

**UNIVERSIDADE NOVE DE JULHO**

**PROGRAMA DE MESTRADO E DOUTORADO EMCIDADES INTELIGENTES E  
SUSTENTÁVEIS**

**FLÁVIO FONTES DA CRUZ**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE GABIÕES ELETROSOLDADOS:  
TECNOLOGIA SUSTENTÁVEL PARA INFRAESTRUTURA DE CIDADES  
INTELIGENTES**

**São Paulo**

**2025**

**Flávio Fontes da Cruz**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE GABIÕES ELETROSOLDADOS:  
TECNOLOGIA SUSTENTÁVEL PARA INFRAESTRUTURA DE CIDADES  
INTELIGENTES**

**ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF ELECTROWELDED GABIONS:  
SUSTAINABLE TECHNOLOGY FOR SMART CITY INFRASTRUCTURE**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Cidades Inteligentes e Sustentáveis da Universidade Nove – UNINOVE, como requisito para obtenção do grau de **Mestre** em Cidades Inteligentes e Sustentáveis

Orientador: Prof. Dr. João Alexandre Paschoalin Filho

Coorientador: Prof. Dr. Peterson Adriano Belan

**São Paulo**

**2025**

Cruz, Flávio Fontes da.

Análise do comportamento de gabiões eletrosoldados: tecnologia sustentável para infraestrutura de cidades inteligentes. / Flávio Fontes da Cruz. 2025.

158 f.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Nove de Julho - UNINOVE, São Paulo, 2025.

Orientador (a): Prof. Dr. João Alexandre Paschoalin Filho.

1. Muros de contenção.
2. Gabião.
3. Sensores de monitoramento.
4. Eletrosoldado.

I. Paschoalin Filho, João Alexandre.

II. Título.

CDU 711.4

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE GABIÕES ELETROSOLDADOS:  
TECNOLOGIA SUSTENTÁVEL PARA INFRAESTRUTURA DE CIDADES  
INTELIGENTES**

**Por**

**Flávio Fontes da Cruz**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Cidades Inteligentes e Sustentáveis da Universidade Nove – UNINOVE, como requisito para obtenção do grau de **Mestre** em Cidades Inteligentes e Sustentáveis

---

Prof. Dr. João Alexandre Paschoalin Filho – Universidade Nove de Julho – UNINOVE (Orientador)

---

---

Prof. Dr. Peterson Adriano Belan – Universidade Nove de Julho – UNINOVE (Coorientador)

---

---

Prof. Dr. António José Guerner Dias – Faculdade de Ciências Universidade do Porto - FCUP

---

---

Prof. Dr. Luiz Fernando R. Pinto – Universidade Nove de Julho - UNINOVE

São Paulo, 17 de março de 2025

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Dr. João Alexandre Paschoalin Filho, por sua orientação sábia e dedicada ao longo desta jornada. A sua experiência e conhecimento foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho, como também por sua paciência, incentivo e confiança em minhas capacidades.

Agradeço ao Prof. Dr. Peterson Adriano Belan, por sua valiosa contribuição e apoio durante o desenvolvimento desta pesquisa. Os seus conhecimentos específicos na área de tecnologia, informação e sua visão crítica foram essenciais para o sucesso deste trabalho.

À Universidade Nove de Julho, minha sincera gratidão por me conceder a bolsa de estudos no programa de Mestrado em Cidades Inteligentes e Sustentáveis. Agradeço a todo o corpo docente pela dedicação em nos transmitir conhecimento, enriquecer os diálogos e debates sobre os temas estudados nesta jornada.

Ao Prof. Dr. David de Carvalho docente da Faculdade de Engenharia Agrícola da UNICAMP, como também ao laboratorista Sr. Paulo Gustavo, pela disposição em compartilharem seus conhecimentos, tempo e ajudar nos ensaios realizados no laboratório da UNICAMP.

Aos colegas e amigos engenheiros, Emerson Ananias, Gelmo Chiari e Antonio Celso, pelo grande apoio, incentivo e amizade durante esta jornada. Todos os conselhos e ajudas foram importantes para minha motivação e para a superação dos desafios.

À empresa Belgo Arames, por disponibilizar os gabiões para a realização desta pesquisa, como também pela confiança e compreensão nos momentos em que tive de me ausentar para a realização deste projeto. O seu apoio foi fundamental para o desenvolvimento deste trabalho e para a obtenção de resultados relevantes.

Aos meus colegas do mestrado da Universidade Nove de Julho, agradeço por compartilharmos juntos esta jornada.

À minha família e amigos, agradeço o apoio, carinho e compreensão durante este período de dedicação intensa. A presença de vocês é fundamental para minha felicidade e para o alcance de meus objetivos.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho, agradeço por sua colaboração.

Muito obrigado!

## RESUMO

Nos últimos anos, vários municípios brasileiros vêm passando por problemas de desastres naturais. Os prejuízos financeiros causados por estes incidentes, já passaram a centenas de bilhões de reais. Estas calamidades afetam diretamente a população, muitas pessoas desabrigadas, desalojadas, como também as próprias cidades, que vêem suas infraestruturas urbanas atingidas, carentes de reparos e principalmente de novas construções. Por conta da alta densidade demográfica e ocupação em regiões com alto risco geológico, os deslizamentos de terra e instabilidade de encostas são comuns e levam a necessidade por construções de contenção. Dentre as várias opções, as contenções com gabiões apresentam-se como solução construtiva sustentável, de baixo custo financeiro e seguro para serem utilizadas nestas localidades. Visto a relevância destas construções com gabiões, nesta pesquisa foram executados ensaios de tração e compressão simples não confinada em gabiões de tela eletrosoldada preenchidos com rachão, como também avaliou o uso de 4 sensores para monitoramento de um muro de contenção em gabião eletrosoldado, no município de Jacareí/SP durante um período de 30 dias. Os instrumentos utilizaram da tecnologia IoT (*Internet of Things*) e forneceram leitura de deslocamentos horizontais no paramento (tombamento) da contenção, no intuito de avaliar a viabilidade do uso, como a capacidade de leitura e envio de dados pelos sensores. Os resultados permitirão que autoridades públicas, profissionais e a academia tenham acesso ao desempenho e a deformação destes materiais, como também na análise de viabilidade do uso de sensores em muro de contenção com gabiões, permitindo melhor utilização destas soluções conforme as especificações de cada tipo de obra.

**Palavras-chaves:** Muros de contenção, Gabião, Sensores de Monitoramento, Eletrosoldado.

## ABSTRACT

In recent years, several Brazilian municipalities have experienced natural disasters. The financial damage caused by these incidents has run into hundreds of billions of reais. These calamities directly affect the population, with many people left homeless and displaced, as well as the cities themselves, which see their urban infrastructures affected, in need of repairs and especially new construction. Due to the high population density and occupation in regions with high geological risk, landslides and slope instability are common and lead to the need for containment constructions. Among the various options, gabion retaining walls are a sustainable, low-cost and safe construction solution for use in these areas. Given the relevance of these gabion constructions, this research carried out unconfined simple tensile and compressive tests on electrowelded mesh gabions filled with gravel, and also evaluated the use of 4 sensors to monitor an electrowelded gabion retaining wall in the municipality of Jacareí/SP over a 30 day period. The instruments used IoT (Internet of Things) technology and provided readings of horizontal displacements in the retaining wall (overturning), in order to assess the feasibility of their use, as well as the sensors' ability to read and send data. The results will allow public authorities, professionals and academics to have access to the performance and deformation of these materials, as well as analyzing the feasibility of using sensors in gabion retaining walls, allowing better use of these solutions according to the specifications of each type of work.

**Keywords:** Retaining walls, Gabion, Monitoring Sensors, Electrowelded.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Muro de pedra seca .....	21
<b>Figura 2.</b> Muros de alvenaria e muros de concreto .....	21
<b>Figura 3.</b> Geometria do muro por flexão .....	22
<b>Figura 4.</b> Muros de flexão em construção .....	22
<b>Figura 5.</b> Muro de cortina atirantada .....	24
<b>Figura 6.</b> Ilustração de seção transversal de cortina atirantada .....	24
<b>Figura 7.</b> Ilustração em perspectiva de um muro com bloco: a) de uma seção tipo de muro de bloco reforçado; b) por geossintéticos.....	26
<b>Figura 8.</b> Muros de solo reforçado com face em gabião eletrosoldado.....	26
<b>Figura 9.</b> Seção esquemática de um muro a gravidade com gabião.....	27
<b>Figura 10.</b> Muro de contenção em gabião. ....	28
<b>Figura 11.</b> Ilustrações do uso de cestas para fins militares.....	29
<b>Figura 12.</b> Contenção das margens do Rio Reno no norte da Itália .....	30
<b>Figura 13.</b> Geometria do gabião caixa e suas dimensões .....	32
<b>Figura 14.</b> Detalhe da costura para amarração das malhas.....	33
<b>Figura 15.</b> Representação das etapas de preenchimento .....	34
<b>Figura 16.</b> Geometria do gabião colchão e suas dimensões .....	35
<b>Figura 17.</b> Representação do pano base do colchão .....	36
<b>Figura 18.</b> Detalhamento da costura e tirantes .....	36
<b>Figura 19.</b> Geometria do gabião saco e suas dimensões .....	37
<b>Figura 20.</b> Detalhamento da costura e formato da peça .....	38
<b>Figura 21.</b> Detalhamento dos tirantes.....	38
<b>Figura 22.</b> Detalhamento de içamento do gabião saco .....	39
<b>Figura 23.</b> Gabiões do tipo eletrosoldado.....	40
<b>Figura 24.</b> Montagem das caixas: a) Detalhamento da união de painéis na vertical por conexão; b) aproveitamento de painéis para modulação das caixas.....	40
<b>Figura 25.</b> Detalhamento das alturas e posicionamento dos tirantes.....	41
<b>Figura 26.</b> Enchimento das caixas de gabião eletrosoldado .....	42
<b>Figura 27.</b> Esforços atuantes em um muro de contenção de gabião.....	43
<b>Figura 28.</b> Esforços atuantes em um muro de contenção em gabião.....	44
<b>Figura 29.</b> Mobilização dos estados de empuxo ativo para o método Coulomb .....	45
<b>Figura 30.</b> Mobilização dos estados de empuxo passivo para o método Coulomb .....	45
<b>Figura 31.</b> Método do equilíbrio limite .....	46

<b>Figura 32.</b> Tipos de ruptura de muros em gabião .....	47
<b>Figura 33.</b> Método de Bishop .....	47
<b>Figura 34.</b> Forças que agem sobre a lamela (i).....	48
<b>Figura 35.</b> Forças atuantes sobre uma estrutura de gabião .....	49
<b>Figura 36.</b> Distribuição das pressões na fundação.....	50
<b>Figura 37.</b> Forças atuantes quanto ao deslizamento em uma estrutura de gabião .....	51
<b>Figura 38.</b> Forças atuantes quanto ao tombamento em uma estrutura de gabião .....	52
<b>Figura 39.</b> Seção transversal de um EHHM .....	60
<b>Figura 40.</b> Inclinômetro usado na instrumentação .....	61
<b>Figura 41.</b> Ilustração da seção crítica analisada .....	62
<b>Figura 42.</b> Paredes de gabião confeccionados para os ensaios.....	64
<b>Figura 43.</b> Material para teste de isolamento acústico .....	65
<b>Figura 44.</b> Falhas nos muros de arrimo com gabiões: a) ruptura estrutural; b) ruptura da malha; c) abaulamento admissível.....	66
<b>Figura 45.</b> Corpos de prova de gabião com RCC .....	67
<b>Figura 46.</b> Ensaio de compressão .....	67
<b>Figura 47.</b> Corpos de prova de gabião usados no ensaio.....	68
<b>Figura 48.</b> Vista lateral dos corpos de prova de gabião rompidos.....	69
<b>Figura 49.</b> Local de instalação do dispositivo IoT .....	70
<b>Figura 50.</b> Imagen do gateway IQRF ® /GSM e do painel solar instalados no muro de gabião .....	71
<b>Figura 51.</b> Áreas de conhecimento envolvidas no desenvolvimento de SHM .....	78
<b>Figura 52.</b> Localização do município de Jacareí/SP.....	79
<b>Figura 53.</b> Local escolhido para a construção da contenção em Jacareí/SP .....	80
<b>Figura 54.</b> Muro de contenção com gabião eletrosoldado.....	81
<b>Figura 55.</b> Detalhe do projeto com as vistas superiores e frontais do muro.....	81
<b>Figura 56.</b> Materiais que compõem os Gabiões Easy S: a) Telas eletrosoldadas (painéis); b) Conexões em espiral.....	82
<b>Figura 57.</b> Demarcação do terreno e início da montagem dos painéis dos gabiões .....	83
<b>Figura 58.</b> Etapa inicial da construção do muro com a primeira camada em gabião .....	84
<b>Figura 59.</b> Preenchimento das caixas e posicionamento dos tirantes.....	85
<b>Figura 60.</b> Uso dos gabaritos na face dos gabiões.....	86
<b>Figura 61.</b> Face alinhada dos gabiões e com preenchimento correto .....	86
<b>Figura 62.</b> Sensor de monitoramento.....	88

<b>Figura 63.</b> Estrutura de andaime para colocação e retirada.....	89
<b>Figura 64.</b> Sensores instalados no muro: a) Alinhamento dos 4 sensores; b) Detalhe do sensor instalado.....	89
<b>Figura 65.</b> Representação esquemática do posicionamento .....	90
<b>Figura 66.</b> Caixa com instrumentação para envio dos dados dos sensores .....	92
<b>Figura 67.</b> Posicionamento da estrutura montada com o painel e caixa de instrumentação ....	92
<b>Figura 68.</b> Painéis e conexões em espiral do Gabião Easy S .....	93
<b>Figura 69.</b> Materiais utilizados para nos corpos de prova: a) Painéis e conexões; b) Pedras de preenchimento .....	94
<b>Figura 70.</b> Pedras gnaisse usadas no preenchimento das caixas .....	94
<b>Figura 71.</b> Montagem dos gabiões eletrosoldados para realização do ensaio .....	95
<b>Figura 72.</b> Equipamento usado para o ensaio de compressão dos gabiões .....	96
<b>Figura 73.</b> Chapas de aço com gabarito para apoio dos gabiões .....	97
<b>Figura 74.</b> Corpo de prova montado e instrumentado para início do ensaio.....	98
<b>Figura 75.</b> Corpo de prova de gabião submetido a ensaio de compressão simples.....	99
<b>Figura 76.</b> Ensaio de tração do arame: a) Prensa utilizada para ensaio; b) Corpos de prova do arame .....	100
<b>Figura 77.</b> Reprodução da tela da página web com o gráfico dos ângulos do sensor .....	102

## LISTA DE QUADROS

<b>Quadro 1.</b> Nível de segurança almejado contra danos ambientais e materiais .....	54
<b>Quadro 2.</b> Nível de segurança almejado contra perda de vidas humanas .....	54
<b>Quadro 3.</b> Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.....	55
<b>Quadro 4.</b> Tipos de movimento de massa .....	55
<b>Quadro 5.</b> Tipos de erros, causas e medidas remediadoras.....	57
<b>Quadro 6.</b> Instrumentações e técnicas para medição.....	59

## LISTA DE GRÁFICOS

<b>Gráfico 1.</b> Medições de deslocamentos horizontais dos inclinômetros .....	61
<b>Gráfico 2.</b> Medições de deslocamentos .....	63
<b>Gráfico 3.</b> Medições de recalque .....	63
<b>Gráfico 4.</b> Ângulos lidos do Sensor 1 .....	103
<b>Gráfico 5.</b> Ângulos lidos do Sensor 2 .....	103
<b>Gráfico 6.</b> Ângulos lidos do Sensor 3 .....	104
<b>Gráfico 7.</b> Ângulos lidos do Sensor 4 .....	105
<b>Gráfico 8.</b> Tensão versus deformação vertical no eixo do CP1 .....	113
<b>Gráfico 9.</b> Tensão versus deformação vertical no eixo do CP2 .....	114
<b>Gráfico 10.</b> Tensão versus deformação vertical no eixo do CP3 .....	116
<b>Gráfico 11.</b> Tensão versus deformação vertical no eixo do CP4 .....	119
<b>Gráfico 12.</b> Carga versus deformação horizontal no eixo do CP1 .....	122
<b>Gráfico 13.</b> Carga versus deformação horizontal no eixo do CP2 .....	127
<b>Gráfico 14.</b> Carga versus deformação horizontal no eixo do CP3 .....	128
<b>Gráfico 15.</b> Carga versus deformação horizontal no eixo do CP4 .....	130
<b>Gráfico 16.</b> Curvas carga versus deslocamento médio obtido a partir das leituras dos relógios comparadores .....	131

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1.</b> Valores de peso específico de rochas usadas no enchimento .....	34
<b>Tabela 2.</b> Programação das leituras dos sensores nos muros de contenção.....	91
<b>Tabela 3.</b> Fatores de segurança obtidos para o muro monitorado .....	106
<b>Tabela 4.</b> Parâmetros de resistência utilizados no muro.....	107
<b>Tabela 5.</b> Determinação do peso específico do rachão.....	108
<b>Tabela 6.</b> Determinação do índice de forma das amostras de rachão (200 amostras) .....	109
<b>Tabela 7.</b> Determinação da resistência a tração do aço do gabião.....	109
<b>Tabela 8.</b> Análise estatística – F máx. .....	109
<b>Tabela 9.</b> Análise estatística – T máx. ....	110
<b>Tabela 10.</b> Módulo de elasticidade e deformação específica obtidos.....	109
<b>Tabela 11.</b> Parâmetros dimensionais e volumétricos dos corpos de prova .....	112
<b>Tabela 12.</b> Deformação vertical para tensão máxima obtida.....	121
<b>Tabela 13.</b> Análise estatística da tensão máxima obtida.....	125
<b>Tabela 14.</b> Análise estatística da deformação máxima.....	126
<b>Tabela 15.</b> Deformação horizontal para cada carregamento máximo atingido .....	132
<b>Tabela 16.</b> Análise estatística da carga máxima atingida .....	134
<b>Tabela 17.</b> Análise estatística da deformação horizontal máxima atingida.....	134
<b>Tabela 18.</b> Dados obtidos a partir da análise das curvas carga versus deslocamento .....	136

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- AC – Antes de Cristo
- BTC – Baixo teor de carbono
- CCJ – Congresso Nacional pela Comissão de Constituição e Justiça
- CNM – Confederação Nacional dos Municípios
- COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
- CP – Corpo de Prova
- CP's – Corpos de Prova
- DIN EN – “*Deutsches Institut für Normung*”
- EDM – Medidor de distância eletrônico
- EHHM – Extensômetros de hastes horizontais múltiplas
- ES – Espírito Santo
- EUA – Estados Unidos da América
- FEAGRI – Faculdade de Engenharia Agrícola
- FS – Fatores de segurança
- GEO5 – “*Geotechnical software*”
- GO – Goiás
- GSM – “*Global System for Mobile Communications*”
- IA – Inteligência Artificial
- IEE – “*Institute of Electrical and Electronics Engineers*”
- IF – Índice de forma
- IoT – “*Internet of Things*”
- IQRF® – Tecnologia Mesh sem fio em bandas de rádio ISM sub-GHz
- MDR – Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional
- MG – Minas Gerais
- MPPT – “*Maximum Power Point Tracking*”
- MySQL – Sistema de gerenciamento de banco de dados relacional (RDBMS) de código aberto
- NBR – Norma Brasileira
- NIST – “*National Institute of Standards and Technology*”
- PVC – Policloreto de vinila

RCC – Resíduos de construção civil

RCD – Resíduos de construções e demolição

SC – Santa Catarina

SHM – “*Structural Health Monitoring*”

SP – São Paulo

S2ID – Sistema Integrado de Informações Sobre Desastres

TIC – Infraestruturas tecnológicas de informação de comunicação

TCP/IP – Conjunto de protocolos de comunicação entre computadores em rede

UNICAMP – Universidade de Campinas

VS – Versus

WLAN – “*Wireless Local Area Network*”

WPAN –“*Wireless Personal Area Network*”

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $A^*$  – Adesão entre a base e o solo  
B – Base da seção analisada  
 $b$  – Faixa da lamela  
 $c$  – Coesão do solo  
 $c'$  – Coesão do solo de retroaterro  
 $cm$  – Centímetro  
 $\cos$  – cosseno  
 $d$  – Distância  
 $dB$  – Decibéis  
 $E$  – Empuxo  
 $e$  – Excentricidade  
 $esp.$  – Espessura  
 $E_a$  – Empuxo ativo  
 $E_{ad}$  – Empuxo ativo na direção do escorregamento  
 $E_{ah}$  – Componente do Empuxo ativo na horizontal  
 $E_{av}$  – Componente do Empuxo ativo na vertical  
 $E_p$  – Empuxo passivo  
 $E_{pd}$  – Empuxo passivo na direção do escorregamento  
 $E_r$  – Empuxo repouso  
 $Es$  – Módulo secante  
 $Et$  – Módulo tangente  
 $F$  – Coeficiente de segurança contra ruptura  
 $F_d$  – Coeficiente de segurança contra o deslizamento  
 $F$  máx. – Força máxima  
 $FS$  – Fator de segurança  
 $F_t$  – Coeficiente de segurança contra o tombamento  
 $GHz$  – Gigahertz  
 $GPa$  – Gigapascal  
 $h$  – Altura do solo à frente da contenção em relação à cota de apoio  
 $H$  – Altura  
 $H_1$  e  $H_2$  – Forças horizontais  
 $Hz$  – Hertz

i – Representação da lamela

IP66 – Índice de Prioridade de Preservação resistente a jatos de água e poeira

k – Rugosidade

$k_a$  – Coeficiente de empuxo ativo

$\text{kgf/m}^3$  – Quilograma força por metro cúbico

$\text{kg/m}^3$  – Quilograma por metro cúbico

$k^o$  – Coeficiente de empuxo no repouso

kN – Quilonewton

kN/m – Quilonewton por metro

$k_p$  – Coeficiente de empuxo passivo

kPa – Quilopascal

L – Comprimento

m – Metro

mm – Milímetro

MPa – Megapascal

$\text{m}^2$  – Metro quadrado

$\text{m}^3$  – Metro cúbico

N – Força normal

P – Peso próprio

$p$  - Tensão uniforme

$P_a$  – Pressão ativa

$P_{crít.}$  – Pressão crítica

$P_p$  – Pressão passiva

$P_u$  – Peso da caixa de gabião metálica

R – Raio

R\$ – Reais (moeda)

s – Resistência ao cisalhamento na lamela

sen – Seno

$\text{sen}^2$  – Seno ao quadrado

T – Força tangencial

tan– Tangente

$\text{tan}^2$  – Tangente ao quadrado

$T_d$  – Força tangencial de deslizamento

$\text{tf/m}^3$  – Tonelada força por metro cúbico  
 $\text{tf/m}^2$  – Tonelada força por metro quadrado  
T máx. – Tensão máxima  
 $V_1$  e  $V_2$  – Forças verticais  
w – Umidade gravimétrica  
 $\alpha$  – Coeficiente reológico do solo  
 $\varepsilon$  – Deformação específica  
 $\gamma$  – Peso específico do solo  
 $\gamma_d$  máx. – Peso específico máximo  
 $\gamma'$  – Peso específico do solo de retroaterro  
 $\gamma_g$  – Peso específico do gabião  
 $\delta$  – Deslocamento  
 $\delta^*$  – Ângulo de atrito entre o solo da fundação e a base do muro  
 $\sigma_{adm.}$  – Tensão normal máxima admissível  
 $\sigma_{máx.}$  – Tensão máxima  
 $\sigma_{mín.}$  – Tensão mínima  
 $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  – Tensões principais  
 $\Phi$  - Porosidade  
 $\phi$  – Ângulo de atrito interno do solo  
0 – Ponto de origem  
% – Percentual  
° – Graus  
 $\Sigma$  – Somatória

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA.....</b>	16
1.1 Objetivo da pesquisa.....	18
1.1.1 Objetivo geral .....	188
1.1.2 Objetivos específicos.....	188
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	19
2.1 Muros de contenção - definição.....	19
2.2 Tipos de muro de contenção .....	20
2.2.1 Muros de gravidade .....	20
2.2.2 Muros deflexão .....	21
2.2.3 Estuturas ancoradas .....	23
2.2.4 Estruturas de solo reforçado .....	24
2.2.5 Muros de contenção em gabiões.....	26
2.2.6 Histórico e evolução dos gabiões .....	28
2.3 Gabiões – Uso e Aplicabilidade nas Cidades .....	30
2.3.1 Tipos de gabiões .....	32
2.3.1.1 Gabião caixa .....	32
2.3.1.2 Gabião colchão .....	35
2.3.1.3 Gabião saco .....	37
2.3.1.4 Gabiões Eletrosoldados: Características e Histórico .....	39
2.3.2 Dimensionamento de muro em gabão .....	42
2.3.2.1 Teoria de Rankine.....	43
2.3.2.2 Teoria de Coulomb .....	44
2.3.2.3 Método de Equilíbrio Limite .....	45
2.3.3 Análise de estabilidade .....	46
2.3.3.1 Análise de ruptura global.....	47
2.3.3.2 Análise de ruptura da fundação .....	49

2.3.3.3 Análise de deslizamento .....	51
2.3.3.4 Análise de tombamento .....	52
2.3.3.5 Análise de ruptura interna.....	53
2.4 Fatores de segurança para análise e dimensionamento .....	54
2.5 Instrumentações para monitoramento de estruturas de contenção .....	56
2.5.1 Instrumentações de gabiões.....	63
2.6 Cidades Inteligentes: Conceito, Evolução e Desafios .....	72
2.7 Computação em Nuvem e Redes Sem fio: Conceitos, Benefícios e Aplicações .....	74
2.7.1 Tipos de Nuvens e Modelos de Implementação.....	75
2.7.2 A Importância das Redes Sem Fio na Computação em Nuvem.....	76
2.8 Monitoramento da Integridade Estrutural (SHM) e suas Aplicações.....	76
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>78</b>
3.1 Caracterização da pesquisa.....	78
3.2 Muro de contenção monitorado.....	79
3.3 Instrumento de verificação de deslocamentos da contenção .....	87
3.4 Análise das leituras dos sensores.....	91
3.5 Ensaio de compressão simples não confinada dos gabiões.....	92
3.6 Ensaios de tração e módulo de elasticidade do arame do gabião.....	99
3.7 Comparação dos dados obtidos com os resultados apresentados por Camelo (2019).....	100
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>102</b>
4.1 Registro e análise dos dados enviados pelos sensores IoT .....	102
4.2 Análise da inclinação do muro de gabião .....	106
4.3 Caracterização do rachão utilizado.....	107
4.4 Determinação da resistência a tração do aço do gabião .....	109
4.5 Ensaios de compressão conduzidos nos gabiões .....	111
4.6 Considerações técnicas acerca dos ensaios conduzidos .....	137
<b>5 CONCLUSÕES.....</b>	<b>140</b>

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....** 144

## 1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

O Brasil enfrenta freqüentemente desafios decorrentes de desastres naturais que impactam diretamente as cidades e suas infraestruturas. Estudos da Confederação Nacional dos Municípios (CNM) apontaram que, para cada desastre ambiental ocorrido no país em 2022, aproximadamente 3,4 mil pessoas foram afetadas diretamente. No primeiro trimestre do mesmo ano, cerca de 8 milhões de brasileiros sofreram consequências de eventos climáticos extremos, em um total de 2,2 mil ocorrências ambientais registradas (JANONE, 2022).

Segundo Janone (2022), aproximadamente 40% dos eventos adversos mais recorrentes estão associados a secas e estiagens, enquanto 15,7% envolvem enxurradas, inundações e fortes chuvas. Em menor escala, 3,2% dos desastres são provocados por ventos de alta intensidade e 1,3% por deslizamentos de terra. Esses eventos geram impactos significativos na economia nacional. No ano de 2021, os prejuízos financeiros atingiram R\$ 60,3 bilhões, aumentando para R\$ 72 bilhões em 2022. Para efeito de comparação, o orçamento de arrecadação do estado do Rio de Janeiro para o mesmo ano foi de R\$ 92 bilhões.

As informações das coordenadorias estaduais e municipais, compiladas pelo Sistema Integrado de Informações sobre Desastres (S2ID), do Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional (MDR), revelam que os desastres naturais causaram R\$ 401,3 bilhões em prejuízos na última década (AGÊNCIA BRASIL, 2023). Além das perdas econômicas, estima-se que 3,9 milhões de brasileiros residam em 13.297 áreas de risco, das quais 70% são classificadas como de alto risco geológico. Entre os estados mais impactados destacam-se Espírito Santo (ES), Minas Gerais (MG), Santa Catarina (SC) e São Paulo (SP).

A ocupação desordenada de encostas e margens de rios é um dos principais fatores que agravam esses riscos. O perfil geológico dessas regiões, caracterizado por áreas serranas e terrenos inclinados, favorece a ocorrência de processos de deslizamento e instabilidade de encostas. Além disso, a ausência de planejamento urbano adequado e o crescimento populacional desordenado intensificam a vulnerabilidade dessas áreas (AGÊNCIA BRASIL, 2023). Segundo Liberati et al. (2019), essa realidade não se restringe aos grandes centros urbanos, sendo observada em diversas cidades brasileiras. Durante décadas, a expansão urbana ocorreu sem políticas de ocupação seguras e sem diretrizes eficazes para a implementação de infraestrutura resiliente, expondo milhões de pessoas a condições precárias de moradia e riscos geotécnicos.

Diante desse cenário, torna-se essencial a adoção de estratégias de contenção geotécnica para estabilização de terrenos e redução da exposição da população a desastres

naturais. O Projeto de Lei 6.150/2019, atualmente em tramitação na Comissão de Constituição e Justiça (CCJ) da Câmara dos Deputados, propõe o mapeamento e monitoramento sistemático das áreas de risco, além da implementação de estratégias integradas de ordenamento territorial, proteção e defesa civil (CNM, 2023). Essas iniciativas evidenciam a crescente preocupação com o desenvolvimento de soluções sustentáveis e tecnologicamente eficientes para mitigar riscos geotécnicos e promover um planejamento urbano mais seguro.

Entre as alternativas disponíveis para obras de contenção, os muros de gabião têm se destacado por sua viabilidade técnica, econômica e ambiental. Compostos por estruturas metálicas preenchidas com rochas (rachão), os gabiões apresentam flexibilidade, permitindo pequenas deformações sem comprometer sua estabilidade estrutural. Além disso, possuem alta resistência, longa vida útil e permeabilidade, facilitando a drenagem e reduzindo impactos ambientais, uma vez que não criam barreiras impermeáveis para a percolação da água no solo, favorecendo a integração com a flora local (BARROS, 2008).

A técnica de contenção por gabiões tem sido amplamente estudada na literatura técnica, conforme demonstram os trabalhos de da Cruz (2016), Júnio (2016), Endlich (2019) e Mello Massimino (2020), que analisam sua resistência estrutural e aplicabilidade em diferentes cenários geotécnicos. No entanto, ainda existem lacunas significativas quanto ao monitoramento das deformações dessas estruturas durante a execução e operação. Atualmente, não há uma legislação específica que exija o monitoramento contínuo das contenções urbanas, e as avaliações dessas estruturas geralmente ocorrem apenas quando há danos ambientais, materiais ou riscos à vida humana.

Nesse contexto, esta pesquisa busca fornecer dados empíricos relevantes, que poderão ser utilizados na formulação de diretrizes para normatização da técnica e aprimoramento das práticas construtivas no setor da construção civil.

Dessa forma, este estudo contribui para o avanço da engenharia geotécnica, promovendo maior conhecimento do uso de gabiões eletrosoldados, novas tecnologias no monitoramento de infraestruturas urbanas e alinhando-se aos princípios das cidades inteligentes e sustentáveis. A obtenção de parâmetros técnicos mais precisos favorece um planejamento urbano que integra segurança, inovação e preservação ambiental.

Assim, ao unir tecnologia, engenharia e planejamento urbano, este estudo reforça a importância da transformação digital na construção civil e na gestão territorial, consolidando-se como uma iniciativa alinhada às diretrizes de cidades inteligentes, resiliente e sustentáveis.

## **1.1 Objetivo da pesquisa**

### **1.1.1 Objetivo geral**

Avaliar o desempenho dos gabiões de malha eletrosoldada usados em contenção por meio de ensaios experimentais e de monitoramento instrumental de um muro de contenção, de forma a fornecer dados técnicos que subsidiem a escolha da solução.

### **1.1.2 Objetivos específicos**

- Avaliar a funcionalidade e capacidade da coleta e envio de dados obtidos pela utilização de dispositivos IoT, que farão o monitoramento da inclinação de uma estrutura de contenção durante um período pré-estabelecido.
- Determinar curvas tensão versus deformação de gabiões eletrosoldados e a tensão de ruptura do arame, a fim de servirem de dados de projeto para o meio técnico.
- Analisar o comportamento e as principais diferenças encontradas nos gabiões de malha eletrosoldado quando comparados ao tecido.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Muros de contenção - definição

As estruturas de muros de contenção ou muros de arrimo estão entre as mais antigas construções feitas pelo homem, sendo utilizadas desde as primeiras edificações no período pré-histórico até as construções modernas. Sua principal função é promover a estabilidade de maciços rochosos ou de solo, prevenindo deslizamentos e garantindo a segurança de edificações, vias públicas e outras infraestruturas. Essas estruturas desempenham um papel fundamental em projetos de engenharia civil, especialmente em áreas urbanas e regiões com terrenos inclinados ou sujeitos a instabilidades geotécnicas.

A escolha do tipo de contenção a ser utilizado em um projeto depende de diversos fatores, como as características do solo, a altura do talude, as cargas atuantes e as condições ambientais da região. Os sistemas de contenção podem ser temporários, utilizados durante a execução de escavações, ou definitivos, aplicados em taludes naturais ou cortes artificiais. Entre os principais exemplos dessas estruturas estão cortinas de estacas prancha, paredes diafragma, muros de concreto ciclópico, alvenaria de pedras argamassadas, blocos articulados e gabiões, cada um com características específicas em termos de resistência, flexibilidade e permeabilidade (BARROS, 2008).

Segundo a Norma Brasileira NBR 11682 (2009), os muros de contenção devem ser projetados para resistir a esforços provenientes de sobrecargas permanentes e/ou acidentais, bem como a esforços estáticos oriundos do terreno. Para garantir sua eficiência estrutural e segurança, essas estruturas devem ser dimensionadas considerando os empuxos de terra, a possível presença de lençol freático, as ações sísmicas (quando aplicável) e os impactos causados por variações sazonais no teor de umidade do solo. A norma estabelece que os muros de contenção devem suportar uma sobrecarga accidental mínima de 20 kPa, distribuída uniformemente sobre a superfície do terreno arrimado, além de resistirem aos esforços gerados pelo solo.

As estruturas de contenção podem ser classificadas em quatro categorias principais, conforme suas características estruturais e funcionais:

- **Muros de gravidade:** Resistência garantida pelo próprio peso da estrutura, como os muros de gabião, muros de concreto ciclópico e muros de alvenaria de pedra.
- **Muros de flexão:** Estruturas delgadas que resistem aos esforços por flexão, como muros de concreto armado e cortinas de estacas prancha.

- **Muros ancorados:** Utilizam tirantes ou ancoragens profundas para aumentar a estabilidade, sendo aplicados em escavações profundas ou terrenos sujeitos a elevadas cargas horizontais.
- **Muros de solo reforçado:** Sistemas que combinam reforços internos, como geossintéticos ou tiras metálicas, para aumentar a resistência do solo e permitir a construção de taludes mais íngremes (ABNT NBR 11682, 2009).

A escolha da melhor solução de contenção deve considerar não apenas os aspectos estruturais e geotécnicos, mas também fatores econômicos e ambientais. Métodos mais sustentáveis, como os muros de gabião, são cada vez mais adotados por permitirem a drenagem natural da água e se integrarem ao meio ambiente, reduzindo os impactos ambientais.

Dessa forma, o estudo e a aplicação de técnicas eficientes de contenção são essenciais para garantir a segurança das construções e a estabilidade geotécnica em áreas de risco. A evolução das normas técnicas e das metodologias de projeto contribui para o desenvolvimento de soluções cada vez mais eficazes, alinhadas às demandas da engenharia moderna e do planejamento urbano sustentável.

## 2.2 Tipos de muro de contenção

### 2.2.1 Muros de gravidade

Os muros de contenção do tipo gravidade são estruturas contínuas projetadas para resistir às pressões laterais do solo, garantindo a estabilidade de taludes e encostas. Esses muros atuam contrapondo-se ao empuxo do solo por meio do seu próprio peso, dispensando o uso de reforços estruturais adicionais, como armaduras metálicas ou ancoragens. Dessa forma, sua massa e geometria são os principais fatores responsáveis por sua estabilidade e resistência.

A eficiência dos muros de gravidade depende do dimensionamento adequado da base, da inclinação do paramento e da relação entre a altura e a largura da estrutura. O peso próprio desses muros deve ser suficiente para evitar deslizamentos, tombamentos e rupturas na fundação, além de garantir a drenagem adequada da água infiltrada para minimizar os efeitos da pressão hidrostática.

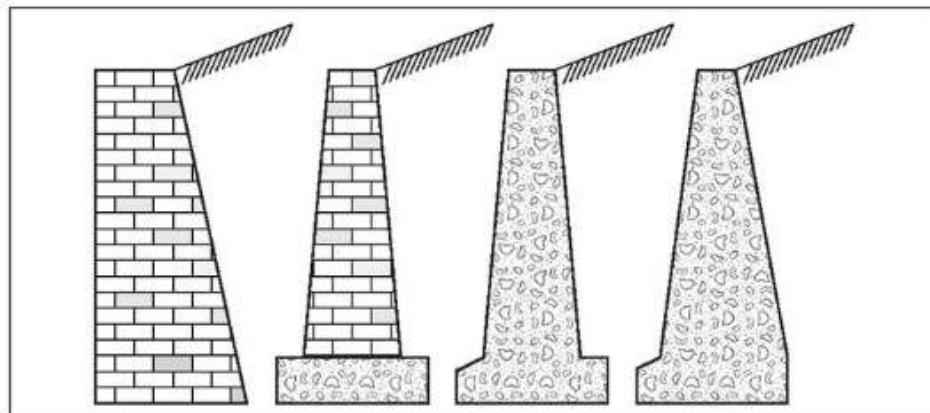
Os materiais mais utilizados na construção de muros de gravidade incluem:

- **Gabiões:** Estruturas modulares compostas por malhas metálicas preenchidas com pedras britadas, permitindo drenagem eficiente e flexibilidade estrutural.

- **Alvenaria de pedra argamassada ou seca:** Construção feita com pedras dispostas manualmente, podendo ser unidas com argamassa ou simplesmente empilhadas, dependendo das condições do projeto (Figura 1).
- **Concreto simples ou ciclópico:** Blocos maciços de concreto, podendo conter grandes agregados rochosos (concreto ciclópico) para reduzir o consumo de cimento e melhorar a resistência (Figura 2).
- **Elementos especiais ou tijolos:** Blocos estruturais específicos para contenção, como blocos intertravados ou pré-moldados, utilizados em projetos que requerem estética integrada ao ambiente (GEO-RIO, 2014).



**Figura 1.** Muro de pedra seca  
Fonte: Hometeka(2014)



**Figura 2.** Muros de alvenaria e muros de concreto  
Fonte: Marchetti (2008)

### 2.2.2 Muros de flexão

Os muros de contenção do tipo flexão são estruturas projetadas para resistir aos esforços de empuxo do solo por meio da flexão de sua estrutura, sendo amplamente empregados em projetos de engenharia geotécnica e infraestrutura urbana. Diferentemente dos muros de gravidade, que dependem do peso próprio para garantir estabilidade, os muros de

flexão utilizam a rigidez do material e o efeito estrutural da flexão para suportar as forças laterais do solo.

A grande maioria dessas estruturas é construída em concreto armado, devido à sua alta resistência e capacidade de absorver os esforços gerados pelo empuxo do solo. Esses muros apresentam seções transversais variadas, sendo a mais comum o formato de “L” invertido, que melhora a distribuição das cargas e proporciona maior estabilidade à estrutura (Figura 3).

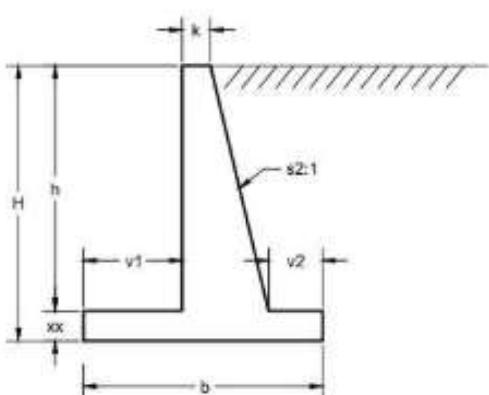
A estrutura dos muros de flexão geralmente é composta por:

- **Laje vertical:** Elemento que recebe diretamente o empuxo da massa de solo e transfere os esforços para a base da estrutura.
- **Base horizontal:** Parte inferior do muro, que fica em contato com o solo e atua como fundação, recebendo o peso próprio da laje vertical e a carga adicional do maciço de solo (Figura 4).

A estabilidade desses muros depende de fatores como:

- Armadura adequada do concreto, para resistir aos esforços de flexão e cisalhamento.
- Base suficientemente dimensionada, para evitar recalques diferenciais e instabilidade global.
- Drenagem eficiente, reduzindo a pressão hidrostática que pode comprometer o desempenho da estrutura.

Os muros de flexão são amplamente utilizados em infraestruturas viárias, urbanas e industriais, sendo aplicados em rodovias, ferrovias, contenção de margens de rios e estabilização de taludes artificiais. Seu design esbelto permite otimização de materiais, tornando-os uma solução eficiente para projetos que exigem economia de espaço e resistência estrutural (GUILHEME, 2017).



**Figura 3.** Geometria do muro por flexão  
Fonte: Moraes Silva (2022)



**Figura 4.** Muro de flexão em construção  
Fonte: Gerscovich et al. (2016)

### 2.2.3 Estruturas ancoradas

Os muros de contenção ancorados são estruturas que garantem sua estabilidade por meio de sistemas de ancoragem, que podem ser constituídos por "mortos" (blocos de concreto enterrados que atuam como contrapeso) ou por tirantes ancorados no terreno. Esses muros são projetados para resistir aos esforços gerados pelo empuxo do solo, sendo amplamente utilizados em obras que exigem contenções de grande porte ou que envolvem terrenos com características geotécnicas desafiadoras. Dependendo da configuração estrutural, essas contenções podem ser contínuas, em placas, grelhas ou contrafortes (ABNT NBR 11682, 2009).

Quando a contenção ancorada utiliza tirantes atirantados no terreno, a estrutura recebe o nome de cortina atirantada (Figura 5). A estabilidade dessa solução é obtida pela tensão induzida no contato solo/face, garantindo que a estrutura resista aos esforços horizontais do maciço de solo sem necessidade de seções extremamente robustas.

Os principais elementos construtivos desse sistema possuem funções específicas:

- **Paramento de concreto armado (cortina):** Atua como o elemento visível da estrutura, tendo a função de absorver e conter os esforços gerados pelo solo. Essa cortina distribui as cargas recebidas para os tirantes e para a base do muro.
- **Tirantes (ancoragens):** São elementos responsáveis pela transferência das cargas do paramento para o soloável, garantindo a estabilidade da contenção. Os tirantes podem ser constituídos por cabos ou barras metálicas de alta resistência e são ancorados no solo por meio de caldas de cimento ou resinas especiais (Figura 6) (SILVA, 2014).

Os muros de contenção ancorados são amplamente empregados em escavações profundas, estabilização de taludes, obras subterrâneas e áreas urbanas onde o espaço para contenções convencionais é limitado. Seu principal diferencial está na capacidade de conter grandes alturas de solo sem exigir volumes excessivos de concreto e sem gerar sobrecargas significativas na base da estrutura.

A escolha dessa solução deve levar em consideração aspectos como o tipo de solo, a profundidade da ancoragem, a inclinação dos tirantes e as cargas aplicadas. Além disso, é fundamental a realização de ensaios de carga nos tirantes para garantir a eficiência do sistema e evitar problemas de instabilidade ao longo do tempo.

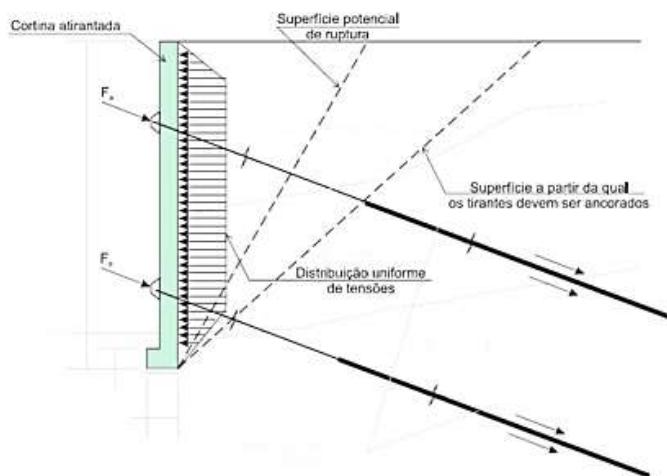
Dessa forma, os muros ancorados representam uma alternativa moderna e eficiente para projetos de engenharia geotécnica, combinando alto desempenho estrutural, otimização

de materiais e possibilidade de monitoramento contínuo das ancoragens, especialmente com o uso de tecnologias de instrumentação para acompanhamento da tensão nos tirantes e deslocamentos da cortina.



**Figura 5.** Muro de cortina atrantada

Fonte: Porto (2017)



**Figura 6.** Ilustração de seção transversal de cortina atrantada

Fonte: Feijó (2007)

#### 2.2.4 Estruturas de solo reforçado

As estruturas de solo reforçado são soluções construtivas em que uma massa de solo compactado recebe elementos de reforço em seu interior, aumentando sua resistência e estabilidade. A estabilização ocorre por meio da interação mecânica entre o solo e os elementos reforçadores, que atuam na redistribuição dos esforços internos, proporcionando maior capacidade de contenção.

Os elementos de reforço incorporados ao solo podem ser de diferentes tipos, incluindo:

- **Fitas metálicas:** Utilizadas em projetos que demandam alta resistência à tração e longa vida útil.
- **Grampos metálicos ou sintéticos:** Aplicados para melhorar a coesão do maciço de solo e reduzir deslocamentos.
- **Geossintéticos:** Como geogrelhas e geotêxteis, amplamente utilizados devido à sua flexibilidade, durabilidade e capacidade de interação com o solo (Figura 7) (VERTEMATTI, 2015).

A principal vantagem desse sistema está na capacidade de construir muros de grandes alturas com menor volume de concreto, tornando-o uma alternativa eficiente e sustentável em comparação com soluções tradicionais de contenção.

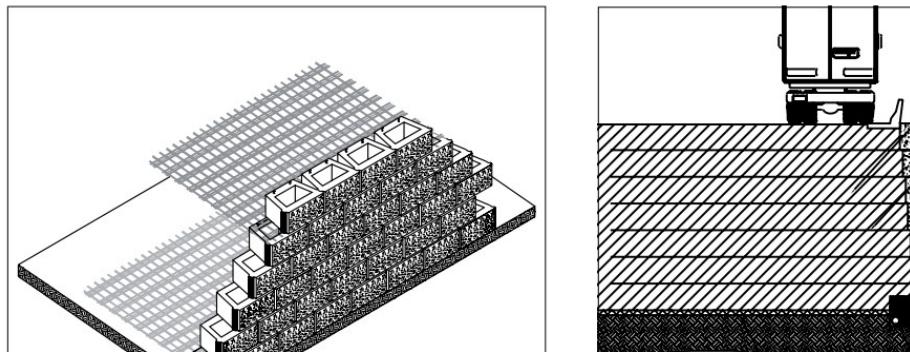
A face externa das estruturas de solo reforçado pode assumir diferentes configurações, sem grandes distinções visuais em relação a outros tipos de muros de gravidade. Os sistemas de faceamento mais comuns incluem:

- **Blocos articulados:** Elementos modulares que garantem flexibilidade à estrutura e facilitam a montagem.
- **Painéis pré-moldados:** Estruturas de concreto armado que conferem acabamento estético e uniformidade ao muro.
- **Gabiões:** Estruturas metálicas preenchidas com pedras britadas, que proporcionam drenagem eficiente e integração ambiental (Figura 8) (VERTEMATTI, 2015).

Os muros de solo reforçado são amplamente empregados em obras viárias, estabilização de encostas, infraestrutura ferroviária e contenções de áreas urbanas e industriais. Sua versatilidade e capacidade de adaptação a diferentes tipos de solo fazem com que seja uma das soluções mais utilizadas na engenharia geotécnica moderna.

Além disso, a adoção dessa técnica permite uma execução mais rápida e econômica em comparação com muros de concreto armado convencionais. O uso de materiais geossintéticos também contribui para a sustentabilidade da obra, reduzindo a necessidade de grandes volumes de materiais cimentícios e permitindo um melhor aproveitamento do solo local.

Dessa forma, as estruturas de solo reforçado representam uma solução inovadora e eficiente para contenção de taludes e encostas, combinando desempenho estrutural, economia e sustentabilidade.



**Figura 7.** Ilustração em perspectiva de um muro com bloco: a) de uma seção tipo de muro de bloco reforçado por geossintéticos

Fonte: Vertematti (2015)



**Figura 8.** Muro de solo reforçado com face em gabião eletrosoldado

Fonte: De autoria própria

### 2.2.5 Muros de contenção em gabiões

Segundo Santos Júnior (2018), os muros de contenção em gabião são dimensionados como estruturas de contenção do tipo gravidade, pois sua estabilidade é garantida pelo peso próprio da estrutura, o que lhes permite suportar os empuxos do solo atuantes. Esse tipo de contenção é construído utilizando gabiões (Figura 9), que são elementos modulares formados por telas metálicas de malha hexagonal de dupla torção, confeccionadas em aço galvanizado de alta resistência e preenchidas com pedras britadas ou rachão (BARROS, 2008). A estrutura dos gabiões é amarrada com fios de aço galvanizado, garantindo maior coerência estrutural e resistência mecânica.

Os muros de gabião apresentam diversas vantagens em relação a outras soluções de contenção, destacando-se os seguintes aspectos:

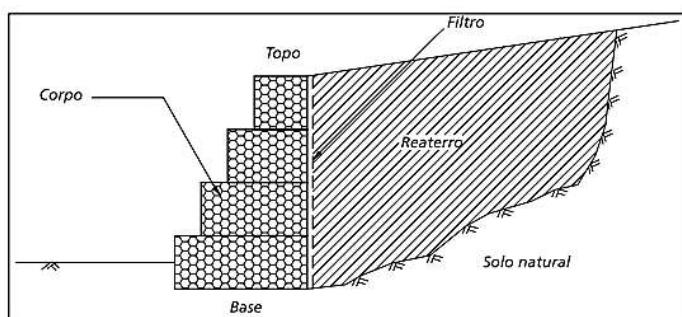
- **Estrutura monolítica:** Todos os elementos que compõem o muro são interligados por amarrações ao longo de suas arestas, proporcionando um comportamento estrutural único e contínuo.

- **Flexibilidade:** A estrutura se adapta a movimentações do solo sem comprometer sua estabilidade, tornando-se ideal para regiões sujeitas a recalques diferenciais ou terrenos com baixa capacidade de suporte.
- **Alta resistência e durabilidade:** A malha de dupla torção impede que a tela se desfaça mesmo em caso de rompimento localizado, aumentando a vida útil da estrutura. Além disso, a galvanização dos fios de aço com revestimentos específicos protege contra corrosão e degradação ambiental.
- **Drenagem natural:** Ao serem preenchidos com pedras de granulometria adequada, os gabiões apresentam elevada permeabilidade, permitindo a passagem de água e eliminando a necessidade de sistemas adicionais de drenagem (BARROS, 2008).

A versatilidade e a simplicidade construtiva dos muros de gabião fazem com que sejam amplamente empregados em áreas urbanas e rodoviárias, estabilização de margens de rios e córregos, controle de erosão e reforço de taludes (Figura 10). Sua montagem predominantemente seca, aliada à facilidade de execução, reduz significativamente a emissão de carbono durante a obra, tornando essa técnica uma alternativa mais sustentável em comparação a métodos tradicionais de contenção.

Além disso, os muros de gabião favorecem a interação com o meio ambiente, permitindo o crescimento de vegetação entre os espaços das pedras, o que contribui para a integração paisagística e a estabilização ecológica da área onde são implantados.

Dessa forma, os muros de contenção em gabião representam uma solução eficiente, econômica e ambientalmente sustentável, sendo amplamente recomendados para projetos que exigem estabilidade estrutural aliada ao baixo impacto ambiental e alta capacidade drenante.



**Figura 9.** Seção esquemática de um muro a gravidade com gabião  
Fonte: Barros (2008)



**Figura 10.** Muro de contenção em gabião  
Fonte: De autoria própria

## 2.2.6 Histórico e evolução dos gabiões

A palavra gabião tem origem no italiano “gabbione”, que significa gaiola grande, derivado do termo “gabbia” (AGOSTINI et al., 1981). O uso de estruturas semelhantes a gaiolas ou cestos para fins estruturais remonta a civilizações antigas, muito antes de Cristo (a.C.). Há registros do emprego dessas estruturas pelos egípcios, que as utilizavam para proteger as margens dos rios contra erosão e inundações. Da mesma forma, povos indígenas do Peru confeccionavam cestos entrelaçados com fibras vegetais para construção de diques e contenção de enchentes (SANTOS JUNIOR, 2018).

Segundo Santos Júnior (2018), a utilização dos gabiões não se restringiu às civilizações da América do Sul e do norte da África. Há registros históricos que indicam seu emprego por Leonardo da Vinci, que utilizou cestas preenchidas com solo para construir a fundação da Igreja de San Marco, em Milão, na Itália. Diferente dessa aplicação na fundação de estruturas, os gabiões também tiveram uso militar na Europa durante as guerras dos séculos XVI e XIX, bem como na Guerra Civil Americana, onde foram empregados para proteger canhoneiros e criar barricadas defensivas (Figura 11).

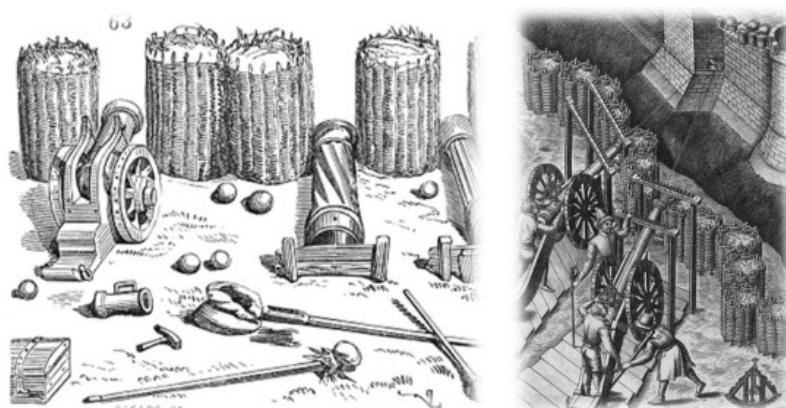
No final do século XIX, os gabiões passaram por um avanço significativo, quando oficinas de serralheria na Europa começaram a produzir gaiolas metálicas utilizando ferro. Os primeiros gabiões de ferro foram empregados na proteção das margens do Rio Reno, na Itália (Figura 12), devido aos impactos causados pelo transbordamento do rio. Nessa época, a configuração mais comum desses gabiões era no formato de saco, uma solução inovadora para mitigação de erosões fluviais (SANTOS JUNIOR, 2018).

Antes da Segunda Guerra Mundial, os gabiões passaram por sua maior transformação estrutural. Inicialmente, a malha metálica dessas estruturas possuía um formato romboidal, mas com os avanços tecnológicos, passou a ser fabricada em malha hexagonal de dupla

torção, no formato de caixa. Essa mudança aumentou a robustez estrutural, permitindo sua produção em larga escala e de forma industrializada. Na década de 1950, houve outro avanço significativo com o desenvolvimento do revestimento polimérico para a malha metálica. A indústria siderúrgica passou a fabricar arames revestidos com policloreto de vinila (PVC), aumentando a resistência à corrosão e à abrasão dos gabiões, garantindo maior durabilidade em aplicações geotécnicas e hidráulicas (SANTOS JUNIOR, 2018).

Atualmente, a fabricação dos gabiões segue rigorosos padrões técnicos estabelecidos no Brasil pela Norma Brasileira NBR 8964:2013, intitulada "Arames de aço de baixo teor de carbono revestidos, para gabiões e demais produtos fabricados com malha de dupla torção". Essa norma regulamenta os requisitos técnicos para a produção dessas estruturas, garantindo padronização e desempenho adequado. Segundo a norma, os gabiões são fabricados em geometrias cilíndricas ou prismáticas, utilizando arames de 2,4 mm de baixo teor de carbono (BTC) com zincagem pesada. Além disso, a malha hexagonal de dupla torção pode ou não ser revestida com PVC, dependendo das condições ambientais e da aplicação da estrutura (BELGO, 2019).

Os gabiões são amplamente utilizados em obras geotécnicas e hidráulicas, incluindo contenção de encostas, estabilização de margens de rios, proteção contra erosão e reforço de taludes. Graças à sua evolução tecnológica, essas estruturas continuam sendo uma solução eficiente, versátil e sustentável para engenharia civil, combinando flexibilidade, resistência e alto desempenho estrutural.



**Figura 11.** Ilustrações do uso de cestas para fins militares  
Fonte: Santos Junior (2018)



**Figura 12.** Contenção das margens do Rio Reno no norte da Itália  
Fonte: Agostini et al. (1981)

### 2.3 Gabiões – Uso e Aplicabilidade nas Cidades

Os gabiões utilizam uma tecnologia de construção simples e que apresentam flexibilidade, viabilidade econômica e benefícios ecológicos. Atualmente, são amplamente reconhecidos como um material de construção padrão em todo o mundo, sendo facilmente visto em estruturas urbanas de diversos fins, como exemplo: controles de inundações, regulação do transporte de sedimentos e restauração de bacias hidrográficas; também são eficazes na estabilização de encostas, construção de muros de contenção e proteção de margens de rios (ALSUBIH et al., 2023). Além disso, eles podem ainda ser empregados em projetos de paisagismo e em obras de infraestrutura, como estradas e pontes, contribuindo para a sustentabilidade ambiental. Exemplo, o trabalho de Da Silva (2018), que traz uma abordagem dos gabiões em muros verdes.

Nos projetos paisagísticos e de jardins, os gabiões são freqüentemente utilizados em menor escala, com gaiolas de dimensões reduzidas e materiais de preenchimento escolhidos por razões estéticas e funcionais. Essa versatilidade permite a criação de estruturas personalizadas que se integram harmoniosamente ao ambiente, oferecendo suporte para plantas e outros elementos paisagísticos. A integração de gabiões com paredes verdes representa uma solução inovadora e sustentável para fachadas e muros. Essa técnica combina a robustez e durabilidade dos gabiões com os benefícios ecológicos e estéticos das plantas, criando um sistema que contribui para o conforto ambiental e a qualidade de vida (DA SILVA, 2018).

Os benefícios proporcionados pela utilização de gabiões nas cidades tem tido relevância global. No Japão há pesquisas ressaltando sua capacidade de criar estruturas simples, a custos de construção e períodos de conclusão altamente razoáveis. Por conta do seu posicionamento no Círculo do Fogo do Pacífico, o Japão está exposto a terremotos, mesmo com os danos causados pelos tremores, em muitos casos, as estruturas de gabião não

desmoronaram, embora a deformação fosse permitida, demonstraram que a malha de arame usada em sua construção tem um alto efeito de confinamento nas pedras que preenchem o gabião, ajudando na preservação das estruturas (NAKAZAWA et al., 2019).

Outro exemplo de país que utilizada tecnologia dos gabiões é o Nepal, país que teve como uma de suas primeiras obras com gabião, a rodovia Dharan Pakhribash do leste, construída pelos britânicos em 1972. No geral, a tecnologia de gabião é uma solução econômica, ecológica e que possibilita o uso de recursos naturais locais para controle de inundações e controle de erosão, amplamente utilizada em várias partes do território para proteger comunidades e infraestruturas (SHIMOMURA, 2016).

A versatilidade dos gabiões em poder utilizar de materiais naturais para preenchimento, como principalmente contribuir para solucionar questões de infraestrutura, também está presente nas cidades urbanas brasileiras. No estudo de Oliveira (2003) foi abordada a importância dos gabiões na recuperação do trecho de uma travessia de gasoduto Bolívia – Brasil sobre o reservatório de Votoroca no estado do Paraná, especialmente em situações de emergência.

Os gabiões foram incorporados ao projeto como uma solução eficaz para garantir a estabilidade do duto, que havia ficado exposto devido a erosões regressivas. Eles foram utilizados para ancoragem e confinamento do material sob o duto, além de serem parte da estrutura de dissipação em degraus, que ajuda a controlar o fluxo de água. A utilização de gabiões, juntamente com outros materiais drenantes, permitiu a execução da obra sem a necessidade de desvios ou ensecamentos do rio, facilitando o trabalho em um ambiente desafiador. Essa abordagem não apenas garantiu a integridade do gasoduto, mas também proporcionou uma solução rápida e eficiente em comparação com métodos tradicionais, que exigem cuidados especiais e podem ser inviáveis em situações urgentes. Assim, os gabiões se mostraram essenciais para a segurança e a continuidade da operação do gasoduto, evidenciando sua relevância em obras de engenharia civil em áreas suscetíveis a erosão e variações de nível d'água (OLIVEIRA, 2003).

Outro relevante exemplo do uso de gabiões no espaço urbano tem a pesquisa de Paschoalin Filho (2020), que descreve o papel crucial desempenhado pelos gabiões na construção de barragens, especialmente em contextos como o enfrentado pelo município de Porto Feliz/SP durante a crise hídrica de 2015. A escolha por uma barragem composta por gabiões, em vez de uma barragem de terra compactada, foi motivada pela necessidade de uma solução rápida e eficaz, considerando as limitações físicas do local. A estrutura pôde ser montada com materiais de fácil acesso e não requereu mão de obra altamente especializada, o

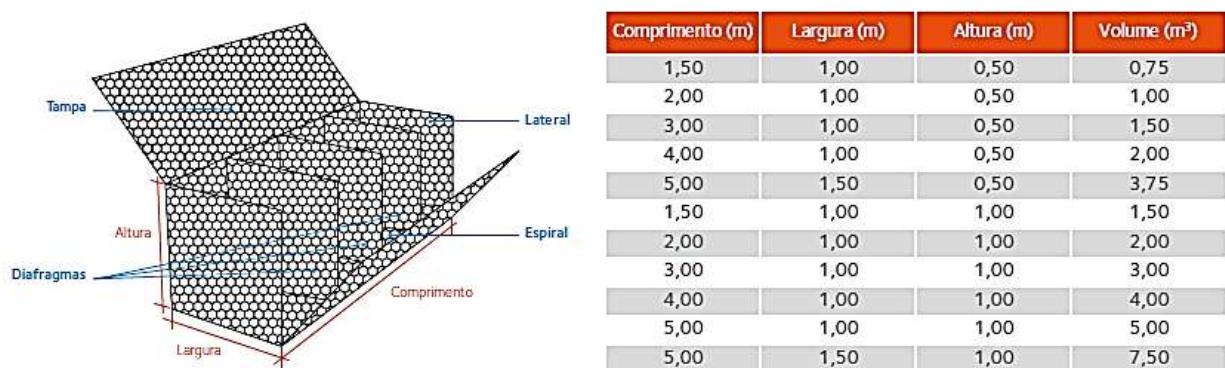
que acelerou o processo de construção. Isso foi fundamental para a obra em Porto Feliz, que precisava ser realizada rapidamente para garantir o abastecimento de água à população.

As contenções em gabião também trazem segurança à população, como foi o caso na cidade de Goiânia/GO, eles foram fundamentais na construção e estabilidade do viaduto na região sul da cidade, especialmente na contenção lateral da canalização da marginal Botafogo. Júnior (2016) relata que essas estruturas com gabião foram capazes de suportar o empuxo gerado pelo aterro e garantir a segurança do muro de contenção. A escolha dos gabiões se justificou pela sua capacidade de adaptação às variações do solo e pela eficiência em dissipar as tensões, minimizando o risco de deslizamento e tombamento. Além disso, a capacidade de estabilidade do muro de gabião foi crucial, uma vez que o aumento do tráfego de veículos na região acarretava um acréscimo de carga que poderia impactar diretamente a segurança da estrutura e aos usuários da via.

### 2.3.1 Tipos de gabiões

#### 2.3.1.1 Gabião caixa

Trata-se de um tipo de gabião em formato paralelepípedo, confeccionado com tela de malha hexagonal de dupla torção, com abertura interna do hexágono de  $8 \times 10$  cm, formando a base, as paredes verticais e a tampa (Figura 13). Usualmente, a caixa é dividida em células ao longo de seu comprimento por diafragmas posicionados a cada metro, os quais são presos à peça principal por um fio de arame em espiral contínuo (BELGO, 2019).



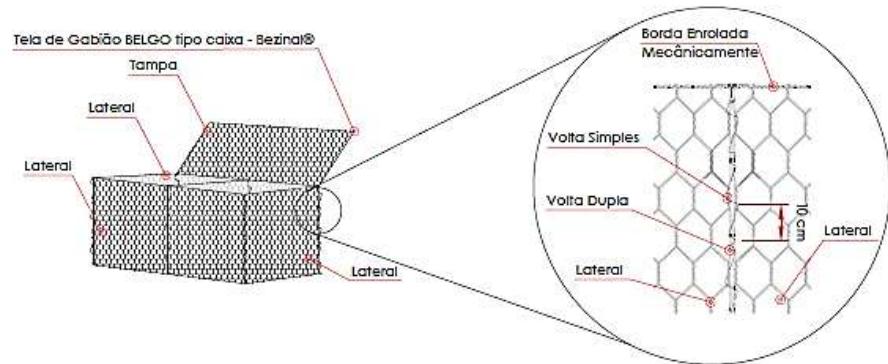
**Figura 13.** Geometria do gabião caixa e suas dimensões  
Fonte: Belgo (2019)

Os gabiões tipo caixa são fornecidos dobrados e agrupados em fardos. A montagem dessas peças deve ser realizada com o desdobramento sobre uma superfície rígida e plana. Em

seguida, as laterais e os diafragmas devem ser levantados na posição vertical, de modo a formar a caixa.

Após a montagem da caixa, é necessário unir as arestas dos quatro cantos, bem como as junções entre as paredes dos diafragmas ou divisões internas. Em seguida, deve-se utilizar o arame de amarração fornecido para costurar as conexões de baixo para cima, percorrendo toda a linha de união das arestas (Figura 14).

Após a fixação inicial do arame no vértice inferior, a costura deve passar por todas as malhas, garantindo a integridade estrutural da caixa. Para um acabamento adequado, recomenda-se o uso de gabaritos de sarrafos na face externa do paramento, que devem estar aprumados e alinhados para assegurar a correta disposição dos elementos e um melhor resultado final (BARROS, 2008).

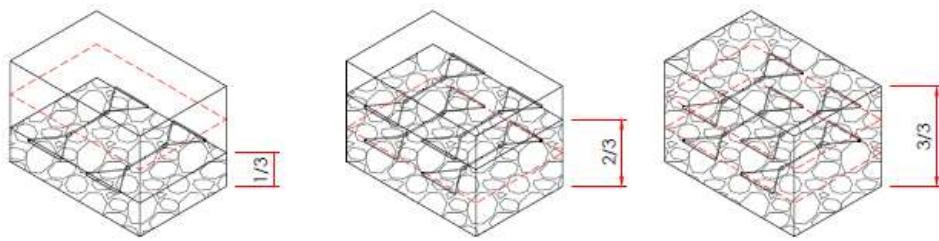


**Figura 14.** Detalhe da costura para amarração das malhas

Fonte: Belgo (2019)

O enchimento das caixas com pedras deve ser realizado de forma a minimizar os espaços vazios, garantindo a compactação adequada do material. Para gabiões com altura de 1 metro, o enchimento deve ser feito em três etapas. A cada terço do preenchimento, dois tirantes devem ser amarrados, conectando duas torções da face frontal às duas torções da face posterior de cada célula (Figura 15).

Para caixas com altura de 0,5 metros, o enchimento deve ser realizado em duas fases, posicionando os tirantes na metade da altura da caixa, garantindo a uniformidade da estrutura e a estabilidade do gabião (BARROS, 2008).



**Figura 15.** Representação das etapas de preenchimento  
Fonte: Belgo (2019)

Os gabiões podem ser preenchidos com qualquer material pétreo, desde que atenda aos requisitos técnicos, de durabilidade e funcionais exigidos para o tipo de obra. As dimensões mais adequadas das pedras de enchimento devem variar entre 1,5 a 2 vezes a maior dimensão da malha da rede, garantindo o correto encaixe e estabilidade estrutural. Além disso, recomenda-se a utilização de materiais com maior peso específico (Tabela 1), uma vez que o desempenho dos muros de gravidade está diretamente relacionado ao seu peso próprio. Materiais friáveis, solúveis ou de baixa dureza devem ser descartados, pois podem comprometer a resistência e a durabilidade da estrutura (BARROS, 2008).

**Tabela 1.** Valores de peso específico de rochas usadas no enchimento

<b>Tipo de rocha</b>	<b>Peso Específico (kN/m³)</b>
Basalto	25 - 33
Diorito	25 - 33
Gabro	27 - 31
Gnaisse	25 - 30
Granito	26 - 33
Calcário	17 - 31
Mármore	25 - 33
Quartzito	26,5
Arenito	12 - 30
Argilito	20 - 25

Fonte: Adaptado Barros (2008)

Segundo Camelo (2018), os materiais mais comumente utilizados para o enchimento dos gabiões são pedras britadas e seixos rolados. No entanto, o autor destaca a possibilidade de utilizar diversos outros materiais para o preenchimento dos gabiões tipo caixa, desde que atendam aos critérios técnicos necessários.

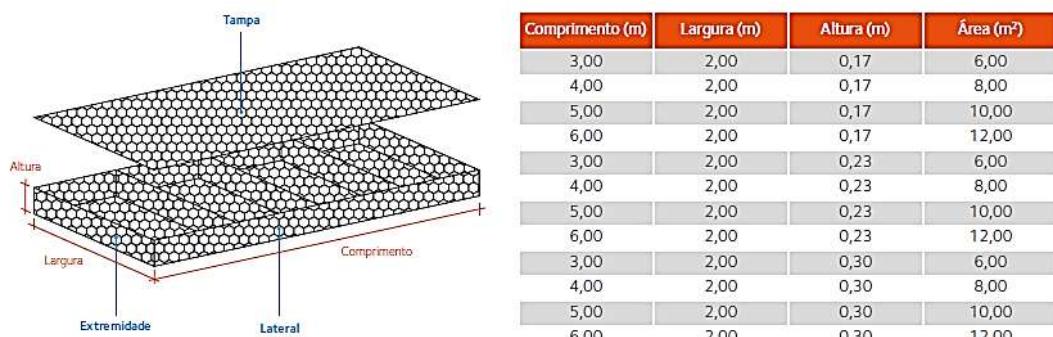
Pesquisas recentes têm evidenciado os Resíduos de Construção e Demolição (RCD) como uma alternativa viável para o enchimento de muros de gabião. Essa solução pode ser particularmente vantajosa em regiões com dificuldades na extração de pedras naturais, além

de contribuir para a redução dos impactos ambientais e a diminuição do consumo de matéria-prima virgem na execução de obras com gabião.

### 2.3.1.2 Gabião colchão

O gabião tipo colchão possui formato paralelepípedo de pequena altura e é confeccionado com malha hexagonal de dupla torção, com abertura interna de  $6 \times 8$  cm, formando as paredes verticais, a base e as extremidades. O colchão é dividido em células ao longo do comprimento por meio de diafragmas posicionados a cada metro, os quais são presos à estrutura principal por um fio de arame em espiral contínua. Diferentemente dos gabiões tipo caixa, nesse modelo, a tampa é separada da peça principal (BELGO, 2019).

Os colchões de gabião possuem dimensões padronizadas (Figura 16) e são amplamente utilizados em obras hidráulicas, especialmente para revestimento de canais. Além disso, sua aplicação pode se estender a obras de contenção e proteção de margens, encostas e taludes, proporcionando maior estabilidade e controle da erosão em áreas sujeitas à ação da água e ao intemperismo (BELGO, 2019).

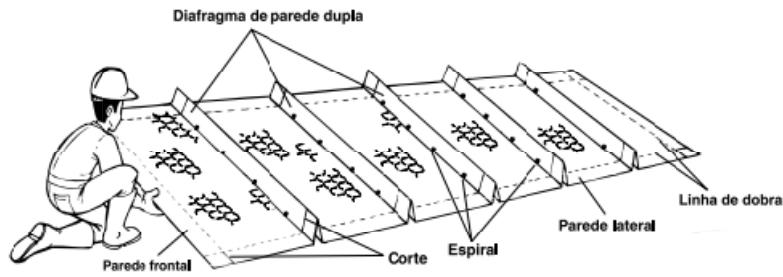


**Figura 16.** Geometria do gabião colchão e suas dimensões

Fonte: Belgo (2019)

Os colchões de gabião são fornecidos em fardos, com as peças dobradas e a tampa separada do corpo principal. A montagem dos colchões inicia-se com o desdobramento da peça sobre uma superfície rígida e plana. Para garantir a correta conformação da estrutura, recomenda-se utilizar os próprios pés para ajustar e remover eventuais irregularidades dos painéis, assegurando que a peça atinja seu comprimento nominal (Figura 17).

Após essa etapa, deve-se unir os diafragmas que permanecerem abertos, levantar as paredes laterais aos pares e dobrá-las a  $90^\circ$ , garantindo a correta união das arestas e a estabilidade da estrutura (BARROS, 2008).

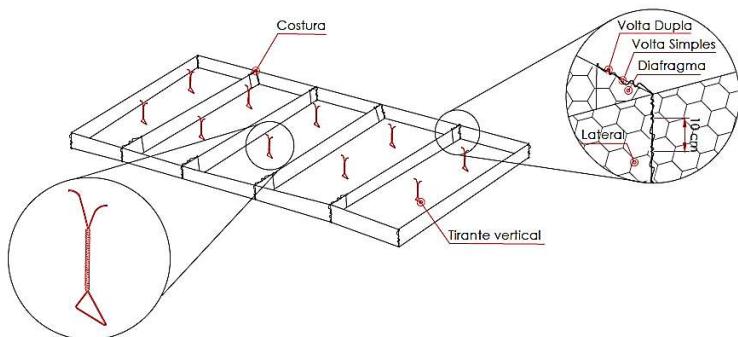


**Figura 17.** Representação do pano base do colchão

Fonte: Adaptação - Barros (2008)

As arestas dos quatro cantos do colchão, bem como as divisões internas e as paredes diafragmas, devem estar devidamente unidas. Em seguida, deve-se utilizar o arame de amarração para costurar a linha de união das arestas de baixo para cima, alternando entre voltas simples e duplas a cada 10 cm de espaçamento. Esse processo de amarração deve ser realizado do vértice inferior até o vértice superior da peça do colchão (Figura 18).

Durante a montagem dos colchões, devem ser instalados tirantes verticais para unir a tampa à base da estrutura, aumentando sua rigidez e estabilidade. Recomenda-se a utilização de pelo menos um tirante vertical por metro quadrado, garantindo uma amarração eficiente. Esses tirantes devem envolver uma malha, ter um comprimento suficiente para sobressair à espessura da peça e ultrapassar a camada de pedras de enchimento, permitindo a fixação da tampa posteriormente (BARROS, 2008).



**Figura 18.** Detalhamento da costura e tirantes

Fonte: Belgo (2019)

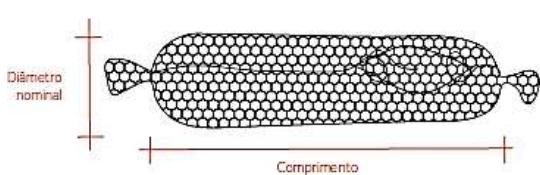
Após a montagem da peça e a finalização das costuras, inicia-se o processo de enchimento. A seleção e o critério para escolha do tipo de pedra devem seguir as mesmas orientações utilizadas para o gabião tipo caixa, com atenção especial à utilização de pedras de menores dimensões e mais homogêneas. Isso se deve ao fato de a abertura da malha do colchão ser menor, assim como sua altura reduzida, o que exige um preenchimento mais uniforme.

O uso de pedras de dimensões inadequadas pode comprometer o acabamento da estrutura, causar deformações na peça, aumentar o índice de vazios e dificultar o fechamento da tampa, reduzindo a eficiência do gabião colchão (BARROS, 2008).

### 2.3.1.3 Gabião saco

O gabião tipo saco é confeccionado a partir de um único pano de tela em malha hexagonal de dupla torção, de formato retangular, que, no momento da montagem, é enrolado para assumir uma forma cilíndrica, unindo os lados maiores do retângulo, enquanto suas extremidades são amarradas (Figura 19).

Os gabiões tipo saco são comumente utilizados como elementos de fundação em muros de gabião, sendo especialmente recomendados para áreas com leitos de cursos d'água, onde não é possível realizar desvios ou rebaixamentos do nível da água. Essa configuração estrutural proporciona flexibilidade e adaptação ao terreno, tornando essa solução eficaz para obras hidráulicas em condições adversas (BELGO, 2019).

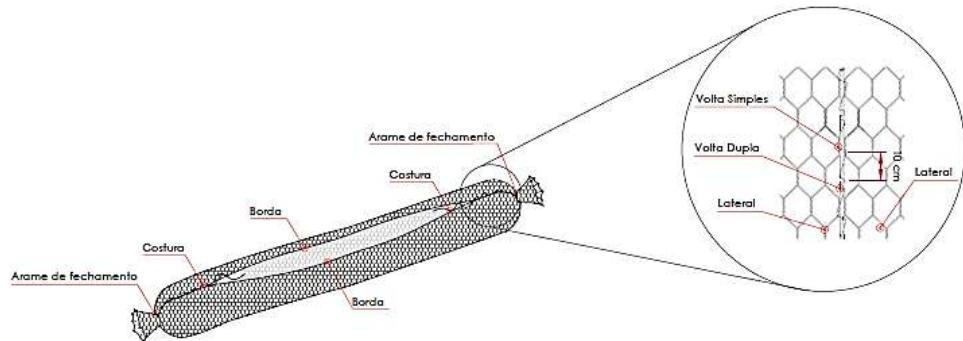


Comprimento (m)	Largura (m)	Volume (m³)
2,00	0,65	0,65
3,00	0,65	1,00
4,00	0,65	1,30
5,00	0,65	1,65

**Figura 19.** Geometria do gabião saco e suas dimensões  
Fonte: Belgo (2019)

O gabião tipo saco é fornecido em fardos, e sua montagem deve iniciar-se com a abertura do pano sobre uma superfície limpa e rígida, garantindo que a tela fique devidamente esticada. Para isso, recomenda-se utilizar os pés para remover eventuais irregularidades da malha.

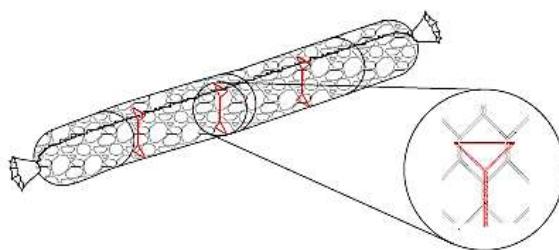
Após essa etapa, o pano é enrolado até formar um cilindro aberto nas extremidades. Em seguida, com o arame de fechamento, realiza-se a costura das bordas longitudinais a cada 30 cm, alternando entre voltas simples e duplas a cada malha (Figura 20). Esse mesmo procedimento deve ser repetido nas extremidades, garantindo que a aparência final da peça se assemelhe a um charuto (BARROS, 2008).



**Figura 20.** Detalhamento da costura e formato da peça  
Fonte: Belgo (2019)

Os tirantes devem ser confeccionados e posicionados na peça a cada 1 metro. Esses elementos podem ser diametrais ou perimetrais, sendo feitos com arame de amarração e tendo como principal função evitar deformações excessivas durante o enchimento, içamento e instalação da peça (Figura 21).

Os critérios de dimensionamento e seleção das pedras para o enchimento dos gabiões tipo saco seguem os mesmos princípios adotados para os gabiões tipo caixa. No entanto, devido ao formato cilíndrico da estrutura, o enchimento deve ser realizado da extremidade para o centro, garantindo melhor distribuição do material e evitando espaços vazios que possam comprometer a estabilidade da peça.

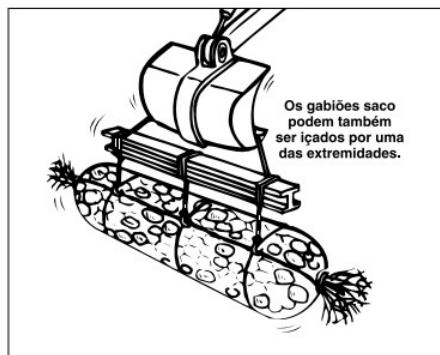


**Figura 21.** Detalhamento dos tirantes  
Fonte: Belgo (2019)

Por ser um tipo de gabião que permite a montagem e o enchimento completo fora do local de aplicação, seu manuseio ocorre por meio do içamento integral da peça, o que representa uma grande vantagem para obras emergenciais e/ou em locais submersos.

Recomenda-se a utilização de um elemento metálico com comprimento próximo ou igual ao do gabião, permitindo a conexão de cabos ou correntes para o içamento. Dessa forma, as tensões geradas pelo peso próprio do gabião são mais bem distribuídas, reduzindo o risco de deformações excessivas durante a movimentação da peça (Figura 22).

Outro aspecto relevante na execução dos gabiões tipo saco é que, diferentemente de outros tipos de gabião, suas peças não precisam ser amarradas entre si. Em vez disso, recomenda-se que sejam posicionadas sem deixar espaços entre elas, garantindo maior estabilidade estrutural e melhor desempenho na contenção (BARROS, 2008).



**Figura 22.** Detalhamento de içamento do gabião saco  
Fonte: Barros (2008)

#### 2.3.1.4 Gabiões Eletrosoldados: Características e Histórico

Os gabiões eletrosoldados são uma variação dos gabiões de malha hexagonal de dupla torção, apresentando características técnicas distintas, como maior rigidez estrutural e procedimentos de instalação diferenciados em relação aos gabiões convencionais de malha tecida.

A origem dos gabiões eletrosoldados não possui registros históricos concretos, porém há patentes datadas da década de 1920 relacionadas ao uso da malha eletrosoldada em estruturas similares. Em 1974, Burbidge patenteou o uso de conectores para a estruturação de painéis de malhas soldadas aplicadas a gabiões, marcando um avanço na engenharia dessas estruturas (SANTOS JUNIOR, 2018).

No Brasil, os gabiões eletrosoldados fizeram sua primeira aparição oficial no XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), realizado em 2022, no município de Campinas/SP. O evento, promovido pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), apresentou os modelos Easy S e Monotec R como uma inovação inédita na América Latina.

Esses novos modelos foram desenvolvidos com o propósito de proporcionar estruturas de contenção com resistência superior aos gabiões tradicionais, além de oferecer fácil modulação e alto desempenho, tornando-se uma solução promissora para aplicações em engenharia geotécnica e infraestruturas de contenção (Figura 23) (ABMS, 2022).



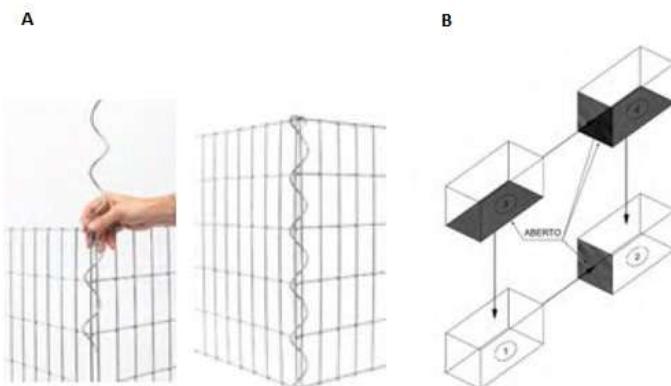
**Figura 23.** Gabiões do tipo eletrosoldado

Fonte: Cruz (2023)

Segundo Cruz (2023), os gabiões eletrosoldados são caixas metálicas modulares que seguem as Normas Européias DIN EN 10.223-8:2013 e DIN EN 9227. Essas estruturas são confeccionadas a partir de malhas soldadas, utilizando arames de 4 mm de aço carbono, que recebem um revestimento metálico por galvanização a quente antes do processo de soldagem. Esse revestimento é composto por uma liga de zinco-alumínio, conferindo maior durabilidade e resistência à corrosão.

Diferentemente dos gabiões de malha hexagonal de dupla torção, o processo de montagem dos gabiões eletrosoldados não envolve arames de amarração. Em vez disso, as caixas modulares são formadas por meio da junção de painéis rígidos, conectados por peças de ligação de alta resistência. Essas conexões garantem a união dos painéis horizontais e verticais, permitindo tanto a montagem individual das caixas quanto a interligação entre múltiplas unidades.

A montagem dos gabiões eletrosoldados é considerada mais eficiente e racional, pois não há sobreposição desnecessária de materiais. Além disso, painéis e conexões podem ser reutilizados para a montagem de múltiplas peças, tornando o processo mais ágil e reduzindo desperdícios (Figura 24) (BELGO, 2022).



**Figura 24.** Montagem das caixas: a) Detalhamento da união de painéis na vertical por conexão; b)

aproveitamento de painéis para modulação das caixas

Fonte: Belgo (2022)

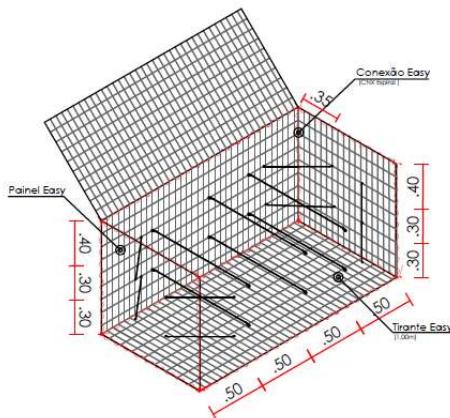
Os gabiões eletrosoldados também utilizam tirantes para evitar deformações e manter a geometria das peças. Nesse tipo de gabião, os tirantes são fabricados industrialmente e fornecidos junto com os painéis e conexões, garantindo padronização e eficiência na montagem.

Para gabiões tipo caixa com 1 metro de altura, recomenda-se a instalação de uma linha de tirantes a cada 1/3 da altura. Já para gabiões com 0,5 metros de altura, é indicada uma única linha de tirantes posicionada ao centro da caixa.

Cada linha de tirantes deve conter:

- Um tirante em cada extremidade dos ângulos de 90° da caixa;
- Tirantes adicionais a cada 50 cm ao longo do comprimento do painel que compõe a caixa (Figura 25) (BELGO, 2022).

Esse sistema de reforço estrutural melhora a distribuição das cargas, garantindo maior estabilidade e resistência ao longo da vida útil da estrutura.



**Figura 25.** Detalhamento das alturas e posicionamento dos tirantes  
Fonte: Belgo (2022)

O enchimento das caixas deve ser realizado seguindo a linha dos tirantes, ou seja, o preenchimento com pedras deve ocorrer a cada 1/3 da altura da caixa, garantindo a distribuição uniforme do material e a estabilidade da estrutura.

Os critérios para a seleção e escolha das pedras seguem os mesmos adotados para os gabiões tipo caixa de malha hexagonal, priorizando a redução de espaços vazios e um melhor espalhamento do material dentro da estrutura. No entanto, os gabiões eletrosoldados permitem o uso de pedras de menor dimensão, além de possibilitar um processo mais mecanizado para o lançamento das pedras, tornando a execução mais eficiente (Figura 26).

Os gabiões eletrosoldados estão disponíveis em diferentes dimensões de painéis, com aberturas de  $5 \times 5$  cm,  $5 \times 10$  cm e  $10 \times 10$  cm, alturas de 0,5 e 1,0 metro, e comprimentos de 0,5, 1,0, 1,5 e 2,0 metros (BELGO, 2022).

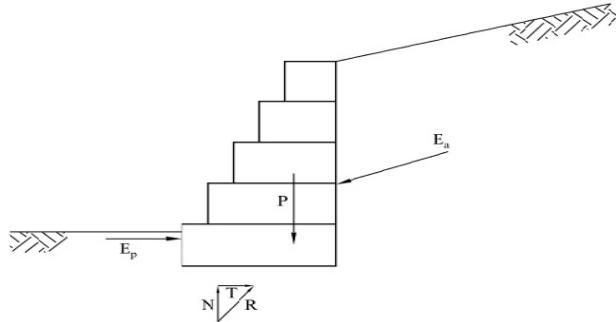


**Figura 26.** Enchimento das caixas de gabião eletrosoldado  
Fonte: De autoria própria

### 2.3.2 Dimensionamento de muro em gabião

Os muros de contenção em gabião trabalham em função do seu peso próprio e por isso são dimensionadas como um muro de gravidade, que tem como função suportar os empuxos de terra atuantes. Os empuxos de terra é o resultado das pressões laterais aplicadas pelo solo sobre uma estrutura de contenção, estas pressões podem ser devido a sobrecargas aplicadas sobre ele ou pelo peso próprio do solo (GERSCOVICH, 2016). Normalmente os empuxos laterais de solo sobre uma estrutura de contenção são calculados por intermédio de um coeficiente (empuxo ativo ( $k_a$ ), passivo ( $k_p$ ), repouso ( $k^0$ ))), no qual é multiplicado pelo valor da tensão vertical efetiva naquele ponto. Este valor dependerá da interação solo/estrutura, ou seja, da movimentação relativa entre o solo e a estrutura de contenção (GERSCOVICH, 2016).

O movimento de o solo empurrar a estrutura denomina-se empuxo de terra ativo ( $E_a$ ), o de quando a estrutura empurra o solo, chama-se de empuxo passivo ( $E_p$ ), já a da estrutura que não permite qualquer tipo de deslocamento, empuxo em repouso ( $E_r$ ), (Figura 27). Para a determinação destes empuxos, as teorias clássicas de Coulomb e de Rankine, como também o método de equilíbrio limite são utilizadas (SANTOS JUNIOR, 2018).



**Figura 27.** Esforços atuantes em um muro de contenção de gabião  
Fonte: Barros (2010)

### 2.3.2.1 Teoria de Rankine

Segundo (Gerscovich, 2016), a teoria de Rankine é datada de 1857, considera que os movimentos do muro de contenção são suficientes para mobilizar os estados de tensão ativo ou passivo, além de fundamentar-se pelas hipóteses de: solo homogêneo e isotrópico, a estrutura de contenção ser vertical, superfície do terra plano, a pressão resultante encontrada a 1/3 da altura (acima da base da parede), a ruptura ocorrer sob o estado plano de deformação e acontecer em todos os pontos do maciço simultaneamente. Esta teoria é baseada na equação de ruptura de Mohr (CAPUTO, 1988).

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{\tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

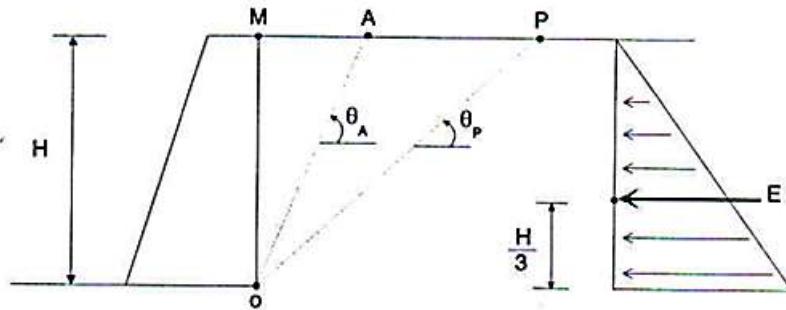
Onde,

$\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são tensões principais;

$\phi$  é o ângulo de atrito interno do solo;

c é a coesão do solo.

A teoria de Rankine é válida quando toda a massa de solo no retro-aterro encontra-se em um estado de equilíbrio plástico, ou seja, há equilíbrio entre as tensões cisalhantes e as tensões resistentes em qualquer um dos pontos deste maciço de terra. Na Figura 28, temos uma apresentação resumida do método da Teoria de Rankine para o cálculo do empuxo (E) nos estados ativos e passivos de tensão e obtenção das pressões ativa ( $P_a$ ) e passiva ( $P_p$ ) (BARROS, 2008).



$$P_a = \gamma \cdot h \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot (K_a)^{0,5}$$

Ativo	Passivo
$\theta_a = 45 + \left(\frac{\phi'}{2}\right)$	$\theta_p = 45 - \left(\frac{\phi'}{2}\right)$
$k_a = \frac{(\tan \theta_a)}{(\tan \theta_p)}$	$k_p = \frac{(\tan \theta_p)}{(\tan \theta_a)}$
$P_a = K_a \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$	$P_p = K_p \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}$
Sugestão: Desprezando a parcela da coesão no diagrama resultante de tensões, utilizar:	Sugestão: Desprezando a parcela da coesão no diagrama resultante de tensões, utilizar:
$E_a = \frac{(P_a \cdot H)}{2}$	$E_p = \frac{(P_p \cdot H)}{2}$
$\gamma, c', \phi'$ = parâmetros efetivos do retroaterro	

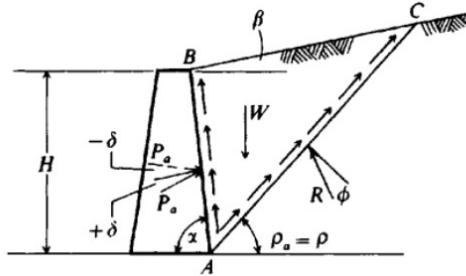
**Figura 28.** Esforços atuantes em um muro de contenção em gabião  
Fonte: Adaptação de Gerscovich (2016) e Barros (2008)

### 2.3.2.2 Teoria de Coulomb

A teoria é datada de 1776, Coulomb baseou-se na teoria de equilíbrio limite, o qual admite que no momento da mobilização total da resistência do solo formam-se superfícies de ruptura ou de deslizamento no interior do maciço do solo. Estas superfícies fatiariam uma parcela do maciço que se movimentaria em relação às demais partes do solo no sentido do deslocamento da estrutura. Caso esta parcela do solo for um corpo rígido, o empuxo pode então ser determinado do equilíbrio das forças atuantes sobre este corpo (BARROS, 2008).

O método de Coulomb admite que as superfícies de ruptura sejam planas e que o empuxo é quem age sobre a mais crítica das superfícies de rupturas. Diferente da teoria de Rankine, Coulomb traz a vantagem de poder considerar a ocorrência de atrito entre o solo e a estrutura de arrimo, como também de possibilitar a análise de estruturas com o paramento não vertical (SANTOS JUNIOR, 2018).

Na Figura 29 temos a mobilização dos estados de empuxo ativo dão origem junto com suas respectivas equações:

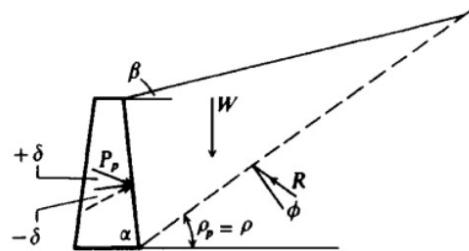


$$k_a = \frac{\operatorname{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\operatorname{sen}^2 \alpha \cdot \operatorname{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\varphi + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\varphi - \beta)}{\operatorname{sen}(\alpha - \delta) \cdot \operatorname{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$E_a = \gamma \cdot H \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}$$

**Figura 29.** Mobilização dos estados de empuxo ativo para o método Coulomb  
Fonte: Bowles (1997)

A mobilização dos estados passivos dá origem as suas respectivas equações, tal como representado na Figura 30.



$$k_p = \frac{\operatorname{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\operatorname{sen}^2 \alpha \cdot \operatorname{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\varphi + \delta) \cdot \operatorname{sen}(\varphi - \beta)}{\operatorname{sen}(\alpha - \delta) \cdot \operatorname{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$E_p = \gamma \cdot H \cdot k_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p}$$

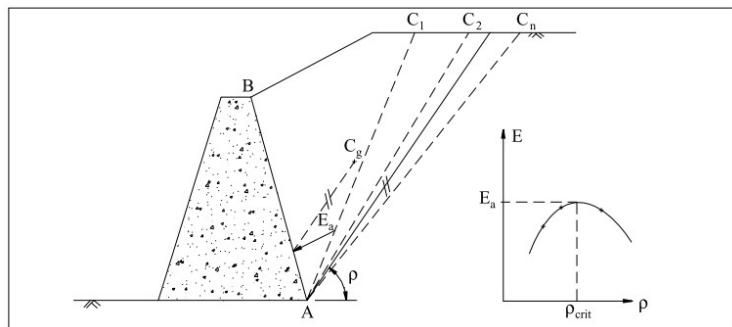
**Figura 30.** Mobilização dos estados de empuxo passivo para o método Coulomb  
Fonte: Bowles (1997)

### 2.3.2.3 Método de Equilíbrio Limite

No caso de o solo ser coesivo ou da superfície do maciço não ser plana, a teoria de Coulomb não pode ser aplicada diretamente. Para estas situações pode adotar um método de

análise semelhante ao de Coulomb, porém voltado especificamente ao problema em questão (BARROS, 2008).

Exemplo tem o caso demonstrado na Figura 31. Devido a superfície de o maciço ter uma descontinuidade no talude, ou seja, inclinação inconstante, não é possível usar as expressões apresentadas na teoria anterior para determinar o empuxo. Nesta situação, pode-se fazer uma análise por tentativas. Várias posições são consideradas para a superfície de ruptura e para cada uma delas determina-se o valor do empuxo por meio do equilíbrio de forças (Figura 31). Os valores encontrados são colocados em função da superfície de ruptura que os deu origem e assim possibilita estimar a variação correspondente. Loco, consegue determinar a posição mais crítica da superfície de ruptura e o empuxo correspondente (BARROS, 2008).



**Figura 31.** Método do equilíbrio limite  
Fonte: Barros (2008)

Nesta linha de aplicação, Santos Junior (2018) cita que o valor do empuxo ativo ( $E_a$ ) é determinado para cada uma das cunhas através do equilíbrio das forças que atuam sobre ela.

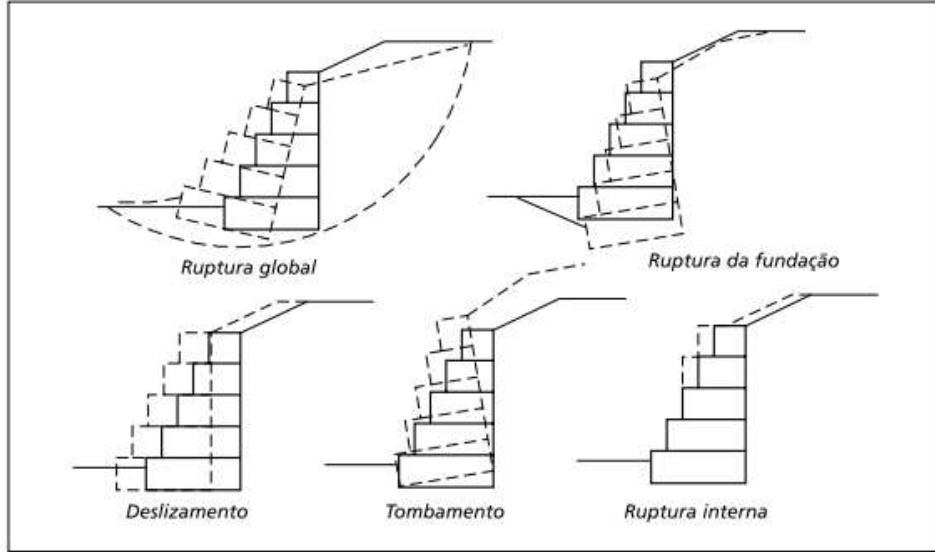
$$E_a = \frac{P \operatorname{sen}(\rho - \phi)}{\operatorname{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

A vantagem deste método as outras teorias estão na grande variedade de casos que podem ser analisados, como por exemplo: solo coesivo, pressões neutras no interior do solo, presença de sobrecargas não uniformes sobre o maciço e demais situações (BARROS, 2008).

### 2.3.3 Análise de estabilidade

Os muros de contenção em gabião como qualquer outra estrutura de contenção, precisam ter análises de estabilidade. As contenções de gabião têm as mesmas considerações de um muro de arrimo tradicional, até mesmo a análise contra a ruptura interna que está vinculada as características do material empregado. As análises de estabilidade feitas em muros de gabião partem da hipótese do muro como um bloco rígido que reage às forças externas aplicadas sobre ele (SANTOS JUNIOR, 2018).

Os principais tipos de análises em muros de gabião são: ruptura global, ruptura da fundação, deslizamento, tombamento e ruptura interna, como representado na Figura 32 (BARROS, 2008).

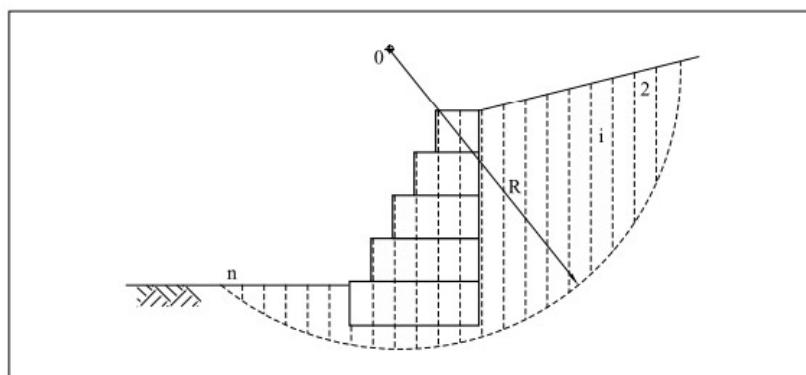


**Figura 32.** Tipos de ruptura de muros em gabião  
Fonte: Barros (2008)

### 2.3.3.1 Análise de ruptura global

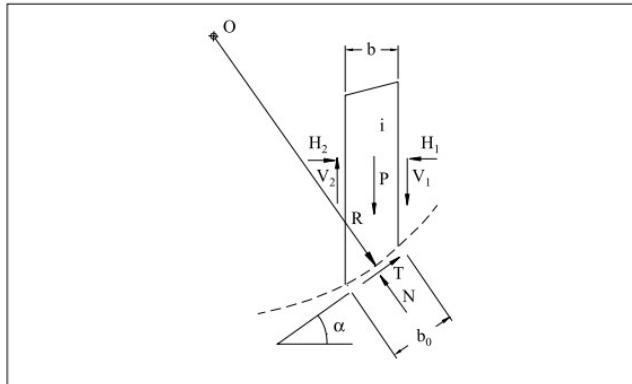
A ruptura global do maciço é o escorregamento ao longo de uma superfície de ruptura que contorna a estrutura de contenção, sua principal ocorrência se dá quando há camadas de solos menos resistentes abaixo da fundação do muro de contenção (BARROS, 2008).

Dentre vários métodos de análise, Barros (2008) destaca o método de Bishop simplificado como o mais utilizado, por considerar a superfície de ruptura cilíndrica a torna mais realista, aproxima melhor das rupturas observadas, além da vantagem de subdividir o material potencialmente instável em lamelas (Figura 33), podendo considerar muitas situações diversas como camadas de solo diferentes, lençol freático, sobrecargas e tantas outras.



**Figura 33.** Método de Bishop  
Fonte: Barros (2008)

Neste método é considerado uma superfície de ruptura cilíndrica arbitrária e o material delimitado por esta superfície, fica dividido em lamelas. As forças que agem sobre estas lamelas são o peso próprio ( $P$ ) da lamela, as forças normal ( $N$ ) e tangencial ( $T$ ) na superfície de ruptura e as forças horizontais ( $H_1$ ) e ( $H_2$ ) e verticais ( $V_1$ ) e ( $V_2$ ) que agem nas faces laterais da lamela (Figura 34) (BARROS, 2008).



**Figura 34.** Forças que agem sobre a lamela (i)  
Fonte: Barros (2008)

Pelo equilíbrio de forças na direção vertical obtemos:

$$N \cdot \cos \alpha = P - T \cdot \sin \alpha - (V_1 - V_2)$$

A força tangencial ( $T$ ) é obtida por:

$$T = \frac{s \cdot b_0}{F} = \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha}$$

Onde, ( $F$ ) é o coeficiente de segurança (considerado igual para todas as lamelas) contra a ruptura, ( $s$ ) é a resistência ao cisalhamento na lamela, obtida por:

$$s = c + \sigma \cdot \tan \phi = c + \frac{N \cdot \cos \alpha}{b} \cdot \tan \phi$$

Admitindo-se que “ $V_1 - V_2 = 0$ ”, tem-se que

$$N = \frac{P}{\cos \alpha} - \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha} \cdot \tan \alpha$$

Logo a resistência ( $s$ ) passa a ser:

$$s = c + \left( \frac{P}{b} - \frac{s}{F} \cdot \tan \alpha \right) \cdot \tan \alpha$$

Barros (2008) menciona que fazendo o equilíbrio global de momentos em relação ao centro do arco de ruptura e que a somatória dos momentos das forças laterais entre as lamelas é nula, temos:

$$\sum_{i=1}^n (R T_i) = \sum_{i=1}^n (R T_i \cdot \sin \alpha_i)$$

ou

$$R \cdot \sum_{i=1}^n \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha} = R \cdot \sum_{i=1}^n (P \cdot \sin \alpha)$$

Então:

$$F = \frac{\sum (s \cdot b / \cos \alpha)}{\sum (P \cdot \sin \alpha)}$$

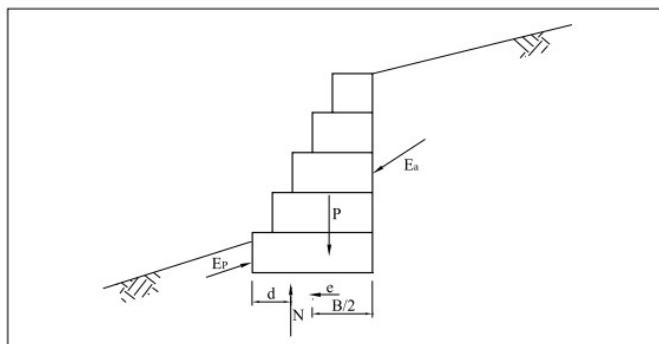
Obtendo-se:

$$F = \frac{\sum \frac{(s \cdot b + P \cdot \tan \phi \cdot \sin \alpha)}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi \cdot \sin \alpha}{F}}}{\sum (P \cdot \sin \alpha)}$$

O coeficiente de segurança (F) é determinado como iterativo, pois aparece nos dois lados da expressão. A identificação de uma superfície de ruptura necessita de três parâmetros (posição vertical e horizontal do centro “O”, como também do valor do raio (R)), devem ser feitas várias pesquisas de superfícies de ruptura até encontrar a mais crítica, a de menor valor de (F) (BARROS, 2008).

### 2.3.3.2 Análise de ruptura da fundação

Ruptura de fundação ou recalque excessivo ocorre quando as pressões exercidas pela estrutura sobre o solo de fundação são superiores à sua capacidade de carga (Figura 35) (BARROS, 2008).



**Figura 35.** Forças atuantes sobre uma estrutura de gabião  
Fonte: Barros (2008)

Pelo equilíbrio de momentos atuantes sobre a estrutura de contenção em gabião, pode-se o ponto de atuação da força normal (N):

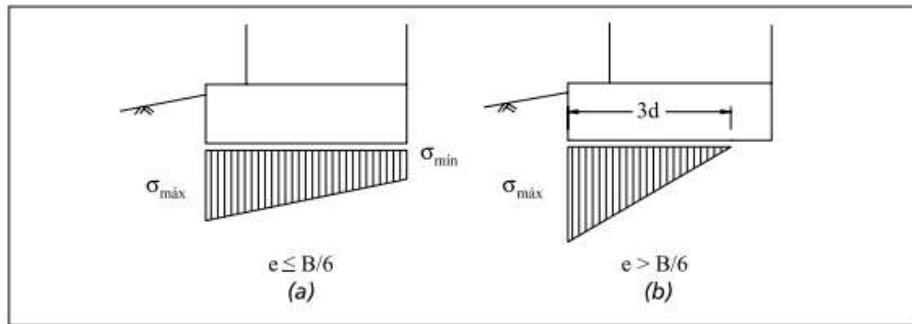
$$d = \frac{M_p + M_p^E + M_a^E}{N}$$

A força normal (N) é a resultante das pressões normais que agem na base do muro de contenção em gabião, para sua obtenção, faz necessário conhecer a forma da distribuição

delas. Usualmente admite-se uma distribuição linear para as pressões, logo, o valor máximo e mínimo delas ocorrerá nas extremidades da base da estrutura (Figura 36) e serão dadas pelas fórmulas abaixo:

$$\sigma_{\text{máx.}} = \frac{N}{B} \cdot \left( 1 + 6 \cdot \frac{e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\text{mín.}} = \frac{N}{B} \cdot \left( 1 - 6 \cdot \frac{e}{B} \right)$$



**Figura 36.** Distribuição das pressões na fundação  
Fonte: Barros (2008)

Segundo Barros (2008), no caso do valor da excentricidade ( $e$ ) ser maior que ( $B/6$ ), há um deslocamento da parte anterior da base, gerando uma distribuição triangular em que a pressão máxima passa a ser:

$$\sigma_{\text{máx.}} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot d}$$

Esta situação deve ser evitada devido à ocorrência da concentração de tensões. A determinação da capacidade de carga da fundação do muro de contenção pode ser feita pelo cálculo proposto por Hansen (BARROS, 2008):

$$\sigma r_{\text{lim.}} = c \cdot N_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y \cdot d_y \cdot i_y$$

Onde:

$$q = \gamma \cdot h$$

$$i_q = 1 - \frac{T}{2 \cdot N}$$

$$i_y = I_q^2$$

$$d_c = d_{qc} = 1 + 0,35 \cdot \frac{y}{B}$$

$$d_y = 1$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

Nas fórmulas acima apresentadas, ( $\gamma$ ), (c) e ( $\phi$ ) são o peso específico, a coesão e o ângulo de atrito interno, respectivamente, do solo da fundação; ( $h$ ) significa a altura do solo à frente da contenção em relação à cota de apoio e ( $T$ ) é a força tangencial que age na base (BARROS, 2008). Logo, a tensão admissível na cota de apoio de fundação, considerando-se o fator de segurança (FS) igual a 3,0, será:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{\text{lim}}}{FS}$$

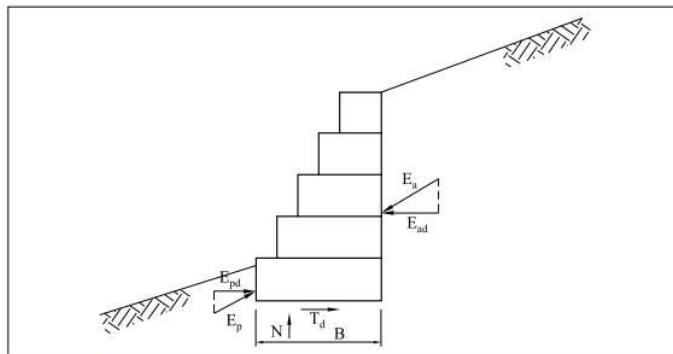
No caso de haver camadas de solos menos resistentes abaixo da fundação, a carga máxima admissível precisa ser verificada nestas camadas. Além desta ação, precisa levar em consideração a dissipação das pressões verticais aplicadas pelo muro de contenção até a camada analisada (BARROS, 2008).

### 2.3.3.3 Análise de deslizamento

O deslizamento ocorre quando o empuxo passivo disponível à frente da estrutura, somado a resistência ao escorregamento ao longo da base da contenção, é insuficiente para neutralizar o efeito do empuxo ativo. O coeficiente de segurança contra o deslizamento ( $F_d$ ) é definido pela expressão (BARROS, 2008):

$$F_d = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}}$$

Onde, ( $E_{ad}$ ) e ( $E_{pd}$ ) são componentes dos empuxos ativo e passivos na direção do escorregamento (Figura 37).



**Figura 37.** Forças atuantes quanto ao deslizamento em uma estrutura de gabião  
Fonte: Barros (2008)

A força ( $T_d$ ) é o que vale a resistência ao cisalhamento disponível ao longo da base do muro, representado na fórmula:

$$T_d = N \cdot \tan \delta^* + a^* \cdot B$$

Onde, ( $\delta^*$ ) significa o ângulo de atrito entre o solo da fundação e a base do muro, enquanto ( $a^*$ ) representa a adesão entre a base e o solo. Os valores apresentados por Barros (2010) para eles são:

$$\frac{2}{3} \tan \phi \leq \tan \delta^* \leq \tan \phi$$

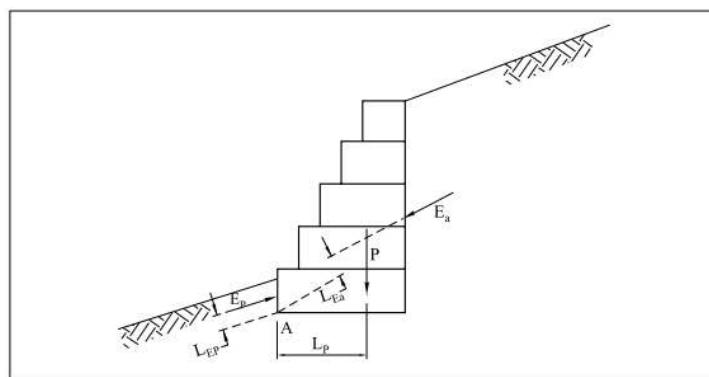
$$\frac{1}{3} \cdot c \leq a^* \leq \frac{3}{4} \cdot c$$

Autores como Coduto, Kitch e Yeung (2015) sugerem o valor de  $F_d \geq 1,5$  para solos não coesivos e  $F_d \geq 2,0$ , para solos coesivos.

#### 2.3.3.4 Análise de tombamento

O tombamento ocorre quando o momento estabilizante do peso próprio do muro de gabião em relação ao fulcroc (ponto de apoio do tombamento) é insuficiente para neutralizar o momento do empuxo ativo na estrutura (Figura 38). O coeficiente de segurança contra o tombamento ( $F_t$ ) é obtido pela expressão (BARROS, 2008):

$$F_t = \frac{M_p + M_{Ep}}{M_{Ea}}$$



**Figura 38.** Forças atuantes quanto ao tombamento em uma estrutura de gabião

Fonte: Barros (2008)

Para Barros (2008), a outra forma de obter o ( $F_t$ ) é considerar que a contribuição da componente horizontal do empuxo ativo ( $E_{ah}$ ) é a única que contribui com o momento de

tombamento, enquanto sua componente vertical ( $E_{av}$ ) contribui para o momento resistente. Desse modo, o ( $F_t$ ) passa a ser:

$$F_t = \frac{M_p + M_{Ep} + M_{Eav}}{M_{Eah}}$$

Barros (2008) sugere  $F_t \geq 1,5$  como valor mínimo para o coeficiente de segurança contra o tombamento.

### 2.3.3.5 Análise de ruptura interna

A ruptura interna ocorre quando há ruptura das seções intermediárias entre os gabiões, que pode ter como origem o escorregamento como também pelo excesso de pressão normal (BARROS, 2008).

Nos muros de contenção em gabião é necessário analisar a segurança contra o deslizamento das caixas de gabião superiores sobre as inferiores; o que faz esse estudo assemelhar-se ao executado na análise de arraste. No entanto, esta análise é conduzida para cada nível de “escada ou degrau” da estrutura de gabião, de forma que para o cálculo do empuxo considera-se a altura total do topo até o nível em análise. Além disso, faz necessário considerar o atrito entre as caixas como a resistência ao longo da base, tal resistência é concebida pelo ângulo de atrito ( $\varphi^*$ ) e pela coesão ( $C_g$ ) entre os gabiões. Tais valores são sugeridos por Barros (2008):

$$\varphi^* = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ$$

$$C_g = 0,30 \cdot p_u - 0,50 \text{ [tf/m}^2\text{]}$$

Onde ( $\gamma_g$ ) é o peso específico dos gabiões em (tf/m<sup>3</sup>) e ( $p_u$ ) é o peso da caixa de gabião metálica em (kgf/m<sup>3</sup>).

A tensão normal máxima entre os gabiões também é necessária para análise, tal verificação é semelhante à desenvolvida nos cálculos de ruptura de fundação. No cálculo de ( $\sigma_{máx.}$ ) admite-se que a força normal (N) se dissipá uniformemente sobre seu ponto de aplicação até uma distância (d) para cada lado deste ponto, ou seja, (d) equivale à distância entre o ponto de aplicação de (N) e a borda da camada de gabiões (BARROS, 2008). Dessa forma obtém-se:

$$\sigma_{máx.} = \frac{N}{2 \cdot d}$$

A tensão normal máxima admissível entre os gabiões é:

$$\sigma_{\text{adm}} = 0,30 \cdot \gamma_g - 30 \text{ [tf/m}^2\text{]}$$

## 2.4 Fatores de segurança para análise e dimensionamento

Atualmente no Brasil temos a norma ABNT NBR 11.682/2009 – Estabilidade de encostas, essa normativa traz os fatores de segurança (FS) como responsáveis por assegurar e cobrir as incertezas naturais durante a elaboração de um projeto de contenção. A depender dos riscos envolvidos, o projeto deverá ser enquadrado em uma das classificações de nível de segurança previstas na norma, que tem como critérios a possibilidade de danos ambientais e materiais (Quadro 1), como também da perda de vidas humanas (Quadro 2) (ABNT NBR 11682, 2009).

**Quadro 1.** Nível de segurança almejado contra danos ambientais e materiais

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos ambientais: Locais expostos a acidentes ambientais graves, como por exemplo: proximidades de armazenamento de combustíveis, barragens de rejeito e indústria de produtos tóxicos. Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor patrimonial, histórico e/ou social, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais.
Médio	Danos ambientais: Locais suscetíveis a acidentes ambientais moderados. Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado.
Baixo	Danos ambientais: Locais expostos a acidentes ambientais reduzidos. Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido.

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009)

**Quadro 2.** Nível de segurança almejado contra perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como por exemplo: edificações residenciais, públicas e/ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de grande concentração de pessoas como as ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas, exemplo: ferrovias e rodovias de tráfego moderado.
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas, exemplo: ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009)

Pela ABNT (2009), os profissionais responsáveis pelas estruturas de contenção devem adotar o FS mínimo no cálculo de estabilidade global, para isso devem levar em conta os níveis de segurança padronizados nos Quadros 1 e 2, de modo a confrontá-los com os valores dos fatores de segurança mínimos para deslizamentos, Quadro3. Estes valores também estão

presentes na NBR 11.682/2009 e referem-se às análises de estabilidade global e local do maciço de solo, índices independentes de outros fatores de segurança recomendados por normas de dimensionamento de estruturas de contenção.

**Quadro 3.** Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

Nível de Segurança contra danos a vidas Humanas.	Alto	Médio	Baixo
Nível de Segurança Contra danos Materiais e ambientais			
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Nota 1- No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança supracitados devem ser majorados em 10%.

Nota 2- No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros  $\gamma$ ,  $\phi$ ,  $c$  em função das incertezas destes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo responsável técnico.

Fonte: ABNT NBR 11.682 (2009)

A NBR 11.682/2009 define as terminologias adequadas para os tipos de movimento de massas, conforme o Quadro 4 (ABNT, 2009).

**Quadro 4.** Tipos de movimento de massa

Terminologia dos tipos de movimento de massas	Definição
Queda/Rolamento	Desprendimento de fragmentos do terreno, independentemente do tamanho, que precipitam em queda livre ou qualquer tipo de trajetória.
Tombamento	Movimento de massa em forma de báscula com eixo na base
Escorregamento	Movimento de massa por deslocamento sobre uma ou mais superfícies
Escoamento	Movimento de massa com propriedades de fluido com escoamento lento ou rápido

Fonte: ABNT NBR 11.682 (2009)

A norma vigente cita que toda estrutura de caráter de contenção deve ser calculada para suportar os esforços provenientes do solo, como também uma sobrecarga accidental mínima de 20 kPa, uniformemente distribuída sobre toda a superfície do maciço a ser contido. No caso de adotar valores inferiores ao recomendado em norma, o responsável técnico deverá justificar sua ação. Para as estruturas de contenção a gravidade, isso inclui os muros em

gabião, o dimensionamento deve atender à verificação da estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga da fundação (ABNTNBR 11.682, 2009).

Outro aspecto abordado na norma são os critérios de cálculo para estabilidade de encostas ou elemento constituinte de obras de contenção de maciço de solo, a NBR 11682/2009 exige que os seguintes elementos sejam claramente definidos para qualquer situação de cálculo (ABNTNBR 11.682, 2009):

- i) As seções geológico-geotécnicas consideradas;
- ii) Os parâmetros geotécnicos do terreno e os respectivos critérios para obtenção dos valores adotados considerando coerentemente os parâmetros de resistência para os casos de solos intacto e rompido. No caso de terreno rompido considerar coesão igual a zero;
- iii) O método de cálculo, com indicação das fórmulas consideradas, programas utilizados ou bibliografia de consulta;
- iv) As situações do nível da água, poro-pressão, atuação de sobrecargas, eventuais sismos e fases executivas.

O sistema de drenagem é outro fator de relevância e que deve estar no projeto de contenção, mesmo para estruturas drenante como os muros de gabião, os quais podem ou não atribuir sistemas complementares de drenagem na estrutura. A norma cita dois tipos de dreno, o superficial e o profundo. Os drenos superficiais são aqueles preferencialmente moldados “in loco”, no qual se deve atentar para o local final de descarga do sistema de drenagem, evitando pontos de concentração não protegidos contra a erosão e quando necessário, prever bacias de amortecimento e/ou retenção. Os drenos profundos são os projetados para manter e/ou rebaixar o lençol freático, devem ser dimensionados por meio de estudos geológicos e hidrogeológicos e garantir a passagem da água, não a de partículas sólidas (ABNTNBR 11.682, 2009).

## **2.5 Instrumentações para monitoramento de estruturas de contenção**

Entre as décadas de 1930 e 1940, teve início a aplicação da instrumentação geotécnica como ferramenta para estudos observacionais *in situ*. Inicialmente, os instrumentos utilizados eram baseados em princípios simples da engenharia hidráulica e mecânica. No entanto, com os avanços tecnológicos, a instrumentação passou a incorporar dispositivos mais sofisticados, como transdutores pneumáticos, elétricos e outros sensores, tornando sua aplicação mais segura e eficiente (DUNNICLIFF, 2008).

Segundo Gomes (2015), a evolução tecnológica atual já possibilita instrumentações geotécnicas equipadas com sistemas de leitura e captação de dados contínuos e automáticos, permitindo monitoramentos remotos com maior precisão.

Dunnicliff (2008) destaca que, para um programa de instrumentação bem-sucedido, é essencial que o engenheiro ou o profissional responsável tenha conhecimento do funcionamento dos equipamentos e da análise dos dados coletados. Um plano de monitoramento bem estruturado, elaborado de forma racional e sistemática, reduz significativamente a ocorrência de falhas e deficiências na instrumentação geotécnica.

Antes da implementação da instrumentação, uma série de fatores devem ser avaliados e incorporados ao plano de monitoramento. De acordo com Dunnicliff (2008), os principais pontos a serem considerados incluem:

- ✓ Seleção dos parâmetros a serem monitorados;
- ✓ Análise detalhada da obra e definição dos objetivos da instrumentação;
- ✓ Identificação das questões geotécnicas envolvidas;
- ✓ Planejamento de ações corretivas em caso de variações anormais nos dados;
- ✓ Definição das etapas de monitoramento nas fases de projeto, construção e operação;
- ✓ Previsão de interferências climáticas que possam afetar as medições;
- ✓ Escolha de instrumentos confiáveis e de fácil leitura;
- ✓ Previsão da magnitude das variações esperadas para correta seleção dos instrumentos;
- ✓ Definição das zonas críticas de monitoramento;
- ✓ Elaboração de orçamento e cronograma detalhado;
- ✓ Calibração e manutenção periódica dos equipamentos;
- ✓ Planejamento abrangente de todas as etapas do monitoramento.

Toda instrumentação utilizada para medições está sujeita a incertezas e erros. É fundamental compreender essas incertezas, identificar medidas corretivas adequadas e adotar os cuidados necessários no manuseio dos equipamentos, evitando a invalidação dos dados coletados (GOMES, 2015). No Quadro 5, são apresentadas algumas principais fontes de erro na instrumentação geotécnica e suas respectivas medidas corretivas.

**Quadro 5.** Tipos de erros, causas e medidas remediadoras (continua)

Tipos de Erros	Causas	Medidas remediadoras
Erros grosseiros	Inexperiência	Cuidado
	Erro de leitura	Treino
	Erro de gravação	Leituras duplicadas
	Erro computacional	Dois usuários

		Checar com leituras anteriores
Erros sistemáticos	Calibração indevida	Calibração correta
	Perda de calibração	Nova calibração
	Histereses	Uso de padronização
	Não linearidade	Uso de processos de leituras consistentes
Erros de conformidade	Detalhes de instalação inapropriados	Selecionar instrumento apropriado
	Limitação do instrumento	Modificar o processo de instalação
		Improvisar projeto de instrumentação
Erros devido ao meio ambiente	Clima	Medir parâmetros climáticos e aplicar correções
	Temperatura	
	Vibração	Fazer escolha correta dos materiais utilizados nos instrumentos
	Corrosão	
Erros de observação	Variação entre usuários	Treino
		Utilizar aquisição automática de dados
Erros de amostragem	Variabilidade na obtenção dos parâmetros	Instalar número suficiente de instrumentos em locais representativos
	Técnicas incorretas de amostragem	
Erros específicos	Barulho	Escolha correta do instrumento
	Atrito	Eliminação temporária do barulho
	Efeitos climáticos	Executar repetição de leituras Análises estatísticas

Fonte: Gomes (2015)

Uma alternativa eficaz para minimizar erros de leitura é a realização de leituras múltiplas, acompanhadas de uma análise estatística dos dados. No entanto, é importante destacar que nem sempre o desvio padrão e o valor médio representam adequadamente o comportamento do conjunto de dados, exigindo uma avaliação criteriosa das medições (BUSSAB; MORETTIN, 2013).

A Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS, 2009) destaca que, de acordo com a ABNT NBR 11682/2009, o profissional responsável pela elaboração de projetos geotécnicos deve incluir, nas considerações gerais do projeto, a previsão dos instrumentos de medição e monitoramento a serem instalados nas obras de contenção, além da definição da periodicidade das inspeções a serem realizadas.

As estruturas de contenção devem utilizar instrumentação adequada às variáveis de interesse, considerando tanto a estabilidade do maciço de solo quanto a integridade da própria estrutura (Quadro 6). As técnicas atuais não apenas permitem o monitoramento local, mas também possibilitam o registro e a transmissão remota das informações, permitindo que os

responsáveis pela avaliação da estrutura tenham acesso contínuo aos dados, otimizando a gestão e a segurança das obras (MILITITSKY, 2016).

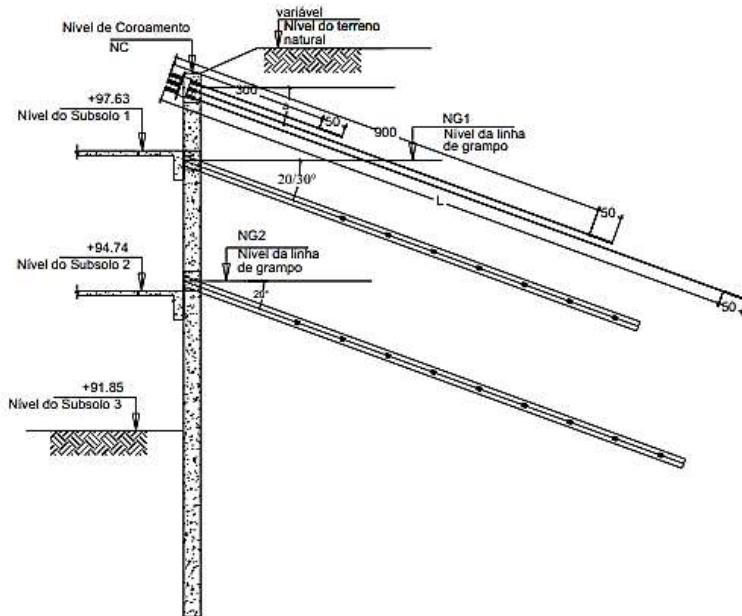
**Quadro 6.** Instrumentações e técnicas para medição

<b>Medidas</b>	<b>Instrumentação / Técnica</b>
Deslocamento da superfície do terreno, da estrutura e do topo das paredes	Controle de recalques por topografia de precisão
Deformações horizontais da superfície do terreno, da estrutura e da parte exposta da parede	Métodos de levantamento (trena, medidor de distância eletrônico – EDM)
	Métodos de convergência
	Linhas de prumo
Deformações horizontais da subsuperfície do terreno	Inclinômetro
	Transdutor de corda vibrante
Deformação subsuperficial do terreno e dos serviços	Pontos de deslocamento subsuperficiais
	Extensômetros de haste
	Transdutor de corda vibrante
Empuxo de terra atuando sobre as paredes	Células de pressão total
Carregamentos nos escoramentos e nas ancoragens	Extensômetros de corda vibrante montados na superfície
	Straingauges
	Macacos hidráulicos
	Células de carga
Pressão de água	Piezômetros
	Medidores de nível d'água automáticos
	Sensores de nível d'água elétricos
Levantamento de fundo da escavação	Extensômetros magnéticos
	Placas e pinos de recalque
	Transdutor de corda vibrante
	Inclinômetro
Mudança na espessura das fissuras em estruturas	Medidores de fissuras
Temperatura das entroncas	Termômetro diferencial

Fonte: Milititsky, (2016)

Gomes (2015) utilizou três conjuntos de extensômetros de hastes horizontais múltiplas (EHHM) (Figura 39) e medições topográficas para sua pesquisa de monitoramento de deslocamentos horizontais em uma estrutura de contenção com estacas espaçadas e tirantes passivos, localizada na cidade de Goiânia/GO.

A escolha pelos EHHM deveu-se à sua capacidade de monitorar deformações em pontos específicos no interior do maciço de solo ou em estruturas de solo atirantadas, permitindo uma avaliação precisa da estabilidade da contenção e das movimentações ao longo do tempo.



**Figura 39.** Seção transversal de um EHHM

Fonte: Gomes (2015)

Após 22 meses de monitoramento, os três kits de extensômetros de hastes horizontais múltiplas (EHHM) apresentaram resultados satisfatórios para a análise dos deslocamentos da parede de contenção. A instrumentação possibilitou o monitoramento de deformações específicas no interior do maciço, evidenciando que, à medida que a escavação avançava a zona de influência da deformação do solo também aumentava.

As medições topográficas foram realizadas com estação total a laser para monitorar a variação das coordenadas dos pontos medidos. No entanto, os resultados não foram confiáveis devido à baixa precisão da estação total para medições na ordem milimétrica, além de erros na calibração do equipamento, que comprometeram a exatidão dos dados coletados (GOMES, 2015).

Já Andrade Neto e Freire (2019) utilizaram um método distinto de instrumentação para monitorar uma contenção na região do Distrito Federal, construída na década de 1970. Para essa investigação, foi adotado o uso do inclinômetro (Figura 40), um equipamento adequado para medições de deslocamentos horizontais em contenções.

A escolha do inclinômetro foi motivada por sua capacidade de monitorar a contenção do tipo *cribwall*, uma estrutura composta por conjuntos de elementos estruturais que formam células, onde o solo preenche os compartimentos internos, enquanto o aterro é contido pela estrutura externa. Além disso, essa instrumentação é freqüentemente especificada em projetos de aterros sobre solos moles em obras viárias, devido à sua precisão na detecção de deslocamentos horizontais.

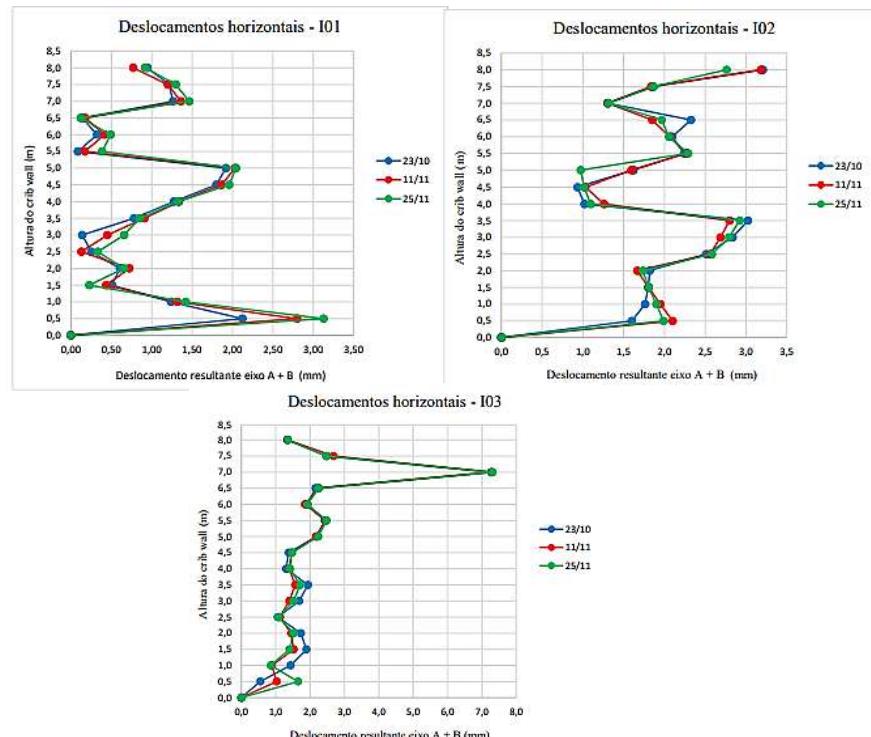


**Figura 40.** Inclinômetro usado na instrumentação

Fonte: Andrade Neto e Freire (2019)

O monitoramento da estrutura foi realizado por meio da instalação de três inclinômetros, com um período de aproximadamente dois meses de medições. No entanto, devido ao longo tempo de existência da obra e à ausência de registros anteriores de leituras, não foi possível estabelecer uma referência para avaliar a magnitude dos deslocamentos ao longo dos anos.

Os resultados indicaram a presença de deslocamentos horizontais na estrutura, porém os valores observados foram de baixo grau de risco, conforme demonstrado no Gráfico 1 (ANDRADE NETO & FREIRE, 2019).



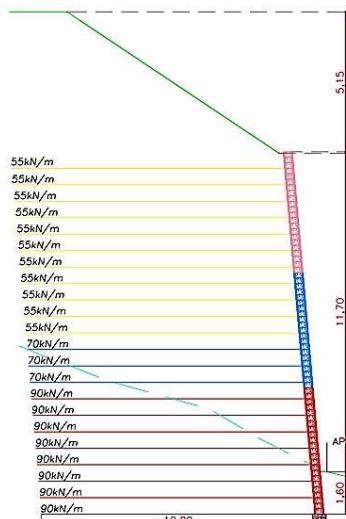
**Gráfico 1.** Medições de deslocamentos horizontais dos inclinômetros

Fonte: Andrade Neto e Freire (2019)

Outro exemplo de monitoramento de estrutura de contenção foi a pesquisa realizada por Neto (2013), que instrumentou uma estrutura de solo reforçado na região metropolitana de São Paulo.

A seção escolhida para instrumentação foi aquela considerada mais crítica, apresentando uma altura de 11,70 metros e um embutimento de 1,60 metro. Para o reforço do solo, foram utilizadas geogrelhas, com resistências variando entre 55 kN/m e 90 kN/m e comprimento de 10 metros.

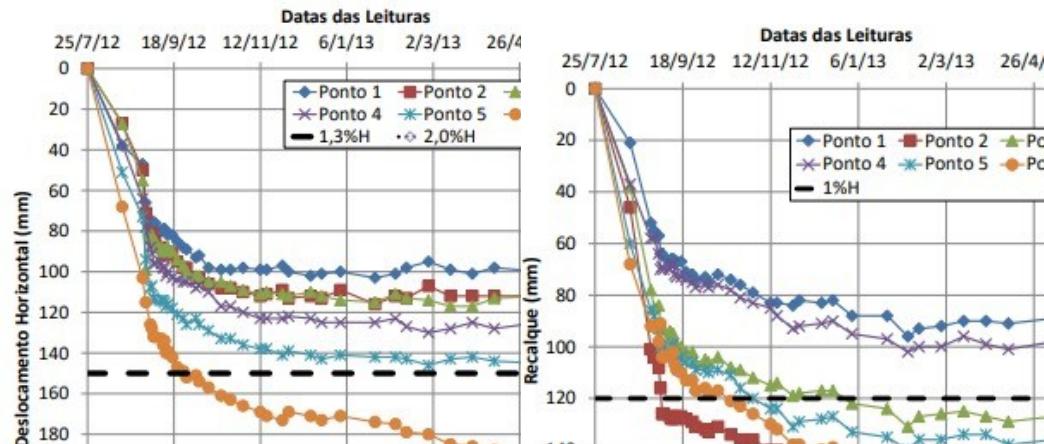
Acima do muro, havia um talude com inclinação de 1:75 e altura de 5 metros (Figura 41). No paramento frontal do muro, foram empregados geoblocos do tipo H, com seção interna de 28 cm × 22 cm, preenchidos com brita e geogrelhas como elemento de reforço conforme ilustrado na Figura 41.



**Figura 41.** Ilustração da seção crítica analisada  
Fonte: Neto (2013)

Para a instrumentação, foi utilizada uma estação total topográfica da marca Nikon, modelo 3M, com precisão angular de 3'' e precisão linear/altimétrica de  $\pm 0,002$  m. As leituras foram realizadas no período de julho de 2012 a junho de 2013, utilizando seis pontos de medição.

Por meio dessas leituras, foi possível acompanhar tanto o recalque quanto o deslocamento horizontal da face da contenção ao longo de quase um ano. Os maiores deslocamentos, tanto verticais (recalques) quanto horizontais, ocorreram durante a fase de execução da obra, representando 75% do total de recalques e 72% dos deslocamentos horizontais. Os demais percentuais foram registrados entre quatro e seis meses após a conclusão da construção do muro, conforme demonstrado nos Gráficos 2 e 3.



**Gráfico 2.** Medições de deslocamentos  
Fonte: Neto (2013)

**Gráfico 3.** Medições de recalque  
Fonte: Neto (2013)

### 2.5.1 Instrumentações de gabiões

Nos últimos anos, os gabiões têm sido instrumentados para estudos e análises de comportamento em diversas aplicações. Seu amplo uso em áreas urbanas tem despertado interesse em pesquisas relacionadas à corrosão dos arames, estabilidade, materiais de preenchimento, deformações, resistência estrutural e, principalmente, à versatilidade de uso, que se estende além da contenção de solos.

Racin (2001) realizou um estudo de longo prazo sobre a corrosão e outros efeitos nos fios de arame dos gabiões em 14 locais no estado da Califórnia nos Estados Unidos da América (EUA), onde foram instaladas estruturas como revestimentos de canais, dissipadores de energia e muros de contenção. O estudo analisou os dois tipos de malha: a hexagonal torcida de dupla torção (tecida) e a quadrada eletrosoldada, ambas fabricadas com fios revestidos de zinco, cloreto de zinco, PVC ou alumínio. Os fios de malha tecido hexagonal de dupla torção ofereceram maior flexibilidade e capacidade de adaptação a movimentos do solo, enquanto a malha eletrosoldada quadrada, que é composta por fios soldados em pontos de interseção, proporcionou uma estrutura mais rígida e resistente a deformações. No entanto, a malha eletrosoldada pode ser mais suscetível à corrosão nas áreas entre as soldaduras, onde o fio tende a corroer mais rapidamente do que nas soldaduras, que são catódicas em relação ao fio adjacente.

Para esta pesquisa, painéis de teste foram instalados em seis locais com estruturas em escala real, e amostras de arame foram coletadas para testes de tração. Os resultados mostraram que a resistência dos fios é influenciada por exposições locais ao solo, ar e água, com algumas condições, como solo saturado com água salgada, causando perdas significativas de resistência. A inspeção visual e medições de diâmetro foram eficazes para

avaliar a corrosão, e os fios revestidos de PVC demonstraram melhor desempenho em condições severas, apresentando pouca ou nenhuma perda de resistência ao longo de 13 anos, enquanto os fios revestidos de zinco mostraram degradação mais rápida.

O estudo de Racin (2001) concluiu que a localização e as condições ambientais têm um impacto significativo na durabilidade dos gabiões, e a resistência do fio é um indicador crucial do desempenho e da vida útil da estrutura. Embora não tenha sido possível quantificar exatamente a vida útil dos gabiões, foram feitas estimativas baseadas nas observações. Além disso, o tipo da malha não afetou significativamente a resistência à corrosão, mas a degradação do PVC foi notável após 3 a 5 anos de exposição ao sol, resultando em fissuras e perda de flexibilidade.

Diferente de Racin (2001), Mahyuddin (2013) investigou a estabilidade de estruturas de contenção feitas com gabião em áreas sujeitas a inundações, onde a falha estrutural devido a forças laterais representa um risco significativo. O estudo comparou o desempenho de muros de gabião convencionais, construídos com unidades retangulares empilhadas e pareadas, com um design inovador que utiliza unidades hexagonais interligadas (Figura 42). O objetivo principal foi determinar qual configuração oferece maior resistência ao movimento lateral, crucial para prevenir a limpeza e erosão do solo que podem levar ao colapso da estrutura.



**Figura 42.** Paredes de gabião confeccionados para os ensaios  
Fonte: Mahyuddin(2013)

Amostras de gabião em escala reduzida foram utilizadas para criar muros de contenção bidimensionais. Dois conjuntos de muros foram construídos, um com gabiões retangulares e outro com gabiões hexagonais, ambos com 1,80 m de altura e 1,75 m de largura, separados por 1,80 m. As estruturas dos gabiões foram feitas de barras de aço-carbono de 6 mm, revestidas com tela de arame e preenchidas com pedras de 25 a 50 mm. Uma carga

hidrostática de solo foi aplicada gradualmente, simulando o empuxo lateral de inundações, em incrementos de  $0,075H$  (1250 kg) até a altura total da parede (1,80 m).

A deformação dos muros foi medida através do deslocamento horizontal de 220 pontos de referência em cada parede, utilizando um teodolito digital. Os dados foram analisados para determinar a evolução da deflexão em função da carga aplicada. Os resultados demonstraram que a forma e a configuração das unidades de gabião têm um impacto significativo no desempenho estrutural dos muros de contenção, sendo que os gabiões hexagonais apresentaram menor deformação lateral em comparação com os gabiões retangulares em todos os estágios de carregamento. A parede de gabião hexagonal apresentou maior integridade estrutural, com deformações mais controladas e menores risco de colapso em comparação com a parede de gabião retangular.

No estudo de Souza Júnior (2023), os gabiões foram utilizados para avaliar sua capacidade de atenuação e mitigação da poluição sonora em áreas urbanas. A pesquisa, realizada na cidade de São Paulo/SP, utilizou gabiões tipo caixa de malha eletrosoldada, com aberturas de painel de  $5 \times 10$  cm, preenchidos com resíduos de construção civil (RCC) para criar uma contenção experimental.

Essa contenção foi submetida a ruídos captados na Avenida Paulista, os quais foram reproduzidos por emissores de som (alto-falantes), simulando intensidades de ruídos em decibéis (dB) típicas das vias urbanas (Figura 43). O objetivo do experimento foi avaliar a eficácia dos gabiões como barreiras acústicas, explorando seu potencial para redução do impacto sonoro em ambientes urbanos.



**Figura 43.** Material para teste de isolamento acústico  
Fonte: Souza Junior (2023)

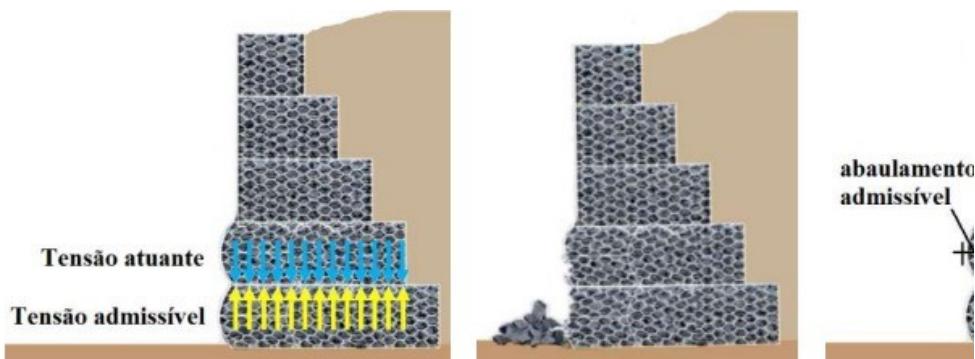
Os resultados obtidos na instrumentação com gabiões preenchidos com resíduos de construção civil (RCC) demonstraram uma capacidade de atenuação sonora entre 17% e 24%

do ruído gerado pela fonte, ao longo de uma distância de até 6,5 metros. Esses resultados indicam que os gabiões podem atuar como sistemas construtivos de barreiras acústicas, sendo capazes de reduzir ruídos sonoros e podendo ser implementados em vias urbanas como solução para mitigação da poluição sonora (SOUZA JÚNIOR, 2023).

A pesquisa conduzida por Santos Júnior (2018) seguiu uma abordagem teórico-numérico-experimental, voltada para a análise estrutural dos gabiões em muros de arrimo. O objetivo do estudo foi fornecer subsídios para o desenvolvimento de um método de cálculo capaz de verificar a capacidade de carga dos gabiões. Para isso, foram realizados:

- ✓ Ensaio laboratorial de compressão em gabiões preenchidos;
- ✓ Simulações numéricas do ensaio de compressão, utilizando o método dos elementos discretos para avaliar o comportamento da malha hexagonal dos gabiões (Figura 44).

Os modelos numéricos desenvolvidos permitiram constatar que a altura da caixa do gabião (0,5 m ou 1,0 m) influencia diretamente no ganho de resistência à compressão, bem como na redução da deformação da face frontal da estrutura. Esses resultados fornecem subsídios técnicos essenciais para projetistas, possibilitando o desenvolvimento de soluções estruturais com gabiões para cenários mais complexos de análise de carga e deformação (SANTOS JÚNIOR, 2018).



**Figura 44.** Falhas nos muros de arrimo com gabiões: a) ruptura estrutural; b) ruptura da malha; c) abaulamento admissível

Fonte: Santos Junior (2018)

Outro exemplo de instrumentação em gabiões foi o estudo desenvolvido por Camelo (2018), cujo foco foi a utilização de resíduos de construção e demolição (RCD) reciclados como material de preenchimento de gabiões tipo caixa. A pesquisa envolveu uma análise técnica e financeira, com a realização de:

- ✓ Ensaio tecnológico nos agregados reciclados, avaliando suas propriedades físicas e mecânicas;
- ✓ Ensaio de compressão simples em gabiões preenchidos com rachão e RCD.

Camelo (2018) montou gabiões tipo caixa reduzido de  $40 \times 40 \times 40$  cm (Figura 45), preenchidos com rachão e RCD, e os submeteu a ensaios de compressão (Figura 46). Os resultados obtidos indicaram que:

- ✓ O RCD no estado natural apresentou peso específico de  $22,35 \text{ kN/m}^3$  e resistência à compressão de  $30,05 \text{ kN}$ ;
- ✓ O rachão no estado natural apresentou peso específico de  $27,56 \text{ kN/m}^3$  e resistência à compressão de  $106,82 \text{ kN}$ .

Tecnicamente, os gabiões preenchidos com RCD demonstraram ser viáveis para projetos com alturas verticais de até 5,5 metros. No entanto, o principal diferencial dessa solução foi seu menor custo financeiro, que pode representar até 50% de economia em comparação aos gabiões preenchidos com rachão.

Além do benefício econômico, a utilização de RCD em gabiões promove a reutilização de materiais antes descartados pela construção civil, inserindo-os em uma nova cadeia produtiva. Essa abordagem contribui significativamente para a redução da extração de matérias-primas naturais e para a diminuição do volume de resíduos descartados, favorecendo práticas mais sustentáveis na engenharia geotécnica e na construção civil.

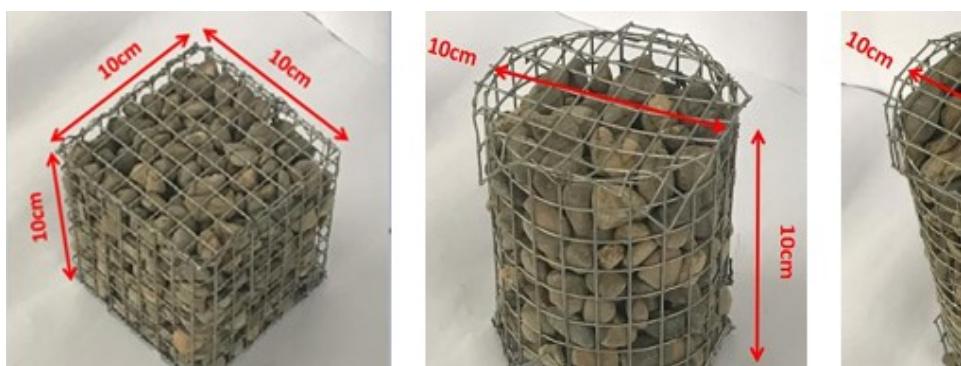


**Figura 45.** Corpos de prova de gabião com RCC  
Fonte: Camelo (2019)



**Figura 46.** Ensaio de compressão  
Fonte: Camelo (2019)

Ensaios de compressão em gabiões também foram realizados por Longgang et al. (2020), porém com outras particularidades. Os seus testes foram feitos em corpos de prova cúbicos e cilíndricos, com diferentes relações altura/diâmetro (D/H), preenchidos com seixos e confeccionados com malhas galvanizadas do tipo eletrosoldada (Figura 47). Os testes foram realizados em uma máquina eletrônica de testes universal com capacidade de carga axial de  $100 \text{ kN}$  e resolução de deslocamento de  $0,01 \text{ mm}$ . A carga axial e o deslocamento axial foram registrados automaticamente, permitindo a geração de curvas carga-deslocamento em tempo real. As amostras foram submetidas à compressão uniaxial com taxa de carregamento de  $5\text{mm/min.}$ , até atingirem 50% de deformação axial.



**Figura 47.** Corpos de prova de gabião usados no ensaio  
Fonte: Longgang (2020)

Neste ensaio a curva de carga das gaiolas de gabião sob compressão não confinada foi dividida em quatro etapas:

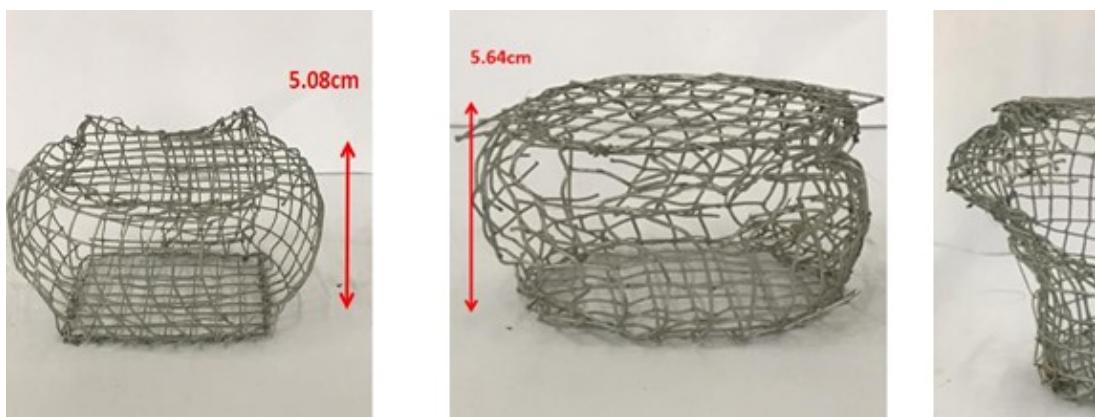
- ✓ **Compactação Elástica:** Fase inicial com comportamento elástico linear, onde a tela de arame se expande e o seixo é compactado internamente.
- ✓ **Deformação e Fissuração da Tela Metálica:** Fase caracterizada por flutuações irregulares na curva, devido à ruptura seqüencial da tela de arame, rearranjo do enchimento e esmagamento parcial das pedras.
- ✓ **Suporte de Pressão à Base de Pedra:** Fase em que a tela de arame danificada forma zonas de fratura, e o sistema de suporte de carga passam a ser baseado principalmente na resistência do seixo.
- ✓ **Enchimento Esmagado:** Fase final com intensificação do esmagamento do seixo sob compressão contínua, com a carga mantida em um nível dinâmico e estável.

. As amostras cúbicas apresentaram inclinação menor na fase inicial da curva carga-deslocamento em comparação com as cilíndricas, ambas exibiram boa adaptabilidade a grandes deformações, mantendo alta capacidade compressiva mesmo com 50% de deformação axial. As cúbicas mostraram alternâncias de crista e calha mais evidentes na curva de carga, com fraturas da tela de arame concentradas nas bordas laterais. Por outro lado, as amostras cilíndricas, apresentaram o pico de resistência como o valor máximo de todo o processo.

A altura da amostra teve pouco efeito na resistência máxima da gaiola de gabião. Amostras cilíndricas com maior relação Diâmetro (D) / Altura (H) (1:2) apresentaram resistência de pico ligeiramente superior às amostras padrão (1:1). No entanto, a resistência residual da amostra com maior D/H foi inferior, e a deformação máxima ocorreu na parte superior da amostra, com zona de fratura grande e concentrada. Amostras padrão, por sua vez,

apresentaram maior deformação no meio, com zona de fratura menor e uniformemente distribuída.

Os resultados de Longgang et al. (2020), trouxeram que a forma e o tamanho das amostras influenciam significativamente o comportamento mecânico e os modos de falha de gaiolas de gabião sob compressão. As amostras exibem diferentes características de deformação e fratura da tela de eletrosoldada e que a relação altura/diâmetro afeta a resistência residual e a localização da deformação máxima em amostras cilíndricas (Figura 48).



**Figura 48.** Vista lateral dos corpos de prova de gabião rompidos  
Fonte: Longgang (2020)

A pesquisa conduzida por Silva (2023) também instrumentou um gabião, utilizando um sistema de monitoramento baseado em IoT (Internet of Things). O equipamento empregado era responsável por coletar informações de um sensor de aceleração e enviar os dados para a nuvem via internet. Esse sistema foi aplicado ao monitoramento de uma caixa de gabião utilizada na contenção de uma margem no bairro de São Mateus, na zona leste de São Paulo.

Os dados coletados eram armazenados em um banco de dados, permitindo acesso remoto e em tempo real às informações registradas. Essas leituras eram analisadas para avaliar se a estrutura apresentava risco de perda de prumo.

Além da instrumentação, Silva (2023) desenvolveu um código-fonte específico para o dispositivo IoT, bem como interfaces web para registro e armazenamento dos dados na nuvem. Um único dispositivo foi instalado na seção do muro de contenção em gabião, sendo posicionado na penúltima camada de um muro de 4 metros de altura, ou seja, a 3 metros de altura (Figura 49).

A escolha desse posicionamento estratégico teve como critério a possibilidade de monitorar mais precisamente eventuais instabilidades no muro, especialmente aquelas que pudessem influenciar diretamente na inclinação da face do paramento externo da estrutura.



**Figura 49.** Local de instalação do dispositivo IoT  
Fonte: Silva (2023)

O período de monitoramento teve duração de 89 dias consecutivos, de junho a setembro de 2022. As variações nas leituras registradas pelo dispositivo corresponderam a etapas específicas da obra, sendo a maior variação de inclinação observada durante o período de compactação do reaterro no tardoz da estrutura.

A pesquisa concluiu que o dispositivo foi capaz de calcular a inclinação do muro de contenção em gabião no ponto onde foi instalado, além de demonstrar a viabilidade da obtenção de dados por transmissão wireless. Os resultados reforçam o grande potencial de uso dessa tecnologia no monitoramento de obras com gabiões, permitindo um acompanhamento mais preciso da estabilidade estrutural ao longo do tempo.

Outra pesquisa com sistema de monitoramento tem o de Pieš et al. (2020), o qual desenvolveu sistema de monitoramento com instalação de células de ancoragem de carga para monitorar a condição de uma encosta e de muros de gabião que a sustentam, visando prevenir perigos para uma estrada próxima. O muro monitorado está localizado em Mokré Lazce na República Tcheca, o qual foi instalado quatro sensores de célula de ancoragem de carga, conectados a dois nós sem fio de dois canais desenvolvidos pelos autores. Esses nós transmitiram os dados via wireless para um *gateway*, tradução do inglês ferramenta que permite a comunicação entre redes diferentes, comercial com tecnologia Mesh sem fio em bandas de rádio ISM sub-GHz (IQRF®) / *Global System for Mobile Communications* (GSM), que por sua vez enviavam as informações para armazenamento em um banco de dados relacional de código aberto (MySQL) na nuvem. O período de monitoramento foi entre março

e meados de agosto de 2019.

O sistema operou de forma autônoma, sem necessidade de alimentação externa. Todos os seus componentes, incluindo o *gateway* IQRF®/GSM e os nós dos sensores, estavam alimentados por acumuladores carregados por painéis solares. O *gateway*, a bateria e um controlador que otimiza o desempenho de sistemas solares fotovoltaicos (MPPT) estão protegidos em uma caixa robusta com dimensões de 200 mm × 300 mm × 170 mm e classificação com índice de proteção resistente a jatos de água e poeira (IP66). Um painel solar de 670 mm × 430 mm alimenta o *gateway*, enquanto cada nó de célula de ancoragem de carga era alimentado por um painel solar menor. A instalação ocorreu no meio do muro de gabião, aproximadamente 4 metros do solo, dificultando o furto. Cada nó de sensor monitorava a carga em duas posições distintas da parede de gabião através de dois sensores conectados. Este sistema permitiu o envio de alertas em caso de mudanças anormais nas medições, conforme representado na Figura 50.



**Figura 50.** Imagem do *gateway* IQRF ® /GSM e do painel solar instalados no muro de gabião  
Fonte: Pieš (2020)

O sistema de monitoramento desenvolvido automatizou a medição das forças em uma encosta, substituindo o método manual anterior, que era demorado e trabalhoso, especialmente no inverno. Por meio de um aplicativo de visualização no sistema Grafana SW permite que usuários autorizados acompanhem continuamente os valores medidos pelas células de ancoragem de carga, logo foi possível identificar movimentações na encosta e tomar medidas preventivas para proteger bens e pessoas (PIEŠ et al., 2020).

Atualmente, há diversos trabalhos publicados sobre a instrumentação de gabiões como peças isoladas ou sobre seu comportamento quando preenchidos com materiais alternativos ao

tradicional rachão, contribuindo para um acervo significativo de dados técnicos sobre esse material. No entanto, há uma escassez de registros relacionados à instrumentação de gabiões em muros de contenção, particularmente no que diz respeito ao monitoramento do comportamento estrutural dessas obras.

Diferentemente de outros tipos de contenção na engenharia geotécnica, os muros de contenção em gabião ainda carecem de instrumentação adequada para monitoramento de deslocamentos, riscos de tombamento e avaliação da estabilidade estrutural. A ausência de registros sistemáticos dificulta a implementação de medidas preventivas, comprometendo a mitigação de riscos ao meio ambiente, à integridade das pessoas e à prevenção de danos materiais.

## **2.6 Cidades Inteligentes: Conceito, Evolução e Desafios**

As cidades inteligentes são vistas como um fenômeno recente, e sua origem é considerada imprecisa por muitos autores. O termo pode estar associado à aplicação da gestão pública tecno centrada (ODENDAAL, 2003; LEE, 2011), enquanto outros autores apontam para sua relação com a iniciativa da cidade de Cingapura, na Malásia, ao buscar se tornar uma cidade inteligente (MAHIZHNAN, 1999). Além disso, há uma vertente que trata as cidades inteligentes como um conceito baseado na incorporação de novas tecnologias ao contexto urbano (KUIKKANIEMI et al., 2011).

Uma definição amplamente aceita e que sintetiza diversas abordagens encontradas na literatura é a de que as cidades inteligentes se formam quando há investimentos estratégicos em capital social e humano, infraestrutura tecnológica de informação e comunicação (TIC) e sistemas de transporte modernos. Esses elementos devem contribuir para a promoção de uma melhor qualidade de vida, crescimento econômico sustentável e uma gestão eficiente dos recursos naturais, por meio de uma governança participativa (CARAGLIU; DEL BO; NIJKAMP, 2011).

As cidades que estão na vanguarda do conceito de cidades inteligentes já conseguem integrar diversos serviços urbanos por meio de sistemas inteligentes setoriais com gestão unificada. Nessas cidades, o uso do digital é valorizado como base para aprimorar práticas democráticas, incorporando o gerenciamento integrado de dados precisos, volumosos e contextualizado (MELLO MIRANDA et al., 2016).

Entretanto, a realidade é que nem todas as cidades conseguem aplicar esse conceito de maneira uniforme. O avanço das TICs influencia e impacta aspectos sociais, econômicos e produtivos, transformando o cotidiano das pessoas, tanto de forma positiva quanto negativa. A

questão central é que a ruptura com os modos tradicionais de oferta de produtos e serviços, impulsionada pelas TICs, precisa ser analisada de forma crítica, para que as inovações não aprofundem desigualdades sociais e sejam acessíveis a todos (PASETO et al., 2020).

O crescimento populacional das cidades tem gerado desafios cada vez mais complexos no que diz respeito a transportes eficientes, saúde, alimentação e educação, exigindo soluções inovadoras por parte dos governos, empresas e da academia. Nesse cenário, as TICs assumem um papel central, pois possibilitam a criação de novas soluções e o aprimoramento da tomada de decisão, melhorando a gestão da infraestrutura urbana e o fornecimento de serviços públicos (WEISS et al., 2017).

Contudo, para que esses avanços tecnológicos cumpram seu papel de transformação positiva, é fundamental que sejam acessíveis. As pessoas devem ser inseridas ativamente nesse processo, não apenas como consumidores, mas também como co-produtores de serviços e dados em uma cidade inteligente (WEISS et al., 2017). Essa inclusão é essencial para evitar um cenário onde as inovações beneficiem apenas determinados grupos, ampliando a desigualdade no acesso aos serviços urbanos.

Nesse contexto, diversas TICs podem ser aplicadas às cidades inteligentes, tais como:

- ✓ Computação em nuvem, que permite o armazenamento e processamento eficiente de grandes volumes de dados, otimizando a prestação de serviços urbanos;
- ✓ Internet das Coisas (IoT), conectando objetos físicos em rede para coleta e transmissão de informações em tempo real, promovendo maior automação e eficiência;
- ✓ Indústria 4.0, aplicada à infraestrutura urbana para otimizar a produção e distribuição de bens e serviços;
- ✓ Inteligência artificial (IA), utilizada para processar grandes volumes de dados (Big Data) e fornecer insights preditivos para a gestão pública e privada;
- ✓ Compartilhamento de informações, permitindo uma maior transparência e integração entre governos, academia e sociedade civil, facilitando a formulações de políticas públicas mais eficazes (PASETO et al., 2020).

Embora as cidades inteligentes representem um avanço na gestão urbana, é essencial que seu desenvolvimento esteja alinhado aos princípios da inclusão social, sustentabilidade e participação democrática. A implementação dessas tecnologias deve considerar não apenas a eficiência operacional, mas também seu impacto na vida dos cidadãos, garantindo que todos possam usufruir dos benefícios desse novo modelo urbano 2.7 *Internet of Things* (IoT)

O termo Internet das Coisas foi datado no ano de 1999 pelo tecnólogo Kevin Ashton, ele a usou para descrever como os dados obtidos pelos seres humanos levariam a uma revolução, visto que os computadores passassem a produzir e obter dados sem quaisquer intervenções humanas. Este conceito evoluiu e hoje temos como IoT, quaisquer dispositivos que possa ser incorporado com software, eletrônicos, sensores com outro dispositivo (SANTOS, 2018).

Segundo Lamonaca et. al (2018), o conceito IoT relaciona duas palavras: “Internet” (sistema global de comunicação que usa do conjunto de protocolos de comunicação entre computadores em rede (TCP/IP) para conectar redes de computadores), e “*Things*” (tradução do inglês “coisas”) que são objetos com capacidade de coletar dados sobre o ambiente que estão inseridos. IoT é um sistema global baseado em TCP/IP no qual seus objetos são capazes de receber e enviar informações.

O IoT está aplicado nas mais diversas áreas como: indústrias, logística, agricultura, transporte, proteção ambiental e animal, segurança pública e privada, casas inteligentes, medicina, engenharia e energia (CHEN et. al, 2017). Trata-se de uma tecnologia emergente com capacidade de influenciar o surgimento de novas capacidades nas organizações, abastecendo com dados e recursos computacionais necessários para a criação tantos outros aplicativos revolucionários e deixando o IoT ainda mais operacional (MENDONÇA et. al, 2018).

## **2.7 Computação em Nuvem e Redes Sem Fio: Conceitos, Benefícios e Aplicações**

A computação em nuvem é um modelo de computação no qual recursos computacionais, como poder de processamento, armazenamento, rede e software, são disponibilizados pela internet e podem ser acessados remotamente (ARMBRUST et al., 2009).

Uma definição mais formal é fornecida pelo *National Institute of Standards and Technology* (NIST), traduzido como Instituto Nacional de Padrões e Tecnologia dos Estados Unidos. Segundo essa definição, a computação em nuvem é um modelo que possibilita o acesso onipresente, conveniente e sob demanda a um conjunto compartilhado de recursos computacionais (incluindo redes, servidores, aplicativos, serviços e armazenamento), que podem ser rapidamente alocados e liberados com um mínimo de esforço administrativo ou interação com o provedor de serviços (MELL et al., 2011).

Para muitos especialistas, a computação em nuvem representa um dos avanços mais significativos para os negócios globais e para as atividades diárias das pessoas na última

década. Esse salto tecnológico transformou a forma como diversas empresas operam e planejam seus negócios (MAHONY, 2011).

Entre os principais benefícios desse modelo de computação, destacam-se:

- ✓ Aumento da eficiência e redução de custos operacionais;
- ✓ Otimização do uso de recursos de sistemas de informação, reduzindo desperdícios (KING & RAJA, 2013);
- ✓ Escalabilidade, permitindo ajustes na capacidade computacional conforme a demanda;
- ✓ Segurança e confiabilidade na proteção de dados;
- ✓ Alta disponibilidade, garantindo acesso contínuo aos serviços;
- ✓ Suporte por prestadores de serviços especializados, facilitando a gestão dos recursos (ARAUJO, 2012).

### **2.7.1 Tipos de Nuvens e Modelos de Implementação**

A computação em nuvem pode ser implementada em três modelos principais, classificados com base na natureza do acesso, controle e gerenciamento dos recursos virtuais e físicos (CAROLAN et al., 2009):

- ✓ Nuvens privadas: São restritas a empresas ou organizações específicas, que mantêm total controle sobre sua infraestrutura e serviços. Esse modelo oferece um alto nível de segurança e personalização, mas exige um investimento significativo em infraestrutura e manutenção.
- ✓ Nuvens públicas: São fornecidas por empresas prestadoras de serviço, que disponibilizam seus recursos ao público em geral via internet. O gerenciamento da infraestrutura e da segurança dos dados fica a cargo do provedor da nuvem. Esse modelo é amplamente utilizado devido à sua escalabilidade e custo reduzido.
- ✓ Nuvens híbridas: Combinam características das nuvens privadas e públicas, permitindo um equilíbrio entre controle, flexibilidade e segurança. Nesse modelo, tanto a empresa usuária quanto o provedor do serviço são responsáveis pela manutenção e gestão dos recursos (ZHANG et al., 2010).

### 2.7.2 A Importância das Redes Sem Fio na Computação em Nuvem

Para que o tráfego de informações e a comunicação entre diferentes redes sejam eficientes, as redes sem fio (wireless) têm se tornado cada vez mais exigidas, garantindo transmissão rápida e segura dos dados para os usuários.

Atualmente, o foco dessas redes está nas redes locais sem fio, conhecido como *Wireless Local Area Network* (WLAN). Entre as soluções mais avançadas nessa categoria, destacam-se aquelas desenvolvidas pelo *Institute of Electrical and Electronics Engineers* (IEEE), que são amplamente utilizadas em ambientes corporativos e domésticos.

Outro exemplo de rede sem fio é a *Wireless Personal Area Network* (WPAN), um modelo mais recente, desenvolvido para aplicações pessoais, permitindo a interação eficiente entre dispositivos domésticos e periféricos.

Com a evolução da tecnologia embarcada nessas redes sem fio, seu uso se expandiu, abrangendo desde aplicações corporativas sofisticadas, que demandam alta capacidade de transmissão de dados, até usuários individuais, que necessitam apenas de conectividade para pequenos volumes de dados (LIMA et al., 2015).

Essa evolução tem sido fundamental para o crescimento da computação em nuvem, pois possibilita a interconexão eficiente entre servidores, dispositivos e usuários, garantindo a acessibilidade contínua aos serviços digitais.

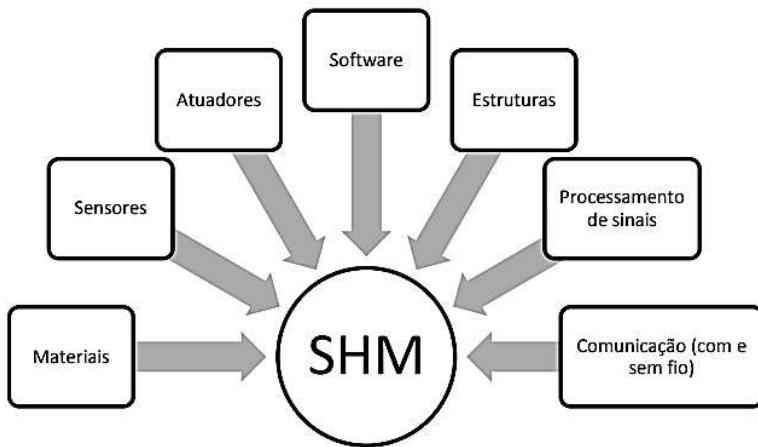
## 2.8 Monitoramento da Integridade Estrutural (SHM) e suas Aplicações

O *Structural Health Monitoring* (SHM), ou Monitoramento da Integridade Estrutural, é um campo multidisciplinar que reúne técnicas avançadas para a inspeção contínua, monitoramento e diagnóstico de estruturas em tempo real. Seu principal objetivo é detectar, identificar e caracterizar danos e processos de degradação em infraestruturas críticas, como pontes, barragens, edifícios, dutos, torres de transmissão e aeronaves, garantindo maior segurança, redução de custos de manutenção e aumento da vida útil das estruturas (MOURA JUNIOR, 2008). Com o avanço da tecnologia e a crescente demanda por soluções de engenharia mais seguras e eficientes, o SHM tem se tornado essencial para a gestão inteligente de infraestruturas, permitindo que intervenções preventivas sejam adotadas antes que falhas catastróficas ocorram. Diferentemente das inspeções convencionais, que dependem de vistorias periódicas e podem não identificar problemas emergentes, o SHM fornece um monitoramento contínuo e automatizado, aumentando a precisão na detecção de anomalias estruturais e possibilitando respostas mais ágeis a situações de risco.

A tecnologia SHM se insere no conceito de estruturas e materiais inteligentes, permitindo que construções não apenas monitorem seu próprio estado físico, mas também se adaptem a variações ambientais e operacionais (STASZEWSKI et al., 2004). Segundo Lamonaca et al. (2018), o SHM utiliza uma ampla gama de sensores integrados para coletar e analisar dados em tempo real, permitindo a avaliação de diferentes parâmetros físicos, como tensão, compressão, aceleração, vibração, temperatura, umidade e inclinação. Essas medições são enviadas para centros de processamento, onde algoritmos analisam os dados e determinam se a estrutura apresenta sinais de fadiga, sobrecarga ou outros tipos de degradação. Esse processo facilita a tomada de decisão em tempo real, permitindo que engenheiros e gestores avaliem a necessidade de intervenções corretivas e estabeleçam estratégias mais eficazes para manutenção e reforço estrutural.

O SHM é estruturado em quatro pilares fundamentais que garantem sua efetividade na engenharia moderna (SONY et al., 2019). O primeiro pilar é a obtenção de dados, que envolve a coleta contínua de informações sobre a condição da estrutura por meio de sensores distribuídos estrategicamente. Em seguida, ocorre a identificação do sistema, um processo em que os dados coletados são analisados para compreender o comportamento estrutural e identificar padrões de degradação. O terceiro pilar é a avaliação da condição, que consiste na interpretação dos dados para diagnosticar o estado da estrutura e prever possíveis falhas. Por fim, a tomada de decisão é o estágio em que medidas corretivas ou preventivas são implementadas, permitindo aperfeiçoar recursos, minimizar riscos e prolongar a vida útil das infraestruturas monitoradas.

Além de proporcionar maior segurança estrutural, o SHM reduz custos operacionais ao permitir que manutenções sejam programadas com base em condições reais, em vez de intervalos fixos predefinidos, o que evita inspeções desnecessárias e intervenções tardias. Seu uso também possibilita um gerenciamento mais eficiente de grandes obras e equipamentos, sendo uma tecnologia essencial para áreas onde falhas estruturais podem resultar em graves impactos ambientais, econômicos e humanos. Com a crescente adoção de tecnologias avançadas, como inteligência artificial e Internet das Coisas (IoT), o SHM tem se tornado ainda mais sofisticado, permitindo análises preditivas mais precisas e facilitando a implementação de estruturas inteligentes capazes de auto diagnosticar seu estado e reagir automaticamente a anomalias. Essa evolução demonstra que o Monitoramento da Integridade Estrutural não é apenas um avanço tecnológico, mas uma ferramenta indispensável para a engenharia do futuro, promovendo maior sustentabilidade, eficiência e resiliência nas infraestruturas globais (Figura 51).



**Figura 51.** Áreas de conhecimento envolvidas no desenvolvimento de SHM  
Fonte: Inocente Junior (2011)

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Caracterização da pesquisa

Esta pesquisa inclui um levantamento bibliográfico na qual foram selecionados conceitos e aspectos teóricos fundamentais que tiveram por objetivo reunir referências que permitissem compreender os princípios estruturais e geotécnicos envolvidos, além de explorar abordagens previamente adotadas para monitoramento e prevenção de falhas em estruturas de gabiões eletrosoldados (TACHIZAWA; MEDEIROS, 2006).

A etapa seguinte consistiu na aplicação de uma abordagem quantitativa de natureza aplicada, voltada para a investigação de fenômenos ocorridos em obras geotécnicas. A pesquisa baseou-se em quantificações obtidas por meio de ferramentas estatísticas e análise de dados empíricos, permitindo a construção de modelos que auxiliam na interpretação do comportamento estrutural dos muros de gabião. Esse tipo de abordagem é fundamental para a geração de conhecimentos aplicáveis na prática da engenharia, pois possibilita a antecipação de cenários críticos e o desenvolvimento de estratégias para mitigar riscos e evitar colapsos estruturais (GÜNTHER, 2006).

Além disso, a pesquisa incorporou elementos do procedimento metodológico do tipo pesquisa-ação, que se caracteriza por sua natureza iterativa e participativa. Esse modelo foi escolhido devido à necessidade de integração entre teoria e prática, promovendo uma investigação que não apenas descreve os problemas enfrentados na engenharia geotécnica, mas também propõe soluções embasadas em ciclos sucessivos de observação, análise e intervenção. Assim, ao adotar essa abordagem, o estudo não apenas identifica os desafios envolvidos na estabilidade de muros de contenção, mas também contribui para a implementação de melhorias efetivas no monitoramento e controle dessas estruturas,

alinhando-se a demandas profissionais e sociais relacionadas à segurança e à durabilidade das infraestruturas (ENGEL, 2000).

### 3.2 Muro de contenção monitorado

O muro de contenção monitorado está localizado no município de Jacareí/SP, situado na mesorregião do Vale do Paraíba Paulista, a aproximadamente 82,7 km da capital São Paulo/SP (Figura 52). A cidade está inserida em uma região de transição entre as elevações da Serra da Mantiqueira e da Serra do Mar, com uma altitude média de 644 metros. O relevo do município é predominantemente irregular, marcado pela presença de morros, colinas e várzeas, características que influenciam diretamente a dinâmica geotécnica e a estabilidade das estruturas de contenção.

De acordo com o Censo de 2022, Jacareí possui uma população de 240.275 habitantes e apresenta um Produto Interno Bruto (PIB) per capita de R\$ 67.874,93 em 2021 (IBGE, 2025). A economia do município é diversificada, com forte presença da indústria, do setor logístico e da agropecuária, fatores que impactam o desenvolvimento urbano e a necessidade de infraestrutura adequada para suportar o crescimento da cidade.

A localização geográfica e as características topográficas da região justificam a relevância do estudo sobre a estabilidade de muros de contenção. O relevo acidentado, aliado à urbanização crescente e às variações climáticas, pode aumentar a suscetibilidade a processos erosivos, escorregamentos e instabilidade de encostas. Assim, a análise da susceptibilidade ao tombamento de muros de contenção se torna essencial para a segurança e a durabilidade das obras de contenção, permitindo o desenvolvimento de estratégias de monitoramento mais eficazes e a adoção de medidas preventivas para evitar falhas estruturais.



**Figura 52.** Localização do município de Jacareí/SP  
Fonte: Google maps

A escolha do muro para o monitoramento foi baseada em diversos fatores estratégicos e operacionais. Primeiramente, houve a autorização do proprietário da obra para a instalação dos sensores, garantindo a legalidade e viabilidade da pesquisa. Além disso, o local apresentava condições favoráveis à segurança dos equipamentos, reduzindo os riscos de violação e furto dos sensores ao longo do período de monitoramento. Outro fator relevante foi a proximidade relativa à cidade de São Paulo/SP, o que facilitou o deslocamento da equipe técnica para a realização de inspeções periódicas.

Outro aspecto determinante para a seleção deste muro foi a possibilidade de acompanhamento integral do ciclo construtivo da obra, permitindo a coleta de dados desde as etapas iniciais da construção até a finalização do muro. Esse monitoramento contínuo é essencial para a análise do comportamento estrutural ao longo do tempo, proporcionando uma compreensão mais abrangente das variações na inclinação e estabilidade da contenção. Além disso, a disponibilidade de informações detalhadas sobre o projeto e as análises de estabilidade previamente realizadas permitiu uma correlação mais precisa entre os parâmetros teóricos e os dados empíricos coletados durante a pesquisa.

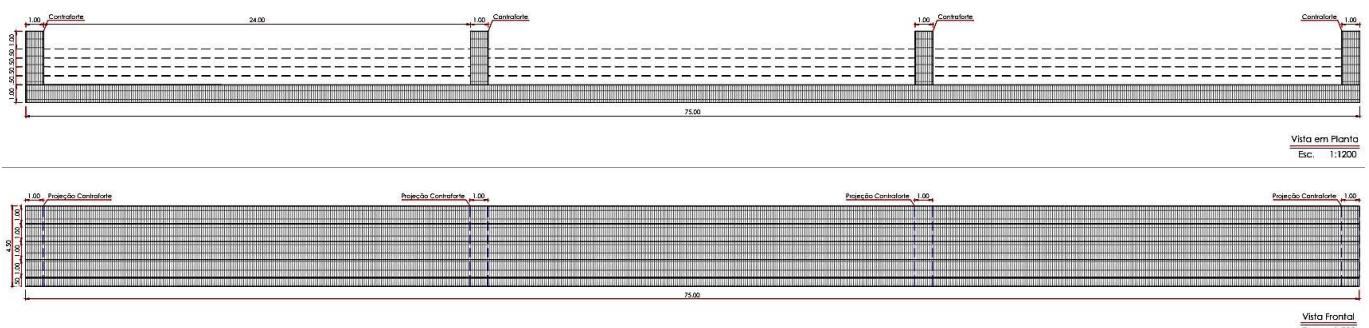
O sistema de contenção adotado no muro foi do tipo gabião caixa de malha eletrosoldada, uma solução amplamente utilizada em obras geotécnicas devido à sua flexibilidade, drenagem eficiente e resistência mecânica. Esse tipo de estrutura foi projetado para garantir a estabilidade do platô onde foram construídas edificações comerciais, sustentando um desnível superior a 7 metros em relação ao terreno natural (Figura 53). A escolha do gabião como solução técnica reflete a necessidade de uma contenção durável, que pudesse se adaptar às condições geotécnicas do local, reduzindo os impactos de erosão e garantindo segurança em longo prazo. O muro construído foi de 75 m de extensão (Figura 54), com altura inicial de 6 m de altura nos primeiros 45 m de extensão, depois para 4 m de altura nos 30 m finais (Figura 55).



**Figura 53.** Local escolhido para a construção da contenção em Jacareí/SP  
Fonte: De autoria própria



**Figura 54.** Muro de contenção com gabião eletrosoldado  
Fonte: De autoria própria

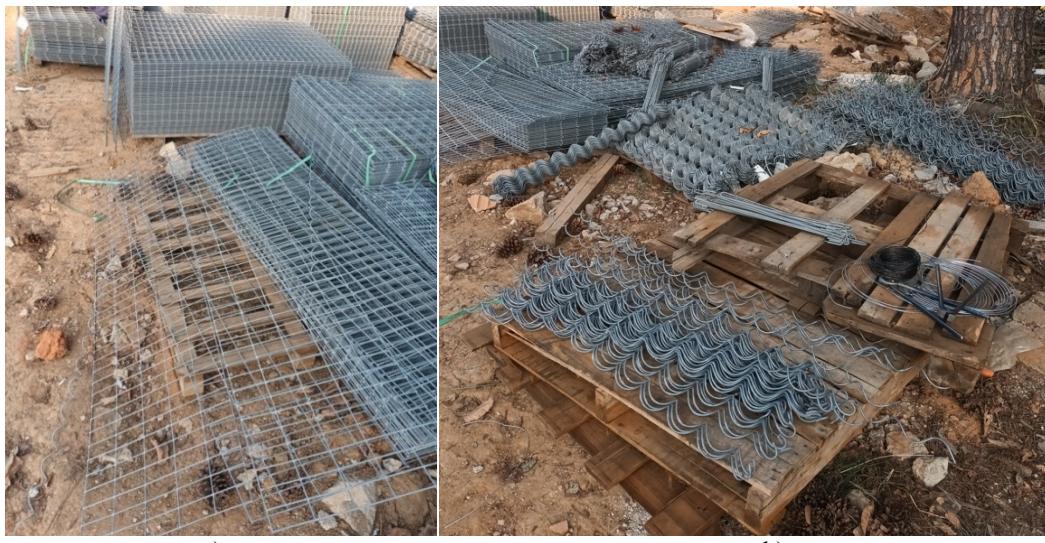


**Figura 55.** Detalhe do projeto com as vistas superiores e frontais do muro  
Fonte: Projeto executivo da obra

O tipo de gabião caixa eletrosoldado utilizado nesta obra foi o Gabião Easy S, um modelo desenvolvido pela fabricante Belgo Arames. Esse sistema se diferencia pelo uso de telas soldadas e pela presença de acessórios específicos, como conexões em espirais e tirantes, que desempenham um papel fundamental na modulação das caixas e no aprimoramento das características estruturais da contenção.

Entre as principais vantagens do Gabião Easy S, destacam-se os ganhos técnicos de resistência e a redução das deformações ao longo do tempo. A soldagem das telas confere maior rigidez à estrutura, resultando em uma contenção mais estável e menos suscetível a deslocamentos diferenciais. Além disso, a presença dos tirantes auxilia na redistribuição dos esforços internos, aumentando a capacidade de suporte da contenção e reduzindo o risco de instabilidades locais.

A escolha desse tipo de gabião está associada à necessidade de um sistema de contenção robusto e durável, capaz de lidar com as condições geotécnicas e hidrológicas do local. A drenagem eficiente proporcionada pela estrutura permeável dos gabiões contribui para minimizar a pressão hidrostática, um fator crítico para a estabilidade de muros de contenção (Figura 56).



**Figura 56.** Materiais que compõem os Gabiões Easy S: a) Telas eletrosoldadas (painéis); b) Conexões em espiral e tirante  
Fonte: De autoria própria

O muro foi construído em camadas sucessivas, adotando uma geometria escalonada para garantir maior estabilidade estrutural. As camadas iniciais foram executadas com uma largura maior, proporcionando uma base robusta para a estrutura. À medida que o muro foi ganhando altura, a largura das camadas superiores foi gradativamente reduzida, resultando em um perfil trapezoidal que melhora a distribuição dos esforços e reduz o risco de tombamento.

A execução da obra teve início com a demarcação do terreno, etapa essencial para definir os limites da estrutura. Esse processo foi realizado com auxílio da topografia, que permitiu a delimitação precisa dos pontos de início e término do muro, garantindo alinhamento e nivelamento adequados à geometria projetada. Em seguida, foi realizada a limpeza e desobstrução da área, removendo vegetação, detritos e materiais soltos que pudessem comprometer a aderência da base do muro ao solo. Essas etapas preliminares foram fundamentais para assegurar um assentamento adequado da estrutura e minimizar riscos de recalques diferenciais ao longo do tempo (Figura 57).

O método construtivo adotado, caracterizado pela execução por camadas e pela redução progressiva da largura do muro, reflete uma abordagem tecnicamente eficiente. Esse tipo de configuração permite uma melhor adaptação às condições geotécnicas do local, distribuindo de forma mais equilibrada as cargas atuantes na contenção. Além disso, a escolha do gabião como solução estrutural contribui para uma drenagem eficiente, reduzindo a pressão hidrostática e aumentando a durabilidade da obra.



**Figura 57.** Demarcação do terreno e início da montagem dos painéis dos gabiões

Fonte: De autoria própria

O muro de gabião foi implantado sobre um solo com características argila-arenosa, demandando cuidados específicos na preparação da fundação para garantir a estabilidade da estrutura. Para isso, o solo de apoio foi compactado até atingir um grau de compactação mínimo de 98%, conforme o Proctor Normal, garantindo maior resistência e redução da susceptibilidade a recalques diferenciais. Além disso, o teor de umidade foi rigorosamente controlado para atender à umidade ótima, assegurando que o solo atingisse sua densidade máxima sem comprometer sua coesão.

Como parte do sistema de fundação, foi adotado um engastamento da base do gabião, no qual a primeira camada da contenção foi parcialmente embutida no solo, com profundidade de 0,5 m. Esse procedimento teve como objetivo aumentar a ancoragem da estrutura, proporcionando maior resistência a empuxos laterais e prevenindo deslocamentos ao longo do tempo. A incorporação dessa camada no solo também contribuiu para reduzir os efeitos de erosão na base do muro, aumentando sua durabilidade e desempenho geotécnico (Figura 58).

A escolha dessa abordagem construtiva reflete a necessidade de adaptar a fundação às condições geotécnicas locais, mitigando possíveis efeitos adversos do solo argilo-arenoso, como variações volumétricas e drenagem inadequada. Dessa forma, o uso de um solo compactado com alta densidade e umidade controlada, aliado ao engastamento da camada inferior do gabião, permitiram a criação de uma base robusta, fundamental para garantir a segurança e a funcionalidade da contenção ao longo de sua vida útil.



**Figura 58.** Etapa inicial da construção do muro com a primeira camada em gabião  
Fonte: De autoria própria

Para o preenchimento das caixas de gabião, foram utilizadas pedras gnáissicas, extraídas de uma jazida legalizada situada nas proximidades da obra. O material foi selecionado com granulometria variando de 10 a 25 cm, garantindo que o material pétreo se acomodasse adequadamente dentro das caixas, minimizando espaços vazios e maximizando a densidade do preenchimento. Essa seleção granulométrica é essencial para proporcionar maior estabilidade à estrutura, evitando deslocamentos internos do material ao longo do tempo.

A disposição dos enrocamentos seguiu um critério rigoroso, com camadas espaçadas a cada 30 cm para os gabiões com altura de 1,0 m e a cada 25 cm para as caixas de 0,5 m de altura. Esse procedimento teve como objetivo distribuir uniformemente as cargas internas, assegurando a resistência estrutural do gabião e evitando deformações excessivas.

Além disso, dentro de cada camada de preenchimento, foram instalados tirantes metálicos, posicionados estratégicamente nas extremidades das caixas e no sentido transversal das peças. Esses tirantes desempenham um papel fundamental na contenção da deformação das telas e na melhoria da integridade estrutural dos gabiões, garantindo que a estrutura mantenha seu formato e desempenho ao longo do tempo. O uso de tirantes contribui ainda para o travamento interno do preenchimento, reduzindo a possibilidade de movimentações diferenciais entre as camadas de pedras e aumentando a durabilidade do sistema de contenção (Figura 59).



**Figura 59.** Preenchimento das caixas e posicionamento dos tirantes  
Fonte: De autoria própria

Na parte frontal dos painéis dos gabiões, foram instalados gabaritos de madeira com o objetivo de assegurar um melhor acabamento da face das caixas, garantindo uma superfície mais uniforme e alinhada. Esses gabaritos desempenharam um papel fundamental na prevenção de deformações estruturais, auxiliando na manutenção do formato original dos gabiões durante o processo de preenchimento.

Além da função estética e de controle dimensional, os gabaritos foram essenciais para evitar a perda de alinhamento do muro, assegurando que a estrutura permanecesse estável e devidamente nivelada ao longo da execução da obra. Durante a inserção e compactação das pedras dentro das caixas, as forças aplicadas podem gerar deslocamentos ou empurrar as telas para fora do alinhamento projetado. Dessa forma, o uso dos gabaritos permitiu controlar essas variações, garantindo um resultado mais preciso e de maior durabilidade (Figuras 60 e 61).

A utilização desse recurso demonstra a preocupação com a qualidade construtiva do muro de gabião, evitando irregularidades que poderiam comprometer tanto a estética quanto a funcionalidade da contenção. Além disso, a manutenção do alinhamento adequado é essencial para a distribuição uniforme das cargas ao longo da estrutura, reduzindo o risco de tensões localizadas que poderiam levar a deslocamentos diferenciais ou instabilidades no longo prazo.



**Figura 60.** Uso dos gabaritos na face dos gabiões

Fonte: De autoria própria



**Figura 61.** Face alinhada dos gabiões e com preenchimento correto

Fonte: De autoria própria

Após o preenchimento das caixas de gabião, foi aplicada uma camada de geotêxtil na parte posterior da estrutura. Esse material desempenha um papel fundamental como filtro e elemento separador entre o solo e o gabião, impedindo a migração de partículas finas do solo para o interior da contenção. Dessa forma, o geotêxtil contribui para a manutenção da capacidade drenante dos gabiões, evitando o entupimento dos vazios internos e reduzindo a pressão hidrostática que poderia comprometer a estabilidade do muro.

O reaterro da estrutura foi realizado com um solo granular de boa qualidade, cuidadosamente selecionado para proporcionar maior permeabilidade e estabilidade mecânica. Para garantir o desempenho adequado da contenção, o reaterro foi seguido por um processo

de compactação controlada no tardoz do muro. Essa etapa foi essencial para minimizar recalques diferenciais e evitar deslocamentos indesejados ao longo do tempo.

O processo construtivo adotado para o muro de contenção de gabião de malha soldada demonstrou diversas vantagens em termos de eficiência e impacto ambiental. A estrutura foi executada com um uso reduzido de materiais, otimizando recursos sem comprometer a resistência da contenção. Além disso, o método construtivo possibilitou um uso racional dos recursos naturais, minimizando desperdícios e reduzindo a necessidade de materiais de alto impacto ambiental, como concreto e aço em grandes quantidades.

Outro aspecto relevante foi a baixa intervenção no ambiente durante a construção. O uso de gabiões, aliado à aplicação do geotêxtil e do reaterro granular compactado, proporcionou um sistema de contenção com características sustentáveis, favorecendo a drenagem natural da área e reduzindo os impactos negativos ao solo e ao lençol freático. Assim, o muro de gabião se configura como uma solução estruturada dentro dos princípios da construção sustentável, alinhada às diretrizes de minimização de impactos ambientais na engenharia geotécnica (YUDELSON, 2013).

### **3.3 Instrumento de verificação de deslocamentos da contenção**

Para o monitoramento do muro de contenção, foi instalada uma instrumentação específica para a medição da inclinação angular da estrutura. O sistema utilizado consistiu na instalação de um sensor giroscópico, capaz de detectar variações na inclinação por meio da leitura de movimento angular. Esse equipamento conta com tecnologia IoT (Internet das Coisas) embarcada, permitindo a transmissão remota dos dados coletados e possibilitando um acompanhamento contínuo do desempenho da contenção ao longo do tempo.

O sensor utilizado é um dispositivo desenvolvido pelos pesquisadores, sendo uma solução com alto potencial mercado para o monitoramento estrutural de taludes, muros de contenção e outras obras de engenharia civil. Além disso, para garantir autonomia energética, o equipamento foi alimentado por uma pequena placa solar, tornando o sistema mais eficiente e reduzindo a necessidade de manutenção freqüente.

A adoção dessa instrumentação permitiu a obtenção de dados em tempo real, proporcionando maior precisão na análise da estabilidade do muro e possibilitando a identificação antecipada de eventuais deslocamentos anômalos. Dessa forma, o monitoramento contínuo com o sensor giroscópico representa um avanço significativo na prevenção de falhas estruturais, permitindo a implementação de ações corretivas e preventivas

antes que o muro apresente problemas críticos. A Figura 62 ilustra o sensor utilizado no estudo.



**Figura 62.** Sensor de monitoramento  
Fonte: De autoria própria

Os sensores de monitoramento foram instalados em um trecho específico do muro, com 6 metros de altura, considerado a região de maior criticidade estrutural. Esse segmento foi escolhido estratégicamente por estar sujeito aos maiores esforços mecânico, sendo essencial para a análise da estabilidade da contenção.

Para garantir segurança e acessibilidade durante a instalação e desinstalação dos sensores, a operação foi realizada com o auxílio de andaimes e cintas de segurança, proporcionando maior estabilidade aos profissionais envolvidos (Figura 63). A instrumentação foi composta por quatro sensores, todos instalados na face externa do muro (paramento), distribuídos de forma a captar variações angulares ao longo da altura da contenção (Figura 64).

Os sensores foram instalados a uma distância de 1,5 metros entre si, seguindo uma distribuição que permite um monitoramento eficiente das diferentes camadas estruturais do gabião. A disposição dos sensores foi a seguinte:

- 1º sensor: posicionado entre a 1<sup>a</sup> e a 2<sup>a</sup> camada do gabião.
- 2º sensor: instalado no meio da 3<sup>a</sup> camada.
- 3º sensor: localizado entre a 4<sup>a</sup> e a 5<sup>a</sup> camada.
- 4º sensor: posicionado no meio da 6<sup>a</sup> camada.

Essa configuração permitiu a coleta de dados precisos sobre a distribuição dos esforços e possíveis deslocamentos ao longo da estrutura, possibilitando a análise do

comportamento do muro em diferentes alturas e condições de carregamento. A Figura 65 apresenta a representação gráfica da distribuição dos sensores ao longo da estrutura.



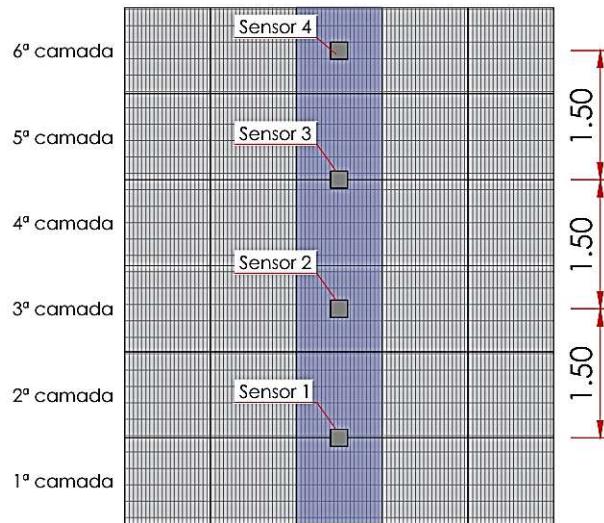
**Figura 63.** Estrutura de andaime para colocação e retirada dos sensores

Fonte: De autoria própria



**Figura 64.** Sensores instalados no muro: a) Alinhamento dos 4 sensores; b) Detalhe do sensor instalado

Fonte: De autoria própria



**Figura 65.** Representação esquemática do posicionamento dos sensores  
Fonte: De autoria própria

Devido à objetividade da pesquisa em analisar a viabilidade e a funcionalidade dos sensores no monitoramento do muro de contenção em gabião, optou-se por instalá-los imediatamente após o preenchimento da última camada da estrutura. Essa estratégia permitiu o início do monitoramento em um momento crítico da obra, garantindo a coleta de dados desde a fase final da construção, quando o muro já estava submetido ao carregamento completo do aterro.

Os sensores foram programados para realizar leituras de dados a cada 1 hora (Tabela 2), permitindo um acompanhamento contínuo das variações angulares da estrutura. Devido à tecnologia IoT (Internet das Coisas) embarcada nos dispositivos, os valores dos ângulos medidos eram automaticamente transmitidos para um sistema de armazenamento em nuvem, onde os dados eram registrados em tempo real.

Esse sistema de transmissão remota possibilitou a monitorar contínua e autônoma da estrutura, permitindo a análise imediata de alterações na inclinação do muro sem a necessidade de coletas manuais. Além disso, o armazenamento em nuvem garantiu a segurança e a integridade dos dados, permitindo a organização das informações em um banco de dados acessível para consultas e análises posteriores.

**Tabela 2.** Programação das leituras dos sensores nos muros de contenção

Quantidade de sensores	Intervalo de tempo de medição	Fase da Obra	Direção do deslocamento a ser medido
4	1 hora	Pós-obra - Muro de contenção construído	Ângulo entre as coordenadas do eixo ortogonal Y (posição vertical) e do eixo X (posição horizontal) do paramento do muro de contenção

Fonte: De autoria própria

Os atrasos na construção do muro, aliados à grande instabilidade climática tanto durante as etapas construtivas quanto após a instalação dos sensores, impactaram diretamente o período de monitoramento planejado. Como consequência, o tempo total de leitura dos dados foi reduzido, limitando-se a um período de 30 dias corridos de monitoramento contínuo.

As condições climáticas adversas, caracterizadas por chuvas freqüentes e variações térmicas, influenciaram não apenas o cronograma da obra, mas também a execução do monitoramento, dificultando o acesso ao local e a estabilidade da instrumentação instalada. Além disso, a necessidade de ajustes operacionais devido aos atrasos na construção reduziu a janela disponível para a coleta e análise dos dados estruturais, impactando a extensão do estudo.

Apesar das limitações impostas pelo contexto da obra, o período de 30 dias de monitoramento ainda permitiu a coleta de um volume significativo de dados, viabilizando a avaliação preliminar do comportamento do muro de contenção e possibilitando a identificação de tendências nos deslocamentos angulares da estrutura.

### 3.4 Análise das leituras dos sensores

Todos os ângulos lidos durante este período de monitoramento foram registrados em um servidor para posterior análise. Os deslocamentos aferidos permitiram mensurar as deformações quanto à hipótese de tombamento dos muros de gabião. A utilização do método de cálculo Morgenstern-Price, calculado no software GEO5, permitiu calcular o fator de segurança quanto ao risco de tombamento da estrutura e compará-lo quanto ao do projeto da obra. Para o envio dos dados extraídos pelos sensores instalados no muro fosse possível, foi necessário confeccionar uma estrutura composta por uma bateria estacionária de 60 Hz, um modem com acesso remoto a internet por um sistema 4G, um inversor de energia e um painel fotovoltaico para captação de energia e alimentação de todo este sistema (Figura 66).



**Figura 66.** Caixa com instrumentação para envio dos dados dos sensores  
Fonte: De autoria própria

O sistema foi instalado a uma distância aproximada de 30 m da linha de sensores, o painel esteve voltado para melhor captação dos raios e permitir a melhor eficiência de todo o sistema, de modo limpo e sustentável, conforme representado na Figura 67.



**Figura 67.** Posicionamento da estrutura montada com o painel e caixa de instrumentação  
Fonte: De autoria própria

### 3.5 Ensaio de compressão simples não confinada dos gabiões

Os ensaios de compressão simples não confinados foram conduzidos no Laboratório de Materiais da Faculdade de Engenharia Agrícola (FEAGRI) da Universidade de Campinas (UNICAMP), localizada em Campinas/SP. O principal objetivo desses ensaios foi a determinação das curvas tensão versus deformação para gabiões executados com malha eletrosoldada, permitindo a análise do comportamento estrutural do material sob carregamento axial.

Para a realização dos ensaios, foram utilizados quatro corpos de prova confeccionados com dimensões reduzidas de 0,40 m (altura) × 0,40 m (largura) × 0,40 m (comprimento). Essa configuração permitiu a avaliação das deformações verticais e horizontais, possibilitando uma compreensão detalhada da resposta mecânica da estrutura sob compressão simples.

Os corpos de prova foram construídos utilizando o mesmo modelo de gabião empregado na obra em Jacareí, ou seja, gabiões eletrosoldados do tipo Easy S, fabricados pela Belgo Arames. Essa escolha foi fundamental para garantir que os resultados obtidos fossem representativos das condições reais da estrutura monitorada. Os gabiões eram compostos por painéis de malha soldada, com diâmetro de arame de 4,0 mm e abertura de tela retangular de 5,0 cm (largura) × 10,0 cm (altura). Além disso, foram utilizadas conexões no formato espiral, fabricadas com arame de 5,0 mm de diâmetro e 40 cm de comprimento, assegurando a fidelidade do modelo experimental em relação à estrutura real (Figura 68).



**Figura 68.** Painéis e conexões em espiral do Gabião Easy S  
Fonte: De autoria própria

Todos os corpos de prova utilizados no ensaio foram pesados individualmente, incluindo tanto os gabiões (compostos por painéis e conexões) quanto às pedras rachão utilizadas no preenchimento (Figura 69). Esse procedimento foi essencial para garantir um controle preciso das propriedades físicas dos corpos de prova, assegurando que os resultados fossem representativos das condições reais dos gabiões utilizados na obra.

Cada corpo de prova de gabião foi montado com seis painéis de 40 cm de comprimento, conectados por doze espirais metálicas, formando a estrutura da caixa. O preenchimento foi realizado com pedras rachão do tipo gnaisse, com diâmetro médio variando

entre 10,0 cm e 20,0 cm. Para manter a fidelidade do experimento em relação à estrutura real, foi utilizado o mesmo material de preenchimento empregado no muro de contenção monitorado, conforme apresentado na Figura 70.

Com o objetivo de eliminar o "efeito escala" entre os gabiões em tamanho real e os corpos de prova reduzidos utilizados nos ensaios laboratoriais, os gabiões foram preenchidos de forma a reproduzir as mesmas características físicas e estruturais dos gabiões em escala real. Dessa maneira, foram ajustadas as condições de peso específico ( $\gamma$ ) e porosidade ( $\phi$ ), garantindo que os corpos de prova apresentassem valores coerentes com aqueles observados na estrutura original. Os parâmetros obtidos para os modelos reduzidos seguiram a faixa típica de peso específico variando entre 16 e 18 kN/m<sup>3</sup> e porosidade entre 30% e 35%, refletindo as condições reais do gabião em campo.



**Figura 69.** Materiais utilizados para nos corpos de prova: a) Painéis e conexões; b) Pedras de preenchimento  
Fonte: De autoria própria



**Figura 70.** Pedras gnaisse usadas no preenchimento das caixas  
Fonte: De autoria própria

Diferentemente dos gabiões utilizados na pesquisa de Camelo (2019), que empregou gabiões convencionais de malha tipo tecido, os gabiões eletrosoldados utilizados nesta pesquisa apresentam características estruturais distintas. Nos gabiões convencionais, a conformação da caixa é obtida por meio da costura das telas com arames de amarração, processo que confere flexibilidade à estrutura, mas pode resultar em deformações ao longo do tempo.

Já no modelo de gabião eletrosoldado adotado neste estudo, a geometria da caixa não depende de costuras com arames, mas sim do uso de conexões metálicas espirais, que substituem as amarrações tradicionais. Além disso, as telas são rígidas, uma característica que melhora o desempenho estrutural ao reduzir deformações durante o carregamento e proporcionar maior resistência à compressão e ao cisalhamento (Figura 71).

Essa configuração faz com que os gabiões eletrosoldados apresentem um comportamento mecânico diferenciado, com maior controle da deformabilidade e melhor desempenho em contenções. A rigidez das telas soldadas evita deslocamentos excessivos, garantindo maior estabilidade à estrutura ao longo do tempo e reduzindo a necessidade de manutenção em comparação aos modelos convencionais.



**Figura 71.** Montagem dos gabiões eletrosoldados para realização do ensaio  
Fonte: De autoria própria

O equipamento utilizado para a realização do ensaio de compressão foi uma prensa da marca ENIC, com capacidade máxima de 300 kN. Esse equipamento permitiu a aplicação controlada da carga sobre os corpos de prova, viabilizando a obtenção de dados precisos sobre o comportamento mecânico dos gabiões eletrosoldados sob compressão axial.

Os corpos de prova de gabião foram posicionados entre duas chapas metálicas de 500 mm × 500 mm × 20 mm, garantindo uma distribuição uniforme da carga aplicada durante o

ensaio. Para assegurar a livre deformação da estrutura, as quatro paredes laterais dos corpos de prova permaneceram sem qualquer tipo de apoio, permitindo a observação direta das deformações verticais e horizontais ao longo do teste (Figura 72).

Essa configuração experimental foi adotada para simular de forma mais crítica as condições de carregamento de um muro de gabião, reproduzindo seu comportamento estrutural sem a influência de restrições laterais artificiais, o que garantiria confinamento e reduziria a magnitude das deformações.



**Figura 72.** Equipamento usado para o ensaio de compressão dos gabiões  
Fonte: De autoria própria

Para garantir que a pressão aplicada pela prensa fosse distribuída de maneira uniforme no centro da chapa metálica, foi necessário realizar uma marcação de referência (gabarito) na superfície desta. Essa marcação assegurou o alinhamento preciso do eixo da prensa, permitindo uma dissipação homogênea da força aplicada sobre os corpos de prova durante os ensaios de compressão (Figura 73).

Além de auxiliar no posicionamento adequado da carga, essa marcação também foi fundamental para a instalação dos relógios comparadores, dispositivos utilizados para medir com precisão a deformação vertical dos gabiões ao longo do ensaio. Durante os testes, os relógios comparadores foram posicionados estratégicamente, garantindo que as leituras refletissem fielmente o comportamento do gabião sob carregamento axial, possibilitando a análise detalhada da variação da altura da estrutura em função da carga aplicada.

Essa metodologia foi essencial para garantir a reproduzibilidade dos ensaios e a coletânea de dados confiáveis, permitindo a correta caracterização da capacidade de deformação dos gabiões eletrosoldados sob compressão.



**Figura 73.** Chapas de aço com gabarito para apoio dos gabiões

Fonte: De autoria própria

Após a colocação da primeira chapa metálica, o gabião eletrosoldado foi montado seguindo as especificações do manual do fabricante, garantindo que a estrutura mantivesse sua geometria e estabilidade. O gabião foi então centralizado sobre a chapa inferior, de acordo com as recomendações de Barros (2008), assegurando um alinhamento adequado para o ensaio.

Com a estrutura posicionada corretamente, iniciou-se o processo de preenchimento com pedra rachão, sempre com o cuidado de minimizar o número de vazios entre as pedras, buscando o melhor arranjo possível para garantir uma distribuição uniforme do material dentro da caixa. Esse procedimento foi fundamental para reproduzir as condições reais de compactação e densidade observadas nos gabiões da obra, evitando interferências que pudessem comprometer a representatividade dos resultados obtidos.

Após a finalização do preenchimento, foi instalado o último painel do gabião, fechando completamente a estrutura e garantindo sua integridade para o ensaio. Sobre esse painel foi posicionada a segunda chapa metálica, completando o sistema de carregamento. Finalmente, foram instalados os relógios medidores, responsáveis por monitorar as deformações verticais da estrutura durante o ensaio de compressão (Figura 74).



**Figura 74.** Corpo de prova montado e instrumentado para início do ensaio  
Fonte: De autoria própria

Com o objetivo de acompanhar e medir as deformações a cada incremento de carga durante o ensaio de compressão, os relógios comparadores foram posicionados estratégicamente nos cantos da chapa metálica gabaritada. Além das leituras automatizadas, também foram realizadas leituras manuais utilizando uma trena metálica manual, garantindo a precisão das medições.

Para a avaliação das deformações horizontais, foi adotado um método complementar com o uso de fita métrica em rolo, posicionada sempre sobre o ponto central previamente marcado no painel do gabião. Essa metodologia permitiu a verificação contínua da expansão lateral do corpo de prova, possibilitando uma análise mais detalhada do comportamento mecânico da estrutura sob compressão.

Os ensaios foram conduzidos com a aplicação progressiva de força vertical, iniciando com um pré-carregamento de 20 N de compressão. A partir desse ponto, os incrementos de carga foram aplicados em etapas de 40 N, registrando-se as leituras dos relógios comparadores, bem como as medições verticais e horizontais do corpo de prova a cada nova aplicação de carga. O ensaio foi conduzido até que o corpo de prova atingisse um dos seguintes critérios de interrupção:

- **Estabilização da carga** – quando não houvesse mais variação significativa na resistência do gabião frente ao aumento da carga aplicada.
- **Deformação lateral excessiva** – quando o deslocamento horizontal do gabião atingisse o limite estabelecido, a ponto de encostar-se no equipamento de teste (Figura 75).



**Figura 75.** Corpo de prova de gabião submetido a ensaio de compressão simples  
Fonte: De autoria própria

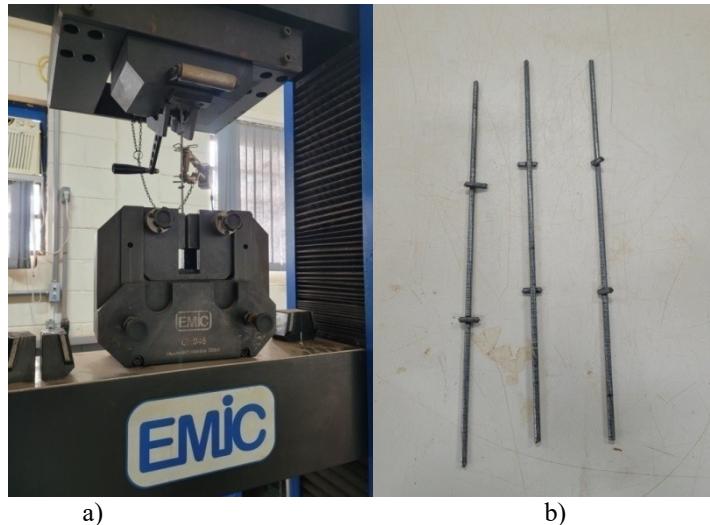
### 3.6 Ensaios de tração e módulo de elasticidade do arame do gabião

Com o objetivo de avaliar a resistência do arame utilizado nos gabiões de malha eletrosoldada, bem como determinar seu módulo de elasticidade, foram realizados ensaios de tração, conforme os requisitos estabelecidos pela ABNT NBR 7480 (2007), que trata dos ensaios de tração em fios de aço para malhas de gabiões. Esses testes permitiram analisar o comportamento mecânico do material sob esforços axiais, fornecendo dados essenciais para a caracterização estrutural dos gabiões.

Os ensaios foram conduzidos no Laboratório de Materiais da Faculdade de Engenharia Agrícola (FEAGRI) da Universidade de Campinas (UNICAMP), utilizando a mesma prensa da marca ENIC, com capacidade máxima de 300 kN, previamente utilizada nos ensaios de compressão.

Para os testes, foram utilizados quatro corpos de prova extraídos dos painéis dos gabiões eletrosoldados Easy S, fabricados pela Belgo Arames. Cada amostra possuía um comprimento aproximado de 30 cm, valor suficiente para permitir sua fixação segura no gancho da célula de carga, garantindo que a aplicação da força ocorresse de maneira uniforme e controlada (Figura 76).

Essa metodologia possibilitou a obtenção de parâmetros fundamentais para a análise do desempenho estrutural dos gabiões, permitindo determinar limites de resistência à tração e comportamento elástico do material, fatores essenciais para a validação do uso dos gabiões eletrosoldados em contenções e outras aplicações geotécnicas.



**Figura 76.** Ensaio de tração do arame: a) Prensa utilizada para ensaio; b) Corpos de prova do arame  
Fonte: De autoria própria

Os ensaios de tração foram conduzidos com o objetivo de avaliar a resistência mecânica e o comportamento do arame de aço utilizado nos gabiões eletrosoldados. Para isso, adotou-se como parâmetro a aplicação de uma força de tração crescente na direção axial da amostra, até que o material atingisse seu alongamento máximo e, consequentemente, sua ruptura.

Os valores extraídos desse ensaio foram comparados com as especificações técnicas fornecidas pelo fabricante, permitindo verificar a conformidade do material em relação aos requisitos mecânicos estabelecidos. Além disso, os resultados obtidos foram correlacionados com os critérios normativos da DIN EN 10223-8:2013, norma que regulamenta as malhas metálicas para aplicações geotécnicas, incluindo gabiões, destacando limites de resistência à tração e alongamento do arame de aço.

### 3.7 Análise das curvas tensão versus deformação

Para o estudo das curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios de compressão dos gabiões eletrosoldados, foram determinadas as equações de regressão correspondentes a cada curva experimental.

O objetivo principal dessa modelagem foi verificar os ajustes dos dados experimentais, garantindo que as equações representassem o comportamento mecânico dos materiais ensaiados. Além disso, a partir dessas curvas, foram calculados os módulos de rigidez, tangente e secante, parâmetros fundamentais para a caracterização estrutural dos gabiões sob carregamento vertical.

Os módulos de rigidez, tangente e secante são utilizados para quantificar a resistência do material à deformação sob a ação da carga aplicada. Esses parâmetros são fundamentais para prever o desempenho estrutural dos gabiões e auxiliar no dimensionamento de estruturas geotécnicas e de contenção.

O módulo de rigidez representa a resistência global da estrutura do gabião à deformação e pode ser calculado como a razão entre a variação da força aplicada ( $\Delta F$ ) e a variação da deformação correspondente ( $\Delta\delta$ ):

$$G = \frac{\Delta F}{\Delta\delta}$$

**Onde:**

$G$  = módulo de rigidez (kN/mm);

$\Delta F$  = variação da força aplicada (kN);

$\Delta\delta$  = variação da deformação (mm)

O módulo tangente é calculado como a inclinação da tangente à curva tensão-deformação em um determinado ponto. Ele reflete a rigidez instantânea do material e é dado por:

$$Et = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$$

**Onde:**

$Et$  = módulo tangente;

$\sigma$  = tensão aplicada em kPa;

$\varepsilon$  = é a deformação vertical (mm)

O módulo secante representa a rigidez média do material entre dois pontos da curva tensão-deformação e é determinado pela inclinação da reta secante que liga dois pontos distintos da curva:

$$Es = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}$$

**Onde:**

$Es$  = módulo secante (MPa);

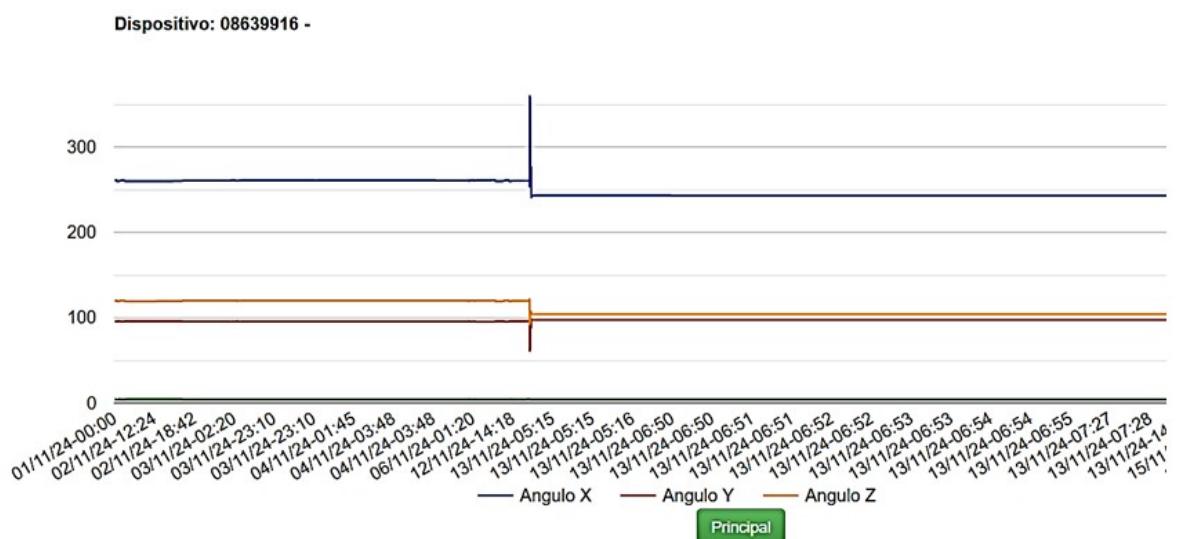
$\sigma_1, \sigma_2$  = são os valores de tensão nos pontos considerados (kPa);

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$  = são os valores de deformação correspondentes (mm)

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

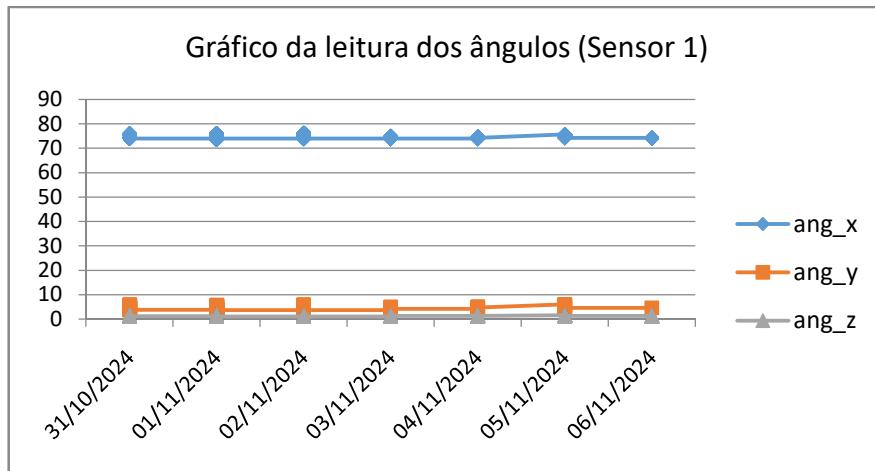
### 4.1 Registro e análise dos dados enviados pelos sensores IoT

O período de registro e envio dos dados, captados por 4 sensores instalados no muro, ocorreu entre outubro e novembro de 2024. Durante este período, foram registrados os ângulos lidos nas coordenadas x, y e z dos sensores no espaço tridimensional. Os dados estiveram disponíveis para visualização em tempo real, através de uma página web vinculada a um servidor (Figura 77), e foram armazenados em um banco de dados em nuvem para posterior análise e interpretação.



**Figura 77.** Reprodução da tela da página web com o gráfico dos ângulos do sensor  
Fonte: Dados da Pesquisa

O Sensor 1, instalado na primeira camada do muro em uma área de grande sombreamento, apresentou interrupções no envio de dados e necessidade de religamento devido à baixa incidência de luz solar na placa, o que resultou em armazenamento insuficiente de carga da bateria. O período de leitura contínua, sem interrupções ou ações externas, ocorreu entre 31/10/24 e 06/11/24 (Gráfico 4).



**Gráfico 4.** Ângulos lidos do Sensor 1

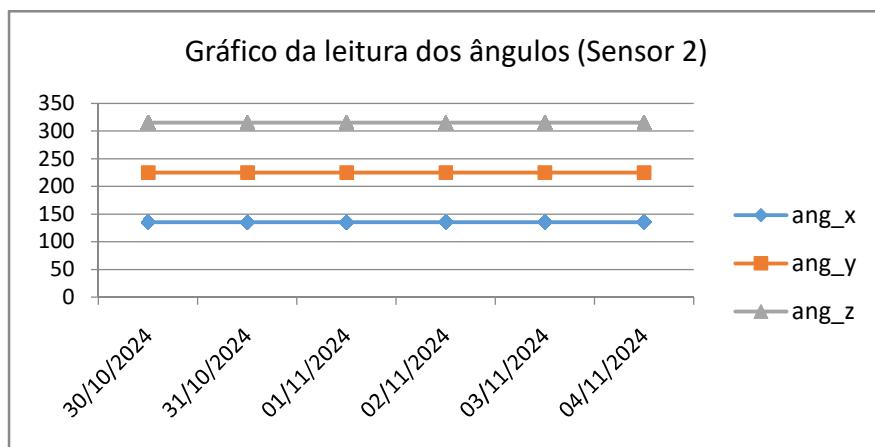
Fonte: Dados da Pesquisa

#### Análise dos eixos do Sensor 1:

- ✓ **Eixo X:** Variação relativamente pequena (2,7 graus) ao longo do período analisado, sem alterações bruscas ou significativas, indicando estabilidade.
- ✓ **Eixo Y:** Estabilidade semelhante ao eixo X, com variação de 2,5 graus.
- ✓ **Eixo Z:** Estabilidade ainda maior e praticamente constante, com oscilação mínima de 0,5 graus

A estabilidade observada nos três ângulos (X, Y e Z) sugere um bom funcionamento do Sensor 1, sem apresentar falhas ou ruídos que afetem as leituras.

O Sensor 2 também apresentou interrupções na leitura e necessidade de religamento, o que afetou a leitura contínua dos ângulos e o acervo de registros. O período de leitura sem interrupções compreendeu os dias 30/10/24 e 04/11/24 (Gráfico 5), período este que obteve considerações importantes e que condizem com o esperado para sua posição de instalação nas primeiras camadas do muro.



**Gráfico 5.** Ângulos lidos do Sensor 2

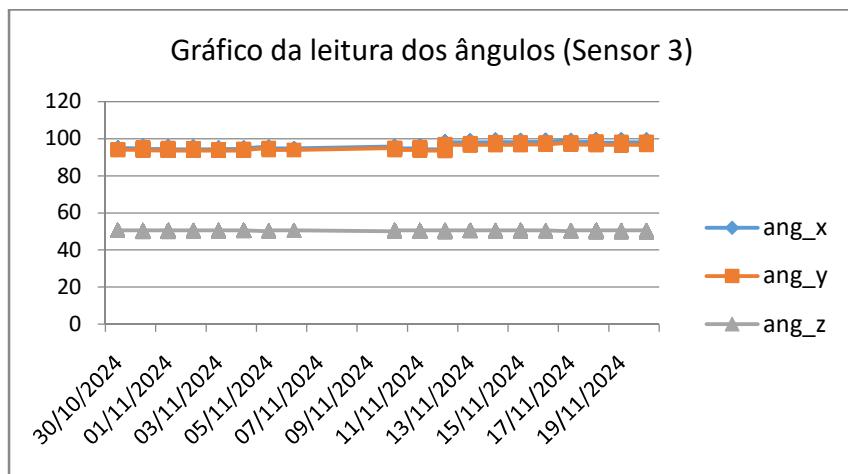
Fonte: Dados da Pesquisa

### Análise dos eixos do Sensor 2:

- ✓ **Eixo X:** Demonstrou estabilidade ao longo do período analisado, com variação mínima. Isso sugere que o Sensor 2 não detectou mudanças significativas no ângulo em torno do eixo X.
- ✓ **Eixo Y:** Indicou estabilidade com flutuações muito pequenas, assim como nos demais ângulos.
- ✓ **Eixo Z:** Exibiu estabilidade, com uma leve tendência de crescimento ao longo dos dias.

A estabilidade dos ângulos mostrou que o Sensor 2 operou de forma consistente e confiável. As flutuações foram muito pequenas, mesmo nos dias fora deste período registrado, o que demonstra a estabilidade e a ausência de movimentação neste local do muro.

O Sensor 3 apresentou o maior período de leitura contínua entre os quatro sensores, compreendendo os dias 30/10/24 a 19/11/24 (Gráfico 6). Seu posicionamento nas camadas mais altas do muro contribuiu para uma melhor exposição ao sol e recarga da bateria.



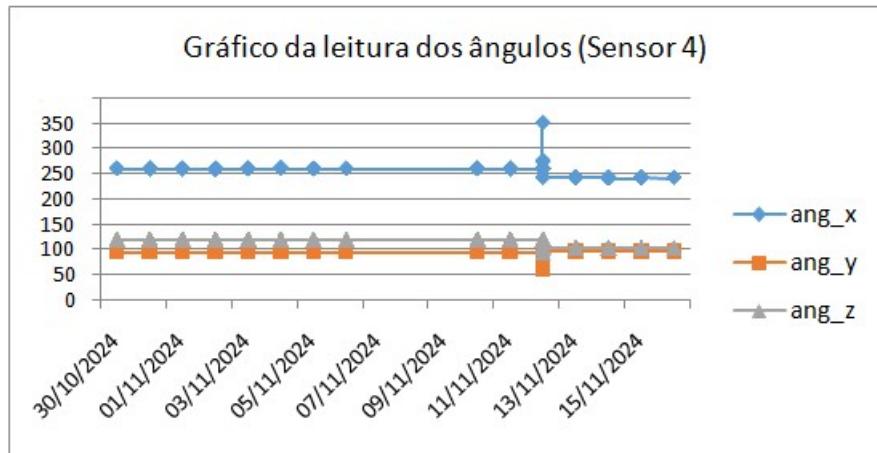
**Gráfico 6.** Ângulos lidos do Sensor 3  
Fonte: Dados da Pesquisa

### Análise dos eixos do Sensor 3:

- ✓ **Eixo X:** Demonstrou variação relativamente pequena (5,7 graus) ao longo do período analisado, com valores oscilando entre 95 e 100 graus. Não há alterações bruscas ou significativas, sugerindo estabilidade.
- ✓ **Eixo Y:** Apresentou variação limitada (5,0 graus), com valores entre 90 e 95 graus, indicando notável estabilidade.
- ✓ **Eixo Z:** Exibiu a maior estabilidade entre os três eixos, com valores praticamente constantes na marca dos 50 graus e oscilação máxima de 1,2 graus.

A estabilidade observada nos três ângulos indica um bom funcionamento do Sensor 3, sem apresentar falhas ou ruídos que afetem as leituras. As pequenas variações são até certo ponto previsíveis, considerando que o sensor está instalado próximo às últimas camadas do muro, local mais suscetível a receber influência de esforços do reaterro e de movimentações de cargas adicionais no topo do muro.

O Sensor 4 apresentou um período de leitura constante de 30/10/24 a 16/11/24 (Gráfico 7), período este superior aos Sensores 1 e 2, mas inferior ao Sensor 3. Essa interrupção precoce se deve a danos causados por chuvas constantes e fortes ventos no local, resultando na queda e dano físico à estrutura do sensor.



**Gráfico 7. Ângulos lidos do Sensor 4**

Fonte: Dados da Pesquisa

#### Análise dos eixos do Sensor 4:

- ✓ **Eixo X:** Demonstrou variação relativamente pequena ao longo do período analisado, com valores oscilando entre 250 e 260 graus. A maior oscilação registrada foi de 111,5 graus.
- ✓ **Eixo Y:** Apresentou variação limitada, com valores entre 90 e 100 graus e oscilação máxima de 34,4 graus.
- ✓ **Eixo Z:** Manteve-se constante e estável, com oscilação máxima de 26,4 graus.

A significativa oscilação registrada no Sensor 4 deve-se à sua localização na camada mais alta do muro, onde as caixas de gabião estavam mais expostas à ação do vento, da chuva e ao reajuste das pedras de preenchimento. Essa combinação de fatores contribuiu para a movimentação da tela do gabião e, consequentemente, para a queda do sensor.

Ao final dos 30 dias corridos de leitura, apenas os Sensores 1 e 2 permaneciam fixados no muro de contenção. O Sensor 4 foi o primeiro a se desprender, seguido pelo Sensor 3,

ambos afetados pelas fortes chuvas e ventos. A queda dos sensores 3 e 4 levou à interrupção do monitoramento e à necessidade de uma re-análise da integridade do hardware, da estruturação física para suportar eventos climáticos adversos e da funcionalidade do sistema IoT empregado.

A inconstância do período de leitura dos sensores impossibilitou a identificação de padrões claros de repetição ou tendências de crescimento/decrescimento nos ângulos ao longo do período analisado. Os valores, em geral, permaneceram relativamente estáveis, sem oscilações significativas, com exceção do Sensor 4, que foi diretamente afetado pelas condições climáticas e sofreu queda.

#### **4.2 Análise da inclinação do muro de gabião**

A análise de estabilidade do muro de contenção com gabiões eletrosoldados, um dos objetos deste estudo, foi conduzida com o suporte do software GEO5, pelo método de equilíbrio limite *Morgenstern-Price* e informações detalhadas fornecidas pelos responsáveis técnicos pela obra. A avaliação da condição de estabilidade do muro teve como referência as recomendações estabelecidas na ABNT NBR 11682/2009 (Estabilidade de Encostas). Em função de o muro estar situado em um local classificado como de médio risco a danos materiais e ambientais, de acesso restrito por se tratar de propriedade privada e baixa circulação de pessoas, o critério de segurança adotado foi o de nível médio, o que corresponde a um fator de segurança mínimo de 1,4, conforme preconiza a referida norma (Tabela 3).

Para a realização dos cálculos de tombamento e estabilidade global, foi considerada a seção de maior altura do muro, correspondente a 6,0 m. Os parâmetros de resistência dos materiais que compõem o maciço foram estimados com base em sondagens previamente realizadas e no acervo de outros projetos e estudos desenvolvidos na mesma região (Tabela 4).

**Tabela 3.** Fatores de segurança obtidos para o muro monitorado.

FS	Muro	Referência de FS mínimo	Situação
Tombamento	2,34	1,5	Ok
Estabilidade do talude	1,4	1,4	Ok

Fonte: Dados da Pesquisa

**Tabela 4.** Parâmetros de resistência utilizados no muro monitorado.

Material	$\gamma$	c	$\phi$
	(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)
Aterro	18	12	25
Solo fundação (rachão)	17	-----	35
Argila Arenosa	16	11	14
Argila Arenosa	16	18	15
Areia	19	3	31

Fonte: Dados da Pesquisa

Ao longo dos 30 dias de monitoramento, os quatro sensores demonstraram sua capacidade de captar os ângulos dos eixos e transmitir os dados para a nuvem, confirmando a funcionalidade dos dispositivos IoT para este propósito. A instabilidade na leitura contínua dos sensores, somada à necessidade de reiniciá-los periodicamente, áreas de sombreamento nas placas dos sensores, variações climáticas (chuvas fortes e ventos) resultou em uma coleta limitada de dados. Essa restrição impede uma análise mais aprofundada sobre a movimentação das caixas de gabião e a avaliação precisa do risco de inclinação ou tombamento da estrutura do muro. Os valores de angulação coletados, na ordem de 2 a 5 graus, são considerados insignificantes para os cálculos de estabilidade e avaliações de risco à integridade do muro de contenção, impossibilitando conclusões definitivas sobre a segurança da estrutura.

#### 4.3 Caracterização do rachão utilizado

Para a determinação das características do rachão que foi utilizado no preenchimento dos corpos de prova foram conduzidos os seguintes ensaios laboratoriais:

- Índice de forma - ABNT NBR 7809:2013
- Peso específico máximo ( $\gamma_d$  máx.) - ABNT NBR 9653:2017

O índice de forma de agregados graúdos, incluindo o rachão, é determinado conforme a ABNT NBR 7809:2013, que estabelece a relação entre o comprimento (L) e a espessura (esp.) das partículas do agregado. O processo inicia-se com a obtenção de uma amostra representativa do material, seguindo a norma ABNT NBR NM 26, garantindo que a quantidade seja suficiente para análise. Em seguida, a amostra é separada em diferentes frações granulométricas por peneiramento, conforme a ABNT NBR NM 248, utilizando peneiras da série normalizada, como 19 mm, 25 mm e 37,5 mm. Após a separação, um número mínimo de partículas representativas de cada fração é selecionado, e mede-se o

comprimento (L), correspondente à maior dimensão da partícula, e a espessura (esp.), correspondente à menor dimensão perpendicular ao comprimento. O índice de forma (IF) é então calculado pela relação  $IF = (L/E)$ , onde valores mais elevados indicam partículas mais alongadas e valores mais baixos representam partículas mais arredondadas ou cúbicas.

O índice de forma é um parâmetro essencial na seleção de rachões para preenchimento de gabiões, pois influencia diretamente a estabilidade, a compactação e o intertravamento das pedras dentro da estrutura.

Rachões com um índice de forma próximo de 1, ou seja, partículas mais cúbicas, tendem a se acomodar melhor dentro do gabião, proporcionando maior estabilidade estrutural e reduzindo espaços vazios. Quando os rachões apresentam um índice de forma elevado, indicando partículas alongadas ou lamelares, a compactação pode ser prejudicada, resultando em maior quantidade de vazios e comprometendo a eficiência do gabião. Isso pode afetar a resistência da estrutura ao fluxo de água e à ação de cargas externas, além de reduzir a durabilidade da contenção.

Portanto, na seleção dos rachões para gabiões, a medição do índice de forma conforme a ABNT NBR 7809:2013 é fundamental para garantir que as pedras apresentem geometrias adequadas, favorecendo a estabilidade, a resistência mecânica e a eficiência da contenção ao longo do tempo.

O peso específico máximo dos rachões é determinado utilizando um recipiente de volume conhecido, onde o material é compactado em camadas para simular a disposição real. Após a pesagem da amostra compactada, o peso específico máximo aparente ( $\gamma_d$  máx.) é calculado pela relação entre a massa dos rachões e o volume do recipiente. Caso haja umidade, o peso específico seco é corrigido considerando o teor de umidade. Esse método permite estimar a densidade máxima do material para aplicações como gabiões e base de pavimentos, garantindo melhor controle tecnológico e desempenho estrutural.

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização citados:

**Tabela 5.** Determinação do peso específico do rachão

Amostra	Massa seca (g)	Tara seca (g)	Tara submersa (g)	Amostra + tara suspensa (g)	Amostra + tara submersa (g)	$\gamma_d$ máx. (kN/m <sup>3</sup> )
1	704,8	177,9	167,2	888,4	636,3	29,2
2	897,9			1082,9	766,5	29,4

Fonte: Dados da Pesquisa

**Tabela 6.** Determinação do índice de forma das amostras de rachão (200 amostras)

Quantidade de amostras	I
200	1,47

Fonte: Dados da Pesquisa

A amostra de rachão composta por rocha gnáissica apresentou um peso específico de 29,2 kN/m<sup>3</sup> e um índice de forma de 1,47, características que influenciam sua adequação para o preenchimento de gabiões.

O alto peso específico contribui para a estabilidade da estrutura, favorecendo a resistência ao deslocamento. No entanto, o índice de forma indica partículas levemente alongadas, o que pode dificultar o intertravamento e aumentar os vazios internos, exigindo uma seleção granulométrica adequada para melhorar a compactação.

Além disso, por se tratar de uma rocha gnáissica, é importante avaliar sua resistência mecânica e grau de alteração, pois sua estrutura foliada pode comprometer a durabilidade caso apresente fragilidade excessiva.

#### 4.4 Determinação da resistência a tração do aço do gabião

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de tração realizados para a determinação da resistência do arame componente dos gabiões:

**Tabela 7.** Determinação da resistência a tração do aço do gabião

Corpo de Prova	Diâmetro (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )	Força Máxima (kgf)	Tensão Máxima (MPa)	Deformação (mm)
CP 1	4,00	13	801,11	625	21,02
CP 2	4,00	13	778,72	608	4,40
CP 3	4,00	13	798,01	623	8,52
CP 4	4,00	13	810,27	632	11,22

Fonte: Dados da Pesquisa

**Tabela 8.** Análise estatística – F máx.

Parâmetro	kgf
Média	797,0
Intervalo superior média	818,14
Intervalo inferior média	775,91
Mediana	799,56
Variância	176,05
Desvio padrão	13,26
Coeficiente de variação	1,66%
Valor máximo	810,2
Valor mínimo	778,7

Fonte: Dados da Pesquisa

**Tabela 9.** Análise estatística – T máx.

Parâmetro	MPa
Média	622
Intervalo superior média	638
Intervalo inferior média	606
Mediana	624
Variância	102
Desvio padrão	10,1
Coeficiente de variação	1,62%
Valor máximo	632
Valor mínimo	608

Fonte: Dados da Pesquisa

Dessa forma, a deformação específica ( $\varepsilon$ ) e o módulo de elasticidade (E) de cada corpo de prova foram calculados por:

$$\varepsilon = \frac{\Delta (mm)}{L_0}$$

$$E = \frac{Tensão Máxima (MPa)}{\varepsilon}$$

**Tabela 10.** Módulo de elasticidade e deformação específica obtidos

Corpo de Prova	$\varepsilon$	E (GPa)
CP 1	0,07 (7,0%)	8,92
CP 2	0,014 (1,4%)	41,4
CP 3	0,028 (2,8%)	21,9
CP 4	0,037 (3,7%)	16,9

Fonte: Dados da Pesquisa

Os ensaios de tração foram conduzidos para caracterizar as propriedades mecânicas do aço utilizado na fabricação dos gabiões. A análise dos resultados permitiu avaliar a força máxima suportada pelo material, sua tensão máxima, deformação específica e módulo de elasticidade. As Tabelas 7, 8, 9 e 10 apresentaram os valores obtidos, além de estatísticas descritivas que auxiliam na interpretação dos dados.

A Tabela 7 apresentou os valores individuais da força máxima e tensão máxima para cada corpo de prova. Os resultados demonstram que a força máxima variou entre 778,72 kgf (CP2) e 810,27 kgf (CP4), enquanto a tensão máxima oscilou entre 608 MPa e 632 MPa.

A análise estatística da força máxima, conforme a Tabela 8 indicou uma média de 797,0 kgf, com um desvio padrão de 13,26 kgf e um coeficiente de variação de 1,66%, refletindo uma boa uniformidade entre as amostras testadas. O intervalo da média, considerando nível de confiança de 95%, situou-se entre 775,91 kgf e 818,14 kgf, confirmado a estabilidade dos resultados.

A Tabela 9, referente à tensão máxima, apresentou média de 622 MPa, com um desvio padrão de 10,1 MPa e um coeficiente de variação de 1,62%, indicando baixa dispersão nos valores de resistência à tração. O intervalo da média situou-se entre 606 MPa e 638 MPa, o que demonstra que os valores obtidos são estatisticamente consistentes.

Os valores obtidos de deformação específica variaram entre 0,014 (1,4%) para CP2 e 0,07 (7,0%) para CP1, demonstrando variações na capacidade do material de sofrer deformação antes da ruptura.

O módulo de elasticidade (E) apresentou valores entre 8,92 GPa e 41,4 GPa, conforme a Tabela 10. A significativa variação entre os módulos sugere diferenças na rigidez dos corpos de prova, o que pode estar associado a variações no processo de fabricação do aço, presença de impurezas, diferenças na microestrutura do material ou tratamentos térmicos aplicados.

Os resultados indicam que o CP2 apresentou o maior módulo de elasticidade (41,4 GPa), sugerindo um comportamento mais rígido e menor capacidade de deformação antes da ruptura. Já o CP1 apresentou o menor módulo de elasticidade (8,92 GPa), indicando um comportamento mais dúctil e maior deformação sob tensão.

A resistência mecânica do aço dos gabiões mostrou baixa variabilidade, conforme indicado pelos coeficientes de variação inferiores a 2% tanto para a força máxima quanto para a tensão máxima. Esse comportamento homogêneo é desejável em aplicações estruturais, pois assegura previsibilidade no desempenho do material.

A variação observada nos valores do módulo de elasticidade pode impactar o comportamento estrutural dos gabiões, especialmente em situações onde a deformação é um fator crítico. Valores mais elevados de E indicam um material mais rígido, enquanto valores menores sugerem um material mais flexível. Em aplicações onde há necessidade de acomodação de deformações sem comprometer a resistência, um material com menor módulo de elasticidade pode ser preferível.

Os ensaios de tração realizados permitiram quantificar a resistência à tração e o comportamento mecânico do aço utilizado nos gabiões. A tensão máxima média de 622 MPa indica que o material possui boas características estruturais para suportar esforços de tração, enquanto a variação do módulo de elasticidade (8,92 GPa a 41,4 GPa) sugere diferenças na rigidez entre as amostras testadas.

#### **4.5 Ensaios de compressão conduzidos nos gabiões**

Como já apresentado, para a condução dos ensaios de compressão simples foram utilizados corpos de prova compostos por malha de gabião eletrosoldado com dimensões de

0,4 x 0,4 x 0,4m. Para evitar a ocorrência do “fator escala” os gabiões foram preenchidos com rachão de granulometria proporcional e montados de forma que a porosidade dos mesmos e seu peso específico condissem com valores típicos de gabiões convencionais em verdadeira grandeza. A Tabela 11 demonstra os parâmetros dimensionais dos corpos de prova rompidos.

**Tabela 11.** Parâmetros dimensionais e volumétricos dos corpos de prova

Corpo de prova	Volume	Massa aferida	Peso específico	Porosidade
CP1	0,064	130kg	20,4kN/m <sup>3</sup>	25%
CP2	0,064	127 kg	19,8 kN/m <sup>3</sup>	26,5%
CP3	0,064	131,5kg	20,5kN/m <sup>3</sup>	24%
CP4	0,064	132,2 kg	20,6 kN/m <sup>3</sup>	23,4%

Fonte: Dados da Pesquisa

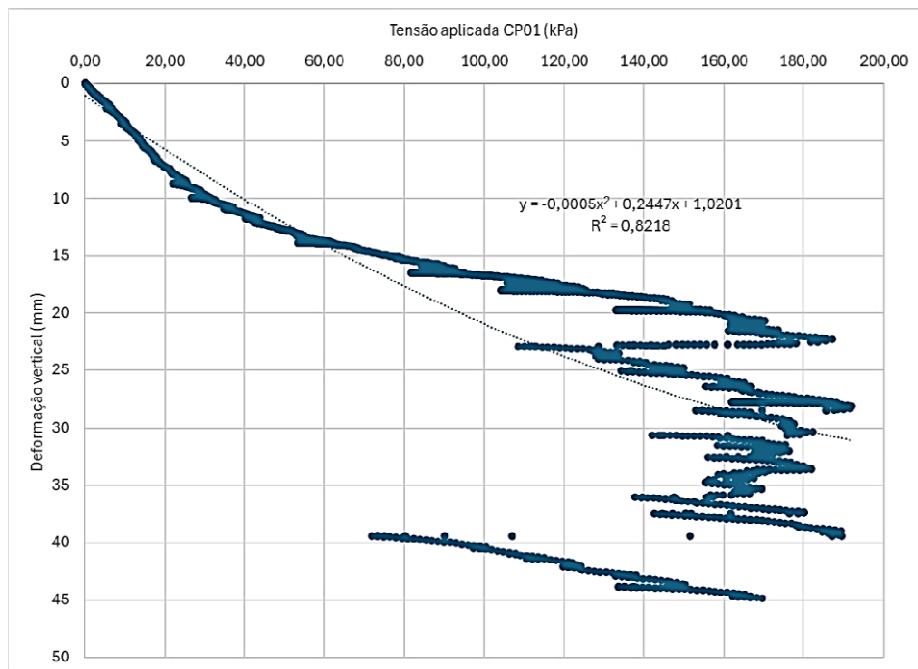
A análise da Tabela 11 revela que massa aferida dos corpos de prova demonstra uma leve variação entre os gabiões. O CP1 possui 130 kg, o CP2 apresenta 127 kg, o CP3 tem 131,5 kg, e o CP4 é o mais pesado, com 132,2 kg. Essas variações podem estar associadas a diferenças sutis na distribuição do material dentro da malha do gabião, bem como ao arranjo interno das partículas do rachão.

O peso específico dos corpos de prova, expresso em kN/m<sup>3</sup>, indica a densidade efetiva do material dentro da estrutura do gabião. O CP1 apresenta um peso específico de 20,4 kN/m<sup>3</sup>, o CP2 é ligeiramente menor, com 19,8 kN/m<sup>3</sup>, enquanto o CP3 e o CP4 possuem valores mais elevados, de 20,5 kN/m<sup>3</sup> e 20,6 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente. Em comparação com gabiões convencionais, cujos valores de peso específico variam entre 18,0 e 21,5 kN/m<sup>3</sup>, observa-se que os corpos de prova se encontram dentro da faixa esperada, com o CP2 próximo do limite inferior e o CP4 próximo do superior. Essa variação reflete pequenas diferenças no arranjo do rachão nas gaiolas e na distribuição da porosidade.

A porosidade dos gabiões, um parâmetro crítico para a avaliação da capacidade de confinamento do agregado dentro da malha metálica, também apresenta variações entre os corpos de prova. O CP1 apresenta uma porosidade de 25%, o CP2 tem um valor um pouco maior, 26,5%, enquanto o CP3 e CP4 mostram valores mais baixos, de 24% e 23,4%, respectivamente. Quando comparados aos valores típicos para gabiões convencionais, que geralmente variam entre 25% e 35% observa-se que os corpos de prova apresentam porosidade reduzida em relação ao esperado para estruturas de maior escala, especialmente o CP3 e CP4, que possuem valores abaixo de 25%. Essa redução pode estar associada a um arranjo mais compacto das partículas de rachão, o que tende a aumentar o peso específico e a resistência do material ao longo dos ensaios.

Com base nesses dados, é possível inferir que o CP4 tende a apresentar a maior resistência mecânica, uma vez que possui maior peso específico ( $20,6 \text{ kN/m}^3$ ) e menor porosidade (23,4%), indicando uma estrutura mais compacta e com menor volume de vazios internos. Em contrapartida, o CP2, que apresenta o menor peso específico ( $19,8 \text{ kN/m}^3$ ) e a maior porosidade (26,5%), pode ser mais suscetível a deformações sob compressão, devido à menor densidade do material. O CP1 e CP3 apresentam características intermediárias, com leve variação nos parâmetros volumétricos e de porosidade, sugerindo um comportamento estrutural relativamente equilibrado.

A seguir são apresentadas as curvas tensão x deformação obtida por meio dos ensaios de compressão (Gráfico 8).



**Gráfico 8.**Tensão versus deformação vertical no eixo do CP1  
Fonte: Dados da Pesquisa

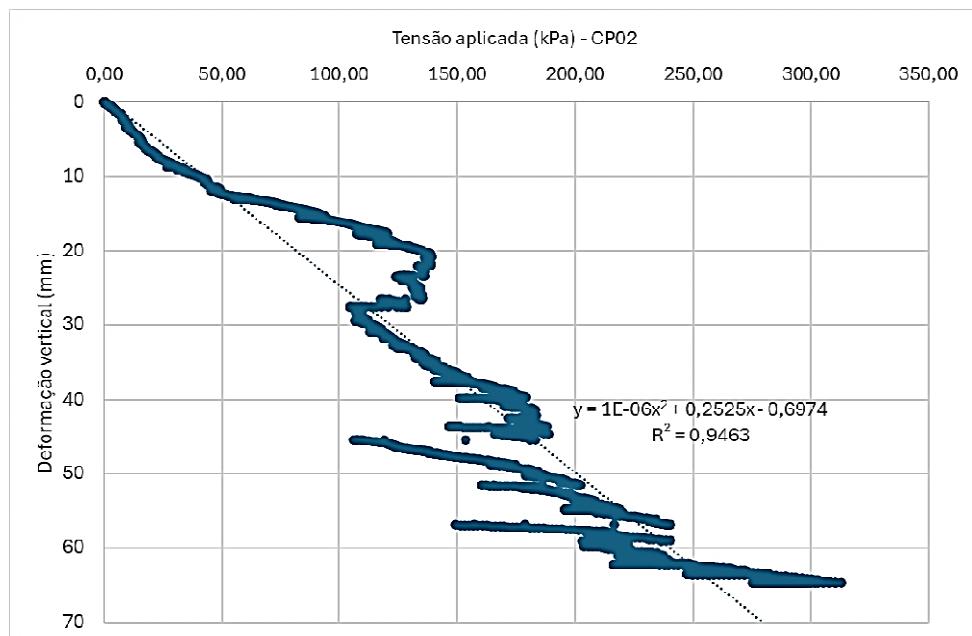
A curva tensão x deformação demonstrada no Gráfico 8 apresenta três fases bem definidas, refletindo o comportamento do material sob carga. Inicialmente, observa-se uma região elástica, onde a relação entre tensão e deformação é aproximadamente linear. O coeficiente angular da regressão linear foi de 0,1676, indicando a rigidez inicial do material nessa fase. Aqui, as deformações são predominantemente reversíveis, e o gabião responde de maneira proporcional à tensão aplicada.

À medida que a carga aumenta, a curva começa a se afastar da linearidade, indicando o início da transição para um comportamento plástico. Esse estágio pode ser explicado pela

acomodação das partículas dentro da estrutura do gabião, pela reorientação das malhas metálicas ou pelo início do amolgamento progressivo da estrutura. Essa transição foi confirmada pelo ajuste polinomial de segunda ordem, que demonstrou que a relação entre tensão e deformação não pôde ser descrita apenas por um modelo linear.

Na fase final do ensaio, a curva exibe alta dispersão e variações bruscas na deformação, sugerindo microfissuração, colapso estrutural progressivo ou perda de confinamento do material interno do gabião. A perda de rigidez é evidente, indicando que o material não apresenta falha abrupta, mas sim uma degradação gradual da sua capacidade estrutural. Esse comportamento demonstra que o gabião continua absorvendo cargas mesmo após o início do colapso.

O módulo secante final foi calculado em aproximadamente 3,78 kPa/mm, refletindo a rigidez média do sistema no final do ensaio. Já o módulo tangente, que representa a rigidez instantânea do material, não pôde ser calculado diretamente devido à alta dispersão dos dados, mas a suavização da curva indicou uma redução progressiva da rigidez ao longo do ensaio. Essa perda gradual de resistência confirma a transição do comportamento elástico para plástico e, posteriormente, para a fase de colapso progressivo do gabião. A curva referente ao CP2 é apresentada em seguinte (Gráfico 9).



**Gráfico 9.** Tensão versus deformação vertical no eixo do CP2  
Fonte: Dados da Pesquisa

A curva tensão x deformação do corpo de prova CP2 apresenta um comportamento não linear típico de materiais submetidos à compressão. O ajuste polinomial de segunda

ordem aplicado ao gráfico melhora a representação da variação da deformação sob diferentes níveis de carga, evidenciando a transição gradual da rigidez ao longo do ensaio.

O coeficiente de determinação ( $R^2=0,94$ ) indica que esse modelo explica bem a tendência dos dados experimentais. Além disso, foram calculados três parâmetros fundamentais para a análise estrutural: o módulo secante, que resultou em 3,99 kPa/mm, o coeficiente angular da curva, que representa a rigidez inicial e foi determinado como 0,2525, e o módulo tangente, que foi calculado como 0,2525 kPa/mm no início do ensaio.

No início do ensaio, a relação entre tensão e deformação segue um comportamento aproximadamente linear, indicando que o material responde elasticamente à carga aplicada. O coeficiente angular da equação ajustada de 0,2525 representa a rigidez inicial do CP2, que é superior ao coeficiente angular do CP1 (0,1676), indicando que o CP2 tem uma resposta estrutural mais rígida nos primeiros estágios da compressão.

O módulo tangente, que representa a rigidez instantânea do material na fase elástica, foi calculado como 0,2525 kPa/mm, reforçando a alta resistência do CP2 à deformação inicial. Esse comportamento pode ser atribuído a uma maior compactação da estrutura do gabião ou a uma melhor resistência da malha metálica ao confinamento. A presença do termo quadrático na equação confirma que, mesmo nessa fase inicial, a relação tensão-deformação não é estritamente linear, mas sim suavemente curva, demonstrando uma leve variação na rigidez ao longo da compressão.

À medida que a tensão aumenta, o comportamento do material se torna cada vez mais não linear, com uma aceleração da deformação em resposta a acréscimos menores de carga. Esse fenômeno ocorre devido à acomodação interna das partículas do gabião, deformação progressiva da malha metálica e redistribuição das tensões dentro da estrutura.

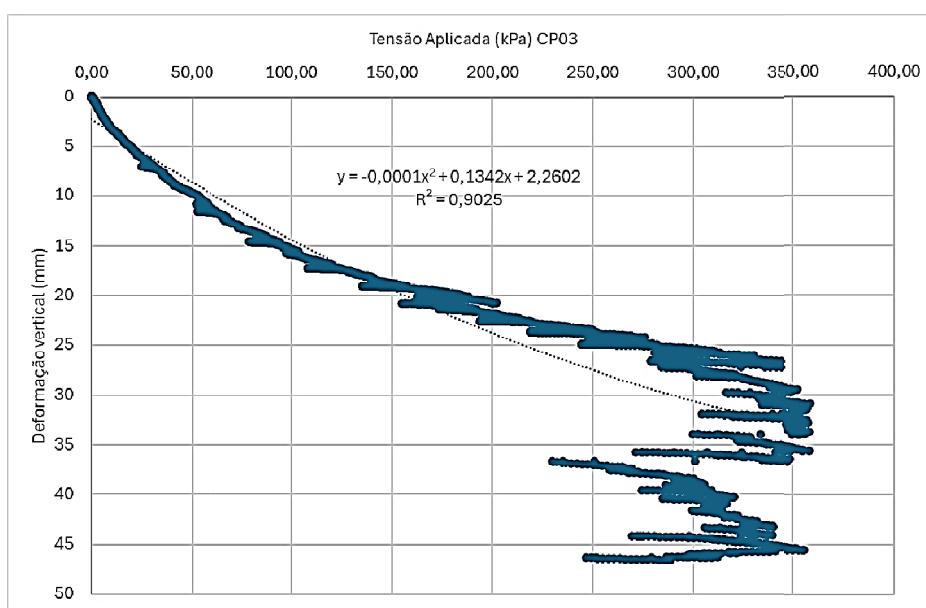
O ajuste polinomial de segunda ordem captura essa transição, revelando que a rigidez do sistema não se mantém constante, mas sim diminui progressivamente. Isso significa que o CP2 não falha de maneira abrupta, mas sim por meio de um processo gradual de deformação estrutural. Esse comportamento é essencial para estruturas de gabião, pois permite que continuem desempenhando sua função mesmo após a perda de rigidez inicial.

Nos estágios mais avançados do ensaio, para tensões acima de 200 kPa, a curva apresenta uma dispersão maior e variações abruptas na deformação, sugerindo a ocorrência de deslocamento irreversível das partículas do gabião e possíveis falhas na conexão das malhas metálicas. Essa fase marca a perda de confinamento e o início do processo de falha progressiva da estrutura.

Mesmo nessa região de instabilidade, o ajuste polinomial mantém um alto coeficiente de determinação ( $R^2=0,94$ ), demonstrando que, apesar das variações locais, o comportamento geral do CP2 segue uma tendência previsível. O módulo secante de 3,99 kPa/mm representa a rigidez média do material ao longo do ensaio e reforça que o CP2 apresenta um desempenho estrutural superior ao CP1, que apresentou um módulo secante menor.

Ao comparar os resultados com o ensaio do CP1, fica evidente que o CP2 apresenta características estruturais significativas, como maior rigidez inicial, confirmada pelo coeficiente angular superior (0,2525 vs. 0,1676), maior módulo secante, indicando que o CP2 suporta melhor as cargas aplicadas ao longo do ensaio (3,99 kPa/mm vs. 3,78 kPa/mm no CP1), maior módulo tangente no início do ensaio, reforçando a rigidez instantânea superior (0,2525 kPa/mm no CP2), e melhor transição para o colapso, com uma resposta mais gradual e previsível.

A análise da curva tensão x deformação do CP2 evidencia um comportamento não linear progressivo, com três fases bem definidas: uma fase elástica inicial, seguida por uma transição para um comportamento plástico, culminando em uma fase de colapso progressivo. A presença do ajuste polinomial melhorou a interpretação da curva, demonstrando que a rigidez diminui de maneira suave ao longo do ensaio. O módulo secante de 3,99 kPa/mm, o coeficiente angular de 0,2525 e o módulo tangente de 0,2525 kPa/mm confirmam a maior resistência do CP2 em relação ao CP1, tornando-o uma alternativa estruturalmente mais eficiente para aplicações que exigem maior estabilidade e menor deformação sob carga. A seguir, é demonstrada a curva tensão x deformação do CP3 (Gráfico 10).



**Gráfico 10.** Tensão versus deformação vertical no eixo do CP3  
Fonte: Dados da Pesquisa

A curva tensão x deformação do corpo de prova CP3 apresenta um comportamento não linear acentuado, evidenciado pelo ajuste polinomial de segunda ordem. A equação ajustada indica que a variação da deformação não segue um padrão linear simples, mas sim uma relação quadrática, destacando a redução da rigidez do material à medida que a carga aumenta. O coeficiente de determinação ( $R^2=0,90$ ) mostra que esse modelo matemático representa bem a tendência dos dados, embora a dispersão na fase final do ensaio indique instabilidades estruturais.

Os cálculos realizados fornecem três parâmetros fundamentais para a análise do comportamento do material. O módulo secante, que reflete a rigidez média do CP3 ao longo do ensaio, foi calculado como 10,01 kPa/mm, um valor significativamente maior que os obtidos para CP1 e CP2, indicando que este corpo de prova possui maior resistência global à deformação. O coeficiente angular da equação, que representa a rigidez inicial, foi determinado como 0,1342, demonstrando que o CP3 apresenta menor rigidez no início do ensaio quando comparado ao CP2. Já o módulo tangente inicial, que reflete a rigidez instantânea do material nos primeiros estágios de compressão, foi obtido como 0,1322 kPa/mm, confirmando essa tendência.

No início do ensaio, a relação entre tensão e deformação segue um comportamento aproximadamente linear, indicando que o material responde elasticamente à carga aplicada. O coeficiente angular da equação ajustada de 0,1342 representa a rigidez inicial do CP3, inferior ao coeficiente angular do CP2 (0,2525), sugerindo que o CP3 possui menor resistência inicial à deformação.

O módulo tangente inicial de 0,1322 kPa/mm confirma essa menor rigidez nos primeiros estágios do ensaio. Esse comportamento pode ser atribuído a uma estrutura interna mais flexível, possível presença de vazios ou menores arranjos do agregado dentro do gabião.

À medida que a carga aumenta, observa-se um desvio progressivo da linearidade, demonstrando a transição do comportamento elástico para o plástico. Esse comportamento é capturado pelo ajuste polinomial, que mostra uma redução gradual da rigidez do sistema. A presença de um coeficiente quadrático negativo reforça que a taxa de deformação se acelera à medida que a tensão cresce, indicando uma perda contínua da resistência à compressão.

Essa fase pode ser associada a processos internos de acomodação das partículas do gabião, redistribuição de tensões na malha metálica e micro deformações progressiva na estrutura. Diferentemente dos corpos de prova anteriores, o CP3 exibe uma transição mais gradual, sugerindo uma melhor adaptação à carga crescente sem sofrer deformações abruptas.

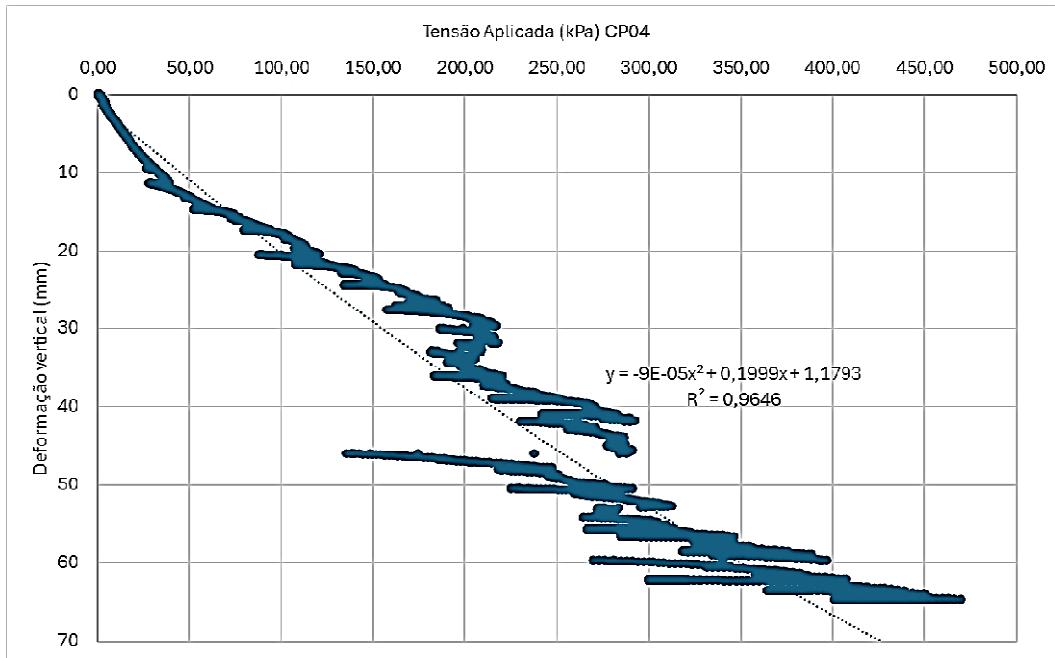
Nos estágios mais avançados do ensaio, para tensões acima de 250 kPa, a curva apresenta uma dispersão significativa dos dados, com variações bruscas na deformação. Esse comportamento sugere a ocorrência de microfissuração na estrutura metálica, deslocamentos internos irreversíveis das partículas do gabião e possível perda de confinamento do agregado.

Apesar dessas variações locais, o ajuste polinomial mantém um coeficiente de determinação alto ( $R^2=0,90$ ), indicando que a tendência global do ensaio é bem representada pela equação ajustada. O módulo secante de 10,01 kPa/mm revela que, apesar da menor rigidez inicial, o CP3 apresenta uma resistência global superior quando comparado aos outros corpos de prova testados, pois mantém uma resposta estrutural consistente até cargas mais elevadas.

Ao comparar os resultados do CP3 com os ensaios anteriores, fica evidente que esse corpo de prova tem um comportamento distinto. Diferentemente do CP2, que apresentou maior rigidez inicial e uma transição mais suave para a falha, o CP3 começa com uma menor resistência à deformação, mas ao longo do ensaio demonstra uma maior capacidade de suporte de carga antes de apresentar instabilidades.

O CP3 apresenta menor rigidez inicial, indicada pelo coeficiente angular mais baixo (0,1342 vs. 0,2525 no CP2 e 0,1676 no CP1), maior módulo secante, representando maior resistência média ao longo do ensaio (10,01 kPa/mm no CP3 vs. 3,99 kPa/mm no CP2 e 3,78 kPa/mm no CP1), menor módulo tangente inicial, confirmando que a rigidez do CP3 no início do ensaio é menor do que nos outros corpos de prova e maior dispersão na fase final, indicando que a perda de confinamento e as deformações progressivas ocorrem de forma menos previsível do que nos ensaios anteriores.

A análise da curva tensão x deformação do CP3 revela que esse corpo de prova possui um comportamento mais flexível na fase inicial, mas atinge uma resistência superior ao longo do ensaio. A presença do ajuste polinomial melhora a interpretação do comportamento estrutural, demonstrando que a rigidez diminui progressivamente com o aumento da carga. O módulo secante de 10,01 kPa/mm, o coeficiente angular de 0,1342 e o módulo tangente inicial de 0,1322 kPa/mm indicam que, embora a resposta inicial do CP3 seja menos rígida do que a dos outros corpos de prova, ele mantém uma resistência superior ao longo do ensaio. A curva tensão deformação do CP4 é a seguir apresentada (Gráfico 11).



**Gráfico 11.** Tensão versus deformação vertical no eixo do CP4  
Fonte: Dados da Pesquisa

A curva tensão x deformação do corpo de prova CP4 apresenta um comportamento não linear acentuado, evidenciado pelo ajuste polinomial de segunda ordem. O coeficiente de determinação ( $R^2=0,96$ ) indica uma excelente correlação entre a equação ajustada e os dados experimentais, sugerindo que o modelo matemático representa bem a tendência global da deformação sob compressão. O módulo secante, que reflete a rigidez média do CP4 ao longo do ensaio, foi calculado como 6,36 kPa/mm, um valor intermediário entre os demais corpos de prova, indicando que este gabião apresenta boa resistência global à deformação. O coeficiente angular da equação, que representa a rigidez inicial, foi determinado como 0,1999, maior que o do CP3 e CP1, mas inferior ao do CP2. Já o módulo tangente inicial, que reflete a rigidez instantânea do material nos primeiros estágios de compressão, foi obtido como 0,1981 kPa/mm, confirmando essa tendência.

No início do ensaio, o CP4 apresenta um comportamento aproximadamente linear, indicando que o material responde elasticamente à carga aplicada. O coeficiente angular da equação ajustada, 0,1999, representa a rigidez inicial do CP4 e está acima dos valores encontrados para CP1 (0,1676) e CP3 (0,1342), mas abaixo do CP2 (0,2525), sugerindo que o CP4 possui uma resistência intermediária à deformação nos primeiros estágios do ensaio. O módulo tangente inicial de 0,1981 kPa/mm confirma essa tendência, indicando que, nos primeiros instantes do ensaio, o CP4 apresenta um bom nível de resistência, possivelmente devido a um confinamento eficiente da malha metálica e à compactação interna das partículas.

do gabião. Esse comportamento pode ser vantajoso para estruturas que exigem resistência inicial moderada sem comprometer a flexibilidade estrutural.

À medida que a carga aumenta, a curva começa a exibir uma transição mais gradual para o comportamento plástico, demonstrando uma perda progressiva de rigidez. Essa transição é bem capturada pelo ajuste polinomial, que apresenta um coeficiente quadrático negativo, indicando que a taxa de deformação aumenta à medida que a carga cresce. Esse comportamento sugere que o CP4 se deforma de maneira previsível e progressiva, sem apresentar pontos abruptos de instabilidade na fase intermediária do ensaio. Comparado aos outros corpos de prova, ele se aproxima do CP2 em termos de rigidez, mas exibe uma transição para a plasticidade mais controlada do que a observada no CP3.

Nos estágios mais avançados do ensaio, para tensões acima de 300 kPa, a curva apresenta variações mais acentuadas e dispersão dos dados, indicando o início do colapso estrutural progressivo. Esse comportamento é típico da perda de confinamento das partículas internas do gabião e da possível plastificação das malhas metálicas. Apesar da dispersão, a equação polinomial mantém um alto coeficiente de determinação ( $R^2=0,96$ ), mostrando que o CP4 segue um padrão previsível de falha estrutural. O módulo secante de 6,36 kPa/mm indica que, ao longo do ensaio, o CP4 mantém uma rigidez superior à do CP01 e CP2, mas inferior à do CP3, que alcançou maior resistência final. Esse resultado sugere que o CP4 é uma estrutura equilibrada, combinando boa rigidez inicial e capacidade de absorção de carga sem apresentar um colapso abrupto.

A comparação do CP4 com os outros corpos de prova revela diferenças importantes em termos de rigidez inicial, resistência média e padrão de falha estrutural. O CP4 apresenta um coeficiente angular intermediário (0,1999), maior que o CP1 e CP3, mas menor que o CP2, indicando que ele possui uma resistência inicial equilibrada, sem ser excessivamente rígido ou flexível. O módulo secante de 6,36 kPa/mm, maior que o CP1 (3,78 kPa/mm) e CP2 (3,99 kPa/mm), mas inferior ao CP3 (10,01 kPa/mm), demonstra que, ao longo do ensaio, sua resistência média é mais eficiente do que a dos CP1 e CP2. Além disso, apesar da dispersão na fase final, a curva do CP4 segue uma tendência mais controlada, sugerindo que ele mantém uma resposta estrutural previsível mesmo nas fases mais avançadas do ensaio. Dessa forma, o CP4 se posiciona como um gabião estruturalmente equilibrado, combinando resistência inicial satisfatória, capacidade de carga moderada e um comportamento previsível ao longo do ensaio. Comparado ao CP3, que apresentou a maior resistência, o CP4 exibe um desempenho mais uniforme e previsível, o que pode ser desejável para aplicações onde a confiabilidade estrutural seja essencial.

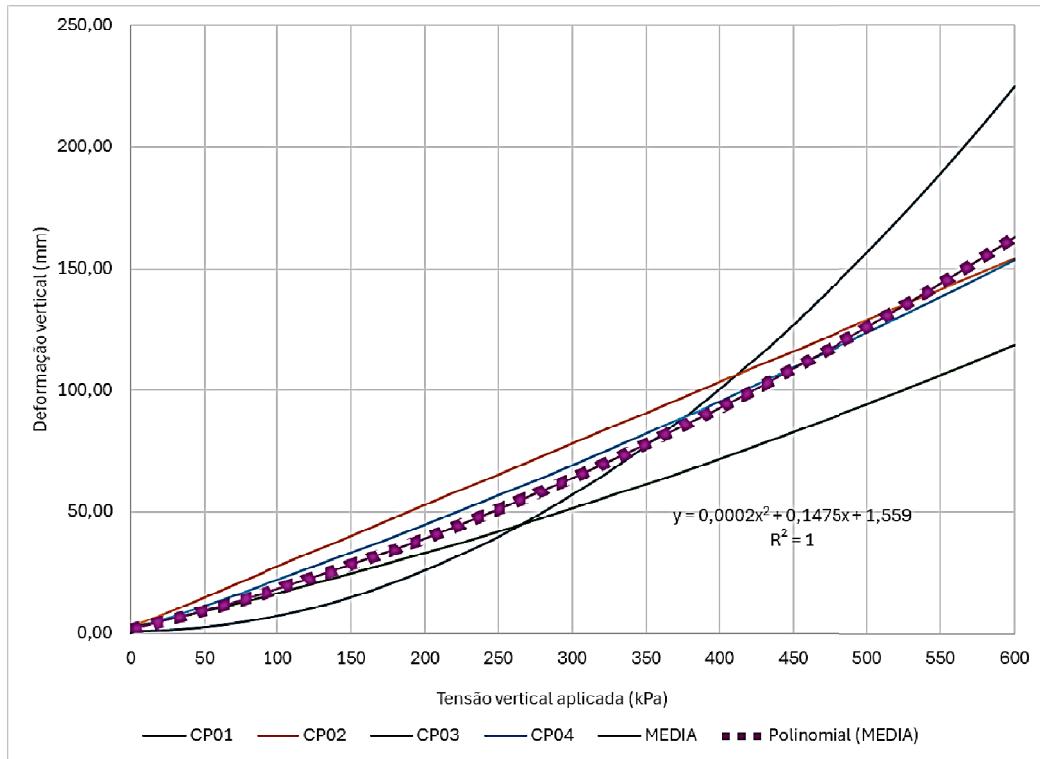
A análise da curva tensão x deformação do CP4 revela que esse corpo de prova possui um bom equilíbrio entre rigidez inicial e resistência global. Seu comportamento não linear é bem representado pelo ajuste polinomial, e sua transição para a plasticidade ocorre de forma controlada, sem instabilidades abruptas. O módulo secante de 6,36 kPa/mm, o coeficiente angular de 0,1999 e o módulo tangente inicial de 0,1981 kPa/mm indicam que o CP4 se comporta como um gabião intermediário entre resistência e flexibilidade estrutural.

Para aprofundar essa análise, algumas sugestões incluem a avaliação do módulo tangente em diferentes estágios da curva para identificar variações na rigidez ao longo do ensaio, a realização de simulações numéricas para prever a resposta estrutural do CP4 em diferentes cenários de carga, ensaios complementares para verificar a influência da compactação interna e da granulometria do agregado na resistência do gabião e a comparação da deformação residual entre os diferentes corpos de prova para avaliar qual mantém melhor sua integridade estrutural após a carga máxima. Essas investigações adicionais podem fornecer informações valiosas para a otimização de gabiões em aplicações estruturais que exigem alta confiabilidade, resistência moderada e deformação controlada. Na Tabela 12 são demonstrados os valores das tensões máximas obtidas, deformações máximas e as equações de regressão mais bem ajustadas às curvas. No Gráfico 12 são apresentadas as curvas tensão versus deformação calculada com base nas equações demonstradas na Tabela 12.

**Tabela 12.** Deformação vertical para tensão máxima obtida

Corpo de prova	Régressão	R <sup>2</sup>	Tensão máxima (kPa)	Deformação máxima vertical (mm)
CP1	$y=-0,0005x^2+0,2447x+1,0201$	0,82	190,0	29,46
CP2	$y=1x10^{-6}x^2+0,2525x-0,6974$	0,94	310,0	77,67
CP3	$y=-0,0001x^2+0,1342x+2,2602$	0,90	360,0	37,61
CP4	$y=-9x10^{-5}x^2+0,1999x+1,1793$	0,96	470,0	75,25

Fonte: Dados da Pesquisa



**Gráfico 12.** Tensão versus deformação vertical considerando as equações da Tabela 12  
Fonte: Dados da Pesquisa

A análise dos corpos de prova CP1, CP2, CP3 e CP4, com base nas regressões polinomiais, tensões máximas e deformações máximas, permite compreender como cada gabião se comporta sob compressão e quais fatores influenciam seu desempenho estrutural. Os gráficos analisados anteriormente mostraram tendências de deformação e ajudaram a identificar padrões de rigidez, resistência e estabilidade estrutural que agora podem ser correlacionados com os dados apresentados na tabela.

Cada corpo de prova teve sua curva tensão x deformação ajustada por uma equação polinomial de segunda ordem, e a qualidade desse ajuste foi avaliada pelo coeficiente de determinação ( $R^2$ ). O CP1 apresentou o menor ajuste ( $R^2=0,82$ ), indicando maior dispersão dos dados e comportamento menos previsível. O CP2 e o CP3 tiveram coeficientes intermediários, de 0,94 e 0,90, respectivamente, sugerindo que suas curvas seguem um padrão mais bem definido, mas ainda com alguma variabilidade. Já o CP4 apresentou o melhor ajuste ( $R^2=0,96$ ), indicando que sua resposta estrutural é a mais previsível e bem representada pela regressão polinomial. Esses valores estão de acordo com as figuras analisadas anteriormente, nas quais o CP1 mostrou maior variação na curva, enquanto CP2, CP3 e CP4 apresentaram curvas mais bem definidas e contínuas.

A tensão máxima aplicada em cada gabião reflete sua capacidade de resistência à compressão, e os valores encontrados demonstram diferenças significativas entre os corpos de

prova. O CP1 suportou apenas 190 kPa, evidenciando sua menor resistência, enquanto o CP2 atingiu 310 kPa, já demonstrando uma melhoria em relação ao primeiro. O CP3 apresentou um desempenho melhor, suportando 360 kPa, e o CP4 se destacou como o mais resistente, com 470 kPa, um valor 2,5 vezes maior do que o do CP1.

As figuras previamente analisadas reforçam essa tendência, pois mostraram que o CP1 teve uma curva descendente rápida, indicando falha precoce, enquanto CP2 e CP3 sustentaram cargas maiores por mais tempo. O CP4, além de atingir a maior tensão máxima, apresentou uma curva mais estável e progressiva, confirmando sua resistência superior.

A deformação máxima vertical, por sua vez, indica o deslocamento sofrido pelo gabião antes da falha. O CP1 teve a menor deformação, 29,46 mm, sugerindo que colapsou rapidamente ao atingir sua carga máxima. O CP2 apresentou a maior deformação, 77,67 mm, indicando um comportamento mais plástico e menos rígido. O CP3 teve uma deformação intermediária, 37,61 mm, sugerindo que suportou altas tensões, mas sem grandes deslocamentos. O CP4, assim como o CP2, apresentou uma deformação elevada, 75,25 mm, mas com resistência muito superior. As figuras confirmam essas observações, pois o CP1 apresentou uma curva curta e inclinada, indicando falha rápida, enquanto o CP2 teve uma curva longa e dispersa na região final, sugerindo maior capacidade de absorver deformação antes da ruptura. O CP3, por sua vez, manteve uma curva mais rígida, com menor deformação, e o CP4 combinou alta resistência com boa capacidade de deformação, tornando-se estruturalmente mais eficiente.

A relação entre deformação e rigidez pode ser mais bem compreendida ao considerar a deformação percentual máxima de cada gabião em relação à sua altura inicial de 40 cm (400 mm). O CP1 teve 7,37% de deformação, o CP2 atingiu 19,42%, o CP3 chegou a 9,40%, e o CP4 apresentou 18,81%. Esses valores demonstram que o CP2 e o CP4 tiveram as maiores deformações relativas, enquanto o CP1 teve a menor, indicando sua falha precoce. O CP3, por outro lado, teve uma deformação intermediária, sugerindo que, apesar de suportar cargas elevadas, não teve um deslocamento tão grande antes da ruptura.

A comparação com os parâmetros de rigidez mostra que o CP1 apresentou o menor módulo secante (3,78 kPa/mm) e o menor módulo tangente (0,1676 kPa/mm), indicando que ele falhou rapidamente sem suportar grandes deslocamentos. Seu coeficiente angular também foi 0,1676, reforçando sua menor rigidez inicial. O CP2, por outro lado, teve o maior módulo tangente e coeficiente angular (0,2525 kPa/mm), indicando que começou o ensaio com a maior rigidez, mas sua grande deformação relativa sugere que ele perdeu resistência progressivamente, tornando-se o mais flexível.

O CP3 apresentou o maior módulo secante (10,01 kPa/mm), indicando que foi o gabião estruturalmente mais rígido e resistente ao longo do ensaio, mas com um módulo tangente e coeficiente angular menores (0,1342 kPa/mm), o que sugere que sua resposta inicial foi mais frágil. Já o CP4 mostrou um bom equilíbrio entre resistência e flexibilidade, com um módulo secante intermediário (6,36 kPa/mm) e um módulo tangente e coeficiente angular relativamente altos (0,1999 kPa/mm), o que permitiu que ele suportasse grandes cargas sem perder sua capacidade de deformação.

Os resultados gerais demonstram que os gabiões ensaiados demonstraram diferentes respostas estruturais, influenciadas por fatores como densidade do material, porosidade e arranjo. O CP4 se destaca como o gabião mais resistente, conforme evidenciado por seu alto coeficiente de determinação (0,96), tensão máxima elevada (470 kPa) e grande capacidade de deformação (75,25 mm). O CP3 também apresentou alta resistência (360 kPa), mas sua menor deformação sugere um comportamento mais rígido. O CP2 suportou tensões elevadas, mas apresentou a maior deformação, sendo o mais flexível. Já o CP1 demonstrou o pior desempenho, com menor capacidade de carga e menor deformação antes da falha.

A relação entre os gráficos, equações de regressão e valores experimentais confirma que os gabiões mais densos e compactos apresentaram melhor desempenho. A redução da porosidade e o aumento do peso específico estão diretamente relacionados ao aumento da resistência e da capacidade de absorção de tensões.

O gráfico 12 exibe a relação entre a tensão vertical aplicada (kPa) e a deformação vertical (mm) para diferentes corpos de prova (CP01, CP02, CP03 e CP04), além da média dos ensaios e seu ajuste polinomial. A equação de regressão polinomial de segunda ordem obtida para a média dos dados apresenta um coeficiente de determinação ( $R^2 = 1$ ), indicando um excelente ajuste da curva aos dados experimentais.

A análise das curvas individuais revela diferenças no comportamento mecânico dos corpos de prova, sugerindo variações na compactação, granulometria ou distribuição do material utilizado nos ensaios. A curva média representa um comportamento geral dos materiais testados, fornecendo uma estimativa confiável para a resposta do sistema sob carregamento axial.

O gráfico 12 pode ser utilizado como dado inicial para projetos de gabiões eletrosoldados preenchidos com rachão, uma vez que permite estimar a deformação não confinada dos gabiões em função da magnitude da tensão vertical aplicada. Isso é essencial para prever a acomodação do material dentro do gabião e sua capacidade de suportar cargas axiais, auxiliando no dimensionamento estrutural e na otimização do desempenho geotécnico.

da solução. A seguir são apresentados os valores médios das tensões e deformações máximas (Tabela 13).

**Tabela 13.** Análise estatística da tensão máxima obtida

Parâmetro	kPa
Média	332,5
Intervalo superior média	517,3
Intervalo inferior média	147,7
Mediana	335,0
Desvio padrão	116,15
Coeficiente de variação	35%
Valor máximo	470,0
Valor mínimo	190,0

Fonte: Dados da Pesquisa

A análise da estatística descritiva apresentada na Tabela 13 acerca das tensões máximas obtidas para os corpos de prova CP1, CP2, CP3 e CP4 permite compreender a distribuição e variabilidade dos valores obtidos nos ensaios de compressão. A partir dos dados, é possível avaliar a dispersão dos resultados, a representatividade dos valores médios e o grau de variabilidade entre os corpos de prova.

A média das tensões máximas foi de 332,5 kPa, indicando que os gabiões testados suportaram essa carga antes da falha. Esse valor está relativamente próximo da mediana (335,0 kPa), sugerindo que os dados não apresentam uma assimetria significativa, ou seja, a distribuição das tensões máximas não foi fortemente influenciada por valores extremos.

O intervalo de confiança da média, que varia entre 147,7 kPa e 517,3 kPa, demonstrando a amplitude da incerteza associada aos valores obtidos. O intervalo superior (517,3 kPa) representa uma possível extração dos valores máximos, enquanto o intervalo inferior (147,7 kPa) se aproxima do limite inferior dos valores obtidos nos ensaios. Esse intervalo relativamente amplo reflete a alta dispersão dos dados.

O desvio padrão de 116,15 kPa evidencia que há uma variação significativa entre os valores de tensão máxima obtidos nos diferentes CPs. Esse valor indica que os gabiões não apresentam uma resposta homogênea à compressão, sendo influenciados por fatores estruturais como peso específico, porosidade e rigidez da malha metálica.

O coeficiente de variação de 35% reforça essa observação, pois demonstra que os valores obtidos apresentam alto grau de dispersão em relação à média. Um coeficiente de variação acima de 30% geralmente indica uma grande variabilidade nos dados, o que sugere que cada corpo de prova teve um comportamento distinto, possivelmente devido a variações no arranjo interno do agregado, na densidade da compactação e na distribuição dos esforços

ao longo do ensaio. A seguir é demonstrada a análise estatística da deformação obtida para a carga máxima atingida Tabela 14:

**Tabela 14.** Análise estatística da deformação máxima obtida

Parâmetro	mm
Média	55
Intervalo superior média	94,81
Intervalo inferior média	15,18
Mediana	56,43
Desvio padrão	25,02
Coeficiente de variação	45,5%
Valor máximo	77,67
Valor mínimo	29,46

Fonte: Dados da Pesquisa

A análise estatística descritiva das deformações máximas obtidas para os corpos de prova CP1, CP2, CP3 e CP4, apresentada na Tabela 14, permite avaliar a variabilidade e o comportamento estrutural dos gabiões sob compressão, considerando a amplitude de deformação antes da falha.

A média das deformações máximas foi de 55 mm, indicando que, em média, os gabiões testados sofreram esse deslocamento vertical antes da falha. Esse valor está próximo da mediana (56,43 mm), sugerindo que a distribuição dos dados é relativamente simétrica, sem forte influência de valores extremos.

O intervalo de confiança da média, que varia entre 15,18 mm e 94,81 mm, mostra a amplitude da incerteza nos valores obtidos. O limite superior (94,81 mm) representa uma extração baseada na variabilidade dos dados, enquanto o limite inferior (15,18 mm) sugere que algumas estruturas poderiam falhar com deformações muito menores. Esse intervalo amplo reflete a grande dispersão dos valores e sugere que cada gabião teve uma resposta distinta ao ensaio de compressão.

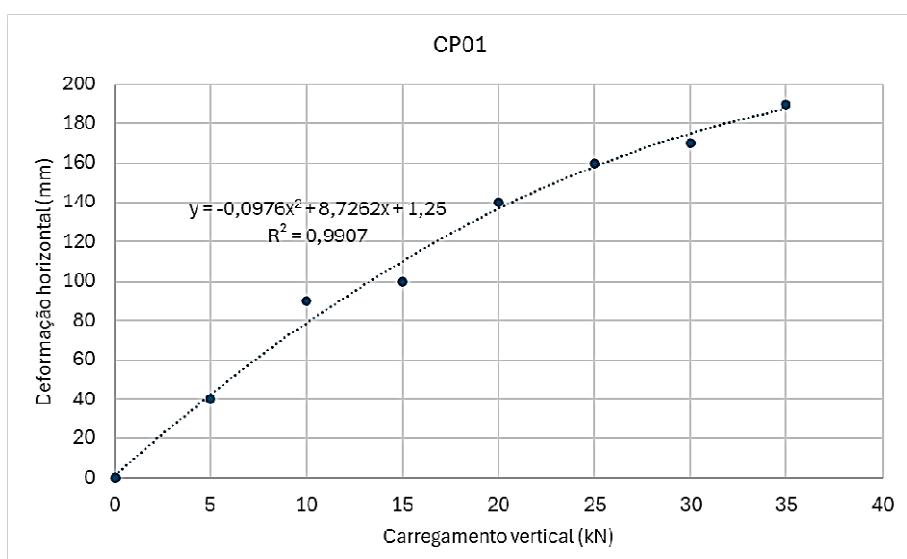
O desvio padrão de 25,02 mm reforça essa observação, evidenciando que os gabiões apresentaram diferenças significativas em suas deformações máximas. Esse comportamento pode ser atribuído a fatores como peso específico, porosidade e compactação do agregado dentro da malha metálica, que influenciam diretamente a capacidade de absorção de energia e resistência ao colapso.

O coeficiente de variação de 45,5% indica uma dispersão ainda maior do que a observada na análise das tensões máximas. Valores de coeficiente de variação acima de 40% geralmente indicam alta variabilidade, sugerindo que as diferenças na estrutura interna dos gabiões resultaram em respostas muito distintas quanto à deformação antes da falha. Essa

variabilidade pode estar associada ao arranjo interno das pedras, à distribuição das forças dentro do gabião e à resistência da malha metálica ao confinamento das partículas.

O valor máximo de deformação (77,67 mm) foi registrado para o CP2, indicando que esse gabião teve maior capacidade de se deformar antes da ruptura, possivelmente devido a um maior espaçamento interno entre as partículas ou uma menor compactação inicial. Em contraste, o valor mínimo de 29,46 mm, observado no CP1, sugere que esse gabião apresentou uma falha mais abrupta e rápida, possivelmente devido a uma estrutura mais rígida e menos capaz de dissipar energia antes da ruptura.

Ao correlacionar esses dados com as análises anteriores, nota-se que os gabiões que apresentaram maiores deformações máximas (CP2 e CP4) também possuíam coeficientes angulares mais elevados, indicando que começaram o ensaio com maior rigidez, mas perderam essa resistência progressivamente até atingir grandes deslocamentos antes da falha. Por outro lado, o CP3, que teve uma deformação intermediária (37,61 mm), apresentou o maior módulo secante (10,01 kPa/mm), sugerindo que ele conseguiu suportar altas tensões antes da falha, mas sem se deformar tanto quanto o CP2 e CP4. O CP1, com a menor deformação máxima e menor resistência estrutural, teve um comportamento mais frágil, confirmando sua baixa eficiência estrutural. Durante os ensaios de compressão, também foram verificadas as deformações horizontais que as caixas sofriam (embarrigamento) a cada incremento de carga (5kN). Os gráficos seguintes demonstram a evolução das deformações sofridas até cada corpo de prova atingir sua respectiva carga máxima de ensaio (Gráfico 13).



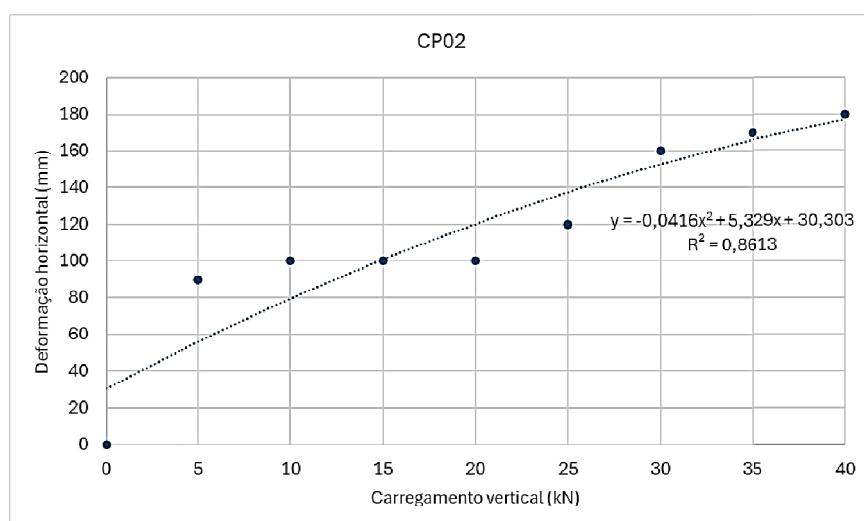
**Gráfico 13.** Carga versus deformação horizontal no eixo do CP1

Fonte: Dados da Pesquisa

O gráfico representado no Gráfico 13 apresenta a relação entre a deformação horizontal e o carregamento vertical aplicado. A curva ajustada a partir dos dados experimentais é representada por uma equação quadrática, indicando um comportamento não linear da deformação em função da carga aplicada. O coeficiente de determinação  $R^2=0,99$  sugere um excelente ajuste da equação aos dados experimentais, confirmando a adequação do modelo para representar o comportamento da estrutura.

Com base nos dados extraídos do gráfico, foi possível calcular o módulo secante e tangente, além da rigidez estrutural. O módulo secante ( $E_s$ ) foi determinado como a razão entre a carga aplicada e a deformação correspondente, variando ao longo do carregamento e assumindo valores médios em torno de 0,187 kN/mm. Esse valor representa a resposta global da estrutura ao carregamento, considerando todo o intervalo de aplicação de carga. Já o módulo tangente ( $E_t$ ), obtido a partir da derivada da equação de regressão, variou significativamente ao longo da carga, partindo de aproximadamente 8,73 kN/mm no início e reduzindo para cerca de 1,89 kN/mm para cargas mais elevadas. Esse comportamento indica uma tendência de redução da rigidez à medida que a carga aumenta, compatível com materiais que apresentam comportamento não linear e um efeito progressivo de acomodação da estrutura.

Além disso, a rigidez ( $k$ ), definida como a razão entre a força aplicada e a deformação correspondente, apresentou um comportamento semelhante ao do módulo secante, com valores médios próximos de 0,187 kN/mm. Esse resultado indica que a estrutura responde inicialmente com uma maior resistência à deformação, mas, conforme a carga aumenta, a taxa de variação da deformação cresce, evidenciando uma perda gradual de rigidez. A seguir, é apresentada a curva característica obtida para o ensaio do CP2 (Gráfico 14).



**Gráfico 14.** Carga versus deformação horizontal no eixo do CP2.  
Fonte: Dados da Pesquisa

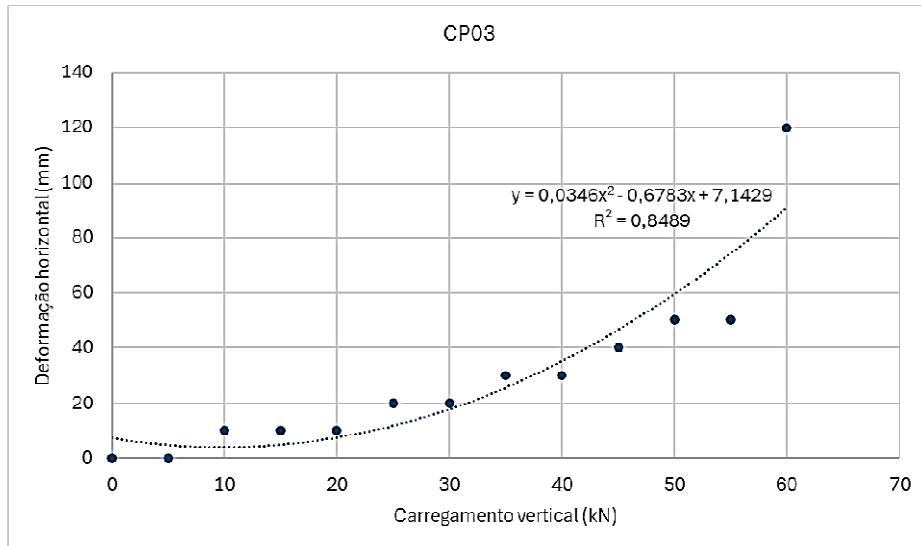
A análise do gráfico CP2 revela equação ajustada com um coeficiente de determinação  $R^2=0,8613$ , indicando um ajuste menos preciso em comparação com o CP1 ( $R^2=0,9907$ ), o que sugere uma maior dispersão dos dados experimentais no CP2, possivelmente devido a diferenças no arranjo dos rachões dentro do gabião ou heterogeneidades no material.

Os cálculos mostram que o módulo secante ( $E_s$ ) do CP2 tem um valor médio de aproximadamente 0,226 kN/mm, superior ao do CP01 (0,187 kN/mm). Isso indica que a estrutura do CP2 apresenta uma resposta mais rígida globalmente, ou seja, resiste mais à deformação sob cargas crescentes. O módulo tangente ( $E_t$ ), obtido a partir da derivada da equação de regressão, parte de aproximadamente 5,33 kN/mm e reduz para cerca de 2,00 kN/mm, um comportamento semelhante ao observado no CP1, onde o módulo tangente inicial era de 8,73 kN/mm e caiu para 1,89 kN/mm. Essa redução mostra que ambas as estruturas sofrem uma perda gradual de rigidez conforme a carga aumenta, mas no CP2 essa rigidez inicial já é menor.

A rigidez ( $k$ ), calculada seguiu a tendência do módulo secante, com valores médios de 0,226 kN/mm para o CP02 contra 0,187 kN/mm para o CP1. Isso reforça que o CP2 apresenta uma menor deformabilidade frente ao carregamento vertical, o que pode estar relacionado a diferenças nas condições de confinamento ou nas características dos materiais empregados.

Comparando os dois gráficos, observa-se que o CP1 apresenta uma curva mais acentuada no início do carregamento, indicando que sua estrutura sofre deformações mais expressivas em pequenos incrementos de carga, enquanto o CP2 exibe uma resposta mais gradual. Além disso, a maior dispersão dos dados no CP2 sugere que há maior variabilidade na resposta estrutural, o que pode indicar a necessidade de uma melhor uniformização na montagem dos gabiões.

Em conclusão, a análise comparativa sugere que o CP2 possui um comportamento estrutural mais rígido em relação ao CP1, possivelmente devido ao arranjo dos materiais ou efeitos de confinamento. No entanto, a maior dispersão dos dados do CP2 deve ser levada em conta, pois pode indicar menor confiabilidade na resposta estrutural sob cargas crescentes. A seguir, é apresenta a curva característica obtida para o ensaio do CP3 (Gráfico 15).



**Gráfico 15.** Carga versus deformação horizontal no eixo do CP3

Fonte: Dados da Pesquisa

A análise do gráfico CP3 revela a equação de regressão com coeficiente de determinação  $R^2=0,84$ , semelhante ao CP2, indicando que ambas as amostras apresentam uma dispersão moderada dos dados experimentais em relação à curva ajustada.

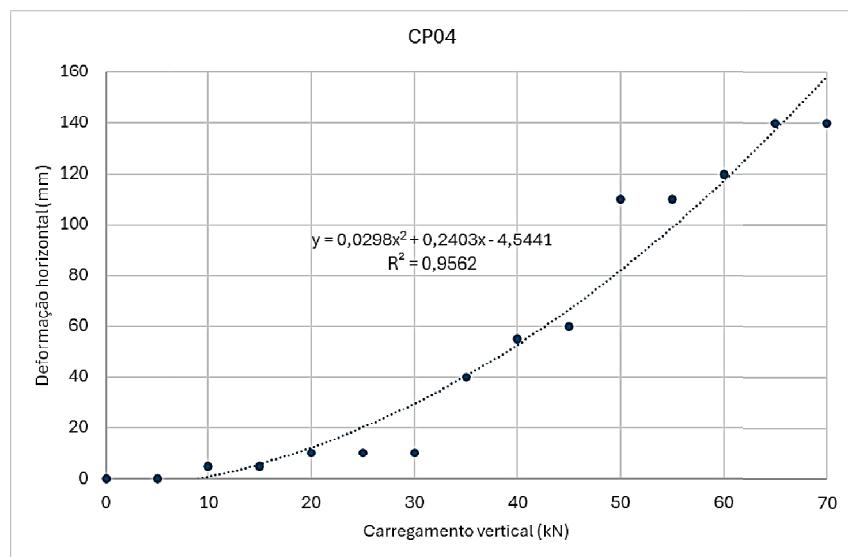
No entanto, a diferença fundamental entre os dois gráficos está na forma da equação: enquanto o CP2 apresenta um termo quadrático negativo ( $-0,0416x^2$ ), o CP3 possui um termo quadrático positivo ( $+0,0346x^2$ ), sugerindo uma aceleração da deformação à medida que a carga aumenta.

Os cálculos mostram que o módulo secante ( $E_s$ ) do CP3 tem um valor médio de aproximadamente 0,659 kN/mm, significativamente superior ao do CP2 (0,226 kN/mm). Esse resultado indica que a estrutura do CP03 apresenta uma resistência bem maior à deformação sob carga crescente, podendo estar associada a um melhor confinamento do gabião. Já o módulo tangente ( $E_t$ ), que representa a rigidez instantânea do material, inicia-se em um valor negativo (-0,6783 kN/mm), o que pode indicar uma região inicial de acomodação ou fluência do material antes de atingir um comportamento mais linear. Conforme a carga aumenta, o módulo tangente cresce para aproximadamente 3,47 kN/mm, um valor superior ao registrado no CP02, que foi de 2,00 kN/mm.

A rigidez ( $k$ ), seguiu a tendência do módulo secante, com valores médios de 0,659 kN/mm para o CP3 contra 0,226 kN/mm para o CP2. Essa diferença sugere que o CP3 é estruturalmente mais rígido e menos propenso a deformações excessivas sob carregamento vertical.

Comparando os dois gráficos, observa-se que o CP2 exibe uma resposta deformacional mais linear e progressiva ao longo do carregamento, enquanto o CP3 apresenta uma curva exponencial ascendente, indicando que a deformação cresce de forma acelerada à medida que a carga aumenta. Isso pode ser um indicativo de que, enquanto o CP2 mantém uma taxa de deformação previsível ao longo do carregamento, o CP3 pode sofrer um efeito de instabilização mais severo em cargas elevadas.

Em conclusão, o CP3 apresenta maior rigidez e resistência à deformação do que o CP2, o que pode ser resultado de diferenças nas propriedades dos gabiões ou nos processos de montagem e arranjo interno. No entanto, a aceleração da deformação observada no CP3 sugere um comportamento potencialmente mais frágil em cargas elevadas, o que pode exigir uma análise mais detalhada para evitar falhas estruturais sob solicitações extremas. A seguir, é apresentada a curva característica obtida para o ensaio do CP4. Na Tabela 4.8 são apresentados os parâmetros obtidos nas análises (Gráfico 16).



**Gráfico 16.** Carga versus deformação horizontal no eixo do CP4  
Fonte: Dados da Pesquisa

A análise do gráfico CP4 apresenta a equação de regressão com coeficiente de determinação  $R^2=0,9562$ , superior ao do CP3 ( $R^2=0,848$ ), indicando que os dados experimentais do CP4 apresentam menor dispersão e seguem melhor a curva ajustada. Esse alto coeficiente de determinação sugere um comportamento mais consistente da estrutura sob carregamento crescente.

Os cálculos revelam que o módulo secante ( $E_s$ ) do CP4 tem um valor médio de aproximadamente 0,442 kN/mm, inferior ao do CP3 (0,659 kN/mm). Isso indica que a

estrutura do CP4 apresenta maior deformabilidade em relação ao CP3, sendo menos rígida sob carregamento vertical. O módulo tangente ( $E_t$ ), que representa a rigidez instantânea do material, inicia-se em aproximadamente 0,24 kN/mm e cresce até 4,41 kN/mm à medida que a carga aumenta. Comparado ao CP3, onde o módulo tangente variou de -0,6783 até 3,47 kN/mm, observa-se que o CP4 mantém uma resposta mais estável e com um crescimento progressivo da rigidez.

A rigidez ( $k$ ), seguiu a tendência do módulo secante, com valores médios de 0,442 kN/mm para o CP4 contra 0,659 kN/mm para o CP3. Isso confirma que a estrutura do CP3 é mais rígida que a do CP4 e, portanto, menos propensa a deformações excessivas sob carga crescente.

Comparando os dois gráficos, o CP3 apresenta um crescimento exponencial da deformação, enquanto o CP4 segue um padrão parabólico mais gradual. O fato de o CP3 ter um módulo secante e rigidez superiores sugere que ele oferece uma resposta estrutural mais rígida, enquanto o CP4 pode estar associado a um material ou configuração estrutural mais flexível. A diferença nos coeficientes de determinação ( $R^2$ ) também sugere que o CP4 tem um comportamento mais previsível do que o CP3, cujo desvio dos pontos experimentais em relação à curva ajustada é maior.

Em conclusão, o CP4 apresenta maior deformabilidade e menor rigidez do que o CP3, embora seu comportamento seja mais consistente e previsível. O CP3, por outro lado, é estruturalmente mais rígido, mas apresenta uma tendência de aceleração da deformação em cargas mais altas, o que pode indicar um risco maior de instabilidade. A Tabela 15 demonstra os valores máximos de carregamento e deformação atingidos para cada gabião.

**Tabela 15.** Deformação horizontal para cada carregamento máximo atingido

Corpo de prova	Regressão	$R^2$	Carregamento máximo (kN)	Deformação máxima horizontal (mm)
CP1	$y=-0,0976x^2+8,7262x+1,25$	0,99	35	187,11
CP2	$y=-0,0416x^2+5,329x+30,303$	0,86	40	177
CP3	$y=0,0346x^2-0,6783x+7,1429$	0,84	60	91,00
CP4	$y=0,0298x^2+0,2403x-4,5441$	0,95	70	158,30

Fonte: Dados da Pesquisa

A Tabela 15 resume os dados dos gráficos analisados, destacando as equações de regressão, coeficientes de determinação ( $R^2$ ), carregamentos máximos aplicados e as respectivas deformações horizontais máximas para cada corpo de prova (CP). A partir da

análise dos valores, é possível identificar padrões no comportamento estrutural de cada gabião e compará-los em termos de rigidez, capacidade de carga e previsibilidade de resposta.

O coeficiente de determinação ( $R^2$ ) indica a qualidade do ajuste da equação aos dados experimentais. O CP1 apresenta o maior valor ( $R^2=0,99$ ), sugerindo um excelente ajuste e um comportamento estrutural bem definido. O CP4 também tem um alto  $R^2=0,95$ , indicando boa previsibilidade. Já o CP2 ( $R^2=0,86$ ) e o CP3 ( $R^2=0,84$ ) possuem os menores coeficientes de determinação, revelando maior dispersão dos dados e possíveis variações na resposta estrutural.

A relação entre carregamento máximo e deformação máxima mostra que o CP1, mesmo sob um carregamento relativamente baixo (35 kN), apresentou a maior deformação horizontal máxima (187,11 mm), indicando que é o mais deformável entre os quatro. O CP2, com um carregamento um pouco maior (40 kN), teve uma deformação máxima de 176,9 mm, sugerindo um comportamento semelhante ao CP1, mas com leve aumento na rigidez. O CP3, por outro lado, suportou um carregamento muito maior (60 kN) e teve a menor deformação (91,00 mm), demonstrando ser o mais rígido da série. O CP4 suportou o maior carregamento (70 kN) e apresentou uma deformação intermediária (158,30 mm), indicando um equilíbrio entre resistência e capacidade de deformação.

As equações de regressão também fornecem informações importantes sobre o comportamento dos gabiões sob carga. O CP1 e o CP2 possuem termos quadráticos negativos, o que significa que suas taxas de deformação reduzem com o aumento da carga, sugerindo um efeito de estabilização estrutural ou compactação progressiva. Já o CP3 e o CP4 possuem termos quadráticos positivos, indicando que a deformação cresce aceleradamente à medida que a carga aumenta, um fator relevante para prever instabilidade estrutural em níveis elevados de carregamento.

Comparando os corpos de prova, observa-se que o CP1 e o CP2 são os mais deformáveis, apresentando um comportamento não linear com tendência à estabilização. O CP3 se destaca como o mais rígido, suportando altos carregamentos com menor deformação. O CP4, por sua vez, apresenta um comportamento intermediário, combinando boa capacidade de carga com uma resposta deformacional mais equilibrada. Essa análise sugere que a escolha do gabião mais adequado deve considerar a necessidade de maior resistência (CP3), maior capacidade de carga com controle de deformação (CP4) ou maior adaptabilidade a deslocamentos (CP1 e CP2).

**Tabela 16.** Análise estatística da carga máxima atingida

Parâmetro	kN
Média	51,25
Intervalo superior média	77,53
Intervalo inferior média	24,96
Mediana	50,00
Desvio padrão	16,52
Coeficiente de variação	32,2%
Valor máximo	70,00
Valor mínimo	35,00

Fonte: Dados da Pesquisa

**Tabela 17.** Análise estatística da deformação horizontal máxima atingida

Parâmetro	mm
Média	153,32
Intervalo superior média	222,11
Intervalo inferior média	84,54
Mediana	167,60
Desvio padrão	43,22
Coeficiente de variação	28,2%
Valor máximo	187,11
Valor mínimo	91,00

Fonte: Dados da Pesquisa

A análise estatística descritiva apresentada nas Tabelas 16 e 17 fornecem uma visão abrangente sobre a variabilidade das cargas máximas aplicadas e das respectivas deformações horizontais máximas atingidas nos corpos de prova. A partir dos parâmetros estatísticos, é possível avaliar a dispersão dos dados, a tendência central e a consistência dos resultados experimentais.

A carga máxima atingida apresentou uma média de 51,25 kN, com um intervalo de confiança variando entre 24,96 kN e 77,53 kN, indicando uma ampla variação nos valores obtidos. A mediana de 50 kN sugere que a distribuição dos dados é relativamente equilibrada em torno desse valor. O desvio padrão de 16,52 kN e o coeficiente de variação de 32,2% mostram que há uma dispersão considerável nos resultados, o que pode indicar diferenças estruturais entre os corpos de prova ou variações nos processos de montagem e carregamento. O valor mínimo de 35 kN e o máximo de 70 kN reforçam a heterogeneidade dos resultados, o que pode ser atribuído às diferenças nas configurações estruturais e na resistência de cada gabião.

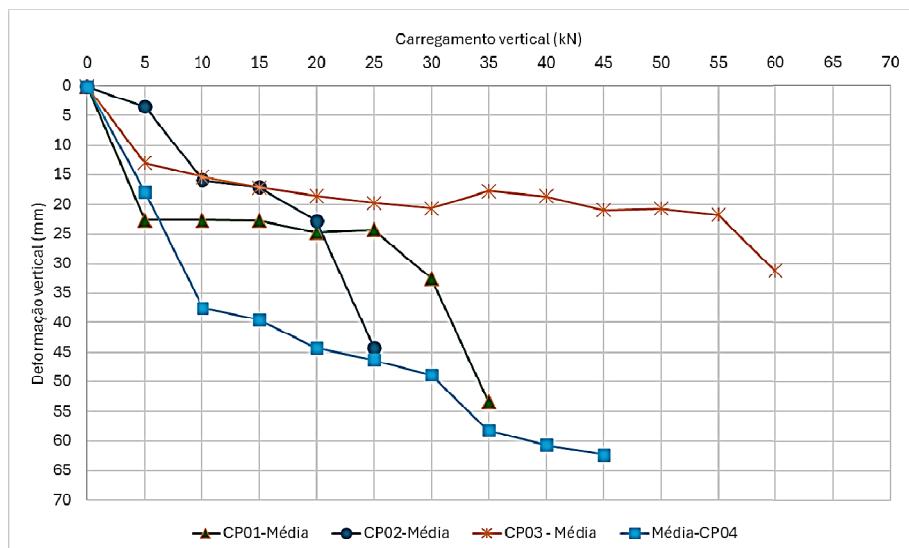
Em relação à deformação horizontal máxima, a média foi de 153,32 mm, com um intervalo de confiança entre 84,54 mm e 222,11 mm, o que demonstra uma considerável variação nas respostas dos gabiões sob carga máxima. A mediana de 167,60 mm indica que a maioria dos valores está próxima desse patamar, mas a presença de valores significativamente menores, como o mínimo de 91,00 mm, sugere que algumas estruturas foram mais rígidas e

resistiram melhor à deformação. O desvio padrão de 43,22 mm e o coeficiente de variação de 28,2% confirma a existência de uma dispersão moderada nos dados, embora um pouco menor do que a observada na carga máxima. O valor máximo de 187,11 mm reforça que algumas configurações estruturais apresentaram maior deformabilidade, o que pode indicar menor rigidez ou maior flexibilidade do gabião.

Comparando as duas análises, observa-se que a carga máxima apresentou maior coeficiente de variação (32,2%) em relação à deformação máxima (28,2%), indicando que há mais variabilidade na resistência dos gabiões do que na sua resposta deformacional. Isso sugere que fatores como o tipo de preenchimento, a compactação e a distribuição das forças podem ter impactado de forma mais expressiva a capacidade de carga do que a tendência geral de deformação.

De maneira geral, os resultados mostram que há diferenças significativas no comportamento estrutural dos gabiões analisados, com variações consideráveis tanto na carga máxima suportada quanto na deformação correspondente. Essa dispersão pode estar relacionada a características individuais dos corpos de prova, como densidade, granulometria do material de enchimento e condições de montagem, sendo um fator importante a ser considerado na modelagem e no dimensionamento dessas estruturas para aplicações reais.

O Gráfico 17 demonstra as curvas carregamento versus deslocamento médio obtidas para cada corpo de prova tendo em vista as leituras realizadas por meio dos relógios comparadores instalados nos cantos na chapa de aço acima de cada gabião.



**Gráfico 17.** Curvas carga versus deslocamento médio obtido a partir das leituras dos relógios comparadores  
Fonte: Dados da Pesquisa

**Tabela 18.** Dados obtidos a partir da análise das curvas carga versus deslocamento

Corpo de prova	Regressão	R <sup>2</sup>	Carregamento máximo (kN)	Deformação máxima horizontal (mm)	Razão Δρv/P (mm/kN)
CP1	y=0,012x <sup>2</sup> +0,6026x+9,578	0,74	35	53,35	1,52
CP2	y=0,0449x <sup>2</sup> +0,4772x+0,9618	0,94	25	44,15	1,76
CP3	y=-0,0039x <sup>2</sup> +0,5224x+7,3016	0,73	60	31,25	0,52
CP4	y=-0,0291x <sup>2</sup> +2,5123x+5,69889	0,94	45	62,27	1,38

Fonte: Dados da Pesquisa

A análise conjunta do Gráfico 16 e da Tabela 18 permite uma compreensão aprofundada do comportamento dos corpos de prova de gabião sob carregamento vertical, considerando os modelos de regressão ajustados, os coeficientes de determinação ( $R^2$ ), as cargas máximas aplicadas e as respectivas deformações verticais máximas. Os dados revelam diferenças significativas na resposta estrutural de cada gabião, influenciadas por fatores como compactação do material de enchimento, arranjo estrutural e distribuição das forças aplicadas.

Os coeficientes de determinação indicam o grau de ajuste das equações de regressão aos dados experimentais. O CP2 e o CP4 apresentam os melhores ajustes estatísticos ( $R^2=0,94$ ), o que significa que seus comportamentos estruturais são mais previsíveis, com menor dispersão dos dados. Em contrapartida, o CP1 e o CP3 possuem coeficientes menores ( $R^2=0,74$  e  $R^2=0,73$ , respectivamente), sugerindo uma maior variabilidade nos resultados. Essa variação pode ser atribuída a diferenças na compactação dos gabiões, na distribuição interna dos agregados ou em condições experimentais que influenciaram a resposta estrutural.

A análise das equações de regressão permite identificar diferentes padrões de deformação vertical. O CP1 e o CP2 apresentam termos quadráticos positivos, indicando que a deformação vertical aumenta de forma acelerada à medida que a carga cresce. Esse comportamento sugere que esses gabiões possuem uma tendência à perda progressiva de rigidez estrutural. Já o CP3 e o CP4 possuem termos quadráticos negativos, o que indica uma estabilização da deformação em cargas mais elevadas, possivelmente devido a um melhor arranjo estrutural ou a um efeito de acomodação interna do material de enchimento.

O comportamento de cada gabião também pode ser avaliado comparando a relação entre carga máxima e deformação máxima. O CP3 se destaca por apresentar a menor deformação relativa à carga aplicada (0,520mm/kN), evidenciando que é o gabião mais rígido e resistente à compressão. Por outro lado, o CP2 apresenta a maior taxa de deformação relativa (1,761mm/kN), indicando que é o mais deformável entre os quatro corpos de prova. O CP1 e o CP4 apresentam valores intermediários, mas o CP4, apesar do bom ajuste estatístico,

atinge a maior deformação absoluta (62,27 mm), sugerindo que sua estrutura se torna menos eficiente para suportar cargas elevadas.

A interpretação do gráfico reforça essas tendências. O CP3 mantém menores deformações verticais ao longo de todo o carregamento, confirmando que é o mais rígido e resistente à compressão.

O CP4, por sua vez, exibe a maior deformação vertical máxima, o que, combinado com seu coeficiente quadrático negativo, indica que sua estrutura se deforma significativamente em cargas mais elevadas. O CP2, que tem o melhor ajuste estatístico, se destaca por ser o mais deformável, sofrendo maior deslocamento vertical para cada unidade de carga aplicada. O CP1 apresenta um comportamento intermediário, mas com tendência de aceleração da deformação em cargas elevadas, sugerindo uma perda progressiva de rigidez estrutural.

Com base nessa análise, é possível concluir que o CP3 é o gabião mais adequado para aplicações que exigem maior rigidez e menor deformação sob compressão. O CP2 e o CP4 são mais adequados para situações em que uma maior flexibilidade estrutural é desejada, embora o CP4 deva ser utilizado com cautela em cargas muito altas devido à sua maior deformabilidade. O CP1 apresenta um comportamento intermediário, mas sua tendência à aceleração da deformação pode ser um fator limitante em aplicações que exijam estabilidade em longo prazo.

#### **4.6 Considerações técnicas acerca dos ensaios conduzidos**

Os ensaios realizados possibilitaram uma análise detalhada do comportamento mecânico dos gabiões eletrosoldados sob carregamento vertical, permitindo a avaliação de sua rigidez, resistência à compressão e deformabilidade. A partir dos dados obtidos, foi possível comparar os parâmetros estruturais desses gabiões com os modelos convencionais de malha entrelaçada, identificando suas vantagens e limitações em aplicações geotécnicas e estruturais.

Os resultados demonstraram que os gabiões eletrosoldados apresentam uma resposta mecânica influenciada diretamente pelo tipo de preenchimento e pela compactação interna do material. A carga máxima suportada variou entre 35 kN e 70 kN, com uma média de 51,25 kN, valores compatíveis com os obtidos para gabiões convencionais, cuja resistência pode variar entre 40 kN e 80 kN, dependendo das condições de confinamento. A deformação vertical máxima média foi de 153,32 mm, distribuída entre 91,00 mm e 187,11 mm, situando-se dentro da faixa esperada para estruturas desse tipo, o que reforça a adequação dos gabiões eletrosoldados para aplicações estruturais.

A relação entre deformação vertical e carga aplicada ( $\Delta v/P$ ) indicou variações significativas na rigidez dos corpos de prova, com valores variando entre 0,52 mm/kN e 1,76 mm/kN. O comportamento estrutural se mostrou dependente do modelo de confinamento, com os corpos de prova mais rígidos apresentando menores deformações sob carga elevada, enquanto os mais flexíveis indicaram maior suscetibilidade ao deslocamento vertical. Além disso, os ensaios revelaram que, para cargas superiores a 30 kN, houve uma tendência de estabilização da deformação em gabiões mais rígidos, evidenciando um comportamento estrutural previsível em regime de serviço.

No que diz respeito ao deslocamento horizontal, os resultados mostraram que os gabiões eletrosoldados apresentaram uma média de 153,32 mm, com valores variando entre 91,00 mm e 187,11 mm, demonstrando que, mesmo sob carregamento vertical, há uma tendência significativa de deformação lateral. Esse comportamento pode ser atribuído à redistribuição interna do material de enchimento e à interação entre os elementos da estrutura. Quando comparados aos gabiões convencionais, que geralmente apresentam deslocamentos horizontais máximos entre 100 e 200 mm sob cargas semelhantes, os eletrosoldados exibiram um desempenho compatível, sugerindo que sua rigidez estrutural contribui para o controle da deformação lateral.

A menor deformação horizontal em cargas elevadas foi observada nos corpos de prova mais rígidos, especialmente no CP3, que suportou 60 kN com um deslocamento horizontal máximo de 91,00 mm, evidenciando um maior confinamento do material interno e menor tendência à expansão lateral. Já os corpos de prova mais flexíveis apresentaram maiores deslocamentos laterais, indicando que, apesar da malha eletrosoldada proporcionar maior rigidez em relação às estruturas convencionais, o preenchimento interno e a compactação são fatores determinantes para o controle da estabilidade lateral.

Além dos ensaios de compressão dos gabiões, foi realizada a avaliação da resistência à tração do arame da malha eletrosoldada, um fator determinante para a capacidade estrutural desses gabiões. Os resultados indicaram que o arame utilizado possui elevada resistência à tração, garantindo um confinamento eficiente do material de enchimento e contribuindo para a integridade estrutural dos gabiões sob carregamento. Esse aspecto é particularmente relevante para estruturas de contenção, onde a malha metálica deve resistir às tensões induzidas pelos deslocamentos internos dos agregados e pelo empuxo do solo. A elevada resistência à tração da malha também pode minimizar o risco de deformações excessivas e falhas estruturais ao longo do tempo, conferindo maior durabilidade ao sistema.

A comparação com gabiões convencionais mostrou que os eletrosoldados oferecem vantagens estruturais relevantes, especialmente no confinamento lateral e na distribuição uniforme das tensões. A geometria regular e as conexões rígidas da malha eletrosoldada promovem um comportamento mais estável, minimizando deslocamentos internos e aumentando a resistência da estrutura como um todo. Esse fator é particularmente vantajoso para estruturas sujeitas a elevados empuxos laterais, como muros de contenção e estabilização de taludes, onde o controle da deformação horizontal é essencial para evitar deslocamentos excessivos que comprometam a funcionalidade da estrutura.

Com base nos resultados obtidos, conclui-se que os gabiões eletrosoldados são uma alternativa estrutural viável para aplicações que demandam rigidez, estabilidade e menor deformação lateral. Sua utilização é recomendada para muros de contenção e estabilização de taludes, onde a capacidade de carga e a previsibilidade do comportamento mecânico são essenciais para a segurança da estrutura. No entanto, verificou-se que a compactação adequada do material de enchimento desempenha um papel crucial na otimização do desempenho estrutural, sendo um fator determinante para garantir a eficiência da estrutura a longo prazo.

Por fim, a escolha entre gabiões eletrosoldados e convencionais deve considerar as condições geotécnicas e estruturais da aplicação específica, de modo a garantir um dimensionamento adequado e a otimização das propriedades mecânicas do sistema. Estudos adicionais são recomendados para avaliar o desempenho desses gabiões sob diferentes condições de carregamento e interação com o solo de fundação, permitindo a ampliação do entendimento sobre suas aplicações em projetos geotécnicos e estruturais.

## 5. CONCLUSÕES

Os ensaios realizados possibilitaram uma análise detalhada do comportamento mecânico dos gabiões eletrosoldados sob carregamento vertical, permitindo a avaliação de sua rigidez, resistência à compressão e deformabilidade. A partir dos dados obtidos, foi possível comparar os parâmetros estruturais desses gabiões com os modelos convencionais de malha entrelaçada, identificando suas vantagens e limitações em aplicações geotécnicas e estruturais. Os resultados demonstraram que os gabiões eletrosoldados apresentam uma resposta mecânica influenciada diretamente pelo tipo de preenchimento e pela compactação interna do material. A carga máxima suportada variou entre 35 kN e 70 kN, com uma média de 51,25 kN, valores compatíveis com os obtidos para gabiões convencionais, cuja resistência pode variar entre 40 kN e 80 kN, dependendo das condições de confinamento. A deformação vertical máxima média foi de 153,32 mm, distribuída entre 91,00 mm e 187,11 mm, situando-se dentro da faixa esperada para estruturas desse tipo, o que reforça a adequação dos gabiões eletrosoldados para aplicações estruturais.

A relação entre deformação vertical e carga aplicada ( $\Delta v/P$ ) indicou variações significativas na rigidez dos corpos de prova, com valores variando entre 0,52 mm/kN e 1,76 mm/kN. O comportamento estrutural se mostrou dependente do modelo de confinamento, com os corpos de prova mais rígidos apresentando menores deformações sob carga elevada, enquanto os mais flexíveis indicaram maior suscetibilidade ao deslocamento vertical. Além disso, os ensaios revelaram que, para cargas superiores a 30 kN, houve uma tendência de estabilização da deformação em gabiões mais rígidos, evidenciando um comportamento estrutural previsível em regime de serviço. No que diz respeito ao deslocamento horizontal, os resultados mostraram que os gabiões eletrosoldados apresentaram uma média de 153,32 mm, com valores variando entre 91,00 mm e 187,11 mm, demonstrando que, mesmo sob carregamento vertical, há uma tendência significativa de deformação lateral. Esse comportamento pode ser atribuído à redistribuição interna do material de enchimento e à interação entre os elementos da estrutura. Quando comparados aos gabiões convencionais, que geralmente apresentam deslocamentos horizontais máximos entre 100 e 200 mm sob cargas semelhantes, os eletrosoldados exibiram um desempenho compatível, sugerindo que sua rigidez estrutural contribui para o controle da deformação lateral.

A menor deformação horizontal em cargas elevadas foi observada nos corpos de prova mais rígidos, especialmente no CP3, que suportou 60 kN com um deslocamento horizontal máximo de 91,00 mm, evidenciando um maior confinamento do material interno e menor

tendência à expansão lateral. Já os corpos de prova mais flexíveis apresentaram maiores deslocamentos laterais, indicando que, apesar da malha eletrosoldada proporcionar maior rigidez em relação às estruturas convencionais, o preenchimento interno e a compactação são fatores determinantes para o controle da estabilidade lateral. Além dos ensaios de compressão dos gabiões, foi realizada a avaliação da resistência à tração do arame da malha eletrosoldada, um fator determinante para a capacidade estrutural desses gabiões. Os resultados indicaram que o arame utilizado possui elevada resistência à tração, garantindo um confinamento eficiente do material de enchimento e contribuindo para a integridade estrutural dos gabiões sob carregamento. Esse aspecto é particularmente relevante para estruturas de contenção, onde a malha metálica deve resistir às tensões induzidas pelos deslocamentos internos dos agregados e pelo empuxo do solo. A elevada resistência à tração da malha também pode minimizar o risco de deformações excessivas e falhas estruturais ao longo do tempo, conferindo maior durabilidade ao sistema.

O uso de gabiões eletrosoldados representa um avanço significativo na construção de infraestruturas urbanas mais sustentáveis e resiliente, alinhando-se às diretrizes das cidades inteligentes e da engenharia verde. Diante dos desafios impostos pelo crescimento urbano acelerado, pelas mudanças climáticas e pela necessidade de infraestrutura mais eficiente, este tipo de gabião surge como uma solução inovadora para contenção de taludes, drenagem sustentável e requalificação de espaços urbanos, combinando resistência estrutural, menor impacto ambiental e monitoramento digital avançado. O conceito de cidades sustentáveis envolve a redução da extração de recursos naturais e a valorização de soluções que minimizem impactos ambientais. Os gabiões eletrosoldados se destacam por sua capacidade de utilizar materiais reciclados ou de baixo impacto ambiental em seu enchimento, abrindo a possibilidade de incorporar resíduos de construção e demolição (RCD) ou agregados reciclados, reduzindo a demanda por pedreiras e promovendo a economia circular na construção civil. Diferentemente dos muros de concreto armado, os gabiões possuem uma pegada de carbono reduzida, pois evitam o uso intensivo de cimento, cujo processo de fabricação é altamente poluente. Sua montagem rápida e a eliminação da necessidade de formas e fôrmas de concreto também diminuem os resíduos da obra, tornando-os uma opção mais limpa e sustentável.

Além disso, os desafios das cidades modernas exigem infraestruturas que possam se adaptar a diferentes condições ambientais. O gabião eletrosoldado oferece uma solução flexível e altamente resistente a deformações progressivas, sendo capaz de absorver deslocamentos sem comprometer sua integridade estrutural. Esse comportamento é

fundamental para áreas sujeitas a movimentações de solo, como encostas instáveis ou regiões com variação sazonal do nível do lençol freático. Sua permeabilidade natural permite que a água escoe livremente através da estrutura, evitando o acúmulo de pressões hidrostáticas e reduzindo riscos de erosão e colapsos estruturais, características que o tornam uma escolha mais segura e sustentável para projetos urbanos.

A integração com sensores IoT (Internet das Coisas) permite o monitoramento remoto e em tempo real da estabilidade das estruturas, viabilizando um acompanhamento contínuo da deformação e deslocamentos, alertas para gestores públicos e engenheiros e análise preditiva do desempenho da estrutura ao longo do tempo. Essa tecnologia possibilita um planejamento mais eficiente da infraestrutura urbana, melhorando a segurança e a longevidade das obras, ao mesmo tempo em que reduz custos com manutenção corretiva. Assim, sua aplicação pode ser amplamente utilizada em muros de contenção em rodovias e ferrovias, revitalização de margens de rios e córregos urbanos, criação de espaços públicos multifuncionais e infraestrutura resiliente para áreas sujeitas a desastres naturais.

Com base nos resultados obtidos, conclui-se que os gabiões eletrosoldados são uma alternativa estrutural viável para aplicações que demandam rigidez, estabilidade e menor deformação lateral. Sua utilização é recomendada para muros de contenção e estabilização de taludes, onde a capacidade de carga e a previsibilidade do comportamento mecânico são essenciais para a segurança da estrutura. No entanto, verificou-se que a compactação adequada do material de enchimento desempenha um papel crucial na otimização do desempenho estrutural, sendo um fator determinante para garantir a eficiência da estrutura em longo prazo. Por fim, a escolha entre gabiões eletrosoldados e convencionais deve considerar as condições geotécnicas e estruturais da aplicação específica, de modo a garantir um dimensionamento adequado e a otimização das propriedades mecânicas do sistema. Estudos adicionais são recomendados para avaliar o desempenho desses gabiões sob diferentes condições de carregamento e interação com o solo de fundação, permitindo a ampliação do entendimento sobre suas aplicações em projetos geotécnicos e estruturais.

Diante dos resultados obtidos neste estudo e das lacunas identificadas, recomenda-se a realização de pesquisas futuras que possam aprofundar o conhecimento sobre o desempenho dos gabiões eletrosoldados em diferentes condições de aplicação. Algumas direções promissoras para investigações futuras incluem:

- **Análise de longo prazo com instrumentação IoT**

Monitoramento prolongado dos deslocamentos e da integridade estrutural dos gabiões eletrosoldados sob diferentes condições climáticas e ambientais, avaliando a influência de ciclos de umidade e temperatura na estabilidade da estrutura.

Melhorias físicas nos sensores IoT para maior durabilidade e resistência a eventos climáticos adversos.

Desenvolvimento de modelos de inteligência artificial (IA) e aprendizado de máquina para prever falhas estruturais com base nos dados coletados pelos sensores IoT e emitir mensagens de alertas automáticas, permitindo um aprimoramento da manutenção preditiva.

- **Estudo comparativo com gabiões convencionais e outras técnicas de contenção**

Investigação experimental e numérica para comparar o desempenho mecânico dos gabiões eletrosoldados com gabiões de malha hexagonal e muros de contenção de concreto, analisando custo-benefício, resistência e deformabilidade sob diferentes cargas.

Análise da viabilidade de combinações híbridas entre gabiões eletrosoldados e geossintéticos para reforço da contenção e controle de deslocamentos.

- **Modelagem numérica avançada e simulação computacional**

Desenvolvimento de simulações por método dos elementos finitos (MEF) para prever a distribuição de tensões e deslocamentos nos gabiões eletrosoldados sob diferentes condições de carga e apoio.

Estudos numéricos acoplados a modelos constitutivos avançados para compreender o comportamento da interação solo gabião e validar os resultados experimentais com maior precisão.

- **Otimização do material de enchimento**

Avaliação do uso de materiais alternativos e sustentáveis no preenchimento dos gabiões, como resíduos de construção e demolição (RCD) e materiais reciclados, analisando seu impacto na resistência e na estabilidade estrutural.

Estudo da influência da granulometria, formato e compactação do material de enchimento na deformação lateral e resistência à compressão dos gabiões eletrosoldados.

A realização dessas pesquisas permitirá um avanço significativo na compreensão do comportamento dos gabiões eletrosoldados, contribuindo para sua aplicação mais segura, sustentável e eficiente em projetos de engenharia geotécnica e infraestrutura urbana.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA BRASIL. Desastres naturais causaram R\$ 401,3 bilhões de prejuízos em 10 anos: Região Nordeste foi a com maior número de situações de emergência. Agência Brasil, 2023. Disponível em: <https://agenciabrasil.ebc.com.br/geral/noticia/2023-03/desastres-naturais-causaram-r-4013-bilhoes-de-prejuizos-em-10-anos>. Acesso em: 02 de fev. 2024.

AGOSTINI, R.; BIZZARRI, A.; MASETTI, M. Ouvrages flexibles pour les rivières torrentielles et fluviales. partie 1. Bologna, Italy: Edition Officine Maccaferri S.p.a, 1981.

ALSUBIH, M.; AHMED, M.; ALQADHI, S. et al. Estruturas de barreira de água de gabião como uma abordagem sustentável para a conservação da água e da terra. Environ Sci Pollut Res 30, 126057–126071 (2023). Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s11356-023-31040-3>. Acesso em: 20 de Nov. 2024.

ANDRADE NETO; MANOELC. D. et al. Acompanhamento e monitoramento de uma estrutura de contenção do tipo cribwall no Distrito Federal. Repositório UCB, 2019. Disponível em: <https://repository.ucb.br:9443/jspui/handle/123456789/13028>. Acesso em: 08 de abr. 2024.

ARAÚJO, J. C. T. Software Aging Monitoring Strategies and Rejuvenation Policies for Eucalyptus Cloud Computing Platform. 2012. (Dissertação de Mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2012.

ARMBRUST, M.; FOX, A.; GRIFFITH, R.; JOSEPH, A.; KATZ, R.; KONWINSKI, A.; LEE, G.; PATTERSON, D.; RABKIN, A.; STOICA, I. et al. Above the clouds: A view of cloud computing. EECS Berkeley, 2009. Disponível em: <https://www2.eecs.berkeley.edu/Pubs/TechRpts/2009/EECS-2009-28.pdf>. Acesso em: 21 de mar. 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: Rocha e Solos. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8964: Arames de aço de baixo teor de carbono, revestidos, para gabiões e demais produtos fabricados com malha de dupla torção. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidades de Encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS. Espaço Corporativo: Belgo Bekaert lançou solução geotécnica inédita no Brasil. ABMS, 2022. Disponível em: <https://www.abms.com.br/noticia/espaco-corporativo-belgo-bekaert-lancou-solucao-geotecnica-inedita-no-pais>. Acesso em: 28 de nov. 2023.

BARROS, P. L. A. Manual técnico de obras de contenção. 1.ed. São Paulo, SP: Maccaferri do Brasil, 2008.

BELGO. Especificação técnica do gabião modular de malha soldada conexões em espiral e tirantes preformados. Belo Horizonte, MG: 2022.

BELGO. Gabiões Belgo – Informe técnico. Belo Horizonte, MG: 2019.

BOWLES, J. E. Foundation Analysis and Design. 5.ed., 1168 p. Singapore: McGraw-Hill, 1997.

BUSSAB, W.O.; MORETTIN, P. A. Estatística Básica. 8.ed. São Paulo: Saraiva, 2013.

CAMELO, D. G.; PASCHOALIN FILHO, J. A. Comparação entre custos executivos de gabião tipo Macsoil com outras soluções de contenção de maciços de solo. VII SINGEP, v. 7, p. 01-15, 2018.

CAMELO, D. G. et al. Estudo da utilização de resíduos de construção civil para preenchimento de gabiões caixa, 2019.

CAPUTO, H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações: Fundamentos. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.a, 1988.

CARAGLIU, A.; DEL BO, C.; NIJKAMP, P. Cidades Inteligentes na Europa. *Jornal de Tecnologia Urbana*, v. 18, n. 2, p. 65-82, 2011.

CAROLAN, J. et al. Introduction to cloud computing architecture. White Paper, 1st edn. Sun Micro Systems Inc, 2009.

CERRI, L. E. da S. & AMARAL, C. P. do. Riscos Geológicos. In: OLIVEIRA, A. M. dos S. & BRITO, S. N. A. de. (org). *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGECNPq-FAPESP, p. 131-144, 1998.

CHEN, B.;WAN, J.;SHU, L.;LI, P.;MUKHERJEE, M.;YIN, B. Fábrica inteligente da indústria 4.0: principais tecnologias, casos de aplicação e desafios. IFTO, 2017. Disponível em: <https://sitionovo.ifto.edu.br/index.php/sitionovo/article/download/1177/382>. Acesso em: 19 de abr. 2024.

CNM. Desastres obrigam mais de 4,2 milhões de pessoas que foram negligenciadas pelas políticas públicas a buscarem alternativas de moradia nos últimos dez anos. CNM, 2023. Disponível em:<https://www.cnm.org.br/biblioteca/download/15075>. Acesso em: 21 de jan. 2024.

CODUTO, D. P.;KITCH, W. A.;YEUNG, R. M. *Foundation design: principles and practices*. 3. ed., vol.1. EUA.: Pearson, 2015.

CRUZ, F. F. da; ROCHA, C. V.; PASCHOALIN FILHO, J. A. Análise técnica e econômica dos gabiões de malha soldada como nova tecnologia para muros de contenção urbana. *ScientificJournal ANAP*, [S. l.], v. 1, n. 8, 2023. Disponível em: <https://publicacoes.amigosdanatureza.org.br/index.php/anap/article/view/4386>. Acesso em: 12 mar. 2024.

DA CRUZ, L. B.; BRAGHIN, M. F. L. Estudo da utilização da estrutura de contenção tipo Gabião. In: *Colloquium Exactarum*. ISSN: 2178-8332, p. 33-39, 2016.

DA SILVA, S.; PRISCILA, W. O impacto das fachadas verdes nos microclimas urbanos. 2018. (Tese de Doutorado) - Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 2018.

DEUTSCHES INSTITUT FUR NORMUNG. DIN EN 9227:2022: Corrosion tests in artificial atmospheres. Salt spray tests; English version EN 9227:2022. UK, 2013.

DEUTSCHES INSTITUT FUR NORMUNG. DIN EN 10.223-8:2013: Steel wire and wire products for fencing and netting - Part 8: Welded mesh gabion products; English version EN 10223-8:2013. UK, 2013.

DUNNCLIFF, J. Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. Onlinepubs, 2008. Disponível em: [https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/nchrp/nchrp\\_syn\\_89.pdf](https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/nchrp/nchrp_syn_89.pdf). Acesso em: 22 de mar. 2024.

ENDLICH, A. O.; DA SILVA, M. A. Utilização de muro de gabião para contenção de encostas. Episteme Transversalis, v. 10, n. 3, 2019.

ENGEL, G. I. Pesquisa-ação. Educar em Revista, 1(16), 181–191, 2000.

FEIJÓ, R. L. Monitoração de uma escavação experimental grampeada em solo residual gnáissico não saturado. 2007. 176p. (Tese de Doutorado)-Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007.

GEO-RIO. Manual de Técnico de Encostas Volumes I e II. Rio de Janeiro, RJ: Fundação Instituto Geotécnica, 2014.

GEO5. Fine Software, ed. 2020.

GERSCOVICH, D. M. Estabilidade de Taludes. vol.2, 2.ed. Rio de Janeiro, RJ: Oficina de Textos, 2016.

GOMES, A. C. Monitoramento de uma estrutura de contenção em estacas espaçadas considerando perfil de succão. 2015. (Dissertação de Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2015.

GUILHERME, M. L. Análise de tensão-deformação e de estabilidade global em muros de arrimo de flexão. Repositório UNIS, 2017. Disponível em: <http://repositorio.unis.edu.br/handle/prefix/133>. Acesso em: 09 de fev. 2024.

GÜNTHER, H. Pesquisa qualitativa versus pesquisa quantitativa: esta é a questão? Scielo, 2006. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/ptp/a/HMpC4d5cbXsdt6RqbrmZk3J/?lang=pt>. Acesso em: 27 de nov. 2023.

HOMETEKA. O que é muro de arrimo? Entenda sua importância e como deve ser construído. Hometeka, 2014. Disponível em: <https://www.hometeka.com.br/f5/o-que-e-muro-de-arrimo-entenda-sua-importancia-e-como-deve-ser-construido/#jp-carousel-30885>. Acesso em: 28 de nov. 2023.

IBGE. Jacareí panorama. IBGE, 2025. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sp/jacarei/panorama>. Acesso em: 10 de jan. 2025.

JANONE, L. A cada desastre natural no Brasil, em média, 3,4 mil pessoas são afetadas. CNN Brasil, 2022. Disponível em: <https://www.cnnbrasil.com.br/nacional/a-cada-desastre-natural-no-brasil-em-media-34-mil-pessoas-sao-afetadas/>. Acesso em: 20 de dez. 2023.

JÚNIOR, A. M. M.; VIANA, P. M. F. Análise da estabilidade externa de um muro de gabião próximo ao Viaduto Marginal Botafogo. CONSTRUINDO, 2016.

KING, N. J.; RAJA, V. T. O que eles realmente sabem sobre mim na nuvem? A Comparative Law Perspectiva sobre a proteção da privacidade e de segurança de dados 62 confidenciais do Consumidor. American Law Business Journal, 50: 413-482, 2013.

KUIKKANIEMI, K.; JACUCCI, G.; TURPEINEN, M.; HOGGAN, E.; Müller, J. From space to stage: how interactive screens will change urban life. Researchgate, 2011. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/220477596>. Acesso em: 11 de mar. 2024.

LAMONACA, F.;SCIAMMARELLA, P. F.;SCURO, C.;CARNI, D. L.;OLIVITO, R. S. Internet of things for structural health monitoring. IEEE Workshop on metrology for industry 4.0 and IoT, pp. 95-100, 2018.

LIBERATI, F. M.;NISHITA, H. I.;CORONEL, L.;TUPPY, P.;PISZEZMAN, W.; LAZARO, A. A Estabilidade de Encosta x Ocupação Antrópica. Mackenzie, 2019. Disponível em: <https://dspace.mackenzie.br/bitstream/handle/10899/29268/FL%c3%81VIA%20MIGLIORA NCI%20LIBERATI%20 %20PROTEGIDO.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 09 de dez. de 2023.

LIMA, M. S.; NUNES, M. A. S. N. Estudo Prospectivo Relativo ao Padrão ZigBee para Redes sem Fio e sua Utilização na Computação em Nuvens. *Scientia Plena*, v. 11, n. 1, 2015.

LONGGANG, M. et al. Study on static mechanical properties of gabion specimen. In: IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. IOP Publishing, 2020. p. 012082.

MACCAFERRI. Gabiões (Informe Técnico Comercial). SP: 2017.

MAGALHÃES, T. A.; Azevedo, CRYSTHIAN P. B.Análise Técnica e Econômica de Estruturas de Contenção de Taludes. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Cobramseg 2016, v. 1, p. 1 – 8, 2016.

MAHIZHNAN, A. Smart cities: The Singapore case. *Cities*, vol. 16, n. 1, pp. 13–18, 1999.

MAHYUDDIN, R.; KARASU, T.J.R.;EETHAR T. D. The stability of gabion walls for earth retaining structures,Alexandria Engineering Journal, vol. 52, n. 4, 2013, pp. 705-710, ISSN 1110-0168. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.aej.2013.07.005>. Acesso em: 06 de fev. 2025.

MARCHETTI, O. Muros de arrimo. 1.ed. São Paulo, SP: Editora Blucher. 2008.

MAHONY, H. UE chega ao confronto com a computação em nuvem. Euobserver, 2014. Disponível em <http://euobserver.com/digital/32048>. Acesso em: 13 de mar. 2024.

MELL, P. et al. The nist definition of cloud computing (draft). NIST specialpublication, 800, 145, 2011.

MELLO MIRANDA, P. R et al. Participação em cidades inteligentes de países em desenvolvimento: recomendações práticas baseadas em pesquisas. Mais inteligente como a Nova Agenda Urbana: Uma visão abrangente da cidade do século 21 , 315-332, 2016.

MELLO MASSIMINO, B. et al. Análise comparativa entre muro de contenção do tipo solo pneu e gabião. In: ColloquiumExactarum, 2020.

MENDONÇA, C. M. C.; ANDRADE, A. M. V.; SOUSA NETO, M. V. Uso da IoT, Big Data e inteligência artificial nas capacidades dinâmicas. Revista Pensamento Contemporâneo em Administração, v. 12, n. 1, p. 131-151, 2018.

MILITITSKY, J. Grandes escavações em perímetro urbano. 1.ed. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2016.

MORAIS SILVA, L. V.;GARCIA, J. A. B.;MATARAZO, F. Y.;GEOTECNIA, B. V. P. Análise Comparativa Entre Muros de Contenção em AlvenariaEstrutural e Muro de Contenção à Flexão. Editora Cubo, 2024. Disponível em: <https://doi.editoracubo.com.br/10.4322/cobramseg.2022.0930.pdf>. Acesso em: 03 de mar. 2024.

MOURA JÚNIOR, J. R. V. Uma contribuição aos sistemas de monitoramento de integridade estrutural aplicada a estruturas aeronáuticas e espaciais. 2008. (Tese de Doutorado) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2008.

NARESI JÚNIOR, L. A.; AGUIAR, M. F. P.; MAGALHÃES, T. A.; AZEVEDO, C. P. B. Análise Técnica e Econômica de Soluções para Estabilização de Taludes. Revista Fundações & Obras Geotécnicas, v. 1, p. 50-57, 2015.

NAKAZAWA, H. et al. Estudo básico sobre avaliação de deformação de malha de arame de aço para projeto racional de estrutura de gabião. EPI International Journal of Engineering, v. 2, n. 2, p. 109-115, 2019.

NETO, J. O. A.; HAYASHIDA, E.M. Avaliação de Instrumentação de Muro Reforçado com Geossintéticos. VI Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas-COBRAE. 2013.

ODENDAAL, N. Information and communication technology and local governance: Understanding the difference between cities in developed and emerging economies. *Comput., Environ. and Urban Systems*, 27 585–607, 2003.

OLIVEIRA, HUDSON REGIS E VASCONCELLOS, CARLOS RENATO ARAGONEZ DE. Histórico de caso: recuperação do gasoduto Bolívia-Brasil no reservatório de Vocoroca, atravessando o estado do Paraná; Caso histórico: recuperação da travessia do gasoduto Bolívia-Brasil no reservatório da barragem de Vocoroca-Paraná. Brasil: N.p., 2003.

OLIVEIRA, L. Risco geológico: o que é e como saber o risco de uma área. Igeológico, 2022. Disponível em: <https://igeologico.com.br/risco-geologico-o-que-e-e-como-saber-o-risco-de-umaarea/#:~:text=%C3%81reas%20de%20Risco%20Geol%C3%B3gico%20s%C3%A3o,ementos%20adversos%20de%20natureza%20geol%C3%B3gica>. Acesso em: 11 de dez. 2023.

PASCHOALIN FILHO, J. A.; VERSOLATTO, B. A. M.; FERRETI, P. . Utilização de solução de gabião em projeto e execução de barragem no ribeirão avecuia. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2020, Campinas. COBRAMSEG 2020 - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2020.

PASETO, L.; MARTINEZ, M. R. M.; PRZEYBILOVICZ, E. Cidades inteligentes e indústria 4.0: a influência das tecnologias da informação e comunicação. *Revista Científica e-Locução*, v. 1, n. 17, p. 22-22, 2020.

PIEŠ, M.; HÁJOVSKÝ, R.; VELIČKA, J. Sistema de medição sem fio para monitoramento da condição de dispositivos projetados para proteger estruturas de linha. *Sensores 2020* , 20 , 2512. Disponível em: <https://doi.org/10.3390/s20092512>. Acesso em: 20 de mar. 2025.

PORTE, T.B. Patologias em contenções e fundações. Núcleo de Geotecnia Aplicada, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2017.

RACIN, J. A. and HOOVER, T. P. Gabion mesh corrosion field study of test panels and full-scale facilities, 2001. Disponível em: <https://www.semanticscholar.org/paper/GABION-MESH-CORROSION-FIELD-STUDY-OF-TEST-PANELS-Racin-Hoover/957155dd21fc497f1e94852cd6445665d83c7917#citing-papers>. Acesso em: 12 de fev. 2025.

SANTOS JUNIOR, P. J. Gabiões e estruturas de arrimo: análise teórico-numérico-experimental do comportamento mecânico. 2018. (Tese de Doutorado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2018.

SANTOS, S. Introdução à IoT: desvendando a internet das coisas. 1.ed. São Paulo, SP: Clube de Autores, 2018.

SHIMOMURA, S.; NISHIMURA, Y.. Improved Gabion Technology for Soil Stability and Flood Control at Nepal. Dep, v. 2, p. 2.5, 2016.

SILVA, A. B. D. Desenvolvimento de dispositivo IoT para monitoramento da inclinação de contenção em gabião caixa: um exemplo de engenharia 4.0. 2023. (Dissertação de Mestrado) - Universidade Nove de Julho, São Paulo, 2023.

SILVA, A. P. D. Cortinas atirantadas: verificação da segurança estrutural após o rompimento de tirantes. UFRGS, 2014. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/handle/10183/110135>. Acesso em: 24 de fev. 2024.

SONY, S.; LAVENTURE, S.; SADHU, A. A literature review of next-generation smart sensing technology in structural health monitoring. Structural Control and Health Monitoring, 26(3), e2321, 2019.

SOUZA JUNIOR, A. C. de. Utilização de resíduos de construção civil para preenchimento de gabiões caixa para execução de barreiras sonoras. 2023. (Dissertação de Mestrado) - Universidade Nove de Julho, São Paulo, 2023.

STASZEWSKI, W. J.; BOLLER, C.; TOMLINSON, G. R. Health Monitoring of Aerospace Structures: smart sensor Technologies and signal processing. Chichester: John Wiley& Sons, 2004.

TACHIZAWA, T.; MENDES, G. Como fazer monografia na prática. 10. ed. Rio de Janeiro, RJ: Editora FGV, 2006.

VERTEMATTI, J. C. Manual Brasileiro de Geossintéticos. 2.ed. São Paulo, SP: Blucher, 2015.

WEISS, M. C.; BERNARDES, R. C.; CONSONI, F.L.Cidades inteligentes: casos e perspectivas para as cidades brasileiras. Revista tecnológica da Fatec americana, v. 5, n. 1, p. 01-13, 2017.

YUDELSON, Jerry Yudelson. Arquitetura e construção: Projeto integrado e construções sustentáveis. Arquitetura e construção, Bookman, 2013.

ZHANG, Q.;CHENG, L.;BOUTABA, R. Cloud computing: state-of-the-art and research challenges. Journal of Internet Services and Applications, 1(1), 7–18, 2010.