostas de rios

A estabilidade dos corpos d'água ocorre quando há equilíbrio entre o escoamento sobre o leito e a resistência à erosão dos sedimentos que o constituem (Maccaferri, 2017).

Esse equilíbrio pode ser comprometido por diversos fatores, como intervenções diretas, que envolvem obras no próprio curso d'água, e intervenções indiretas, resultantes de alterações na bacia hidrográfica, como a urbanização acelerada e desordenada, que modifica o uso do solo.

Dado o papel fundamental dos cursos d'água para a sociedade, quando são impactados pela ação humana, torna-se necessária a implementação de medidas para protegê-los e estabilizá-los. Essas intervenções garantem a fixação do traçado do rio, a proteção de infraestruturas ribeirinhas e o controle da erosão (Maccaferri, 2017).

A proteção dos leitos dos rios pode ser realizada por três tipos de intervenção:

- Proteção direta – ocorre quando o revestimento utilizado é mais resistente que o material natural, como no caso dos geossintéticos.
- Proteção descontínua – utiliza espingões para reduzir a velocidade do escoamento e, consequentemente, minimizar a erosão.
- Obras de sustentação – estruturas implementadas para estabilizar as margens dos canais e resistir ao escoamento.

Os revestimentos podem ser contínuos ou flexíveis. Nos revestimentos contínuos, o leito e as margens do canal são protegidos para controlar tanto o escoamento quanto a ação das ondas. Esse tipo de revestimento é frequentemente aplicado em canais artificiais, utilizando materiais como blocos pré-moldados, geotêxteis e colchões Reno (Maccaferri, 2017).

Já os revestimentos flexíveis apresentam diversas vantagens, tornando-se mais viáveis por sua maior adaptação ao solo e durabilidade. Entre os materiais mais utilizados estão os gabiões e os colchões Reno.

A escolha do tipo de muro mais adequado depende de fatores como permeabilidade, resistência, flexibilidade, durabilidade e custo-benefício.

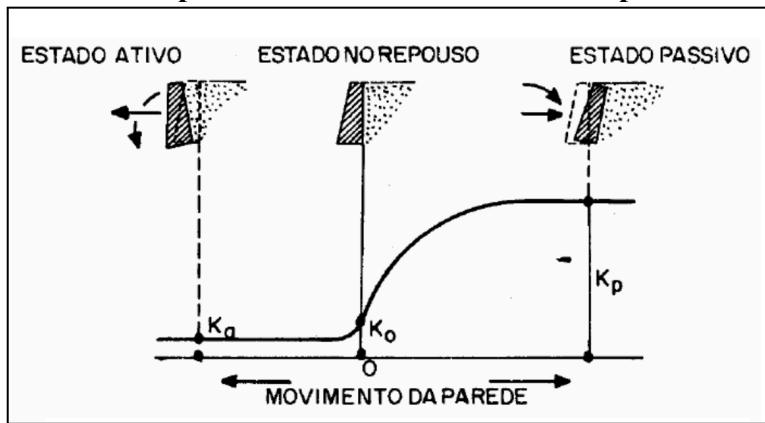
4.4 Empuxo

O empuxo de terra pode ser definido como o conjunto de forças provenientes de um maciço de solo que atuam sobre as obras em contato com ele (Caputo, 2014). Este está diretamente ligado à interação entre o maciço de solo e a estrutura, sendo essa interação a responsável por determinar o tipo de empuxo ao qual a contenção está submetida.

Os empuxos podem ser classificados como ativo, passivo ou em repouso. O empuxo ativo (E_a) ocorre quando o maciço de solo exerce uma força que empurra a estrutura, fazendo com que as forças horizontais diminuam até atingir um valor mínimo. Já o empuxo passivo (E_p) é verificado quando a estrutura é empurrada contra o maciço de solo, resultando no aumento das forças horizontais até atingir um valor máximo. Por sua vez, o empuxo em repouso (E_0) ocorre quando não há deslocamento nem da estrutura nem do maciço de solo contido (Neto, 2020).

Dessa forma, pode-se afirmar que, no estado ativo, ocorre a distensão do solo, enquanto, no estado passivo, há uma compressão (Caputo, 2014), como pode ser observado na figura 9.

Figura 9 - Estado de repouso e desenvolvimento dos empuxos ativo e passivo.



Fonte: Caputo, 2014.

A determinação do valor do empuxo é de extrema relevância, principalmente no caso de obras de contenção. Para determinar esses valores, são utilizadas as teorias clássicas formuladas por Coulomb e Rankine exploradas a seguir.

4.4.1 Teoria de Coulomb

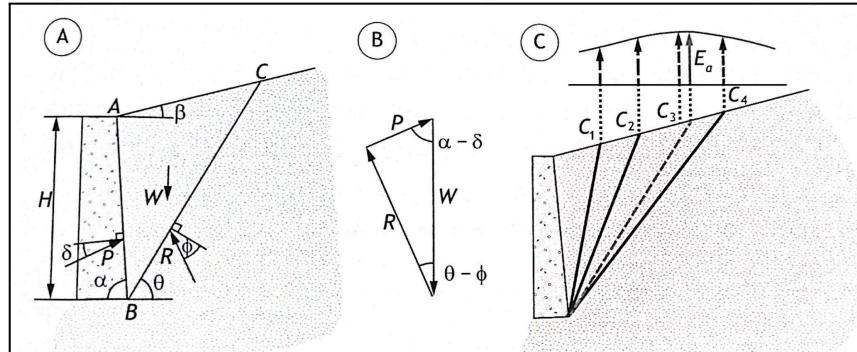
Considerada um dos principais modelos utilizados para analisar as forças de empuxo exercidas pelo solo em estruturas de contenção, a teoria de Coulomb baseia-se no princípio do equilíbrio limite. Nessa teoria, segundo Caputo (2014), o terrapleno é considerado um maciço indeformável, mas que sofre ruptura em superfícies curvas, as quais são aproximadas para planas com o intuito de simplificar a análise. Além disso, vale ressaltar que o atrito entre o solo e a estrutura de arrimo é levado em consideração.

4.4.1.1 Empuxo ativo

Para se obter o empuxo, é necessário determinar uma superfície de deslizamento que irá demarcar a cunha, ou seja, a parcela de solo do maciço sujeita a destacar-se. Desse modo, a partir da análise de equilíbrio das forças atuantes, é determinada a força que a estrutura deve exercer no maciço para se opor ao deslizamento. Além disso, como a cunha crítica não é conhecida faz-se necessária a repetição desse processo de modo a se obter a configuração mais desfavorável (Gerscovich *et al.*, 2016).

A figura 10 demonstra como ocorre a atuação de forças em um maciço de solo sujeito a empuxo ativo.

Figura 10 - Empuxo ativo.



Fonte: Gerscovich *et al*, 2016.

A partir da figura 10 é possível calcular a força W referente ao peso do maciço de solo e de possíveis sobrecargas, obtendo a equação 1:

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \theta) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \right] \quad (1)$$

Desse modo, aplicando-se um polígono de forças é obtido o valor da força P necessária para evitar o escorregamento da cunha ABC.

$$P_p = \frac{W \sin(\theta + \phi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad (2)$$

Substituindo a equação (1) em (2), tem-se:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \theta) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \right] \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad (3)$$

O empuxo varia de acordo com a inclinação do plano de ruptura (θ). Desse modo, para se obter o máximo empuxo, deriva-se a equação 3 em função de θ e iguala a zero, obtendo a equação 4 para o empuxo ativo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (4)$$

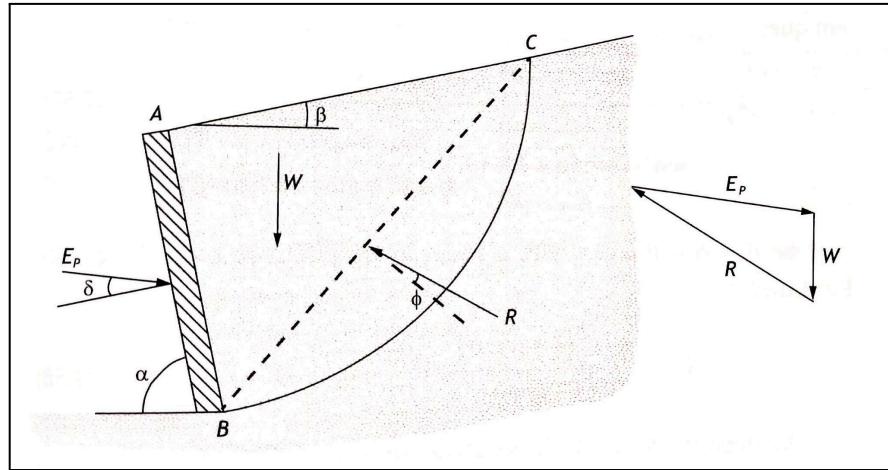
Em que H é a altura do talude a ser contido e K_a é o coeficiente de empuxo ativo, obtido através da equação 5:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha+\phi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta) \sin(\phi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta) \sin(\alpha+\beta)}} \right]} \quad (5)$$

4.4.1.2 Empuxo passivo

De acordo com Gerscovich et al. (2016), para calcular o empuxo passivo deve-se observar que os sentidos dos deslocamentos entre a cunha de ruptura com o restante do maciço de solo, bem como com a estrutura de contenção, serão invertidos quando comparados ao empuxo ativo. A figura 11 ilustra como ocorre a atuação de forças em um maciço de solo sujeito a empuxo passivo.

Figura 11 - Empuxo passivo.



Fonte: Gerscovich et al, 2016.

Na cunha de ruptura ABC, atuam as forças de empuxo passivo (E_p), as forças de ruptura (R) e o peso do solo somado a eventuais sobrecargas (W). Desse modo, a força W pode ser obtida através da área do triângulo ABC que forma a cunha multiplicado pelo peso específico do solo (γ), assim tem-se a equação 6:

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \theta) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \right] \quad (6)$$

Desse modo, aplicando a lei dos senos no polígono, obtém-se a equação 7:

$$P_p = \frac{W \sin(\theta + \phi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \theta - \phi - \delta)} \quad (7)$$

Onde P_p é a força exercida pelo muro para se opor a cunha de solo. Substituindo a equação (6) em (7), obtém-se ainda:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\operatorname{sen}(\alpha + \theta) \frac{\operatorname{sen}(\alpha + \beta)}{\operatorname{sen}(\theta - \beta)} \right] \frac{\operatorname{sen}(\theta + \phi)}{\operatorname{sen}(180^\circ - \alpha - \theta - \phi - \delta)} \quad (8)$$

O empuxo varia de acordo com a inclinação do plano de ruptura (θ). Desse modo, para se obter o máximo empuxo, deriva-se a equação 8 em função de θ e iguala a zero, obtendo a seguinte equação para o empuxo passivo:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (9)$$

Em que H é a altura do talude a ser contido e K_p é o coeficiente de empuxo passivo, obtido através da equação 10:

$$K_p = \frac{\operatorname{sen}^2(\alpha - \phi)}{\operatorname{sen}^2 \alpha \operatorname{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \operatorname{sen}(\phi + \beta)}{\operatorname{sen}(\alpha + \delta) \operatorname{sen}(\alpha + \beta)}} \right]} \quad (10)$$

4.4.2 Teoria de Rankine

A teoria de Rankine baseia-se no equilíbrio entre as tensões internas e externas que atuam no maciço sobre a cunha plastificada do solo. Dessa forma, quando a estrutura em contato com o solo sofre algum deslocamento, ocorre a mobilização dos estados limites de plastificação em todo o maciço, originando inúmeras superfícies com possibilidade de ruptura plana (Gerscovich *et al.*, 2016).

Com o objetivo de simplificar a análise do cisalhamento do solo e permitir a obtenção de soluções matemáticas mais diretas, Rankine propôs hipóteses simplificadoras. Essas hipóteses admitem que o solo é homogêneo e isotrópico e que a superfície do terreno é plana. Além disso, a ruptura ocorre simultaneamente em todos os pontos e no estado plano de deformação. A estrutura de contenção é vertical, e não há ocorrência de atrito entre o solo e a contenção, ou seja, $\delta = 0$ (Gerscovich *et al.*, 2016).

A partir dessas considerações, analisando a situação em que ocorre o afastamento da parede da estrutura de contenção, há uma diminuição das tensões horizontais (σ_h) atuantes, enquanto as tensões verticais (σ_v) permanecem inalteradas. Nesse caso, a tensão horizontal pode diminuir a ponto de levar a estrutura ao colapso pela condição de ruptura ativa. Já na situação em que ocorre o movimento da parede em direção ao maciço, há um aumento das tensões horizontais (σ_h), atingindo a condição de ruptura passiva. Aqui, as tensões verticais também não sofrem alterações (Neto, 2020).

Logo, o empuxo total é obtido por meio da integral do diagrama de distribuição de tensões horizontais no intervalo de 0 a z, onde z representa a profundidade na qual se deseja calcular o empuxo. Dessa forma (equação 11):

$$E = \int_0^z \sigma_h dz \quad (11)$$

Segundo Silva (2018), considerando o solo homogêneo, seco, com coesão igual a zero, e sabendo que a distribuição de empuxo sobre o muro é triangular, bem como que z será igual à altura no muro, os valores correspondentes aos empuxos totais ativo (E_v) e passivo (E_p) são conhecidos a partir das equações 12 e 13:

$$K_a = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (12)$$

$$K_p = \cos \beta \times \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (13)$$

As equações acima descritas consideraram que há uma inclinação entre o maciço de solo contido em relação a horizontal, no entanto quando o terreno é horizontal, essas equações são simplificadas, que de acordo com Gerscovich et al. (2016) ficam como mostra as equações 14 e 15:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \times \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (14)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \times \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (15)$$

4.4.2.1 Empuxo em solos coesivos

O empuxo para solos coesivos considera o acréscimo de uma parcela constante referente à coesão do solo às tensões horizontais. Dessa forma, no caso do empuxo ativo, a coesão do solo tende a reduzir a intensidade das forças horizontais (Neto, 2020), resultando na equação 16:

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times K_a - 2 \times c \times h \times \sqrt{K_a} \quad (16)$$

Com relação ao empuxo passivo, a parcela referente a coesão será acrescida ao valor do empuxo causado pelo maciço de solo, logo, obtém-se a equação 17:

$$E_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times K_p + 2 \times c \times h \times \sqrt{K_p} \quad (17)$$

Onde c representa a coesão do solo em ambas as equações.

4.4.2.2 Sobrecarga

Segundo Neto (2020), quando ocorre uma sobrecarga no maciço de solo contido a parcela de força proveniente da sobrecarga é acrescida nas equações de empuxo anteriormente mostradas, de modo que esses valores aumentam. Assim, tem-se as equações 18 e 19:

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times K_a - 2 \times c \times h \times \sqrt{K_a} + q \times K_a \times h \quad (18)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times K_p + 2 \times c \times h \times \sqrt{K_p} + q \times K_p \times h \quad (19)$$

As equações são referentes aos empuxos ativo e passivo respectivamente, onde q indica a sobrecarga aplicada no maciço em KN/m. Já na situação onde o solo analisado possui coesão igual a zero, as parcelas referentes a coesão são retiradas das equações, logo obtém-se as equações 20 e 21 para os empuxos ativo e passivo, respectivamente:

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times K_a + q \times K_a \times h \quad (20)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times K_p + q \times K_p \times h \quad (21)$$

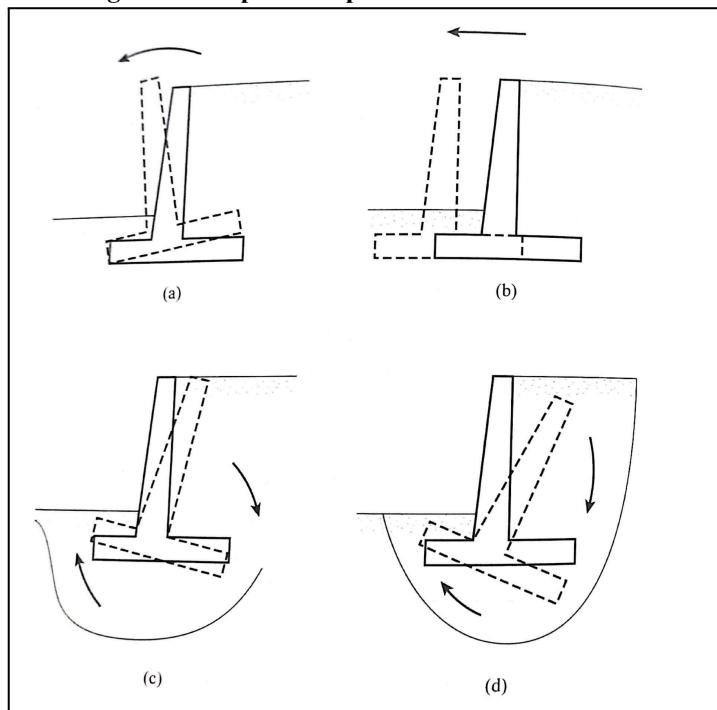
4.5 Verificação de estabilidade

Segundo Braja (2016), a concepção de um projeto de estruturas de contenção ocorre em duas fases. A primeira consiste na determinação do empuxo lateral ao qual a estrutura estará submetida ao longo de sua vida útil. A segunda é a verificação da estabilidade da estrutura. Dessa forma, para realizar essa análise, avaliam-se possíveis rupturas por tombamento, deslizamento e capacidade de suporte.

4.5.1 Verificação da estabilidade externa

A verificação da estabilidade externa é realizada por meio da análise das possíveis falhas que podem comprometer a estrutura de contenção. A figura 12 ilustra algumas situações em que pode ocorrer o colapso dessas estruturas.

Figura 12 - Tipos de ruptura de muros de arrimo.



Fonte: Braja, 2016.

A partir da imagem acima, é possível identificar a ruptura por tombamento (a), por deslizamento (b), por perda da capacidade de suporte do solo (c) e, por fim, por cisalhamento profundo (d). A seguir, a estabilidade externa é verificada para deslizamento da base, tombamento, ruptura do solo de fundação e ruptura global.

4.5.1.1 Deslizamento da base

Essa verificação busca garantir que quando submetida aos esforços atuantes, a estrutura não desloque a sua base. Segundo Luiz (2014, *apud* Neto, 2020), para que não ocorra o deslizamento da base é necessário que haja um equilíbrio entre os esforços solicitantes que atuam na estrutura, assim como os resistentes.

$$F_{at} = \mu N \quad (22)$$

Em que, F_{at} é a força de atrito; μ , o coeficiente de atrito; e N , a resultante das componentes normais.

Para garantir o equilíbrio, deve-se ter:

$$F_{at} = T \quad (23)$$

Onde T é a componente tangencial do empuxo (equação 23). Desse modo, para verificação de segurança ($F_{at} > T$) recomenda-se que o fator de segurança mínimo em relação ao deslizamento seja de 1,5. Este pode ser obtido através da equação 24:

$$FS_{(deslizamento)} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \geq 1,5 \quad (24)$$

Onde, $\sum F_{R'}$ é o somatório das forças resistentes horizontais, já $\sum F_d$ é o somatório das forças motrizes horizontais.

4.5.1.2 Tombamento

O tombamento de uma estrutura de contenção ocorre quando os momentos solicitantes superam os momentos resistentes, fazendo com que a estrutura gire em torno de um ponto externo (Sousa, 2021). Para evitar essa instabilidade, recomenda-se um fator de segurança igual ou superior a 1,5. A verificação do fator de segurança ao tombamento é realizada por meio da razão entre o somatório dos momentos resistentes e o somatório dos momentos solicitantes, sendo expressa pela equação 25:

$$FS_{(tombamento)} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_S} \geq 1,5 \quad (25)$$

O momento resistente é gerado pelo peso do muro e a componente vertical do empuxo ativo, já o momento solicitante é proveniente da componente horizontal do empuxo ativo (Neto, 2020).

4.5.1.3 Ruptura do solo de fundação

A verificação de ruptura do solo de fundação deve assegurar que o solo em que a estrutura de contenção será construída suporte os esforços ao qual será submetido, bem como não sofra deformações excessivas. Assim, para garantir estabilidade, é necessário que a tensão admissível do solo seja superior à tensão de compressão que a contenção exerce sobre o solo de fundação.

Nesse caso, o fator de segurança deve ser superior a 2,5, sendo determinado pela equação 26:

$$FS = \frac{q_{máx}}{\sigma_{máx}} \geq 2,5 \quad (26)$$

Em que $q_{máx}$ é a capacidade de suporte da fundação e $\sigma_{máx}$ é a tensão máxima na base da estrutura (Sousa, 2021).

4.5.1.4 Ruptura global

A análise da ruptura global está diretamente relacionada às características geométricas e geotécnicas do terreno onde será executada a obra da estrutura de contenção. Dessa forma, essas particularidades devem ser definidas previamente para a realização da análise (Neto, 2020).

Essa estabilidade é atingida pelo equilíbrio limite do maciço, assumindo que todos os pontos da superfície potencial de ruptura alcançam um fator de segurança igual a 1 (Sousa, 2021).

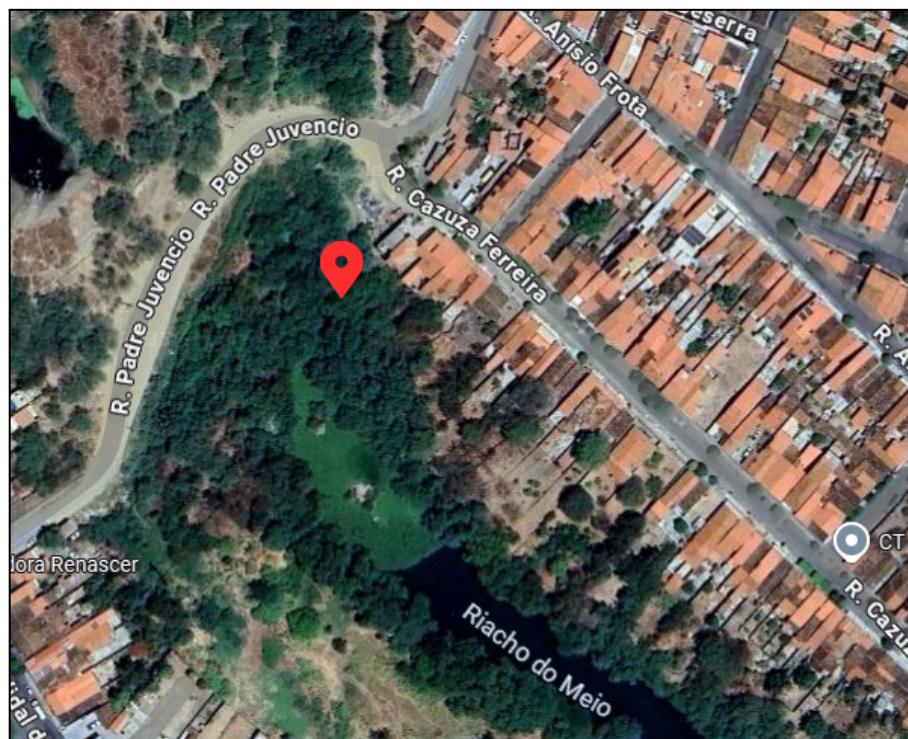
5 METODOLOGIA

A seção de metodologia descreve os procedimentos adotados para a elaboração do projeto do muro de contenção em gabião, abrangendo desde a caracterização da área de estudo até o dimensionamento da estrutura. São apresentados os ensaios laboratoriais realizados para a identificação das propriedades geotécnicas do solo, os critérios utilizados na seleção da solução mais adequada e as etapas de modelagem estrutural com o uso do software GAWAC. Essa abordagem visa garantir a precisão dos dados utilizados e a confiabilidade dos resultados obtidos ao longo do desenvolvimento do trabalho.

5.1 Área de Estudo

O local analisado neste trabalho está situado na sede do município de Crateús – CE, especificamente na Rua Padre Juvêncio, no bairro São José, com coordenadas geográficas 5°10'13"S e 40°40'10"W. A figura 13 apresenta a localização da área estudada.

Figura 13 - Localização da área de estudo.



Fonte: Google Maps, 2025.

A escolha desse local deve-se ao processo de assoreamento observado na região, resultado, em grande parte, do descarte inadequado de lixo, característico de áreas urbanas.

Além disso, nota-se que as residências estão construídas muito próximas ao rio Poti, o que pode acarretar alagamentos durante os períodos de cheia.

Após a delimitação da área de estudo, foi realizada a coleta de uma amostra deformada do solo, com base nas diretrizes da norma ABNT 9820, como pode ser observado na figura 14. Para isso, escavou-se uma vala com aproximadamente 30 cm de profundidade, permitindo a obtenção de uma amostra mais homogênea e representativa das condições reais do solo local.

A amostra de solo coletada foi utilizada na execução dos ensaios de caracterização, quais sejam: peneiramento grosso e fino, sedimentação, densidade real dos grãos, além dos limites de liquidez e plasticidade.

Figura 14 - Coleta de amostra deformada de solo.



Fonte: Autor, 2025.

5.2 Ensaios e Laboratório

Com a amostra coletada, foram realizados ensaios no Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal do Ceará, campus Crateús, com o objetivo de caracterizar o solo em seu estado natural. Os dados obtidos permitiram classificar o solo segundo o sistema SUCS - Sistema Unificado de Classificação de Solos. A partir dessa classificação e com base na

literatura técnica, foram determinados os parâmetros de resistência (coesão, ângulo de atrito interno e peso específico) para o solo utilizado como material de fundação. Para isso, foram realizados os ensaios descritos a seguir.

5.2.1 Preparação da amostra

Após a obtenção da amostra, foi realizada sua preparação para os ensaios de caracterização, conforme a NBR 6457 — Solos — Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade. A amostra foi inicialmente seca ao ar até atingir uma umidade próxima à higroscópica, como observado na figura 15. Em seguida, foi destorroada e homogeneizada. Com o auxílio de um repartidor de amostras, a quantidade de solo foi reduzida até se obter o volume necessário para a execução dos ensaios, figura 16.

Figura 15 - Amostras de solo secando ao ar.



Fonte: Autor, 2025.

Figura 16 - Volume de solo sendo reduzido com o auxílio de um repartidor de amostras.



Fonte: Autor, 2025.

Na etapa seguinte, o material selecionado foi peneirado em uma malha de 76,2 mm, sendo descartada a fração retida. Com o solo passante, foram separados 4,437 kg para a realização do ensaio de granulometria. Essa quantidade foi estimada com base na Tabela 3 da NBR 6457, figura 17, que considera o tamanho máximo dos grãos.

Figura 17 - Tabela de determinação da quantidade de amostra para análise granulométrica.

Dimensões dos sólidos (grãos) maiores contidos na amostra, determinadas por observação visual	Quantidade mínima a ser utilizada
< 5 mm	1 kg
5 mm a 25 mm	4 kg
> 25 mm	8 kg

NOTA 1 O material assim obtido constitui a amostra a ser ensaiada.
 NOTA 2 O valor da massa específica dos sólidos (grãos) a ser utilizado no cálculo de análise granulométrica por sedimentação é determinado a partir de cerca de 500 g de material que passa na peneira de 2,0 mm.

Fonte: NBR 6457.

Para a determinação da distribuição granulométrica por peneiramento, a amostra foi passada inicialmente pela peneira de 2,00 mm. Do material que passou por essa malha, foram coletados 120,65 g, sendo este valor adotado como a massa úmida do solo analisado. Também foram coletadas amostras em três cápsulas para determinação da umidade higroscópica.

5.2.2 Peneiramento Grosso

Para o ensaio de peneiramento grosso, a fração retida na peneira de 2,00 mm foi lavada para remover partículas finas aderidas. Em seguida, esse material — totalizando cerca de 661,31 g — foi seco em estufa entre 105 °C e 110 °C até atingir constância de massa, e utilizado no peneiramento grosso. Nesse procedimento, foram utilizadas peneiras com aberturas nominais de 50 mm, 38 mm, 25 mm, 19 mm, 9,5 mm e 4,8 mm, como visto na figura 18.

Figura 18 - Ensaio de peneiramento grosso.



Fonte: Autor, 2025.

Após a agitação do material, as massas retidas acumuladas foram pesadas e registradas.

5.2.3 Sedimentação

Seguindo as diretrizes da NBR 7181, o ensaio de sedimentação foi realizado a partir da amostra de material passante na peneira com abertura de 2,0 mm. Foram coletadas aproximadamente 120,65 gramas desse material, por se tratar de um solo arenoso.

O material obtido foi transferido para um béquer e, com o auxílio de uma proveta, misturado a 125 cm³ de defloculante. Em seguida, a solução de hexametafosfato de sódio foi tamponada com carbonato de sódio até atingir um pH entre 8 e 9. O béquer contendo a mistura foi agitado e deixado em repouso por cerca de 12 horas, figura 19.

Após esse período, a mistura foi transferida para um copo de dispersão. O material aderido às paredes do béquer foi removido com água destilada utilizando uma pisseta. Em seguida, adicionou-se água destilada até atingir 5 cm abaixo da borda do copo, e a mistura foi submetida à ação do aparelho dispersor por 15 minutos.

Figura 19 - Mistura submetida a ação do aparelho dispersor.



Fonte: Autor, 2025.

Finalizado o tempo de dispersão, a suspensão foi transferida para uma proveta, garantindo a completa transferência do material aderido ao copo com o uso de água destilada e pisseta. Em seguida, adicionou-se água destilada até a marca de 1000 cm³, mantendo a proveta em ambiente com temperatura constante, como visto na figura 20.

Figura 20 - Ensaio de sedimentação.



Fonte: Autor, 2025.

Após atingir o equilíbrio térmico, tampou-se a boca da proveta com uma das mãos e realizou-se a agitação por um minuto, movimentando-a de cima para baixo.

Logo após a agitação, a proveta foi colocada sobre a bancada, registrando-se o horário de início do procedimento experimental às 8h31. O densímetro foi cuidadosamente introduzido na suspensão e foram realizadas as primeiras leituras nos seguintes tempos de sedimentação: 30 segundos, 1 minuto e 2 minutos. As temperaturas correspondentes a essas leituras foram medidas com o auxílio de um termômetro.

Leituras subsequentes foram realizadas aos 4, 8, 15 e 30 minutos, bem como após 1, 2, 4, 8 e 24 horas, sempre acompanhadas pela verificação da temperatura da suspensão.

Vale ressaltar que, ao retirar o densímetro da dispersão, este deve ser imediatamente colocado em uma proveta contendo água limpa, à mesma temperatura da suspensão.

Após a última leitura, o conteúdo da proveta foi vertido sobre uma peneira com abertura de 0,075 mm, assegurando a remoção de todo o material aderido às paredes da proveta com água. Em seguida, procedeu-se à lavagem do material retido na peneira com água potável, aplicada sob baixa pressão.

5.2.4 Peneiramento Fino

O material coletado no item descrito anteriormente, foi então lavado em peneira com abertura de 0,075 mm, utilizando água potável sob baixa pressão. A fração retida foi levada à estufa e seca a uma temperatura entre 105 °C e 110 °C até atingir constância de massa. Após a secagem, a amostra foi peneirada nas malhas de 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15 mm e 0,075 mm, para obtenção dos dados do peneiramento fino. As massas retidas acumuladas em cada peneira foram pesadas e anotadas.

Vale ressaltar que os procedimentos experimentais referentes aos ensaios de peneiramento foram realizados de acordo com a NBR 7181, que refere-se a análise granulométrica de solos.

5.2.5 Densidade Real dos Grãos

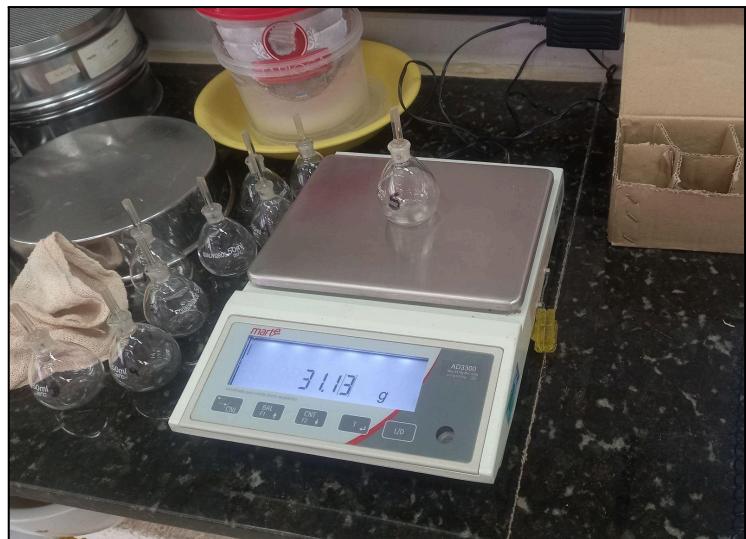
Após a obtenção da amostra, foi realizada sua preparação para os ensaios de caracterização, conforme a NBR 6457 — Solos — Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade. Inicialmente, a amostra foi seca ao ar até atingir uma umidade próxima à higroscópica. Em seguida, foi destorroada e homogeneizada. Com o auxílio de um repartidor de amostras, a quantidade foi reduzida até aproximadamente 4 kg, obtendo-se o volume necessário para a realização dos ensaios.

Dessa fração, foram separados cerca de 250 g para o ensaio, os quais foram passados na peneira de 2 mm. O material retido foi descartado, e o material passante foi homogeneizado e novamente reduzido, sendo pesada uma massa de aproximadamente 60 g. Essa quantidade foi definida por se tratar de um solo arenoso e pelo volume do picnômetro utilizado, de cerca de 50 cm³.

A amostra selecionada foi colocada em um recipiente com água destilada em volume suficiente para sua completa imersão, permanecendo assim por aproximadamente 12 horas. Após esse período, a amostra foi transferida para o copo de dispersão, tendo-se o cuidado de lavar a cápsula com água destilada para a completa remoção do material, evitando qualquer perda.

O ensaio foi conduzido utilizando 10 picnômetros, visando maior precisão nos resultados. Para iniciar o procedimento, cada picnômetro foi pesado vazio, sendo esse valor registrado como P1(figura 21).

Figura 21 - Pesagem do picnômetro vazio.



Fonte: Autor, 2025.

Em seguida, adicionou-se água destilada até aproximadamente metade do volume do copo, e a amostra foi dispersada por 15 minutos. Após a dispersão, o material foi distribuído entre os picnômetros, e o conjunto (solo + picnômetro) foi pesado, sendo esse valor denominado P2, figura 22.

Figura 22 - Pesagem do conjunto picnômetro com solo.



Fonte: Autor, 2025.

Na sequência, acrescentou-se água destilada até cerca de metade do volume de cada picnômetro. Posteriormente, os picnômetros foram submetidos à fase de ebulação em chapa aquecida por aproximadamente 20 minutos (figura 23).

Concluída essa etapa, adicionou-se água destilada até cerca de 1 cm abaixo da base do gargalo dos picnômetros, que foram então colocados em banho-maria por no mínimo 30 minutos, com reposição de água destilada para compensar perdas por evaporação.

Figura 23 - Picnômetros em banho maria.



Fonte: Autor, 2025.

Após esse período, os picnômetros foram deixados em repouso até que atingissem o equilíbrio térmico com o ambiente, como observado na figura 24.

Figura 24 - Picnômetros em repouso.



Fonte: Autor, 2025.

Em seguida, retirou-se todo o material de dentro do picnômetros, estes foram lavados e cheios com água destilada, e deixados em banho de água à temperatura ambiente, durante 15 minutos. Após decorrido esse período, foram colocadas as rolhas perfuradas de

modo que a água aflorasse à sua parte superior, e realizou-se nova pesagem do conjunto (picnômetro + solo + água), registrada como P3.

Em seguida, os picnômetros foram retirados do banho, enxugados, e foi realizada a última pesagem do conjunto (picnômetro + água destilada), registrada como P4, conforme a figura 25.

Figura 25 - Pesagem do picnômetro com água.



Fonte: Autor, 2025.

Com o auxílio de um termômetro, mediu-se a temperatura do conteúdo, que foi de aproximadamente 26,5 °C. Com os valores obtidos, foram realizados os cálculos para determinação da densidade real dos grãos a partir da equação 27.

$$D_t = \frac{P_1 - P_2}{(P_4 - P_1) - (P_3 - P_2)} \quad (27)$$

Ressalta-se que todo o procedimento foi conduzido conforme os padrões estabelecidos pela norma ABNT NBR 17212 e pela norma do DNIT DNER ME 093/94.

5.2.6 Limite de Liquidez

A amostra utilizada no ensaio foi obtida conforme os procedimentos descritos na NBR 6457, sendo inicialmente seca ao ar até atingir sua umidade higroscópica. Após essa etapa, o solo foi destorrado, homogeneizado e teve sua quantidade reduzida com o auxílio de um repartidor, garantindo-se, assim, uma amostra representativa.

Em seguida, a amostra foi peneirada em malha de 0,42 mm, sendo separadas cerca de 200 gramas do material passante para a realização do ensaio, como visto na figura 26.

Figura 26 - Amostra para ensaio de Limite de liquidez.



Fonte: Autor, 2025.

Esse material foi colocado em uma cápsula de porcelana, à qual se adicionou água destilada em pequenos incrementos. A mistura foi amassada e revolvida até a obtenção de uma pasta homogênea.

Posteriormente, uma porção da mistura foi transferida para a concha do aparelho de Casagrande, formando-se uma camada fina e uniforme. O excesso de material foi devolvido à cápsula de porcelana. Com o auxílio de um cinzel, foi feita uma ranhura no centro da amostra, conforme ilustrado nas figuras 27 e 28.

Figura 27 - Preparação do ensaio.



Fonte: Autor, 2025.

Figura 28 - Ranhura feita na amostra.



Fonte: Autor, 2025.

Durante todas as etapas, a concha permaneceu apoiada na mão do operador. Após a confecção da ranhura, ela foi cuidadosamente posicionada no aparelho, sendo submetida a golpes em queda livre até que as bordas inferiores da ranhura se unissem. Esse procedimento foi repetido cinco vezes, sendo as amostras que se uniram coletadas em cápsulas metálicas para determinação da umidade, conforme a ABNT NBR 6457.

5.2.7 Limite de Plasticidade

Utilizando-se a mesma amostra preparada para o ensaio de limite de liquidez, procedeu-se ao ensaio de limite de plasticidade (figura 29). No entanto, por se tratar de um solo arenoso, não foi possível moldar o cilindro com 3 mm de diâmetro, uma vez que as areias não apresentam coesão. Assim, conforme estabelece a NBR 7180, a amostra é considerada como não apresentando limite de plasticidade, caracterizando-se como um solo não plástico.

Figura 29 - Ensaio de Limite de Plasticidade.



Fonte: Autor, 2025.

5.3 Classificação do Solo de fundação

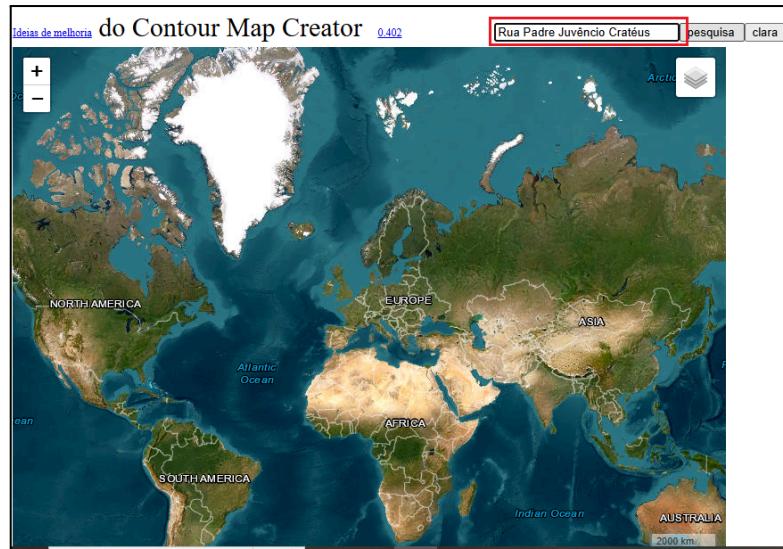
Com base nos dados obtidos nos ensaios de peneiramento, foi possível classificar o solo segundo o sistema SUCS. Para isso, utilizou-se um fluxograma de classificação SUCS, que orientou as etapas do processo, conforme ilustrado no Anexo.

5.4 Determinação da altura do muro de gabião

Para determinar a altura da estrutura de contenção, foi necessário obter as curvas de nível da área em estudo. Para isso, os dados topográficos foram extraídos a partir do Google Earth, com o auxílio da ferramenta Contour Map Creator, que utiliza recursos como ArcGIS Map da Esri, OpenStreetMap, Geocodificação da Nominatim, Mapzen, Leaflet, jQuery e o algoritmo de contorno CONREC, desenvolvido por Paul Bourke e Jason Davies, para gerar uma representação gráfica do terreno.

A primeira etapa do procedimento consistiu em localizar a área de interesse no referido site, conforme ilustrado na figura 30.

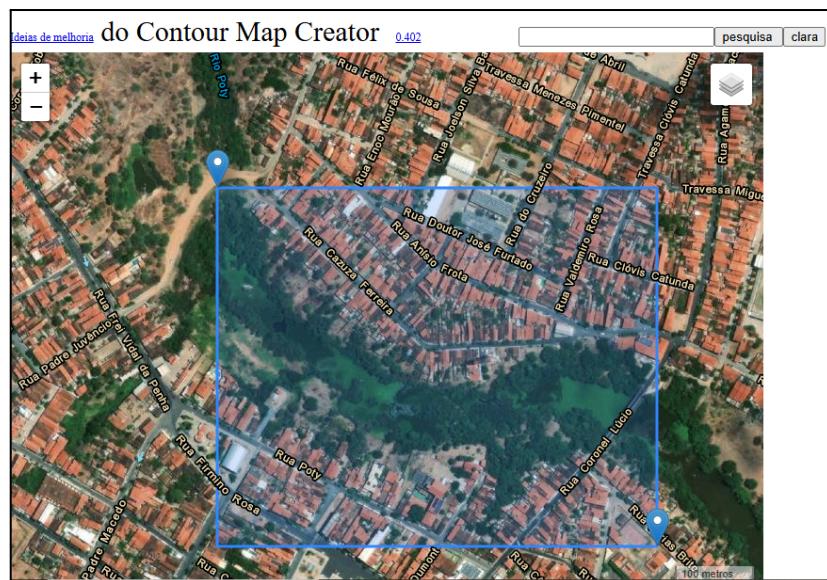
Figura 30 - Busca da área de estudo.



Fonte: Adaptado de contour map creator, 2025.

Após a busca, a área de interesse foi selecionada por meio de dois cliques na tela, abrangendo a região onde era necessário obter as curvas de nível (figura 31). Ressalta-se que essa seleção considerou possíveis áreas críticas, uma vez que o dimensionamento do muro de gabião deveria ser realizado com base no ponto mais crítico do rio.

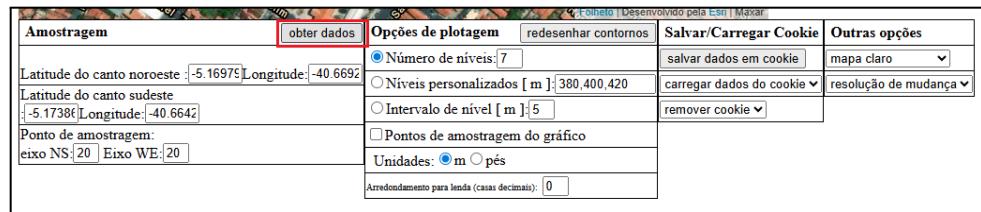
Figura 31 - Seleção da área de estudo.



Fonte: Adaptado de contour map creator, 2025.

Após selecionar a área pretendida, foi solicitado a geração de dados, como pode ser visto na figura 32.

Figura 32 - Obtenção de curvas de nível iniciais.

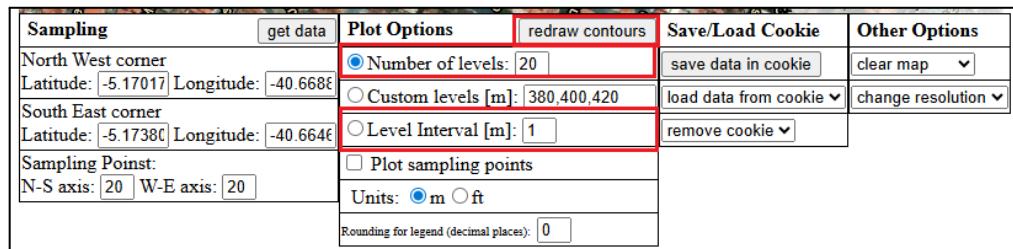


Amostragem	obter dados	Opções de plotagem	redesenhar contornos	Salvar/Carregar Cookie	Outras opções
Latitude do canto noroeste: [-5.16975] Longitude: [-40.6692]	<input checked="" type="radio"/> Número de níveis: 7	<input type="radio"/> Níveis personalizados [m]: 380,400,420	salvar dados em cookie	mapa claro	
Latitude do canto sudeste: [-5.1738] Longitude: [-40.6642]	<input type="radio"/> Intervalo de nível [m]: 5	<input type="checkbox"/> Pontos de amostragem do gráfico	carregar dados do cookie	resolução de mudança	
Ponto de amostragem: eixo NS: [20] Eixo WE: [20]	Unidades: <input checked="" type="radio"/> m <input type="radio"/> pés	Arredondamento para lenda (casas decimais): [0]	remover cookie		

Fonte: Adaptado de contour map creator, 2025.

Com os primeiros dados obtidos, foi necessário ajustar as opções de plotagem de modo que os dados gerados tivessem uma maior precisão. Para tal, o número de níveis foi modificado de 7 para 20, bem como o intervalo de níveis, anteriormente 6, foi reduzido para 1, e solicitado ao site o redesenho dos contornos, como observado na figura 33.

Figura 33 - Redefinição de parâmetros.

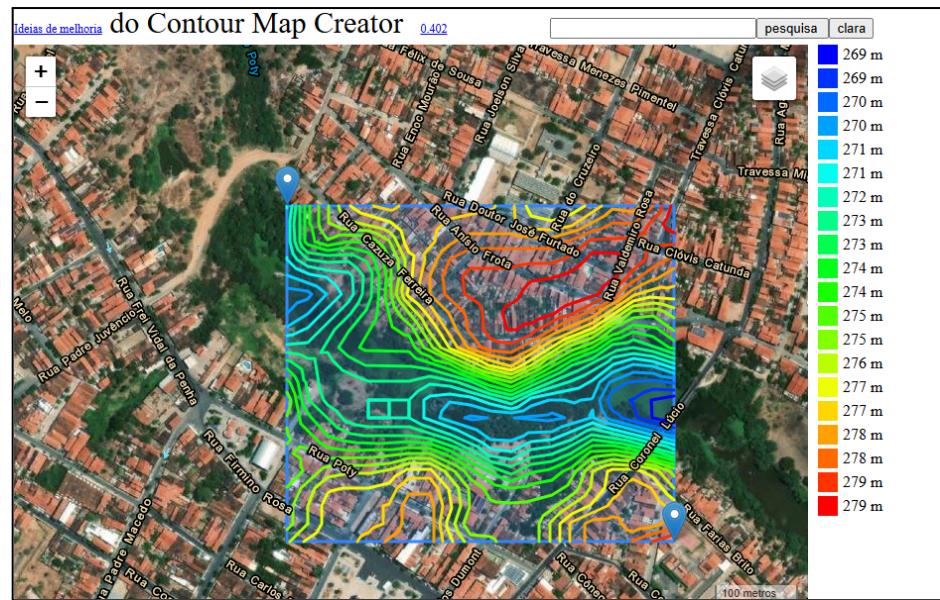


Sampling	get data	Plot Options	redraw contours	Save/Load Cookie	Other Options
North West corner Latitude: [-5.17017] Longitude: [-40.6688]	<input checked="" type="radio"/> Number of levels: 20	<input type="radio"/> Custom levels [m]: 380,400,420	save data in cookie	clear map	
South East corner Latitude: [-5.1738] Longitude: [-40.6646]	<input type="radio"/> Level Interval [m]: 1	<input type="checkbox"/> Plot sampling points	load data from cookie	change resolution	
Sampling Point: N-S axis: [20] W-E axis: [20]	Units: <input checked="" type="radio"/> m <input type="radio"/> ft	Rounding for legend (decimal places): [0]	remove cookie		

Fonte: Adaptado de contour map creator, 2025.

Após o redesenho, as curvas de nível foram geradas, como pode se observar na figura 34.

Figura 34 - Curvas de nível da área estudada.



Fonte: Adaptado de contour map creator, 2025.

Dessa forma, a partir da análise dos dados obtidos e da identificação dos possíveis pontos críticos, definiu-se que o dimensionamento do muro de gabião seria realizado para a área destacada na figura 35. Nessa região, a cota máxima observada é de aproximadamente 278 metros, enquanto a mínima é em torno de 272 metros. Assim, a altura do muro de gabião corresponde à diferença entre essas cotas, resultando em cerca de 6 metros.

Figura 35 - Área crítica.



Fonte: Adaptado de contour map creator, 2025.

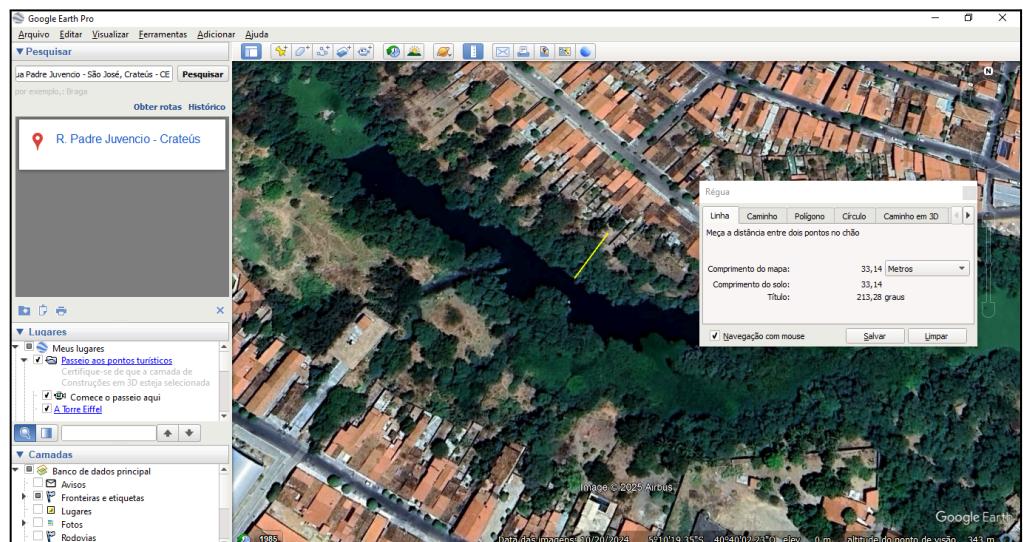
5.5 Caracterização do Terrapleno

5.5.1 Camada de terrapleno

A camada de terrapleno pode ser compreendida como o talude pré-existente à construção da estrutura de contenção. Assim, considerou-se que o solo presente nessa camada é o mesmo identificado como solo de fundação, conforme descrito no item 5.3 desta seção.

Quanto à inclinação do talude, foi determinada com base nas cotas máxima e mínima obtidas previamente, bem como na distância horizontal entre esses pontos. Essa distância, estimada em aproximadamente 33 metros, foi medida utilizando a ferramenta Google Earth (figura 36).

Figura 36 - Distância horizontal entre os pontos de cota máxima e mínima.



Fonte: Google Earth, 2025.

Com todos os dados disponíveis, a inclinação foi calculada pela razão entre a diferença das cotas máxima e mínima e a distância horizontal entre esses pontos, multiplicada por 100. Como resultado, obteve-se uma inclinação de aproximadamente 18,18° (equação 27).

$$((278 - 272) \div 33) \times 100 = 18,18^\circ \quad (27)$$

5.5.2 Camada de terrapleno superior

A camada superior de terrapleno pode ser entendida como a camada de reaterro, utilizada para preencher o espaço vazio entre o talude e a estrutura de contenção. Para essa finalidade, foi considerada uma areia de alta compacidade, com grãos angulares, tendo em vista esse tipo de solo ser mais recomendado para a execução de reaterros. Os parâmetros referentes a este tipo de solo foram obtidos através de pesquisa bibliográfica, e estão descritos na tabela 1.

Tabela 1: Dados do solo de reaterro.

AREIA COMPACTA DE GRÃOS GRANULARES		
Parâmetro	Valor	Unidade
Peso específico	20	KN/m ³
Ângulo de atrito	44	°
Coesão	0	-

Fonte: Adaptado de Engenharia Civil FSP (2013).

5.5.3 Carga no terrapleno

Considerando que a área de estudo destinada à implantação da estrutura em gabião apresenta uma elevada concentração de residências, entende-se que o terrapleno estará sujeito às cargas provenientes dessas edificações. Portanto, é essencial incluir essas cargas no processo de dimensionamento, pois elas podem influenciar significativamente o comportamento da contenção.

Com o intuito de tornar o dimensionamento mais preciso e compatível com as condições reais do local, adotou-se uma carga padrão distribuída sobre o terrapleno no valor aproximado de 34 kN/m², representando as construções existentes na região. Esse valor foi obtido por meio de pesquisa bibliográfica, com base em trabalhos acadêmicos que abordavam a análise e o dimensionamento de muros de gabião em áreas residenciais, ou seja, com características semelhantes às da área estudada neste trabalho.

5.6 Nível de água

Para que o dimensionamento seja realizado no cenário mais crítico, é necessário considerar que o nível de água presente na área de estudo seja igual à altura da fundação do

muro dimensionado. Esse seria o caso em que o fluxo de água diminuiria mais rapidamente na zona passiva da estrutura, enquanto, na região confinada, o nível ainda se manteria acima da altura da fundação. Na porção ativa, por conter solo, o rebaixamento da água ocorreria de forma mais lenta, o que resultaria em um aumento no valor do empuxo.

5.7 Dimensionamento do Muro de Gabião

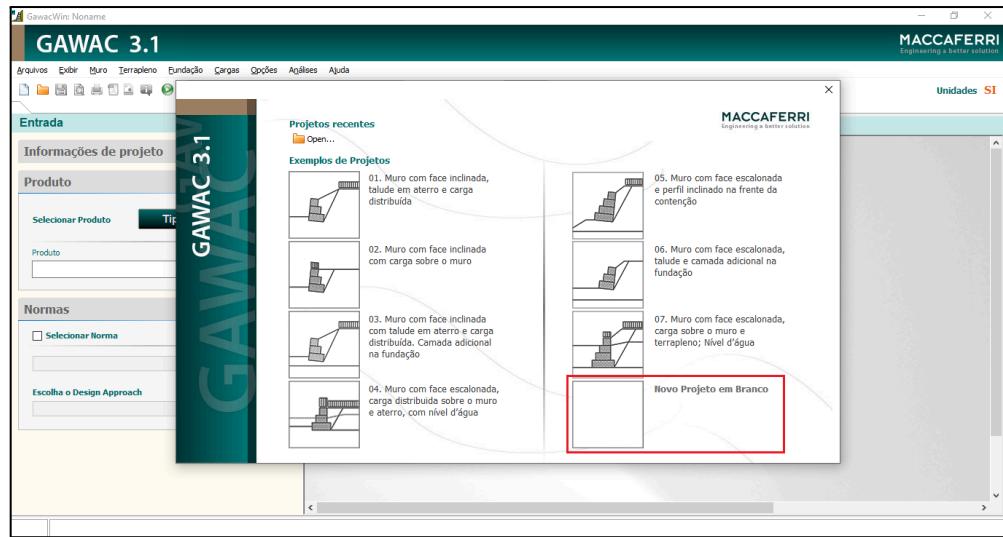
Com base nos dados obtidos nos itens anteriores, foi dimensionado um muro de gabião, considerando sua elevada permeabilidade e flexibilidade — características fundamentais para aplicações em corpos hídricos —, o que justifica sua escolha para o presente trabalho. O dimensionamento foi realizado com auxílio do software GAWAC.

Esse software foi desenvolvido para verificar contenções em gabiões utilizando o conceito GSC, um coeficiente que avalia o desempenho dos gabiões no estado limite de serviço. O GSC garante um desempenho de longo prazo, com vida útil estimada em até 120 anos. Trata-se de um método validado experimental e numericamente, o que assegura maior precisão no dimensionamento e confiabilidade no projeto. O processo também inclui a análise do estado limite último, contemplando a estabilidade contra tombamento, deslizamento, ruptura do solo de fundação e estabilidade global.

5.7.1 Dimensionamento

Ao abrir o programa GAWAC, a tela inicial apresenta diversas situações pré-definidas de aplicação dos muros de gabião, além de uma opção livre, onde o usuário pode definir seus próprios parâmetros. Assim, optou-se por iniciar um novo projeto em branco, conforme ilustrado na figura 37.

Figura 37 - Seleção de um projeto em branco.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

A seguir, foi necessário selecionar a malha do gabião e definir a agressividade do ambiente onde a estrutura será instalada (figura 38). O programa oferece duas opções: POLIMAC 80/410 e GALMAC 4R 80/270. Para ambientes com baixa agressividade, ambas são adequadas; porém, em contextos mais agressivos, como obras hidráulicas, recomenda-se a malha POLIMAC 80/410 — adotada neste projeto.

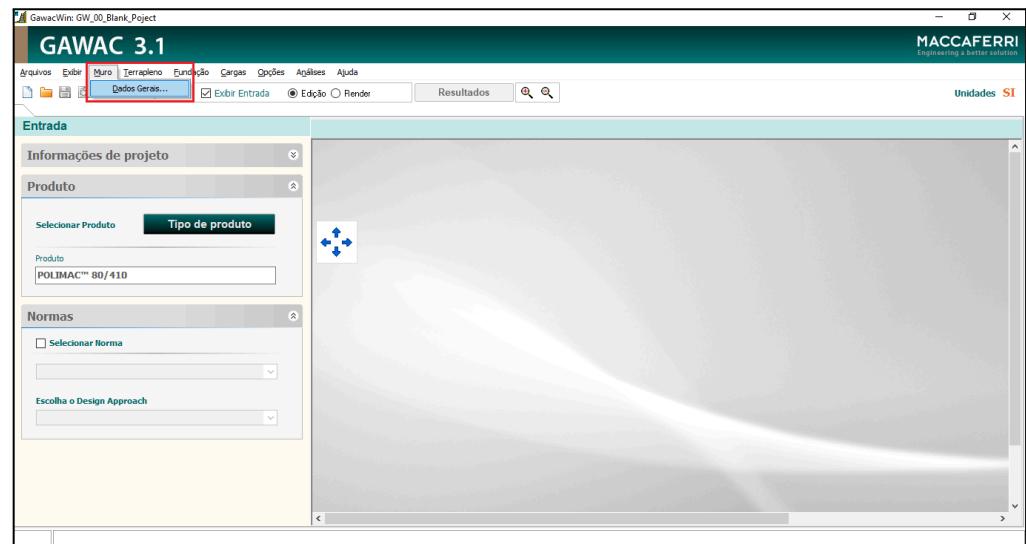
Figura 38 - Seleção da malha do muro de gabião.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

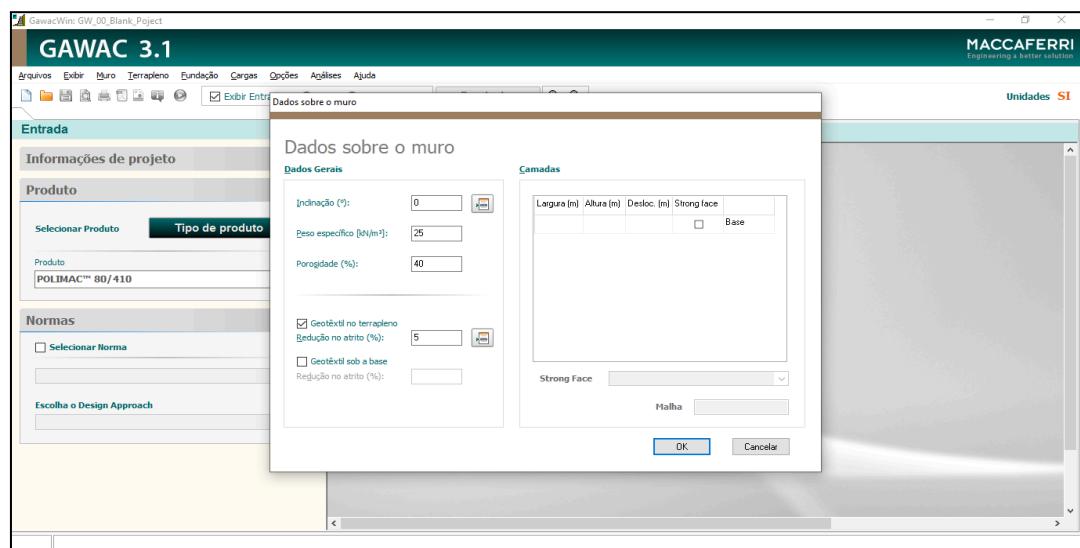
Definidos os parâmetros iniciais, a etapa seguinte consistiu na inserção dos dados do muro, como pode ser observado nas figuras 39 e 40.

Figura 39 - Seleção da janela para inserção de dados referentes ao muro.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

Figura 40 - Dados referentes ao muro.



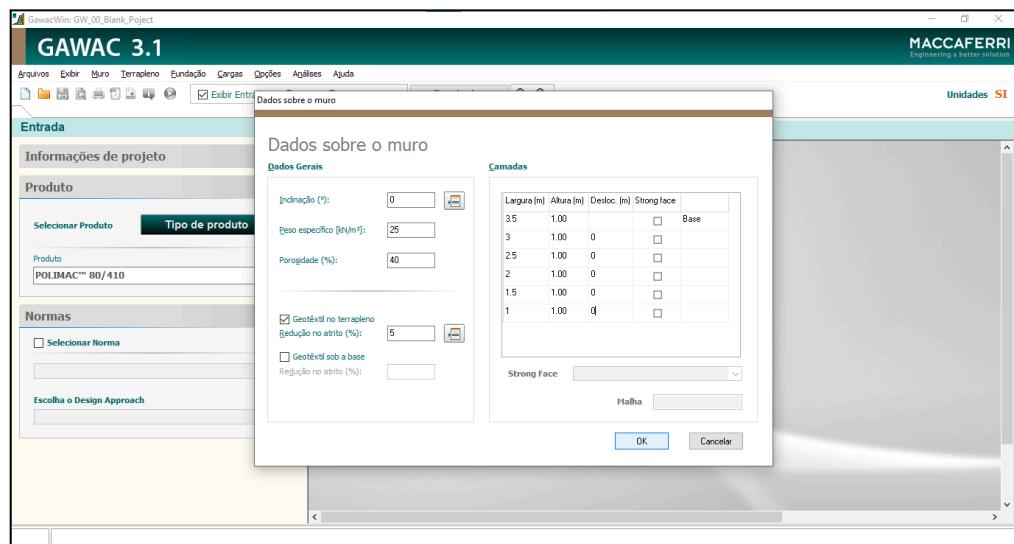
Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

A inclinação adotada no pré-dimensionamento foi de 0°, escolha fundamentada em critérios de segurança: caso o projeto fosse elaborado com a inclinação sugerida pelo programa (6°), e a execução ocorresse com valor inferior, o desempenho da estrutura poderia ser comprometido. O peso específico do muro foi considerado em 25 kN/m³, valor referente às pedras utilizadas e recomendado pelos manuais da Maccaferri.

A porosidade ideal dos muros de gabião gira em torno de 30%, porém, para maior segurança e compatibilização com a situação que ocorre na prática, adotou-se o valor de 40%. Por se tratar de uma estrutura drenante em contato com solo arenoso, utilizou-se um geotêxtil na face interna, impedindo que o solo de reaterro destruísse os vazios do gabião. Essa intervenção reduz o atrito, sendo essa perda estimada em 5%, conforme sugestão do próprio programa.

Após a inserção dos dados estruturais, definiu-se a geometria do muro (figura 41). O projeto contemplou uma altura total de 6 metros, composta por seis camadas de 1 metro cada. A base teve largura de 3,5 metros, com redução de 0,5 metro por camada subsequente, e deslocamento inicial igual a zero, conforme figura apresentada.

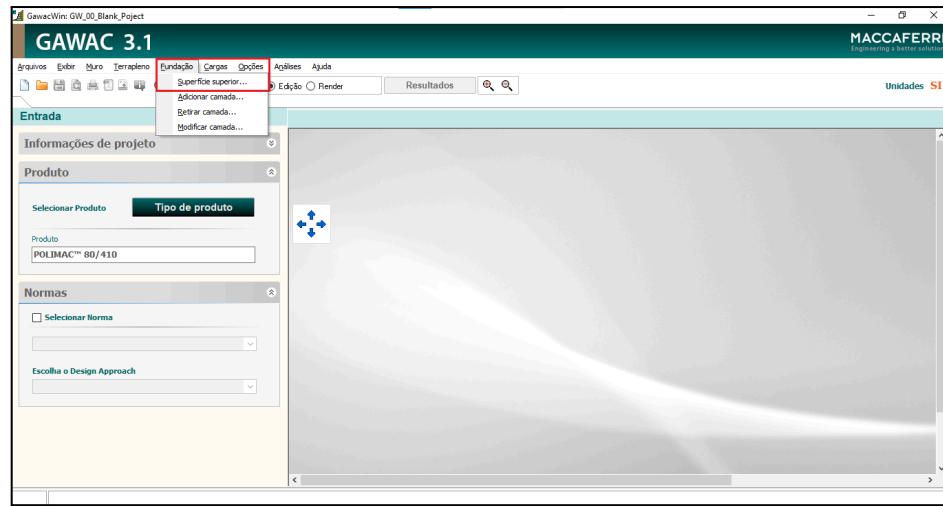
Figura 41 - Dados da geometria do muro.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

Após inserir os dados referentes ao muro, a próxima etapa do dimensionamento consistiu em caracterizar o solo de fundação. Para isso, seleciona-se o item fundação e em seguida a camada superior, como mostra a figura 42.

Figura 42 - Inserção de dados referentes à camada superior da fundação.

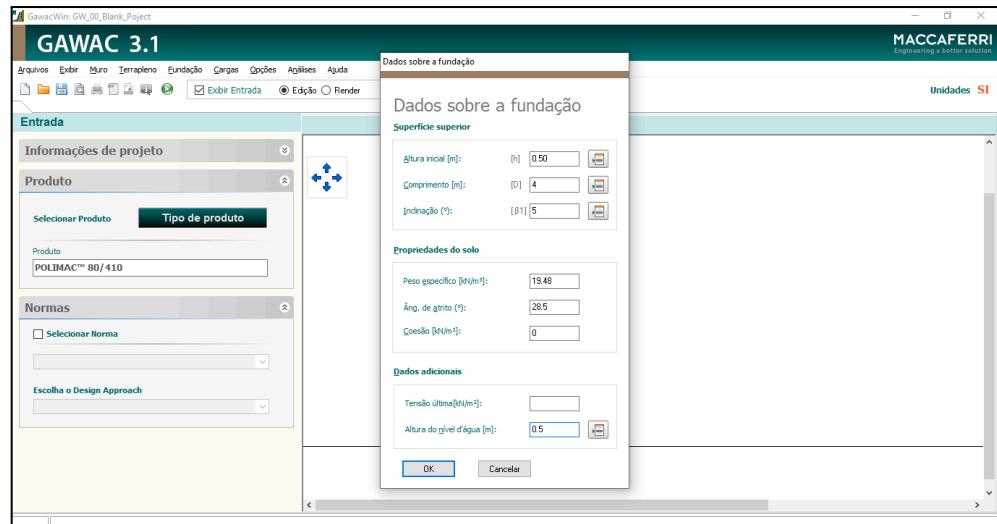


Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

Na sequência, passou-se à caracterização do solo de fundação, acessada através do item “Fundação > Camada Superior”. Uma nova janela permite a inserção dos parâmetros do solo, previamente determinados por ensaios laboratoriais e pesquisa bibliográfica a partir de amostra retirada da área de estudo. A altura inicial do muro foi fixada em 0,5 metro, com comprimento de 5 metros até o início da inclinação do leito do rio, considerado com 5°. Os parâmetros do solo inseridos foram: peso específico de 19,48 kN/m³, ângulo de atrito de 28,5°, coesão igual a zero por tratar-se de um solo arenoso, e nível d’água de 0,5 metro (figura 43).

É importante destacar ainda que, para representar o cenário mais crítico, considera-se que o nível da água atinja a altura da fundação do muro. Nessa situação, o rebaixamento da água ocorre mais lentamente na zona ativa, aumentando o empuxo devido à presença do solo, enquanto na zona passiva, o nível baixa mais rapidamente.

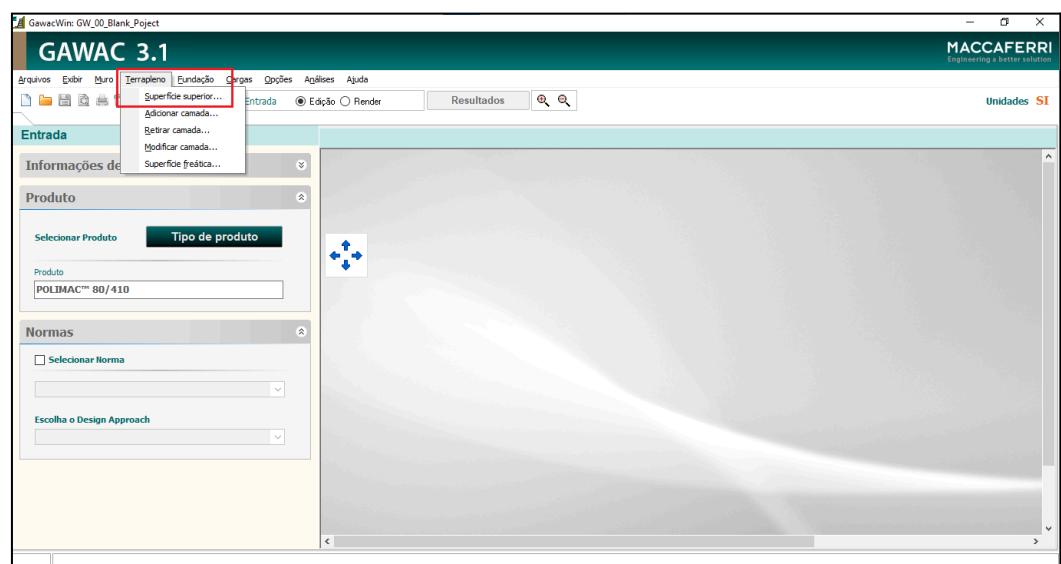
Figura 43 - Dados da fundação.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

A próxima etapa do dimensionamento consiste em definir as camadas de terrapleno. Para isso, seleciona-se a janela terrapleno e camada superior (figura 44).

Figura 44 - Camada superior de terrapleno.

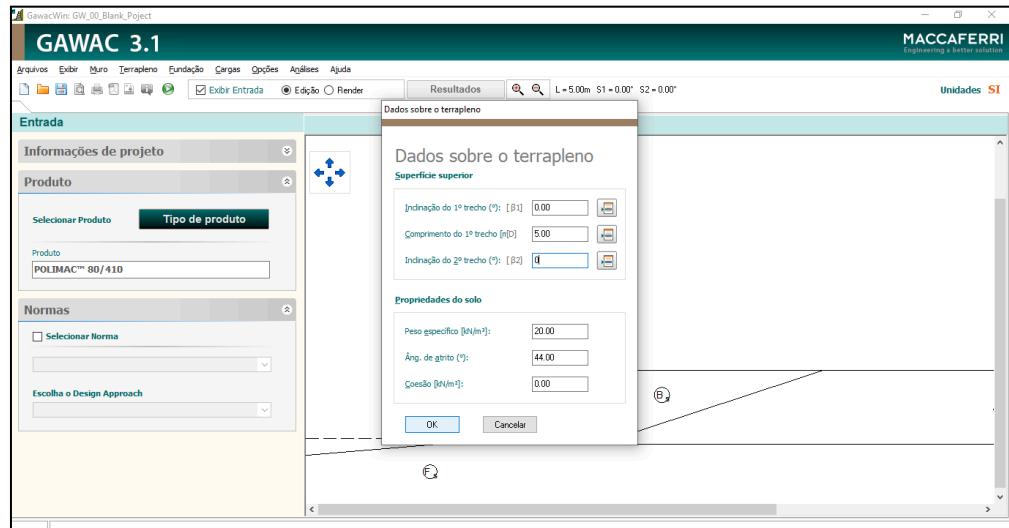


Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

Considerando que essa camada corresponde ao reaterro, foram utilizados dados de um solo padrão, baseado em pesquisa bibliográfica. Para obras que demandam reaterro, recomenda-se o uso de areia de alta compacidade. Assim, adotaram-se os parâmetros de uma areia compacta com grãos angulares: peso específico de 20 kN/m^3 , ângulo de atrito de 44° e

coesão igual a zero. A inclinação dos dois primeiros trechos foi considerada nula, com o primeiro trecho tendo comprimento de 5 metros, como pode ser visto na figura 45.

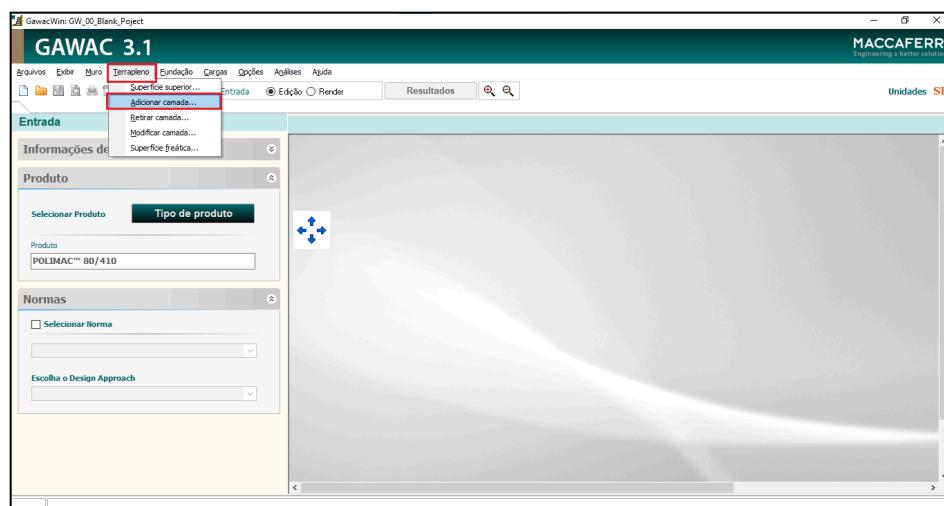
Figura 45 - Dados da camada superior de terrapleno.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

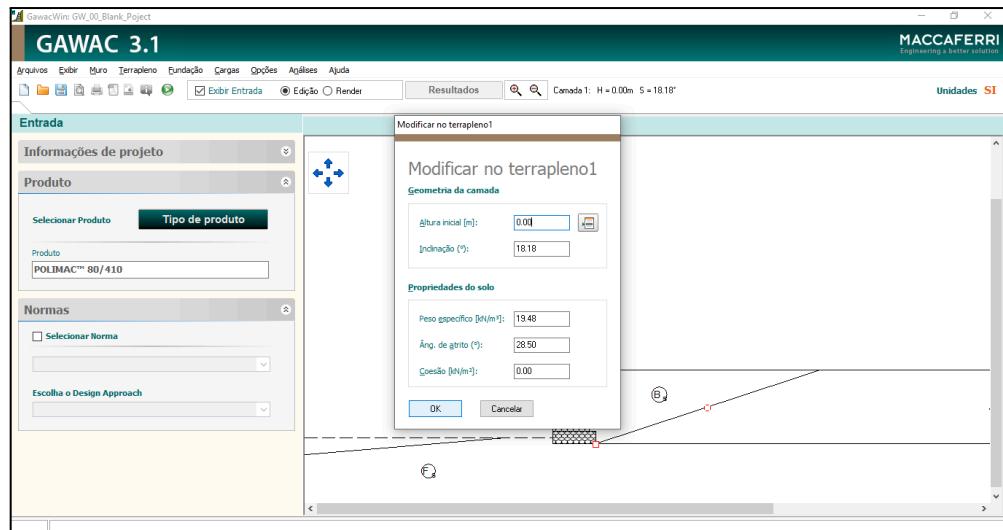
Após definir a camada superior, adicionou-se uma nova camada de terrapleno, correspondente ao talude (figura 46). Foram utilizados os mesmos parâmetros do solo de fundação, com altura inicial igual a zero e inclinação de $18,18^\circ$, calculada no item 5.5.1 deste trabalho (figura 47).

Figura 46 - Adicionar camada de terrapleno.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

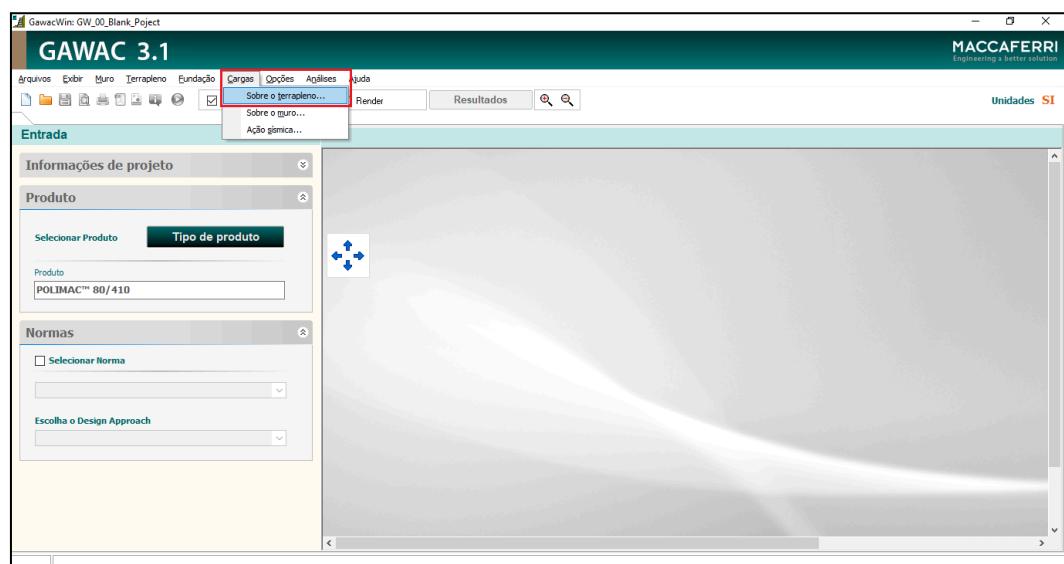
Figura 47 - Dados da camada adicionada do terrapleno.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

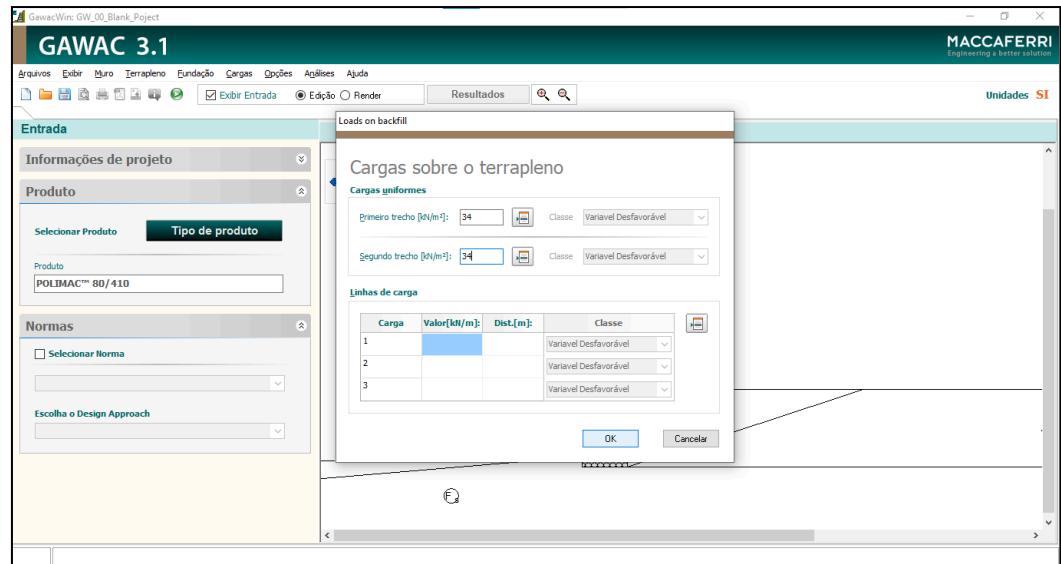
Como na área de estudo há presença de edificações residenciais, é importante considerar que estas exercem uma carga sobre o terrapleno (figura 48). Desse modo, para melhorar a precisão do dimensionamento e fazer este o mais próximo da realidade possível, foi considerada uma carga distribuída sobre o terrapleno de 34 KN/m² (figura 49). Esse valor de carga também foi obtido através de pesquisa bibliográfica.

Figura 48 - Cargas sobre o terrapleno.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

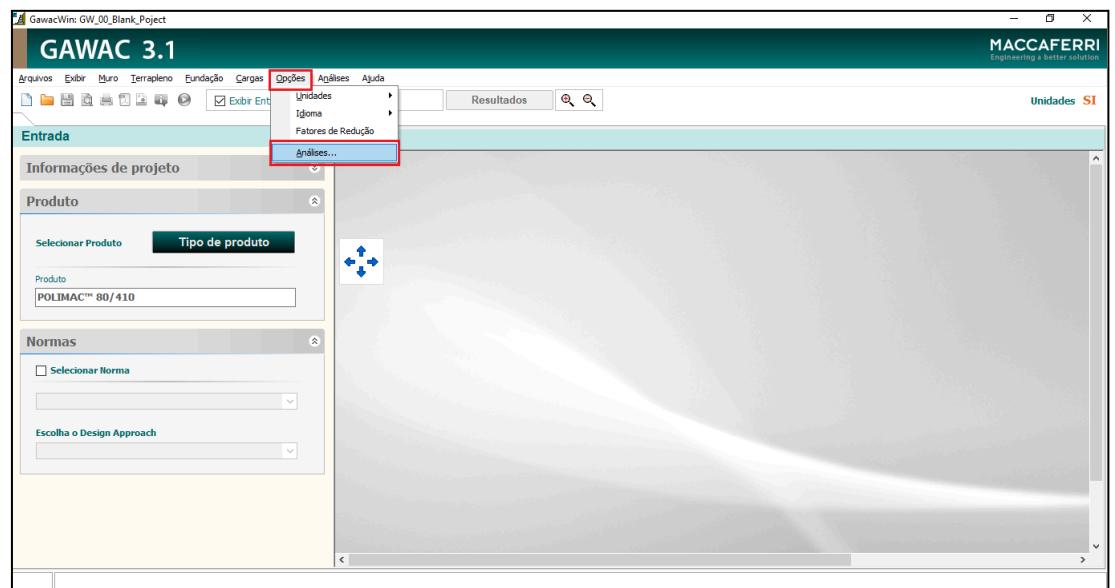
Figura 49 - Carga.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

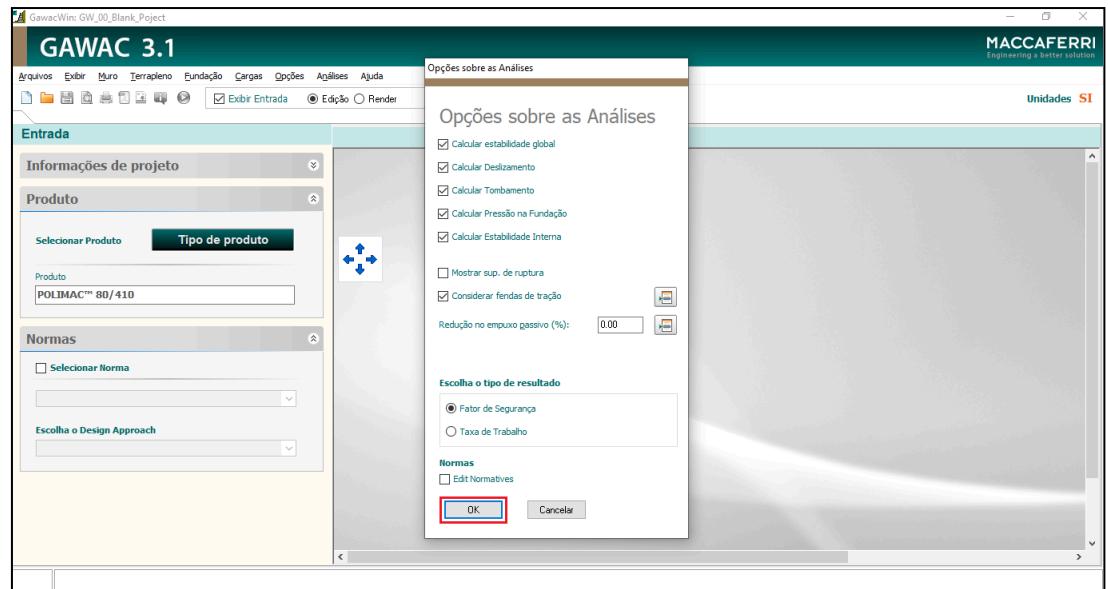
Com todos os dados inseridos, foi necessário escolher as análises a serem realizadas pelo software (figura 50). Isso foi feito acessando a janela de opções e selecionando todas as análises desejadas (figura 51).

Figura 50 - Seleção das análises desejadas.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

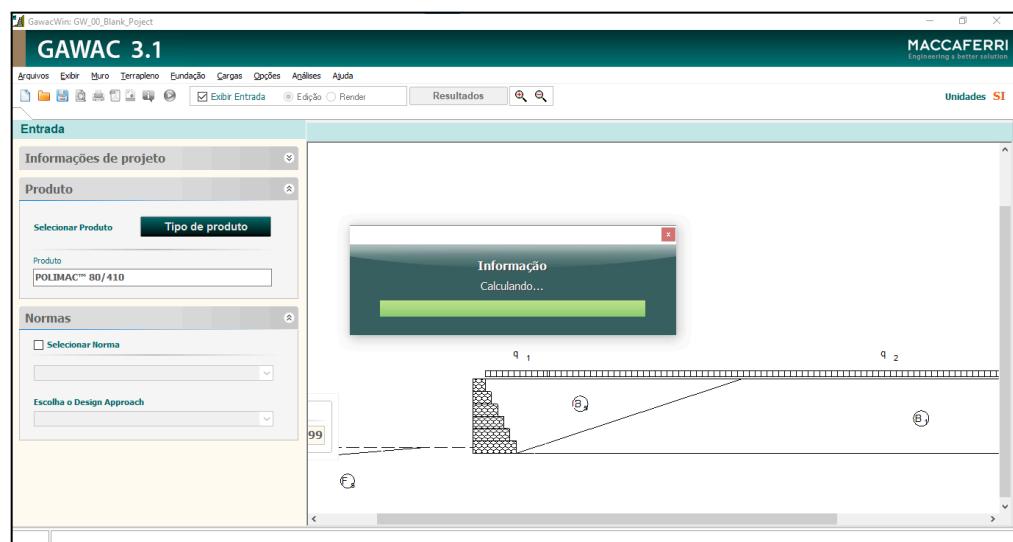
Figura 51 - Seleção das análises.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

Após a realização de todas as etapas supracitadas, é realizado o dimensionamento inicial, como visto na figura 52.

Figura 52 - Realização dos cálculos.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

Após a realização do cálculo, obtém-se os dados referentes ao estado último de serviço, bem como os dados do estado limite último, apresentados na seção 6 do presente trabalho.

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste tópico são apresentados os resultados obtidos a partir da aplicação da metodologia proposta. Inicialmente, expõem-se os resultados dos ensaios de caracterização do solo, seguidos da respectiva classificação da amostra coletada na área de estudo. Com base nesses dados, foi realizado o dimensionamento de um muro de gabião com 6 metros de altura, utilizando-se o software GAWAC.

6.1 Preparação da amostra

A partir dos procedimentos de preparação da amostra de solo descritas no item 5.2.1 deste trabalho, a amostra foi passada na peneira de malha de 2,00 mm. A partir do material passante, foram coletados 120,65 g, valor adotado como massa úmida do solo. Foram ainda coletadas três amostras de solo, armazenadas em cápsulas metálicas a fim de se obter a umidade higroscópica do solo. Os resultados obtidos encontram-se expostos na tabela 2.

Tabela 2: Umidade Higroscópica.

Umidade de Ensaio			
Cápsula Nº:	14	17	51
Tara (g):	8,83	9,02	9,40
PBU (g):	38,56	34,28	35,93
PBS (g):	38,10	33,86	35,51
P. de água (g):	0,46	0,42	0,42
P. de solo seco (g):	29,27	24,84	26,11
Umidade (%):	1,6	1,7	1,6
Umidade média (%):	1,6		

Fonte: Autor, 2025.

6.2 Peneiramento grosso

Após a obtenção de aproximadamente 661,31 g de solo para o procedimento de peneiramento da fração grossa, este material foi peneirado no conjunto de peneiras referentes ao peneiramento grosso. Após a agitação do material, as massas retidas acumuladas foram pesadas e registradas, sendo estas observadas na tabela 3.

Tabela 3: Ensaio de peneiramento da fração grossa.

Peneira		Peso retido (g)	Peso retido acum. (g)	% que passa
Pol./Nº	mm			
2"	50,0	0	0	100,0
1 1/2"	35,0	0	0	100,0
1"	25,0	92,5	92,5	97,7
3/4"	19,0	112,51	205,01	94,9
3/8"	9,5	71,85	276,86	93,1
#4	4,8	110,23	387,09	90,3
#10	2,0	274,22	661,31	83,4

Fonte: Autor, 2025.

6.3 Sedimentação

Após o início do ensaio de sedimentação conforme descrito anteriormente, foram realizadas leituras de sedimentação com o densímetro em diferentes espaços de tempo. Além disso, as temperaturas correspondentes a essas leituras também foram aferidas com o auxílio de um termômetro.

Abaixo, na tabela 4, estão expostos todos os dados obtidos durante a execução do ensaio.

Tabela 4: Dados do ensaio de sedimentação.

Tempo decorrido (s)	Leitura (L)	Temp. (°C)	Leitura (Ld)	Altura de Queda (cm)	Diâmetro (mm)	Porc. Passante (%)
30	1,014	26,3	1,001	13,72	0,067	14,2
60	1,013	26,3	1,001	13,85	0,047	13,1
120	1,0125	26,3	1,001	13,91	0,034	12,5
240	1,0115	26,3	1,001	13,38	0,023	11,4
480	1,0105	26,3	1,001	13,50	0,017	10,3
900	1,01	26,1	1,002	13,57	0,012	9,6
1800	1,01	25,9	1,002	13,57	0,009	9,6
3600	1,0095	25,5	1,002	13,63	0,006	8,9
7200	1,0095	24,8	1,002	13,63	0,004	8,7
14400	1,0095	24,5	1,002	13,63	0,003	8,6
28800	1,0095	23,5	1,002	13,63	0,002	8,3
86400	1,0075	24,1	1,002	13,88	0,001	6,2

Fonte: Autor, 2025.

6.4 Peneiramento Fino

Após a realização do ensaio de sedimentação, o material foi submetido a uma lavagem em uma peneira de malha de 0,075 mm, seco em estufa e em seguida submetido ao ensaio de peneiramento fino.

O material foi peneirado nas malhas de 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15 mm e 0,075 mm, e após a agitação das peneiras, as massas retidas acumuladas em cada peneira foram pesadas e anotadas. Na tabela 5 encontram-se expostos os resultados do ensaio.

Tabela 5: Ensaio de peneiramento da fração fina.

Peneira		Peso retido (g)	Peso retido acum. (g)	% que passa
Pol./Nº	mm			
#16	1,2	7,18	7,18	78,4
#30	0,6	22,98	30,16	62,2
#40	0,42	11,64	41,8	54,1
#150	0,25	11,04	52,84	46,3
#100	0,15	28,72	81,56	26,1
#200	0,075	15,52	97,08	15,2

Fonte: Autor, 2025.

6.5 Densidade real dos grãos

Com base nos procedimentos descritos no item 5.2.5, foi possível realizar o ensaio para a determinação da densidade real dos grãos. Os valores indicados como P1 correspondem ao peso dos picnômetros vazios; P2 refere-se ao peso do conjunto picnômetro + solo; P3 representa o peso do conjunto picnômetro + solo + água; e P4 diz respeito ao peso do conjunto picnômetro + água.

A partir desses dados e utilizando a equação 27, apresentada no item 5.2.6, foram calculados os valores da densidade real dos grãos, conforme demonstrado no Quadro 1.

Quadro 1: Ensaio para a determinação da densidade real dos grãos.

DENSIDADE REAL DOS GRÃOS						
Picnômetro	P1	P2	P3	P4	D _t	D ₂₀
2	29,35	39,78	86,88	80,44	2,614	2,610
5	31,15	41,44	87,21	80,85	2,618	2,615
4	29,97	40,46	86,57	80,07	2,629	2,625

3	29	39,28	85,63	79,25	2,636	2,632
10	31,02	41,25	87,74	81,38	2,643	2,640
8	30,78	41,12	87,23	80,8	2,645	2,641
6	30,69	41,1	87,4	80,92	2,649	2,645
7	30,9	41,39	87,7	81,17	2,649	2,645
9	30,82	41,18	87,88	81,43	2,650	2,646
1	30,79	41,18	87,36	80,88	2,657	2,654

Fonte: Autor, 2025.

Os valores destacados em verde, referem-se aos resultados obtidos pela média de duas determinações e que não diferiram a 0,009 à uma temperatura de 20º C.

6.6 Limite de liquidez

Após a realização do ensaio de limite de liquidez realizado conforme o item 5.2.7, foram obtidos os dados necessários para a determinação da umidade do solo estudado, assim como do seu limite de plasticidade. A partir da tabela 6, é possível observar os dados obtidos a partir do ensaio.

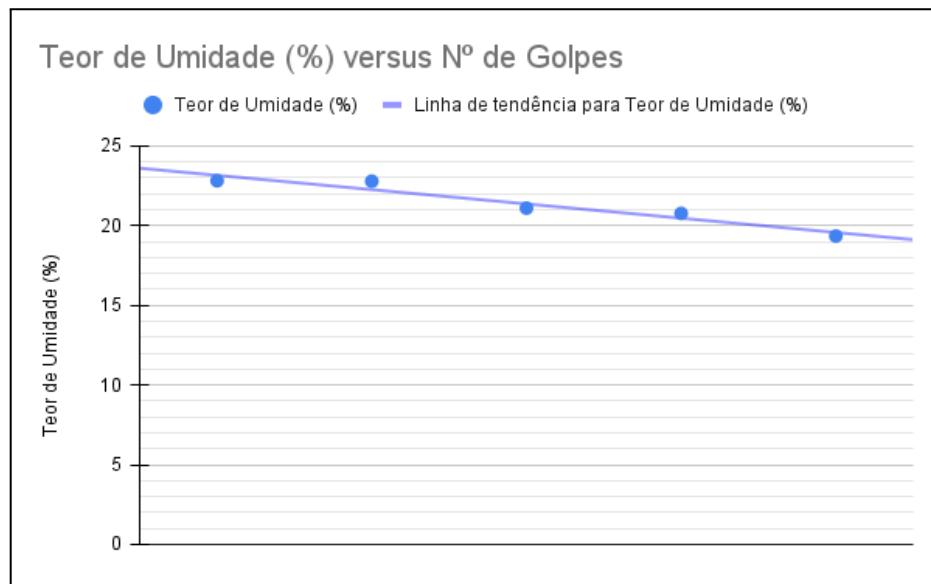
Tabela 6: Dados obtidos no ensaio de limite de liquidez.

Cápsula	20	49	10	14	19
Nº de golpes	39	30	25	21	11
PBU	11,53	11,91	10,41	12,19	11,99
PBS	11,04	11,37	9,94	11,57	11,26
Tara	8,68	8,81	7,51	8,86	8,06
Peso da água	0,49	0,54	0,47	0,62	0,73
Peso do solo seco	2,36	2,56	2,43	2,71	3,2
Umidade	0,2076	0,2109	0,1934	0,2278	0,2281
Umidade (%)	20,76	21,09	19,34	22,78	22,81

Fonte: Autor, 2025.

Através desses dados, foi plotado um gráfico do teor de umidade versus o número de golpes, obtendo-se assim a figura 53.

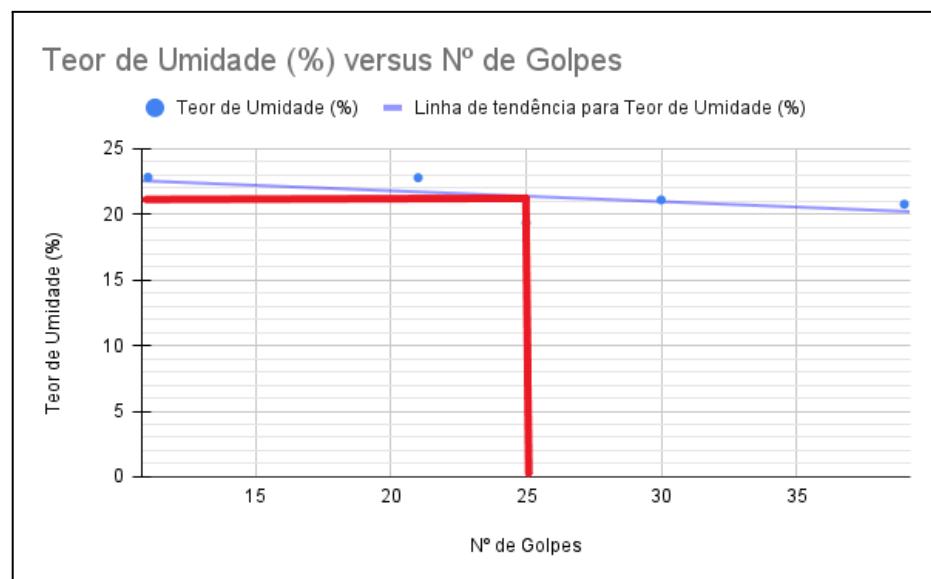
Figura 53 - Gráfico Teor de Umidade em Função do Número de Golpes (Método de Casagrande).



Fonte: Autor, 2025.

Como o limite de liquidez é determinado a partir da intersecção referente a 25 golpes, o limite de liquidez pode ser determinado, sendo este igual a aproximadamente 21% (figura 54).

Figura 54 - Gráfico Determinação do Limite de Liquidez.



Fonte: Autor, 2025.

6.7 Limite de plasticidade

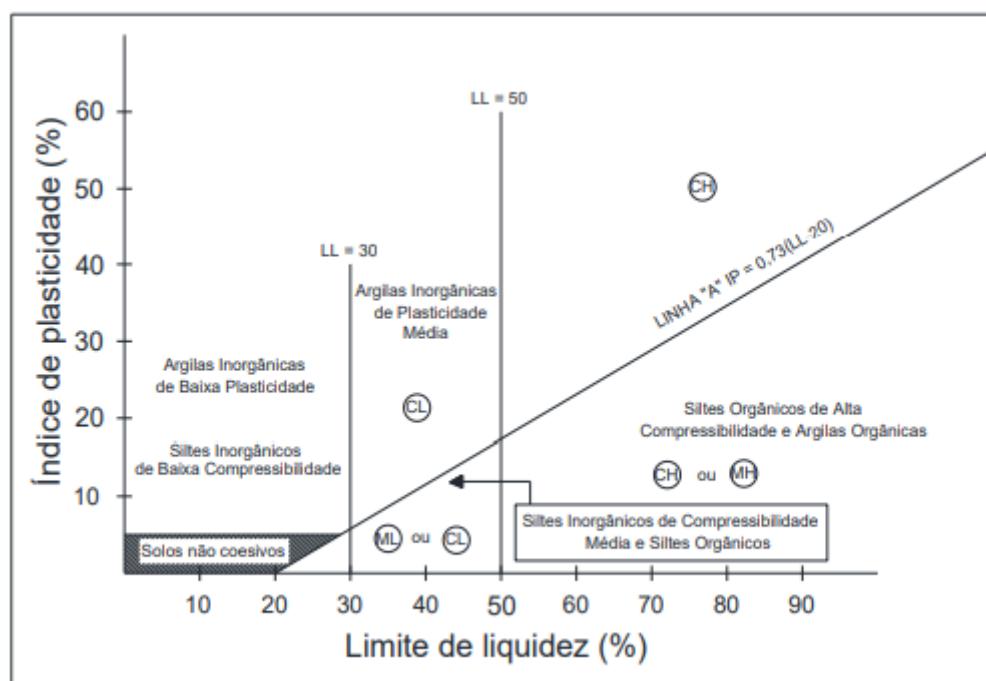
Por tratar-se de um solo arenoso, não foi possível realizar o ensaio que determina o limite de plasticidade do solo, desse modo, este foi classificado como um solo não plástico.

6.8 Classificação do solo

De acordo com os dados obtidos no ensaio de peneiramento, cerca de 15,2% da amostra passou na peneira nº 200, o que, utilizando os parâmetros sugeridos pelo fluxograma do anexo, indica que menos de 50% do material é passante, classificando o solo como de granulação grossa. Além disso, como aproximadamente 90,3% do material passou na peneira nº 4, o solo é classificado como arenoso (S).

A fração que passou na peneira nº 200 corresponde a 15,2%, sendo, portanto, superior a 12%. Com isso, conforme indicado no fluxograma, é necessária a análise dos dados dos limites de Atterberg. Como o solo foi classificado como não plástico e apresentou limite de liquidez em torno de 21%, ambos os parâmetros situam-se abaixo da linha “A” e fora da zona hachurada do gráfico de plasticidade (figura 55).

Figura 55 - Gráfico de Plasticidade.



Fonte: PORTO, Marcos. *Classificação dos solos: fundamentos de engenharia geotécnica*. Fortaleza: IFCE, 2024. Nota de aula.

Assim, segundo os critérios do fluxograma, o solo é classificado como areia siltosa, representada pela sigla SM.

A partir de uma pesquisa bibliográfica, foi possível determinar os parâmetros referentes a um solo de areia siltosa, desse modo, esses parâmetros podem ser observados a partir da tabela 7.

Tabela 7: Dados do solo de fundação.

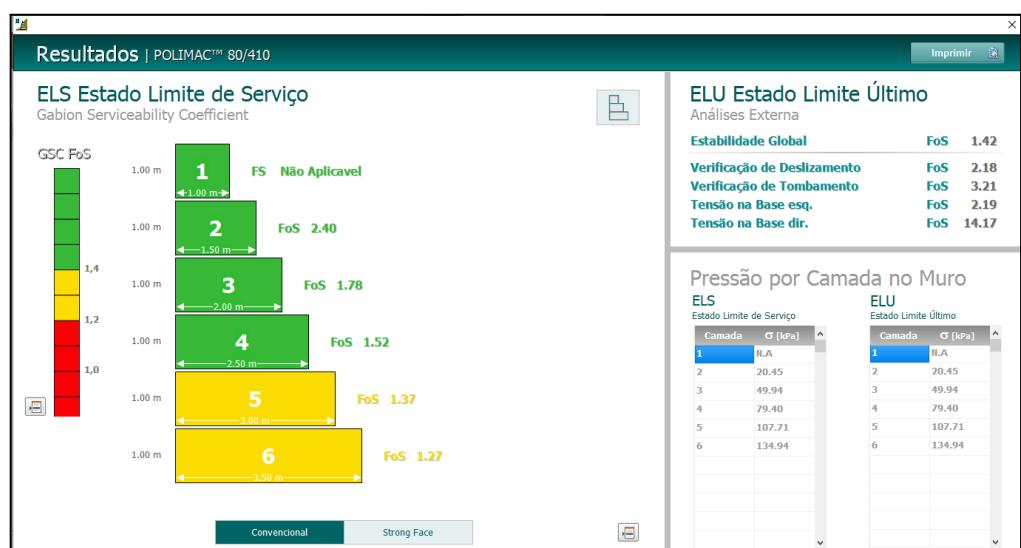
AREIA SILTOSA		
Parâmetro	Valor	Unidade
Peso específico	19,48	KN/m ³
Ângulo de atrito	28,5	°
Coesão	0	-

Fonte: Adaptado de, SILVA, Marilia *et al.*, *Caracterização geotécnica de uma areia siltosa pertencente ao município de Caruaru.*

6.9 Dimensionamento do Muro de Gabião

Após a inserção de todos os parâmetros de dimensionamento, obtém-se os dados referentes ao estado último de serviço, bem como os dados do estado limite último expostos na figura 56.

Figura 56 - Resultados preliminares.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

Quando analisado os dados gerados para o estado limite de serviço, é possível observar que as camadas 5 e 6 não apresentam desempenho satisfatório, ou seja, a cor amarela indica que essas camadas devem ser reavaliadas.

Já com relação a análise do estado limite último, a NBR 11682 de 2009, que trata de estabilidade de encostas, determina que os fatores de segurança mínimo para uma estrutura de contenção devem estar de acordo com os valores apresentados na tabela 8.

Tabela 8: Fatores de segurança mínimos estabelecidos pela NBR 11682.

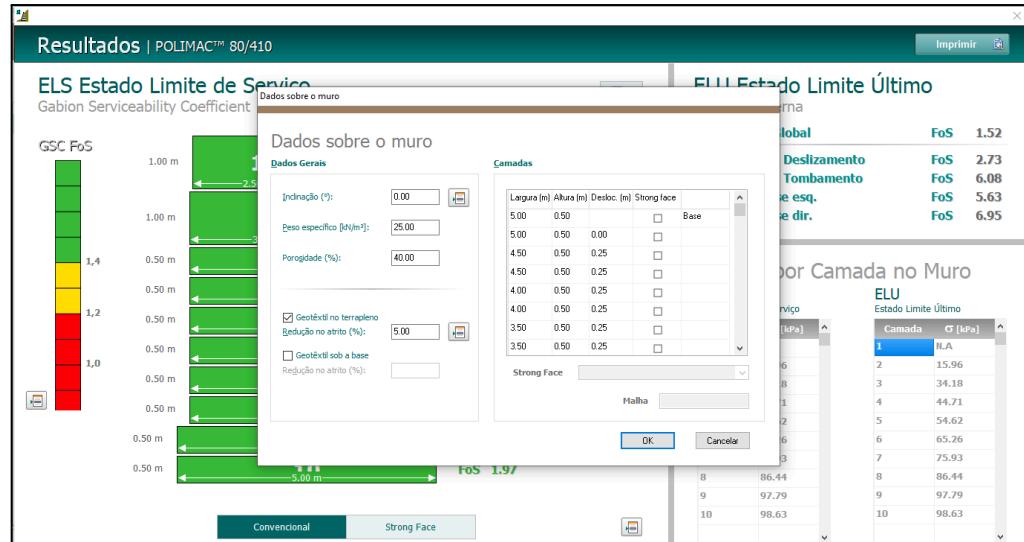
FATOR DE SEGURANÇA	
Estabilidade global	1,5
Deslizamento da base	1,5
Tombamento	2
Capacidade de carga da fundação	3

Fonte: Autor, 2025.

Comparando os fatores de segurança mínimos estabelecidos pela norma, com os valores obtidos no dimensionamento, é visto que o fator de segurança da estabilidade global não é atendido, o que reforça que o dimensionamento deve ser refeito.

Para atender aos critérios de segurança, realizou-se a alteração da geometria do muro: algumas camadas passaram de 1 metro para 0,5 metro de altura, novas camadas foram adicionadas, houve aumento nas larguras e um deslocamento horizontal de 0,25 metro a partir da 9^a camada. A nova geometria está ilustrada na figura 57.

Figura 57 - Modificação da geometria da estrutura.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

Após a alteração na geometria, é verificado novamente se os fatores de segurança mínimos são atendidos (figura 58).

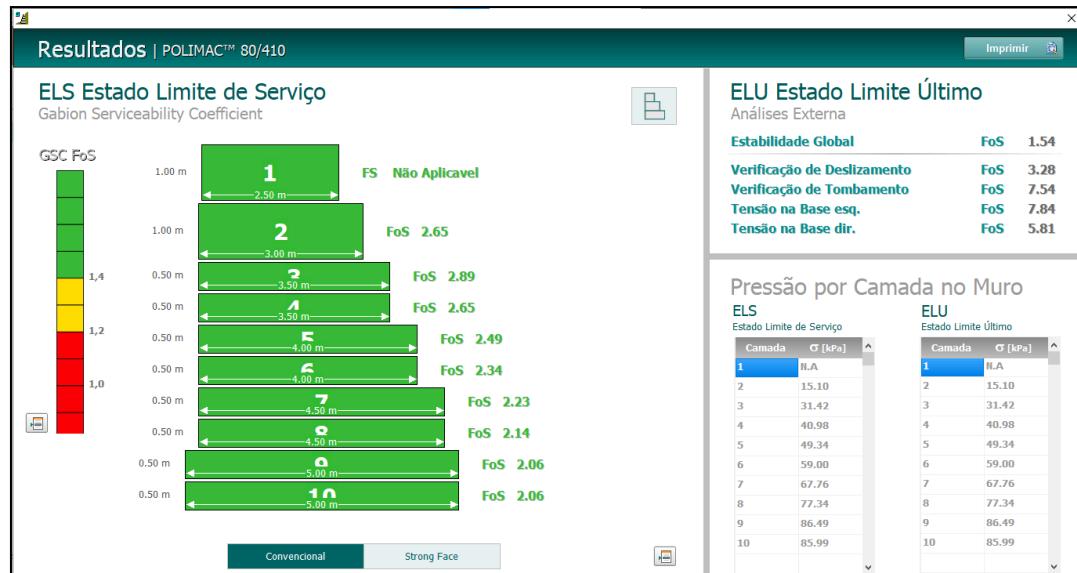
Figura 58 - Resultados corrigidos.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

Desse modo, comparando os valores obtidos na segunda análise com os estabelecidos pela norma, é possível afirmar que estes estão em conformidade com a mesma. Além disso, apesar de o dimensionamento já apresentar resultados satisfatórios, foi modificada a inclinação do muro de 0° para 6° , com o objetivo de verificar se essa inclinação comprometeria os resultados.

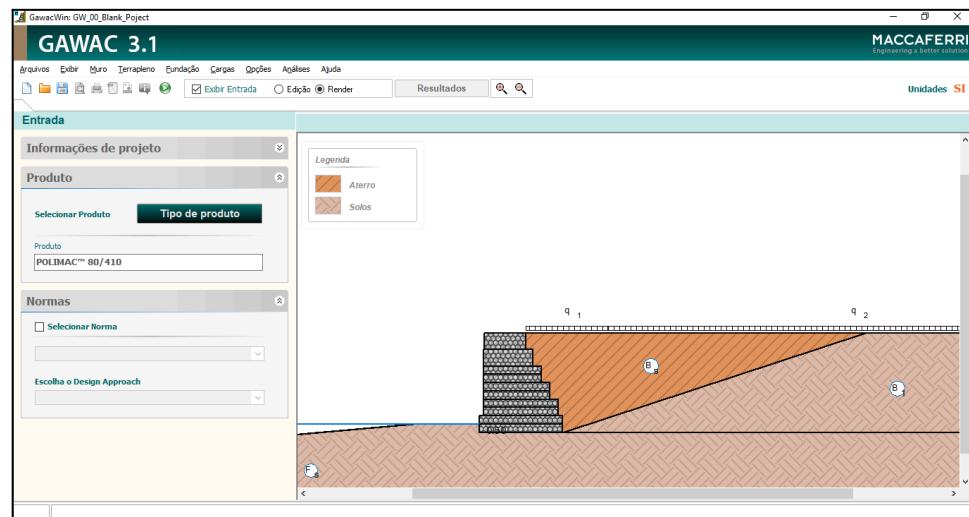
Figura 59 - Resultados referentes a uma inclinação do muro de 6°.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

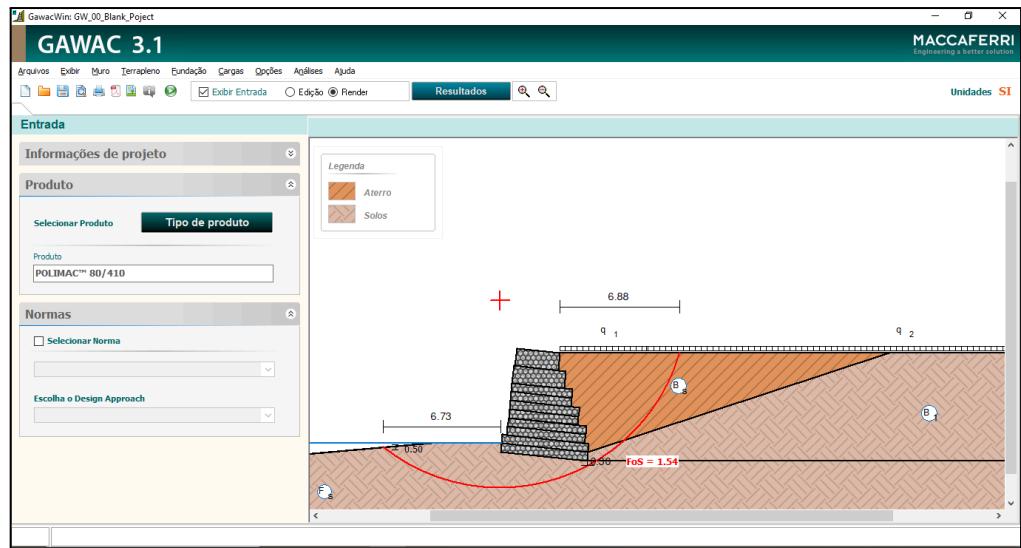
Conforme a figura 59, mesmo com a inclinação de 6°, o muro atende aos fatores de segurança mínimos estabelecidos pela norma, apresentando, inclusive, melhoria no fator de segurança da estabilidade global. Abaixo, seguem as figuras 60 e 61 comparativas dos muros com e sem inclinação respectivamente.

Figura 60 - Muro sem inclinação.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

Figura 61 - Muro com inclinação.



Fonte: Adaptado de GAWAC, 2025.

Os resultados obtidos no dimensionamento indicam que a solução proposta é aplicável a toda a área de estudo, uma vez que a estrutura de gabião foi dimensionada para a seção mais crítica do trecho analisado e, mesmo nessas condições, atende a todos os critérios de segurança, assegurando não apenas a estabilidade da estrutura, mas também o conforto dos usuários.

7. CONCLUSÕES

Com o objetivo de mitigar os impactos causados pela erosão e pelo assoreamento observados nas margens do rio Poti, na zona urbana do município de Crateús – CE, foi desenvolvido o dimensionamento de um muro de gabião, em conformidade com o objetivo geral deste trabalho. Para tanto, foram seguidas etapas fundamentais que permitiram a análise detalhada das condições locais e a definição da solução mais adequada à realidade da área estudada.

A primeira etapa consistiu na caracterização do solo do local destinado à construção da estrutura. Por meio de ensaios laboratoriais, foram determinadas propriedades físicas como granulometria, limites de consistência e densidade real dos grãos. Com base nos resultados obtidos e em dados complementares da literatura técnica, identificou-se que o solo de fundação e de terrapleno se classifica como areia siltosa, com peso específico de 19,48 kN/m^3 , ângulo de atrito interno de $28,5^\circ$ e coesão igual a zero. Essas informações foram fundamentais para compreender o comportamento geotécnico do terreno e subsidiar as etapas posteriores do projeto.

Considerando as características do solo e o contexto ambiental da área — marcada por processos erosivos intensos e alta vulnerabilidade ao assoreamento —, optou-se pelo uso de gabiões como solução de contenção. Essa escolha foi fundamentada em sua viabilidade técnica, facilidade de execução, elevada capacidade drenante e compatibilidade com a topografia local, atendendo ao segundo objetivo específico.

O dimensionamento da estrutura foi realizado com o auxílio do software GAWAC, considerando as condições de estabilidade nos Estados Limite Último e de Serviço. Inicialmente, a configuração proposta não atendeu plenamente aos critérios normativos, especialmente quanto à estabilidade global. Em resposta a isso, foram implementadas alterações no projeto, como o redimensionamento das camadas, ampliação da base e introdução de deslocamentos horizontais entre os módulos. Após esses ajustes, os resultados indicaram que a estrutura passou a atender aos requisitos de segurança estabelecidos pelas normas técnicas, garantindo sua eficiência. Assim, foram alcançados os objetivos relacionados ao dimensionamento e à verificação da conformidade técnica da solução adotada.

Conclui-se, portanto, que o muro de gabião projetado representa uma alternativa eficaz e segura para a contenção e proteção das margens do rio Poti, contribuindo significativamente para o controle da erosão e do assoreamento em áreas urbanas. O

cumprimento dos objetivos propostos reforça a aplicabilidade dessa solução em contextos similares, sendo recomendada para regiões que demandam intervenções sustentáveis e de baixo impacto ambiental.

Para estudos futuros, sugere-se a realização de análises que considerem variações de carregamento ao longo do tempo, a execução de ensaios experimentais que complementem as simulações numéricas, bem como um estudo aprofundado de viabilidade econômica da solução adotada.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6457:2024. *Solos — Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade*. Rio de Janeiro, 2024.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6458:2025. *Solos — Determinação da massa específica dos sólidos, da massa específica aparente e da absorção de água da fração retida na peneira com abertura de 2,0 mm*. Rio de Janeiro, 2025.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6459:2016. *Solo — Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7180:2016. *Solo — Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7181:2025. *Solo — Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 2025.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 17212:2025. *Solos — Determinação da massa específica dos sólidos da fração passante na peneira com abertura de 2,0 mm*. Rio de Janeiro, 2025.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682:2009. *Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro, 2009.
- BARNES, Graham. *Mecânica dos solos: princípios e práticas*. 3. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016.
- BOHRER, L. S.; ANTUNES, A. M.; AZAMBUJA, E. Diagnóstico e projeto de contenção-monumento para estabilização de um talude de corte em solo residual de arenito arcoseano. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS – COBRAE 2017, 12., 2017, Florianópolis. Anais [...]. São Paulo: ABMS, 2017. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/346426259>. Acesso em: 19 jul. 2025.
- CAPUTO, H. P. *Mecânica dos solos e suas aplicações*. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2014.
- COELHO, D. P. et al. Estudo de patologias em estruturas de contenção / Study of Pathologies in Containment Structures. *Brazilian Journal of Development*, [S. l.], v. 7, n. 11, p. 109418–109441, 2021. DOI: 10.34117/bjdv7n11-527. Disponível em: <https://ojs.brazilianjournals.com.br/ojs/index.php/BRJD/article/view/40306>. Acesso em: 7 jan. 2025.
- DAMASCENO, L. M. O. et al. Qualidade da água do rio Poty para consumo humano, na região de Teresina, PI. *Revista Verde de Agroecologia e Desenvolvimento Sustentável*, [S. l.], v. 3, n. 3, p. 116–130, 2008. DOI: 10.18378/rvads.v3i3.118. Disponível em: <https://www.gvaa.com.br/revista/index.php/RVADS/article/view/118>. Acesso em: 8 jan. 2025.

DAS, Braja M. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 3. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DAS, Braja M. *Princípios de engenharia de fundações*. 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2016.

ENGENHARIA CIVIL FSP. *Parâmetros dos solos: cálculo de fundações*. [S. l.], 2013. Disponível em: <https://engenhariacivilfsp.wordpress.com/wp-content/uploads/2013/11/parc3a2metros-dos-solos-cc3a1culo-de-fundac3a7c3b5es.pdf>. Acesso em: 19 jul. 2025.

FALCONE, Frederico et al. *Fundações: teoria e prática*. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

FINOTTI, Giselle Barbosa de S. et al. Estruturas de contenção em gabiões para estabilidade de encostas em processos erosivos. 2013. 180 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2013. Disponível em: https://files.cercomp.ufg.br/weby/up/140/o/ESTRUTURAS_DE_CONTEN%C3%87%C3%883O_EM_GABI%C3%95ES_PARA_ESTABILIDADE_DE_ENCOSTAS_EM_PROCESSOS_EROSIVOS.pdf. Acesso em: 4 fev. 2025.

GERSCOVICH, Denise. *Contenções: teoria e aplicações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Censo 2022: 87% da população brasileira vive em áreas urbanas. *Agência IBGE Notícias*, 14 nov. 2024. Disponível em: <https://agenciadenoticias.ibge.gov.br/agencia-noticias/2012-agencia-de-noticias/noticias/41901-censo-2022-87-da-populacao-brasileira-vive-em-areas-urbanas>. Acesso em: 9 jan. 2025.

INFOSANBAS. Crateús – CE. *Infosanbas*, [s.d.]. Disponível em: <https://infosanbas.org.br/municipio/crateus-ce/>. Acesso em: 9 jan. 2025.

MACCAFERRI. *Obras de contenção*. São Paulo, 2017. Disponível em: <https://www.maccferri.com.br/download/tm-br-manual-obras-de-contencao-pt-jan22-pdf>. Acesso em: 3 fev. 2025.

MACCAFERRI. *Revestimento de canais e cursos de água*. São Paulo, 2017. Disponível em: https://marcosporto.eng.br/wp-content/uploads/2018/02/TM_-BR_-Manual-de-Canais_-PT_-Feb21.pdf. Acesso em: 3 fev. 2025.

MELLO, V. F. B. de. Parâmetros dos solos: cálculo de fundações. [S. l.]: [s. n.], 2013. Disponível em: <https://engenhariacivilfsp.wordpress.com/wp-content/uploads/2013/11/parc3a2metros-dos-solos-cc3a1culo-de-fundac3a7c3b5es.pdf>. Acesso em: 19 jul. 2025.

NETO, Sales Felix da S. Desenvolvimento de uma planilha no software Excel para o dimensionamento de muros de arrimo por gravidade. 2020. 54 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal Rural do Semiárido, Pau dos Ferros, 2020. Disponível em: <https://repositorio.ufersa.edu.br/items/018a3150-c423-4883-9818-bba692f709aa>. Acesso em: 3 fev. 2025.

OLIVEIRA, Jomara Cavalcante de; FALSARELLA, Orandi Mina; MARIOSA, Duarcides Ferreira. Expansão urbana e o impacto em riachos brasileiros: revisão bibliográfica. In: *IV SUSTENTARE e VII WIPIS: Workshop Internacional de Sustentabilidade, Indicadores e Gestão de Recursos Hídricos*, 2022, Piracicaba (SP). Anais [...]. Online. Disponível em: https://www.even3.com.br/anais/sustentare_wipis_2022/574504-EXPANSAO-URBANA-E-O-IMPACTO-EM-RIACHOS-BRASILEIROS--REVISAO-BIBLIOGRAFICA. Acesso em: 8 jan. 2025.

PALMEIRA, Rafael Augusto. Estudo do comportamento mecânico de uma areia-siltosa na região de Bragança: ensaio triaxial. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia da Construção) – Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, 2019.

PANTA, G. et al. Processos erosivos no córrego Braço Frio: aspectos da erosão em ambientes urbanos na costa oriental do Nordeste do Brasil. *GeoPUC*, Rio de Janeiro, v. 15, n. 29, 2023. Disponível em: <https://geopuc.emnuvens.com.br/revista/article/view/16>. Acesso em: 7 jan. 2025.

PORTO, Marcos. *Classificação dos solos: fundamentos de engenharia geotécnica*. Fortaleza: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará – IFCE, Departamento de Construção Civil, 2024. Nota de aula. Disponível em: <https://marcosporto.eng.br/wp-content/uploads/2018/02/Nota-de-Aula-Classifica%C3%A7%C3%A3o-dos-Solos-1.pdf>. Acesso em: 16 jul. 2025.

BAPTISTA, M. B.; CARDOSO, A. S; Rios e cidades: uma longa e sinuosa história... *Revista da UFMG*, Belo Horizonte, v. 20, n. 2, p. 124–153, 2016. DOI: 10.35699/2316-770X.2013.2693. Disponível em: <https://periodicos.ufmg.br/index.php/revistadufmg/article/view/2693>. Acesso em: 6 jan. 2025.

SANTOS, F. B. dos et al. Análise de estabilidade de talude de corte com uso de geogrelha como reforço: estudo de caso em um campus universitário. *Revista SODEBRAS*, v. 17, n. 195, p. 84–91, jul. 2022.

SILVA, D. S.; OLIVEIRA, C. da R.; BARROS, M. R. A.; Solo grampeado e muro de gabião: uma discussão das vantagens e desvantagens de tais técnicas. *Caderno de Graduação - Ciências Exatas e Tecnológicas - UNIT - SERGIPE*, [S. l.], v. 8, n. 3, p. 36–55, 2024. Disponível em: <https://periodicos.set.edu.br/cadernoexatas/article/view/12055>. Acesso em: 6 jan. 2025.

SOARES, F. L. da C. et al. *Geomorfologia urbana e problemas ambientais na planície fluvial do rio Poti na cidade de Crateús, Ceará*. In: *14º SINAGEO – Simpósio Nacional de Geomorfologia*, 2023, Corumbá. Disponível em: <https://www.sinageo.org.br/2023/trabalhos/12/419-153.html>. Acesso em: 10 jan. 2025.

SOUZA, R. E. R. D. Avaliação de soluções para estruturas de contenção: muros de flexão e muros de gravidade em concreto ciclópico. 2021. 81 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2021. Disponível em: <https://repositorio.ifpb.edu.br/bitstream/177683/1719/1/TCC%20Rayanne%20Emanuelle%20Rodrigues%20de%20Sousa.pdf>. Acesso em: 3 fev. 2025.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO RIO DE JANEIRO. *Estruturas de contenção: muros de arrimo*. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>. Acesso em: 22 mar. 2025.

40º BATALHÃO DE INFANTARIA (40º BI). Turismo. *Exército Brasileiro*, Crateús, CE, [s.d.]. Disponível em: <https://40bi.eb.mil.br/index.php/turismo>. Acesso em: 9 jan. 2025.

ANEXOS

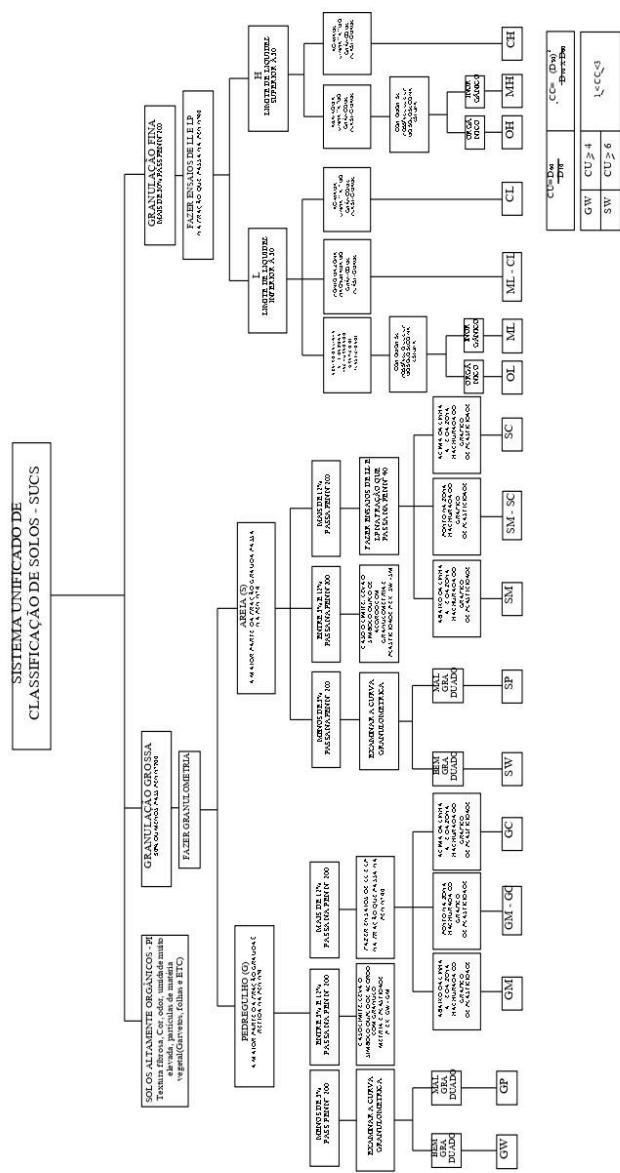


Figura A01 - Fluxograma geral de classificação SUCS.

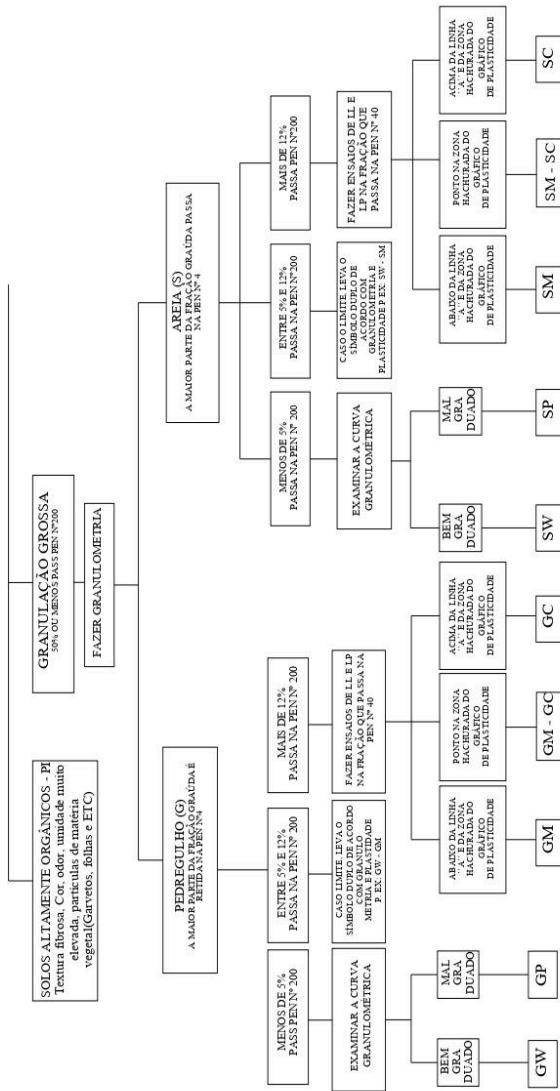


Figura A02 - Fluxograma de classificação SUCS considerando somente os solos de granulação grossa.

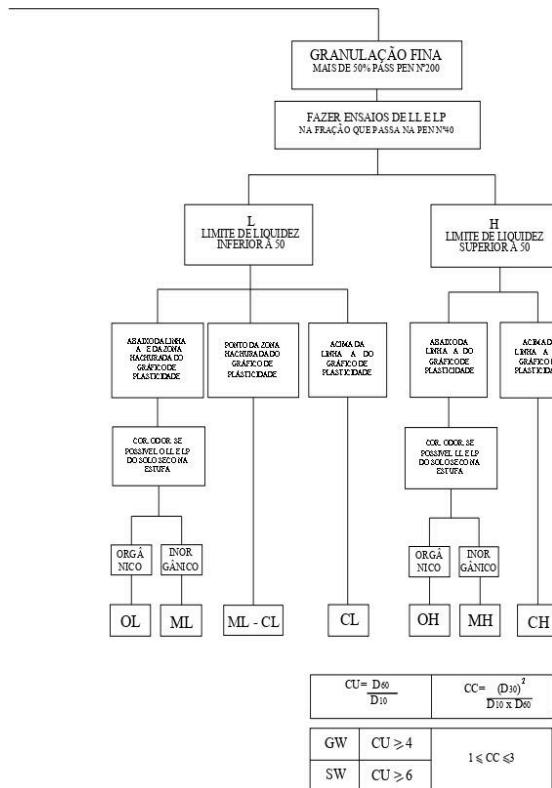


Figura A03 - Fluxograma de classificação SUCS considerando somente os solos de granulação fina.