

CONSTRUINDO COM **GABIÕES**

FUNDAMENTOS TÉCNICOS, SUSTENTABILIDADE
E PESQUISAS APLICADAS.

Eng. **João Alexandre** Paschoalin Filho, Dr.
Eng. **Brenno Augusto** Marcondes Versolatto, MBA.
Eng. **Flavio Fontes** da Cruz, MSc.
Eng. **Cleyton Vicente** Rocha, MSc.
Eng. **Antonio Celso** de Souza Junior, MSc.
Arq. **Diego Gonçalves** Camelo, MSc.
Eng. **Emerson José** Ananias, MBA.



Antônio Celso de Souza Júnior: Mestre em Cidades Inteligentes e Sustentáveis pela Universidade Nove de Julho. Professor na área de Exatas. Atualmente, também é engenheiro na Belgo Arames.

Diego Gonçalves Camelo: Mestre em Cidades Inteligentes e Sustentáveis pela Universidade Nove de Julho. Atua como Arquiteto Pleno em uma construtora do segmento de estruturas pré-fabricadas.

Emerson José Ananias: MBA em Gestão Empresarial pela Fundação Getúlio Vargas e especialização em Fundações e Geotecnia pela Faculdade de Engenharia de São Paulo. Atualmente, é Gerente de Contas Corporativas Industriais na empresa Belgo Arames..

João Alexandre Paschoalin Filho: Doutor em Engenharia pela Universidade Estadual de Campinas – Unicamp. Professor da Universidade Nove de Julho e Sócio-diretor da Geoconceito.

Brenno Augusto Marcondes Versolatto: Mestre e Doutorando em Cidades Inteligentes e Sustentáveis pela Universidade Nove de Julho. Diretor técnico da Geoconceito Engenharia.

Flavio Fontes da Cruz: Mestre em Cidades Inteligentes e Sustentáveis pela Universidade Nove de Julho. Engenheiro de aplicação na Belgo Arames – Matriz.

Cleyton Vicente Rocha: Mestre em Cidades Inteligentes e Sustentáveis pela Universidade Nove de Julho. Gerente de obras comerciais, hospitalares e residenciais



***Construindo com Gabiões:
Fundamentos Técnicos, Sustentabilidade e
Pesquisas Aplicadas***

São Paulo - 2025

© 2025, FoxTablet

Título: Construindo com Gabiões: Fundamentos Técnicos, Sustentabilidade e Pesquisas Aplicadas

Autores: João Alexandre Paschoalin Filho, Brenno Augusto Marcondes Versolatto, Flávio Fontes da Cruz, Cleyton Vicente Rocha, Antônio Celso de Souza Junior, Diego Gonçalves Camelo e Emerson José Ananias.

Coordenação editorial: Rubens Pantano Filho

Diagramação: Moara Editorial

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) (eDOC BRASIL, Belo Horizonte/MG)	
Paschoalin Filho, João Alexandre et al.	
C758	Construindo com Gabiões: fundamentos técnicos, sustentabilidade e pesquisas aplicadas / João Alexandre Paschoalin Filho... [et al]. 1. ed. - Salto, SP: FoxTablet, 2025. 382 p.: il. ; 16 x 23 cm. ISBN: 978-65-83368-48-5 1. Engenharia civil. 2. Arquitetura. 3. Construção - Sustentabilidade. I. Paschoalin Filho, João Alexandre II. Versolatto, Brenno Augusto Marcondes. III. Cruz, Flávio Fontes da. IV. Rocha, Cleyton Vicente. V. Souza Junior, Antônio Celso de. VI. Camelo, Diego Gonçalves. VII. Ananias, Emerson José.
	CDD 624
Elaborado por Maurício Amormino Júnior – CRB6/2422	

Índices para catálogos sistemáticos:

Proibida a reprodução total ou parcial desta obra, de qualquer forma ou por qualquer meio eletrônico, mecânico, inclusive por meio de processos xerográficos, sem a permissão expressa do editor (Lei nº 9.610, de 19/02/1998).

Todos os direitos desta edição reservados pelos autores.



Rua Toscana, 176 – Bairro Vila Romana – Salto/SP – CEP 13321-440
www.foxtablet.com.br / contato@foxtablet.com.br / (11) 98689-1789

AUTORES

João Alexandre Paschoalin Filho: Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Santo Amaro e em Engenharia Agrícola pela Universidade Federal de Lavras. É Mestre (2002) e Doutor (2008) em Engenharia pela Universidade Estadual de Campinas – Unicamp, tendo realizado Pós-Doutorado na Faculdade de Ciências da Universidade do Porto e na Universidade de Coimbra, em Portugal. Atualmente, é professor da Universidade Nove de Julho, onde atua no Programa de Mestrado e Doutorado em Cidades Inteligentes e Sustentáveis, na Especialização em Geotecnia e na Graduação em Engenharia Civil. É sócio fundador da Geoconceito Engenharia Consultiva e membro da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS). Mantém cooperação internacional com universidades da Colômbia, de Portugal, Argentina e de Israel. Atua como Editor-Adjunto da Journal of Environmental Management and Sustainability (Qualis A3) e como revisor de periódicos internacionais de alto impacto.

Brenno Augusto Marcondes Versolatto: Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Presbiteriana Mackenzie (2007) e com MBA em Gestão de Negócios pela Universidade de São Paulo – Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz. Mestre em Cidades Inteligentes e Sustentáveis pela Universidade Nove de Julho, com enfoque em inovações tecnológicas aplicadas à construção do habitat urbano. Atualmente, atua como diretor técnico da Geoconceito Engenharia, possuindo 18 anos de experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em obras de infraestrutura urbana, marítima e viária. É membro da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), do Comitê de Estabilidade de Taludes e do Comitê de Geotecnia Ambiental. Também como doutorando em Cidades Inteligentes e Sustentáveis pela Universidade Nove de Julho.

Flavio Fontes da Cruz: Possui graduação em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica de Goiás (2010) e mestrado em Cidades Inteligentes e Sustentáveis pela Universidade Nove de Julho (2025). Atualmente, é engenheiro de aplicação na Belgo Arames – Matriz. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em Construção Civil, atuando principalmente nos seguintes temas: gabiões eletrossoldados, geogrelhas, sustentabilidade, gabiões de malha soldada e muros de contenção.

Cleyton Vicente Rocha: Técnico em Edificações, Tecnólogo em Construção Civil e Engenheiro Civil, com pós-graduação em Projetos e Construção de Aeroportos. Mestre em Cidades Inteligentes e Sustentáveis pela Universidade Nove de Julho (2025).

Desde 2011, atua como gerente de obras comerciais, hospitalares e residenciais, com ampla experiência em planejamento, coordenação e execução de empreendimentos. Também desenvolve atividades como consultor técnico e projetista.

Antônio Celso de Souza Júnior: Mestre em Cidades Inteligentes e Sustentáveis pela Universidade Nove de Julho (2025). Atua como professor na área de Exatas, ministrando disciplinas relacionadas a materiais de construção, gestão e planejamento de obras, tecnologia de edificações e patologias estruturais e de fundações. Paralelamente à carreira acadêmica, consolidou experiência como gerente de obras, sendo responsável pelo desenvolvimento técnico, gestão de equipes, controle físico-financeiro e pelo relacionamento com investidores em empreendimentos comerciais, hospitalares e residenciais. Atualmente, é engenheiro na Belgo Arames.

Diego Gonçalves Camelo: Graduado em Arquitetura e Urbanismo pela Universidade Nove de Julho (2015). Mestre em Cidades Inteligentes e Sustentáveis, com ênfase em construções sustentáveis (UNINOVE, 2019). Atualmente, é pós-graduando em Engenharia de Segurança do Trabalho pela Universidade de São Paulo (USP). Atua como Arquiteto Pleno em uma construtora do segmento de estruturas pré-fabricadas, desenvolvendo projetos técnicos e legais

(aprovação em prefeituras) e realizando vistorias em obras em andamento.

Emerson José Ananias: Graduado em Engenharia Civil pela Universidade São Francisco (USF/SP), com MBA em Gestão Empresarial pela Fundação Getúlio Vargas (FGV) e especialização em Fundações e Geotecnia pela Faculdade de Engenharia de São Paulo. Atua há mais de 20 anos em empresas multinacionais fornecedoras de materiais, serviços e soluções para o setor geotécnico, com experiência nas áreas técnica, comercial, desenvolvimento de produtos, apoio a projetos, gestão de negócios e planejamento estratégico. Possui sólida atuação em obras geotécnicas, com ênfase em gabiões, contenções, solo reforçado e geossintéticos, além de experiência em gestão de contratos e execução de obras. Participante ativo de comitês técnicos e entidades técnicas do setor, foi membro da diretoria da Associação Brasileira de Geossintéticos – IGS Brasil entre 2015 e 2021 e membro do Comitê Organizador do 4º Congresso Pan-Americano de Geossintéticos – GeoAméricas 2020. Atualmente, é Gerente de Contas Corporativas Industriais na empresa Belgo Arames ampliando sua atuação multidisciplinar no setor industrial.

POR QUE LER ESTE LIVRO?

A obra “Construindo com Gabiões: fundamentos técnicos, sustentabilidade e pesquisas aplicadas” representa uma contribuição inédita e abrangente para a engenharia civil e geotécnica no Brasil.

Escrita por pesquisadores vinculados ao Programa de Pós-Graduação em Cidades Inteligentes e Sustentáveis da Universidade Nove de Julho e engenheiros de larga experiência técnica, reúne fundamentos teóricos, históricos e práticos sobre o uso de gabiões, aliando rigor científico, experiência de campo e compromisso com a sustentabilidade.

Estruturado em duas partes, o livro inicialmente contextualiza os gabiões como solução técnica versátil e eficiente em obras de contenção, estabilização de encostas, controle de erosão e projetos hidráulicos, detalhando suas tipologias, propriedades mecânicas, critérios de dimensionamento e vantagens construtivas em comparação com métodos tradicionais.

Na sequência, apresenta pesquisas aplicadas realizadas em parceria com empresas e instituições nacionais e internacionais, incluindo análises experimentais, estudos de caso e inovações no uso de resíduos de construção e demolição (RCD) como material de preenchimento.

Mais do que um manual técnico, a obra integra aspectos de sustentabilidade, durabilidade, integração ambiental e economia de recursos, reforçando a relevância dos gabiões na construção de cidades mais resilientes e inteligentes.

Este livro destina-se a engenheiros, arquitetos, gestores públicos, estudantes e profissionais da construção civil interessados em soluções inovadoras, seguras e ambientalmente responsáveis.

Com linguagem clara, fundamentação normativa e exemplos práticos, esta publicação consolida-se como uma referência técnica e científica essencial para projetistas, consultores e pesquisadores, além de servir como base para a formulação de políticas públicas e

especificações nacionais relacionadas ao uso de gabiões em infraestrutura e recuperação ambiental.

Boa leitura.

PREFÁCIO I

Um livro sobre gabiões? Qual a necessidade de se escrever um livro sobre gabiões?

Na verdade, esta técnica de construção de muros para contenção, ou com outras funções, remonta à antiguidade, possivelmente ao antigo Egito. Se, nessa época, os gabiões eram construídos com objetivos muito simples e como resposta a problemas muito concretos, na atualidade os gabiões podem ser construídos com objetivos diversos e complexos, procurando dar resposta aos múltiplos problemas que são criados com o desenvolvimento crescente das modernas sociedades.

A simplicidade com que é possível criar um gabião é tanto mais extraordinária, quanto maior é a versatilidade das suas características, em particular e por um lado, a sua flexibilidade e grande durabilidade e, por outro lado, a sua resistência e capacidade drenante.

Apesar de todas estas características, um gabião é uma estrutura verdadeiramente simples, mais não sendo do que um cesto aramado, com dimensões e forma relativamente variáveis, que pode ser cheio com seixos, pedras britadas ou outros materiais que apresentem igualmente uma boa capacidade de resistência.

A história da evolução das ciências e tecnologias, sejam elas para uso na engenharia, ou para uso em qualquer outro domínio do conhecimento, mostra-nos que essa evolução ocorreu, quase sempre, por “saltos” qualitativos no conhecimento.

Contudo, talvez a partir de meados do século XX aqueles saltos deram lugar a uma evolução em contínuo, tal qual um tapete rolante ascendente.

As engenharias em geral e a engenharia civil em particular evoluíram, e evoluem, a um ritmo que acompanha o crescimento populacional, o desenvolvimento de metrópoles cada vez com maiores dimensões e a ocupação de espaços que necessitam de soluções de engenharia de maior complexidade.

Diria que em muitos domínios espaciais do nosso planeta, é aqui que entra a “engenharia do gabião”, tal qual uma especialização médica sobre um único órgão do corpo humano. Sem um conhecimento profundo da capacidade dos gabiões para segurar “terras”, para proteger habitações, para controlar linhas de água, para suportar aterros, entre muitas outras obras do nosso dia a dia, a humanidade enfrentaria muitos problemas para os quais as soluções seriam escassas e pouco fiáveis.

Deste modo, a resposta às questões acima colocadas é SIM! É de uma extraordinária relevância um livro que conjugue o conhecimento que, nos últimos anos, foi possível desenvolver no estudo dos gabiões, seja ele um conhecimento meramente académico, resultado de trabalho de investigação desenvolvido em laboratórios universitários, ou então um conhecimento fortemente aplicado, em consequência da utilização prática de gabiões como resposta às múltiplas empreitadas que respondem às necessidades do nosso bem-estar.

A equipe de autores aqui reunida apresenta docentes do ensino superior, com larga experiência em formação relacionada com a temática principal da obra, mas também investigadores com vasto trabalho desenvolvido nas matérias mais pertinentes e relacionadas com a construção de gabiões.

Esta obra destina-se especialmente a engenheiros civis ou engenheiros geotécnicos, mas também a todos aqueles que, enquanto profissionais ou estudantes, possam dedicar-se ao trabalho experimental relacionado com gabiões.

Admite-se que o principal objetivo desta obra será o de ajudar a desenvolver um conjunto de competências, que levem os profissionais de engenharia a valorizarem mais o trabalho experimental enquanto forma de conseguir chegar a melhores soluções e a implementá-las de uma forma adequada aos problemas que pretendem resolver.

Acredito que esta obra será, a curto prazo, uma obra de referência neste domínio do conhecimento, pois reúne um sólido conhecimento académico com a experiência prática da conceção e aplicação de gabiões em diversas obras de engenharia. Sendo assim, estão deste modo reunidas todas as condições para que este trabalho

possa contribuir de forma inequívoca para uma evolução ainda mais efetiva do conhecimento.

Porto, Portugal, outubro de 2025

Prof. Dr. António José Guerner Dias

*Docente e pesquisador da Faculdade de
Ciências da Universidade do Porto*

PREFÁCIO II

Vivemos um tempo em que as cidades enfrentam desafios cada vez mais complexos: crescimento acelerado, pressão sobre a infraestrutura, eventos climáticos extremos, necessidade de soluções sustentáveis e a urgência de integrar inovação à tradição construtiva. Nesse cenário, a engenharia é convocada ao desenvolvimento, à inovação e, sobretudo, a construir caminhos para cidades mais resilientes, inteligentes e humanas.

Este livro vai muito além de um compêndio técnico: é um convite à reflexão e à ação, ao resgate de fundamentos e à busca constante pela inovação. Os autores apresentam os gabiões não apenas como uma solução consagrada e secular, mas como uma tecnologia viva, em constante evolução, capaz de responder aos anseios contemporâneos por obras seguras, econômicas e ambientalmente responsáveis.

O leitor encontrará aqui uma abordagem abrangente, que transita do rigor científico à experiência prática, do histórico à inovação, do detalhe normativo à pesquisa aplicada.

O livro destaca a versatilidade dos gabiões em obras de contenção, drenagem, estabilização de encostas, controle de erosão e integração paisagística, sempre com ênfase na sustentabilidade, na economia circular e no uso racional dos recursos.

É impossível não se entusiasmar com a qualidade do material apresentado. Os estudos de caso, ensaios laboratoriais, análises comparativas e propostas de inovação, como o uso de resíduos de construção e demolição, gabiões eletrossoldados e instrumentação IoT, demonstram o compromisso dos autores com a excelência técnica e a responsabilidade socioambiental.

Sinto-me verdadeiramente honrado por ter sido convidado a prefaciar esta obra e parabênizo, com entusiasmo, os autores e grandes amigos, em especial o professor Prof. João Alexandre Paschoalin Filho, por entregarem ao setor uma referência que preenche uma

lacuna histórica na literatura nacional e oferece subsídios sólidos para projetistas, consultores, gestores públicos, estudantes e pesquisadores.

Este livro é, sem dúvida, uma ferramenta essencial para quem deseja construir cidades mais seguras, eficientes e sustentáveis.

Que esta leitura inspire novas soluções, fomente a adoção de práticas inovadoras e contribua para a transformação positiva de nossas cidades. Que os gabiões, aqui tão bem explorados, sigam sendo símbolo de engenharia inteligente, flexível e comprometida com o futuro.

Eng. Civil Emerson José Ananias

Belgo Arames

Itatiba, São Paulo, outubro de 2025.

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	19
CAPÍTULO 1 – Muros de Contenção	23
1.1. Definições Gerais	23
1.2 Tipos de muro de contenção	25
1.2.1 Muros de gravidade.....	25
1.2.2 Muros de flexão	28
1.2.3 Estruturas ancoradas	30
1.2.3.1 Fluxograma do Processo Executivo de Muros de Contenção Ancorados.....	34
1.2.4 Estruturas de solo reforçado.....	35
1.2.5 Muros de contenção em gabiões	38
CAPÍTULO 2 - Gabiões	45
2.1 Aspectos Técnicos e Comportamento Mecânico	45
2.2. Histórico e evolução dos gabiões.....	47
2.3 Gabiões – Uso e Aplicabilidade nas Cidades.....	50
2.4 Utilização do Gabião em Obras de Contenção	54
2.5. Tipologia dos Gabiões.....	57
2.5.1 Gabião Saco.....	57
2.5.2 Gabião Colchão	61
2.5.3 Gabião Tipo Caixa	66
2.5.4 Gabião Macsoil®	70
2.5.5 Gabiões Eletrosoldados	75
CAPÍTULO 3 - Obras de Engenharia executadas utilizando Gabiões.....	83
3.1 Introdução	83
3.1.1 Contenção de Lagoa em Serra Negra/SP	83
3.1.2 Barragem de Gabião no Ribeirão Avecuia – Porto Feliz/SP ...	89

3.1.3 Estabilização de Margem com Estruturas em Gabião – Avenida Pires do Rio, Itaquera/SP	99
3.1.4 Estabilização Emergencial no Córrego dos Ourives – São Paulo/SP	103
3.1.5 Projeto de Urbanização Integrada da Vila Esperança (Cubatão/SP)	107
3.1.6 Estabilização das Margens do Córrego Barra Mansa – Morungaba/SP	110
3.1.7 Estabilização do Talude Rompido – Córrego Central da Av. Jacú-Pêssego (São Paulo/SP)	116
3.1.8 Contenção de Margem – Ribeirão dos Agudos, Orlândia/SP	124
CAPÍTULO 4 – Análise numérica de muro de gabião	129
4.1 Dimensionamento e verificação	129
4.1.2 Teoria de Rankine	130
4.1.3 Teoria de Coulomb	133
4.1.4 Método de Equilíbrio Limite	136
4.1.5 Análise de estabilidade	140
4.1.5.1 Análise de ruptura global	142
4.1.5.2 Análise de ruptura da fundação	150
4.1.5.3 Análise de deslizamento	156
4.1.5.4 Análise de tombamento	158
4.1.5.5 Análise de ruptura interna	159
4.2 Fatores de segurança para análise e dimensionamento	160
CAPÍTULO 5 - Instrumentações de estruturas de contenção ..	169
CAPÍTULO 6 - Ensaio de Compressão Simples em Gabiões ...	179
CAPÍTULO 7 - Utilização de gabhões na atenuação de ruídos .	191
CAPÍTULO 8 - Sustentabilidade e Gabiões	199
CAPÍTULO 9 – Experiência científica em gabhões	207
9.1 Introdução	207
9.2 Use of Construction and Demolition Solid Wastes for Basket Gabion Filling	208

9.3 Dispositivo IoT para monitoramento da inclinação de contenção em gabião caixa.....	230
9.4 Evaluation of Welded Mesh Gabions with Nonconventional Fills	251
9.5 Mechanical Behavior of Welded Wire Gabions with Alternative Fill Materials Under Axial Loading: An Experimental Study	272
9.6 Assessment of Wastes Used as Gabion Filling for Lining Works of a River Located in Brazil	301
9.7 Utilização de gabiões de malha eletrosoldada com geogrelha em contenções de solo reforçado em Indaiatuba.....	321
9.8 Utilização de Solução em Gabião em Projeto e Execução de Barragem no Ribeirão Avecuia	337
9.9 Análise técnica e econômica dos gabiões de malha soldada como nova tecnologia para muros de contenção urbana.....	350
CAPÍTULO 10 - Especificações e critérios de controle de obra	369
CAPÍTULO 11 - Considerações finais	375

INTRODUÇÃO

A engenharia civil e geotécnica contemporânea enfrentam um dilema central: atender às crescentes demandas por infraestrutura e proteção ambiental sem ampliar o impacto ecológico das obras. Nesse cenário, os gabiões consolidam-se como uma solução construtiva de elevada relevância, reunindo eficiência técnica, versatilidade construtiva, durabilidade e sustentabilidade.

Longe de constituírem apenas uma técnica auxiliar, os gabiões representam uma abordagem consolidada e, ao mesmo tempo, renovada para problemas de contenção, estabilização e proteção, capazes de responder tanto a desafios clássicos da engenharia quanto às exigências contemporâneas de economia de recursos e redução de impactos ambientais.

Historicamente, os gabiões desempenharam papel decisivo em diferentes contextos. Desde as primeiras aplicações conhecidas, utilizando fibras vegetais trançadas na Antiguidade, até os avanços metalúrgicos do século XIX, que viabilizaram a confecção de malhas de aço galvanizado, a técnica evoluiu de forma a ampliar sua resistência, flexibilidade e campo de aplicação.

Obras de proteção de margens, contenção de taludes, dissipação de energia hidráulica, estabilização de fundações e controle de processos erosivos tornaram-se associadas ao uso de gabiões, não apenas por sua comprovada eficácia, mas também pela capacidade de adaptação às mais variadas condições geotécnicas e hidrológicas.

A importância dos gabiões em obras de infraestrutura decorre de um conjunto de características singulares. Primeiramente, a flexibilidade estrutural permite a absorção de recalques diferenciais e deformações do maciço sem perda significativa de desempenho, propriedade essencial em terrenos com solos de baixa capacidade de suporte, áreas sujeitas à subsidência ou regiões com atividade sísmica.

Em segundo lugar, a elevada permeabilidade garante o alívio natural das pressões hidrostáticas, prevenindo instabilidades e

melhorando o desempenho global do sistema. Em terceiro, a simplicidade construtiva, associada à possibilidade de utilização de materiais locais para preenchimento, torna essa solução economicamente competitiva e viável, inclusive em locais remotos ou de difícil acesso.

No contexto atual, marcado pela urgência na adoção de práticas construtivas mais sustentáveis, os gabiões ganham ainda mais relevância. Ao possibilitar o reaproveitamento de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) como material de preenchimento, essa técnica não apenas reduz a necessidade de extração de agregados naturais, como também contribui para mitigar um dos maiores problemas ambientais urbanos: o descarte irregular de entulho.

Tal abordagem está plenamente alinhada aos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) da ONU, sobretudo no que se refere à gestão responsável dos recursos naturais, à redução da poluição e à promoção de cidades mais resilientes.

Apesar dessa importância e ampla aplicabilidade, o Brasil apresenta uma significativa lacuna na produção e disseminação de conteúdo técnico especializado sobre gabiões. Grande parte do conhecimento disponível é proveniente de manuais resumidos, catálogos de fabricantes ou traduções parciais de publicações estrangeiras, muitas vezes desconectadas da realidade construtiva nacional.

Essa carência limita o acesso de engenheiros, projetistas, técnicos e gestores públicos a informações aprofundadas, prejudicando a tomada de decisões em projeto, execução e manutenção. Em diversos casos, a ausência de parâmetros claros e bem fundamentados compromete não apenas a vida útil das estruturas, mas também a segurança e a viabilidade econômica das obras.

Com o intuito de suprir essa lacuna, este livro foi concebido.

A obra está organizada em duas partes complementares: a primeira apresenta considerações teóricas e discussões abrangentes sobre os gabiões, abordando tipologias, dimensionamento, vantagens, limitações e sua importância estratégica para a engenharia moderna; a segunda expõe pesquisas científicas conduzidas na Universidade Nove de Julho, no âmbito do Programa de Pós-Graduação em Cidades Inteligentes e Sustentáveis, sob orientação do Professor Doutor

Engenheiro Civil João Alexandre Paschoalin Filho, contemplando resultados experimentais, estudos de caso e análises aplicadas que fortalecem a base técnica e científica para o uso dos gabiões no contexto nacional.

Trata-se de uma obra inédita no cenário técnico brasileiro, que integra conhecimentos de hidráulica, geotecnia, engenharia estrutural e sustentabilidade ambiental. Vai além de um simples manual de montagem, discutindo aspectos como durabilidade, desempenho hidráulico, interação solo-estrutura, reaproveitamento de resíduos e impactos ambientais, permitindo que o leitor compreenda o gabião como parte de um sistema construtivo inteligente e integrado.

O público-alvo é amplo e diversificado. Engenheiros civis, geotécnicos, ambientais, hidráulicos e sanitaristas encontrarão um material de referência tecnicamente rigoroso. Estudantes de graduação e pós-graduação terão acesso a um conteúdo didático e completo, que relaciona teoria e prática de forma contextualizada. Gestores públicos e privados poderão utilizar as informações como subsídio para a tomada de decisão em projetos de infraestrutura e recuperação ambiental. Consultores e projetistas terão à disposição parâmetros precisos e métodos aplicáveis a diferentes contextos, desde o dimensionamento inicial até a execução e manutenção.

Além disso, esta obra reforça um ponto fundamental: os gabiões não devem ser compreendidos apenas como um elemento construtivo, mas como um componente estratégico na concepção de obras modernas, capaz de combinar desempenho técnico, economicidade, adaptabilidade e compromisso ambiental.

Em um momento em que a engenharia é desafiada a reduzir seu impacto ambiental e aumentar sua resiliência frente às mudanças climáticas, soluções como essa assumem protagonismo, tornando-se referência indispensável para profissionais e pesquisadores comprometidos com a construção de cidades inteligentes, seguras e sustentáveis.

A relevância do tema extrapola as fronteiras nacionais. O avanço nas pesquisas e aplicações de gabiões no Brasil pode servir de modelo para outros países que enfrentam desafios semelhantes em termos de infraestrutura, sustentabilidade e aproveitamento de recursos locais. Ao documentar práticas, resultados e métodos

adaptados à realidade brasileira, este livro contribui para o intercâmbio técnico internacional, possibilitando que soluções desenvolvidas no país sejam replicadas e aprimoradas em outros contextos geotécnicos e ambientais ao redor do mundo.

Por fim, os autores expressam seus agradecimentos à Belgo Arames, pela parceria e pelo fornecimento de materiais essenciais às pesquisas; à Universidade Nove de Julho, pelo apoio institucional e acadêmico; à Maccaferri do Brasil, pelo suporte técnico e pela disponibilização de informações e tecnologias; e à Geoconceito Engenharia Consultiva, pela colaboração e experiência prática aplicada, que contribuíram de forma significativa para a qualidade e a relevância dos estudos apresentados. Sem essas contribuições, a consolidação deste trabalho não teria sido possível.

Dada sua abrangência e profundidade, esta obra apresenta potencial para servir como guia de referência técnica e científica na elaboração de futuras especificações e normativas nacionais relacionadas ao uso de gabiões em obras de infraestrutura.

Ao reunir fundamentos teóricos, metodologias, resultados experimentais e orientações práticas, o livro oferece um arcabouço consistente que poderá subsidiar tanto a formulação de políticas públicas quanto a padronização de procedimentos construtivos, contribuindo para uma engenharia mais eficiente, segura e ambientalmente responsável.

Boa Leitura.

Os Autores.

CAPÍTULO 1 – Muros de Contenção

1.1. Definições Gerais

Os muros de contenção, também conhecidos como muros de arrimo, estão entre as mais antigas soluções construtivas desenvolvidas pela engenharia, sendo empregados desde as primeiras edificações no período pré-histórico até as obras contemporâneas. Sua função primordial é garantir a estabilidade de maciços rochosos ou de solo, prevenindo movimentos de massa e assegurando a integridade de edificações, vias públicas e demais infraestruturas.

Essas estruturas desempenham papel fundamental em projetos de engenharia civil, especialmente em áreas urbanas e em regiões com declividades acentuadas ou suscetíveis a instabilidades geotécnicas.

A escolha do tipo de contenção mais adequado depende de múltiplos fatores, tais como as propriedades geotécnicas do solo, a altura do talude, as cargas atuantes e as condições ambientais locais. De forma geral, os sistemas de contenção podem ser classificados como:

Temporários – estruturas de contenção projetadas para atuar apenas durante a fase construtiva, garantindo a estabilidade de escavações, taludes ou cortes até a conclusão da obra definitiva. São geralmente dimensionadas para suportar esforços de curto prazo, podendo empregar sistemas mais simples e econômicos, como pranchas metálicas, escoramentos de madeira, perfis metálicos ou contenções atirantadas de baixa durabilidade.

Definitivos – estruturas concebidas para permanecer em serviço por toda a vida útil prevista do empreendimento, assegurando a estabilidade de taludes naturais ou cortes artificiais sob diferentes condições de carregamento e exposição ambiental. São projetadas considerando aspectos de durabilidade, manutenção e segurança a longo prazo, empregando soluções como muros de gravidade, muros de flexão, contenções ancoradas, solo reforçado ou gabiões.

Entre as principais tipologias de muros de contenção encontram-se as cortinas de estacas prancha, as paredes diafragma, os muros de concreto ciclópico, os muros de alvenaria de pedra argamassada, os sistemas em blocos articulados e as estruturas em gabiões. Cada uma dessas soluções apresenta características específicas em termos de resistência, flexibilidade e permeabilidade, sendo aplicadas conforme as condições geotécnicas e estruturais de cada projeto.

De acordo com a ABNT NBR 11682 (2009), os muros de contenção devem ser projetados para suportar os esforços decorrentes de sobrecargas permanentes e/ou acidentais, bem como as pressões estáticas exercidas pelo terreno. O dimensionamento deve contemplar, de forma integrada:

- Empuxos de terra ativos e passivos;
- Influência do lençol freático;
- Ações sísmicas (quando aplicável);
- Variações sazonais no teor de umidade do solo.

A norma estabelece, ainda, que tais estruturas devem ser capazes de suportar uma sobrecarga acidental mínima de 20 kPa (2,0tf/m²), uniformemente distribuída sobre a superfície do terreno arrimado, além de resistirem aos esforços provenientes do próprio peso e das condições de confinamento do solo.

As estruturas de contenção podem ser classificadas, de forma geral, nas seguintes categorias:

Muros de gravidade – estruturas cuja estabilidade é garantida predominantemente pelo peso próprio, transmitindo os esforços ao solo de fundação. Exemplos incluem muros de gabiões, muros de concreto ciclópico e muros de alvenaria de pedra argamassada.

Muros de flexão – elementos estruturais esbeltos que resistem às ações horizontais principalmente por meio de esforços de flexão, como muros de concreto armado moldados no local ou pré-moldados, bem como cortinas de estacas prancha ou estacas moldadas.

Muros ancorados – estruturas que incorporam tirantes ou ancoragens profundas para aumentar a estabilidade, sendo aplicadas em escavações profundas, contenções temporárias ou situações com elevadas cargas horizontais.

Muros de solo reforçado – sistemas que combinam reforços internos, como geossintéticos, tiras metálicas ou elementos poliméricos, ao maciço de solo, aumentando sua resistência e permitindo a execução de taludes mais íngremes com segurança.

A escolha da solução ideal deve considerar, além dos aspectos estruturais e geotécnicos, os fatores econômicos e ambientais. Soluções de caráter mais sustentável, como os muros de gabiões, têm ganhado relevância por possibilitarem drenagem natural, integração paisagística, menor impacto ambiental, além de consistir em um sistema executivo a seco.

Dessa forma, o estudo criterioso e a aplicação de técnicas de contenção eficientes são fundamentais para garantir a segurança das construções e a estabilidade geotécnica em áreas de risco.

A evolução das normas técnicas e das metodologias de projeto têm viabilizado a adoção de soluções cada vez mais eficazes, alinhadas às demandas da engenharia contemporânea e aos princípios do planejamento urbano sustentável.

Entre essas soluções, os gabiões destacam-se não apenas pela robustez estrutural e adaptabilidade a diferentes condições geotécnicas, mas também pela compatibilidade com práticas construtivas ambientalmente responsáveis. A seguir, serão discutidas em detalhe suas tipologias, critérios de dimensionamento, aplicações e vantagens, evidenciando seu papel estratégico na engenharia civil e geotécnica moderna.

1.2 Tipos de muro de contenção

1.2.1 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. Sua atuação baseia-se na contraposição ao empuxo do solo por meio do próprio peso da

estrutura, dispensando o uso de reforços adicionais, como armaduras metálicas ou ancoragens. Assim, a massa e a geometria são os principais fatores responsáveis por sua estabilidade e capacidade resistente.

A eficiência desses muros depende diretamente do dimensionamento adequado da base, da inclinação do paramento e da relação altura–largura da estrutura. O peso próprio deve ser suficiente para evitar deslizamentos, tombamentos e rupturas da fundação. Estas obras também devem assegurar sistemas eficientes de drenagem, de modo a minimizar os efeitos da pressão hidrostática. Os materiais mais utilizados na construção de muros de gravidade incluem:

Gabiões – Estruturas modulares constituídas por malhas metálicas (galvanizadas ou revestidas com polímeros) preenchidas com rochas em dimensão de rachão. Apresentam elevada permeabilidade, o que garante drenagem eficiente. Possuem boa flexibilidade estrutural, o que permite absorver recalques diferenciais sem perda significativa de desempenho. São indicados para obras em terrenos instáveis, margens de rios, taludes rodoviários e áreas sujeitas a erosão.

Alvenaria de pedra argamassada ou seca – Estruturas executadas com blocos ou matacões dispostos manualmente. Na forma argamassada, as rochas são unidas com argamassa de cimento e areia, conferindo maior rigidez e monolitismo. Na forma seca, as rochas são apenas empilhadas, o que proporciona elevada permeabilidade e adaptação a pequenos recalques diferenciais. (Figura 1).

Concreto simples ou ciclópico – Estruturas monolíticas que podem ser moldadas in loco ou pré-moldadas. O uso do concreto ciclópico, incorporando blocos de pedra ao concreto, reduz o consumo de cimento, aumenta a massa e confere maior resistência estrutural. Trata-se de uma solução de alta durabilidade e baixa necessidade de manutenção, recomendada para obras permanentes e de grande porte, como fundações, barragens, muros de contenção e estruturas de infraestrutura pesada.

Elementos especiais ou blocos estruturais – Incluem blocos intertravados, peças pré-moldadas e outros elementos desenvolvidos

especificamente para contenção. Permitem montagem rápida, controle dimensional rigoroso e, muitas vezes, integração estética com o entorno, sendo indicados para obras urbanas, arrimos de jardins e áreas paisagísticas.

A seleção do tipo de contenção mais adequado deve considerar não apenas os aspectos estruturais e geotécnicos, mas também custo, logística, durabilidade, facilidade construtiva, manutenção e impacto ambiental. O desempenho a longo prazo depende tanto do projeto e execução quanto da manutenção preventiva e do controle de processos erosivos associados.

Figura 1. Muro gravidade de pedra seca.



Fonte: Os Autores.

Figura 2. Muros de contenção em concreto.



Fonte: Os Autores.

1.2.2 Muros de flexão

Os muros de contenção do tipo flexão são estruturas projetadas para resistir às pressões laterais do solo por meio da rigidez e do efeito estrutural da flexão. São amplamente empregados em projetos de engenharia geotécnica, obras de infraestrutura urbana e rodoviária, especialmente em situações em que o espaço disponível para a base é reduzido ou onde se exige maior aproveitamento da área útil.

Diferentemente dos muros de gravidade, que dependem do peso próprio para garantir a estabilidade, os muros de flexão utilizam a capacidade resistente do material (geralmente o concreto armado) para absorver e transmitir os esforços de empuxo à fundação. O concreto armado é o material mais utilizado devido à sua elevada resistência à compressão, boa capacidade de absorção de esforços de tração quando associado às armaduras e durabilidade em diferentes condições ambientais.

Esses muros podem apresentar diversas configurações estruturais, sendo a mais comum a seção em “L”, que melhora a distribuição das cargas, reduz o momento fletor máximo na base e proporciona maior estabilidade global à estrutura (Figuras 3 e 4). Outras configurações, como a seção em “T” invertido ou variantes com contrafortes, são utilizadas para otimizar o desempenho estrutural em obras de maior porte.

A sapata de fundação de um muro de flexão consiste no componente inferior do muro, em contato direto com o solo de base, e tem a função de receber e distribuir as cargas provenientes do paramento, do peso próprio da estrutura e do maciço de solo.

A base também contribui para a estabilidade contra deslizamento e tombamento, devendo ser dimensionada de forma a manter as tensões transmitidas ao solo dentro da capacidade de suporte admissível.

Pode ser constituída por um talão interno (voltado para o lado do solo arrimado) e/ou um talão externo (voltado para o lado oposto), cuja geometria influencia diretamente a distribuição de esforços e a resistência ao tombamento (Figura 4). Além disso, a base deve prever sistema de drenagem eficiente, como drenos longitudinais e camadas filtrantes, para minimizar a pressão hidrostática e evitar perda de capacidade de suporte do solo.

A estabilidade dos muros de flexão depende de diversos fatores inter-relacionados, dentre os quais se destacam:

Armadura adequada do concreto – o dimensionamento e o posicionamento correto das barras de aço são essenciais para resistir aos esforços de tração, flexão e cisalhamento decorrentes do empuxo do solo e das sobrecargas atuantes. A armadura deve atender às prescrições da ABNT NBR 6118, considerando tanto as solicitações máximas quanto a durabilidade frente a agentes agressivos, como umidade e sais presentes no solo.

Base suficientemente dimensionada – a largura, espessura e geometria da sapata devem ser calculadas de forma a evitar recalques diferenciais, escorregamentos e instabilidade global. É fundamental que as tensões transmitidas ao solo estejam dentro da capacidade de suporte admissível, conforme critérios da ABNT NBR 6122, e que sejam adotadas medidas para prevenir a erosão ou o carreamento de partículas sob a base.

Drenagem eficiente – a presença de água atrás do muro pode aumentar significativamente a pressão hidrostática, comprometendo sua estabilidade e vida útil. Sistemas como drenos verticais, tubos “barbacã” e camadas filtrantes devem ser previstos para permitir o escoamento controlado da água, evitando a saturação do solo e o consequente aumento das cargas sobre a estrutura. Além disso, a drenagem contribui para reduzir riscos de instabilidade hidráulica e formação de bolsões de água.

Os muros de flexão são amplamente utilizados em obras de infraestrutura viária, urbana e industrial, sendo empregados em rodovias, ferrovias, áreas portuárias, obras de contenção de margens de rios e canais, estabilização de taludes artificiais e proteção de cortes profundos em centros urbanos.

Sua configuração estrutural, caracterizada por um design esbelto, permite a otimização do uso de materiais, resultando em estruturas de menor volume de concreto quando comparadas a muros de gravidade, sem comprometer a segurança ou a durabilidade.

Essa tipologia é especialmente indicada em locais onde o espaço disponível para a execução da base é restrito, como em áreas urbanas densamente ocupadas ou em plataformas rodoviárias e ferroviárias próximas a cortes verticais.

Além disso, a possibilidade de pré-moldagem ou execução com fôrmas deslizantes agiliza o cronograma de obras, reduzindo custos de mobilização e interferências no tráfego.

A resistência estrutural é obtida principalmente pela capacidade do paramento vertical de absorver esforços de flexão e transmiti-los de forma eficiente à fundação, com o apoio de armaduras adequadamente dimensionadas. Essa eficiência estrutural, aliada à flexibilidade de configuração, torna os muros de flexão uma solução competitiva para projetos que demandam economia de espaço, desempenho mecânico elevado e integração com sistemas de drenagem e proteção superficial.

Figura 3. Geometria do muro por flexão

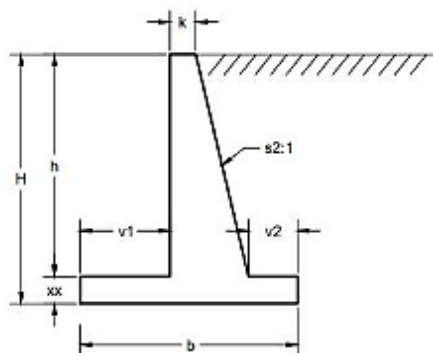


Figura 4. Muro de flexão em construção



Fonte: Gerscovich et al. (2016).

1.2.3 Estruturas ancoradas

Os muros de contenção ancorados são estruturas cuja estabilidade é assegurada por sistemas de ancoragem capazes de transmitir os esforços horizontais do maciço de solo a elementos de resistência situados em zonas estáveis do terreno.

Essas ancoragens podem ser constituídas por “mortos” (blocos de concreto enterrados que atuam como contrapeso) ou por tirantes ancorados mecanicamente ou por aderência no solo ou na rocha.

Esse tipo de solução é projetado para resistir aos esforços gerados pelo empuxo do solo e é amplamente empregado em obras que demandam contenções de grande porte, escavações profundas ou em terrenos com condições geotécnicas complexas, como solos de baixa coesão, presença de lençol freático elevado ou proximidade de edificações e estruturas sensíveis.

Dependendo da configuração estrutural, essas contenções podem assumir formas contínuas, em placas, grelhas ou com contrafortes, escolhidas em função das cargas atuantes, do espaço disponível e das condições do subsolo.

Quando a contenção ancorada utiliza tirantes instalados diretamente no terreno, recebe a denominação de cortina atirantada (Figuras 5 e 6). A estabilidade desse sistema é obtida pela tensão de tração induzida nos tirantes, que mobiliza a resistência por atrito ou aderência entre o elemento de ancoragem e o solo ou rocha, garantindo que a estrutura suporte os esforços horizontais sem a necessidade de seções maciças ou de elevado peso próprio. Os principais elementos construtivos desse sistema possuem funções específicas:

Painel ou cortina – elemento frontal, normalmente em concreto armado ou estacas justapostas, responsável por conter o solo e transferir as cargas para os tirantes;

Tirantes – elementos alongados de aço ou materiais compósitos, instalados no terreno, cuja função é resistir às forças de tração e transmitir o esforço ao “bulbo” ancorado;

Bulbo de ancoragem – trecho final do tirante, onde ocorre a aderência com o solo ou rocha, projetado para resistir ao esforço máximo previsto;

Cabeça ou bloco de ancoragem – componente que conecta o tirante ao painel, transferindo as cargas;

Estrutura de reação – parte da cortina ou sistema que absorve a reação do tirante, evitando deslocamentos excessivos;

Sistema de drenagem – essencial para reduzir a pressão hidrostática atrás da cortina, prevenindo a sobrecarga não prevista nos elementos de ancoragem.

Essa solução apresenta alta capacidade de contenção com reduzida ocupação de espaço, o que a torna especialmente vantajosa em áreas de difícil acesso ou com restrições de faixa de domínio. Permite execução em terrenos confinados e com interferências próximas, minimizando a necessidade de grandes movimentações de terra.

É frequentemente empregada em obras subterrâneas, como túneis e estações metroviárias; em contenções de margens portuárias, onde as cargas horizontais são elevadas e o espaço disponível para fundações é restrito; em escavações profundas em centros urbanos, nas quais a proximidade de edificações e redes de infraestrutura exige controle rigoroso dos deslocamentos; e na estabilização de taludes íngremes, especialmente em rodovias e ferrovias localizadas em regiões montanhosas.

Sua versatilidade permite adaptação a diferentes condições geotécnicas, incluindo maciços rochosos fraturados e terrenos com lençol freático elevado. Para garantir desempenho adequado, é imprescindível que seja acompanhada de projeto criterioso, dimensionamento segundo recomendações normativas e implantação de sistemas de drenagem capazes de controlar a pressão hidrostática atrás da cortina.

Os muros de contenção ancorados são amplamente empregados em escavações profundas, estabilização de taludes, obras subterrâneas e áreas urbanas onde o espaço para soluções convencionais de gravidade ou flexão é limitado.

Seu principal diferencial está na capacidade de conter grandes alturas de solo sem exigir volumes excessivos de concreto e sem transmitir sobrecargas significativas à fundação, permitindo obras mais esbeltas e de menor impacto construtivo.

A escolha dessa solução deve considerar variáveis como tipo e estratigrafia do solo, profundidade e geometria da ancoragem, inclinação e comprimento livre dos tirantes, além das cargas aplicadas e das condições de confinamento. A execução deve prever ensaios de

carga nos tirantes, tanto na fase de protótipo (prova de carga inicial) quanto no acompanhamento rotineiro (provas de recebimento e testes de desempenho), a fim de validar a capacidade de ancoragem e evitar problemas de instabilidade ou perda de aderência ao longo do tempo.

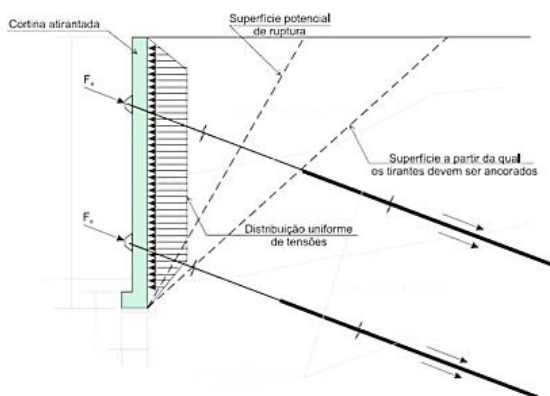
Dessa forma, os muros ancorados configuram-se como uma alternativa moderna e eficiente para projetos de engenharia geotécnica, combinando alto desempenho estrutural, otimização de materiais e possibilidade de monitoramento contínuo por meio de instrumentação geotécnica, permitindo o acompanhamento em tempo real da tensão nos tirantes, dos deslocamentos da cortina e do comportamento global da estrutura durante e após a execução.

Figura 5. Muro de cortina atirantada.



Fonte: Os Autores.

Figura 6. Ilustração de seção transversal de cortina atirantada.



Fonte: Feijó (2007).

1.2.3.1 Fluxograma do Processo Executivo de Muros de Contenção Acorados

Preparação e mobilização do canteiro de obras

- Instalação de tapumes, sinalização e dispositivos de segurança.
- Montagem de equipamentos de perfuração e injeção.
- Revisão do projeto executivo e das especificações técnicas.

Execução da cortina ou elemento frontal

- Escavação inicial em etapas (quando necessário).
- Cravação ou execução de estacas justapostas, estacas-prancha, paredes diafragma ou painéis de concreto armado moldados no local.
- Colocação de armações e concretagem.

Perfuração para instalação dos tirantes

- Perfuração inclinada segundo ângulo e comprimento livre previstos em projeto.
- Utilização de perfuratrizes adequadas ao tipo de solo ou rocha.
- Registro da profundidade e do diâmetro para controle de qualidade.

Instalação dos tirantes

- Inserção dos cabos, cordoalhas ou barras metálicas conforme especificações.
- Posicionamento do trecho livre e do bulbo de ancoragem na profundidade projetada.
- Proteção anticorrosiva das armaduras expostas e revestimento dos cabos.

Injeção do bulbo de ancoragem

- Aplicação de calda de cimento sob pressão controlada, visando preencher as fissuras do solo ou rocha e garantir aderência.
- Cura e período de espera para ganho de resistência.

Tensionamento e bloqueio

- Aplicação da carga inicial com macacos hidráulicos, conforme valores definidos em projeto.

- Medição e registro do alongamento do tirante.
- Bloqueio e fixação na cabeça de ancoragem.

Execução dos sistemas de drenagem

- Instalação de drenos horizontais profundos, tubos barbacã e camadas filtrantes.
- Conexão ao sistema de escoamento superficial.

Controle e ensaios

- Provas de carga nos tirantes (ensaio de recebimento e de qualificação).
- Monitoramento de deformações na cortina e tensão nos tirantes por instrumentação geotécnica (células de carga, inclinômetros, extensômetros).

Reaterro e acabamento

- Execução de reaterro controlado em camadas compactadas.
- Aplicação de revestimento ou proteção superficial (argamassa projetada, pintura ou revestimento estético).

1.2.4 Estruturas de solo reforçado

As estruturas de solo reforçado constituem soluções construtivas nas quais uma massa de solo compactado recebe, em seu interior, elementos de reforço com elevada resistência à tração, que aumentam sua estabilidade global e capacidade resistente.

A estabilização é obtida por meio da interação mecânica entre o solo e os reforços, onde o atrito e a aderência mobilizados ao longo do contato solo–reforço promovem a redistribuição dos esforços internos, reduzindo deformações e prevenindo rupturas por deslizamento ou colapso do maciço.

Os elementos de reforço incorporados ao solo podem variar em função das características do projeto e das solicitações previstas, incluindo:

Fitas metálicas – utilizadas em projetos que demandam alta resistência à tração, excelente durabilidade e vida útil prolongada, especialmente em obras de grande porte e com solicitações elevadas.

Grampos metálicos – empregados para aumentar a coesão e a rigidez do maciço, reduzindo deslocamentos e instabilidades superficiais. Podem ser instalados de forma contínua ou pontual, de acordo com o critério de projeto.

Geossintéticos – como geogrelhas biaxiais ou uniaxiais e geotêxteis de alta resistência, amplamente utilizados devido à sua flexibilidade, durabilidade, facilidade de transporte e elevada interação com o solo granular, favorecendo o confinamento e a melhoria do desempenho mecânico.

A principal vantagem desse sistema está na possibilidade de construir muros de grandes alturas (superiores a 30 metros, em casos especiais) com menor volume de concreto e menor dependência de fundações robustas, quando comparados a soluções convencionais de contenção rígida. Isso resulta em eficiência estrutural, otimização de recursos e menor impacto ambiental.

A face externa das estruturas de solo reforçado pode ser configurada de acordo com as exigências estéticas, funcionais e ambientais do projeto, não apresentando, muitas vezes, diferenças visuais significativas em relação a outros tipos de muros de gravidade. Os sistemas de faceamento mais comuns incluem:

Blocos articulados – elementos modulares que conferem flexibilidade à estrutura, facilitam a montagem e permitem rápida execução, sendo indicados para obras com cronogramas reduzidos (Figura 7).

Painéis pré-moldados – placas de concreto armado de alta precisão dimensional, que oferecem acabamento uniforme e elevado desempenho estético, além de permitir execução seriada em grandes empreendimentos.

Gabiões – módulos metálicos preenchidos com pedras britadas, que proporcionam excelente drenagem, elevada permeabilidade e integração paisagística, sendo indicados para áreas sujeitas a variações de nível d'água ou onde a drenagem seja crítica (Figura 8).

Concreto projetado – camada contínua de concreto aplicada sob pressão diretamente sobre a superfície do talude ou da estrutura, garantindo aderência, alta resistência mecânica e proteção imediata contra intempéries e erosão. Pode ser associado a telas metálicas para aumento da estabilidade superficial e controle de deslocamentos.

Faceamento com vegetação gramínea associada a tela – técnica que combina telas metálicas ou geossintéticas com a cobertura vegetal de gramíneas, promovendo proteção superficial contra erosão, integração paisagística e melhoria ambiental. Além de estabilizar a superfície, contribui para a retenção do solo e aumento da permeabilidade da encosta.

Os muros de solo reforçado têm aplicação consolidada em obras viárias (contenção de cortes rodoviários e ferroviários), estabilização de encostas, ampliação de plataformas industriais, construção de aterros confinados e recuperação de áreas degradadas.

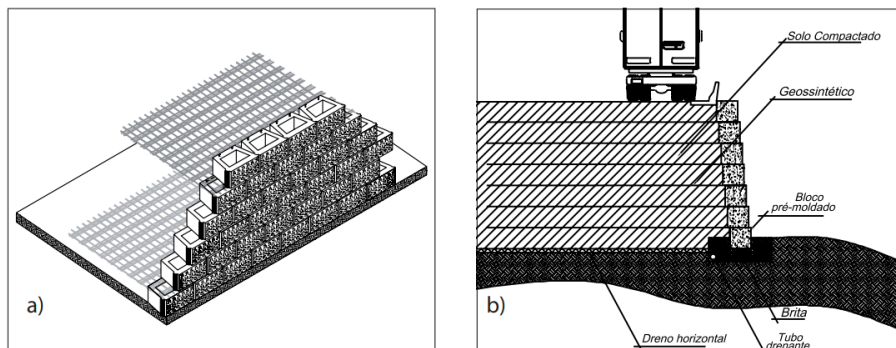
Sua versatilidade permite a adaptação a solos com diferentes propriedades, desde materiais granulares de alta resistência até solos com menor capacidade de suporte, desde que devidamente tratados e compactados.

Além disso, essa técnica proporciona execução mais rápida e econômica em comparação com muros de concreto armado moldados in loco, devido à menor necessidade de fôrmas e à possibilidade de uso de mão de obra e equipamentos menos especializados.

O emprego de geossintéticos de alta durabilidade contribui significativamente para a sustentabilidade, reduzindo o consumo de cimento e aço, possibilitando o aproveitamento do solo local como material de enchimento e minimizando o transporte de agregados.

Dessa forma, as estruturas de solo reforçado representam uma solução moderna, eficiente e sustentável para a contenção de taludes e encostas, combinando desempenho estrutural, economia de recursos e compatibilidade ambiental, sendo reconhecidas como uma das tecnologias mais relevantes da engenharia geotécnica contemporânea.

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



Fonte: Vertematti (2015).

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



Fonte: Os Autores.

1.2.5 Muros de contenção em gabiões

Os muros de contenção em gabião são dimensionados como estruturas do tipo gravidade, cuja estabilidade é assegurada predominantemente pelo peso próprio. Essa característica permite que suportem com eficiência os empuxos ativos e passivos do solo atuante.

Os gabiões são estruturas modulares constituídas por telas metálicas de malha hexagonal de dupla torção, produzidas em aço galvanizado de alta resistência e durabilidade. Seu preenchimento é feito com pedras britadas ou rachão, cuidadosamente selecionados e

acomodados de forma a assegurar estabilidade interna, adequada permeabilidade e bom desempenho estrutural.

A estrutura modular é amarrada e interligada por fios de aço galvanizado ou revestidos com liga Zn-Al, conferindo coerência estrutural, melhor distribuição dos esforços e resistência ao deslocamento relativo entre módulos. Essa configuração, aliada à flexibilidade das malhas, permite que a estrutura absorva recalques diferenciais e acomode deformações sem perda significativa de desempenho, o que a torna indicada para terrenos instáveis, áreas sujeitas a erosão e obras hidráulicas.

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

Alta permeabilidade

- Os vazios existentes entre os rachões permitem o livre escoamento da água, o que reduz ou até elimina a necessidade de sistemas de drenagem secundários, como drenos horizontais profundos e barbacãs.
- Essa característica é especialmente vantajosa em locais com lençol freático elevado ou sujeitos a forte infiltração, pois reduz o risco de aumento da pressão hidrostática, um dos principais fatores de instabilidade em muros de contenção convencionais de concreto armado.

Flexibilidade estrutural

- A malha de aço galvanizado de dupla torção, aliada ao arranjo granular interno, permite deformações localizadas sem perda de integridade estrutural. Essa flexibilidade é fundamental em solos sujeitos a recalques diferenciais, subsidência, vibrações de tráfego ou variações térmicas, evitando a formação de trincas estruturais.
- A capacidade de absorver deformações também é uma vantagem em regiões com atividade sísmica moderada.

Integração ambiental

- Ao longo do tempo, partículas finas presentes no escoamento superficial se depositam nos interstícios dos rachões, criando

um ambiente favorável ao crescimento de vegetação espontânea.

- Essa cobertura vegetal reduz o impacto visual da obra e contribui para o controle da erosão superficial.
- Em projetos de recuperação ambiental e engenharia baseada em soluções naturais, é possível incluir espécies vegetais selecionadas já na fase de execução, acelerando o processo de integração paisagística.

Execução simplificada

- A montagem dos gabiões requer ferramentas manuais simples, guindastes leves e compactadores portáteis, reduzindo o custo de mobilização.
- Como não há necessidade de formas, concretagem ou cura, o cronograma de obra é mais curto e menos dependente de condições climáticas favoráveis.
- É possível executar trechos em etapas curtas, adequando a obra à disponibilidade de recursos e ao avanço do cronograma geral.

Adaptação a terrenos irregulares

- Os módulos podem ser ajustados no canteiro, cortados ou moldados para acompanhar curvas, inclinações e desníveis do terreno, minimizando cortes e aterros. Essa característica é particularmente útil em obras de contenção em margens de rios sinuosos, taludes rodoviários com geometrias variáveis e contenções de pequeno porte em áreas urbanas.

Durabilidade e baixa manutenção

- O uso de fios galvanizados com revestimento de liga Zn-Al (galfan) ou revestimento polimérico aumenta significativamente a resistência à corrosão, garantindo vida útil superior a 50 anos em condições ambientais normais.
- Como a estrutura é aberta, não há risco de fissuração por retração ou dilatação térmica, como ocorre em estruturas de concreto.

- A manutenção normalmente se limita à reposição pontual de rachões deslocados por ação hidráulica intensa ou impactos mecânicos, ou recomposição de parte da tela metálica.

Uso de materiais locais

- A possibilidade de empregar rochas extraídas nas proximidades da obra reduz custos logísticos e emissões associadas ao transporte. Em obras de grande extensão, como contenção de rodovias, essa característica representa um ganho significativo em sustentabilidade e viabilidade econômica.
- Desde que atendam aos requisitos de resistência e durabilidade, diferentes tipos de rocha podem ser utilizados, incluindo basalto, granito, gnaisse ou calcário.

Sustentabilidade

- A execução demanda menor quantidade de cimento e aço em relação a muros de concreto armado, reduzindo a emissão de CO₂ associada à fabricação desses insumos.
- O uso de materiais reaproveitados, como resíduos de construção e demolição (RCD) beneficiados para preenchimento, contribui para a economia circular e minimiza o descarte de entulho.
- A integração com a vegetação favorece o equilíbrio ecológico, gera habitat para fauna local e reduz o impacto visual da obra.

A versatilidade e a simplicidade construtiva dos muros de gabião justificam sua ampla aplicação em obras de engenharia, incluindo contenções em áreas urbanas e rodoviárias, estabilização de margens de rios e córregos, controle de processos erosivos e reforço de taludes naturais ou artificiais (Figuras 9 e 10).

Sua montagem, predominantemente a seco, utilizando enrocamento selecionado e posicionados manualmente no interior das gaiolas metálicas, reduz a dependência de insumos de alto impacto ambiental, como cimento e aço estrutural.

Essa característica, associada à facilidade de execução e à possibilidade de uso de materiais pétreos locais, contribui significativamente para a redução da pegada de carbono durante a

obra, tornando os muros de gabião uma alternativa mais sustentável em comparação com métodos tradicionais de contenção em concreto armado ou ciclópico.

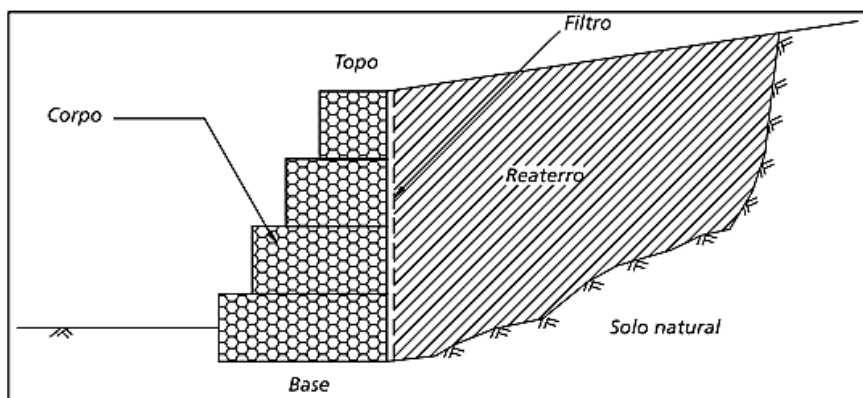
Do ponto de vista ambiental, os muros de gabião favorecem a interação com o meio natural, uma vez que a elevada permeabilidade e os vazios entre as rochas permitem a passagem de sedimentos e o crescimento de vegetação espontânea ou planejada.

Esse processo contribui para a integração paisagística, melhora a estabilidade superficial do maciço e auxilia na estabilização ecológica da área onde são implantados, reduzindo a velocidade de escoamento superficial e mitigando processos erosivos.

Em termos de desempenho, essa solução alia alta capacidade drenante (essencial para o controle da pressão hidrostática) a uma eficiência estrutural comprovada, decorrente da combinação entre peso próprio e flexibilidade, que permite acomodar recalques diferenciais sem perda de estabilidade.

Dessa forma, os muros de contenção em gabião configuram-se como uma solução eficiente, econômica e ambientalmente sustentável, amplamente recomendada para projetos que demandem estabilidade estrutural, baixo impacto ambiental e elevada durabilidade, especialmente em contextos que exigem drenagem eficiente, integração paisagística e manutenção simplificada.

Figura 9. Seção esquemática de um muro a gravidade com gabião.



Fonte: Barros (2008).

Figura 10. Muro de contenção em gabião.



Fonte: Os Autores

O Quadro 1 a seguir traz um comparativo entre as alternativas de solução discutidas neste item:

Quadro 1. Comparativo entre diversos tipos de contenção.

Critério	Muros de Gabião (Gravidade)	Muros de Gravidade em Concreto Ciclópico	Muros de Flexão (Concreto Armado)
Princípio estrutural	Peso próprio + permeabilidade do núcleo pétreo	Peso próprio da estrutura maciça de concreto com blocos rochosos	Resistência por flexão e rigidez do fuste transmitindo esforços à fundação
Materiais principais	Malha metálica galvanizada (dupla torção) + pedras britadas ou rachão	Concreto simples com inclusão de blocos rochosos (matacões)	Concreto armado com armaduras longitudinais e transversais
Resistência à pressão hidrostática	Elevada (altamente permeável, dispensa drenagem adicional)	Média (exige drenos barbacã e camadas drenantes)	Baixa (exige sistema de drenagem eficiente)

Flexibilidade estrutural	Alta (acomoda recalques diferenciais e deformações)	Baixa (estrutura rígida, suscetível a fissuras)	Baixa a média (estrutura rígida, fissuração controlada pelas armaduras)
Durabilidade	Alta, se especificada com galvanização pesada ou Zn-Al e correta manutenção	Alta, dependente da qualidade do concreto e proteção contra infiltração	Alta, condicionada à manutenção das armaduras contra corrosão
Velocidade de execução	Alta (montagem modular e sem cura)	Média (demanda concretagem e cura)	Média a baixa (fôrmas, concretagem e cura)
Necessidade de fundação robusta	Baixa (boa adaptação a solos de menor capacidade de suporte)	Média (necessita base estável para evitar recalques diferenciais)	Alta (necessita fundação rígida para limitar deslocamentos)
Altura máxima recomendada	Até ~8–10 m (maiores alturas exigem reforços ou patamares)	Até ~10–12 m	Pode superar 12 m com contrafortes e fundação adequada
Custo relativo	Baixo a médio (especialmente se usar pedra local)	Médio	Alto
Integração ambiental	Alta (permite vegetação natural e estética rústica)	Baixa (aspecto massivo de concreto)	Média (pode receber revestimento estético)
Aplicações típicas	Margens de rios, rodovias, ferrovias, contenções de taludes, obras de recuperação ambiental	Obras de infraestrutura pesada, barragens de pequeno porte, contenção de cortes profundos	Obras urbanas com pouco espaço para base, contenções em cortes verticais, rodovias e ferrovias
Principais limitações	Altura limitada, risco de corrosão da malha se não protegida	Elevado peso e necessidade de manuseio de grandes volumes de concreto e pedra	Custo elevado, necessidade de drenagem eficiente, maior demanda de manutenção

Fonte: Os Autores.

CAPÍTULO 2 - Gabiões

2.1 Aspectos Técnicos e Comportamento Mecânico

Os gabiões, compostos por módulos prismáticos formados por caixas de malha metálica preenchidas com material pétreo, são soluções amplamente empregadas em diferentes áreas da engenharia civil, incluindo contenção de encostas, controle de erosão e obras hidráulicas.

Sua popularidade decorre da combinação de flexibilidade estrutural, permeabilidade, durabilidade e viabilidade econômica, características que os tornam competitivos frente a métodos convencionais de contenção.

Contudo, o dimensionamento seguro dessas estruturas exige compreensão aprofundada de seu comportamento mecânico sob diferentes condições de carregamento, considerando simultaneamente aspectos estruturais, geotécnicos e hidráulicos.

O desempenho de um gabião depende da interação entre a malha metálica, o material de enchimento e o solo de fundação. A resistência à tração do aço, o preenchimento adequado, a ductilidade e a durabilidade da malha definem a robustez do módulo, sendo influenciadas pelo tipo de fio (aço galvanizado, Zn–Al ou revestido com polímeros), pelo diâmetro nominal e pela abertura das malhas.

Esses parâmetros afetam diretamente o comportamento estrutural, a resistência à corrosão e a vida útil. Já o material de enchimento, composto por agregados pétreos de origem natural, deve apresentar alta resistência à abrasão e à compressão, granulometria compatível com a abertura da malha e forma predominantemente angular, de modo a maximizar o travamento interno e o atrito interpartículas, garantindo maior estabilidade ao conjunto. É fundamental que as rochas utilizadas não sejam friáveis, a fim de evitar a degradação prematura do material e assegurar a durabilidade da estrutura.

A geometria da estrutura, incluindo altura, largura da base, inclinação do paramento e relação altura–espessura, exerce papel

determinante na distribuição de tensões e na capacidade de carga, influenciando diretamente a estabilidade global.

Geometrias estáveis evitam mecanismos de instabilidade como deslizamento e tombamento, especialmente sob a ação de empuxos ativos e passivos e sobrecargas. As condições de carregamento também são decisivas: a magnitude e a direção das forças atuantes, a presença de sobrecargas próximas ao topo da contenção e a ação de fluxos d'água superficiais ou subterrâneos podem alterar significativamente o comportamento da estrutura e seu fator de segurança.

Entre os modos de falha mais comuns em gabiões, destacam-se a ruptura da malha metálica, que pode ser causada por tensões acima da resistência do fio, corrosão ou abrasão; o cisalhamento interno do enchimento, associado a atrito insuficiente ou granulometria inadequada (ou a utilização de rochas friáveis); o tombamento por insuficiência da base em resistir ao momento gerado pelo empuxo; a erosão interna (piping), resultante de fluxos concentrados que arrastam partículas do enchimento; e a erosão da fundação, particularmente crítica em obras hidráulicas, onde a escavação hidráulica pode comprometer a estabilidade global.

A análise do comportamento mecânico dos gabiões pode ser conduzida por métodos teóricos, que utilizam modelos matemáticos para prever deslocamentos e tensões a partir das propriedades da malha, do enchimento e da geometria; por ensaios laboratoriais, que permitem avaliar a resistência global, a deformabilidade e a permeabilidade sob condições controladas; e por monitoramento em campo, com instrumentação geotécnica para medir deformações, recalques e desempenho hidráulico em condições reais de serviço, possibilitando ajustes de projeto e estratégias de manutenção preventiva.

Essas estruturas são aplicadas com eficiência em múltiplos contextos: na contenção de encostas, mitigando movimentos de massa e estabilizando taludes íngremes; na proteção contra erosão em margens de rios, canais e córregos, reduzindo o desgaste provocado por correntes; em obras hidráulicas, como diques, canais de irrigação, dissipadores de energia e muros de proteção contra inundações; e

como fundações especiais para pontes, passarelas e edificações em solos de baixa capacidade de suporte.

Sua execução é relativamente simples e envolve a montagem das gaiolas, o posicionamento no local, a interligação dos módulos com fios de amarração, a colocação de geotêxteis filtrantes quando necessário, o preenchimento com pedras selecionadas e compactadas manualmente e o fechamento final das tampas.

A possibilidade de empregar material pétreo local, aliada à elevada durabilidade e à permeabilidade natural, confere aos gabiões um baixo impacto ambiental e reduz a necessidade de sistemas de drenagem complementares.

Essas características, combinadas ao bom desempenho estrutural e à adaptabilidade a diferentes condições geotécnicas e hidráulicas, fazem dos gabiões uma das soluções mais eficientes, sustentáveis e economicamente viáveis para contenção de solos, estabilização de encostas, revestimento de canais e obras hidráulicas de pequeno a grande porte.

2.2. Histórico e evolução dos gabiões

Diante da variedade de aplicações e da eficácia comprovada em diferentes condições geotécnicas e hidráulicas, torna-se relevante compreender a origem e evolução histórica dos gabiões, bem como os processos construtivos que consolidaram seu uso em escala internacional e, posteriormente, em território brasileiro.

A palavra gabião tem origem no italiano gabbione, que significa “gaiola grande”, derivado do termo gabbia (Agostini et al., 1981). Todavia, o conceito de estruturas semelhantes a gaiolas ou cestos para fins estruturais é muito anterior ao desenvolvimento industrial moderno, remontando a diversas civilizações da Antiguidade.

Há registros históricos de que os egípcios utilizaram cestos preenchidos com pedras para proteger margens do Rio Nilo contra processos erosivos e inundações sazonais. De forma análoga, povos indígenas do atual território peruano confeccionavam cestos entrelaçados com fibras vegetais, utilizados na construção de diques e

na contenção de cheias, configurando uma aplicação rudimentar do princípio estrutural hoje empregado nos gabiões (Santos Júnior, 2018).

Segundo Santos Júnior (2018), o uso dessas estruturas não se restringiu à América do Sul e ao norte da África. Há relatos de que Leonardo da Vinci empregou cestas preenchidas com solo como parte da fundação da Igreja de San Marco, em Milão, Itália, demonstrando sua viabilidade em aplicações de engenharia civil já no Renascimento.

Em outro contexto, os gabiões tiveram relevância militar entre os séculos XVI e XIX, sendo utilizados como barreiras de proteção contra disparos e explosões, bem como para a construção de barricadas e trincheiras. Durante a Guerra Civil Americana e em conflitos europeus, eram frequentemente usados para proteger posições de artilharia (Figura 11).

O final do século XIX marcou um avanço expressivo na tecnologia dos gabiões. Oficinas de serralheria na Europa passaram a produzir gaiolas metálicas em aço, substituindo as fibras vegetais e aumentando consideravelmente a resistência e a durabilidade.

Os primeiros gabiões metálicos foram aplicados na proteção das margens do Rio Reno, na Itália (Figura 12), como resposta aos danos causados por cheias e processos erosivos fluviais. Nessa fase, predominava o formato cilíndrico tipo “saco”, que oferecia boa adaptabilidade às irregularidades do terreno e representava uma inovação no controle da erosão hídrica (Santos Júnior, 2018).

Antes da Segunda Guerra Mundial, os gabiões passaram por transformações estruturais decisivas. A malha metálica originalmente confeccionada com trançado romboidal, deu lugar à malha hexagonal de dupla torção, disposta em formato prismático tipo caixa. Essa alteração aumentou a robustez estrutural, melhorou a distribuição das tensões e permitiu a produção industrial em maior escala.

Já na década de 1950, outro marco tecnológico ocorreu com a introdução do revestimento polimérico em PVC sobre o arame galvanizado, proporcionando proteção adicional contra corrosão e abrasão, o que ampliou a durabilidade da estrutura em ambientes agressivos, como áreas marinhas, margens de rios com sedimentos abrasivos e canais sujeitos a variações de nível d’água.

Atualmente, a fabricação dos gabiões segue rigorosos critérios técnicos, regulamentados no Brasil pela ABNT NBR 8964:2013 –

Arames de aço de baixo teor de carbono revestidos, para gabiões e demais produtos fabricados com malha de dupla torção.

Essa norma estabelece requisitos relativos ao material do arame, ao diâmetro (normalmente 2,4 mm para fios estruturais, podendo variar conforme a aplicação), à zincagem pesada, às características geométricas da malha hexagonal e à aderência do revestimento polimérico, quando especificado.

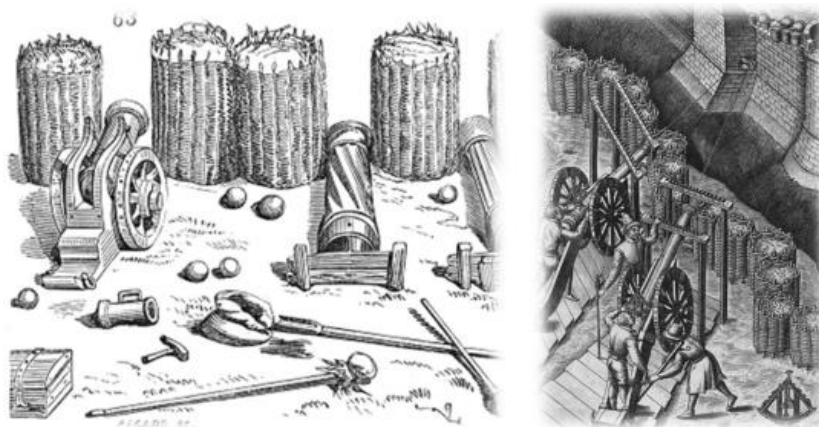
A norma também define as tipologias geométricas dos gabiões, que podem ser cilíndricos, prismáticos ou do tipo colchão, este último com pequena altura e grande área superficial, voltado para proteção de leitos de rios e taludes submersos.

A seleção entre arames apenas galvanizados ou galvanizados com revestimento em PVC depende da agressividade ambiental, sendo recomendada a segunda opção para ambientes com alta umidade, presença de sais ou abrasão intensa. Em obras hidráulicas críticas, como diques e canais de alta energia hidráulica, podem ser especificados fios com revestimento triplo (galvanização, liga Zn–Al e PVC) para maximizar a durabilidade.

Graças à evolução tecnológica, os gabiões consolidaram-se como uma solução eficiente, versátil e sustentável para a engenharia geotécnica e hidráulica, aplicando-se em contenção de encostas, estabilização de margens de rios, proteção contra erosão, reforço de taludes e revestimento de canais.

Sua flexibilidade estrutural permite acomodar recalques diferenciais sem perda de desempenho, enquanto a permeabilidade intrínseca assegura o alívio da pressão hidrostática, dispensando sistemas de drenagem adicionais. Aliando alto desempenho estrutural, baixo impacto ambiental e longevidade, os gabiões continuam sendo, mais de um século após sua industrialização, uma das soluções construtivas mais empregadas e confiáveis na engenharia civil contemporânea.

Figura 11. Ilustrações do uso de cestas para fins militares.



Fonte: Santos Junior (2018).

Figura 12. Contenção das margens do Rio Nilo no norte da Itália.



Fonte: Agostini et al. (1981).

2.3 Gabiões – Uso e Aplicabilidade nas Cidades

No contexto urbano, os gabiões são empregados em uma ampla gama de aplicações, que incluem contenção de taludes em áreas de expansão viária, proteção de margens de canais e córregos urbanos, estabilização de encostas em áreas de risco, construção de muros de arrimo, dissipadores de energia em sistemas de drenagem pluvial, e revestimento de galerias e bueiros.

Além de suas funções estruturais e hidráulicas, os gabiões apresentam vantagens construtivas que favorecem sua adoção em obras públicas. A montagem é relativamente simples, não exigindo mão de obra altamente especializada, e permite o uso de materiais pétreos locais, reduzindo custos logísticos e a pegada de carbono da obra.

Do ponto de vista ambiental e paisagístico, os gabiões permitem a integração com a vegetação local, favorecendo o desenvolvimento de cobertura verde entre os vazios do material de enchimento. Essa característica contribui não apenas para a estabilização ecológica, mas também para a melhoria estética das áreas urbanas, aspecto cada vez mais valorizado em projetos de requalificação e revitalização urbana.

Nas obras públicas, a escolha por soluções de gabiões também está associada à sua durabilidade, sobretudo quando fabricados conforme as especificações da ABNT NBR 8964 e com revestimentos poliméricos anticorrosivos adequados às condições ambientais. Essa robustez, aliada ao baixo custo de manutenção, resulta em ciclos de vida mais longos e menor gasto público ao longo do tempo.

Os gabiões utilizam uma tecnologia construtiva simples, porém de elevada eficiência, caracterizada pela flexibilidade estrutural, viabilidade econômica e benefícios ambientais significativos.

Atualmente, são amplamente reconhecidos como solução padrão em engenharia civil no mundo todo, sendo empregados em diferentes contextos, desde obras de grande porte, como barragens, muros de contenção e canais, até intervenções de menor escala, como projetos de paisagismo e arquitetura urbana. Sua aplicação é recorrente no controle de inundações, na regulação do transporte de sedimentos, na restauração de bacias hidrográficas, na estabilização de encostas e na proteção de margens de rios (Alsubih, 2023).

Além de sua função estrutural, os gabiões têm conquistado espaço em projetos arquitetônicos e paisagísticos devido à sua estética diferenciada e capacidade de integração com o ambiente. Em projetos de jardins e espaços urbanos, são frequentemente utilizados em módulos de menor dimensão, preenchidos com materiais selecionados não apenas pela resistência mecânica, mas também pelo valor visual.

Essa flexibilidade possibilita a criação de muros verdes e fachadas vegetadas, combinando a robustez e durabilidade da estrutura com benefícios ambientais, como o aumento da biodiversidade, a melhoria microclimática e a absorção de poluentes atmosféricos (Da Silva, 2018).

Em termos de desempenho estrutural, os gabiões apresentam elevada resistência à ação hidráulica, suportando variações bruscas de nível d'água e impactos localizados. Essa característica, aliada à permeabilidade inerente à sua constituição, os torna altamente eficientes no alívio de pressões hidrostáticas e na drenagem natural de maciços de solo.

Estudos internacionais reforçam sua resiliência, como o trabalho de Nakazawa et al. (2019) que destaca a manutenção da integridade de gabiões submetidos a eventos sísmicos de elevada magnitude, mesmo com deformações aceitáveis. Essa capacidade de deformação controlada, sem perda significativa de funcionalidade, é um diferencial em regiões sujeitas a movimentações do terreno.

No Nepal, por exemplo, a tecnologia de gabiões é aplicada desde a década de 1970, na rodovia Dharan–Pakhribash, sendo um marco inicial de sua utilização. Nessas regiões, os gabiões se destacam como solução de baixo custo, com possibilidade de utilização de materiais pétreos locais, minimizando a necessidade de transporte e reduzindo o impacto ambiental. São amplamente utilizados em obras de proteção contra erosão e controle de cheias, especialmente em áreas de difícil acesso (Shimomura, 2016).

No Brasil, os gabiões têm desempenhado papel relevante em obras de infraestrutura e proteção ambiental. No Paraná, conforme Oliveira (2003), foram aplicados na recuperação emergencial de um trecho do gasoduto Bolívia–Brasil, exposto devido a erosão regressiva no reservatório de Voçoroca.

A solução envolveu o uso de gabiões para ancoragem e confinamento do material sob o duto, bem como para a construção de degraus dissipadores de energia, permitindo a execução da obra sem necessidade de desvios ou ensecamentos, mesmo em ambiente de difícil intervenção. Essa aplicação evidenciou a capacidade da técnica de atender a demandas urgentes com rapidez e segurança, reduzindo riscos operacionais.

Outro caso relevante é descrito por Paschoalin Filho et al. (2020) no município de Porto Feliz/SP, durante a crise hídrica de 2015. A construção emergencial de uma barragem em gabiões foi escolhida em detrimento de soluções convencionais, como barragens de terra compactada, devido à rapidez construtiva, menor demanda por mão de

obra especializada e disponibilidade imediata de materiais. O resultado foi a entrega de uma estrutura funcional em tempo hábil para garantir o abastecimento público.

Em áreas urbanas, os gabiões também desempenham papel essencial na segurança de obras viárias. Em Goiânia/GO, foram aplicados na contenção lateral da canalização da marginal Botafogo, associada à construção de um viaduto na região sul da cidade. Conforme Júnior (2016), a solução apresentou elevada eficiência no suporte ao empuxo de aterros e cargas veiculares crescentes, adaptando-se às variações geotécnicas locais e dissipando tensões internas, reduzindo significativamente o risco de instabilização por deslizamento ou tombamento.

Em síntese, a versatilidade, a eficiência mecânica e os benefícios ambientais dos gabiões consolidam essa tecnologia como uma das alternativas mais robustas e sustentáveis da engenharia geotécnica e hidráulica contemporânea. Sua aplicação abrange desde soluções emergenciais até projetos permanentes de grande porte, mantendo um equilíbrio entre desempenho estrutural, rapidez construtiva e integração com o meio ambiente.

A experiência acumulada em diferentes contextos demonstra que os gabiões são uma solução competitiva para o setor público, combinando rapidez de execução, eficiência técnica e benefícios ambientais. Sua aplicação pode ser ampliada para:

- Projetos de macrodrenagem em áreas urbanas críticas;
- Contenção e proteção de encostas em áreas de risco geotécnico;
- Obras emergenciais pós-desastre, onde a rapidez construtiva é determinante;
- Integração paisagística em parques urbanos, áreas de lazer e margens de cursos d'água;
- Infraestrutura de transporte, como reforço de aterros em rodovias e ferrovias.

Dessa forma, os gabiões representam não apenas uma solução técnica consolidada para a infraestrutura urbana, mas também um

recurso estratégico para políticas públicas que visem eficiência construtiva, sustentabilidade e integração com o meio ambiente.

Sua adoção em projetos municipais e estaduais pode contribuir para a redução de custos, a melhoria da segurança geotécnica e hidráulica, e a criação de espaços urbanos mais resilientes e harmoniosos, alinhados aos princípios de desenvolvimento sustentável e cidades inteligentes.

2.4 Utilização do Gabião em Obras de Contenção

A execução de um muro de contenção em gabião deve seguir critérios técnicos rigorosos, garantindo estabilidade global e integridade estrutural frente aos esforços horizontais e às condições geotécnicas do local.

O paramento externo, voltado para a face exposta, deve apresentar inclinação entre 6° e 8° em relação ao plano vertical, reduzindo o empuxo ativo, aumentando a resistência ao tombamento e favorecendo a integração com o terreno. A base do muro deve ser mais larga que o topo, normalmente entre $0,5H$ e $0,7H$ (sendo H a altura total), assegurando seção resistente capaz de suportar momentos de tombamento e forças de cisalhamento na interface com a fundação.

A fundação deve ser executada sobre solo competente, devidamente regularizado e compactado, com profundidade mínima de embutimento equivalente a um terço da altura da primeira fiada ou, no mínimo, 0,50 m abaixo da cota final do terreno. Em situações sujeitas à ação hidráulica, como margens de rios e canais, é indispensável proteger a base com colchões Reno ou enrocamentos para prevenir o socavamento.

As gaiolas prismáticas são dispostas em fiadas horizontais, com juntas verticais desencontradas entre as camadas para evitar linhas de fraqueza. A solidarização entre módulos deve ser feita com fios de amarração de mesmo diâmetro e resistência da malha, conforme ABNT NBR 8964, com espaçamento máximo de 30 cm nos pontos de contato.

Em muros com altura superior a 2 m, devem-se instalar diafragmas internos a cada 1 m no sentido longitudinal, prevenindo o abaulamento das faces. Em estruturas acima de 4–5 m ou com elevadas

sobrecargas, recomenda-se a utilização de tirantes passivos ou ativos ancorados no maciço, conectados às gaiolas por chapas ou dispositivos específicos, ampliando a estabilidade global.

O preenchimento deve ser feito com blocos de rocha de alta resistência (granito, basalto ou gnaiss), preferencialmente angulares para maximizar o travamento mecânico. O diâmetro mínimo das rochas deve ser 1,5 vezes superior à abertura da malha (por exemplo, > 100 mm para malha 60×80 mm), evitando a perda de material. As rochas da face externa devem ser posicionadas manualmente para garantir acabamento uniforme e estabilidade; o núcleo pode ser preenchido com blocos menores, respeitando a granulometria mínima para assegurar porosidade e drenagem.

Na interface entre o tardo do gabião e o solo contido, deve-se aplicar geotêxtil não tecido, para a função de evitar o arraste de finos pelo fluxo de água e prevenindo erosão interna (piping). Essa manta deve cobrir toda a face de contato, incluindo a base, especialmente em solos arenosos ou sujeitos a variações do lençol freático.

Os esforços que usualmente solicitam o muro contenção em gabião incluem:

Empuxo ativo do solo: corresponde à resultante das tensões horizontais ativas exercidas pelo maciço terroso sobre o paramento do muro, resultante da combinação entre o peso específico, a coesão e o ângulo de atrito interno do solo, bem como da inclinação do talude e das condições de sobrecarga. No caso de muros de gabião, essa solicitação tende a ser dissipada de forma mais eficiente devido à permeabilidade da estrutura, que reduz a sobrepressão hidrostática, e à flexibilidade dos módulos, que permite pequenos deslocamentos e acomodações sem comprometer a estabilidade global.

Empuxo passivo: consiste na resultante das tensões horizontais passivas, correspondendo à resistência mobilizada pelo solo situado à frente da base do muro, resultante da reação contrária ao deslocamento da estrutura. Esse efeito atua como um contraforça estabilizadora, aumentando a segurança contra o deslizamento. Entretanto, nos cálculos de dimensionamento, o empuxo passivo é geralmente considerado de forma parcial, devido às incertezas quanto à sua plena mobilização em situações reais. Nos muros de gabião, essa

contribuição deve ser analisada com cautela, levando em conta a permeabilidade da estrutura e as possíveis variações nas condições de apoio do terreno frontal.

Sobrecargas no topo do maciço e/ou da contenção: são as ações adicionais aplicadas na superfície do terreno imediatamente acima do paramento do muro, provenientes de tráfego de veículos, fundações de edificações, acúmulo de materiais, movimentação de equipamentos ou quaisquer cargas temporárias ou permanentes. Essas solicitações aumentam o empuxo ativo atuante sobre a estrutura, podendo gerar acréscimos significativos nas pressões horizontais.

Forças de impacto: decorrem da ação dinâmica de detritos transportados por enxurradas, quedas de blocos rochosos, veículos ou equipamentos em movimento, incidindo de forma súbita sobre a estrutura. Diferentemente das cargas estáticas, essas solicitações apresentam caráter transitório e concentrado, podendo gerar acréscimos localizados de tensão. Nos muros de gabião, a flexibilidade da malha metálica e a capacidade de absorção de energia pelo conjunto rocha–tela conferem desempenho diferenciado em relação a estruturas rígidas, permitindo maior dissipação do impacto e reduzindo o risco de ruptura frágil.

Peso próprio: corresponde à força estabilizadora decorrente da massa da estrutura, atuando de forma a resistir ao empuxo ativo e às demais solicitações horizontais. Nos muros de gabião, essa contribuição é particularmente significativa, uma vez que o preenchimento com enrocamento de elevada densidade confere grande peso à estrutura, garantindo estabilidade por gravidade. Além disso, a distribuição modular dos gabiões favorece o ajuste ao terreno e a dissipação de esforços, aumentando a segurança global contra deslizamentos e tombamentos.

O dimensionamento das estruturas em gabião deve verificar a segurança contra tombamento, deslizamento, ruptura interna e capacidade de carga da fundação, além de considerar recalques diferenciais. Embora os gabiões apresentem boa tolerância a deformações devido à sua flexibilidade, a execução correta da

solidarização, do preenchimento e do sistema de drenagem é determinante para o desempenho e a durabilidade da estrutura.

Assim, os muros de contenção em gabião representam uma alternativa técnica robusta, adaptável e sustentável para diferentes contextos de engenharia, desde obras de infraestrutura urbana até intervenções hidráulicas e de estabilização de taludes.

Quando projetados e executados de acordo com critérios normativos e boas práticas construtivas, oferecem elevada durabilidade, excelente desempenho hidráulico e resistência mecânica adequada para suportar os esforços atuantes, aliando eficiência estrutural a benefícios ambientais e econômicos.

Essa combinação de características consolida os gabiões como uma solução amplamente recomendada para contenções que exijam segurança, funcionalidade e integração harmônica com o meio.

2.5. Tipologia dos Gabiões

2.5.1 Gabião Saco

O gabião tipo saco é confeccionado a partir de um único pano de tela metálica em malha hexagonal de dupla torção, geralmente fabricada em aço galvanizado ou galvanizado revestido com PVC para maior resistência à corrosão, especialmente em ambientes úmidos ou submersos.

O pano, de formato retangular, é enrolado durante a montagem para assumir uma forma cilíndrica, unindo-se as extremidades longitudinais por amarração com fio de arame de mesmo diâmetro e resistência mecânica da malha, conforme especificações da ABNT NBR 8964.

As extremidades do cilindro (bocas) são fechadas por costura contínua com arame, garantindo contenção segura do material de preenchimento (Figura 13).

O preenchimento é realizado com rochas de alta resistência mecânica, geralmente graníticas, basálticas ou gnáissicas, com diâmetro mínimo superior a 1,5 vezes a abertura da malha para evitar extravasamento. A disposição das pedras deve favorecer o travamento interno e a porosidade, permitindo livre passagem da água e reduzindo pressões hidrostáticas.

Os gabiões tipo saco são amplamente empregados como elementos de fundação e proteção de base em muros de gabião tipo caixa e outras estruturas de contenção. São particularmente recomendados em obras hidráulicas para estabilização de leitos de rios, canais e margens, sobretudo em locais onde não seja viável o desvio ou rebaixamento do nível da água, como em intervenções emergenciais ou em cursos d'água perenes.

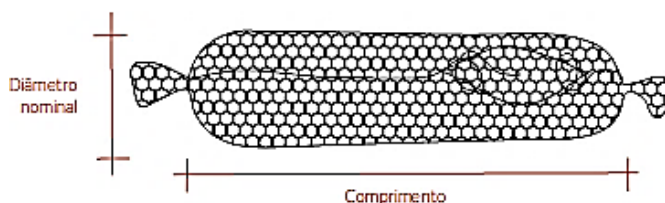
Sua configuração cilíndrica e flexível possibilita excelente adaptação a superfícies irregulares, além de elevada resistência ao arraste por correntes e impactos provenientes de detritos transportados pela água.

Em projetos hidráulicos, o uso de gabiões tipo saco é frequente na execução de muros de contenção submersos, proteção de taludes submersos, dissipadores de energia e reforço de fundações sujeitas a socavamento (erosão localizada na base da fundação).

Quando empregados como fundação de muros de gabião em cursos d'água, são geralmente dispostos em uma ou mais camadas, garantindo maior largura de base e, conseqüentemente, incremento da estabilidade global da estrutura.

Para maximizar sua vida útil e resistência a processos erosivos, recomenda-se a execução de um colchão de regularização ou a colocação de manta geotêxtil sob os sacos, prevenindo a erosão interna (piping) e a perda de material de suporte. Na figura 13 são apresentadas dimensões usuais de gabiões tipo saco:

Figura 13. Geometria do gabião saco e suas dimensões.



Comprimento (m)	Diâmetro nominal (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

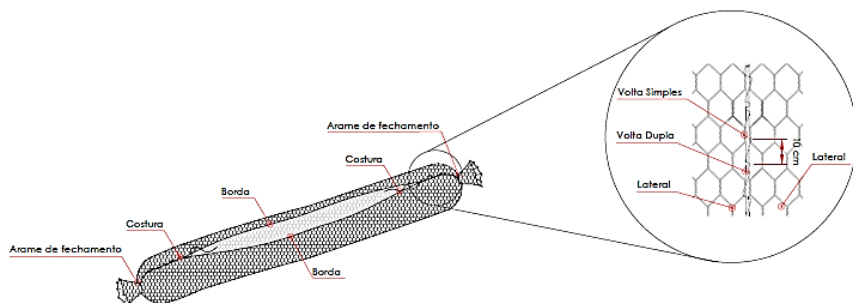
Fonte: Belgo Arames (2019).

O gabião tipo saco é fornecido em fardos, e sua montagem tem início com a abertura do pano metálico sobre uma superfície firme e nivelada, garantindo que a malha fique bem esticada. Para isso, é comum utilizar os pés como apoio, de modo a corrigir pequenas irregularidades da tela.

Na etapa seguinte, o pano é enrolado até adquirir o formato cilíndrico, permanecendo aberto nas duas extremidades. O fechamento das bordas longitudinais é feito com arame de amarração, aplicado a cada 30 cm, alternando voltas simples e duplas em cada malha para aumentar a firmeza da união.

Por fim, o mesmo procedimento de costura é repetido nas extremidades, até que a peça esteja totalmente formada. O resultado é um cilindro alongado, cuja aparência final se assemelha a um charuto, pronto para ser posicionado e preenchido com pedras no local da obra.

Figura 14. Detalhamento da costura e formato da peça.



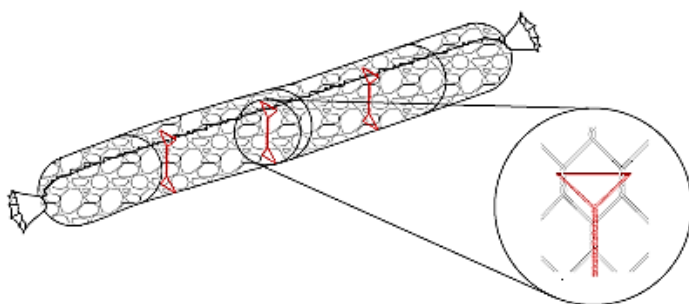
Fonte: Belgo Arames (2019).

Os tirantes devem ser confeccionados e posicionados na peça a cada 1 metro de comprimento. Esses elementos podem ser dispostos de forma diametral ou perimetral, utilizando arame de amarração, e têm como principal função controlar deformações excessivas durante o processo de enchimento, içamento e instalação do gabião (Figura 15).

Quanto ao enchimento, os critérios de dimensionamento e seleção das rochas seguem os mesmos princípios aplicados aos gabiões tipo caixa: utilização de agregados com resistência adequada, granulometria compatível com a abertura da malha e forma angular para favorecer o travamento interno.

Contudo, em razão do formato cilíndrico da estrutura, o enchimento deve ser realizado das extremidades em direção ao centro, de modo a assegurar uma distribuição uniforme do material e evitar a formação de vazios que possam comprometer a estabilidade e a durabilidade da peça.

Figura 15. Detalhamento dos tirantes.



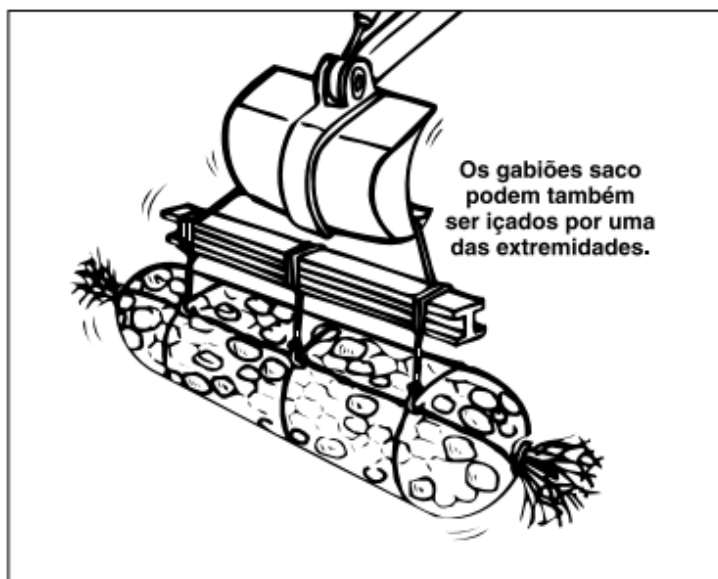
Fonte: Belgo Arames (2019).

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, que possibilite a conexão de cabos ou correntes para o içamento seguro da peça. Esse recurso contribui para a distribuição uniforme das tensões geradas pelo peso próprio do gabião, minimizando o risco de deformações excessivas durante o manuseio e a movimentação (Figura 16).

Outro aspecto relevante na execução dos gabiões tipo saco é que, diferentemente de outras tipologias, não há necessidade de amarração direta entre as unidades. No entanto, é essencial que sejam posicionadas de maneira justa, lado a lado, sem deixar vazios entre as peças, garantindo a continuidade da massa de contenção, o aumento da estabilidade global e um desempenho estrutural mais eficiente.

Figura 16. Detalhamento de içamento do gabião saco.



Fonte: Barros (2008).

2.5.2 Gabião Colchão

O gabião tipo colchão é uma estrutura flexível em formato paralelepípedo de pequena altura, confeccionada com malha hexagonal de dupla torção, geralmente com abertura de 6×8 cm. Essa malha compõe a base, as paredes laterais e as extremidades, conferindo resistência mecânica e estabilidade dimensional à peça.

Ao longo do seu comprimento, o colchão é subdividido em células internas por meio de diafragmas instalados a cada metro, fixados à estrutura principal com arames em espiral contínua. Essa subdivisão evita o deslocamento do material de preenchimento e assegura a uniformidade da espessura.

Diferentemente dos gabiões tipo caixa, nesse modelo a tampa é fabricada separadamente e somente é fixada após o preenchimento completo das células, garantindo melhor acabamento e maior estabilidade ao conjunto.

As dimensões dos colchões de gabião seguem padrões de fabricação, apresentando comprimentos e larguras variáveis, mas sempre com altura reduzida — geralmente entre 0,17 m e 0,30 m. Essa

característica os torna adequados para aplicação em áreas de baixo perfil estrutural.

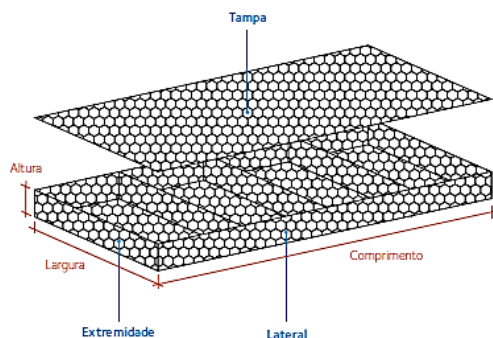
Sua principal utilização ocorre em obras hidráulicas, como o revestimento de canais e leitos de rios, onde atuam como proteção contra erosão, absorvendo e dissipando a energia da água. Também são empregados na estabilização e proteção de margens, encostas e taludes sujeitos ao escoamento superficial, reduzindo o desgaste do solo e prevenindo processos erosivos.

Graças à sua flexibilidade, os colchões de gabião se adaptam às irregularidades do terreno e permitem recalques diferenciais sem perda significativa de desempenho. O preenchimento deve ser feito com pedras de alta resistência, com granulometria compatível com a abertura da malha. Para garantir acabamento uniforme e eficiente travamento, as faces externas devem ser preenchidas manualmente com blocos maiores, enquanto o interior pode receber pedras de menor dimensão. Em áreas com fluxos mais intensos, recomenda-se a instalação de uma manta geotêxtil não tecida sob a base, a fim de prevenir erosão interna (piping) e perda do material de suporte.

No dimensionamento hidráulico, devem ser verificadas as condições de estabilidade frente às forças de arraste e de levantamento geradas pelo fluxo. Para velocidades baixas a moderadas (até 3 m/s), colchões de 0,17 m de altura podem ser suficientes. Já para velocidades mais elevadas (entre 3 m/s e 5 m/s), recomenda-se altura mínima entre 0,23 m e 0,30 m, associada ao uso de pedras de maior peso específico. Em declividades superiores a 5%, deve-se prever ancoragens adicionais ou degraus de dissipação, reduzindo a energia da corrente. O cálculo estrutural deve considerar o peso submerso do colchão, a resistência ao cisalhamento entre a base e o substrato e o empuxo hidrodinâmico, garantindo fator de segurança mínimo de 1,5 contra arraste.

Quando aplicados como revestimento contínuo em canais, recomenda-se uma sobreposição mínima de 10 cm entre colchões adjacentes, com amarração por arames do mesmo diâmetro da malha, assegurando comportamento monolítico. Em margens e taludes, o colchão deve ser parcialmente embutido no pé da estrutura, aumentando a resistência a deslocamentos e melhorando a estabilidade global do conjunto.

Figura 17. Geometria do gabião colchão e suas dimensões.



Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Área (m ²)
3,00	2,00	0,17	6,00
4,00	2,00	0,17	8,00
5,00	2,00	0,17	10,00
6,00	2,00	0,17	12,00
3,00	2,00	0,23	6,00
4,00	2,00	0,23	8,00
5,00	2,00	0,23	10,00
6,00	2,00	0,23	12,00
3,00	2,00	0,30	6,00
4,00	2,00	0,30	8,00
5,00	2,00	0,30	10,00
6,00	2,00	0,30	12,00

Fonte: Belgo Arames (2019).

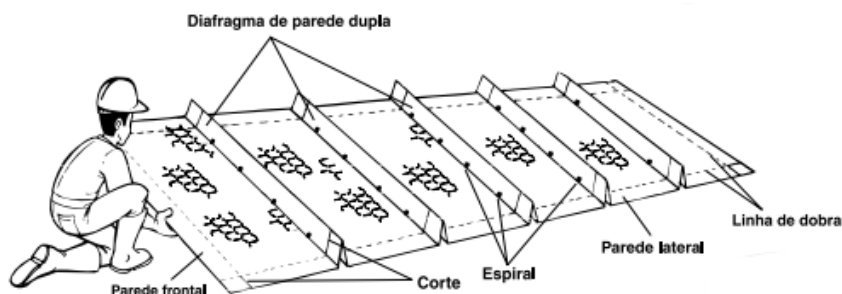
Os colchões de gabião são fornecidos em fardos, com as peças dobradas e a tampa separada do corpo principal. A montagem inicia-se pelo desdobramento da peça sobre uma superfície firme e plana, o que facilita o alinhamento e permite a inspeção da malha. Para assegurar a correta conformação da estrutura, é recomendado o uso dos pés ou das mãos no ajuste, eliminando eventuais deformações nos painéis e garantindo que a peça atinja seu comprimento nominal.

Concluído o nivelamento, realiza-se a união dos diafragmas, que inicialmente permanecem abertos, conforme as especificações do

fabricante. Essa etapa deve ser executada com arame de amarração compatível com a malha, assegurando resistência e uniformidade.

Na sequência, as paredes laterais são erguidas aos pares e dobradas em ângulo de 90°, garantindo o correto alinhamento das arestas e a estabilidade dimensional do conjunto, de modo a evitar torções ou desalinhamentos que possam comprometer o desempenho estrutural (Figura 18).

Figura 18. Representação do pano base do colchão.



Fonte: Barros (2008).

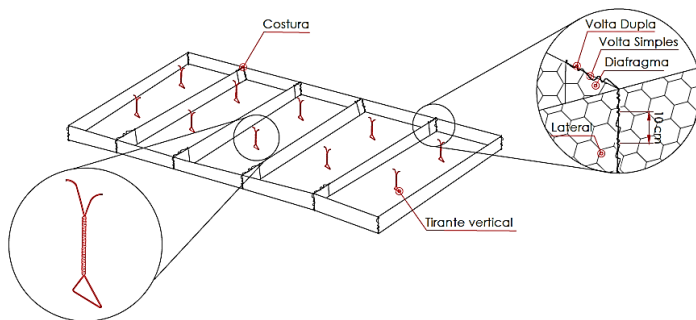
As arestas dos quatro cantos do colchão, assim como as divisões internas e os painéis diafragmas, devem ser devidamente unidas antes da continuidade da montagem. Para isso, utiliza-se o arame de amarração, que deve ser aplicado na linha de união das arestas no sentido de baixo para cima, alternando voltas simples e duplas a cada 10 cm. O procedimento deve ser contínuo, partindo do vértice inferior até o vértice superior da peça, assegurando a integridade estrutural e a uniformidade da costura.

Durante a montagem, é imprescindível a instalação de tirantes verticais, responsáveis por conectar a tampa à base da estrutura e proporcionar maior rigidez e estabilidade ao conjunto (Figura 19).

Recomenda-se a aplicação de pelo menos um tirante por metro quadrado de área, distribuídos de forma homogênea. Esses elementos devem envolver uma malha da estrutura, possuir comprimento suficiente para atravessar toda a espessura do colchão e ultrapassar a camada de pedras de enchimento, permitindo a fixação segura da tampa na etapa final (Figura 19).

A correta instalação dos tirantes é essencial para evitar o abaulamento das faces e garantir que o colchão mantenha sua forma, desempenho estrutural e durabilidade ao longo de sua vida útil.

Figura 19. Detalhamento da costura e tirantes.



Fonte: Belgo Arames (2019).

Concluída a montagem da peça e finalizadas as costuras, inicia-se o processo de enchimento. A seleção e o critério para escolha do material pétreo devem seguir as mesmas diretrizes aplicadas ao gabião tipo caixa, porém com maior rigor quanto ao uso de pedras de menor dimensão e granulometria mais homogênea. Essa exigência decorre da abertura reduzida da malha e da pequena altura do colchão, que demandam um preenchimento uniforme para assegurar estabilidade e desempenho estrutural.

As pedras devem ter dimensões compatíveis com a abertura da malha (normalmente 6×8 cm) e apresentar formato preferencialmente angular, o que favorece o travamento mecânico e reduz o risco de deslocamentos internos.

O uso de blocos inadequados (seja por excesso de tamanho, formato arredondado ou grande variação granulométrica) pode comprometer o acabamento externo, provocar deformações nas faces, aumentar o índice de vazios e dificultar o fechamento correto da tampa, resultando em perda de eficiência tanto hidráulica quanto estrutural do gabião colchão.

2.5.3 Gabião Tipo Caixa

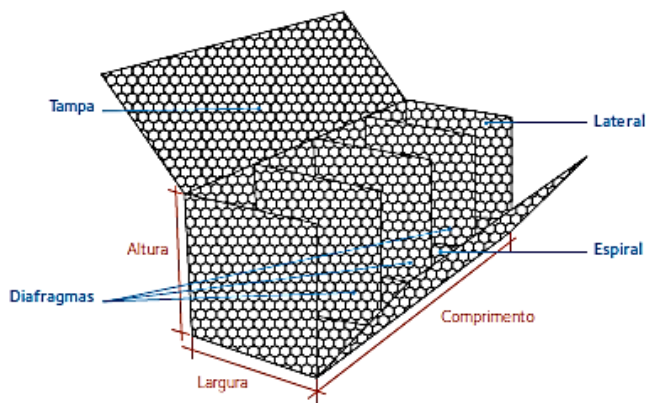
O gabião tipo caixa é uma estrutura em formato paralelepípedo, confeccionada com tela metálica de malha hexagonal de dupla torção, com abertura nominal de 8×10 cm. É formado por um único conjunto contínuo, integrando a base, as paredes laterais e a tampa. Essa configuração assegura elevada resistência mecânica e capacidade de acomodação a recalques diferenciais, atributos indispensáveis em obras sujeitas a movimentações do terreno (Figura 20).

Para preservar a integridade estrutural e limitar deformações, o interior da caixa é subdividido em células verticais dispostas a cada 1,00 m, por meio de diafragmas internos. Esses elementos funcionam como reforços de contenção, reduzindo o abaulamento das faces e promovendo uma distribuição uniforme do material de preenchimento.

A fixação é realizada com arames de amarração ou espirais contínuas, confeccionados com o mesmo diâmetro e revestimento dos fios da malha, atendendo às especificações técnicas vigentes.

As dimensões usuais variam conforme as exigências de projeto: comprimentos entre 2,0 m e 4,0 m, larguras de 1,0 m a 2,0 m e alturas entre 0,5 m e 1,0 m. A abertura da malha e o diâmetro do fio devem ser definidos de acordo com as características do material de enchimento, adotando-se pedras com dimensões superiores a 1,5 vezes a abertura nominal, a fim de evitar o extravasamento.

Figura 20. Geometria do gabião caixa e suas dimensões.



Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Volume (m ³)
1,50	1,00	0,50	0,75
2,00	1,00	0,50	1,00
3,00	1,00	0,50	1,50
4,00	1,00	0,50	2,00
5,00	1,50	0,50	3,75
1,50	1,00	1,00	1,50
2,00	1,00	1,00	2,00
3,00	1,00	1,00	3,00
4,00	1,00	1,00	4,00
5,00	1,00	1,00	5,00
5,00	1,50	1,00	7,50

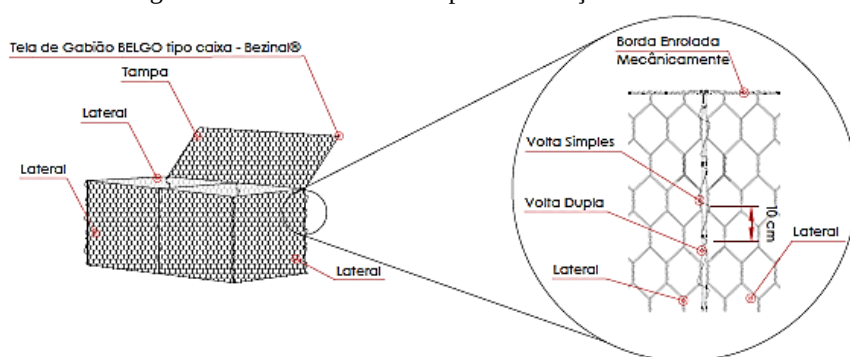
Fonte: Belgo Arames (2019).

Os gabões tipo caixa são fornecidos dobrados e agrupados em fardos, facilitando o transporte e o manuseio. A montagem deve iniciar-se pelo desdobramento da peça sobre uma superfície firme e plana, assegurando que a estrutura atinja suas dimensões nominais. Em seguida, as paredes laterais e os diafragmas internos devem ser erguidos à posição vertical, conformando o formato final da caixa (Figura 21).

Na sequência, realiza-se a união das arestas dos quatro cantos e das junções entre as paredes laterais e os diafragmas, utilizando o arame de amarração fornecido pelo fabricante. Essa costura deve ser feita no sentido de baixo para cima, de forma contínua e firme, percorrendo toda a linha de união das arestas e garantindo a integridade estrutural da peça.

Após a fixação inicial no vértice inferior, a costura deve atravessar todas as malhas, assegurando a resistência e a estabilidade do conjunto. Para um acabamento adequado, recomenda-se o uso de gabaritos de sarrafos na face externa do paramento, devidamente aprumados e alinhados, de modo a garantir a correta disposição dos elementos e um resultado mais uniforme e preciso.

Figura 21. Detalhe da costura para amarração das malhas.



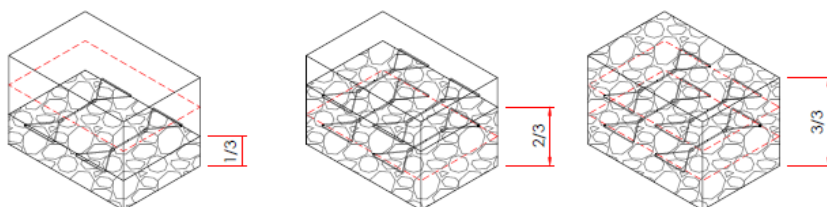
Fonte: Belgo Arames (2019).

O enchimento dos gabiões tipo caixa deve ser realizado de modo a minimizar vazios e assegurar a compactação adequada das pedras, favorecendo o travamento interno e a estabilidade da estrutura (Figura 22).

Para gabiões com altura de 1,0 m, o preenchimento deve ocorrer em três etapas. A cada terço da altura, devem ser instalados dois tirantes, conectando duas torções da face frontal às torções correspondentes da face posterior em cada célula (Figura 22).

Já nos gabiões de 0,5 m de altura, o enchimento deve ser feito em duas fases, com a instalação dos tirantes na metade da altura da caixa. Esse procedimento garante a uniformidade da distribuição das pedras, evita o abaulamento das faces e contribui para a integridade estrutural e a estabilidade global do conjunto.

Figura 22. Representação das etapas de preenchimento.



Fonte: Belgo Arames (2019).

Os gabiões podem ser preenchidos com qualquer material pétreo que atenda aos requisitos técnicos de resistência, durabilidade

e desempenho funcional estabelecidos para a obra. As dimensões ideais das pedras de enchimento devem corresponder a aproximadamente 1,5 a 2 vezes a maior abertura da malha, garantindo o travamento adequado entre os blocos e a estabilidade estrutural do conjunto.

Recomenda-se a utilização de materiais de elevado peso específico (Tabela 1), uma vez que o desempenho dos muros de gravidade está diretamente relacionado ao peso próprio da estrutura. Devem ser evitados materiais friáveis, solúveis ou de baixa dureza, pois estão sujeitos à degradação ao longo do tempo, o que comprometeria a resistência mecânica e a vida útil do gabião.

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

Tipo de rocha	Peso Específico (kN/m ³)
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: Barros (2008).

Independentemente do material, a execução do enchimento deve seguir práticas que garantam o desempenho do gabião. O posicionamento das pedras nas faces aparentes deve ser manual e criterioso, com o objetivo de criar um paramento uniforme, esteticamente regular e mecanicamente travado.

O miolo pode ser preenchido com blocos menores, respeitando sempre a granulometria mínima exigida, evitando vazios excessivos

que possam comprometer a estabilidade. Em obras hidráulicas ou em locais com solos granulares, recomenda-se o uso de geotêxtil não tecido na interface entre o gabião e o solo arrimado, prevenindo o arraste de finos e o surgimento de processos erosivos internos.

2.5.4 *Gabião Macsoil®*

Em formato prismático, esse tipo de gabião é confeccionado com fios de aço de baixo teor de carbono, galvanizados e, em alguns casos, revestidos com polímero (PVC ou PA6), formando uma malha hexagonal de dupla torção que garante elevada resistência mecânica e durabilidade frente à corrosão e abrasão.

A face principal, voltada para a área exposta e oposta ao maciço de solo, recebe a aplicação de um geossintético, geralmente um geotêxtil não tecido ou uma biomanta, fixado internamente à malha. Esse elemento atua como barreira de retenção de finos, evitando o arraste do solo e, ao mesmo tempo, fornecendo um substrato adequado ao desenvolvimento da vegetação nativa ou de espécies implantadas por semeadura ou hidrossemeadura.

A presença da camada vegetal, em conjunto com a estrutura metálica, permite que o paramento se integre de forma harmoniosa ao ambiente, conferindo ao conjunto o aspecto de um talude natural e favorecendo a recuperação paisagística da área.

Essa solução, denominada gabião vegetado (MacSoil®), é especialmente indicada para contenção de taludes e margens de cursos d'água, em situações onde se busca compatibilizar estabilidade geotécnica e integração ambiental.

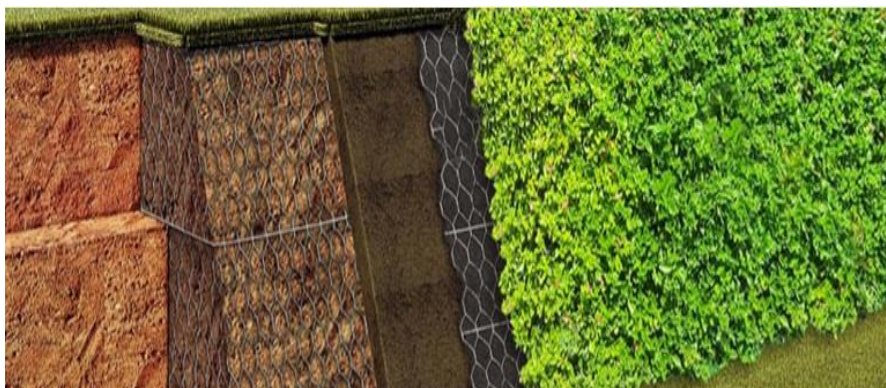
Além do benefício estético, a vegetação implantada exerce função adicional de proteção contra erosão superficial, reduzindo a velocidade do escoamento e aumentando a infiltração de água no solo adjacente, contribuindo para a conservação do terreno e a melhoria das condições ambientais locais.

No projeto e na execução dessa solução, é essencial assegurar que o geossintético esteja firmemente fixado à malha metálica e que o substrato interno apresente granulometria adequada e teor de matéria orgânica suficiente para favorecer o estabelecimento e o desenvolvimento da vegetação.

A seleção das espécies vegetais deve levar em conta a adaptação ao clima local, a profundidade e o tipo de sistema radicular, bem como a capacidade de reforço superficial do solo, aspecto especialmente relevante em obras sujeitas a variações sazonais de umidade.

A Figura 23 apresenta a configuração típica desse tipo de gabião, destacando a associação entre a estrutura metálica, o geossintético e o material de enchimento, que juntos compõem um sistema integrado de contenção e revegetação, eficiente tanto do ponto de vista geotécnico quanto ambiental.

Figura 23. Composição da solução em MacSoil®.



Fonte: Maccaferri do Brasil (2017).

O preenchimento do MacSoil® pode ser realizado com diferentes materiais, desde que atendam aos requisitos de peso específico elevado, resistência mecânica, durabilidade e estabilidade volumétrica. Entre as opções viáveis estão:

- Solo selecionado e compactado;
- Resíduos de Construção e Demolição (RCD) devidamente reciclados e classificados;
- Materiais pétreos naturais ou britados.

O uso de RCD como material de enchimento apresenta vantagens ambientais e econômicas, reduzindo a demanda por

extração de agregados naturais e contribuindo para a gestão sustentável de resíduos.

É imprescindível, entretanto, que o RCD seja previamente triado, isento de contaminantes, materiais orgânicos, gesso, metais e outros elementos que possam comprometer a durabilidade ou integridade da estrutura. A granulometria deve ser controlada, garantindo um travamento interno adequado e evitando a fuga de partículas através da malha.

O primeiro registro documentado da aplicação do MacSoil® com preenchimento de resíduos de construção e demolição (RCD) no Brasil ocorreu em setembro de 2014, na cidade de São Paulo, no bairro da Brasilândia (Rocha, 2011).

A solução foi utilizada para conter a erosão de um talude na Rua Pedro Pomar, proporcionando não apenas a estabilização geotécnica da encosta, mas também uma alternativa sustentável ao emprego de rochas naturais (Rocha, 2011).

A Figura 24 apresenta a obra executada, evidenciando a utilização de RCD reciclado como material de enchimento, demonstrando a viabilidade técnica e ambiental dessa aplicação.

Figura 24. Macsoil® preenchido com Resíduo de construção civil reciclado.



Fonte: Maccaferri do Brasil (2017).

De acordo com Rocha (2011), as espécies de vegetação mais indicadas para a aplicação no Macsoil® são:

- Cebolinha, nome científico: *Allium schoenoprasum*;
- Salsinha, nome científico: *Petroselinum crispum*;
- Brachiaria, nome científico: *Brachiaria decumbens*;
- Capim Gordura, nome científico: *Melinis Minutiflora*;
- Batatais ou Grama mato grosso, nome científico: *Paspalum notatum*;
- Capim vetiver, nome científico: *Vetiveria zizanioides*;
- Mini Lantana, nome científico: *Lantana fucata*;
- Russelia, nome científico: *Russelia equisetiformis*;
- Grama amendoim, nome científico: *Arachis repens*;
- Aspargo Alfinete, nome científico: *Asparagus densiflorus Sprengeri*.

A gama de opções para aplicação de vegetação na camada principal do MacSoil® é bastante ampla. Entre as espécies comumente utilizadas, destaca-se a grama batatais, que apresenta maior facilidade de pegamento e se adapta de forma mais homogênea em comparação a outras alternativas.

O plantio pode ser realizado tanto por semeadura direta quanto pela introdução de mudas já formadas, o que amplia as possibilidades de implantação e acelera o processo de cobertura vegetal. A Figura 25 ilustra um exemplo do MacSoil® com a introdução direta de mudas, evidenciando sua integração ao sistema de contenção.

Figura 25. Macsoil® com camada de vegetação introduzida manualmente.



Maccaferri do Brasil (2017).

A execução do sistema MacSoil® deve seguir procedimentos que assegurem sua estabilidade estrutural, o adequado desempenho hidráulico e a desejada integração paisagística. A montagem inicia-se com a disposição das gaiolas sobre uma base previamente regularizada, alinhadas conforme o projeto e interligadas entre si por arames de amarração de mesmo diâmetro e resistência que os fios principais da malha, com espaçamento máximo de 30 cm, garantindo a continuidade estrutural do conjunto.

Antes do enchimento, o geossintético da face frontal deve ser fixado à malha metálica com cordões ou abraçadeiras resistentes à tração e à radiação UV, cobrindo integralmente a superfície exposta e prolongando-se até a interface com o maciço de solo. No tardo, recomenda-se a aplicação de geotêxtil não tecido, a fim de evitar o arraste de finos e favorecer a drenagem interna.

O enchimento pode ser realizado com solo selecionado ou outro material de elevado peso específico, desde que apresente boa compactabilidade e resistência ao intemperismo. O preenchimento deve ocorrer em camadas horizontais de 20 a 30 cm, devidamente compactadas com soquetes manuais ou compactadores vibratórios leves, de forma a prevenir deformações na face frontal e assegurar o adensamento uniforme. A umidade do material deve estar próxima à umidade ótima de compactação, de modo a garantir a máxima densidade seca e coesão interna.

Quando utilizado RCD como material de enchimento, deve-se verificar a ausência de partículas friáveis, materiais expansivos ou contaminantes, além de assegurar uma granulometria que permita o travamento adequado das partículas, sem comprometer a drenagem do sistema.

Durante a execução, é imprescindível manter a face frontal alinhada e tensionada, prevenindo abaulamentos. Nos pontos de encontro com estruturas rígidas, devem ser previstas juntas flexíveis ou elementos de transição para absorver possíveis movimentos diferenciais.

Quando prevista, a revegetação pode ser realizada por meio de semeadura direta, introdução de mudas ou hidrossemeadura sobre o enchimento superficial, promovendo a integração estética e a estabilização biológica da contenção.

2.5.5 *Gabiões Eletrossoldados*

Os gabiões eletrossoldados constituem uma evolução dos tradicionais gabiões confeccionados em malha hexagonal de dupla torção, diferenciando-se principalmente pela maior rigidez estrutural, precisão dimensional e processos executivos mais ágeis. Ao invés de fios entrelaçados, essas estruturas utilizam painéis metálicos rígidos, compostos por malhas soldadas em ângulos precisos, o que proporciona elevada resistência mecânica e maior uniformidade geométrica.

Embora a origem histórica dos gabiões eletrossoldados não seja plenamente documentada, registros de patentes desde a década de 1920 já evidenciam o uso de malhas metálicas soldadas para finalidades similares.

Um marco técnico relevante ocorreu em 1974, quando Burbidge patenteou a utilização de conectores para a fixação de painéis de malha soldada em estruturas de contenção, aumentando significativamente a estabilidade e a durabilidade do conjunto (Santos Junior, 2018).

No Brasil, a tecnologia foi oficialmente apresentada no XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), em 2022, na cidade de Campinas/SP, pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS).

Na ocasião, os modelos Easy S e Monotec R foram divulgados como inovações inéditas na América Latina, destacando-se pela modularidade, elevado desempenho e facilidade de montagem, tornando-se alternativas competitivas para obras de contenção e estabilização de taludes.

Segundo Cruz (2023), esses gabiões são fabricados conforme as normas europeias DIN EN 10.223-8:2013 e DIN EN 9227, que estabelecem critérios de resistência mecânica, tolerâncias dimensionais e requisitos de durabilidade.

As unidades são produzidas a partir de arames de aço carbono com diâmetro nominal de 4 mm, previamente revestidos por galvanização a quente com liga zinco-alumínio (ZnAl), que confere proteção anticorrosiva superior, inclusive em ambientes de elevada agressividade química ou salina.

O sistema construtivo difere substancialmente do gabião de malha tecida. A montagem é realizada por meio do encaixe e travamento de painéis planos (base, laterais e tampa) através de conectores metálicos de alta resistência, eliminando a necessidade de arames de amarração contínuos.

Esse método proporciona alinhamento preciso das faces e maior rigidez global, além de permitir a execução em módulos independentes ou interligados, favorecendo obras de grande extensão.

Figura 26. Gabiões do tipo eletrosoldado.



Fonte: Cruz (2023).

Do ponto de vista executivo, a instalação dos gabhões eletrossoldados segue etapas otimizadas:

- Posicionamento dos painéis de base sobre fundação regularizada;
- Fixação das paredes laterais por meio de conectores mecânicos, garantindo esquadro e verticalidade;
- Enchimento com rochas selecionadas de dimensão compatível (tipicamente entre 1,5 e 2 vezes a abertura da malha), depositadas manualmente na face externa para obter

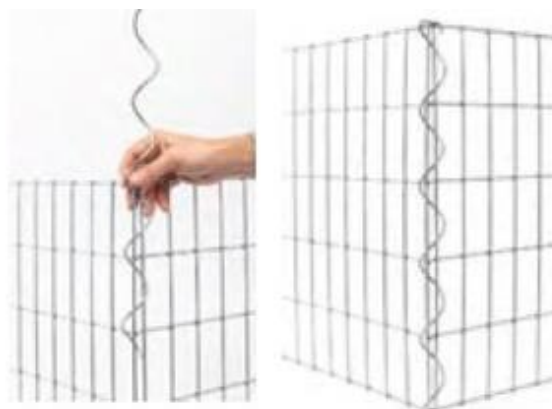
acabamento estético e estabilidade, e complementadas internamente com material pétreo de granulometria ajustada;

- Fechamento da tampa com conectores, assegurando travamento firme e impedindo deslocamentos (Figura 27);
- Interligação entre módulos por meio de conectores adicionais, garantindo continuidade estrutural e distribuição uniforme dos esforços (Figura 27).

Além da facilidade e rapidez de execução, outra vantagem técnica relevante é a possibilidade de reutilização dos painéis em situações temporárias, como contenções provisórias ou obras emergenciais, reduzindo custos e impactos ambientais.

Do ponto de vista mecânico, esses gabiões apresentam bom desempenho frente a esforços horizontais ativos, passivos e de sobrecarga, além de boa capacidade de dissipar energia em eventos de impacto ou recalques diferenciais moderados, embora possuam menor flexibilidade que os gabiões de malha dupla torção, o que exige maior atenção à regularização do terreno e ao controle das fundações.

Figura 27. Montagem das caixas: Detalhamento da união de painéis na vertical por conexão.



Fonte: Fonte: Belgo Arames (2019).

Os gabiões eletrossoldados empregam também tirantes estruturais com a função de evitar deformações, manter a geometria das peças durante e após o enchimento e assegurar o correto travamento entre as faces.

Diferentemente dos gabiões de malha hexagonal de dupla torção, em que os tirantes são confeccionados manualmente em obra a partir de arames de amarração, nesse sistema os tirantes são fabricados industrialmente, dimensionados de acordo com o módulo e fornecidos juntamente com os painéis e conectores. Essa padronização melhora a precisão dimensional, a eficiência da montagem e a confiabilidade estrutural, reduzindo o risco de falhas executivas.

Para gabiões do tipo caixa com altura nominal de 1,00 m, recomenda-se a instalação de uma linha de tirantes a cada $1/3$ da altura (aproximadamente a 33 cm e a 66 cm do fundo). Já para módulos com altura de 0,50 m, é indicada a colocação de uma única linha de tirantes na altura mediana (25 cm), de modo a equilibrar os esforços e impedir o arqueamento das faces durante o carregamento. Cada linha de tirantes deve contemplar:

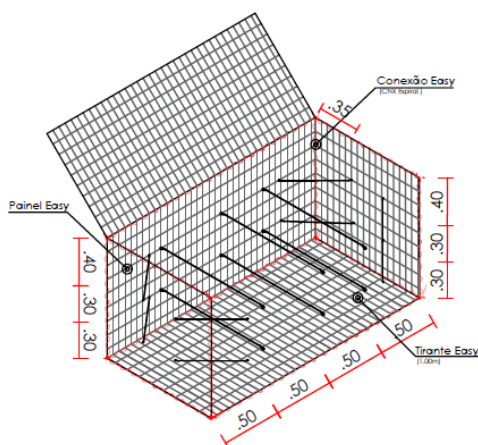
- Um tirante em cada extremidade dos ângulos de 90° da caixa, garantindo o travamento entre faces adjacentes;
- Tirantes adicionais a cada 0,50 m ao longo do comprimento do painel lateral, de forma simétrica, mantendo uniformidade na distribuição dos esforços (Belgo Arames, 2022).

A função mecânica desses tirantes é impedir que as faces sejam empurradas para fora pela pressão interna do material de enchimento e pelos esforços horizontais decorrentes das ações do solo e sobrecargas. Ao manter o alinhamento dos painéis, o sistema de reforço contribui para:

- Melhor distribuição das cargas internas;
- Aumento da rigidez global da estrutura;
- Controle de deformações a longo prazo;
- Maior vida útil do gabião, evitando pontos de fadiga e desgaste prematuro dos arames.

O correto posicionamento e tensionamento dos tirantes são etapas essenciais para o desempenho estrutural, devendo seguir rigorosamente as recomendações do fabricante e os parâmetros de projeto.

Figura 28. Detalhamento das alturas e posicionamento dos tirantes.



Fonte: Belgo Arames (2022).

O enchimento dos gabiões eletrossoldados deve ser executado de forma progressiva, acompanhando a posição das linhas de tirantes. Para módulos com altura de 1,00 m, o preenchimento é realizado em três etapas, correspondentes a cada 1/3 da altura, enquanto, para módulos de 0,50 m, o enchimento é dividido em duas camadas.

Esse procedimento assegura que, a cada fase, o material pétreo seja acomodado de forma uniforme, permitindo a correta amarração dos tirantes e prevenindo deformações das faces durante o carregamento.

A seleção do material de enchimento segue princípios semelhantes aos aplicados aos gabiões tipo caixa de malha hexagonal, priorizando rochas resistentes, duráveis e de baixa absorção, com dimensões compatíveis para minimizar vazios e favorecer o travamento interno.

Uma vantagem dos gabiões eletrossoldados é que a rigidez da malha permite o uso de pedras de menor dimensão e maior uniformidade, o que amplia as opções de fornecimento e, em determinados casos, possibilita o aproveitamento de materiais britados de granulometria intermediária.

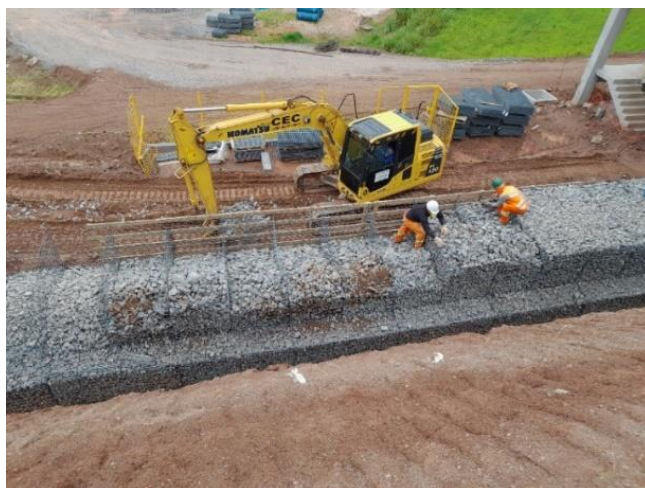
Em termos de comportamento estrutural, os gabiões eletrossoldados apresentam menor deformabilidade em comparação aos gabiões convencionais de malha hexagonal de dupla torção. Essa

característica garante maior precisão geométrica das faces, aspecto estético mais regular e desempenho superior em situações que exigem controle rigoroso de deslocamentos, como contenções em áreas urbanas, obras viárias e estruturas de fachada exposta.

Os módulos devem ser dimensionados de forma a permitir intertravamento e solidarização por meio das conexões metálicas fornecidas pelo fabricante, garantindo continuidade estrutural ao longo do muro. O uso de tirantes internos, instalados a cada 1/3 da altura, é fundamental para evitar a abertura das faces e manter a integridade da geometria.

Esses gabiões estão disponíveis em múltiplas configurações dimensionais, permitindo flexibilidade no projeto. As opções de painéis incluem aberturas de 5×5 cm, 5×10 cm e 10×10 cm, com alturas padronizadas de 0,50 m e 1,00 m e comprimentos de 0,50 m, 1,00 m, 1,50 m e 2,00 m (Belgo Arames, 2022). A escolha da dimensão deve considerar não apenas critérios estéticos e construtivos, mas também as cargas atuantes, o tipo de fundação e o método de execução previsto.

Figura 29. Enchimento das caixas de gabião eletrosoldado.



Fonte: Os Autores.

Tendo em vista todas as considerações efetuadas para gabiões de malha hexagonal e eletrossoldada, o Quadro 2 traz uma comparação entre ambas as soluções.

Quadro 2. Comparação entre gabião de malha hexagonal e eletrossoldado.

Critério	Gabião Eletrossoldado	Gabião de Malha Hexagonal de Dupla Torção
Rigidez Estrutural	Alta rigidez, deformação mínima mesmo sob cargas elevadas. Mantém geometria regular e faces planas, ideal para contenções urbanas e visíveis.	Maior deformabilidade, permitindo melhor acomodação a recalques diferenciais, porém com menor precisão geométrica.
Estética e Acabamento	Superfície mais uniforme e alinhada, aparência arquitetônica superior.	Superfície irregular, com variações de alinhamento visíveis após o enchimento.
Montagem	Painéis rígidos conectados por peças de ligação. Montagem rápida, sem uso de arames de amarração contínuos.	Montagem com costura manual de arames, mais lenta e demandante de mão de obra qualificada.
Tirantes Internos	Padronizados, fornecidos pelo fabricante, com posição definida a cada 1/3 da altura.	Executados in loco com arames de amarração, exigindo controle rigoroso para garantir alinhamento e tensão adequados.
Tipos de Pedra	Permite uso de pedras de menor dimensão e granulometria mais uniforme, facilitando abastecimento e lançamento mecanizado.	Requer pedras de maior dimensão (1,5 a 2 vezes a abertura da malha) e formato compatível para travamento.
Velocidade de Execução	Alta, com redução de etapas e menor necessidade de ajustes manuais.	Menor, devido ao tempo gasto na amarração e ajuste das malhas.
Flexibilidade Geotécnica	Menor capacidade de acomodar deformações, exigindo fundações mais regulares e controle de recalques.	Alta flexibilidade, adaptando-se melhor a deformações diferenciais do solo.
Durabilidade	Galvanização a quente com liga Zn-Al antes da soldagem, conferindo alta resistência à corrosão. Painéis menos suscetíveis a deformações de arames soltos.	Arames galvanizados ou revestidos com PVC, boa resistência à corrosão, porém com maior risco de deformações locais por torção.

Aplicações Ideais	Muros de contenção em áreas urbanas, obras viárias com exigência estética, fachadas expostas, contenções modulares de alta precisão.	Contenção de margens de rios, taludes irregulares, obras com recalques previstos, estabilização de encostas naturais.
Normas e Diretrizes	Atende DIN EN 10.223-8:2013, DIN EN 9227 e recomendações técnicas do fabricante.	Baseado em diretrizes internacionais (EN 10223-3) e recomendações da NBR 11682 e manuais técnicos de fabricantes.
Custo de Execução	Geralmente mais alto devido ao custo dos painéis e conexões, compensado pela rapidez de montagem e acabamento superior.	Menor custo de fornecimento, porém com maior demanda de mão de obra e tempo de execução.

Fonte: Os Autores.

CAPÍTULO 3 - Obras de Engenharia executadas utilizando Gabiões

3.1 Introdução

As obras apresentadas neste capítulo foram concebidas e executadas a partir de projetos elaborados pela Geoconceito Engenharia Consultiva, situada no município de São Paulo/SP, sob a responsabilidade técnica do Dr. João Alexandre Paschoalin Filho e do MSc Brenno Augusto Marcondes Versolatto.

A concepção dos projetos envolveu o emprego rigoroso das normas técnicas pertinentes ao dimensionamento e à execução de estruturas em gabião, assegurando a conformidade com padrões nacionais e internacionais de segurança e desempenho. Além disso, foram utilizadas análises computacionais avançadas, que permitiram simular diferentes cenários de carregamento e verificar a estabilidade global e local das soluções adotadas.

A experiência técnica acumulada pelos engenheiros responsáveis, tanto no campo da engenharia geotécnica quanto no de obras de contenção e estabilização de taludes, foi fundamental para a definição das soluções mais adequadas a cada contexto. Esse conhecimento prático, aliado ao uso de ferramentas modernas de cálculo e modelagem, garantiu não apenas a viabilidade estrutural, mas também a eficiência construtiva e a integração das obras ao meio em que foram implantadas.

Dessa forma, os casos aqui apresentados exemplificam a convergência entre ciência aplicada, engenharia de alto nível e prática profissional, demonstrando a capacidade de transformar desafios geotécnicos complexos em soluções duráveis, seguras e sustentáveis.

3.1.1 Contenção de Lagoa em Serra Negra/SP

A intervenção realizada na Lagoa Superior, em Serra Negra/SP, constitui um exemplo representativo da aplicação de muros de gravidade em gabião para fins de estabilização de maciços em áreas sujeitas a riscos hidráulicos e geotécnicos. Trata-se de um caso em que

a técnica foi empregada não apenas como solução de contenção convencional, mas também como mecanismo de reabilitação estrutural de um barramento preexistente, que apresentava manifestações evidentes de instabilidade.

O quadro patológico inicial incluía a presença de trincas longitudinais no coroamento do barramento, associadas a deslocamentos diferenciais, evidenciando que os esforços de empuxo não estavam sendo adequadamente equilibrados pela estrutura em concreto existente. Essas manifestações foram agravadas por um alteamento executado anteriormente sem a devida consideração dos parâmetros geotécnicos locais, o que resultou em um aumento progressivo do risco à segurança hidráulica e à integridade do maciço.

Investigações Geotécnicas

As sondagens à percussão (SPT) forneceram as informações necessárias para a definição da solução de contenção. Constatou-se a presença de uma camada superficial de silte argiloso, de comportamento fofo a medianamente consistente, pouco favorável ao suporte de esforços concentrados. Em maiores profundidades, verificou-se um aumento gradual dos índices de resistência à penetração (NSPT), evidenciando a presença de horizontes mais competentes.

Esse quadro geotécnico reforçou a necessidade de uma estrutura de contenção flexível, capaz de acompanhar recalques diferenciais e variações de capacidade de suporte, características típicas de solos finos e saturados em ambientes de barramento.

Projeto Estrutural e Normativo

A solução adotada consistiu na execução de um muro de gravidade em gabião, dimensionado em conformidade com as diretrizes da ABNT NBR 11682:2009 (Estabilidade de Encostas) e da ABNT NBR 6122:2010 (Projeto e Execução de Fundações). O processo de dimensionamento foi complementado por modelagem computacional o que possibilitou a avaliação detalhada dos modos clássicos de instabilidade associados ao sistema de contenção:

- Tombamento – $FS = 3,98 (> 2,0)$
- Deslizamento – $FS = 1,76 (> 1,5)$

- Cunha de ruptura – FS = 1,82 (> 1,4)
- Capacidade de carga da fundação – FS = 3,88 (> 3,0)

Os resultados demonstraram confortável margem de segurança, superando as exigências mínimas normativas e garantindo a confiabilidade estrutural da solução proposta.

Aspectos Construtivos e Operacionais

A execução do muro em gabião apresentou vantagens práticas significativas:

- Rapidez construtiva, uma vez que as unidades pré-fabricadas são montadas e preenchidas in loco;
- Drenagem interna natural, reduzindo pressões neutras e riscos de instabilidade por subpressão;
- Custo competitivo, em comparação com alternativas rígidas de concreto armado;
- Durabilidade elevada, quando associada ao uso de fios galvanizados de dupla torção com revestimento adicional contra corrosão;
- Flexibilidade estrutural, fator essencial em solos heterogêneos ou sujeitos a recalques.

A execução foi precedida por medidas operacionais de segurança, incluindo o esgotamento temporário da lagoa para permitir o alteamento controlado do muro, além da instalação de sistemas complementares de drenagem superficial e proteção contra erosão, prevenindo processos de piping e carreamento de finos.

Integração Ambiental e Sustentabilidade

Um diferencial relevante da solução em gabião é sua integração estética e ambiental. Ao contrário de muros rígidos, a superfície porosa dos gabiões permite o crescimento de vegetação espontânea, promovendo biointegração e reduzindo o impacto visual da intervenção em uma área de valor paisagístico e turístico. Além disso, a natureza reciclável dos materiais empregados e a baixa demanda energética de sua produção tornam a técnica ambientalmente mais sustentável do que alternativas convencionais em concreto.

Descrição da solução utilizada

O projeto foi concebido com o objetivo de recompor a estabilidade de um barramento que apresentava sinais evidentes de instabilidade, manifestados por fissuras longitudinais, recalques diferenciais e perda de capacidade de retenção. Diante desse cenário, optou-se por uma solução mista, que combinou a massa resistente do muro de gravidade em gabião com a flexibilidade estrutural da malha metálica e a incorporação de dispositivos de drenagem e impermeabilização.

O sistema de contenção foi composto por gabiões tipo caixa, dispostos em banquetas sucessivas com aproximadamente 1,0 m de altura. Essa geometria escalonada favoreceu a estabilidade global, uma vez que cada patamar reduzia o braço de alavanca dos esforços de empuxo, além de proporcionar melhor acomodação à topografia existente. O escalonamento também contribuiu para o escoamento superficial, reduzindo a concentração de fluxos sobre a face do muro.

A base da estrutura foi reforçada por um gabião tipo colchão, de menor altura, que desempenhou funções complementares: distribuiu uniformemente as tensões transmitidas ao solo de fundação e atuou como proteção contra erosão e socavamento na interface com a lâmina d'água. Esse colchão funcionou como uma camada amortecedora, especialmente importante em situações de variação de nível da lagoa ou ação de correntes superficiais.

Para aumentar a segurança contra deslizamentos e garantir a ancoragem do sistema, previu-se a execução de uma vala de fundação preenchida com concreto, conferindo maior capacidade de resistência ao arranque e ao empuxo horizontal. Essa solução de interface solo–estrutura é usual em obras hidráulicas sujeitas a erosão regressiva ou à perda de suporte por piping.

O aterro localizado a montante da contenção foi executado com material de boa qualidade e baixa permeabilidade, compactado em camadas sucessivas para garantir densidade e coesão adequadas. Para evitar a migração de partículas finas para o interior dos vazios do gabião, foi instalada uma manta geotêxtil não tecida, com função de separação e filtração. Esse elemento atuou como barreira seletiva, permitindo a passagem da água e retraindo o solo, prevenindo o carreamento que poderia comprometer a integridade do maciço.

Acima dessa camada filtrante, o projeto incorporou uma manta impermeabilizante (MacLine® SDH 100 ou similar), que limitou a infiltração da água da lagoa para o corpo de aterro. Essa barreira de baixa permeabilidade desempenhou papel estratégico ao reduzir a pressão intersticial e proteger o maciço contra saturação excessiva, assegurando o desempenho hidráulico da estrutura ao longo do tempo.

Uma das principais vantagens do sistema em gabião foi sua permeabilidade intrínseca. A estrutura, preenchida com pedras de granulometria controlada, permitiu a drenagem natural das águas percolantes, evitando o acúmulo de pressões neutras no interior do muro. Essa característica mostrou-se particularmente relevante em barramentos e margens de reservatórios, reduzindo de forma significativa o risco de instabilidade associado à elevação do nível d'água.

A integração entre drenagem interna (proporcionada pela própria estrutura em gabião), filtração seletiva (com o geotêxtil) e impermeabilização (com a manta sintética) resultou em um sistema hidráulico integrado, equilibrando a necessidade de escoamento com a proteção contra infiltrações indesejadas.

Do ponto de vista construtivo, a adoção de gabiões apresentou vantagens operacionais expressivas. A montagem modular permitiu execução rápida, reduzindo o tempo de obra em comparação com estruturas de concreto. O preenchimento com pedras locais diminuiu custos de transporte e elevou o grau de sustentabilidade do empreendimento. Além disso, a flexibilidade da malha metálica de dupla torção possibilitou a acomodação a recalques diferenciais, sem ocorrência de fissuras ou colapsos, característica que distingue os gabiões das contenções rígidas convencionais.

Outro aspecto relevante foi a durabilidade da solução. A utilização de arames galvanizados com revestimento adicional (Zn+PVC ou Zn+Al) assegurou resistência à corrosão e prolongou a vida útil da obra, mesmo em ambiente permanentemente úmido. Paralelamente, a superfície irregular dos gabiões favoreceu a colonização por vegetação, contribuindo para a integração paisagística e para o controle natural da erosão superficial.

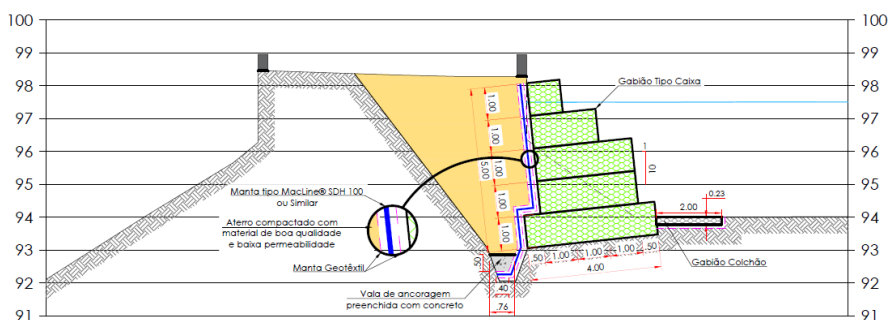
A obra da Lagoa Superior demonstrou a capacidade dos gabiões de desempenhar múltiplas funções em uma única solução:

atuaram como estrutura de contenção de massa, dispositivo drenante, barreira contra erosão e elemento de integração ambiental. A escolha do sistema foi fundamentada em critérios normativos de estabilidade (ABNT NBR 11682/2009 e NBR 6122/2010), cujos coeficientes de segurança foram plenamente atendidos nos modos de ruptura analisados (tombamento, deslizamento, capacidade de carga e cunha de ruptura).

Além da segurança estrutural, a solução apresentou benefícios sob a ótica da engenharia sustentável. O uso de gabiões permitiu a aplicação de materiais naturais e recicláveis (pedras), com baixa pegada de carbono em comparação a alternativas em concreto armado, além de possibilitar a reintegração paisagística após a execução. A revegetação espontânea agregou valor ambiental, transformando a obra em um elemento que não apenas cumpriu a função de contenção, mas também se harmonizou com o meio em que foi inserida.

Em síntese, a contenção em gabião da Lagoa Superior, em Serra Negra, demonstrou como soluções flexíveis e drenantes podem se consolidar como alternativas robustas e adaptáveis em obras hidráulicas e geotécnicas. O projeto aliou desempenho estrutural, segurança hidráulica, viabilidade construtiva e integração ambiental, configurando-se como um caso de referência para intervenções em áreas de risco onde a interação entre solo, água e estrutura exige soluções técnicas eficientes e sustentáveis. A figura a seguir apresenta a seção típica da solução projetada.

Figura 30. Seção típica da solução projetada.



Fonte: Os Autores.

3.1.2 Barragem de Gabião no Ribeirão Avecuia – Porto Feliz/SP

A barragem implantada no Ribeirão Avecuia, no município de Porto Feliz/SP, constitui um exemplo representativo da aplicação de estruturas em gabião em obras hidráulicas de pequeno porte, destinadas à regularização de vazões e ao aproveitamento hídrico sustentável de bacias rurais e periurbanas. Projetada para promover a elevação do nível d'água em aproximadamente 1,5 m, a obra viabilizou o acúmulo controlado e o armazenamento sazonal, ampliando a disponibilidade hídrica local e garantindo maior segurança no uso múltiplo dos recursos hídricos.

Estrutura Principal – Barragem em Gabião

A solução executiva adotada consistiu na implantação de um muro de gravidade em gabião tipo caixa, disposto de forma escalonada e preenchido com enrocamento selecionado. A geometria da barragem apresentou altura máxima de 3,0 m nas ombreiras e de 2,0 m na região central, em conformidade com a largura do leito do ribeirão. Essa configuração permitiu o adequado encaixe da estrutura às condições topográficas e geotécnicas do vale, assegurando melhor integração com o terreno natural.

Os gabiões tipo caixa foram confeccionados em malha metálica hexagonal de dupla torção, com revestimento em zinco e PVC, o que lhes conferiu resistência à abrasão, à corrosão e aos esforços de impacto hidráulico. As unidades foram dispostas em fiadas sucessivas, devidamente interligadas por amarrações metálicas, garantindo monoliticidade, continuidade estrutural e maior estabilidade global ao conjunto.

Núcleo Impermeável de argila

Para minimizar as perdas por percolação, a barragem incorporou um núcleo impermeável em argila compactada, implantado em sua região central. Esse núcleo desempenhou a função de barreira hidráulica primária, assegurando a elevação do nível d'água sem perdas significativas do volume acumulado.

Sua execução atendeu aos princípios estabelecidos pela ABNT NBR 8681 (Segurança de Barragens), sendo realizada por meio da compactação em camadas sucessivas de 20 cm, com controle rigoroso

da umidade em valores próximos ao ponto ótimo de compactação, garantindo assim a eficiência hidráulica e a estabilidade geotécnica da estrutura.

Proteção do Talude de Montante

A face de montante, em contato direto com a lâmina d'água, recebeu proteção por meio de gabião tipo colchão, disposto como revestimento superficial contínuo. Esse elemento desempenhou papel essencial na dissipação da energia hidráulica, reduzindo os efeitos de erosão superficial e prevenindo o carreamento de partículas do núcleo argiloso.

A espessura dos colchões variou entre 0,23 m e 0,30 m, dimensionada de acordo com as condições de turbulência e velocidade do escoamento no local, assegurando a estabilidade e a durabilidade da proteção hidráulica.

Vertedouro Central

A barragem foi equipada com um vertedouro central em perfil retangular, concebido para desempenhar dupla função: o controle do nível de operação do reservatório e a passagem segura das vazões de cheias.

O dimensionamento hidráulico considerou uma vazão de projeto de 126,41 m³/s, correspondente a um período de retorno de 100 anos, definido a partir de análise hidrológica baseada em séries históricas de precipitação e vazão da bacia. O perfil vertente foi configurado de modo a evitar a concentração de fluxos laterais e a minimizar o risco de erosão nas margens, assegurando a eficiência hidráulica e a segurança estrutural da obra.

Condições Geotécnicas e Fundação

As sondagens a percussão (SPT) executadas no eixo da barragem identificaram um perfil composto por argilas arenosas de consistência mole a média nos estratos superficiais, sobrepostos a horizontes de silte arenoso denso, de elevada resistência. Essa configuração geotécnica forneceu uma base adequada para a implantação da estrutura, assegurando capacidade de suporte satisfatória e baixo risco de recalques diferenciais.

Para o reforço da interface solo–estrutura, a base da barragem recebeu uma camada de regularização em enrocamento, sobreposta por uma manta geotêxtil não tecida, que atuou como elemento de separação e filtração, evitando a migração de finos e contribuindo para a estabilidade e durabilidade do sistema de fundação.

Vantagens Construtivas e Operacionais

A adoção de gabiões trouxe benefícios técnicos e construtivos expressivos:

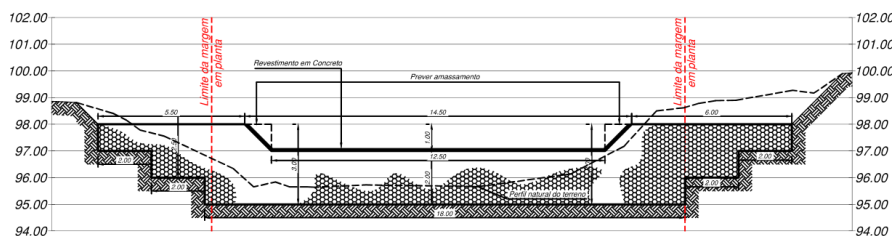
- Flexibilidade estrutural: a malha de dupla torção permitiu deformações localizadas, assegurando desempenho mesmo em caso de recalques diferenciais.
- Facilidade executiva: a montagem modular dos gabiões possibilitou execução com mão de obra local, sem necessidade de equipamentos complexos.
- Viabilidade econômica: o preenchimento com pedras provenientes de jazidas regionais reduziu custos de transporte, aumentando a economicidade da obra.

A barragem de gabião do Ribeirão Avecuia demonstrou a adequação do uso dessa tecnologia em obras de barramento de pequeno porte, sobretudo em bacias de médio porte que demandam soluções rápidas, econômicas e ambientalmente compatíveis.

A integração entre gabiões tipo caixa, núcleo impermeável em argila, colchão de proteção em montante e vertedouro central resultou em uma obra estruturalmente segura, hidraulicamente eficiente e geotecnicamente estável.

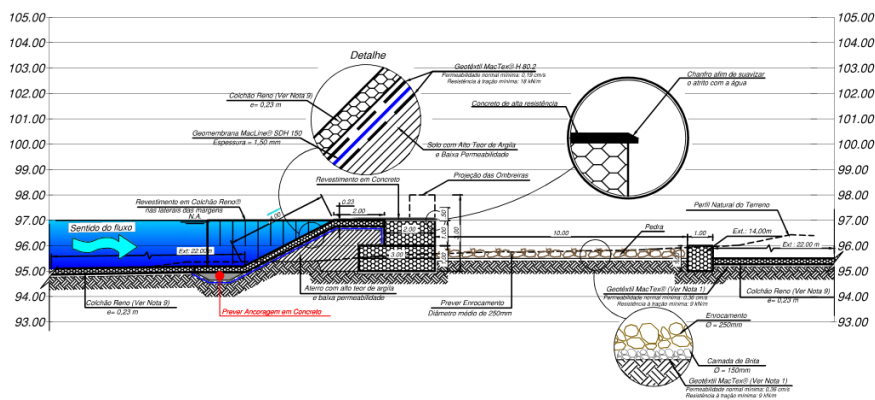
Esse caso consolidou a técnica como alternativa de destaque no contexto da engenharia hidráulica nacional, evidenciando que os gabiões, além de estruturas de contenção, podem ser aplicados com sucesso como elementos de barramento multifuncionais, conciliando segurança, funcionalidade e sustentabilidade. A seguir são apresentadas fotografias do local e do projeto.

Figura 01 – Vista frontal da barragem – Sem escala.



Fonte: Os Autores.

Figura 02 – Seção típica da barragem – Sem escala.



Fonte: Os Autores.

Figura 33. Exeução da barragem de gabião com núcleo de argila compactada no Ribeirão Avecuia – Porto Feliz/SP.



Fonte: Os Autores.

A fotografia apresenta a execução da barragem de gabião com núcleo de argila compactada, em fase intermediária de construção. No primeiro plano, observa-se o paramento em gabião tipo caixa, já montado e preenchido com enrocamento de pedras de granulometria controlada, que garante massa, estabilidade e flexibilidade à estrutura. Esse paramento constitui o elemento resistente da barragem, capaz de suportar os esforços horizontais da lâmina d'água e dissipar as pressões hidráulicas. Logo atrás do gabião, identifica-se o núcleo argiloso, de coloração avermelhada, em processo de execução. Esse núcleo desempenha a função de barreira impermeável, restringindo a percolação da água através da estrutura e assegurando a elevação do nível da lagoa de forma controlada.

No topo do gabião encontram-se estrados de madeira provisórios, utilizados para auxiliar a execução, tanto como passarelas para movimentação dos operários quanto como elementos de apoio durante a compactação das camadas de argila.

A cena registrada evidencia claramente a lógica construtiva dessa tipologia de barragem: a estrutura de gabião, permeável e flexível, atua como contenção de gravidade, enquanto o núcleo de argila garante a impermeabilização do barramento. Essa combinação de materiais proporciona um sistema seguro, de fácil execução e economicamente viável, além de se integrar de maneira eficiente às condições geotécnicas e hidráulicas locais.

Figura 34. Posicionamento das caixas de gabião sobre manta geotêxtil e início do preenchimento com enrocamento.



Fonte: Os Autores.

Na fotografia observa-se a montagem das caixas de gabião diretamente sobre a superfície de fundação previamente regularizada e recoberta por manta geotêxtil, que atua como elemento de separação e filtração, evitando a migração de partículas finas para o interior da estrutura.

As gaiolas metálicas de malha hexagonal de dupla torção estão sendo posicionadas e amarradas entre si, assegurando continuidade e monoliticidade. No interior das unidades, trabalhadores realizam o preenchimento com enrocamento de pedras selecionadas, distribuídas manualmente de modo a garantir o correto adensamento e o travamento interno do conjunto.

Ao fundo, é possível notar o estoque de material pétreo destinado ao enchimento das próximas fiadas, assim como a presença da ponte existente e da equipe de apoio. A cena evidencia o caráter modular e a facilidade executiva típica deste tipo de estrutura.

Figura 35. Formação do núcleo de argila compactada e estoque de enrocamento para preenchimento dos gabiões.



Fonte: Os Autores.

Na fotografia observa-se o núcleo argiloso em processo de conformação, disposto em camadas compactadas que se destacam pela coloração avermelhada do solo. O material utilizado apresenta baixa permeabilidade, característica essencial para o funcionamento da barreira hidráulica, cuja função é restringir a percolação da água através da estrutura.

O volume de argila foi cuidadosamente espalhado e compactado, garantindo homogeneidade e continuidade ao maciço. Em primeiro plano, nota-se o enrocamento estocado, destinado ao preenchimento das gaiolas metálicas de gabião, o que evidencia a execução em etapas complementares: impermeabilização pelo núcleo argiloso e estabilidade estrutural pelo enrocamento confinado.

Figura 36. Vista do paramento em gabião concluído, com gaiolas preenchidas e intertravadas.



Fonte: Os Autores.

Na fotografia é possível observar o paramento em gabião já concluído, com as caixas metálicas preenchidas por enrocamento e

devidamente intertravadas, formando um corpo único e contínuo. O preenchimento com pedras de granulometria adequada garantiu a massa necessária para resistir aos esforços hidráulicos, ao mesmo tempo em que manteve a característica de permeabilidade, fundamental para o alívio das pressões internas.

Figura 37. Montagem dos gabiões e preenchimento com enrocamento.



Fonte: Os Autores.

Na imagem observa-se a sequência construtiva dos gabiões tipo caixa, com parte da estrutura já concluída à direita e novos módulos sendo montados e preenchidos à esquerda. A montagem ocorre sobre a fundação previamente regularizada e protegida com manta geotêxtil, enquanto o preenchimento é feito com enrocamento de pedras de granulometria controlada, garantindo a estabilidade e a permeabilidade da estrutura.

Em segundo plano, nota-se a presença de escavadeira hidráulica e o estoque de argila avermelhada, utilizada no núcleo impermeável, compondo a solução híbrida de estabilidade e vedação.

O conjunto evidencia a integração entre diferentes frentes de serviço, montagem das gaiolas, enchimento com enrocamento e conformação do núcleo argiloso, que, em conjunto, formam o corpo final da barragem.

Figura 38. Arranjo das gaiolas de gabião sobre manta geotêxtil antes do preenchimento com pedras.



Fonte: Os Autores.

Na imagem é possível observar a fase inicial de arranjo das gaiolas de gabião, já posicionadas sobre a superfície de fundação previamente regularizada e recoberta com manta geotêxtil. Essa manta exerce papel fundamental na separação e filtração, impedindo a migração de finos do solo para o interior do gabião e aumentando a durabilidade da obra.

As gaiolas metálicas, confeccionadas em malha hexagonal de dupla torção, encontram-se dispostas lado a lado e fixadas entre si, aguardando o preenchimento com enrocamento.

Ao fundo, visualiza-se a parte da estrutura já executada, composta por gabiões totalmente preenchidos e intertravados, além do estoque de pedras destinadas ao enchimento das próximas unidades.

Figura 39. Vista da barragem de gabião concluída, com funcionamento do vertedouro central.



Fonte: Os Autores.

Na fotografia observa-se a barragem concluída, com o corpo em gabião já em operação e o vertedouro central funcionando conforme projetado. A lâmina d'água verte de forma controlada sobre a crista do barramento, evidenciando a função principal da estrutura: elevar o nível do reservatório a montante e permitir a regularização da vazão do ribeirão.

A superfície do gabião, preenchida com enrocamento, garante estabilidade estrutural ao conjunto, ao mesmo tempo em que mantém a característica drenante, evitando a concentração de pressões internas. O conjunto evidencia a integração entre o núcleo impermeável e os gabiões de contenção, resultando em uma barragem de pequeno porte que alia segurança, funcionalidade hidráulica e economia executiva.

3.1.3 Estabilização de Margem com Estruturas em Gabião – Avenida Pires do Rio, Itaquera/SP

O projeto de estabilização desenvolvido na Avenida Pires do Rio, nº 4794, em Itaquera/SP, constitui um exemplo representativo da aplicação de estruturas em gabião em contexto urbano, caracterizado por restrição de espaço, proximidade de edificações vizinhas e susceptibilidade a processos erosivos, fatores que impõem desafios adicionais às soluções de contenção.

A intervenção foi motivada pela necessidade de assegurar a estabilidade geotécnica da margem de fundo localizada junto ao edifício da Loja Mix do Real, em uma área que apresentava risco potencial de instabilidade e de erosão progressiva, ameaçando tanto a infraestrutura existente quanto a segurança do entorno.

Concepção Estrutural

A solução adotada consistiu na execução de muros de gravidade em gabião tipo caixa, dispostos em três níveis prismáticos escalonados e preenchidos com rachão de granulometria controlada. A estrutura principal foi apoiada sobre um gabião tipo saco, empregado como fundação, com a função de distribuir uniformemente as tensões transmitidas ao solo de apoio.

Como reforço adicional e medida de controle frente a possíveis recalques diferenciais, foram cravadas estacas de madeira, que atuaram como elementos auxiliares de ancoragem, aumentando a segurança contra deslocamentos longitudinais.

Essa concepção resultou em uma solução flexível, permeável e adaptável ao meio urbano, conciliando baixo impacto ambiental, viabilidade econômica e rapidez executiva, fatores fundamentais em obras de contenção em áreas densamente ocupadas.

Desempenho Geotécnico

As análises de estabilidade indicaram fatores de segurança bastante superiores aos mínimos normativos, confirmando a robustez da solução:

- Tombamento: $FS = 23,33$ (mínimo exigido: 1,5)
- Arraste: $FS = 25,0$ (mínimo exigido: 1,5)

- Capacidade de carga da fundação: $FS = 3,125$ (mínimo exigido: 1,0)
- Estabilidade global: $FS = 1,58$ (mínimo exigido: 1,4)

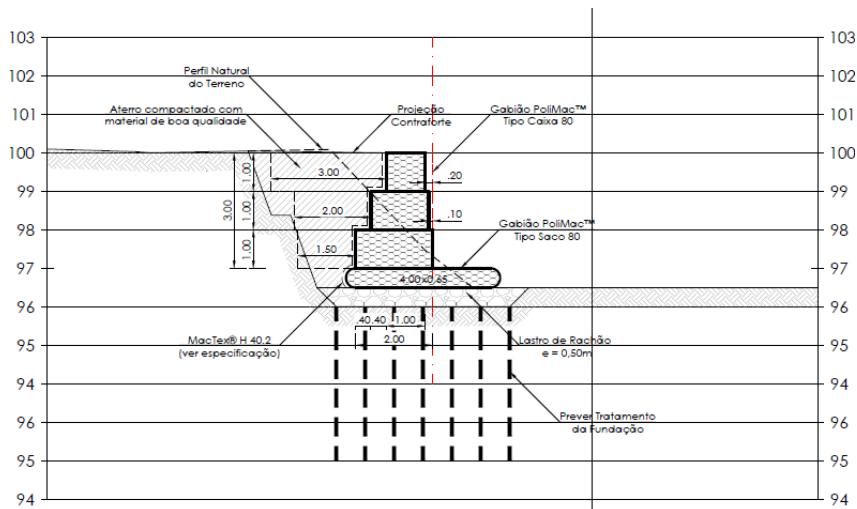
Esses resultados atestaram a eficiência da concepção adotada, assegurando que a contenção atendesse plenamente aos critérios estabelecidos pelas normas ABNT NBR 11682/2009 (Estabilidade de Encostas) e ABNT NBR 6122/2010 (Projeto e Execução de Fundações).

Aspectos Executivos

O projeto contemplou um conjunto de diretrizes específicas para garantir a qualidade, durabilidade e desempenho estrutural da obra:

- Pedras de mão de elevada resistência foram utilizadas no preenchimento, assegurando resistência ao intemperismo e abrasão.
- A montagem manual dos gabiões foi realizada com rigor técnico, reduzindo vazios internos e promovendo o travamento adequado das pedras.
- Foram empregadas telas metálicas galvanizadas de dupla torção, em conformidade com normas técnicas internacionais, com proteção anticorrosiva adicional para garantir maior vida útil em ambiente urbano.
- Instalou-se geotêxtil não tecido filtrante entre o paramento de gabião e o maciço de aterro, atuando como elemento de separação, filtração e drenagem, prevenindo o surgimento de surgências e processos de erosão interna.
- As camadas de aterro de retaguarda foram executadas e compactadas em espessuras reduzidas, assegurando adequada integração entre o solo existente e o novo maciço estabilizado.

Figura 40 Corte transversal do muro de contenção em gabião com fundação em saco, lastro de rachão e geotêxtil.



Fonte: Os Autores

Na figura 40 é apresentado o corte transversal da contenção em gabião, projetada. O desenho evidencia a concepção executiva da estrutura, composta por diferentes elementos que, em conjunto, garantem a estabilidade global e o desempenho hidráulico da obra.

Na porção superior observa-se o perfil natural do terreno e a execução de aterro compactado com material de boa qualidade, representando o maciço de retaguarda da contenção. Esse aterro foi projetado para ser executado em camadas sucessivas, devidamente compactadas, de forma a integrar-se ao paramento frontal em gabião e evitar recalques diferenciais.

A contenção em si é formada por unidades de gabião PoliMac™ tipo caixa 80, dispostas de maneira prismática em fiadas sobrepostas. Cada módulo de caixa é preenchido com enrocamento de pedras de granulometria controlada, conferindo ao conjunto peso próprio suficiente para resistir ao empuxo ativo do solo. Como reforço de base, a estrutura apoia-se sobre um gabião PoliMac™ tipo saco 80, empregado como elemento de fundação flexível, capaz de se adaptar a pequenas deformações sem perda de desempenho. Essa solução de interface também reduz riscos de erosão na base.

Na região inferior, entre o terreno e a fundação, foi especificado um lastro de rachão com espessura de 0,50 m, cuja função é regularizar a superfície de apoio, promover a drenagem da base e distribuir as tensões transmitidas pelos gabiões. Complementarmente, foi prevista a instalação de geotêxtil MacTex® H 40.2, disposto entre o solo natural e o lastro de fundação, atuando como camada de separação e filtração, evitando a migração de finos para o interior da estrutura.

O desenho também indica a recomendação de tratamento da fundação, etapa essencial para garantir a estabilidade do sistema em locais onde o subsolo apresenta baixa capacidade de suporte ou suscetibilidade a recalques. Esse tratamento pode envolver substituição de solo mole, compactação complementar ou execução de elementos auxiliares de reforço.

Outro detalhe mostrado é a projeção em contraforte junto ao paramento do gabião, concebida para melhorar o desempenho contra o empuxo lateral, aumentando o braço de resistência da estrutura.

De modo geral, o arranjo apresentado combina elementos de estabilidade estrutural (muros em gabião tipo caixa), flexibilidade (gabião tipo saco e lastro de rachão), drenagem (permeabilidade intrínseca dos gabiões e uso de geotêxtil) e integração geotécnica (aterro compactado e tratamento da fundação). Essa concepção resulta em um sistema robusto e adaptável, adequado às condições de áreas urbanas sujeitas a instabilidade geotécnica e processos erosivos.

Síntese e Contribuições

Esse caso evidencia como o emprego de gabiões em obras urbanas oferece uma alternativa tecnicamente segura, ambientalmente adequada e economicamente viável, reunindo características que vão além da simples contenção.

Ao mesmo tempo em que asseguram a estabilidade geotécnica, os gabiões oferecem drenagem natural, elevada capacidade de adaptação a recalques diferenciais e integração estética ao ambiente urbano.

A experiência da Avenida Pires do Rio, em Itaquera, demonstrou que a técnica pode ser amplamente replicada em áreas

sujeitas a processos erosivos e instabilidade geotécnica, especialmente em regiões densamente ocupadas onde soluções rígidas em concreto apresentam maiores custos, prazos e impactos ambientais.

Trata-se, portanto, de um exemplo consolidado da capacidade dos gabiões de conciliar funcionalidade, sustentabilidade e eficiência construtiva no cenário urbano contemporâneo.

3.1.4 Estabilização Emergencial no Córrego dos Ourives – São Paulo/SP

A intervenção realizada no Córrego dos Ourives, localizado na Rua Giovanni da Coneglione, em São Paulo/SP, constitui um exemplo emblemático da aplicação de estruturas em gabião em obras emergenciais de estabilização urbana.

O projeto foi concebido após um episódio de chuvas intensas que provocou a ruptura parcial da margem do córrego, expondo o aterro existente e colocando em risco imediato as residências localizadas no limite da encosta.

A situação de instabilidade, agravada pela baixa qualidade geotécnica do solo de aterro e pelo avanço da erosão marginal, demandou uma solução de caráter rápido, eficiente e de alta confiabilidade estrutural, que pudesse ser executada em condições restritas de espaço e em área densamente ocupada.

Condições Geotécnicas

As sondagens SPT revelaram um perfil de subsolo heterogêneo e desfavorável:

- Camada superficial: aterro desordenado, contendo entulho misturado a solos argilo-arenosos moles, de baixa compactidade e suscetíveis a recalques.
- Horizonte intermediário: depósitos aluvionares, caracterizados por solos finos de baixa resistência e elevada compressibilidade.
- Camada profunda: solos derivados da alteração de rocha, com melhor compactidade e resistência, oferecendo suporte adequado para as cargas finais transmitidas pela contenção.

Esse quadro reforçou a necessidade de uma solução flexível, capaz de se adaptar a recalques diferenciais, característica típica das estruturas em gabião, que, ao contrário das estruturas rígidas de concreto, apresentam melhor desempenho em solos de baixa qualidade.

Solução Estrutural

A concepção adotada consistiu em muros de gravidade em gabião tipo caixa, dispostos em fiadas sobrepostas, com preenchimento em rachão de granulometria controlada. O peso próprio da estrutura garantiu o equilíbrio frente aos esforços de empuxo do aterro e às solicitações hidráulicas do córrego.

Na base da contenção foi projetada uma fundação em gabião tipo saco, apoiada em vala preenchida com material pétreo. Essa solução aumentou a superfície de contato da estrutura com o terreno, distribuindo uniformemente as tensões e reduzindo riscos de recalque localizado ou erosão interna.

Como reforço adicional, foram projetados contrafortes a montante, posicionados em intervalos regulares, atuando como elementos de contravento da contenção. Esses contrafortes tiveram a função de redistribuir esforços horizontais, melhorar o desempenho contra o empuxo e aumentar a estabilidade ao longo da vida útil da obra.

Desempenho Estrutural

As análises de estabilidade demonstraram fatores de segurança bastante superiores aos mínimos exigidos em norma (ABNT NBR 11682/2009 e ABNT NBR 6122/2010):

- Deslizamento: $FS = 1,97$ (mínimo 1,5)
- Tombamento: $FS = 1,77$ (mínimo 1,5)
- Estabilidade global: $FS = 1,77$ (mínimo 1,4)

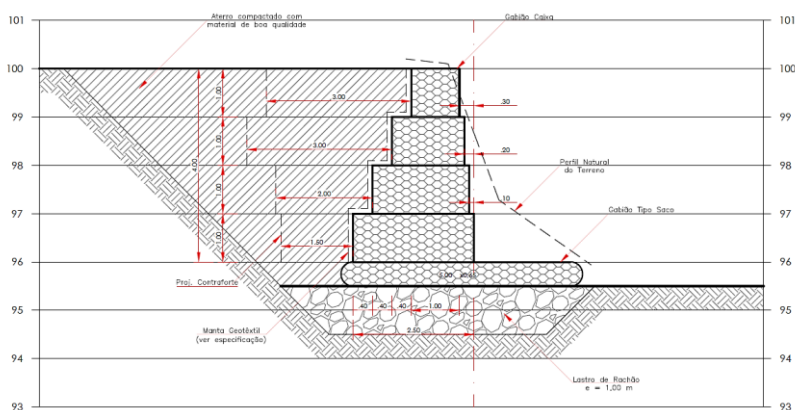
Esses valores confirmaram a robustez da solução, assegurando a confiabilidade da contenção mesmo em condições adversas e de caráter emergencial.

Aspectos Executivos

O projeto contemplou diretrizes rigorosas de execução, essenciais para garantir desempenho estrutural e durabilidade:

- Arranjo manual das pedras: cada unidade de gabião foi preenchida com pedras de mão dispostas manualmente, minimizando vazios, garantindo o travamento interno e evitando recalques diferenciais.
- Geotêxtil não tecido filtrante: instalado entre o aterro e o paramento em gabião, atuou como barreira seletiva, permitindo a drenagem da água e impedindo o carreamento de finos.
- Telas de dupla torção galvanizadas: confeccionadas com arames galvanizados com revestimento adicional anticorrosivo, garantindo elevada durabilidade em ambiente urbano sujeito a intempéries e à ação da água.
- Aterro compactado em camadas delgadas: o reaterro foi executado em camadas de pequena espessura, com controle rigoroso de umidade e compactação, assegurando integração entre o novo maciço estabilizado e o solo natural existente.
- Controle executivo e inspeção contínua: as etapas foram acompanhadas com fiscalização direta para garantir que os parâmetros de projeto fossem atendidos.

Figura 41. Corte transversal típico de muro de contenção em gabião com fundação em saco, lastro de rachão e manta geotêxtil.



Fonte: Os Autores.

A figura 41 apresenta o corte transversal da solução. A estrutura é composta por aterro compactado com material de boa qualidade disposto na retaguarda, garantindo coesão e densidade ao maciço de apoio.

O paramento frontal é formado por gabiões tipo caixa, organizados em quatro níveis escalonados de diferentes alturas, preenchidos com enrocamento de granulometria controlada, responsáveis por fornecer peso próprio e resistência frente aos esforços de empuxo.

Na base da estrutura encontra-se um gabião tipo saco, utilizado como fundação flexível, cuja função é distribuir tensões e permitir a adaptação a recalques diferenciais. Logo abaixo, foi especificado um lastro de rachão com espessura de 1,00 m, atuando como camada de regularização e drenagem, reduzindo riscos de erosão na fundação.

Entre o aterro e os gabiões foi prevista a aplicação de uma manta geotêxtil não tecida, elemento essencial de separação e filtração, permitindo a passagem de água, mas impedindo o carregamento de partículas finas para o interior da estrutura. Adicionalmente, a solução incorpora projeção em contraforte, recurso que amplia o braço resistente do muro e melhora a estabilidade contra empuxos horizontais.

A solução projetada combina robustez estrutural, flexibilidade e drenagem, configurando uma solução tecnicamente segura e de execução eficiente em solos heterogêneos sujeitos a recalques diferenciais.

Síntese Técnica

O caso do Córrego dos Ourives demonstra a eficácia dos gabiões como solução de contenção emergencial em áreas urbanas críticas. A estrutura executada conciliou funcionalidade técnica, ao assegurar estabilidade estrutural e segurança hidráulica; rapidez executiva, aspecto essencial em intervenções emergenciais; viabilidade econômica, obtida pelo uso de materiais localmente disponíveis e pela reduzida necessidade de equipamentos pesados; e sustentabilidade ambiental, ao empregar materiais drenantes e recicláveis, possibilitando ainda a integração paisagística da obra ao ambiente urbano em etapas posteriores.

3.1.5 Projeto de Urbanização Integrada da Vila Esperança (Cubatão/SP)

O Projeto de Urbanização Integrada da Vila Esperança, no município de Cubatão/SP, é um exemplo da utilização de estruturas em gabião no contexto de obras de caráter geotécnico, ambiental e social.

Desenvolvido em uma área marcada por ocupação irregular e vulnerabilidade socioambiental, o projeto enfrentou desafios significativos: ocorrência de solos moles e compressíveis, presença de elevado nível freático, e riscos de instabilidade geotécnica e hidrológica.

Tais condições exigiram soluções técnicas que conciliavam eficiência estrutural, viabilidade econômica e integração ambiental, características que se alinham às propriedades do gabião.

A escolha por esse tipo de contenção foi fundamentada em três aspectos principais. Em primeiro lugar, a flexibilidade dos gabiões mostrou-se essencial para absorver e acompanhar as deformações diferenciais típicas dos solos moles saturados, onde estruturas rígidas poderiam apresentar fissuração ou perda de desempenho.

Em segundo, a viabilidade econômica e executiva da técnica permitiu sua adoção em um projeto de grande alcance social, visto que a execução pôde ser realizada em etapas, com aproveitamento de mão de obra local e sem a necessidade de grandes equipamentos.

Por fim, a integração ambiental foi assegurada pela natureza drenante dos gabiões, que reduzem pressões neutras e processos erosivos, além de se adaptarem ao entorno, favorecendo a revegetação e a inserção paisagística.

As investigações geotécnicas realizadas no local indicaram resistências não drenadas médias de aproximadamente 16,7 kPa até 6 m de profundidade, aumentando gradualmente em camadas mais profundas.

Esse perfil reforçou a necessidade de técnicas de reforço e aceleração do adensamento, razão pela qual foram empregados geodrenos verticais em conjunto com aterros controlados sobre solos moles. Os gabiões, nesse contexto, atuaram como elementos de

contenção lateral, garantindo a estabilidade dos aterros e a segurança da urbanização implantada.

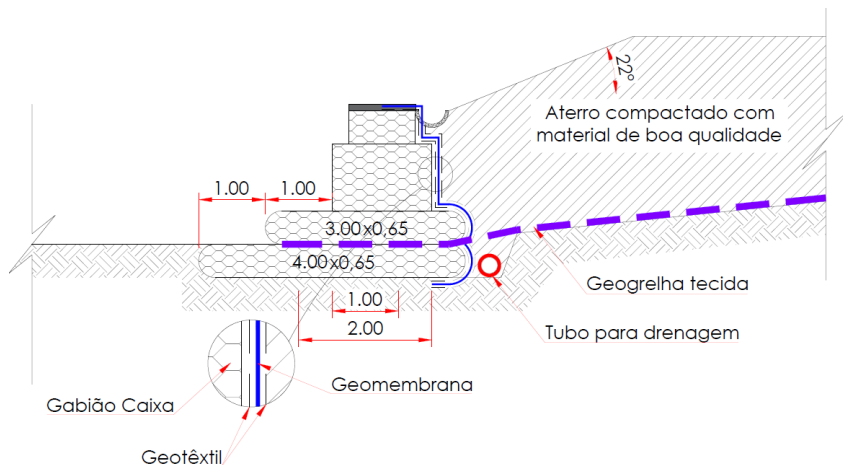
O dimensionamento estrutural seguiu os critérios da ABNT NBR 11682/2009 (Estabilidade de Encostas) e da DNER-PRO 381/98 (Aterros sobre Solos Moles para Obras Viárias), contemplando tanto a segurança dos taludes quanto os condicionantes específicos de obras em solos de baixa resistência.

As análises de estabilidade foram conduzidas com apoio de softwares especializados, como o RocScience Slide, utilizando os métodos de Spencer e GLE/Morgenstern-Price, que possibilitaram verificar os fatores de segurança e validar os arranjos propostos.

Na etapa executiva, os gabiões foram empregados em diferentes tipologias: sacos, caixas e muros escalonados, configurados como muros de gravidade adaptados a cada trecho do projeto. Esses elementos foram integrados a sistemas de drenagem superficial, camadas filtrantes e aterros compactados em condições controladas, reduzindo de forma significativa o risco geotécnico e hidrológico da comunidade. A obra permitiu, assim, o reassentamento seguro de famílias em novas unidades habitacionais urbanizadas, protegendo a população antes exposta ao risco iminente de instabilidade.

Esse caso ilustra de forma clara como os gabiões podem ir além de sua função meramente estrutural, inserindo-se em um contexto socioambiental integrado, onde engenharia, urbanismo e sustentabilidade caminham juntos. Ao mesmo tempo em que proporcionam segurança e eficiência técnica, essas estruturas se mostraram compatíveis com as necessidades de projetos em áreas de vulnerabilidade social, destacando-se como solução sustentável, replicável e de elevado impacto positivo em iniciativas de urbanização em solos moles e regiões de risco.

Figura 42. Detalhe construtivo de muro em gabião com integração de geossintéticos, impermeabilização e sistema de drenagem.



Fonte: Os Autores.

A figura 42 apresenta o detalhe construtivo do muro projetado, integrando diferentes elementos geotécnicos e hidráulicos para garantir estabilidade, impermeabilização e drenagem. O desenho evidencia o caráter multidisciplinar da solução, onde gabiões, geossintéticos e dispositivos auxiliares trabalham em conjunto para assegurar o desempenho da obra.

O paramento frontal é composto por gabiões tipo caixa, preenchidos com enrocamento de granulometria controlada, que conferem peso próprio e resistência à contenção. Esses módulos são apoiados sobre base escalonada (3,00 x 0,65 m e 4,00 x 0,65 m), de modo a aumentar a área de fundação e melhorar a estabilidade global.

Na retaguarda da estrutura foi projetado um aterro compactado com material de boa qualidade, executado em camadas sucessivas e com inclinação de 22°. Esse aterro é confinado por uma geogrelha tecida, disposta horizontalmente, que atua como reforço adicional, aumentando a capacidade resistente do maciço e evitando rupturas por tração.

Entre o gabião e o aterro, observa-se a utilização de geomembrana e geotêxtil não tecido, dispostos em conjunto. A geomembrana funciona como barreira impermeável, reduzindo a percolação de água para o interior da estrutura, enquanto o geotêxtil

exerce papel de filtração e separação, permitindo a drenagem controlada sem o carreamento de partículas finas.

Na base do aterro foi especificado um tubo de drenagem, posicionado junto ao pé da contenção, destinado ao alívio das pressões hidrostáticas acumuladas. Esse elemento assegura que a água infiltrada seja conduzida para fora do sistema, prevenindo a sobrecarga hidráulica no maciço.

O corte ampliado no canto inferior esquerdo mostra a sobreposição de camadas de geotêxtil e geomembrana associadas ao gabião caixa, ilustrando o arranjo projetado para reforçar a interface entre o aterro e a estrutura de contenção.

De forma geral, o conjunto estrutural combina a resistência dos gabiões, responsáveis pela estabilidade e contenção; a impermeabilização garantida pela geomembrana, que reduz infiltrações indesejadas; a filtração e a proteção contra piping proporcionadas pelo geotêxtil; o reforço do aterro com geogrelha tecida, que melhora o desempenho mecânico do maciço; e a drenagem profunda assegurada por tubos coletores, que controlam o fluxo interno de água. Esse arranjo integrado resulta em uma solução segura, adaptável e durável, especialmente recomendada para situações de elevada saturação do solo e de risco associado à instabilidade hidráulica e geotécnica.

3.1.6 Estabilização das Margens do Córrego Barra Mansa – Morungaba/SP

A intervenção realizada às margens do Córrego Barra Mansa, junto à Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) no município de Morungaba/SP, constitui um caso do emprego de estruturas em gabião como solução definitiva para contenção em áreas sujeitas a processos erosivos e instabilidade geotécnica.

O local encontrava-se em avançado estado de degradação, com taludes íngremes apresentando erosão superficial, exposição de raízes, blocos instáveis e tentativas anteriores de contenção em gabião já em colapso. Além disso, observou-se o acúmulo de resíduos sólidos e assoreamento do leito do córrego, fatores que agravavam o risco de instabilidade e comprometiam o desempenho hidráulico do canal.

Caracterização Geológica e Geotécnica

A área insere-se no contexto do Cinturão Ribeira (Província Mantiqueira), caracterizado por rochas metamórficas e ígneas, como gnaisses, granitos, migmatitos, xistos e filitos, fortemente intemperizados. O intemperismo químico e físico dessas litologias origina solos lateríticos e saprolíticos, ricos em frações argilosas e silto-argilosas, altamente suscetíveis à erosão.

As sondagens SPT realizadas no trecho permitiram detalhar o perfil geotécnico local. As camadas superficiais mostraram-se constituídas por aterro argilo-arenoso heterogêneo, de baixa compactidade, seguido por horizontes aluvionares inconsolidados, predominantemente de silte arenoso pouco coesivo, com baixa capacidade de suporte.

Em maior profundidade, registrou-se a presença de solos de alteração de rocha, argilosos e siltosos, de maior resistência. Foram ainda identificadas camadas compressíveis, contendo matéria orgânica, além da presença de nível freático elevado, situado entre 3,4 m e 3,6 m de profundidade. Esse conjunto de condições reforçava a necessidade de uma solução flexível, drenante e adaptável a recalques diferenciais, visto que métodos rígidos de contenção seriam ineficientes e de difícil manutenção.

Diagnóstico do Problema

O problema principal consistia na instabilidade progressiva das margens do córrego, com risco iminente de ruptura total de trechos do talude. A degradação comprometia não apenas a infraestrutura existente, mas também o funcionamento da ETE e a qualidade ambiental do curso d'água. Havia necessidade de uma intervenção que combinasse segurança estrutural, eficiência hidráulica e durabilidade, sem impor elevados custos ou complexidade executiva.

Análises de Estabilidade

As análises geotécnicas foram conduzidas com o software Slide 6.0 (RocScience), utilizando o método de GLE/Morgenstern-Price, reconhecido por sua capacidade de avaliar superfícies de ruptura complexas em taludes heterogêneos. Foram avaliadas tanto as

condições provisórias de escavação quanto a configuração definitiva após a implantação da contenção.

- Para a escavação provisória, obteve-se $FS = 1,30$, valor adequado ao limite mínimo de segurança previsto para taludes temporários.
- Na situação definitiva, com a estrutura de gabião implantada, o fator de segurança global foi $FS = 1,50$, superior ao mínimo de 1,40 exigido pela ABNT NBR 11682/2020 (Estabilidade de Encostas) em áreas com baixo risco de perda de vidas humanas, mas alto potencial de dano material.
- As verificações específicas de deslizamento ($FS = 1,45$), tombamento ($FS = 1,73$) e capacidade de carga da fundação ($FS = 7,15$) confirmaram margens de segurança amplamente satisfatórias, assegurando que a solução proposta atenderia de forma robusta aos critérios normativos.

Solução de Engenharia Adotada

A solução projetada consistiu na execução de muros de gravidade em gabião tipo caixa, dispostos em degraus escalonados, formando um paramento contínuo de contenção. Essa geometria escalonada proporcionou maior estabilidade global e reduziu o risco de tombamento, além de melhorar a adaptação da estrutura às condições naturais do terreno.

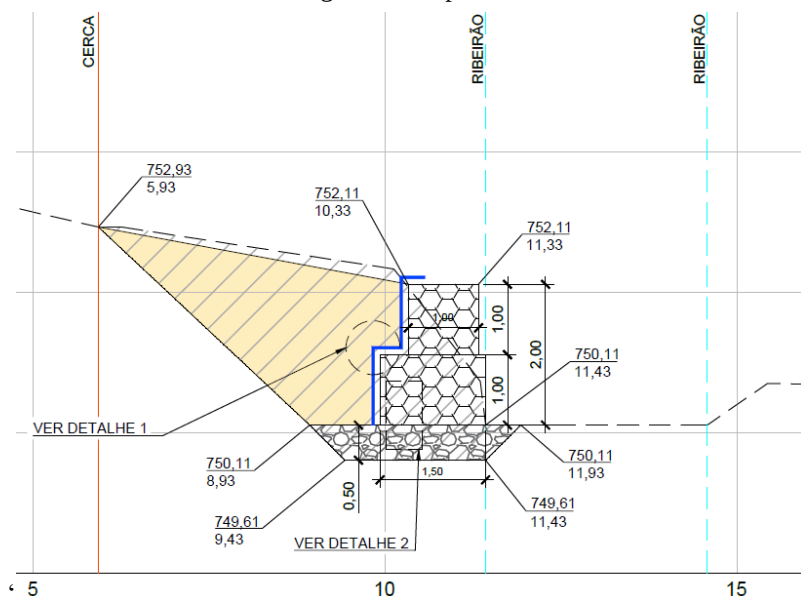
A fundação foi preparada com uma camada de rachão graduado, funcionando como elemento de regularização, reforço e drenagem da base. Esse arranjo reduziu o risco de erosão na interface solo-estrutura e aumentou a durabilidade da contenção.

Entre o aterro compactado e os gabiões foi prevista a instalação de geotêxteis filtrantes não tecidos, essenciais para permitir a drenagem da água infiltrada e, ao mesmo tempo, evitar a migração de partículas finas para o interior da estrutura, prevenindo fenômenos de piping. O aterro de retaguarda foi especificado para execução em camadas sucessivas e compactadas, garantindo integração entre o solo existente e o novo maciço.

Do ponto de vista executivo, o projeto incluiu recomendações detalhadas, como a montagem manual dos gabiões, assegurando o

correto arranjo das pedras e a minimização de vazios internos; o uso de telas metálicas de dupla torção galvanizadas e revestidas, para maior resistência à corrosão; e a realização de inspeções periódicas durante a execução, de modo a assegurar a qualidade final da obra.

Figura 43. Corte típico do muro de gabião em margem de ribeirão com aterro de retaguarda compactado.



Fonte: Os Autores.

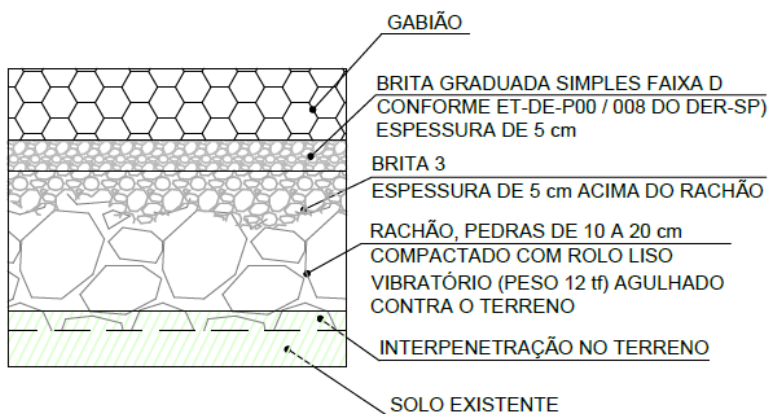
A figura apresenta o corte típico do muro projetado, evidenciando a interação entre o aterro compactado, a estrutura de contenção e o terreno natural. O aterro de retaguarda, representado em hachura amarela, foi projetado com material de boa qualidade e devidamente compactado para garantir estabilidade do maciço.

O paramento frontal da contenção é formado por gabiões tipo caixa, dispostos em duas fiadas: a inferior, com altura de 1,50 m, e a superior, com altura de 1,00 m. O conjunto é apoiado sobre uma fundação com lastro de 0,50 m de espessura, constituída por material pétreo, responsável pela regularização da base e pela drenagem da interface solo-estrutura.

A geometria escalonada do muro, com base mais larga (2,00 m) e topo mais estreito (1,00 m), garante estabilidade frente aos

esforços de empuxo, configurando-se como um muro de gravidade. O detalhe azul indica a presença de geossintético de interface (geomembrana ou geotêxtil), destinado a melhorar a drenagem e evitar a migração de partículas finas.

Figura 44. Detalhe da base de apoio do muro em gabião com camadas de rachão, brita graduada e brita 3.



DETALHE 02

SEM ESCALA

Fonte: Os Autores.

A figura 44 apresenta o Detalhe 02, correspondente à concepção da base de apoio de um muro em gabião, mostrando a sequência de camadas de regularização, drenagem e reforço previstas para garantir estabilidade e durabilidade da estrutura.

No topo está representado o gabião, elemento estrutural de contenção preenchido com enrocamento. Logo abaixo, especifica-se uma camada de brita graduada simples, faixa D (ET-DE-P00/008 do DER-SP), com espessura de 5 cm, que atua como camada de regularização e distribuição de tensões.

Em seguida, foi prevista uma camada de brita 3, também com 5 cm de espessura, posicionada imediatamente acima do enrocamento

grosso, funcionando como filtro intermediário para evitar a migração de partículas menores e melhorar o travamento do conjunto.

A camada principal de fundação é formada por rachão com pedras de 10 a 20 cm de diâmetro, compactadas com rolo liso vibratório (peso de 12 toneladas) aplicado de forma intensiva (“agulhado contra o terreno”), garantindo alta densidade e suporte estrutural. Essa camada apresenta grande capacidade drenante e assegura que eventuais percolações de água sejam dissipadas, evitando sobrepressões na base do gabião.

Na interface inferior, o desenho indica a interpenetração do rachão no terreno natural, fundamental para promover aderência e travamento entre o material de fundação e o solo existente. A camada de solo natural é, portanto, a última base de suporte do sistema.

Esse arranjo de camadas, solo natural, rachão compactado, brita graduada, brita 3 e gabião, constitui uma solução eficiente para garantir distribuição uniforme de tensões, drenagem eficiente, proteção contra piping e estabilidade global da contenção.

Considerações Finais

O projeto de estabilização das margens do Córrego Barra Mansa em Morungaba/SP demonstra de forma clara como os gabiões se consolidam como solução técnica de excelência em obras de contenção urbana. Sua flexibilidade estrutural, aliada à capacidade drenante, à durabilidade e à facilidade construtiva, faz com que sejam particularmente indicados para áreas com solos moles, alto nível freático e riscos de instabilidade.

Mais do que garantir a estabilidade geotécnica, a solução permitiu recuperar a funcionalidade hidráulica do córrego, reduzir processos erosivos e integrar a contenção ao meio ambiente, tornando-se referência prática para projetos em áreas semelhantes. Trata-se de um caso que ilustra a eficácia das soluções flexíveis em gabião no enfrentamento de problemas geotécnicos complexos em áreas urbanas e periurbanas, conciliando desempenho técnico, sustentabilidade e custo competitivo.

3.1.7 Estabilização do Talude Rompido – Córrego Central da Av. Jacú-Pêssego (São Paulo/SP)

O Córrego Central da Avenida Jacú-Pêssego, localizado na Zona Leste da cidade de São Paulo, constitui um canal urbano de grande importância para o sistema de drenagem e está inserido em uma das principais vias arteriais da capital.

O entorno é marcado por tráfego intenso de veículos pesados, ocupação densa e presença de infraestrutura urbana sensível, fatores que aumentaram a criticidade do problema de instabilidade que se desenvolveu nos taludes marginais do canal.

As inspeções realizadas identificaram múltiplas rupturas distribuídas entre as margens direita e esquerda, caracterizadas pelo deslocamento e tombamento de muros de gabião existentes, rompimento de telas metálicas, perda de material de preenchimento e erosão progressiva dos taludes superiores.

Em alguns pontos, blocos soltos e aterros instáveis avançavam em direção ao leito do córrego, intensificando o processo de assoreamento e comprometendo a capacidade hidráulica.

As causas principais foram atribuídas à sobrecarga permanente provocada pelo tráfego da avenida, ao uso de aterro de baixa qualidade e compactação deficiente, à presença de nível freático elevado que favorecia surgências d'água e à deposição de lixo e entulho no canal, que ampliavam os efeitos erosivos e restringiam a seção de escoamento.

As investigações geotécnicas permitiram detalhar o perfil estratigráfico do local. As camadas superficiais eram compostas por aterro heterogêneo e pouco compactado, seguido por um horizonte de argila mole, de cor escura e elevada plasticidade, que apresentava baixa resistência ao cisalhamento.

Em maior profundidade foram identificadas camadas intercaladas de areia e argila arenosa de consistência dura e maior compactidade, capazes de oferecer suporte adequado às cargas estruturais.

Abaixo dessas camadas, solos de alteração de rocha madura forneceram uma base mais competente e estável. O nível freático foi encontrado entre 3,5 m e 5,2 m, impondo condições críticas de

drenagem e elevando o risco de instabilidade por redução das tensões efetivas e por erosão interna.

O conjunto dessas características evidenciava um cenário de solos frágeis na superfície, alta variabilidade de resistência e saturação significativa, condições que inviabilizavam soluções rígidas e tornavam indispensável a adoção de estruturas flexíveis e drenantes.

As análises de estabilidade foram conduzidas com base em métodos de equilíbrio limite e permitiram avaliar tanto a condição provisória de escavação quanto a situação definitiva após a implantação da contenção.

Para os taludes provisórios obteve-se fator de segurança de 1,32, valor suficiente para garantir a execução segura da obra. Para a solução final, o fator de segurança global atingiu 1,41, satisfatório frente ao mínimo exigido para áreas urbanas de risco moderado.

Verificações adicionais indicaram fatores de 1,50 para deslizamento e 2,10 para tombamento, além de tensões admissíveis elevadas para fundação, confirmando a robustez estrutural do arranjo.

Esses resultados mostraram que, mesmo diante da fragilidade dos solos superficiais e da influência do nível freático, a solução concebida apresentava desempenho adequado e garantia estabilidade em longo prazo.

A solução adotada foi estruturada como um sistema híbrido, combinando técnicas de contenção flexíveis e reforços de fundação. Inicialmente, recorreu-se ao solo grampeado como medida provisória, utilizando barras de aço injetadas em calda de cimento associadas a malha metálica, de modo a assegurar a estabilidade temporária dos taludes durante as escavações.

Para a contenção definitiva foram executados muros de gabião tipo caixa, assentados sobre base regularizada em enrocamento e apoiados sobre gabiões tipo saco, conformando um muro de gravidade drenante e flexível, capaz de se adaptar a recalques diferenciais.

Considerando a baixa resistência das camadas superficiais, foram introduzidas estacas de madeira de 30 cm de diâmetro e 6 m de comprimento, distribuídas em malha de 0,80 x 0,80 m, destinadas a reforçar a fundação e aumentar a capacidade de suporte.

Na base da estrutura foram dispostas camadas drenantes de rachão, responsáveis por regularizar a fundação, distribuir tensões e dissipar pressões neutras.

O aterro de montante foi recomposto em camadas sucessivas de 25 cm, compactadas sob controle rigoroso de umidade, garantindo integração entre o maciço novo e o solo natural. Na interface entre o aterro e a estrutura foram instalados geotêxteis filtrantes, prevenindo erosão interna e evitando o carreamento de partículas finas para o interior dos gabiões.

A execução seguiu diretrizes específicas que incluíram o arranjo manual das pedras nos gabiões para garantir densidade mínima e travamento interno, o uso de pedras de mão com dimensões controladas e provenientes de rocha sã, a proibição do preenchimento por lançamento mecânico para não danificar as telas, e o emprego de telas metálicas de dupla torção galvanizadas com proteção anticorrosiva, assegurando durabilidade em ambiente urbano agressivo.

Essas recomendações, associadas ao controle de qualidade durante a obra, foram fundamentais para o bom desempenho da solução.

Esse estudo de caso demonstra como a aplicação de estruturas em gabião, associadas a técnicas complementares de reforço e drenagem, constitui uma solução eficiente em áreas urbanas de elevada complexidade geotécnica.

A obra não apenas restabeleceu a estabilidade dos taludes e a segurança da infraestrutura viária, como também recuperou a capacidade hidráulica do canal, reduzindo os riscos de erosão, assoreamento e comprometimento do sistema de drenagem.

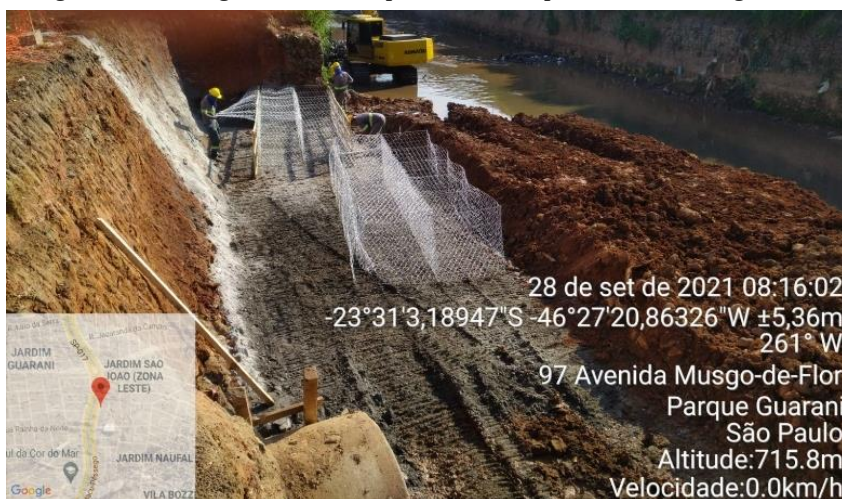
Trata-se de um exemplo claro de como a engenharia geotécnica pode responder de forma integrada e sustentável a desafios contemporâneos, conciliando desempenho técnico, rapidez construtiva, viabilidade econômica e preservação do meio urbano.

Figura 45. Estabilização provisória do maciço com grampos para execução de contenção de gabião.



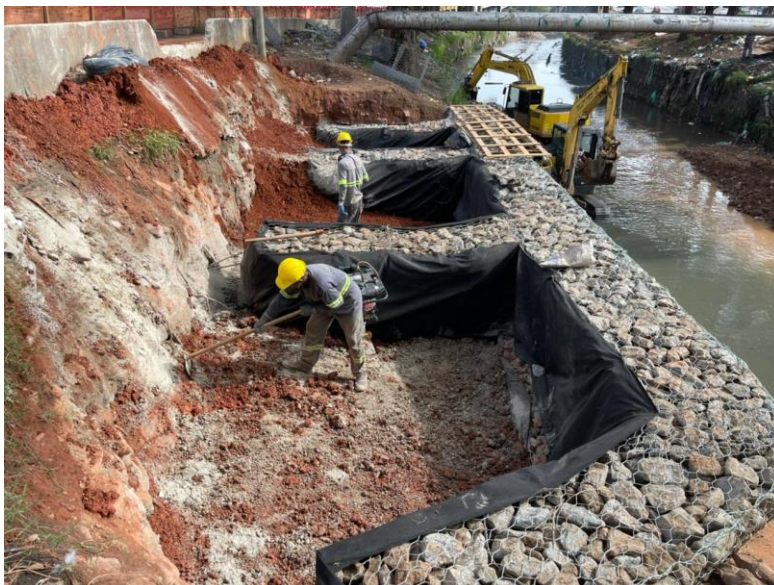
Fonte: Os Autores.

Figura 46. Montagem das caixas pertencentes à primeira linha de gabiões.



Fonte: Os Autores.

Figura 47. Execução do reaterro a montante da contenção – notar contrafortes executados.



Fonte: Os Autores.

Figura 48. Reaterro de montante executado.



Fonte: Os Autores.

Figura 49. Execução da montagem das caixas referentes ao primeiro nível da contenção – notar a fundação composta por gabiões tipo saco.



Fonte: Os Autores .

Figura 50. Detalhe da montagem e costura das caixas referentes ao primeiro nível do muro.



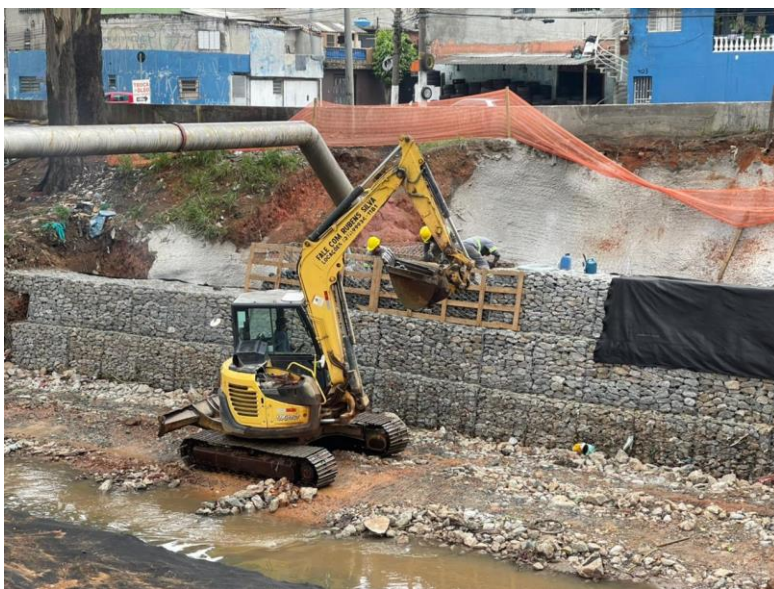
Fonte: Os Autores.

Figura 51. Execução da montagem das caixas referentes ao primeiro nível da contenção – notar a fundação composta por gabiões tipo saco.



Fonte: Os Autores.

Figura 52. Enchimento das caixas com equipamento mecanizado.



Fonte: Os Autores.

Figura 53. Vista geral da obra em estudos.



Fonte: Os Autores.

Figura 54. Contenção de margem finalizada.



Fonte: Os Autores.

Figura 55. Contenção de margem finalizada.



Fonte: Os Autores.

3.1.8 Contenção de Margem – Ribeirão dos Agudos, Orlândia/SP

A área em estudo corresponde às margens do Ribeirão dos Agudos, localizada nas proximidades da Estação de Tratamento de Esgoto do município de Orlândia/SP, região inserida no contexto geológico da Bacia Sedimentar do Paraná.

Essa unidade é marcada pela predominância de rochas da Formação Serra Geral, composta por basaltos toleíticos intensamente intemperizados em condições tropicais, e pela presença da Formação Botucatu, constituída por arenitos eólicos de alta porosidade, pertencentes ao Aquífero Guarani.

Sobre essas formações ocorrem ainda depósitos cenozóicos recentes, caracterizados por solos argilosos e arenosos com fragmentos basálticos e concreções ferruginosas.

O relevo é definido por colinas amplas e interflúvios suaves, intercalados por vales de drenagem bem-marcados, nos quais a erosão hídrica atua de forma intensa, sobretudo em margens fluviais onde a cobertura vegetal foi suprimida.

No trecho avaliado, os taludes marginais do ribeirão apresentam rupturas localizadas e processos erosivos ativos, agravados pela ausência de manutenção das encostas e pela atuação do escoamento superficial.

A instabilidade da margem é evidente, com risco iminente de agravamento em períodos de maior vazão. A degradação do solo e a inexistência de contenções favorecem o avanço progressivo da erosão, comprometendo a segurança da vegetação ciliar, a estrutura de dissipação de energia e o lançamento controlado dos efluentes.

Tal cenário indica a necessidade imediata de obras de estabilização e recomposição, integrando soluções geotécnicas, hidráulicas e vegetativas, de modo a garantir a estabilidade do maciço e a proteção do corpo hídrico.

As investigações de subsolo, conduzidas por sondagens de simples reconhecimento com ensaio SPT (Standard Penetration Test), permitiram caracterizar as condições geotécnicas locais até a profundidade de 8,20 m.

De maneira geral, as sondagens SP01, SP02 e SP03 indicaram a presença de uma camada superficial pouco resistente, composta por areia siltosa fina a média, marrom-avermelhada, de consistência fofa a medianamente compacta, com valores de resistência à penetração variando de $N = 2$ a $N = 13$ golpes. Essa camada, por sua baixa compactidade, mostrou-se altamente suscetível à erosão e à instabilidade quando exposta.

A partir de profundidades de aproximadamente 3,20 a 4,20 m, os perfis revelaram a ocorrência de horizontes progressivamente mais densos e competentes, também classificados como areias siltosas finas, de coloração marrom-avermelhada e com manchas variegadas, apresentando compactidade média a muito compacta.

Os valores de SPT variaram entre $N = 15$ e $N > 50$ golpes, indicando a presença de solos derivados do intemperismo avançado dos basaltos, com maior capacidade de suporte e reduzida deformabilidade.

O nível freático foi identificado em cotas rasas, variando entre 1,73 m e 2,58 m de profundidade, condição que intensifica os riscos de instabilização por reduzir a resistência ao cisalhamento dos solos superficiais e favorecer a ação erosiva do fluxo subterrâneo.

Esse quadro geotécnico evidencia a necessidade de uma solução flexível e permeável, capaz de acomodar recalques diferenciais e garantir estabilidade mesmo em ambientes com lençol freático raso e solos superficiais de baixa resistência.

A solução de contenção proposta para a margem do Ribeirão dos Agudos consistiu na execução de um muro de gravidade em gabiões tipo caixa, disposto em três fiadas escalonadas, com altura total de 3,00 m.

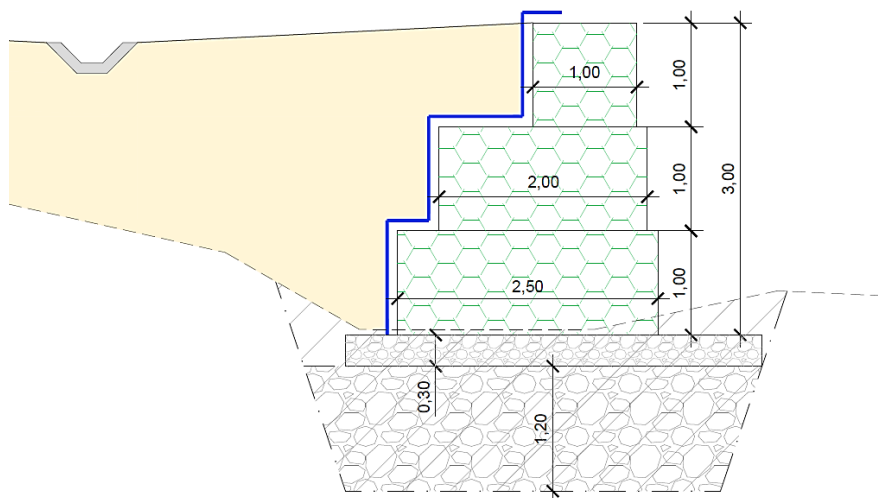
Cada fiada possuía 1,00 m de altura, sendo a base dimensionada com largura de 2,50 m, a segunda fiada com 2,00 m e a superior com 1,00 m. Essa configuração em degraus proporcionou maior estabilidade global, reduziu o braço de alavanca dos esforços de empuxo e melhorou o desempenho da estrutura frente às solicitações geotécnicas e hidráulicas.

Os gabiões foram preenchidos com pedras de rachão, cuidadosamente acomodadas de forma manual para assegurar o travamento interno, o adequado entrelaçamento das unidades e a durabilidade do conjunto.

O muro foi assentado sobre uma camada de regularização com 0,30 m de espessura, apoiada em colchão drenante de 1,20 m, cuja função foi promover a distribuição uniforme das cargas transmitidas ao solo de fundação, reduzir o risco de recalques diferenciais e aumentar a segurança estrutural.

Essa solução aliou robustez estrutural, flexibilidade, capacidade drenante e integração com o meio natural, configurando-se como técnica consolidada e de elevada eficiência em obras de estabilização de margens e contenção de taludes sujeitos a processos erosivos.

Figura 56. Seção típica da solução projetada.



Fonte: Os Autores.

CAPÍTULO 4 – Análise numérica de muro de gabião

4.1 Dimensionamento e verificação

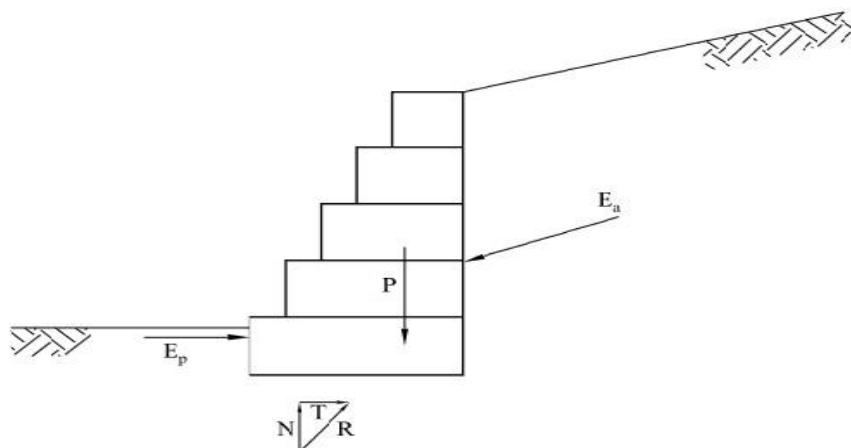
Os muros de contenção em gabião atuam predominantemente pelo seu peso próprio, sendo dimensionados como muros de gravidade, cuja função principal é resistir aos empuxos de terra atuantes. O empuxo de terra corresponde às pressões laterais exercidas pelo solo sobre a estrutura de contenção, podendo ser originado pelo peso próprio do solo ou por sobrecargas aplicadas sobre ele.

De forma geral, os empuxos laterais são calculados a partir de coeficientes adimensionais, empuxo ativo (k_a), empuxo passivo (k_p) e empuxo em repouso (k_0), que, multiplicados pela tensão vertical efetiva no ponto considerado, fornecem o valor da pressão lateral. A magnitude dessa pressão dependerá da interação solo–estrutura, ou seja, da movimentação relativa entre o maciço e o muro de contenção.

No empuxo ativo (E_a), o solo tende a deslocar a estrutura, reduzindo as tensões laterais até um valor mínimo de equilíbrio. Já no empuxo passivo (E_p), a estrutura é que desloca o solo, mobilizando a resistência passiva até um valor máximo. No caso do empuxo em repouso (E_r), não ocorre deslocamento relativo significativo, mantendo-se uma condição intermediária entre os dois anteriores (Figura 57).

Para a determinação desses esforços, são aplicadas as teorias clássicas de Coulomb e de Rankine, bem como métodos de equilíbrio limite, que consideram parâmetros como o peso específico do solo, ângulo de atrito interno, coesão, inclinação do talude e condições de drenagem.

Figura 57. Esforços atuantes em um muro de contenção de gabião.



Fonte: Os Autores.

Tabela 1 – Comparação entre tipos de empuxo de terra.

Tipo de empuxo	Condição de ocorrência	Deslocamento necessário da estrutura	Valor típico de k (areia)	Valor típico de k (argila)
Ativo (k_a)	O solo empurra a estrutura, que se afasta do maciço, reduzindo a pressão lateral até o valor mínimo	0,1% a 0,5% da altura do muro	0,25 – 0,33	0,40 – 0,50
Passivo (k_p)	A estrutura empurra o solo, mobilizando resistência passiva máxima	1% a 2% da altura do muro	3,0 – 4,0	2,0 – 3,0
Em repouso (k_0)	Não ocorre deslocamento relativo significativo entre solo e estrutura	Deslocamento praticamente nulo	0,40 – 0,50	0,50 – 0,70

Fonte: Os Autores.

4.1.2 Teoria de Rankine

Segundo Gerscovich (2016), a teoria de Rankine, datada de 1857, é uma das formulações clássicas para a determinação dos

empuxos de terra em estruturas de contenção. Ela considera que o deslocamento do muro é suficiente para mobilizar completamente os estados de tensão ativo ou passivo no solo, assumindo que o maciço atinge o estado de equilíbrio limite. Essa teoria fundamenta-se nas seguintes hipóteses simplificadoras que visam facilitar a modelagem matemática:

- O solo é homogêneo e isotrópico, com propriedades constantes em toda a sua massa.
- A estrutura de contenção é perfeitamente vertical.
- A superfície do terreno é plana e horizontal, sem sobrecargas adicionais (exceto quando explicitamente incluídas).
- A ruptura ocorre sob estado plano de deformação, com cisalhamento desenvolvendo-se simultaneamente em todos os pontos ao longo da superfície de ruptura.
- A resultante do empuxo atua a uma altura de $H/3$ acima da base do muro.

A formulação de Rankine é derivada da Teoria da Ruptura de Mohr (Caputo, 1988), partindo da envoltória de resistência ao cisalhamento e relacionando as tensões principais no estado limite. Para o cálculo, utiliza-se a equação:

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

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

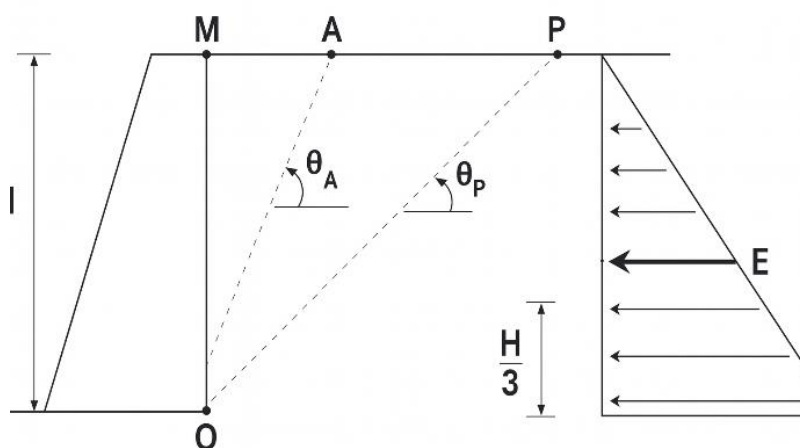
Onde,

- σ_1 e σ_3 são tensões principais;
- $\varnothing$ é o ângulo de atrito interno do solo;
- c é a coesão do solo.
- K_a = coeficiente de empuxo ativo;
- k_p = coeficiente de empuxo passivo.

A Teoria de Rankine aplica-se às condições em que o maciço de solo do retroaterro se encontra em equilíbrio plástico, ou seja, quando as tensões cisalhantes mobilizadas se igualam às tensões resistentes em todos os pontos do terreno.

A Figura 58 apresenta um esquema simplificado do método proposto por Rankine para o cálculo do empuxo (E) nos estados de tensão ativa e passiva, bem como para a determinação das respectivas pressões atuantes: ativa (P_a) e passiva (P_p).

Figura 58. Esforços atuantes em um muro de contenção em gabião.



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

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:
$E_a = \frac{(P_a \cdot H)}{2}$	$E_p = \frac{(P_p \cdot H)}{2}$
$\gamma, c', \phi' = \text{parâmetros efetivos do retroaterro}$	

Fonte: Adaptação de Gerscovich (2016) e Barros (2008).

A simplicidade e praticidade dessa teoria a tornaram amplamente utilizada em projetos de engenharia, especialmente em situações em que as condições de contorno se aproximam das hipóteses assumidas.

No entanto, ela apresenta limitações importantes: não considera a aderência solo–estrutura, desconsidera a presença de água e sobrecargas inclinadas, e não se aplica com precisão para geometrias de talude não horizontais.

Por esse motivo, a teoria de Rankine costuma ser utilizada para estimativas preliminares e verificação de ordem de grandeza, enquanto métodos mais completos, como Coulomb ou análises numéricas via elementos finitos, são preferidos quando há complexidade geométrica, variação de parâmetros geotécnicos, ou quando o comportamento real da estrutura exige maior rigor.

4.1.3 Teoria de Coulomb

A teoria de Coulomb, desenvolvida em 1776, baseia-se nos princípios do equilíbrio limite, segundo os quais, no momento da mobilização total da resistência ao cisalhamento do solo, formam-se superfícies de ruptura ou planos de deslizamento no interior do maciço.

Essas superfícies delimitam uma porção do solo que se movimenta como um bloco rígido em relação às demais partes do maciço, no sentido do deslocamento da estrutura. Nessa condição, o empuxo pode ser determinado a partir do equilíbrio das forças atuantes sobre esse corpo de solo.

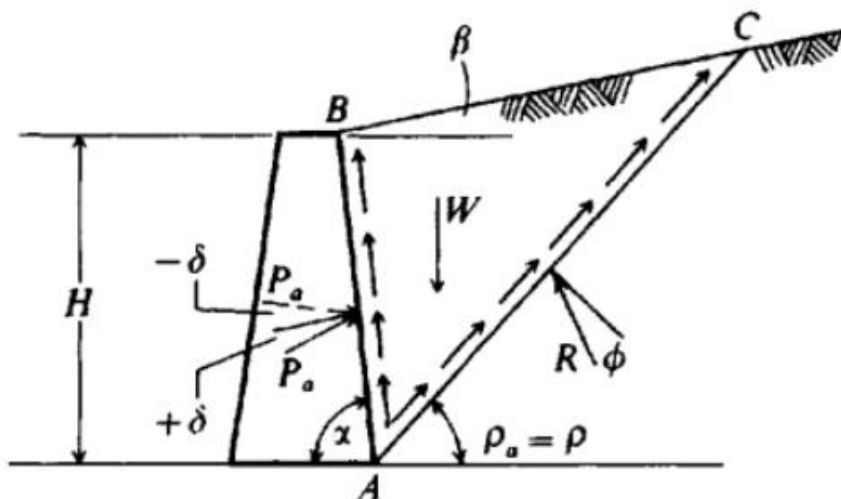
O método de Coulomb admite que as superfícies de ruptura sejam planas e considera que o empuxo é exercido sobre a superfície de ruptura mais crítica, ou seja, aquela que resulta no valor máximo de empuxo ativo ou no mínimo de empuxo passivo.

Diferentemente da teoria de Rankine, que assume atrito nulo entre o solo e a estrutura e restringe sua aplicação a paramentos verticais e superfícies de terreno planas e horizontais, a formulação de Coulomb permite considerar o atrito solo–estrutura e analisar muros com paramentos inclinados ou com superfícies de terreno inclinadas no retroaterro.

Além disso, enquanto Rankine parte de uma abordagem puramente teórica com hipóteses simplificadoras (solo homogêneo, isotrópico e ruptura simultânea em todo o maciço), Coulomb aplica diretamente o equilíbrio das forças no prisma de ruptura, o que amplia seu campo de aplicação prática.

Na Figura 59, apresenta-se a mobilização dos estados de empuxo ativo e empuxo passivo conforme o método de Coulomb, juntamente com as equações utilizadas para sua determinação.

Figura 59. Mobilização dos estados de empuxo ativo para o método Coulomb.



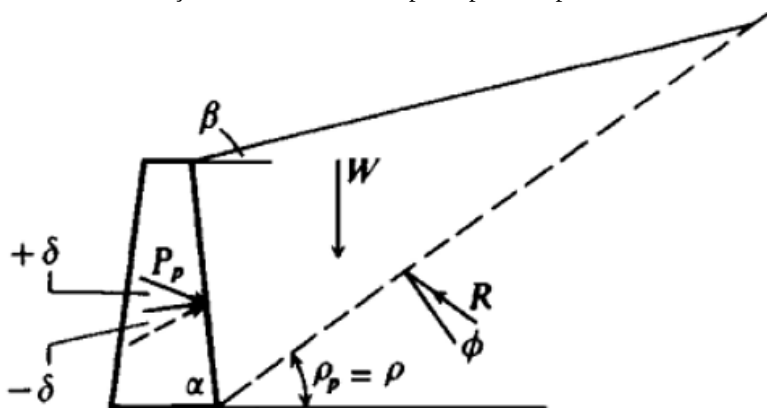
$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

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

Fonte: Bowles (1997).

A mobilização dos estados passivos dá origem as suas respectivas equações, tal como representado na Figura 60.

Figura 60. Mobilização dos estados de empuxo passivo para o método Coulomb.



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

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

Fonte: Bowles (1997).

Tendo em vista os postulados teóricos de cada teoria, o Quadro 3 traz uma análise comparativa entre ambas

Quadro 3. Comparação entre teorias de Coulomb e Rankine

Critério	Teoria de Rankine	Teoria de Coulomb
Ano de desenvolvimento	1857	1776
Base conceitual	Teoria da plasticidade e ruptura de Mohr; considera estado plano de deformação	Teoria do equilíbrio limite; análise do prisma de ruptura
Hipóteses principais	Solo homogêneo, isotrópico e seco; paramento vertical; superfície do terreno plana e horizontal; atrito solo–parede nulo	Solo homogêneo e seco; superfícies de ruptura planas; permite paramento inclinado; considera atrito solo–parede

Movimento da estrutura	Movimento suficiente para mobilizar estados ativo ou passivo	Movimento suficiente para mobilizar estados ativo ou passivo
Superfície de ruptura	Curvilínea (obtida teoricamente pela condição de ruptura de Mohr-Coulomb)	Plana (hipótese simplificadora)
Consideração do atrito solo–parede	Não considera ($\delta = 0$)	Considera ($\delta > 0$)
Aplicabilidade em muros inclinados	Não aplicável	Aplicável
Influência de sobrecargas inclinadas	Não considera diretamente; precisa de adaptações	Considera sobrecargas inclinadas no retroaterro
Posição da resultante do empuxo	A 1/3 da altura da estrutura (para distribuição triangular)	Variável, dependendo da geometria e ângulos considerados
Vantagens	Simplicidade de aplicação; útil para casos com paramento vertical e sem atrito	Maior abrangência; mais realista para condições práticas de obra; permite análise de atrito e inclinação
Limitações	Pouco flexível para condições reais de obra; ignora atrito e inclinações	Requer cálculos mais complexos e determinação da superfície crítica

Fonte: Os Autores.

4.1.4 Método de Equilíbrio Limite

No caso de o solo apresentar comportamento predominantemente coesivo ou quando a superfície do maciço não for planar, a teoria clássica de Coulomb não pode ser aplicada de forma direta. Nessas situações, pode-se adotar um método de análise semelhante ao proposto por Coulomb, mas ajustado às condições particulares do problema em estudo (Barros, 2008).

Um exemplo é o caso representado na Figura 61. Esse processo consiste em considerar diversas hipóteses para a posição da superfície

de ruptura, e para cada uma delas calcular o empuxo resultante por meio do equilíbrio das forças atuantes no sistema.

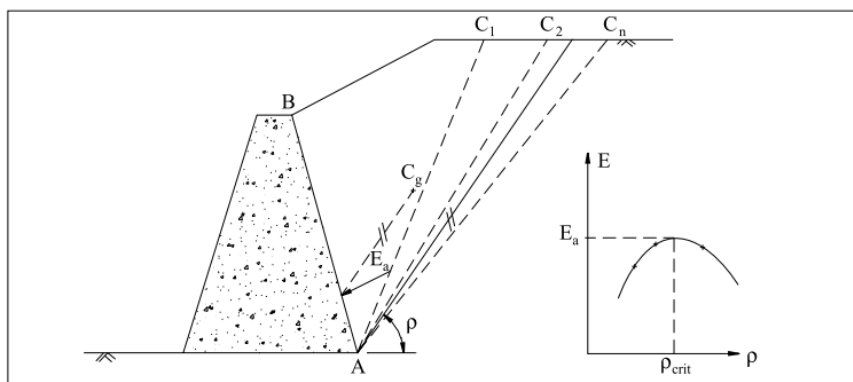
Os resultados obtidos são organizados em função da geometria da superfície de ruptura adotada em cada tentativa. A partir dessa sistematização, torna-se possível avaliar a variação do empuxo em função da posição assumida pela superfície de ruptura. Assim, identifica-se a configuração mais crítica, correspondente ao empuxo máximo e, portanto, à condição de segurança mais desfavorável (Barros, 2008).

Esse procedimento de análise é de fundamental importância em maciços com heterogeneidades geométricas ou geotécnicas, pois permite contemplar condições que a teoria de Coulomb, em sua formulação original, não abrange.

Vale ressaltar que, em solos coesivos, a presença da coesão altera significativamente o formato da superfície potencial de ruptura, que tende a ser curvilínea em vez de retilínea. Nesses casos, a análise por tentativas possibilita aproximar-se do comportamento real do maciço, aumentando a confiabilidade dos resultados obtidos.

Além disso, recomenda-se que esse tipo de estudo seja acompanhado por métodos de cálculo complementares, como análises numéricas via elementos finitos ou métodos de equilíbrio limite avançados, que permitem simular geometrias mais complexas e considerar parâmetros adicionais, como a drenagem interna do maciço e a interação solo–estrutura.

Figura 61. 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 principal vantagem desse método em relação a outras teorias está na ampla gama de situações que podem ser analisadas, incluindo solos coesivos, influência de pressões neutras no interior do maciço, presença de sobrecargas não uniformes e diferentes condições de carregamento.

Apesar de sua simplicidade e utilidade prática, a análise por tentativas apresenta limitações significativas, sobretudo em cenários com geometria irregular do maciço ou com variações expressivas nos parâmetros geotécnicos.

Nesses casos, torna-se necessário recorrer a métodos mais avançados de análise, como os métodos de equilíbrio limite, amplamente desenvolvidos e consolidados por Bishop Simplificado (1955), Janbu (1954) e Spencer (1967), os quais permitem avaliações mais precisas e seguras da estabilidade de taludes e estruturas de contenção.

Método de Bishop Simplificado: Esse método baseia-se na hipótese de que a ruptura do solo ocorre por meio de uma superfície circular. A formulação introduz uma abordagem mais rigorosa ao considerar o equilíbrio de momentos para cada fatia do maciço, desconsiderando, porém, o equilíbrio completo de forças horizontais, o que torna o processo computacionalmente mais simples e prático. Uma das grandes vantagens do método é a sua boa precisão na determinação do fator de segurança, mesmo em taludes com geometrias complexas e condições de carregamento variadas, como presença de sobrecargas ou nível freático elevado. A eficiência decorre do fato de que o método considera a interação entre as fatias por meio das forças normais e de cisalhamento, sem exigir um tratamento matemático excessivamente sofisticado. Por esse motivo, o Método de Bishop Simplificado tornou-se um dos mais utilizados na prática da engenharia geotécnica, especialmente em análises rotineiras de estabilidade de taludes, aterros

e estruturas de contenção, oferecendo um equilíbrio adequado entre rigor teórico e aplicabilidade prática.

Método de Janbu: Esse método distingue-se por permitir a análise de superfícies de ruptura não circulares, ampliando significativamente a aplicabilidade em taludes de geometria complexa, onde as hipóteses de circularidade da superfície não representam adequadamente o comportamento real do maciço. A formulação é baseada no equilíbrio global de forças atuantes, considerando tanto as componentes normais quanto as de cisalhamento ao longo das superfícies de ruptura. No método simplificado de Janbu, o equilíbrio de momentos não é considerado explicitamente, o que pode levar a resultados ligeiramente conservadores em alguns casos. Já na sua forma rigorosa, o método contempla também o equilíbrio de momentos, aumentando a precisão da avaliação do fator de segurança. Uma das principais vantagens é a sua versatilidade, pois permite avaliar taludes com estratigrafias complexas, presença de heterogeneidades no solo, sobrecargas localizadas, variações do nível d'água e condições não usuais de contorno. Por essa razão, o método de Janbu é amplamente empregado em projetos de grandes aterros, encostas naturais, barragens de terra e estruturas em condições críticas, sendo uma das ferramentas consagradas da mecânica dos solos moderna.

Método de Spencer: É considerado um dos métodos de equilíbrio limite mais completos, pois satisfaz simultaneamente as condições de equilíbrio de forças e de momentos em todas as fatias do talude, garantindo maior rigor teórico em relação aos métodos simplificados. Diferentemente de Bishop ou Janbu, que fazem aproximações em uma das condições de equilíbrio, o método de Spencer assegura consistência estática total, o que o torna especialmente confiável em análises críticas. A formulação admite superfícies de ruptura de geometria arbitrária, circulares ou não circulares, permitindo a análise de taludes em condições complexas, como heterogeneidades de solo, variações de parâmetros resistentes, presença de sobrecargas e diferentes níveis freáticos. Além disso, é particularmente indicado em projetos que demandam alto grau de segurança e precisão, como em barragens de terra, contenções de grande porte, escavações profundas e taludes em áreas urbanas. Embora mais exigente do ponto de vista

computacional, o Método de Spencer consolidou-se na prática da engenharia geotécnica devido à sua consistência, robustez e confiabilidade, sendo muitas vezes utilizado como referência para validação de outros métodos de análise.

Atualmente, além desses métodos clássicos, a utilização de softwares baseados em elementos finitos ampliou significativamente a capacidade de análise, permitindo incorporar fatores como condições de drenagem, pressões neutras variáveis, anisotropia do solo e interação solo–estrutura.

Essas ferramentas oferecem um nível de confiabilidade superior, especialmente em obras críticas, como barragens de rejeito, contenções urbanas profundas e taludes rodoviários sujeitos a carregamentos dinâmicos.

Portanto, a escolha do método de análise deve levar em conta não apenas a simplicidade e rapidez desejadas, mas também a complexidade do problema, a importância da obra e o nível de segurança requerido.

4.1.5 Análise de estabilidade

Os muros de contenção em gabião, assim como qualquer outra estrutura de contenção, necessitam de análises de estabilidade adequadas para garantir seu desempenho seguro e durável. As contenções em gabião seguem princípios semelhantes aos de um muro de arrimo convencional, incluindo as verificações quanto à ruptura interna, diretamente relacionadas às propriedades do material empregado no enchimento (granulometria, forma, peso específico e grau de compactação das pedras).

De forma geral, as análises de estabilidade em muros de gabião partem da hipótese de que a estrutura se comporta como um bloco rígido submetido às ações externas, tais como empuxo ativo do solo, sobrecargas, subpressões e forças hidrostáticas (Santos Júnior, 2018). A resistência é fornecida principalmente pelo peso próprio do gabião, pela interação entre os blocos modulares e pela permeabilidade característica da estrutura, que reduz as pressões neutras.

Os principais estados-limite a serem verificados em muros de gabião são (Figura 62):

Ruptura global: estabilidade do conjunto muro + maciço de solo, considerando superfícies de ruptura profundas que envolvem tanto a estrutura quanto o solo de fundação.

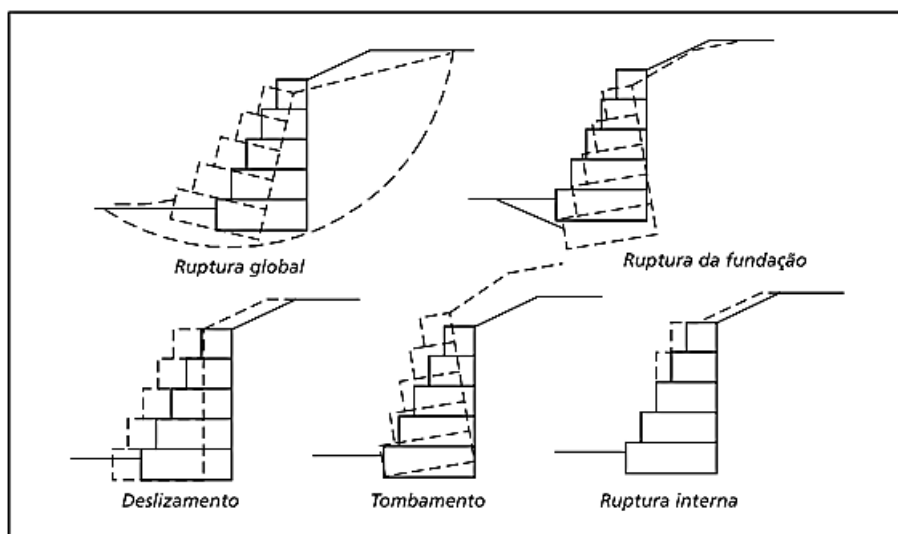
Ruptura da fundação: análise da capacidade de carga do solo de apoio, verificando recalques diferenciais ou plastificação excessiva sob a base.

Deslizamento: verificação da segurança contra o deslocamento horizontal da estrutura devido ao empuxo do solo e forças adicionais.

Tombamento: análise do risco de rotação da estrutura em torno do pé de montante, quando o momento do empuxo excede o momento resistente do peso próprio.

Ruptura interna: falhas relacionadas ao material de preenchimento ou às malhas metálicas do gabião (deformações excessivas, ruptura dos fios, perda de volume ou erosão interna).

Figura 62. Tipos de ruptura de muros em gabião.



Fonte: Barros (2008).

4.1.5.1 Análise de ruptura global

A ruptura global do maciço corresponde ao escorregamento ao longo de uma superfície de ruptura que engloba toda a estrutura de contenção, abrangendo tanto o muro quanto uma parcela significativa do solo adjacente.

Esse tipo de instabilidade ocorre, em geral, quando existem camadas de solo com menor resistência abaixo da fundação ou quando o talude apresenta geometria e condições desfavoráveis, que reduzem a capacidade de equilíbrio global do sistema.

Dentre os métodos de análise de estabilidade global, o Método de Bishop Simplificado destaca-se como um dos mais utilizados devido à sua combinação de praticidade e precisão. Esse procedimento considera que a superfície de ruptura possui geometria aproximadamente cilíndrica, o que confere maior realismo, pois se aproxima das superfícies de escorregamento comumente observadas em campo.

O método subdivide o maciço potencialmente instável em lamelas (ou fatias), possibilitando uma avaliação mais detalhada das forças atuantes em cada segmento do solo (Figura 63). Essa discretização permite considerar, de forma mais adequada, as interações internas do maciço e a influência das condições locais.

A principal vantagem do Método de Bishop Simplificado está na sua capacidade de incorporar diferentes condições geotécnicas e hidráulicas, tais como variações no nível d'água, presença de sobrecargas externas e heterogeneidades do solo, tornando-o uma ferramenta amplamente empregada em análises de contenções, taludes e aterros.

- Camadas de solo distintas, com variação de parâmetros de resistência (coesão, ângulo de atrito e peso específico).
- Influência do nível freático, considerando o efeito das pressões neutras e sua contribuição para a redução da resistência ao cisalhamento.
- Sobrecargas externas, como tráfego de veículos, edificações próximas ou aterros adjacentes.
- Geometrias complexas, incluindo taludes com diferentes inclinações ou presença de bermas intermediárias.

Essas características tornam o Método de Bishop Simplificado uma ferramenta prática e confiável para o dimensionamento de muros de contenção e taludes, fornecendo uma avaliação mais realista do comportamento do maciço quando comparado a métodos clássicos de equilíbrio limite mais simplificados, como os de Coulomb ou Fellenius.

Nestes últimos, há maior suscetibilidade a superestimações ou subestimações do fator de segurança, especialmente em condições heterogêneas de solo, presença de lençol freático ou geometrias mais complexas, nas quais as hipóteses simplificadoras deixam de representar adequadamente a realidade.

A seguir são sintetizados outros métodos de análises de estabilidade:

Método de Fellenius (ou método das fatias ordinárias): É um dos procedimentos mais antigos e simples de análise de estabilidade de taludes. Baseia-se na subdivisão do maciço em fatias verticais e considera apenas o equilíbrio global de forças, desconsiderando as forças de interação entre as fatias. O fator de segurança é obtido pela relação entre a soma das resistências mobilizadas ao cisalhamento e as forças atuantes que tendem a provocar o deslizamento. Por não incorporar o equilíbrio de momentos, o método apresenta resultados conservadores na maioria dos casos, sendo adequado para análises preliminares ou situações onde a geometria é relativamente simples e o maciço apresenta condições homogêneas. No entanto, sua aplicabilidade é limitada quando existem solos estratificados, variações de parâmetros geotécnicos, presença de lençol freático elevado ou sobrecargas complexas, pois não consegue reproduzir com fidelidade as condições reais de instabilidade. Ainda assim, o método de Fellenius é frequentemente empregado como uma primeira estimativa em projetos de contenções e taludes, servindo como base de comparação para métodos mais sofisticados, como Bishop, Janbu ou Spencer.

Método de Janbu: Esse método foi desenvolvido para superar as limitações de análises que assumem apenas superfícies circulares, permitindo a avaliação de superfícies de ruptura não circulares, o que amplia sua aplicabilidade em taludes de geometria irregular ou

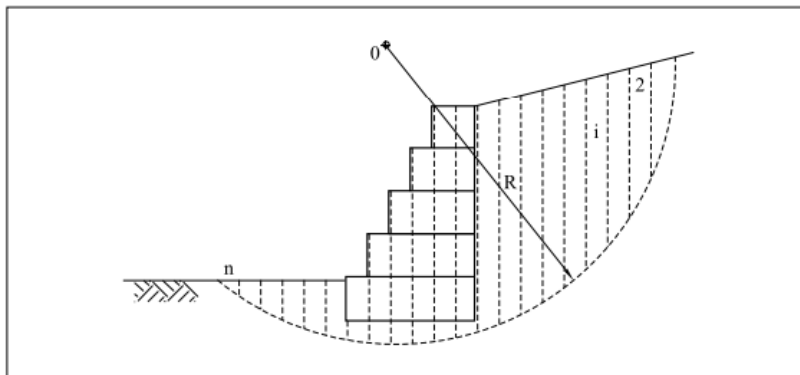
estratigrafia complexa. Ele pode ser utilizado em duas formas principais: a simplificada, que considera apenas o equilíbrio global de forças, e a rigorosa, que inclui também o equilíbrio de momentos, proporcionando maior precisão nos resultados. A flexibilidade do método de Janbu o torna adequado para situações em que o maciço apresenta heterogeneidades significativas, variações do nível freático, sobrecargas localizadas ou condições construtivas não usuais. É amplamente empregado em projetos de aterros, encostas naturais, barragens de terra e escavações urbanas, onde as superfícies potenciais de ruptura raramente são perfeitamente circulares. Embora apresente maior complexidade matemática em comparação a métodos mais simplificados, o método de Janbu é reconhecido por fornecer resultados mais realistas, sobretudo em condições adversas, sendo considerado uma ferramenta de elevada confiabilidade para análises de estabilidade de taludes e obras geotécnicas críticas.

Método de Spencer: É considerado um dos métodos de análise de estabilidade mais completos, pois satisfaz simultaneamente as condições de equilíbrio de forças e de momentos para todas as fatias do maciço. Essa abordagem garante maior rigor teórico e consistência nos resultados, superando as simplificações presentes em métodos como Fellenius, Bishop Simplificado ou Janbu Simplificado. O método admite tanto superfícies circulares quanto não circulares, permitindo avaliar taludes em condições complexas, como em solos estratificados, presença de lençol freático, sobrecargas concentradas e variações geométricas significativas. Sua formulação rigorosa, entretanto, demanda maior esforço computacional, razão pela qual é geralmente aplicado com auxílio de softwares geotécnicos especializados. Devido ao seu alto grau de precisão, o método de Spencer é amplamente utilizado como referência para validação de outros métodos de equilíbrio limite e como ferramenta principal em projetos que requerem elevados fatores de segurança, tais como barragens de terra, taludes de grande porte, contenções urbanas críticas e obras hidráulicas.

Portanto, o método de Bishop Simplificado representa um equilíbrio entre simplicidade e precisão, sendo amplamente adotado em projetos de muros de contenção em gabião e em análises de

estabilidade de taludes em geral. A seguir, é apresentada a superfície de ruptura considerada no método de Bishop Simplificado.

Figura 63. Método de Bishop.



Fonte: Barros (2008).

A figura 63 apresentada ilustra a análise de ruptura global de um muro de contenção utilizando o método de Bishop simplificado. Observa-se que a superfície potencial de ruptura é assumida como um arco circular, cujo centro está localizado no ponto O e cujo raio é representado pela medida R.

Essa hipótese geométrica é uma das premissas fundamentais do método, que considera que o movimento de instabilidade ocorre por rotação da massa de solo em torno desse centro. Acima da superfície de ruptura, o maciço de solo e a estrutura do muro são subdivididos em fatias verticais, denominadas lamelas (Figura 64), identificadas na figura pelas divisões indicadas.

Essa subdivisão permite analisar o equilíbrio de cada fatia individualmente, levando em conta o peso próprio, a resistência mobilizada ao longo da base de cada lamela e as pressões neutras quando há presença de lençol freático (Figura 64).

O ângulo θ representa a inclinação local da superfície de ruptura em relação à horizontal e é utilizado no cálculo das forças resistentes e mobilizadas em cada setor.

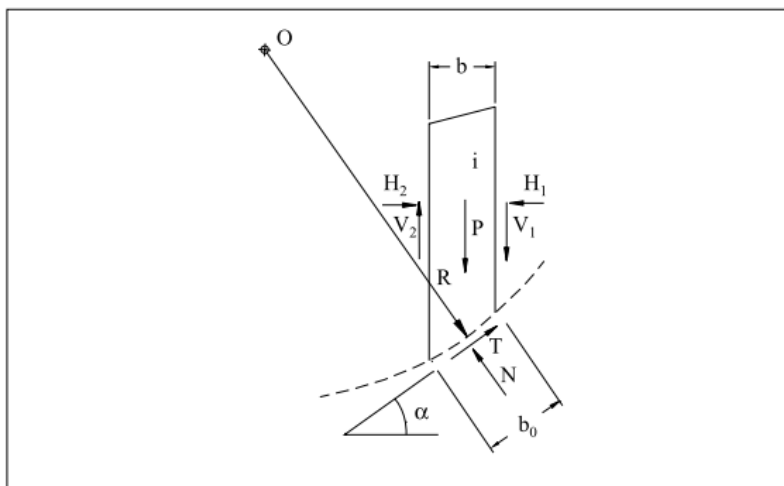
Por meio dessa discretização, o método de Bishop consegue incorporar condições mais realistas de projeto, como a presença de camadas de solo com propriedades distintas, a ação de sobrecargas

externas e a influência do nível d'água, oferecendo resultados mais consistentes do que métodos simplificados de equilíbrio limite, como o de Coulomb.

O objetivo da análise é determinar o fator de segurança global, que expressa a relação entre as forças resistentes ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura e as forças que promovem o deslizamento. Valores de fator de segurança superiores a 1,3 a 1,5 indicam condições adequadas de estabilidade em projetos usuais, enquanto valores inferiores a 1,0 representam instabilidade iminente.

Dessa forma, a figura ilustra de maneira esquemática como o método de Bishop é aplicado na verificação da estabilidade global de muros de contenção em gabião ou estruturas análogas, permitindo avaliar a condição mais crítica e orientar soluções de engenharia seguras. A seguir são apresentadas as forças que agem nas lamelas.

Figura 64. Forças que agem sobre a lamela (i).



Fonte: Barros (2008).

O esquema demonstrado na Figura 64 representa uma das lamelas utilizadas na análise de estabilidade pelo método de Bishop simplificado. O maciço instável é subdividido em fatias verticais, e cada lamela é considerada individualmente para que se estabeleça o equilíbrio das forças atuantes.

O centro O define a geometria da superfície de ruptura circular, e o raio R conecta esse ponto ao centro de gravidade da lamela. O peso próprio da fatia, indicado por P, atua verticalmente para baixo. Sobre as faces laterais da lamela, são representadas as forças horizontais e verticais de interação com as lamelas vizinhas (H_1 , V_1 , H_2 e V_2), que garantem a continuidade do equilíbrio global.

Na base da lamela, ao longo da superfície potencial de ruptura, surgem as forças fundamentais para a análise: a força normal N, que é perpendicular à superfície, e a força tangencial T, responsável pela resistência ou mobilização ao cisalhamento. O ângulo α representa a inclinação da base da fatia em relação à horizontal, influenciando diretamente a decomposição das forças resistentes e mobilizadoras. As dimensões b (largura da lamela) e b_0 (projeção da base sobre a horizontal) aparecem no diagrama como parâmetros geométricos utilizados nos cálculos.

Esse esquema permite aplicar as equações de equilíbrio de forças e momentos a cada lamela, considerando as interações laterais e a resultante na base, de modo a calcular a contribuição da fatia para o fator de segurança global.

O método de Bishop simplificado assume que as forças tangenciais laterais entre as lamelas são aproximadamente horizontais, o que reduz a complexidade matemática, mas ainda garante resultados consistentes e próximos da realidade observada em campo.

Dessa forma, a figura evidencia como a discretização em lamelas possibilita detalhar a distribuição de esforços ao longo da superfície de ruptura e, consequentemente, determinar com maior precisão a estabilidade global do maciço.

Pelo equilíbrio de forças na direção vertical tem-se que:

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

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:

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

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, tem-se:

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

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:

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

O coeficiente de segurança (F) no método de Bishop simplificado é obtido de forma iterativa, uma vez que a variável aparece em ambos os lados da equação de equilíbrio. Isso significa que o valor de F não pode ser determinado diretamente por uma expressão fechada, sendo necessário adotar um processo de aproximações sucessivas. Inicia-se o cálculo com um valor estimado de F (por exemplo, 1,0 ou 1,2) e, a partir dele, determinam-se os parâmetros intermediários da equação.

O resultado é então comparado ao valor inicial, ajustando-se o coeficiente até que seja atingida a convergência, ou seja, quando a diferença entre valores sucessivos de F se torna insignificante (tipicamente menor que 0,001).

A identificação da superfície de ruptura crítica é igualmente fundamental no processo. Para definir uma superfície circular de ruptura, três parâmetros geométricos são necessários: a posição horizontal e vertical do centro de rotação (O), bem como o valor do raio (R) da circunferência.

Como não se conhece previamente a superfície real de escorregamento, o procedimento consiste em testar várias hipóteses de superfícies potenciais. Cada superfície é analisada individualmente por meio da equação de Bishop simplificado, determinando-se o respectivo coeficiente de segurança. A superfície crítica é aquela que conduz ao menor valor de F representando a condição de equilíbrio mais desfavorável e, portanto, a mais representativa do risco de ruptura.

Na prática de engenharia geotécnica, esse processo de busca pela superfície crítica é realizado com auxílio de softwares de estabilidade de taludes, que permitem automatizar milhares de tentativas de superfícies de ruptura em diferentes posições e geometrias. Além da hipótese de superfícies circulares considerada por Bishop, algoritmos modernos, como os de Janbu, Spencer e métodos baseados em otimização numérica, permitem avaliar superfícies não circulares, mais próximas das condições reais em solos heterogêneos ou em estruturas complexas.

A análise não se limita apenas à geometria; condições hidrogeológicas (lençol freático, pressões neutras variáveis), cargas

externas (tráfego, edificações próximas, aterros adjacentes) e características estratigráficas do solo (camadas de resistência distintas) também devem ser incorporadas.

Dessa forma, o método de Bishop simplificado, embora de formulação clássica, continua sendo amplamente utilizado por seu equilíbrio entre rigor teórico e praticidade, principalmente quando associado a ferramentas computacionais capazes de explorar rapidamente diferentes cenários e identificar a condição mais crítica de instabilidade.

4.1.5.2 Análise de ruptura da fundação

A ruptura de fundação ou a ocorrência de recalques excessivos manifesta-se quando as pressões transmitidas pela estrutura ao solo de apoio ultrapassam a capacidade de carga resistente desse solo (Figura 65).

Nessa condição, o maciço de fundação deixa de suportar de forma estável os esforços solicitantes, resultando na perda progressiva da estabilidade da contenção ou no surgimento de deformações diferenciais significativas.

Esse tipo de instabilidade pode se apresentar de duas formas principais: a ruptura generalizada de fundação, caracterizada por uma falha brusca e repentina, na qual o solo plastifica sob a base da estrutura, originando um mecanismo de ruptura global; e o recalque excessivo, no qual, mesmo sem atingir a ruptura, os deslocamentos verticais acumulados ou diferenciais tornam-se inaceitáveis do ponto de vista estrutural ou funcional, provocando fissuras, desaprumos ou perda de desempenho da obra.

Entre os principais fatores que contribuem para a ocorrência de ruptura ou recalque destacam-se a insuficiência da capacidade de carga do solo de fundação, a presença de camadas compressíveis em profundidade, a ausência ou inadequação de camadas de regularização, a concentração de tensões devido à geometria da estrutura, as variações do nível freático ou a saturação do solo, além de deficiências de compactação ou preparo do terreno de apoio.

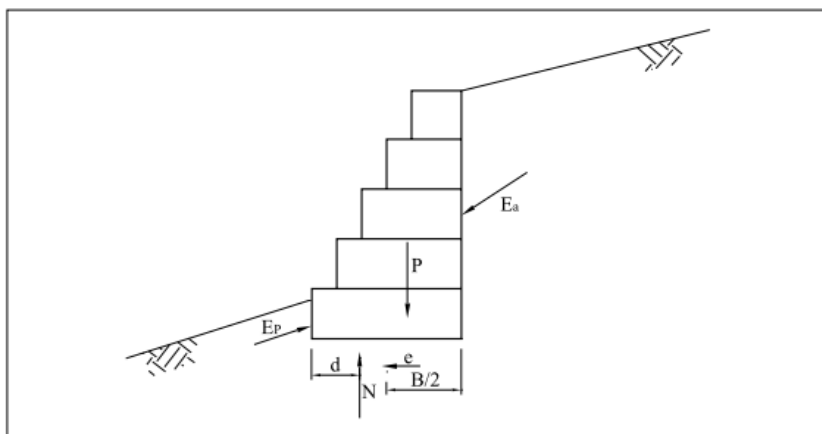
Para evitar a ruptura ou a ocorrência de recalques excessivos, são usualmente adotadas medidas de melhoria do solo de fundação,

como a substituição de camadas, compactação, injeções ou a aplicação de técnicas de reforço, a exemplo do uso de geogrelhas e colunas de brita.

Outra solução consiste na adoção de fundações mais profundas, com estacas ou tubulões, que transferem as cargas para camadas mais resistentes. Também pode ser prevista a ampliação da base da estrutura, de modo a reduzir as tensões médias transmitidas ao solo, bem como o controle de recalques diferenciais por meio de dimensionamento adequado e monitoramento pós-construção.

Dessa forma, a análise de ruptura de fundação e de recalques excessivos torna-se essencial no dimensionamento de muros de contenção em gabião, assegurando que as cargas transmitidas ao terreno permaneçam dentro dos limites admissíveis e garantindo, assim, a estabilidade e a durabilidade do sistema.

Figura 65. Forças atuantes sobre uma estrutura de gabião.



Fonte: Barros (2008).

A figura 65 ilustra o equilíbrio de forças em um muro de contenção em gabião, destacando os mecanismos de estabilidade relacionados à fundação. Observa-se que o peso próprio da estrutura, representado pela força P , atua verticalmente para baixo, passando pelo centro de gravidade do muro.

Sobre a face posterior da contenção incide o empuxo ativo do solo (E_a), responsável por exercer uma força horizontal que tende a

deslocar ou tombar a estrutura. Em contrapartida, na região de montante pode ser mobilizado o empuxo passivo (E_p), que funciona como resistência ao movimento de deslizamento, contribuindo para a segurança do sistema.

A interação entre essas forças gera uma resultante vertical na base, indicada pela reação normal N , cuja posição depende da intensidade relativa e da linha de ação das forças externas. A distância entre a linha central da base e a linha de ação dessa resultante define a excentricidade (e). Esse parâmetro é fundamental para avaliar a distribuição das tensões no contato solo–estrutura, uma vez que, quanto maior a excentricidade, maior a possibilidade de ocorrência de pressões desuniformes na fundação, levando a recalques diferenciais ou até a situações de instabilidade.

A análise da figura evidencia ainda a importância dos parâmetros geométricos associados, como a largura da base (B) e a posição relativa da resultante, representada pelo deslocamento d . Para garantir que toda a base permaneça sob compressão, evitando regiões de tração no contato com o solo, a excentricidade deve ser limitada a $e \leq B/6$.

A partir dessa verificação, é possível calcular as pressões de contato máximas e mínimas atuantes na fundação, assegurando que não haja tensões de tração e que o solo suporte adequadamente as solicitações transmitidas.

Assim, a figura esquematiza os principais fatores que condicionam a estabilidade de muros de contenção em gabião, evidenciando como o peso próprio da estrutura, os empuxos do solo e a posição da resultante na base determinam o desempenho frente a riscos de deslizamento, tombamento e ruptura de fundação.

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) corresponde à resultante das pressões normais que atuam na base do muro de contenção em gabião, sendo fundamental para avaliar o contato solo–estrutura e a segurança da

fundação. Para a sua determinação é necessário conhecer a forma da distribuição dessas pressões ao longo da base.

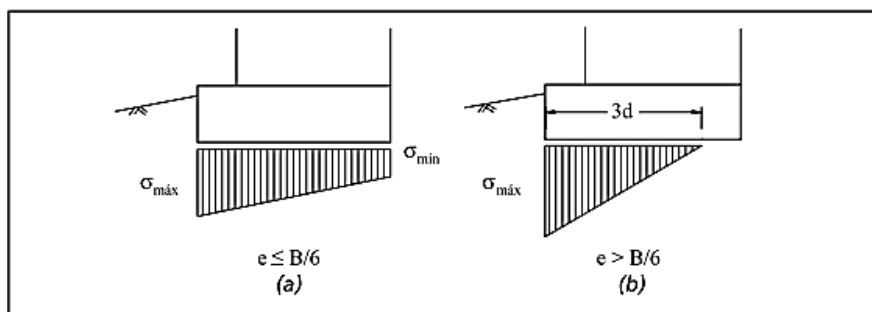
De maneira prática e usual, adota-se a hipótese de que a distribuição é linear, o que implica que as pressões de contato variam de forma gradativa entre um valor mínimo e um valor máximo.

Nessas condições, as pressões extremas ocorrem justamente nas bordas da base do muro, como indicado na Figura 66, permitindo o cálculo das tensões de contato máxima e mínima. A partir dessa hipótese simplificadora, obtêm-se as expressões clássicas para a distribuição de tensões:

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

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

Figura 66. Distribuição das pressões na fundação.



Fonte: Barros (2008).

A figura 66 mostra o modelo de distribuição de tensões na fundação de um muro de gabião, considerando diferentes valores de excentricidade (e) da resultante das forças verticais em relação ao centro geométrico da base. Esse modelo é fundamental para avaliar a condição de contato solo–estrutura e garantir que a fundação trabalhe de forma estável.

No caso (a), em que $e \leq B/6$, admite-se que a distribuição de tensões é linear e totalmente compressiva ao longo da base. Nesse cenário, a pressão máxima (σ'_{max}) ocorre em uma das extremidades e a pressão mínima (σ'_{min}) na extremidade oposta, mas sem que haja

tração no solo de fundação. Essa condição é a desejável, pois assegura que toda a largura da base do muro participe no contato com o terreno, garantindo maior eficiência estrutural e menor risco de recalques diferenciais.

Na situação (b), em que $e > B/6$, a linha de ação da resultante das forças está deslocada excessivamente em relação ao centro da base. Com isso, a distribuição de tensões deixa de ser totalmente compressiva: a pressão mínima no bordo oposto se torna nula, e apenas uma parcela da base efetivamente transmite tensões ao solo.

Essa situação leva à formação de um bloco de compressão triangular, com concentração de esforços em uma faixa reduzida de largura equivalente a $3d$ (sendo “ d ” a distância da resultante em relação à borda comprimida).

Esse comportamento é indesejável, pois implica maior risco de recalques diferenciais, ruptura por esmagamento localizado do solo de fundação e perda da capacidade de suporte uniforme da estrutura. Em síntese, a figura compara duas condições críticas:

Base totalmente comprimida: situação estável e aceitável, desde que σ_{max} esteja dentro da capacidade de carga do solo.

Base parcialmente comprimida: situação insegura, em que há concentração de tensões em uma faixa reduzida da fundação, podendo comprometer a estabilidade global do muro de gabião.

No caso em que o valor da excentricidade (e) excede o limite de $B/6$, a linha de ação da resultante das forças verticais desloca-se demasiadamente em relação ao centro geométrico da base. Como consequência, a distribuição de tensões no solo de fundação deixa de ser linear e totalmente compressiva, tornando-se triangular. Nessa condição, parte da base deixa de estar em contato efetivo com o terreno, ocorrendo apenas uma faixa comprimida localizada na região próxima ao bordo mais solicitado.

Essa situação implica que a pressão mínima (σ_{min}) na extremidade oposta seja nula, concentrando toda a reação do solo em uma área reduzida. O comportamento passa, portanto, de uma base totalmente apoiada para uma base parcialmente apoiada, o que acarreta

aumento significativo da tensão máxima de contato ($\sigma'_{\max}$). A expressão para esse caso é dada por:

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

Esse modelo mostra que, quanto menor for a área efetivamente em contato com o solo (isto é, quanto maior o deslocamento da resultante), maior será a concentração de tensões, podendo atingir valores superiores à capacidade de carga admissível do terreno. Tal situação é indesejável, pois aumenta o risco de recalques diferenciais, ruptura localizada do solo de fundação e consequente instabilidade do muro de gabião.

Dessa forma, o controle da excentricidade é um critério fundamental no projeto de muros de contenção. A condição de projeto deve sempre buscar que $e \leq B/6$ de modo a garantir que toda a base esteja submetida a compressão e que a distribuição das tensões se mantenha dentro de limites aceitáveis para o solo de apoio.

A determinação da capacidade de carga da fundação de um muro de contenção em gabião pode ser realizada utilizando-se a formulação proposta por Hansen (1970), amplamente empregada em projetos de fundações rasas.

Esse método é uma evolução da equação clássica de Terzaghi, incorporando fatores de forma, profundidade e inclinação das cargas, permitindo assim uma estimativa mais realista da resistência do solo em condições práticas de obra. A expressão geral de Hansen para a capacidade de carga última é dada por:

$$\sigma_{r_{lim.}} = c \cdot N_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

Onde:

$$\begin{aligned} q &= \gamma \cdot h \\ i_q &= 1 - \frac{T}{2 \cdot N} \\ i_\gamma &= I_q^2 \end{aligned}$$

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

$$d_y = 1$$

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

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

Nas fórmulas apresentadas, γ , c e ϕ 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. Logo, a tensão admissível na cota de apoio de fundação, considerando-se o fator de segurança (FS) igual a 3,0, será:

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

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).

4.1.5.3 Análise de deslizamento

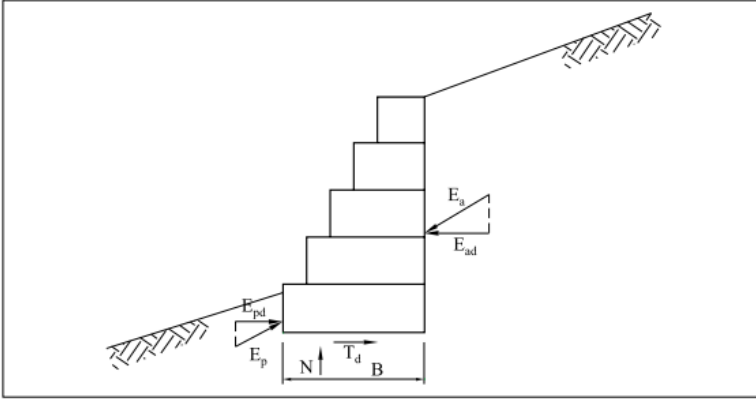
O deslizamento de uma estrutura de contenção ocorre quando a soma das forças resistentes, constituídas pelo empuxo passivo mobilizado à frente da estrutura e pela resistência ao cisalhamento ao longo da interface de contato da base com o solo de fundação, torna-se insuficiente para equilibrar o empuxo ativo atuante na face posterior. Em termos geotécnicos, este mecanismo de ruptura está associado à perda da estabilidade global por deslocamento horizontal da estrutura.

O coeficiente de segurança contra o deslizamento (Fd) expressa a relação entre as forças resistentes e as forças solicitantes, sendo definido pela seguinte expressão geral:

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

Onde, E_{ad} e E_{pd} são componentes dos empuxos ativo e passivos na direção do escorregamento (Figura 67).

Figura 67. 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: (δ^*) 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.

4.1.5.4 Análise de tombamento

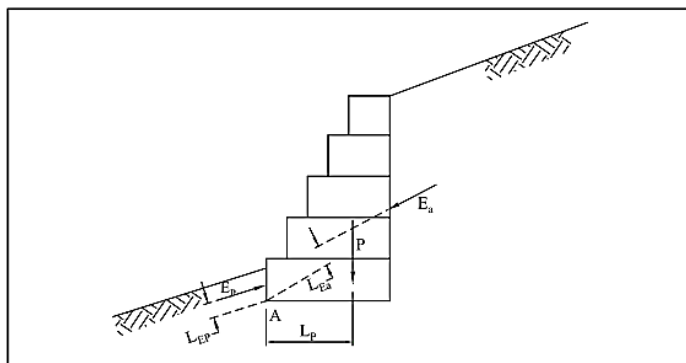
O fenômeno de tombamento em muros de contenção em gabião ocorre quando o momento estabilizante, gerado pelo peso próprio da estrutura (e eventualmente por sobrecargas verticais adicionais), em relação ao fulcro localizado na aresta externa da base de apoio, torna-se insuficiente para contrabalançar o momento desestabilizante produzido pelo empuxo ativo do solo e demais ações horizontais incidentes (Figura 68).

Esse mecanismo de instabilidade caracteriza-se por uma rotação da estrutura em torno do ponto de apoio, podendo comprometer sua funcionalidade e segurança.

O coeficiente de segurança contra o tombamento (F_t) é definido como a razão entre o somatório dos momentos estabilizantes e o somatório dos momentos desestabilizantes, conforme a expressão geral:

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

Figura 68. 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.

4.1.5.5 *Análise de ruptura interna*

A ruptura interna em muros de contenção em gabião ocorre quando há falha nas seções intermediárias entre as unidades (caixas de gabião), geralmente ocasionada pelo escorregamento relativo entre camadas ou pelo excesso de tensões normais que superam a capacidade de atrito e confinamento proporcionada pelo peso próprio das caixas. Esse mecanismo pode se manifestar por cisalhamento ao longo dos planos de contato ou por instabilidade localizada, sobretudo em regiões de maior solicitação horizontal.

Nos muros de gabião, torna-se indispensável avaliar a segurança contra o deslizamento das caixas superiores em relação às inferiores, processo que guarda semelhança com a análise de arraste em estruturas convencionais. Contudo, a diferença fundamental é que essa verificação deve ser realizada nível a nível (em cada "degrau" ou patamar da estrutura), considerando, para o cálculo do empuxo, a altura total do maciço de solo desde o topo até o nível em análise.

Esse tipo de verificação permite identificar potenciais pontos de instabilidade local, prevenindo a progressão de mecanismos internos de ruptura que podem evoluir para o colapso global da estrutura. Recomenda-se que o coeficiente de segurança interno seja compatível com valores normativos, geralmente superiores a 1,5, garantindo confiabilidade estrutural em condições estáticas usuais.

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 (φ^*) e pela coesão (C_g) entre os gabiões. Tais valores são sugeridos por Barros (2008):

$$\begin{aligned}\varphi^* &= 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ \\ C_g &= 0,30 \cdot p_u - 0,50 \text{ [tf/m}^2\text{]}\end{aligned}$$

Onde (γ_g) é o peso específico dos gabiões em (tf/m^3) e (p_u) é o peso da caixa de gabião metálica em (kgf/m^3).

A tensão normal máxima entre os gabiões deve ser avaliada como parte integrante da análise de estabilidade, visto que concentrações excessivas de esforços podem induzir instabilidade localizada e comprometer a integridade estrutural do muro. Essa verificação é análoga à realizada nos cálculos de ruptura de fundações superficiais, onde se considera a distribuição das tensões normais sob a base.

No cálculo da tensão normal máxima ($\sigma_{\text{máx}}$), admite-se que a força normal resultante (N) se distribua de forma linearmente variável, dissipando-se sobre a região de aplicação até uma distância d em cada lado do ponto de atuação. Esse parâmetro d corresponde ao afastamento entre o ponto de aplicação da força normal e a borda da camada de gabiões. Assim, a distribuição de tensões é obtida por meio da relação:

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

A tensão normal máxima admissível entre os gabiões é:

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

4.2 Fatores de segurança para análise e dimensionamento

Atualmente, no Brasil, a principal referência normativa para projetos de contenção e análise de estabilidade de taludes é a ABNT NBR 11.682 – Estabilidade de Encostas.

Essa norma estabelece os fatores de segurança (FS) como parâmetros fundamentais para assegurar a confiabilidade dos projetos, cobrindo as incertezas inerentes aos materiais geotécnicos, às condições de carregamento e às simplificações adotadas nos métodos de cálculo.

O enquadramento do projeto em diferentes níveis de segurança depende do risco potencial envolvido, considerando tanto a possibilidade de danos materiais e ambientais quanto o risco de perda de vidas humanas. Assim, obras de maior criticidade, como aquelas situadas em áreas urbanas densamente ocupadas ou em setores

estratégicos de infraestrutura, demandam fatores de segurança mais elevados.

A aplicação criteriosa dessa norma garante que as soluções técnicas de contenção e estabilização sejam dimensionadas de modo a mitigar riscos de falha, conferindo maior robustez e confiabilidade ao empreendimento.

Quadro 4. 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 5. 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).

De acordo com a ABNT NBR 11.682, os profissionais responsáveis pelo dimensionamento e pela verificação de estruturas de contenção devem adotar valores mínimos de fator de segurança (FS) no cálculo da estabilidade global, em conformidade com os níveis de segurança padronizados nos Quadros 4 e 5 da norma.

Esses parâmetros devem ser confrontados com os valores mínimos de FS para deslizamentos, estabelecidos no Quadro 6, de forma a garantir que o projeto atenda plenamente às exigências normativas.

Os valores estabelecidos pela ABNT NBR 11.682 referem-se especificamente às análises de estabilidade global e local do maciço de solo, sendo independentes de outros fatores de segurança previstos em normas direcionadas ao dimensionamento estrutural.

Dessa forma, a norma assegura que tanto a contenção quanto o solo de apoio sejam avaliados em conjunto, conferindo maior robustez e confiabilidade ao sistema e mitigando os riscos de instabilidade associados às condições de carregamento e à variabilidade dos materiais geotécnicos.

Quadro 6. Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

Nível de Segurança contra danos a vidas Humanas. Nível de Segurança Contra danos Materiais e ambientais	Alto	Médio	Baixo
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 γ, ϕ, 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 ABNT NBR 11.682 estabelece as terminologias apropriadas para a classificação dos diferentes tipos de movimentos de massa, padronizando a nomenclatura a ser utilizada em estudos, projetos e relatórios técnicos.

Essa sistematização, apresentada no Quadro 7 da norma, tem como objetivo unificar os conceitos empregados por engenheiros, geólogos e demais profissionais da área, evitando ambiguidades e assegurando maior clareza na comunicação técnica. A definição precisa dos termos permite uma caracterização mais adequada dos mecanismos de instabilidade, o que contribui para diagnósticos consistentes, para a seleção de métodos de análise mais apropriados e para a elaboração de soluções de contenção compatíveis com o tipo de movimento identificado.

Dessa forma, a norma não apenas uniformiza a linguagem técnica, mas também consolida uma base conceitual fundamental para o desenvolvimento de projetos de estabilização e para a gestão de riscos associados a movimentos de massa.

Quadro 7. 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 balsa 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).

Os movimentos de massa podem assumir diferentes mecanismos de ruptura, variando conforme as condições geológicas, geomorfológicas e hidrológicas do maciço.

A queda ou rolamento ocorre quando blocos ou fragmentos se desprendem da encosta e se deslocam por ação da gravidade, sendo mais comum em taludes rochosos ou em superfícies muito íngremes; para reduzir esse risco, são empregadas medidas como telas metálicas, grampeamento de blocos e barreiras de contenção.

O tombamento, por sua vez, caracteriza-se pelo basculamento de blocos ou porções de solo e rocha em torno de um eixo, fenômeno típico em maciços que apresentam descontinuidades inclinadas; sua prevenção envolve a utilização de ancoragens, chumbadores e sistemas de drenagem para reduzir pressões internas.

Já o escorregamento corresponde ao deslocamento de uma massa de solo sobre uma superfície de ruptura plana ou curva, sendo o processo mais recorrente em solos residuais ou coluvionares; nesses casos, técnicas como muros de contenção, enrocamentos, gabiões e dispositivos de drenagem são aplicadas para garantir a estabilidade do talude.

Por fim, o escoamento ocorre em materiais muito saturados, que passam a se comportar como fluidos e podem se movimentar de forma lenta ou extremamente rápida, como nas corridas de lama; para mitigar esse tipo de instabilidade, utilizam-se sistemas de drenagem profunda, revegetação, canaletas de desvio e, em situações críticas, barreiras dinâmicas de contenção.

A norma vigente estabelece que toda estrutura de contenção deve ser dimensionada para resistir não apenas aos esforços decorrentes do empuxo ativo e passivo do solo, mas também a uma sobrecarga acidental mínima de 20 kPa, aplicada de forma uniforme sobre a superfície do maciço a ser estabilizado. Essa exigência contempla eventuais cargas adicionais, como tráfego de veículos, movimentação de equipamentos de obra ou acúmulo de materiais. Caso o projetista adote valores inferiores aos prescritos, deve apresentar justificativa técnica detalhada, acompanhada de estudos geotécnicos e estruturais que comprovem a segurança da solução proposta.

No caso das estruturas de contenção por gravidade, como os muros em gabião, o dimensionamento deve incluir a análise da estabilidade global e local, contemplando verificações contra

tombamento, deslizamento e ruptura por capacidade de carga da fundação.

Além disso, é necessário avaliar aspectos complementares, como a resistência ao cisalhamento interno entre os módulos de gabiões, a estabilidade das camadas frente a possíveis deslocamentos diferenciais e a influência do rebaixamento piezométrico decorrente da drenagem interna.

Outro ponto crítico é a análise da excentricidade das cargas e da distribuição de tensões na base da estrutura, que deve assegurar que as pressões de contato permaneçam sempre compressivas, evitando situações de tração ou levantamento parcial da fundação.

Adicionalmente, recomenda-se a observância dos fatores de segurança mínimos estabelecidos pela ABNT NBR 11.682, os quais variam em função do nível de risco da obra e da possibilidade de ocorrência de danos materiais, ambientais ou à vida humana.

Para tanto, o projeto deve ser fundamentado em sondagens geotécnicas representativas, ensaios laboratoriais de caracterização e resistência dos solos, além de análises numéricas ou métodos de equilíbrio limite, garantindo a robustez e a confiabilidade do dimensionamento.

Outro aspecto fundamental tratado pela norma refere-se aos critérios de cálculo para a estabilidade de encostas e para os elementos constituintes das obras de contenção de maciços de solo.

A ABNT NBR 11.682 estabelece que, em qualquer situação de projeto, devem ser definidos de forma clara e justificada diversos elementos essenciais, entre os quais se destacam as seções geológico-geotécnicas representativas, elaboradas a partir de investigações de campo e ensaios laboratoriais, que permitem a caracterização adequada das condições do subsolo.

Também é obrigatória a definição dos parâmetros geotécnicos do terreno, incluindo resistência ao cisalhamento, peso específico e permeabilidade, bem como os critérios adotados para a obtenção desses valores.

A norma exige coerência entre os parâmetros de resistência considerados para solos intactos e para solos rompidos, estabelecendo

que, em análises envolvendo massas de solo em condição de ruptura, a coesão deve ser adotada igual a zero.

Outro ponto crucial é a explicitação do método de cálculo empregado, seja ele baseado em fórmulas analíticas de equilíbrio limite, métodos gráficos ou programas computacionais, devendo ser indicadas as referências bibliográficas ou as bases teóricas utilizadas.

Além disso, a norma determina que sejam consideradas as diferentes condições de carregamento e atuação de esforços, incluindo variações do nível d'água subterrâneo, poropressões geradas, sobrecargas externas, possibilidade de ocorrência de sismos e efeitos das fases construtivas na estabilidade global e local do maciço.

Esses critérios visam assegurar que o dimensionamento das estruturas de contenção seja conduzido de forma realista, contemplando as incertezas naturais do comportamento dos solos e proporcionando níveis adequados de segurança ao projeto.

No que se refere à drenagem, além da classificação normativa em drenos superficiais e profundos, destacam-se as soluções técnicas mais usuais aplicadas em obras de contenção.

Entre os drenos superficiais, incluem-se canaletas revestidas em concreto ou alvenaria, valetas gramadas, sarjetas e calhas para condução segura da água, além de dispositivos de captação em cristas e bermas de taludes, fundamentais para evitar a infiltração direta no maciço.

Já os drenos profundos abrangem diferentes alternativas projetuais: os drenos horizontais profundos (DHP), constituídos por tubos perfurados inseridos no maciço, são frequentemente empregados para o rebaixamento localizado do lençol freático; as trincheiras drenantes, preenchidas com material granular envolvido em geotêxtil, permitem interceptar e conduzir fluxos subterrâneos em zonas críticas; e os drenos verticais, executados com brita, areia ou geocompostos, são recomendados em maciços compressíveis para acelerar a dissipação de poropressões, especialmente em aterros sobre solos moles.

Outra solução recorrente é o uso de colchões drenantes, camadas horizontais de material granular ou geossintético que funcionam como plano de escoamento, reduzindo pressões neutras e facilitando a drenagem.

A escolha da solução deve estar fundamentada em análises geológico-geotécnicas e hidrogeológicas detalhadas, levando em consideração a permeabilidade do solo, o gradiente hidráulico e a vazão a ser drenada.

Além disso, a compatibilidade entre o material drenante e o solo adjacente deve ser assegurada pelo correto dimensionamento dos filtros, granulares ou sintéticos, de forma a evitar o carreamento de partículas finas e o consequente risco de erosão interna (piping).

Dessa maneira, a integração entre técnicas de drenagem superficial e profunda constitui um elemento indispensável para o desempenho das estruturas de contenção, aumentando a vida útil da obra e reduzindo significativamente a probabilidade de instabilidades ou falhas prematuras.

CAPÍTULO 5 - Instrumentações de estruturas de contenção

A instrumentação geotécnica consolidou-se, a partir das décadas de 1930 e 1940, como uma ferramenta essencial para estudos observacionais in situ. Inicialmente baseada em princípios simples de hidráulica e mecânica, evoluiu com o avanço tecnológico para incorporar dispositivos cada vez mais sofisticados, como transdutores pneumáticos, elétricos e sensores digitais.

Essa evolução ampliou a confiabilidade dos dados e expandiu o campo de aplicação da instrumentação, possibilitando leituras automáticas, aquisição contínua de informações e sistemas de monitoramento remoto em tempo real.

No entanto, a eficiência de um programa de instrumentação não depende apenas da tecnologia empregada, mas também do conhecimento técnico do engenheiro responsável e da elaboração de um plano de monitoramento estruturado, racional e sistemático.

Antes da instalação dos instrumentos, é fundamental definir os parâmetros críticos a serem avaliados, os objetivos do monitoramento, as zonas de maior risco geotécnico, as ações corretivas previstas e um cronograma compatível com os recursos disponíveis.

Também devem ser considerados fatores externos, como variações climáticas, além da seleção de equipamentos calibrados, confiáveis e de fácil operação. A manutenção periódica dos instrumentos é indispensável para evitar falhas, enquanto a previsão da magnitude das variações esperadas auxilia na escolha adequada dos equipamentos.

Entre os principais instrumentos empregados em obras de contenção e taludes destacam-se os piezômetros, utilizados para medir pressões neutras e monitorar o nível do lençol freático; os inclinômetros, que permitem identificar deslocamentos horizontais e deformações internas do maciço; os extensômetros, aplicados no acompanhamento de deslocamentos relativos entre camadas de solo ou entre solo e estrutura; as células de carga, que possibilitam avaliar diretamente os esforços transmitidos em fundações ou estruturas de

retenção; e os marcos superficiais e profundos, destinados à medição de recalques diferenciais.

Em muros de gabião, por exemplo, a instrumentação pode indicar variações de empuxo lateral, identificar zonas críticas de recalque ou instabilidade e monitorar a eficiência dos sistemas de drenagem.

Ainda assim, todo processo de instrumentação está sujeito a incertezas e erros de medição. Reconhecer essas limitações e prever medidas corretivas, como a redundância de instrumentos, a calibração frequente e a verificação cruzada dos dados, constitui etapa indispensável para assegurar a validade e a representatividade das informações coletadas.

Dessa forma, a instrumentação geotécnica deixa de ser apenas um recurso auxiliar e passa a integrar-se como elemento fundamental no controle, segurança e otimização do desempenho de obras de retenção e infraestrutura.

A aplicação prática da instrumentação geotécnica em obras de retenção tem como objetivo principal fornecer dados confiáveis que permitam acompanhar o desempenho da estrutura ao longo das fases de projeto, execução e operação.

Nos muros de retenção em solo ou gabião, por exemplo, a instrumentação possibilita verificar se os deslocamentos e recalques estão dentro de limites aceitáveis, garantindo que os fatores de segurança projetados estejam sendo atendidos.

Um dos principais objetivos da instrumentação em obras de retenção é o monitoramento das pressões neutras no interior do maciço. Para isso, o emprego de piezômetros é fundamental, pois permite avaliar a eficiência dos sistemas de drenagem projetados. A detecção de valores elevados de poro-pressão indica condições críticas, capazes de reduzir a resistência ao cisalhamento do solo e comprometer a estabilidade da estrutura. Nessas situações, podem ser necessárias medidas corretivas, como o reforço, a ampliação ou a readequação dos drenos, assegurando o desempenho hidráulico e a segurança global do maciço.

Nos taludes reforçados e retenções de grande porte, os inclinômetros são amplamente utilizados para identificar

movimentações horizontais e deslocamentos profundos, antecipando possíveis rupturas progressivas.

Esse tipo de monitoramento é decisivo em obras próximas a áreas urbanas ou de tráfego intenso, pois permite intervenções preventivas antes que o movimento do solo atinja níveis críticos.

Os extensômetros e células de carga também desempenham papel importante, pois permitem acompanhar deslocamentos relativos em diferentes profundidades, verificando se há movimentação diferencial entre as camadas de solo.

Já as células de carga são aplicadas em estruturas de contenção ancoradas, como muros atirantados ou cortinas de concreto, possibilitando o acompanhamento das tensões efetivas nos tirantes e conferindo se a ancoragem está desempenhando sua função projetada.

Em muros de gabião especificamente, a instrumentação pode auxiliar na avaliação de tensões de contato entre os blocos, monitorando a dissipação das forças normais e a estabilidade ao deslizamento.

Aliado a isso, o uso de marcos superficiais e profundos possibilita verificar recalques diferenciais e identificar pontos de concentração de tensões que podem comprometer a integridade da estrutura.

Além da segurança, a instrumentação também possui aplicações práticas na otimização econômica das obras. O acompanhamento contínuo dos parâmetros geotécnicos permite confirmar hipóteses de projeto ou, em alguns casos, reduzir fatores de segurança excessivamente conservadores, resultando em economia de materiais e custos.

Em obras executadas em etapas, os dados de monitoramento auxiliam na definição do ritmo de execução, evitando sobrecargas prematuras. Outro aspecto prático de grande relevância é a retroanálise: os dados instrumentais coletados podem ser empregados para recalibrar modelos numéricos de estabilidade e dimensionamento, aumentando a precisão das simulações e fornecendo informações valiosas para projetos futuros em condições semelhantes de solo e carregamento.

Em síntese, a instrumentação geotécnica aplicada às obras de contenção não se restringe ao acompanhamento da segurança, mas

atua também como ferramenta estratégica de gestão de riscos, otimização de recursos e aprimoramento tecnológico, contribuindo para a durabilidade e a eficiência das estruturas.

A confiabilidade dos dados obtidos em programas de instrumentação depende diretamente da seleção adequada dos equipamentos e da correta execução dos processos de leitura, registro e interpretação.

Erros de leitura podem comprometer de forma significativa a análise de estabilidade, conduzindo a interpretações equivocadas sobre as condições reais do maciço e da estrutura. Esses erros decorrem de fatores humanos, técnicos ou ambientais, devendo sempre ser considerados no planejamento do monitoramento.

Entre as principais fontes de imprecisão destacam-se falhas na instalação, como o posicionamento inadequado de piezômetros, inclinômetros ou células de carga, que podem gerar respostas incompatíveis com o comportamento real do solo; erros humanos, associados a leituras incorretas ou registros imprecisos, sobretudo em instrumentos analógicos; influências ambientais, como variações térmicas, vibrações de tráfego ou ruídos eletromagnéticos, capazes de induzir desvios em sensores elétricos e eletrônicos; deficiências de calibração periódica, que reduzem a confiabilidade dos resultados; e problemas de manutenção, como entupimentos, oxidação de componentes ou falhas em cabos de transmissão.

Além disso, todo instrumento possui limitações inerentes de precisão e faixa de leitura, exigindo do engenheiro responsável uma análise crítica desses aspectos. Em obras de contenção, tais erros podem gerar consequências graves, como a subestimação das pressões neutras em piezômetros, levando a fatores de segurança artificialmente elevados contra deslizamento, ou a falhas na detecção de movimentações em taludes decorrentes de leituras imprecisas em inclinômetros.

Para mitigar esses riscos, recomenda-se a adoção de protocolos rigorosos de calibração, manutenção periódica e redundância de medições, incluindo a comparação entre diferentes instrumentos destinados ao mesmo parâmetro.

A automatização das leituras e o uso de sistemas de aquisição contínua de dados contribuem para reduzir a influência do erro

humano e aumentam de forma significativa a confiabilidade dos registros. O Quadro 8 traz tipos de erros, causas e medidas remediadoras:

Quadro 8. Tipos de erros, causas e medidas remediadoras.

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 reduzir a probabilidade de erros de leitura em instrumentação geotécnica consiste na realização de múltiplas leituras associadas a uma análise estatística detalhada dos dados obtidos. Tal procedimento permite identificar valores discrepantes, atenuar a influência de medições isoladas e melhorar a confiabilidade das séries temporais.

Contudo, é fundamental ressaltar que, em determinadas situações, parâmetros estatísticos clássicos, como o valor médio e o desvio padrão, podem não representar de forma fiel o comportamento real do sistema monitorado.

Isso ocorre especialmente em obras de contenção sujeitas a variabilidade geotécnica significativa, flutuações hidrológicas ou interferências operacionais, o que exige uma avaliação criteriosa e contextualizada das medições (Bussab; Morettin, 2013).

Conforme disposto na ABNT NBR 11682, o responsável técnico por projetos de contenção deve prever, ainda na fase de concepção, a instalação de instrumentos de medição e monitoramento, bem como definir a periodicidade de inspeções e calibrações.

Quando adequadamente selecionados e posicionados, esses dispositivos permitem acompanhar variações de deslocamentos, recalques diferenciais, pressões neutras, deformações e esforços internos.

A instrumentação deve estar alinhada às variáveis críticas de interesse, contemplando tanto a estabilidade global do maciço quanto a integridade estrutural dos elementos de contenção.

O emprego de piezômetros, inclinômetros, extensômetros, células de carga e sistemas automatizados de aquisição de dados assegura maior precisão, rastreabilidade e confiabilidade nos registros.

Com os avanços tecnológicos, tornou-se possível não apenas realizar leituras em campo, mas também registrar, armazenar e transmitir informações remotamente em tempo real. Essa capacidade amplia a eficiência na tomada de decisão, favorece a gestão preventiva de riscos e eleva a segurança operacional da obra (Milititsky, 2016).

No caso específico dos muros de gabião e demais estruturas de contenção por gravidade, a instrumentação deve priorizar parâmetros

diretamente relacionados ao desempenho estrutural e à estabilidade global.

Recomenda-se a instalação de inclinômetros e marcos superficiais para monitorar deslocamentos horizontais e recalques diferenciais, além de piezômetros para avaliar a variação das pressões neutras ao longo do ano, sobretudo em períodos de maior pluviosidade.

Extensômetros podem ser empregados para detectar eventuais rupturas internas entre módulos de gabiões, enquanto células de carga, instaladas em pontos estratégicos, auxiliam no acompanhamento dos esforços transmitidos à fundação.

A integração desses dispositivos, associada a sistemas automatizados de coleta e transmissão de dados, permite uma avaliação contínua da segurança da estrutura, possibilitando a antecipação de condições críticas, a orientação de medidas preventivas e o aumento da confiabilidade da obra ao longo de sua vida útil.

Quadro 9. Instrumentações e técnicas para medição.

Medidas	Instrumentação / Técnica
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

Medidas	Instrumentação / Técnica
Carregamentos nos escoramentos e nas ancoragens	Strain gages
	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).

O Quadro 9 apresenta uma síntese das principais medições necessárias em obras de contenção, relacionando as técnicas e instrumentações mais adequadas para cada caso.

A primeira categoria envolve o monitoramento dos deslocamentos da superfície do terreno, da estrutura e do topo das paredes, no qual se destacam os controles de recalque por meio de levantamentos topográficos de alta precisão, fundamentais para identificar movimentações diferenciais capazes de comprometer a estabilidade global.

As deformações horizontais da superfície do terreno e da face exposta das paredes podem ser acompanhadas por levantamentos realizados com estação total, EDM (Electronic Distance Measurement), linhas de prumo ou métodos de convergência, todos capazes de registrar deslocamentos superficiais com elevada acurácia.

Já os deslocamentos horizontais em profundidade são monitorados por inclinômetros, que fornecem perfis de movimentação ao longo do maciço, e por transdutores de corda vibrante, aptos a captar variações internas de deformação com precisão elevada.

As deformações subsuperficiais em camadas específicas do terreno podem ainda ser acompanhadas por pontos de deslocamento em profundidade ou extensômetros de haste, que registram movimentações diferenciais ao longo de diferentes horizontes do solo.

No que se refere ao empuxo de terra atuante sobre as paredes de contenção, a medição é feita por células de pressão total, que fornecem dados diretos sobre as tensões transmitidas na interface solo–estrutura.

Já os esforços nos tirantes e ancoragens podem ser avaliados por strain gages, células de carga, e verificações periódicas com macacos hidráulicos, permitindo acompanhar simultaneamente as forças aplicadas e os efeitos da pressão neutra.

A pressão da água no maciço, parâmetro crítico para a estabilidade, é monitorada por medidores automáticos de nível d'água, sensores elétricos e piezômetros de corda vibrante, que possibilitam detectar variações do lençol freático e das pressões intersticiais.

Para o controle do levantamento do fundo de escavações (heave), recorre-se a extensômetros ancorados, placas ou pinos de recalque, bem como a inclinômetros e transdutores de corda vibrante, indispensáveis em escavações profundas sujeitas ao risco de instabilidade basal.

Já o monitoramento de fissuras e deslocamentos estruturais é realizado com medidores específicos de fissuras, assegurando a detecção precoce de patologias associadas às movimentações do maciço ou ao carregamento da estrutura.

De forma geral, observa-se que a instrumentação em obras de contenção deve ser multidisciplinar, combinando medições superficiais, subsuperficiais e estruturais. A escolha das técnicas depende das condições geológicas locais, do tipo de contenção (muros de gravidade, cortinas atirantadas, estacas-prancha, entre outros) e das solicitações atuantes.

A redundância de equipamentos e a integração entre diferentes métodos de monitoramento são fatores decisivos para aumentar a confiabilidade na interpretação dos resultados e embasar tomadas de decisão durante a execução e operação da obra.

No caso dos muros de gabião, a instrumentação costuma concentrar-se no acompanhamento de recalques diferenciais, deslocamentos horizontais e pressões de água.

O monitoramento de deformações superficiais e recalques pode ser realizado por topografia de precisão e pinos de recalque, sendo aceitável certo grau de acomodação devido à flexibilidade intrínseca do gabião. Ainda assim, o registro contínuo desses parâmetros é crucial para identificar comportamentos anômalos que indiquem evolução de instabilidade.

Nas cortinas atirantadas, por outro lado, o controle deve ser mais abrangente, visto que a estabilidade depende diretamente da interação entre o maciço e os tirantes ativos ou passivos.

Nesse caso, a medição das forças nos tirantes por células de carga, strain gages é indispensável para avaliar se a ancoragem está desempenhando sua função projetada.

O monitoramento das deformações horizontais do terreno e da própria cortina é realizado por inclinômetros e extensômetros de haste, enquanto o empuxo de terra sobre as paredes é acompanhado por células de pressão total, fornecendo dados comparativos com os valores previstos em projeto.

Portanto, enquanto os muros de gabião demandam instrumentação voltada principalmente aos deslocamentos globais, as cortinas atirantadas requerem um monitoramento mais complexo e integrado, contemplando pressões, esforços em tirantes e deformações superficiais e subsuperficiais.

Em ambos os casos, a instrumentação não deve ser vista apenas como ferramenta de controle tecnológico, mas também como recurso estratégico de prevenção de acidentes, permitindo a adoção de medidas corretivas tempestivas diante de qualquer comportamento anômalo identificado.

CAPÍTULO 6 - Ensaio de Compressão Simples em Gabiões

Dentre os primeiros ensaios de compressão simples aplicados a gabiões, destacam-se aqueles realizados em 1979 por Agostini (1981), no Laboratorio di Scienza delle Costruzioni da Universidade de Bolonha.

Nesse estudo pioneiro, foram confeccionados corpos de prova com dimensões nominais de $0,50 \times 0,50 \times 0,50$ m, constituídos por gaiolas de malha hexagonal de dupla torção, com abertura de 6×8 cm, arame estrutural de 2,7 mm de diâmetro e amarrações executadas com fios de 2,4 mm. O enchimento foi realizado manualmente com pedra rachão, assegurando a representatividade do arranjo pétreo típico de campo.

A configuração experimental previa a disposição dos gabiões de forma isolada, sem contato lateral, possibilitando a aplicação de cargas verticais centradas diretamente sobre as gaiolas.

O objetivo foi avaliar o comportamento global do material frente ao carregamento de compressão simples, observando não apenas a resistência máxima, mas também os mecanismos de deformação progressiva até a ruptura.

A Figura 69 ilustra o ensaio, destacando a aplicação controlada da carga e o confinamento promovido pela malha metálica, fundamental para a contenção das partículas pétreas durante o carregamento.

Esse tipo de ensaio contribuiu significativamente para o entendimento inicial do desempenho estrutural dos gabiões, demonstrando que sua resistência não depende apenas da malha metálica, mas também da interação entre a gaiola e o arranjo do material pétreo de enchimento (Junior, 2018).

Com o avanço da engenharia experimental, as metodologias de ensaio aplicadas a gabiões evoluíram para além da compressão simples em pequenas dimensões. Ensaio mais recentes incorporaram

modelos em grande escala, permitindo a avaliação do comportamento estrutural em condições mais próximas da realidade de campo.

Além disso, adaptações de ensaios triaxiais e confinados vêm sendo utilizadas para analisar de forma mais detalhada a interação solo–estrutura, a redistribuição de tensões internas e os efeitos das deformações localizadas no interior da gaiola.

Essa evolução metodológica possibilita a obtenção de parâmetros mais representativos do comportamento dos gabiões, tanto sob esforços de compressão quanto em condições complexas de confinamento e de carregamentos combinados, aproximando os resultados laboratoriais das situações observadas em obras de contenção e reforço de taludes.

Dentre os parâmetros atualmente investigados em ensaios laboratoriais com gabiões, destacam-se:

Módulo de deformabilidade (E_s) – obtido a partir da relação entre tensão aplicada e deformação global da gaiola. Esse parâmetro é fundamental para representar a rigidez equivalente do conjunto malha + enchimento pétreo, auxiliando no dimensionamento de estruturas de contenção sujeitas a carregamentos permanentes e variáveis.

Ductilidade e capacidade de redistribuição de esforços – os ensaios modernos permitem observar que, diferentemente de materiais homogêneos, os gabiões apresentam comportamento dúctil, com elevada capacidade de deformação antes da ruptura. Esse aspecto é essencial em situações de sobrecarga ou recalques diferenciais, pois confere ao sistema maior tolerância a deslocamentos sem perda imediata de funcionalidade.

Interação entre gaiola metálica e material pétreo – a instrumentação mais avançada possibilita medir a redistribuição de tensões internas e a contribuição da malha no confinamento das pedras. A resistência global resulta não apenas da qualidade do arame, mas da sinergia entre o arranjo pétreo e o confinamento exercido pela malha metálica.

Comportamento pós-pico de resistência – ensaios modernos avaliam a queda de resistência após a ruptura localizada, fornecendo

dados relevantes para análises de segurança em longo prazo. O conhecimento dessa fase é determinante para avaliar a resiliência do material em condições críticas, como deslizamentos ou impactos concentrados.

Influência do confinamento e do grau de compactação do enchimento – métodos atuais testam variações no arranjo e no tipo de rocha empregada, avaliando como a granulometria, a forma dos blocos pétreos e o modo de preenchimento afetam a rigidez e a capacidade resistente da gaiola.

Parâmetros de interação solo–gabião – em ensaios de maior escala, é possível simular condições de campo, incluindo o atrito na interface solo–estrutura e os deslocamentos relativos. Esses dados são fundamentais para análises de estabilidade global de muros de gabiões e estruturas mistas (ex.: solo reforçado + gabião).

A incorporação desses parâmetros nas pesquisas mais recentes representou um avanço expressivo em relação aos primeiros ensaios de compressão simples, permitindo o desenvolvimento de modelos numéricos mais realistas e o aprimoramento das normas técnicas aplicáveis.

Dessa forma, as estruturas em gabião deixaram de ser interpretadas de maneira simplista como meras “caixas preenchidas com pedras” e passaram a ser compreendidas como sistemas geoestruturais complexos, cuja resposta mecânica resulta da interação entre a malha metálica, o arranjo pétreo e o solo adjacente.

Essa visão mais abrangente consolidou os gabiões como soluções de engenharia confiáveis e duráveis, capazes de atender simultaneamente às demandas de contenção, drenagem e estabilização de encostas, garantindo desempenho estrutural adequado mesmo em condições geotécnicas adversas.

Figura 69. Ensaio de compressão em gabiões.



Fonte: Agostini, 1981.

De acordo com os ensaios conduzidos por Agostini (1981), foi possível identificar uma série de fenômenos característicos do comportamento estrutural dos gabiões submetidos a carregamentos progressivos até a ruptura.

Entre os efeitos mais relevantes destacaram-se a acomodação inicial e a consequente ruptura localizada das partículas de rachão, a deformação e falha da malha metálica, a influência da orientação da malha em relação à direção da carga aplicada e o papel dos diafragmas intermediários no controle da redistribuição interna das tensões.

Também foi avaliado o efeito do confinamento imposto pela prensa de ensaio, por meio da comparação entre elementos isolados e conjuntos compostos por dois gabiões sobrepostos, o que permitiu quantificar a contribuição do empilhamento na capacidade resistente global.

Os procedimentos experimentais seguiram um regime controlado de aplicação de tensão crescente, da ordem de 100 kN/m²/min, mantido até o colapso estrutural, caracterizado pela ruptura da malha e pela perda da capacidade portante da unidade.

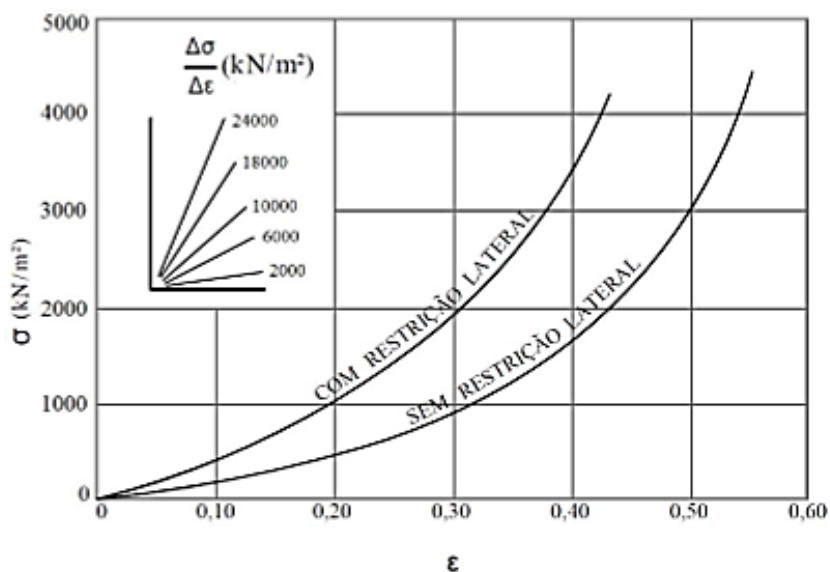
Para cada tipologia de gaiola ensaiada, foram realizados de três a quatro testes, garantindo consistência estatística e confiabilidade na análise comparativa.

Os resultados, sintetizados na Figura 70, apresentaram curvas distintas de resistência para as condições com e sem restrição lateral, evidenciando a influência direta do confinamento no comportamento mecânico dos gabiões.

Esses achados pioneiros foram fundamentais para demonstrar que o desempenho estrutural de um gabião não está associado apenas à resistência individual de seus componentes, arame e material pétreo, mas sobretudo à interação sinérgica entre eles, condicionada pelas formas de apoio, pelo confinamento e pela geometria de montagem.

Essas constatações abriram caminho para investigações posteriores que ampliaram a compreensão acerca da ductilidade, da capacidade de redistribuição de esforços e do comportamento pós-pico de resistência desses sistemas construtivos, parâmetros hoje reconhecidos como essenciais no dimensionamento de obras de contenção e estabilização com gabiões.

Figura 70. Resultados dos ensaios de compressão simples em gabiões.



Fonte: Agostini, 1981.

A Figura 70 apresenta as curvas tensão–deformação obtidas em ensaios de compressão simples realizados em gabiões, conforme descrito por Agostini (1981). Verifica-se que os elementos submetidos

à restrição lateral exibiram desempenho significativamente superior em termos de resistência e rigidez, quando comparados àqueles ensaiados sem confinamento.

Esse efeito é atribuído à limitação das deformações transversais imposta pelo confinamento, que favorece a redistribuição interna dos esforços e retarda o colapso tanto da malha metálica quanto do material pétreo de preenchimento.

Na condição sem restrição lateral, as deformações desenvolvem-se de forma mais livre, resultando em menor capacidade resistente, embora ainda se mantenha a elevada ductilidade característica desse tipo de estrutura.

O comportamento observado revela-se nitidamente não linear, evidenciado pela redução progressiva da rigidez tangente à medida que as deformações aumentam, como demonstrado no gráfico auxiliar. Inicialmente, o sistema apresenta rigidez elevada, mas esta diminui gradativamente à medida que o carregamento se aproxima do colapso, configurando um comportamento pseudoelástico associado à interação entre a malha metálica e o arranjo pétreo.

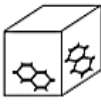
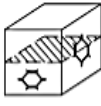
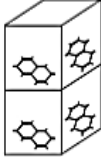
Essa interação possibilita que os gabiões não apenas suportem tensões elevadas, mas também dissipem energia por meio de acomodações internas, rupturas localizadas do rachão e deformações progressivas da malha.

Do ponto de vista prático, os resultados evidenciam que o confinamento lateral exerce papel determinante no desempenho global, elevando a capacidade de carga e aumentando a segurança estrutural.

Além disso, confirmam a natureza resiliente e dissipativa dos gabiões, que, diferentemente das estruturas rígidas, conseguem absorver deslocamentos e redistribuir esforços sem perda imediata de estabilidade global.

Essa característica justifica a ampla aplicação dos gabiões em obras de contenção, nas quais a capacidade de suportar deformações significativas e adaptar-se a condições de campo adversas reduz o risco de colapsos súbitos e assegura maior durabilidade às estruturas.

Figura 71. Tipologias de gabieões utilizados na pesquisa.

Tipo de gabieão		Esquema	Ensaio	Dimensão inicial		P_{max} kN	σ_{max} kN/m ²	Dimensão final	
				Base	Altura			Base	Altura
A	Elemento caixa com malha vertical nas laterais		A/1	0,50 x 0,52	0,490	905	3480	Não detectado	0,215
			A/2	0,53 x 0,55	0,470	1200	4120	0,81 x 0,85	0,235
			A/3	0,54 x 0,57	0,460	750	2440	0,82 x 0,80	0,245
			A/4	0,53 x 0,56	0,500	930	3130	0,82 x 0,85	0,260
A ₀	Elemento caixa com malha horizontal nas laterais		A ₀ /1	0,47 x 0,57	0,530	250	930	0,67 x 0,74	0,390
			A ₀ /2	0,49 x 0,53	0,520	310	1190	Não detectado	0,405
			A ₀ /3	0,48 x 0,58	0,530	310	1110	0,74 x 0,72	0,360
B	Elemento caixa com malha horizontal e vertical nas laterais e com diafragma horizontal		B/1	0,48 x 0,50	0,520	1050	4380	Não detectado	0,260
			B/2	0,48 x 0,50	0,530	850	3540	0,79 x 0,76	0,280
			B/3	0,47 x 0,51	0,550	1125	4690	Não detectado	0,225
			B/4	0,47 x 0,51	0,550	1000	4170	0,78 x 0,78	0,270
C	Elemento caixa com malha vertical nas laterais e com diafragma vertical		C1	0,50 x 0,53	0,470	677	2560	0,76 x 0,86	0,230
			C2	0,50 x 0,59	0,480	1200	4070	0,80 x 0,88	0,210
			C3	0,51 x 0,60	0,50	1360	4040	Não detectado	0,230
A ₀ +A ₀	Dois elementos sobrepostos e conectados com malha horizontal nas laterais		DUPLOS						
			(A ₀ +A ₀)/1	0,50 x 0,58	1,00	300	1030	Não detectado	0,685
			(A ₀ +A ₀)/2	0,50 x 0,56	1,05	285	1020	0,75 x 0,72	0,775
			(A ₀ +A ₀)/3	0,52 x 0,61	1,02	270	850	Não detectado	0,790
B+B	Dois elementos sobrepostos e conectados com malha horizontal e vertical nas laterais e com diafragma horizontal		DUPLOS						
			(B+B)/1	0,50 x 0,54	1,10	450	1670	Não detectado	0,570
			(B+B)/2	0,46 x 0,51	1,09	345	1570	0,70 x 0,74	0,610
			(B+B)/3	0,48 x 0,50	1,08	400	1670	0,73 x 0,80	0,580

Fonte: Agostini, 1981.

Assim como Agostini (1981), Junior (2018) também realizou ensaios de compressão simples em gabieões, porém utilizando modelos

de maiores dimensões, com medidas de 1,00 m × 1,00 m × 1,00 m e 1,00 m × 1,50 m × 1,00 m.

Os testes abrangeram tanto elementos isolados quanto arranjos compostos por unidades sobrepostas, possibilitando avaliar a influência do empilhamento no comportamento estrutural global.

Essa abordagem permitiu investigar não apenas a resistência individual dos módulos, mas também os efeitos de interação entre unidades adjacentes, reproduzindo de forma mais próxima as condições reais de campo em muros de contenção construídos com gabiões.

A Figura 72 apresenta a síntese dos resultados de parte da pesquisa, evidenciando a relação tensão x deformação e confirmando o caráter não linear e dissipativo do sistema. Assim como nos experimentos de Agostini, verificou-se que a presença de confinamento lateral e a sobreposição dos elementos proporcionam ganhos expressivos de rigidez e capacidade resistente, enquanto a configuração de gaiolas isoladas mostrou-se mais suscetível a deformações livres e a instabilidades localizadas.

Esses resultados reforçam a necessidade de se considerar, em projeto e dimensionamento, não apenas as propriedades do módulo individual, mas também os efeitos sinérgicos resultantes da interação entre múltiplos gabiões.

Essa compreensão amplia a confiabilidade das análises de desempenho estrutural e contribui para o desenvolvimento de soluções mais robustas e seguras em obras de contenção e estabilização de taludes.

Figura 72. Resultados da resistencia a compressão simples em gabiões.

Teste	Altura (m)	Tipo de malha*	Tipo de rocha	Porosidade (%)	Tensão máxima (kPa)	Deformação vertical máxima (%)	Deformação perimetral máxima (%)	Deformação horizontal máxima (%)
1	1,5 (0,5-1,0)	8x10-2,7-MVH	granito	37,23	430,00	10,70	-	7,43
2	1,5 (0,5-0,5-0,5)	8x10-2,7-MVH	granito	40,33	503,91	4,41	4,97	
3	1,5 (0,5-1,0)	10x12-3,0-MVH	granito	40,20	290,55	9,22	16,20	
4	1,5 (0,5-1,0)	8x10-2,7-MH	granito	39,52	350,45	6,92	3,95	
5	1,5 (0,5-1,0)	8x10-2,7-MVH	granito	41,81	210,27	7,33	6,80	
6	1,5 (0,5-1,0)	8x10-2,7-MVH	granito	39,22	258,26	8,12	5,32	
7	1,0	8x10-2,7-MVH	granito	37,33	420,53	5,75	4,28	
8	1,0	8x10-2,7-MVH	basalto	37,30	420,53	9,35	3,28	
9	1,0	10x12-2,7-MV	basalto	38,90	365,36	12,23	10,59	
10	1,0	6x8-2,4-MVH	basalto	38,20	645,66	11,78	6,78	

*abertura do hexágono-diâmetro do arame-orientação da malha (MVH – Malha na direção vertical e horizontal)

Fonte: Junior (2018).

Os resultados apresentados por Junior (2018) em seus ensaios de compressão simples em gabiões evidenciaram a influência de diferentes variáveis na resposta mecânica dessas estruturas.

As gaiolas testadas, confeccionadas com distintos tipos de malha, arranjos geométricos e preenchimentos com granito ou basalto, mostraram variações significativas em termos de porosidade, tensão máxima e deformações registradas.

A porosidade, que variou entre aproximadamente 37% e 42%, refletiu diretamente a acomodação do rachão no interior da gaiola e exerceu impacto sobre a resistência global do conjunto.

Quanto à resistência máxima, os valores oscilaram entre 210,27 kPa e 645,66 kPa, confirmando que o desempenho não depende apenas da altura ou do volume do gabião, mas também do tipo de rocha utilizada e da configuração da malha.

Os gabiões preenchidos com basalto apresentaram, em geral, maiores valores de resistência quando comparados aos preenchidos

com granito, resultado compatível com a maior densidade e dureza do basalto.

No que se refere às deformações, os ensaios mostraram comportamentos contrastantes. Em alguns casos, mesmo sob elevadas tensões, as deformações verticais permaneceram reduzidas, como no teste 2, em que a tensão máxima foi de 503,91 kPa para uma deformação de apenas 4,41%, indicando arranjo mais eficiente da malha e melhor interação entre gaiola e agregado.

Em contrapartida, houve situações em que as deformações foram expressivas, como no teste 10, em que a tensão máxima de 645,66 kPa foi acompanhada de deformação vertical de 11,78%, revelando a capacidade de acomodação interna da estrutura em condições de elevada resistência.

As deformações horizontais também chamaram atenção, como no teste 3, em que a deformação atingiu 16,20%, evidenciando instabilidade e menor capacidade de contenção da malha utilizada.

De maneira geral, os resultados de Junior (2018) demonstraram que o comportamento mecânico dos gabiões é altamente dependente de múltiplos fatores, incluindo o tipo de rocha, a malha empregada e o arranjo das gaiolas (simples ou sobrepostas).

O estudo reforçou que essas variáveis influenciam tanto a resistência quanto a magnitude das deformações, tornando indispensável a realização de ensaios experimentais para subsidiar o dimensionamento e a aplicação segura dessas estruturas em obras de engenharia.

A comparação entre os estudos de Agostini (1981) e Junior (2018) evidencia avanços metodológicos e diferenças significativas nos comportamentos mecânicos observados em ensaios de compressão simples em gabiões.

Nos experimentos pioneiros de Agostini, realizados com elementos de menores dimensões (0,50 m de lado), as tensões máximas variaram entre aproximadamente 850 kN/m² e 4690 kN/m², a depender da configuração da gaiola e da orientação da malha. As unidades com malha combinada vertical e horizontal e presença de diafragmas (tipos B e C) apresentaram os maiores valores de resistência, superando 4000 kN/m², o que confirmou a importância do reforço interno e da geometria da malha no desempenho estrutural.

Além disso, os ensaios em elementos duplos mostraram redução significativa na resistência máxima, indicando que o empilhamento, embora reproduza condições reais, pode induzir maior liberdade de deformação e menor confinamento.

Já nos estudos de Junior (2018), conduzidos com modelos de maior escala (1,00 m e 1,50 m de altura), as tensões máximas registradas variaram entre 210 kPa e 645 kPa, valores substancialmente inferiores aos de Agostini.

Essa diferença pode ser atribuída à escala dos modelos, à maior heterogeneidade no arranjo do rachão, ao tipo de malha empregada, malhas comerciais de dupla torção, menos rígidas que as utilizadas nos testes clássicos, e à natureza da rocha de enchimento (granito e basalto), mais suscetível a variações de arranjo e acomodação.

Outro aspecto de contraste importante foi o comportamento deformacional. Enquanto Agostini observou reduções expressivas na altura dos gabiões após os ensaios, com deformações verticais superiores a 50% da altura inicial, Junior registrou deformações máximas em torno de 10% a 12%.

Isso sugere que gaiolas maiores apresentam comportamento mais dúctil, distribuindo as deformações ao longo do volume, sem concentrar rupturas abruptas como nos modelos reduzidos.

Além disso, os dados de Junior destacaram a influência da porosidade inicial, diretamente associada à capacidade de acomodação interna da estrutura, aspecto pouco abordado nos estudos de Agostini.

Em síntese, os resultados de Agostini (1981) demonstraram a elevada resistência das gaiolas de menor dimensão sob compressão simples, mas com deformações muito significativas e dependentes da configuração da malha.

Por sua vez, os ensaios de Junior (2018), mais próximos da escala de aplicação em campo, indicaram valores de resistência inferiores, porém associados a um comportamento mais estável e a deformações controladas.

Dessa forma, os dois trabalhos se complementam: Agostini estabeleceu a base experimental para a compreensão inicial do fenômeno, enquanto Junior trouxe uma avaliação prática e realista das condições de uso em obras de contenção.

Assim, a avaliação experimental da compressão simples em gabiões não deve ser interpretada isoladamente, mas a partir da integração entre diferentes metodologias e escalas.

Essa integração é essencial para subsidiar a modelagem teórica, o dimensionamento e o desenvolvimento de soluções seguras e eficazes, consolidando o conhecimento técnico-científico sobre o desempenho estrutural desses sistemas construtivos.

CAPÍTULO 7 - Utilização de gabiões na atenuação de ruídos

Estudos conduzidos por Arenas et al. (2015) demonstraram que a incorporação de resíduos de construção e demolição (RCD) como agregados em concretos e argamassas confere propriedades mecânicas e acústicas adequadas à aplicação desses materiais na execução de barreiras acústicas.

Essa abordagem reforça a viabilidade de soluções construtivas sustentáveis, promovendo a economia circular por meio do reaproveitamento de resíduos e reduzindo impactos ambientais associados ao descarte inadequado.

No contexto das barreiras acústicas em gabiões, Ding et al (2009) destacaram que essa tipologia vem ganhando popularidade na Europa como alternativa técnica e arquitetônica.

A eficácia acústica dos gabiões está diretamente relacionada às características do material de enchimento: enrocamentos de elevada porosidade apresentam desempenho superior na absorção sonora quando comparados a materiais rígidos e compactos.

A estrutura porosa aumenta a resistência ao fluxo do som, favorecendo a dissipação da energia acústica. Em aplicações reais, a instalação de gabiões em pontos estratégicos de vias urbanas e rodovias de tráfego intenso resultou em significativa atenuação da transmissão de ruídos, sobretudo quando preenchidos com rochas de alta porosidade.

As Figuras 73 e 74 ilustram exemplos de muros de gabião implantados junto a linhas férreas e rodovias, evidenciando não apenas sua função estrutural de contenção, mas também o desempenho acústico.

Além da redução sonora, tais soluções apresentam vantagens adicionais, como integração paisagística, valorização estética e possibilidade de aproveitamento de áreas para alargamento de faixas rodoviárias, o que amplia sua multifuncionalidade em projetos de infraestrutura viária.

De acordo com Koussa et al. (2012), o funcionamento das barreiras acústicas está fundamentado em dois mecanismos principais: (i) uso de materiais absorventes, que reduzem a reflexão sonora e dissipam energia acústica, e (ii) emprego de geometrias que alteram o campo difratado das ondas sonoras.

Os gabiões se destacam por combinarem ambos os efeitos: a absorção promovida pelo meio poroso do enchimento e a difração associada à sua configuração volumétrica.

Estudos complementares confirmam essa relevância. Thorsson et al. (2002), por meio do método de fonte equivalente, verificaram que a inserção de materiais absorventes em barreiras de 1 m de altura pode melhorar o desempenho em até 5 dB(A) em comparação a barreiras rígidas.

Ding et al (2009) identificaram ganhos adicionais de até 2 dB(A) em barreiras porosas de baixa altura, diretamente relacionados à resistência ao fluxo no interior do meio granular. Martin e Hothersall (2002), ao estudarem barreiras centrais em rodovias, constataram melhorias entre 1 e 2 dB(A), evidenciando a importância do arranjo geométrico para o desempenho global.

Resultados similares foram apresentados por Koussa et al. (2013) e Anai e Fujimoto (2012), que ressaltaram a eficácia de barreiras acústicas de baixa altura, inferiores a 1 m, capazes de reduzir em até 5 dB(A) os níveis de ruído em áreas de recepção próximas, como calçadas.

Baulac et al (2007) aprofundaram essa análise avaliando diferentes formas e revestimentos absorventes, mostrando que o desempenho dessas proteções pode alcançar reduções entre 6 e 10 dB(A) em receptores pedestres.

Dessa forma, os gabiões consolidam-se como soluções técnicas de elevada aplicabilidade em projetos urbanos e rodoviários, combinando funções de contenção, drenagem, estabilidade geotécnica e atenuação acústica.

Essa multifuncionalidade, aliada à sustentabilidade e à integração paisagística, confere aos gabiões um papel estratégico em obras modernas de infraestrutura, especialmente em contextos de elevado tráfego e exposição a ruídos ambientais.

Figura 73 - Gabiões posicionados próximos a ferrovias.



Fonte: Huesker – Germany (2020).

Figura 74 - Gabiões posicionados próximos a rodovias além da contenção das margens das vias como elementos acústicos.



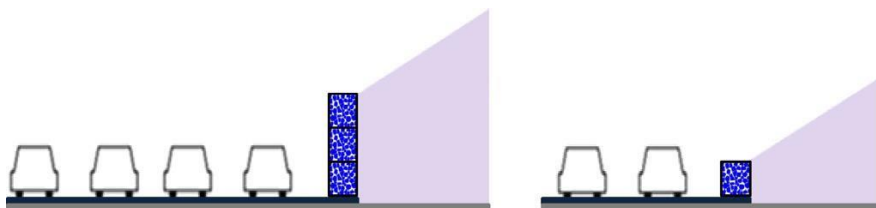
Fonte: Huesker – Germany (2020).

Figura 75 - Gabiões posicionados próximos a rodovias em Frankfurt – Alemanha - além da contenção das margens das vias como elementos acústicos.



Fonte: Huesker – Germany (2020).

Figura 76- Conceito geral de barreiras convencionais e de baixa altura aos gabiões de ruído.



Fonte: Koussa et al. (2013).

Dissertação de Souza Junior (2023), desenvolvida sob orientação do Prof. Dr. João Alexandre Paschoalin Filho, apresenta uma investigação inovadora sobre a utilização de resíduos de construção civil (RCC) no preenchimento de gabiões tipo caixa, com vistas à sua aplicação como barreiras acústicas em centros urbanos.

O trabalho parte do reconhecimento de dois grandes desafios contemporâneos: a elevada geração de resíduos provenientes da construção civil e a crescente poluição sonora que afeta diretamente a saúde e a qualidade de vida da população nas cidades.

A metodologia adotada foi estruturada em etapas sucessivas, abrangendo desde a coleta e caracterização dos resíduos até a montagem e ensaio dos protótipos em escala real.

Os RCC foram obtidos de pedreiras e empresas de reciclagem, sendo submetidos a ensaios laboratoriais de caracterização física e mecânica. Entre os procedimentos realizados destacaram-se a determinação da massa unitária, massa específica e absorção de água, além do ensaio de Abrasão Los Angeles (ABNT NBR NM 51/1996), destinado a avaliar a resistência ao desgaste dos agregados. As amostras foram previamente lavadas, secas em estufa e quarteadas para obtenção de frações representativas.

Concluída a fase de caracterização, foram montados módulos de gabiões do tipo Easyworks, confeccionados com malhas eletrossoldadas galvanizadas de elevada rigidez.

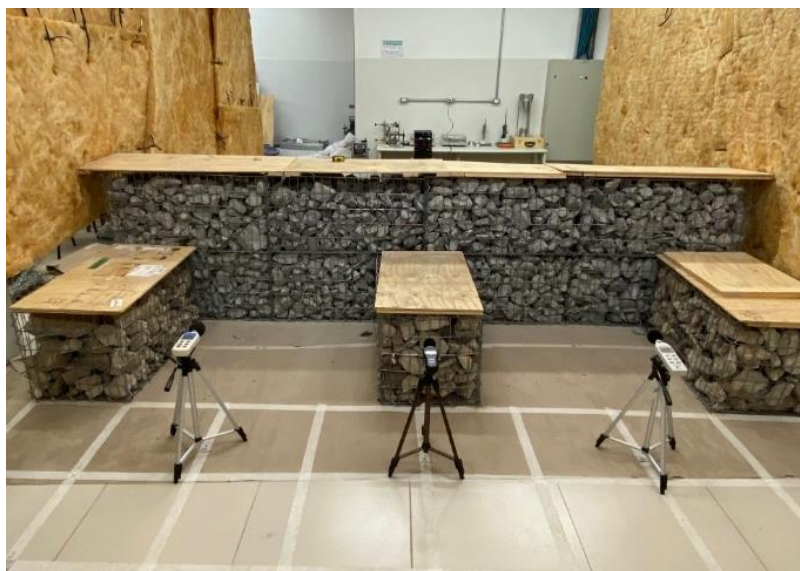
Esses módulos foram preenchidos tanto com resíduos de construção quanto com agregados naturais (rachão de basalto), permitindo comparações diretas entre os dois tipos de preenchimento.

As dimensões aproximadas dos protótipos foram de 4,0 m de comprimento, 0,50 m de largura e 1,0 m de altura, configurando um ensaio em escala real realizado no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Nove de Julho.

A etapa de ensaios acústicos envolveu a captação de ruídos reais em vias de tráfego intenso da cidade de São Paulo, como a Avenida Paulista, posteriormente replicados em laboratório por meio de emissores sonoros calibrados.

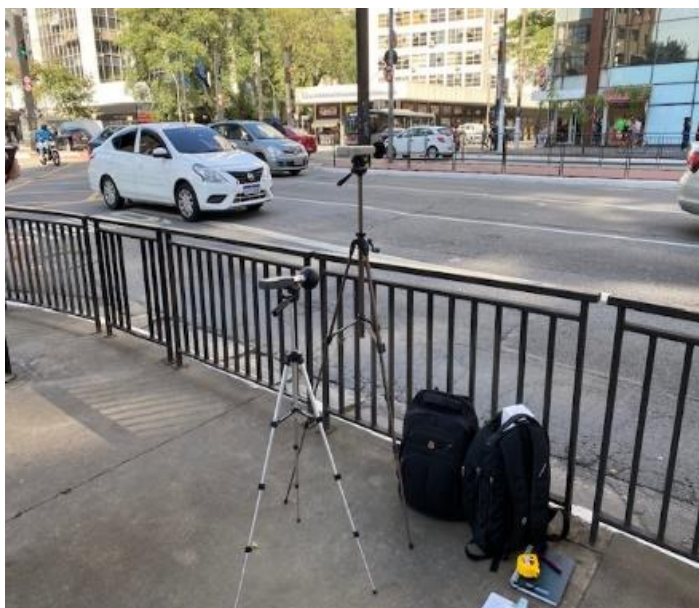
Esses equipamentos reproduziram sinais equivalentes ou superiores aos observados em campo, variando entre 80, 100 e 115 dB. Para a avaliação da atenuação sonora, foram utilizados decibelímetros digitais de precisão, calibrados pelo INMETRO, distribuídos em diferentes distâncias em relação à fonte e em alturas variadas (0,50 m, 1,0 m e 1,5 m). Três sensores foram empregados simultaneamente, garantindo a confiabilidade dos dados e possibilitando análises comparativas consistentes.

Figura 77- Posicionamento dos sensores e barreira acústica de gabiões.



Fonte: Souza Júnior (2023).

Figura 78- Captação de ruídos na Avenida Paulista, São Paulo/SP.



Fonte Souza Júnior (2023).

Os resultados indicaram que os gabiões preenchidos com RCC apresentaram atenuação sonora média entre 17% e 24% em relação ao ruído incidente. A redução foi mais expressiva imediatamente após a barreira e manteve consistência até a distância de 6,5 m, evidenciando a eficiência do sistema na mitigação da propagação de ondas sonoras. Esses achados confirmam o potencial da solução como medida de controle da poluição sonora em áreas urbanas densamente povoadas.

Além do desempenho acústico, a pesquisa destacou a performance construtiva dos gabiões Easyworks. As malhas eletrossoldadas proporcionaram maior estabilidade estrutural, reduzindo deformações e prevenindo a perda de agregados de menor granulometria.

A montagem mostrou-se cerca de 40% mais rápida que a dos gabiões tradicionais, aspecto de grande relevância para gestores públicos e construtoras que buscam soluções ágeis e eficientes. Outro ponto enfatizado foi o caráter estético e arquitetônico dessas estruturas, que podem ser integradas a projetos paisagísticos e receber cobertura vegetal, ampliando seu potencial de aplicação urbana.

Do ponto de vista econômico, os cálculos de viabilidade mostraram que a execução de gabiões preenchidos com RCC é aproximadamente 30% mais econômica que a alternativa convencional com agregados naturais, apresentando custos médios de R\$ 390,00/m³ contra R\$ 575,00/m³ (excluindo transporte).

Essa vantagem, aliada ao desempenho técnico e aos benefícios ambientais, reforça a competitividade e a aplicabilidade em larga escala da solução.

As conclusões da pesquisa indicam que os gabiões tipo caixa preenchidos com resíduos de construção civil representam uma solução tecnicamente viável, ambientalmente sustentável e economicamente competitiva para o controle da poluição sonora em áreas urbanas.

Além de promover a destinação adequada dos resíduos, a proposta contribui para a redução de impactos ambientais e está alinhada aos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS), em especial os relacionados à promoção de cidades mais sustentáveis e resilientes.

Contudo, a heterogeneidade dos RCC impõe a necessidade de rigorosa caracterização prévia e controle de qualidade contínuo, considerando a variabilidade entre fornecedores e lotes.

Apesar dessa limitação, a pesquisa conduzida por Souza Junior (2023) demonstra que a solução pode ser replicada em diferentes contextos urbanos, constituindo uma alternativa inovadora que integra engenharia, sustentabilidade e planejamento urbano.

CAPÍTULO 8 - Sustentabilidade e Gabiões

A engenharia civil contemporânea enfrenta o desafio de atender às crescentes demandas por infraestrutura ao mesmo tempo em que busca reduzir os impactos ambientais decorrentes das obras.

Nesse cenário, os gabiões se consolidam como uma solução construtiva que combina desempenho técnico, durabilidade e flexibilidade com atributos sustentáveis robustos.

Sua aplicação mostra-se particularmente relevante quando comparada a métodos convencionais, como as contenções em concreto armado, não apenas pelo menor impacto ambiental, mas também pelo potencial de incorporação de materiais reciclados.

Estudos de Análise de Ciclo de Vida (ACV) demonstram que contenções em concreto armado apresentam emissões médias entre 250 e 300 kg de CO₂ equivalente por metro cúbico, considerando toda a cadeia produtiva, desde a produção de cimento até o transporte, uso de formas e processos de cura.

Em contrapartida, os gabiões preenchidos com rocha natural local registram emissões significativamente menores, na faixa de 40 a 60 kg de CO₂ equivalente por metro cúbico, já incluindo a produção e galvanização da malha metálica, além do transporte do material pétreo.

Quando o preenchimento utiliza resíduos de construção e demolição (RCD) processados localmente, essas emissões podem ser reduzidas ainda mais, alcançando valores entre 25 e 40 kg de CO₂ equivalente por metro cúbico. Isso representa uma diminuição relativa de 75% a 90% em comparação com estruturas em concreto armado, evidenciando a clara vantagem ambiental dos gabiões, sobretudo quando associados à reciclagem de materiais.

Os benefícios sustentáveis dos gabiões abrangem múltiplas dimensões. O uso de RCD como preenchimento transforma um passivo ambiental em insumo construtivo, reduzindo a extração de novas rochas e mitigando impactos sobre a paisagem e os ecossistemas.

Sua montagem é realizada a seco, dispensando grandes volumes de água, energia elétrica e cimento, o que contribui para a redução de emissões e de consumo de recursos naturais. A estrutura, naturalmente permeável, favorece a drenagem, a recarga de aquíferos e o alívio de pressões hidrostáticas, minimizando processos erosivos.

Além disso, sua flexibilidade estrutural permite acomodar recalques diferenciais sem perda de funcionalidade, aumentando a durabilidade do sistema. Ao final da vida útil, a malha metálica pode ser reciclada, reinserindo-se no ciclo produtivo e reforçando os princípios da economia circular.

A integração paisagística, por sua vez, facilita a revegetação e a recuperação ecológica, ampliando os benefícios ambientais e sociais. Essas características posicionam os gabiões como soluções plenamente alinhadas aos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) definidos pela ONU. No ODS 6 – Água Potável e Saneamento, contribuem para a gestão sustentável da água ao reduzir o assoreamento, manter a permeabilidade das margens e prevenir inundações, preservando a qualidade dos recursos hídricos.

Já no ODS 9, Indústria, Inovação e Infraestrutura, representam uma alternativa inovadora para o desenvolvimento de infraestruturas resilientes, com menor custo ambiental e potencial de uso de insumos reciclados, estimulando práticas construtivas mais limpas e sustentáveis.

No ODS 11 – Cidades e Comunidades Sustentáveis, a aplicação dos gabiões em áreas urbanas é fundamental para a contenção de taludes, a proteção de margens e canais e a mitigação de riscos associados a enchentes e erosões, assegurando a segurança e a funcionalidade da malha urbana. No ODS 12 – Consumo e Produção Responsáveis, o aproveitamento de resíduos de construção e demolição (RCD) no preenchimento e a reciclabilidade da malha metálica inserem os gabiões na lógica da economia circular, minimizando desperdícios e maximizando o uso de recursos já extraídos. No ODS 13 – Ação contra a Mudança Climática, a baixa pegada de carbono dos gabiões, especialmente quando preenchidos com RCD, contribui para a mitigação das emissões setoriais, apoiando as metas globais de redução de gases de efeito estufa. Já no ODS 15 – Vida Terrestre, a permeabilidade e a integração paisagística dessas

estruturas favorecem a revegetação e o restabelecimento de habitats, promovendo biodiversidade e equilíbrio ecológico.

A aplicação dos gabiões, quando devidamente dimensionada e executada, configura-se como um exemplo concreto de solução de engenharia capaz de atender simultaneamente a critérios técnicos e ambientais. Com menor emissão de CO₂, reaproveitamento de resíduos, montagem simplificada e possibilidade de reciclagem, essas estruturas representam um avanço significativo rumo a uma engenharia mais sustentável e alinhada aos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável. A escassez de literatura técnica aprofundada sobre o tema reforça a relevância de pesquisas e publicações que documentem, analisem e disseminem esse conhecimento, oferecendo suporte a engenheiros, projetistas e gestores que buscam soluções de infraestrutura comprometidas com a responsabilidade socioambiental.

A substituição de contenções e revestimentos em concreto armado por estruturas de gabiões em obras de infraestrutura urbana representa, portanto, uma mudança estratégica em direção à sustentabilidade e à resiliência das cidades. Embora o concreto armado seja um material amplamente consolidado na engenharia civil, seu processo produtivo está diretamente associado a elevadas emissões de gases de efeito estufa, alto consumo energético e exploração intensiva de recursos naturais, como calcário e areia. Em contrapartida, os gabiões oferecem uma alternativa de menor pegada ambiental, maior integração paisagística e benefícios técnicos relevantes para o desempenho e a durabilidade das obras.

O primeiro impacto sustentável dessa substituição refere-se à expressiva redução das emissões de CO₂. A produção de cimento, insumo essencial do concreto, é responsável por cerca de 8% das emissões globais de dióxido de carbono. Ao optar pelos gabiões, elimina-se grande parte desse impacto, uma vez que a estrutura é composta por malha metálica e preenchimento de pedras ou RCD, materiais que não demandam processos industriais altamente emissores.

Comparativamente, enquanto uma contenção em concreto armado pode gerar emissões entre 250 e 300 kg de CO₂ equivalente por metro cúbico, os gabiões preenchidos com rocha local registram

valores de apenas 40 a 60 kg de CO₂ equivalente por metro cúbico, alcançando reduções de até 85%.

Além disso, os gabiões permitem o aproveitamento de resíduos de construção e demolição (RCD) como material de enchimento, transformando um passivo ambiental urbano em insumo construtivo de alto valor agregado.

Essa prática fortalece a economia circular, reduz a demanda por agregados naturais e diminui o volume de resíduos destinados a aterros, contribuindo diretamente para a preservação ambiental e a gestão responsável dos resíduos sólidos.

Outro benefício relevante está na permeabilidade intrínseca da estrutura. Diferentemente do concreto armado, que atua como barreira impermeável, os gabiões permitem a passagem da água, promovendo infiltração no solo, reduzindo pressões hidrostáticas e prevenindo o acúmulo de escoamento superficial, fator determinante para a mitigação de enchentes e alagamentos, um dos principais desafios das cidades contemporâneas.

A durabilidade e a flexibilidade estrutural também se destacam. Enquanto o concreto armado é suscetível a fissuração e degradação acelerada em ambientes agressivos, os gabiões acomodam recalques diferenciais e movimentações de taludes sem perda de estabilidade.

Essa característica reduz a necessidade de manutenção e reconstrução, gerando economia de recursos financeiros e evitando impactos ambientais adicionais ao longo da vida útil da obra.

No campo social e paisagístico, os gabiões favorecem a integração com áreas verdes e a revegetação de encostas e margens, promovendo corredores ecológicos e ampliando a biodiversidade urbana.

Esse aspecto é especialmente relevante em projetos que conciliam infraestrutura e recuperação ambiental, fortalecendo o papel das obras públicas na promoção da qualidade de vida e na valorização estética dos espaços urbanos.

Outro ponto positivo é que a execução com gabiões ocorre a seco, dispensando grandes volumes de água e energia elétrica, o que reduz ainda mais sua pegada ambiental. A montagem pode ser

realizada com mão de obra local, gerando emprego, renda e fortalecimento da economia regional.

Dessa forma, substituir o concreto por gabiões em obras de infraestrutura urbana não é apenas uma decisão técnica, mas uma escolha estratégica alinhada às metas globais de sustentabilidade.

Essa solução contribui para a redução das emissões de CO₂, o fechamento dos ciclos de materiais, a melhoria da drenagem urbana, a ampliação da vida útil das obras e a integração ambiental, consolidando cidades mais resilientes e adaptadas aos desafios do século XXI.

A comparação entre contenções em concreto armado e em gabiões evidencia diferenças não apenas de ordem técnica, mas também de impacto econômico, ambiental e operacional. Para sintetizar essas vantagens, a Tabela 1 apresenta um resumo comparativo com base em parâmetros de mercado e levantamentos técnicos disponíveis.

Tabela 2 – Comparativo entre contenção em concreto armado e gabiões

Critério	Contenção em concreto armado	Contenção em gabiões (rocha local)	Contenção em gabiões (RCD local)
Custo médio execução (R\$/m3)	1.400 a 1.600	900 a 1.100	750 a 950
Emissões de CO ₂ eq (kg/m3)	250 a 300	40 a 60	25 a 40
Consumo de água na execução	Alta (cura e mistura)	Muito baixo	Muito baixo
Vida útil estimada (anos)	40 a 50	50 a 70	50 a 70
Manutenção	Média/alta (fissuras e reparos)	Baixa (troca pontual de malha)	Baixa (troca pontual de malha)

Fonte: Os Autores - Baseado SINAPI (2025).

A análise dos dados reforça a superioridade dos gabiões em diferentes aspectos. Do ponto de vista econômico, observa-se que, mesmo quando preenchidos com rocha natural local, os gabiões apresentam uma economia de 20% a 35% em relação às contenções em concreto armado.

Quando o preenchimento é realizado com resíduos de construção e demolição (RCD) processados localmente, a redução de custo pode ultrapassar 45%, tornando-se uma alternativa particularmente atrativa para obras públicas e projetos desenvolvidos sob orçamentos restritos.

No aspecto ambiental, a vantagem é ainda mais expressiva. Enquanto o concreto armado emite entre 250 e 300 kg de CO₂ equivalente por metro cúbico, os gabiões preenchidos com rocha local reduzem esse valor em aproximadamente 80%, e aqueles preenchidos com RCD atingem emissões até 90% menores.

Esse desempenho está diretamente associado à ausência de cimento no processo, ao reaproveitamento de resíduos e à menor necessidade de transporte, sobretudo quando o material de enchimento é obtido próximo ao local da obra.

Outro ponto crítico refere-se ao uso de recursos hídricos. O concreto armado demanda elevado consumo de água para mistura, adensamento e cura, enquanto a montagem dos gabiões é um processo a seco, praticamente eliminando essa exigência, fator de grande relevância em regiões sujeitas à escassez hídrica.

Quanto à durabilidade, os gabiões mostram-se competitivos ou até superiores, com vida útil estimada entre 50 e 70 anos, atribuída à sua capacidade de absorver deformações e recalques diferenciais sem perda de estabilidade.

Já o concreto armado, embora resistente, é mais suscetível a fissuração e patologias associadas à corrosão das armaduras, especialmente em ambientes úmidos ou agressivos. A manutenção dos gabiões também se apresenta mais simples e localizada, limitando-se à substituição pontual de trechos da malha metálica, ao passo que o concreto armado frequentemente exige reparos mais complexos e de maior custo.

Essa análise comparativa evidencia que, além de tecnicamente viáveis, os gabiões se configuram como alternativa mais sustentável, econômica e resiliente, em consonância com as metas globais de redução de emissões de gases de efeito estufa, uso eficiente de recursos naturais e prolongamento da vida útil das obras de infraestrutura urbana e rural.

Os resultados apresentados ao longo deste capítulo demonstram, de forma inequívoca, que os gabiões não representam apenas uma alternativa técnica ao concreto armado, mas sim uma solução prioritária a ser considerada no planejamento e na execução de obras de infraestrutura urbana e ambiental.

Seus benefícios vão além do desempenho estrutural: incluem redução drástica das emissões de CO₂, menor consumo de água e energia, aproveitamento de resíduos, custos reduzidos de execução e manutenção e melhor integração com o meio ambiente.

Em um cenário global marcado pela urgência de mitigar as mudanças climáticas e gerir racionalmente os recursos naturais, deixar de adotar soluções construtivas de menor impacto, quando tecnicamente viáveis, significa perpetuar modelos ultrapassados e ambientalmente onerosos.

A substituição do concreto por gabiões, especialmente quando preenchidos com RCD, deveria ser incorporada como diretriz em editais de licitação pública e em normas técnicas, assegurando que os recursos públicos sejam aplicados em soluções mais sustentáveis e com maior retorno ambiental e social.

Além disso, os gabiões fortalecem a resiliência urbana, uma vez que oferecem soluções permeáveis capazes de reduzir riscos de enchentes, favorecer a recarga hídrica e adaptar-se a recalques diferenciais, minimizando a necessidade de manutenções emergenciais.

Essas características tornam-nos especialmente adequados para obras de contenção de taludes, proteção de margens e revestimento de canais, setores críticos para a segurança das cidades e a prevenção de desastres naturais.

Portanto, mais do que uma simples escolha técnica, a adoção de gabiões deve ser compreendida como uma decisão estratégica, alinhada aos compromissos nacionais e internacionais de sustentabilidade, à economia circular e à gestão inteligente das cidades.

Incorporar essa solução de maneira sistemática representa um passo efetivo rumo a um modelo de infraestrutura capaz de atender às demandas do presente sem comprometer os recursos e a qualidade de vida das gerações futuras.

Quadro 10 – Comparação entre contenções em concreto armado e gabiões.

Critério	Concreto Armado	Gabiões
Econômico	Custo médio de execução elevado; maior demanda por insumos industrializados; manutenção corretiva cara e complexa	Economia de 20% a 35% com rocha local e até 45% com RCD; manutenção simples e localizada; montagem rápida e com menor custo.
Ambiental Emissões de CO ₂	250 a 300 kg CO ₂ eq./m ³ devido à produção de cimento, formas, transporte e cura.	40 a 60 kg CO ₂ eq./m ³ com rocha local (redução ~80%); 25 a 40 kg CO ₂ eq./m ³ com RCD (redução até 90%).
Ambiental Recursos naturais	Alto consumo de água para mistura e cura; extração intensiva de agregados naturais; uso elevado de energia elétrica	Montagem a seco, sem consumo significativo de água ou energia; aproveitamento de resíduos (RCD); menor demanda por agregados naturais.
Ambiental Integração ecológica	Estrutura impermeável; dificulta infiltração; aumenta escoamento superficial; baixa integração paisagística	Estrutura permeável; favorece infiltração, drenagem e recarga hídrica; reduz pressão hidrostática; permite revegetação e integração paisagística.
Técnico Durabilidade	Vida útil de 40 a 60 anos, mas com risco de fissuração	Montagem rápida, menor interferência urbana; estética integrada e possibilidade de uso paisagístico.
Técnico Manutenção	Reparos complexos e custosos, muitas vezes exigindo demolições parciais.	Manutenção localizada e de baixo custo, restrita à substituição pontual da malha metálica.
Social Execução	Exige mão de obra especializada em concretagem, fôrmas e armação.	Pode ser montado com mão de obra local não especializada; gera emprego e renda comunitária.
Social Impacto urbano	Execução mais lenta, com maior impacto no entorno; menor adaptabilidade estética.	Montagem rápida, menor interferência urbana; estética integrada e possibilidade de uso paisagístico

Fonte: Os Autores.

CAPÍTULO 9 – Experiência científica em gabiões

9.1 Introdução

Este capítulo apresenta um compilado de pesquisas desenvolvidas no âmbito do Programa de Mestrado e Doutorado em Cidades Inteligentes e Sustentáveis da Universidade Nove de Julho (UNINOVE). Essas pesquisas representam um esforço integrado entre academia e setor produtivo, em que a universidade, juntamente com empresas parceiras estratégicas, consolidou um ambiente propício à inovação aplicada.

As investigações foram apoiadas por importantes instituições e empresas, entre elas a própria UNINOVE, a Belgo Arames, a Maccaferri do Brasil e a Geoconceito Engenharia, que se configuraram como parceiras estratégicas de inovação aplicada, disponibilizando conhecimento técnico, materiais e infraestrutura essenciais para o desenvolvimento dos trabalhos.

Todas as pesquisas foram orientadas pelo Professor Dr. João Alexandre Paschoalin Filho, líder do grupo formado pelos engenheiros e pesquisadores MSc. Brenno Augusto Marcondes Versolatto, MSc. Flávio Fontes da Cruz, MSc. Antônio Celso de Souza Júnior, MSc. Diego Gonçalves Camelo e MSc. Cleyton Vicente Rocha. A atuação desse núcleo evidencia a integração entre formação acadêmica avançada, prática profissional e metodologias inovadoras voltadas à sustentabilidade e à inteligência urbana.

É relevante destacar que todos os resultados obtidos foram devidamente validados pela comunidade científica internacional, sendo publicados em Revistas Internacionais de alto impacto, o que comprova tanto a robustez metodológica quanto a originalidade das contribuições apresentadas.

Além disso, as pesquisas contaram com uma rede de colaboração internacional que reforçou a qualidade científica e ampliou seus horizontes acadêmicos. Participaram desse esforço o professor Andrea Ghermand, da Universidade de Haifa (Israel), professora Joana Machado da Universidade de Coimbra e o professor

António José Guerner Dias, da Universidade do Porto (Portugal), consolidando o caráter global, interdisciplinar e inovador das investigações. A seguir são apresentadas as pesquisas desenvolvidas:

9.2 Use of Construction and Demolition Solid Wastes for Basket Gabion Filling

Paschoalin Filho, J. A.; Camelo, D. G.; Carvalho, D.; Guerner Dias, A. J.; Versollato, B. A. M.

Fonte: Waste Management & Resource, V. 38, nº 12, 2020.
<https://doi.org/10.1177/0734242X209225>

Introduction

Civil construction consists of an essential industrial sector, responsible for a country's social and economic development, generating direct and indirect jobs. According to Maia and Neto (2016), the construction industry has generated about 7% of all world jobs in 2015 and reduced housing and infrastructure deficits. According to the Brazilian Institute of Geography and Statistics (IBGE), the civil construction production chain has represented 5.2% of Brazilian Gross Domestic Product (GDP) in 2016 (IBGE, 2017).

However, despite proportioned benefits, the civil construction sector is responsible for environmental impacts because of its daily activities, such as noise, air pollution, dust, solid waste generation, natural resources impoverishment (Yuan 2012, Chen et al., 2019). According to Esa et al. (2017), 40% of industrial waste generated in the world comes from the construction industry.

According to Jin et al. (2019), construction and demolition waste management is an interdisciplinary issue that involves environmental, technical, economic, and social aspects. It also covers complicated issues from political, management, and engineering perspectives.

Construction and demolition waste (C&DW) recycling brings environmental and economic benefits to the cities where it is implemented, considering that, in addition to reducing waste management costs, this favorable economic gain due to the cost of the recycled product being less than the natural aggregate. For Duran et

al. (2006), C&DW becomes economically viable when their landfill dumping cost is higher than the cost of transport to the recycling center, and the cost of using the primary aggregate exceeds the cost of the recycled material.

Facing it, the importance of construction and demolition wastes studies raised due to the scarcity of natural materials and environmental concerns (Menegaki & Damigos, 2018). Construction and Demolition Wastes can be defined as a mixture of different materials generated by demolition, renovation, and construction activities. Among these can be observed inert waste, non-hazardous waste and hazardous waste (Menegaki & Damigos, 2018).

Construction and demolition wastes account for 30 to 40% of the total mass of produced solid urban waste all over the world (Jin et al., 2018). When improperly managed, this waste causes soil, water, and air pollution (Mahpour, 2018).

The quantity and the composition of C&DW can vary between different regions depending on many factors such as economic growth, legislation, public policy, constructor expertise, type of constructions, regional planning, and others (Menegaki & Damigos, 2018). It estimated that more than 10 billion tonnes of C&DW were generated over the world in 2017 (Wang et al., 2019). In 2016 the European Union generated 923,540,000 tonnes of C&DW (Eurostat, 2017), in the USA, in 2014, approximately 540 million tonnes were generated (28.9 million tonnes during construction and 511.1 million tonnes during demolition activities). Australia and China in 2014 generated 19.5 million tonnes and 1.13 billion tonnes, respectively (Menegaki & Damigos, 2018). The United Kingdom, in 2012, generated 200 million tonnes of waste, of which 50% was produced in Construction and Demolition. Blaisi (2019) informs that in Saudi Arabia in 2016 was generated 131,436 tonnes of C&DW.

According to Miranda et al. (2009) until 2008 the volume of recycled construction and demolition wastes in Brazil was in the range of 4.8% of the total generated, however, according to research performed by Paschoalin Filho et al. (2017) it is estimated that in the country there is a recycling of up to 21% of the volume of C&DW. In Malaysia, this percentage reaches 15%. In countries like South Korea, Singapore, and Germany, the recycling of C&DW is in the range of

50% to 75% of the total generated, in Australia, this percentage is about 48% (Esa et al., 2017; Tam et al., 2009).

Environmental, social, and economic advantages of C&DW recycling in the construction sites have been highlighted by the surveys of Arif et al. (2012); Oyedele et al. (2013); Paschoalin Filho et al. (2017) Tam et al. (2009), among others.

In the last decade (2010-2020), the feasibility and efficient management of C&DW has been widely studied by many types of research (Paschoalin Filho et al., 2017). Blaisi (2019) concluded that the critical elements for successful management include (i) awareness of waste management (ii) waste management regulations and systems (iii) sustainable building technologies and (iv) C&DW management plans for construction and demolition work.

According to Paschoalin et al. (2017), the waste generated in a construction site can represent a significant environmental liability, if not adequately managed and destined. In this way, the management of Construction and Demolition Wastes has great importance in ensuring their correct management through the adoption of techniques in line with sustainability practices.

Nagapan et al. (2012) suggest that the most significant factors that cause construction and demolition wastes generation are errors in the design and execution phase, inadequate construction planning, poorly skilled labor and inefficient management of building sites.

The use of gabions is a well-established technical solution for retaining walls construction. However, despite the wide diffusion of this methodology, the knowledge of the mechanical behaviour of gabions is still limited. Only a small number of researches focused on the structural behaviour of gabions when it is used as retaining wall construction material (Mazzon et al., 2016). The pioneer reference to the possible reuse of C&DW materials in retaining walls structures was presented by Nawagamura and others (2012). According to their study, considering the durability and compressive strength, only concrete waste could be considered as suitable for use in gabions; other wastes may not present enough compressive strength or durability (Veira & Pereira, 2015). However, despite the pioneer studies of Nawagamura and others. (2012) the technical means still

demands new research focused on the use of C&DW materials for gabion filling.

Material and Methods

A gabion containing wall design must assess horizontal and vertical efforts for stability, thrust analysis and compressive efforts to study the maximum height that the wall can reach. The baskets overlap to reach a design height that causes compressive stress on those, inducing horizontal displacements that could take the gabion's wire to failure. That is why compressive stress and horizontal displacements analysis is so essential to foresee gabion's retaining wall performance.

Aiming to feature the filling materials, laboratory tests were performed to obtain the compressive strength of C&DW and basaltic rock samples. The specimens were carved as recommended by the Brazilian Association of Technical Standards ABNT NBR NM 7680 (2015). According to this technical standard, the specimen must have its height equal to 2.0 higher than its diameter. To verify internal fissures existence that could affect the specimen's compressive strength, ultrasound tests were performed according to the Brazilian Association of Technical Standards ABNT NBR 8802 (2010) recommendations. Compressive tests were performed to obtain specimen's strength following the procedures given by the Brazilian Association of Technical Standards ABNT NBR NM 8522 (2017). The used equipment was a compression press test equipment, model EMIC GR048 (300kN of maximum compressive capacity).

For gabions behaviour assessment, compressive tests using reduced gabion models were performed. These models were executed on the following dimensions: 0.4x0.4x0.4 m. However, before it, two basket gabions were filled (with C&DW and rock) in real size (1.0x1.0x1.0 m), aiming to obtain physical values such as mass and specific weight. These data were used to build the test gabions (in reduced scale) necessary for the compressive tests performed. Three test gabions were filled with C&DW and one was filled with basaltic rock. Each test gabion was measured and weighed to confirm if these characteristics were representative of the real size gabions. The filling materials (rock and C&DW) had an average grain size distribution of 10 to 30 mm. The gabion's meshes were composed of an annealed mild steel wire.

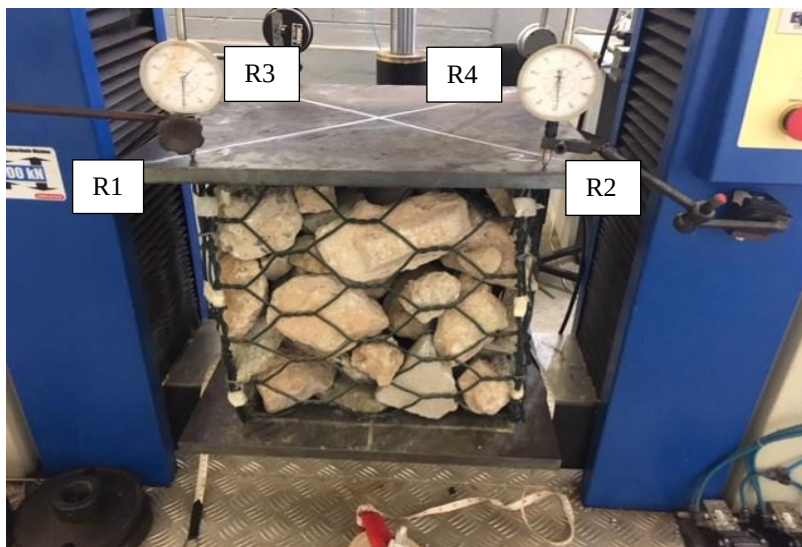
The vertical displacements, during the performed compressive test, were observed by four deflectometer positioned on the top of test gabions. Aiming to observe horizontal displacements, each gabion was marked in three different heights (top, medium, and bottom). The following figures show respectively the gabions in a reduced size for compressive tests (Figure 1), and a test being performed (Figure 2).

Figure 1. Test gabions filled with C&DW (2,3 and 4) and basaltic rock (1).



Fonte:os autores.

Figure 2. The compressive test being performed (C&DW) and deflectometer R1, R2, R3, and R4 positioned above the gabion.



Fonte:os autores.

Results and discussions

Specimens physical characterization

The average diameters obtained for the specimens were: DC&DW = 43.84 mm (sd = 0.300 mm; cv = 0.6%), and Drock = 44.03mm (sd = 0.083 mm; cv = 0.2%). The average height determined for C&DW and rock specimens were respectively HC&DW = 91.54 mm (sd = 1.2 mm; cv = 1.4%) and Hrock = 92.08 mm (sd = 1.1 mm; cv = 1.2%). Average values for specific weight for C&DW and rock specimens are shown in Table 1.

Table 1. Specific weight (γ) obtained for C&DW and rock specimens.

Statistic	C&DW	Rock
γ Average	22.35 kN.m-3	27.56 kN.m-3
Standard error	0.25 kN.m-3	0.31 kN.m-3
Confidence interval (+) *	22.85 kN.m-3	28.17 kN.m-3
Confidence interval (-) *	21.85 kN.m-3	26.95 kN.m-3

*For 95% of the confidence interval

As shown by Table 1, $\gamma_{C\&DW} = 22.35 \text{ kN.m-3}$ (sd = 0.8, cv = 3.4%). In general, all the construction and demolition waste specimens had specific weights according to ABNT NBR 9778 (2009), i.e between 20 and 28 kN m-3. When considering the rock specimens, the obtained values were $\gamma_{rock} = 27.56 \text{ kN m-3}$ (sd = 0.7, cv = 2.4%).

Therefore, according to the standard deviation (sd) values and coefficients of variation (cv) determined, it can be assumed that the dimensions of the specimens presented low variations concerning height and diameter, which shows that they were satisfactory carved. Besides, the height/diameter ratios are approximately 2.0, which meets the requirements of the Brazilian Association of Technical Standards ABNT NBR 12024 (2010).

Aiming to verify the internal integrity of the specimens, and the presence of micro-cracks and discontinuities within them, that could reduce their compressive strength, ultrasound tests were performed in all specimens before their submission to the compression tests.

The average wave propagation velocities were above 4,000m/s, which, according to the Brazilian Association of Technical Standards ABNT NBR 8802 (2010) indicates the excellent quality of the specimens tested and the absence of pathologies and non-visible heterogeneities that could reduce their compressive strength.

Leal (2012) obtained ultrasonic speeds among 6,881 and 11,410 m/s for concrete specimens aged 3, 7, 28, and 91 days. According to Leal (2012), the typical wave propagation velocity for good quality concretes ranges from 3,000 to 5,000m/s. After ultrasound tests performing, compressive tests were carried out on the specimens.

The compressive strength for C&DW specimens ranged from 11.22 MPa to 32.46 MPa, resulting in an average value of 20 MPa (concrete Class CA20). The obtained average value is lower than determined by Leal (2012), who found an average of 33 MPa for 28-day-old concretes. Leal (2012) performed compressive tests on concrete specimens (age 28 days) and obtained average compressive strengths among 28.8 and 49.14 MPa. The compressive strengths for rock specimens ranged from 64.85 to 97.75 MPa (average = 71.2, sd = 23.3, cv = 32.7%). These values, according to the scale proposed by Deere and Miller (1966), classify the studied specimens as of medium resistance.

It should be noted that the standard deviation value obtained for the rock samples was higher than determined for the C&DW samples. This fact results from the rock presenting preferential orientations of schist, which, according to the orientation of the specimen, can give it more significant or lesser compressive strength. Table 2 shows the standard errors and the upper and lower confidence intervals for a 95% probability of occurrence.

Table 2. Standard error and confidence interval for 95% of probability.

Statistic	CSC&DW (MPa)	CSrock (MPa)
Average	20.00	71.20
Standard error	1.92	10.40
Confidence interval (+)	23.80	91.60
Confidence interval (-)	16.30	50.82

As presented by Table 2, standard error values were lower for C&DW specimens, which indicates the compressive strengths determined for them presented less dispersion comparing to obtained values for rock specimens. Analyzing the upper and lower confidence intervals for 95 %, CSC&DW can vary among 16.3 and 23.8 MPa and CSrock between 50.82 and 91.6 MPa. The initial tangent elasticity (Eci) modulus for the tested specimens was also obtained by the compression tests performed. The obtained data are shown in Table 3.

Table 3. Initial Tangent Elasticity Modulus (Eci).

CD&W specimens	Eci (GPa)	Rock specimens	Eci (GPa)
CDW9	10.90	R9	130.00
CDW 2	29.13	R5	150.00
CDW 7	24.08	R6	116.00
CDW 4	20.60	R8	125.00
Average	21.20	Average	130.25
Standard deviation	7.70	Standard deviation	14.38
Coefficient of variation (%)	36.3	Coefficient of variation (%)	11.04
Standard error	3.8	Standard error	7.2
Confidence interval (+)*	28.7	Confidence interval (+) *	144.3
Confidence interval (-)*	13.6	Confidence interval (-) *	111.2

* For 95% of confidence interval.

As shown by Table 3, the average C&DW Initial Tangent Elasticity Modulus was 21.2 GPa (sd = 7.7, cv = 36.3%). For rock specimens, the average value was 130.25 GPa (sd = 14.38, cv = 11.04%). The average Initial Tangent Elasticity Modulus (Eci) obtained for C&DW is within a normal range for typical concretes. Melo Neto and Helene (2002) determined Eci28 for different concrete dosages, obtaining values between 16.4 and 28.97 GPa. Leal (2012) found for concrete CA20 an Eci among 30.62 and 33.6 GPa.

According to Melo Neto and Helene (2002), aging and weathering are the main responsible for concrete elasticity modulus reduction. The average Eci for rock specimens approaches the typical value for rocks (120 GPa), as cited by Sansone, Rusilo, and Silva (2009). Sbrighi Neto (2005) reports that rocks such as basalt and quartzite can present an elastic modulus higher than 100 GPa.

Absorption parameters were also obtained by performed tests as recommended by ABNT NBR 9778 (2009). The average absorption determined for rock specimens was 0.37% (sd = 0.14, cv = 37.39%), and the values ranged from 0.23 to 0.51%. These values are typical for rocks, as reported by Sbrighi Neto (2005). The absorption for rocks such as basalt, granite and gneiss could range an interval between 0.1 and 0.8%, as cited by the author.

The average absorption for C&DW specimens was 5.0% (sd = 4.51% and cv = 0.32%), with values ranging from 3.99% to 5.08%. According to Leal (2012), absorption is not proper for concrete quality characterization. However, according to the author, good quality concretes commonly presents absorption below 10%. The same author performed absorption tests on concrete specimens CA20, CA30, and CA40 aged 28 days and values ranging from 5.27 to 6.8% were determined.

Compressive tests performed on studied gabions

Table 4 present the physical characteristics of reduced and real size gabions:

Table 4. Comparison between reduced size gabions and real size gabions.

Gabion	Volume (m ³)	Measured mass (kN)	Porosity (%)	γ_{gabion} (kN m ⁻³)
Rock gabion real size	0.768	15.40	27.2	20.05
C&DW gabion real size	0.794	12.60	28.8	15.9
C&DW gabion in reduced size	0.042	0.70	25.5	16.67
C&DW gabion in reduced size	0.041	0.68	26.0	16.58
C&DW gabion in reduced size	0.043	0.70	27.0	16.28
Rock gabion in reduced size	0.043	0.79	33.0	18.4

Table 4 shows that the gabions used in the laboratory tests presented similar porosity to the natural size gabions. The porosity of the studied gabions was in a range of 25.5 and 33%. According to Salmasi et al. (2012), porosity values for gabions between 30% and 40% are recommended for gabions execution and design.

At the end of each compression test performed, load versus displacements (vertical and horizontal) curves were obtained for the gabions filled with C&DW. These figures are shown next.

Figure 3. Load versus vertical displacement – GC&DW.

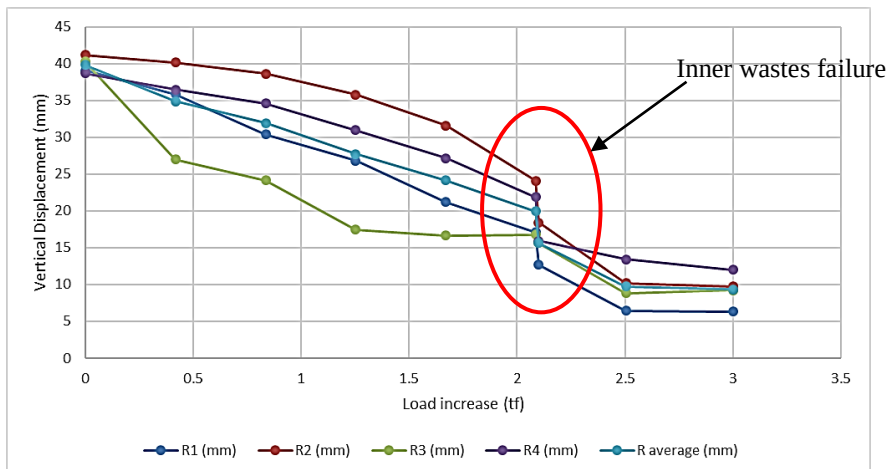
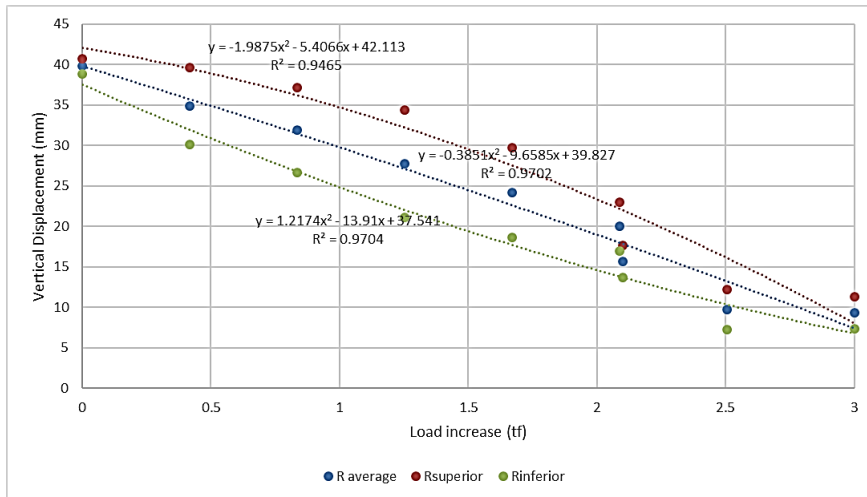


Figure 4. Load versus vertical displacement – Raverage, Rsuperior, and Rinferior (for 95% of confidence interval) trend curves.



Figures 3 and 4 have indicated an average compressive displacement of 30.5 mm, about 8% of the initial gabion height (400mm). Figure 4 has shown load-increase versus displacement curves considering the average values, upper and lower limits from the averages, considering 95% of confidence.

The upper limit curve has shown a total displacement of 29.5 mm (8.5% of the gabion height), while the bottom limit curve has presented 31.5 mm of vertical displacement (9% of the gabion height). By trend curves analysis, it can be noticed that their load versus displacement curves have been matched by well-adjusted polynomial curves, which can be observed through the determination coefficients (R2) near to the unit ($R^2 = 1.0$).

However, the tests had to be interrupted during their performing on a load of 3.0 tonnes (187.5 kPa), because the CD&W within the gabions have started to take failure at 2.0 tonnes (125 kPa) of compressive load. This way, the ultimate load considered for the gabions analyses was 30 kN (3.0 tonnes). Figures 5 and 6 present the load versus horizontal displacements obtained for C&DW gabions.

Figure 5. Load versus horizontal displacement – GC&DW.

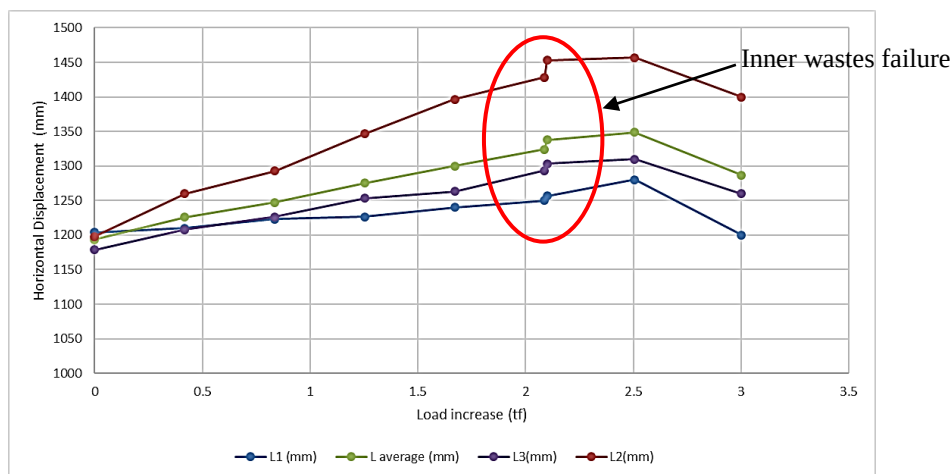
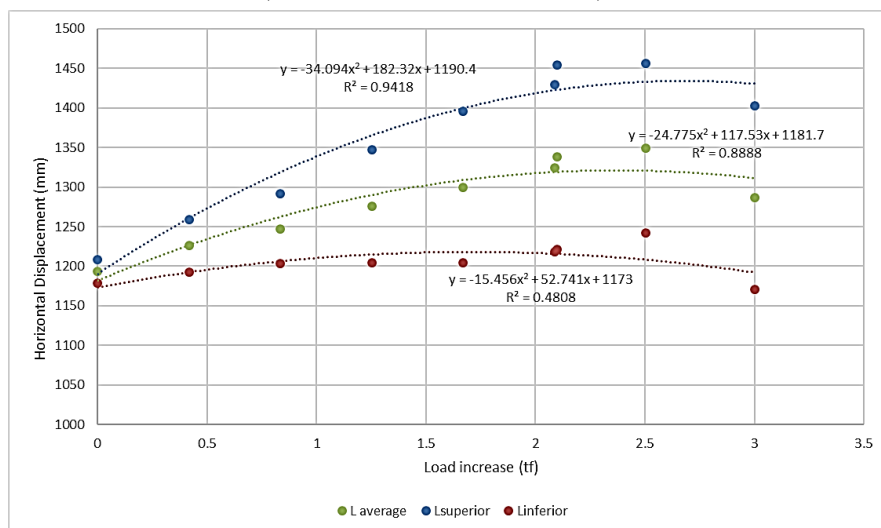


Figure 6. Load versus horizontal displacement – Laverage, Lsuperior, and Linferior (for 95% of confidence interval) trend curves.



Analyzing Figures 5 and 6, the L1, L2, and L3 markings have indicated an average horizontal displacement of 96mm, about 7% of the gabion perimeter. Figure 10 shows the load increase vs. displacement curves considering the mean values and the upper and lower limits from the averages, considering 95% of the confidence interval. The figure shows that the upper limit curve has indicated a

total displacement of 333 mm, while the bottom limit curve has presented a displacement of 19 mm. Figures 7 and 8 show the waste failures after performed tests.

Figure 7. Failure of waste edges after the compression test performed.



Fonte:os autores.

Figure 8. Inner failure of waste after compression test performed.



Fonte:os autores.

A compressive test was also performed for gabions filled with rocks. Aiming to allow comparisons between C&DW gabions and rock gabion concerning vertical and horizontal displacements, the ultimate load was limited to 3.0 tonnes. Figures 9 to 11 present the obtained load versus displacement curves.

Figure 9. Load versus vertical displacement – GRock.

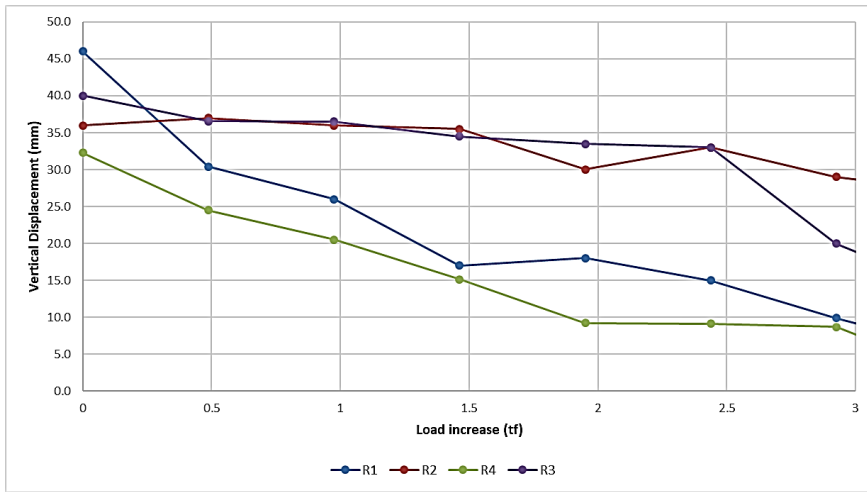


Figure 10. Load versus vertical displacement: trend curve for GRock.

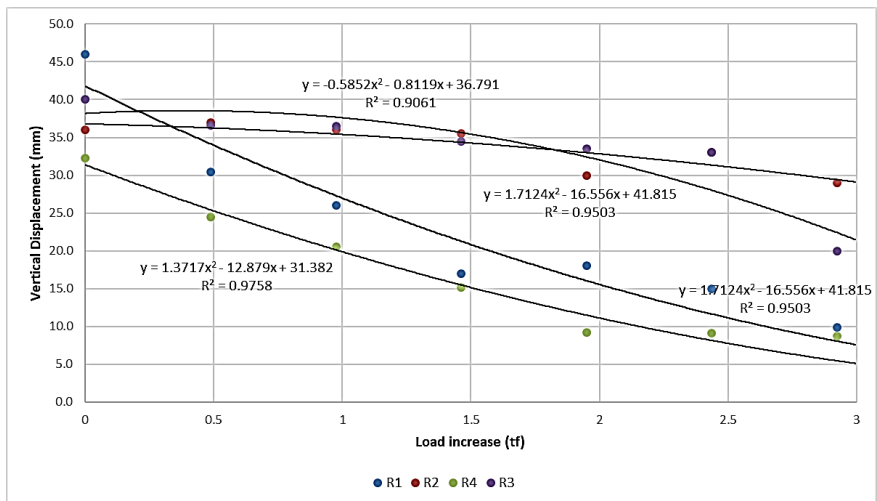
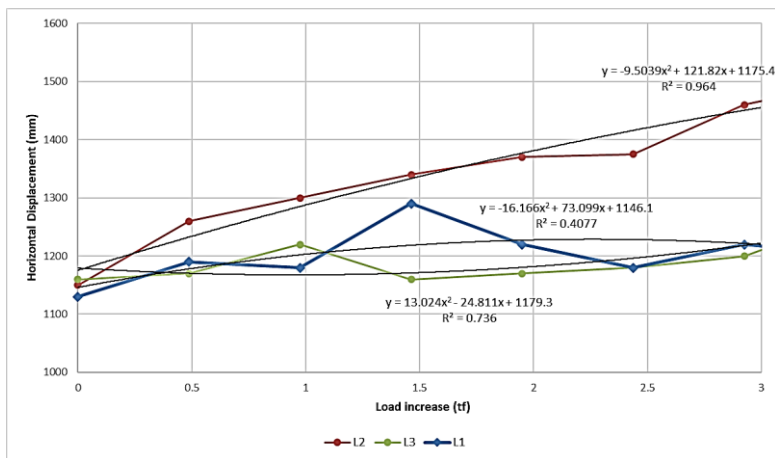


Figure 11. Load versus horizontal displacement: trend curve for GRock.



As shown by the Figures the average compressive displacement was 29.5 mm (about 8.0% of the initial gabion height). When checking the perimeter readings of gabion (L1, L2, and L3), it was observed an average horizontal displacement of 181 mm, i.e., 13.3% of the gabion perimeter. It also can be noticed that each load vs. displacement curve show displacements oriented by a well-adjusted polynomial curves, except the curve obtained by L1 mark readings. The next Figures present comparisons between the obtained load vs. displacement curves for C&DW and rock gabions.

Figure 12. Comparison between Grock and GC&DW average curves (vertical displacement).

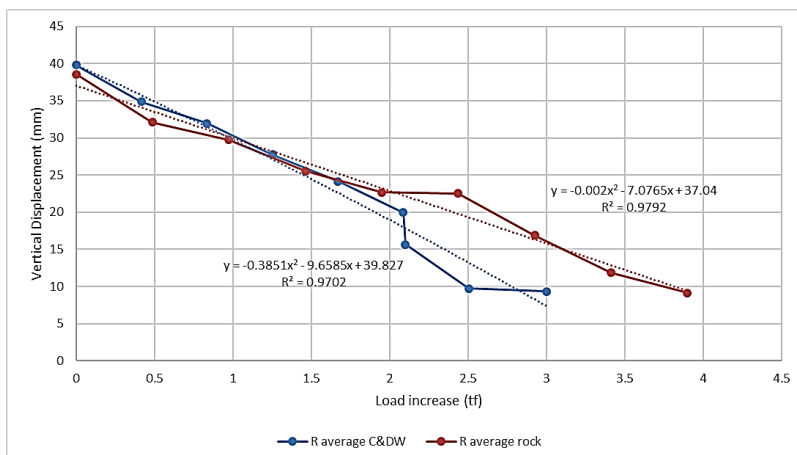
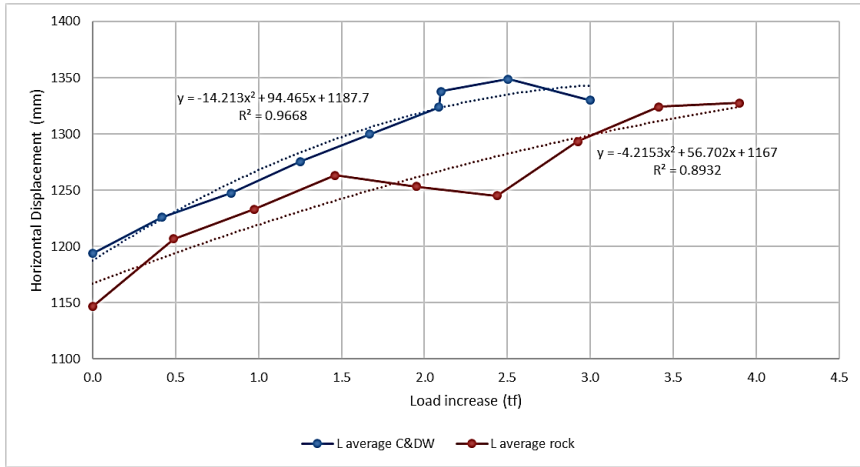


Figure 13. Comparison between Grock and GC&DW average curves (horizontal displacement).



Figures 12 and 13 show that gabions filled with C&DW and rock presented similar displacements when reached 20 kN of compressive load. From this, both gabions have shown differences in observed displacements. The gabion, filled with C&DW, has presented more displacement than rock gabion. Thus, at initial loads, in both gabions, the vertical displacements haven't taken place because of the accommodation among filler materials (C&DW and rock). After 20 kN of compressive load, the C&DW inside the gabions has begun to run to failure, which caused new accommodations and, consequently, additional displacements.

It should be highlighted that 20 kN of the compressive load is equivalent to a compressive strain of 125 kPa. This load is like a vertical column 7.6 m high of gabions filled with C&DW and like a 6.7 m high column filled with rock.

Observing the displacements and compressive strains determined by performed tests, it was possible to estimate, for both gabions, some essential physical parameters for gabion designs and internal stability analysis: specific strain (ϵ), Poisson's ratio (ν) and shear modulus (G). These parameters were estimated for the maximum applied load over C&DW filled gabion, 30 kN, (Q_t), and for an equivalent load of 50% of this ($Q_t/2$).

Regression equations were used to calculate the displacements for these loads, A load of 30 kN (Q_t) is equivalent to a compressive strain of about 11 m high C&DW filled gabion column. So, a load of 15 kN ($Q_t/2$) would be equivalent to a 5.5 m high column. The estimated parameters are presented below:

Table 5. Comparison between vertical and horizontal displacements for $Q_t = 30$ kN and $Q_t/2 = 15$ kN.

Date	Equation	$\delta 0$ (mm)	$\delta Q_t/2$ (mm)	δQ_t (mm)	Δ $Q_t/2$	ΔQ_t	ε $Q_t/2$ (%)	ε Q_t (%)
Raverage C&DW	$y = -0.3851x^2 - 9.6585x + 39.827$	39.8	24.4	7.31	15.4	32.5	4.0	9.0
Raverage Rock	$y = -0.002x^2 - 7.0765x + 37.04$	37.0	26.4	15.8	10.6	21.2	3.0	6.0
Laverage C&DW	$y = -14.213x^2 + 94.465x + 1187.$	1187.7	1297.4	1343.2	110.0	155.5	8.0	12.0
Laverage Rock	$y = -4.2153x^2 + 56.702x + 1167$	1167.0	1242.6	1300.0	79.6	133.0	7.0	10.0

Table 6. The Poisson coefficient for $Q_t = 30$ kN and $Q_t/2 = 15$ kN.

Material	$\nu Q_t/2$	νQ_t
C&DW	0.5	0.8
Rock	0.5	0.6

Table 7. Shear modulus (G) for $Q_t = 30$ kN and $Q_t/2 = 15$ kN.

Material	$G_{Q_t/2}$ (GPa)	G_{Q_t} (GPa)
C&DW	7.0	6.0
Rock	43.4	40.7

In Table 5, it can be seen that for $Q_t/2$ (15 kN), which could be related to a safety factor equal 2.0, the C&DW filled gabion showed

vertical displacement 1% higher than the gabion filled with rock. By Table 5, it can be seen that the C&DW filled gabion has shown a horizontal displacement to $Q_t/2$ (15 kN) 4% superior to that obtained for rock gabion. This picture indicates a trend towards the technical feasibility of the design and execution of gabion, filled with waste at vertical heights of up to 5.5 m. Tables 6 and 7 show that the parameters obtained varied with the magnitude of the imposed loads and filler materials.

Conclusions

The load versus displacement ratios (horizontal and vertical) obtained by performed gabion compression tests have demonstrated a well-adjusted behaviour trending to a second-degree polynomial curve. This behaviour was observed for C&DW and rock gabions.

For the gabions filled with C&DW and filled with rock, the horizontal displacements were higher than the vertical ones. However, for conventional gabion containing walls, the baskets are confined, which limits horizontal displacements.

Gabions, filled with C&DW, have presented higher displacements (vertical and horizontal) than those filled with a rock when considering an ultimate load of $Q_t = 30$ kN. However, when considering load equivalent to $Q_t/2 = 15$ kN, it was found that displacements values were close between the gabions tested (C&DW and rock).

Considering an effort equivalent to $Q_t/2$ and the C&DW gabion average specific weight, it can be drawn that a equivalent compressive load has submitted these gabions to a vertical column of gabions equivalent to 5.5 m. In contrast, the gabion filled with rock has been submitted by a compressive load equivalent to a 6.7 m column.

The vertical displacements observed for C&DW and rock gabions remained close until 20 kN of compressive loading. At this loading stage, the construction wastes started to take failure. After this load, the C&DW gabions have begun to show higher displacements than rock gabions.

By performed tests, gabion's compressive strength and deformation parameters were estimated for Q_t and $Q_t/2$ loads. These

may be used for preliminary analysis of the behavior of gabion retaining walls filled with C&DW and rock.

The obtained results bring light to the possibility of C&DW use for gabion filling that could be used for retaining wall construction until 5.5 m height, concerning safety factor 2.0.

The use of construction waste for gabion baskets filling trends to be an alternative solution for retaining walls design and construction. The use of C&DW for gabions filling may reduce the need for raw materials extraction, reducing, this way, the environmental impact caused by this kind of works.

Aiming to keep the research ahead, it can be suggested the increase of the tested specimens and tests carried out. The use of instrumentation matched on the gabions model can be an efficient and more assertive tool for vertical and horizontal displacements determination. All compressive tests were performed using reduced models; the use of gabions in real size is also suggested. This procedure should bring more accurate information about the gabions behaviour when submitted to compressive efforts.

At last, the authors suggest the construction of two instrumented retaining walls. One built with C&DW as filling material and others filled with rock. Because of the gabions confinement within the retaining wall, the unconfined compressive tests performed, as in this research, do not concern about the horizontal efforts that take place inside the gabions lateral faces, neither the active thrust imposed by the retained earthfill. In this picture, the use of an instrumented retaining wall in real size should contribute to some doubts reduction about the behavior of gabions filled with C&DW.

However, the presented research and its conclusions bring to the technical mean the possibility for designs and construction of retaining walls using C&DW, also contributing to the amount of available data about this issue.

References

ABNT (2017) Brazilian Association of Technical Standards - NBR NM 8522 Concrete - Determination of static modulus of elasticity and deformation by compression. Rio de Janeiro, 20 p.

ABNT (2015) Brazilian Association of Technical Standards - NBR NM 7680 Concrete - Sampling, preparing, testing, and result from the analysis of concrete cores Part 1: Axial compressive strength. Rio de Janeiro 26p.

ABNT (2010) Brazilian Association of Technical Standards - NBR NM 12024. Soil-cement — Molding and curing of cylindric specimens — Procedure. Rio de Janeiro 6p.

ABNT (2010) Brazilian Association of Technical Standards - NBR NM 8802 Hardened concrete — Determination of ultrasonic wave transmission velocity. Rio de Janeiro 8p.

ABNT (2009) Brazilian Association of Technical Standards - NBR 9778. Hardened mortar and concrete - Determination of absorption, voids, and specific gravity. Rio de Janeiro-RJ 4p.

Arif M, Bendi D, Toma-Sabbagh T and Sutrisna M (2012) Construction waste management in India: an exploratory study. *Construction Innovation* 12 (2): 133–155.

Blaisi NI (2019) Construction and demolition waste management in Saudi Arabia: current practice and roadmap for sustainable management. *Journal of Cleaner Production*, 221: 167-175.

Chen J, Hua C and Liu C. (2019) Considerations for better construction and demolition waste management: identifying the decision behaviors of contractors and government departments through a game theory decision-making model. *Journal of Cleaner Production*, 212: 190-199.

Deere DU and Miller RP (1966) Engineering classification and index properties for intact rock. Illinois University at Urbana Department of Civil Engineering.

Duran X, Lenihan H and O'Regan B. (2006) A model for assessing the economic viability of construction and demolition waste recycling - the case of Ireland. *Resources, Conservation and Recycling*, 46(3): 302-320.

Eurostat (2017) Report: General and Regional Statistics. Available at: <https://ec.europa.eu/eurostat/publications/all-publications> (Accessed 10 July 2019).

Esa MR, Halog A and Rigamonti L. (2017). Developing strategies for managing construction and demolition wastes in Malaysia based on

the concept of circular economy. *Journal of Material Cycles and Waste Management*, 19(3): 1144–1154.

Brazilian Institute of Geography and Statistics (IBGE) (2017). Statistical Series & Historical Series. Retrieved March, 24, 2018, from <https://seriesestatisticas.ibge.gov.br/>

Jin R, Yuan H and Chen Q (2018) Science mapping approach to assisting the review of construction and demolition waste management research published between 2009 and 2018. *Resources, Conservation & Recycling*, 140: 175-188.

Leal WRS (2012) Concrete dosed in a plant: proposal of quality control methodology and identification of the causes of variability in the concrete production process. Dissertation (master's degree) - Federal University of Santa Catarina. 215p.

Maia AT and Neto AI (2016). What are the main organizational characteristics of companies in the different segments of civil construction? *Revista Ambiente Construído*, 16(3): 197–215.

Mahpour A (2018) Prioritizing barriers to adopt a circular economy in construction and demolition waste management. *Resources & Recycling*, 134: 216-227.

Mazzon N, Ferraiolo F and Vicari M (2016) Experimental study of the mechanical behavior of double twisted steel mesh gabions. *Procedia Engineering* 158: 422-427.

Melo Neto AA and Helene P (2002) Elasticity Module: Dosing and Evaluation of Concrete Elasticity Modulus Prediction Models. In: 44th Brazilian Concrete Congress, Belo Horizonte, 17-22 august 2002.

Menegaki M and Damigos D (2018) A review on current situation and challenges of construction and demolition waste management. *Current Opinion in Green and Sustainable Chemistry*, 13: 8-15.

Miranda LFR, Angulo S C and Careli E D (2009). The recycling of construction and demolition waste in Brazil: 1986-2008. *Constructed Environment*, 9(1): 57-71.

Nagapan S, Rahman IA and Asmi A. (2012). Factors Contributing to Physical and Non-Physical Waste Generation in the Construction Industry. *International Journal of Advances in Applied Sciences*, 1(1): 1–10.

Nawagamura UP, Madarasinghe D, Goonatillake M and Karunarathna H (2012) Sustainable reuse of Brownfield properties in Sri Lanka as a gabion fill material. In: ICSBE-2012: International Conference on Sustainable Built Environment, Kandy, Sri Lanka.

Oyedele LO, Regan M, Meding J, Ahmed A, Ebohon OJ, and Elnokaly A (2013) Reducing waste to landfill in the UK: identifying impediments and critical solutions. *World Journal of Science, Technology, and Sustainable Development*, 10 (2): 131–142.

Paschoalin Filho JA, Bezerra PRL, Oliveira LRGJ, and Faria AC (2017) Construction Waste Management in High Standard Residential Buildings in the Municipality of São Paulo/SP. *Journal of Social and Environmental Management*, 11(1): 73–89.

Salmasi F, Chamani MR and Farsadi Zadeh D (2012) Experimental study of energy dissipation over stepped gabion spillway with low heights. *IJST, Transactions of Civil Engineering*, 36(2): 253-264.

Sansone EC, Rusilo LC, and Silva LAA (2009) Methodology for the analysis of structural reliability in rock. *Rem: Mine School Magazine* 62(1): 373-378.

Sbrighi Neto C (2005) Aggregates for concrete: Teaching, research, and achievements. *IBRACON Journal - Brazilian Concrete Institute*, 1(1): 323–343. In Portuguese.

Yuan H (2012). A model for evaluating the social performance of construction waste management. *Waste Management*, 32(6): 1218–1228.

Tam WYV, Kothayothar D, Loo YC (2009) On the prevailing construction waste recycling practices: a Southeast Queensland study. *Waste Management & Research*, 27(2): 167-174.

Wang J, Wu H, Tam VWY, and Zuo J (2019) Considering life-cycle environmental impacts and society's willingness to optimize construction and demolition waste management fee: An empirical study of China. *Journal of Cleaner Production*, 206:1004-1014.

9.3 Dispositivo IoT para monitoramento da inclinação de contenção em gabião caixa

Silva, A. B.; Paschoalin Filho, J. A.; Ribeiro, J. P. M.; Guerner Dias, A. J.

Fonte: Revista Nacional de Gerenciamento de Cidades, V. 12, nº 85, 2024.

Resumo

No presente trabalho, foi desenvolvido, utilizado e avaliado um dispositivo eletrônico IoT (Internet of Things), para realizar o acompanhamento e mensuração da inclinação de uma estrutura de contenção executada em gabiões caixa. Esse dispositivo coletou as informações de um acelerômetro, enviando-as por meio da internet para um servidor em nuvem, onde esses dados foram armazenados, permitindo o acesso ao histórico da variação da inclinação. As leituras coletadas pelo equipamento possibilitaram correlacionar suas variações às fases executivas da contenção e realizar análises estatísticas, para verificar se as variações capturadas pelo sensor consistiam ou não, em um possível desaprumo da contenção.

Palavras-Chave: Monitoramento de Integridade Estrutural. Nuvem. IoT.

1 Introdução

As estruturas de contenção ou muros de arrimo, são utilizadas para assegurar a estabilidade de maciços. Após construídas, essas estruturas necessitam ser inspecionadas, a fim de garantir que estas se encontrem sob as condições previstas no projeto. Todavia, muitas vezes os locais que devem ser inspecionados são de difícil acesso e perigosos tornando inviável e oneroso a realização de inspeções periódicas. Ainda que técnicos munidos de instrumentos se desloquem até uma estrutura para analisá-la, o intervalo entre inspeções pode ser grande o suficiente para que ocorra a evolução de uma possível patologia. (Araujo, 2017).

A estratégia de um sistema capaz de monitorar continuamente as condições de integridade de uma estrutura é chamada de Structural Health Monitoring (SHM). O SHM possibilita verificar não só as

condições atuais, mas também acompanhar a evolução de danos e, em muitos casos, prever o desempenho futuro das obras monitoradas, uma vez que o acompanhamento é conduzido de forma contínua (Farrar; Worden; Dulieu-Barton, 2009).

A indústria 4,0 contribuiu para que as tecnologias sejam aplicadas para todos os segmentos industriais, reduzindo custos e aumentando ritmos de produção sem que houvesse impactos negativos na qualidade do produto entregue. Os profissionais de engenharia civil podem se beneficiar das ferramentas tecnológicas disponibilizadas pela indústria 4.0, para planejar e desenvolver atividades na indústria da construção civil (Souza, 2019). A construção civil tem utilizado, gradativamente, ferramentas e recursos que permitem automatizar e controlar processos, além de utilizar metadados de clientes para formação de uma rede de produção mais complexa (Miyasaka; Fabricio; Paoletti, 2018).

Existe uma expectativa que no futuro será possível automatizar todo o canteiro de obras, entretanto, sem a Internet das Coisas (IoT), o canteiro de obra totalmente automatizado é uma ideia distante, pois é a IoT que permite a comunicação e o gerenciamento de informações entre objetos do mundo físico e o mundo virtual.

Tendo conhecimento e o intuito de se adequar ao avanço tecnológico, decidiu-se nessa pesquisa pelo desenvolvimento e utilização de um sistema IoT, que conduziu o monitoramento da inclinação de uma estrutura da contenção de um trecho da margem do Córrego dos Machados, situado na Zona Leste de São Paulo, registrando todas as leituras referentes ao comportamento da obra de forma contínua em um servidor na nuvem, disponibilizando em tempo real dashboards e relatórios gráficos que poderão ser acessados a partir de qualquer dispositivo que possua um navegador web e que podem ser exportados para realização de análises estatísticas.

2 Revisão de literatura

2.1 Movimentos de massa: Aspectos gerais

O termo movimento de massa refere-se ao deslocamento de um determinado volume de maciço de solo ou de rocha, orientado por meio de uma superfície de ruptura característica, podendo ser classificados como: queda, rolamento, tombamento e escorregamento

(ABNT, 2009). A principal causa da movimentação de um maciço é a redução da capacidade de resistir a tensões solicitantes no solo. A diminuição da resistência de um maciço pode acontecer por processos intempéricos ou também em decorrência da intervenção antrópica (Pinto; DORTAS, 2020). O Quadro 1 demonstra a terminologia estabelecida pela NBR 11.682 (ABNT, 2009) em relação aos diferentes tipos de movimentação de massa:

Quadro 1 – Terminologias adequadas para os tipos de movimento de massas

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 balsa 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: adaptado da norma NBR 11.682 (ABNT, 2009).

O Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), publicou um estudo referente a suscetibilidade de deslizamento de terras no Brasil, indicando que 5,7% da extensão territorial nacional possui alta suscetibilidade a deslizamentos e que a maioria desse risco está concentrado nos estados da região sudeste com 23,2% de áreas caracterizada como de muito alto risco (Belandi; Costa, 2019).

A definição do fator de segurança a ser utilizado em uma análise de estabilidade de talude está diretamente relacionada ao impacto de uma eventual instabilidade no maciço contido, considerando os impactos decorrentes de tal sinistro, como a verificação de possíveis perdas de vidas humanas e a possibilidade de danos materiais e ambientais. O Quadro 2 exibe os critérios estabelecidos pela NBR 11.682 (ABNT, 2009) para a determinação do fator de segurança mínimo a ser obtido nas análises de estabilidade:

Quadro 2 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.

Nível de segurança contra danos a vidas humanas Nível de segurança danos materiais e ambientais	Alto	Médio	Baixo
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2
- No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima deverão ser majorados em 10%. Alternativamente, poderá ser usado o enfoque semi-probabilístico indicado no anexo D. - No caso de estabilidade de lascas/ blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ, ϕ, c, em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico. - Esta tabela não se aplica para os casos de rastejo, voçorocas, ravinas, e queda ou rolamento de blocos.			

Fonte: adaptado da norma NBR 11.682 (ABNT, 2009).

2.2 Estruturas de contenção

As estruturas de contenção (ou muros de arrimo), são elementos utilizados para realizar a estabilização de um maciço de solo e devem suportar todos os esforços provenientes do maciço contido, como também uma carga accidental de 20 kPa, distribuída de maneira uniforme sobre a superfície do terrapleno a fim de que não ocorram instabilidades no solo contido (ABNT, 2009). Os principais tipos de estruturas de contenção são:

Muros de gravidade: Esse tipo de estrutura garante a contenção do maciço de solo através do seu peso próprio, os muros de gravidade se opõem aos empuxos horizontais através do seu peso próprio e são utilizados para conter desníveis abaixo de 5m, podem ser construídos

de concreto, pedra, gabiões e até mesmo pneus usados (Gerscovich; Saramago; Danzinger, 2019).

Muros de flexão: Esses tipos de contenção são resistentes aos empuxos por flexão esse tipo de muro utiliza parte do peso próprio do maciço arrimado e possui uma seção transversal em forma de “L”, na qual se apoia para que se mantenha em equilíbrio (ABNT, 2009)

Estruturas ancoradas: São estruturas que garantem a estabilidade do maciço através de tirantes ancorados, podendo ter a sua estrutura contínua, em grelha, em placas ou em contrafortes (ABNT, 2009).

Estruturas de solo reforçado: São estruturas construídas através da introdução de elementos resistentes à tração no solo, tais como fitas metálicas, mantas geotêxteis, malhas de aço, etc. Sendo os seus principais componentes o solo do aterro, os elementos de reforço e os elementos da face, entretanto os elementos da face não possuem função estrutural (Benjamin, 2006).

2.2.1 Estruturas de Contenção em Gabiões

Gabiões são gaiolas feitas com a utilização de telas metálicas em malha hexagonal de dupla torção, que são preenchidas com rochas e unidas por meio de amarração, formando uma estrutura monolítica para contenção de maciços terrosos (Santa et al., 2022). A Figura 1 demonstra os componentes estruturais de um gabião tipo caixa, que possui o formato de paralelepípedo e adequado para construção de obras de contenção.

Figura 1- Estrutura de contenção feita com gabião



Fonte: Barros et al. (2017).

Os muros de contenção executados com gabiões são classificados como muros de gravidade e, da mesma forma que outros tipos de estruturas de contenção, análises de estabilidade deverão ser conduzidas. As análises a serem conduzidas são as seguintes: estabilidade global; estabilidade local e interna (Santos Junior, 2018).

Além do gabiões caixa, existem dois outros tipos, que são o gabiões tipo saco e os gabiões tipo colchão. Os gabiões tipo saco possuem um formato cilíndrico e geralmente são utilizados como apoio para estruturas de contenção, em casos de presença de água ou de solos com baixa capacidade de suporte (Santa et al., 2022).

Os gabiões tipo colchão Reno®, também possuem o formato de paralelepípedo, entretanto possuem pequena espessura, quando comparados aos gabiões tipo caixa. Esse tipo de gabião é utilizado principalmente como revestimento de margens e fundos de cursos d'água, mas possui aplicações complementares tais como canaleta para drenagem, revestimento de taludes e plataforma de deformação que servem de proteção a bases dos muros (Barros et al., 2017).

2.3 Structural Health Monitoring — SHM

A estratégia de monitoramento contínuo, utilizando um sistema de detecção que consiga disponibilizar informações que possibilitem a localização, a avaliação e o acompanhamento da evolução de possíveis danos em uma estrutura, é chamado de Structural Health Monitoring (SHM). Sendo denominados danos ou anomalias, as alterações nos elementos, propriedades materiais e geométricas de uma estrutura, que podem afetar seu desempenho atual ou futuro, impossibilitando sua utilização parcialmente ou completa (Farrar; Worden; Dulieu-Barton, 2009).

O engenheiro geotécnico responsável pelo projeto de uma estrutura de contenção, deve considerar no projeto executivo a possibilidade de monitoramento da estrutura, definindo quais instrumentos deverão ser instalados em uma obra de contenção, indicando a periodicidade das inspeções a serem realizadas (ABNT, 2009).

Em suma, o objetivo do SHM é a detecção de danos e avaliação de condições. Sendo possível encontrar na sua implementação a utilização de vários tipos de sensores, dispositivos de aquisição de

dados, métodos de transmissão de dados, banco de dados para gerenciamento, análise e modelagem dos dados e interfaces de usuário para visualização (Sun et al., 2020).

Segundo Milititsky (2016), existem instrumentações adequadas para realização do monitoramento de variáveis referentes ao comportamento de taludes e de estruturas de contenção e que as atuais técnicas permitem não somente o monitoramento local, mas possibilitam que essas informações sejam registradas e transmitidas à distância para os responsáveis pela avaliação da estrutura.

Na pesquisa desenvolvida por Wong e Ni (2009), existe a referência ao SHM composto de 283 instrumentos, divididos em 8 grupos de sensores, associados a 3 estações de aquisição de dados, que estão em funcionamento na ponte Tsing Ma em Hong Kong, desde a sua inauguração em 1997, permitem o monitoramento do comportamento da estrutura durante toda a sua vida útil.

Em Mello (2020), foi realizado o monitoramento geotécnico e a avaliação de uma obra de escavação e contenção com aproximadamente 30m de profundidade, utilizando quatro inclinômetros, marcos superficiais para apoio de miras topográficas e tell tales nos taludes contidos.

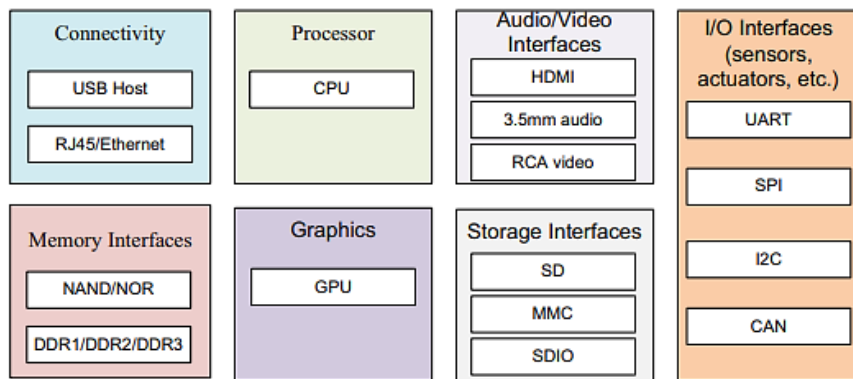
No artigo de Oliveira e Guimarães (2019), realizou-se o monitoramento de uma barragem de terra de uma PCH (Pequena Central Hidrelétrica), no estado de Minas Gerais. Os deslocamentos horizontais e verticais do maciço, foram medidos através de instrumentação topográfica e para o monitoramento da evolução das pressões que atuam no aterro e nas fundações da barragem foram utilizados quatro piezômetros.

2.4 Internet das Coisas (IoT) e Cloud Computing

A Internet das Coisas não se trata de uma nova tecnologia, mas em uma divisão da Tecnologia da Informação, resultado do desenvolvimento contínuo da tecnologia, especialmente na miniaturização de dispositivos eletrônicos e de novos protocolos de comunicação. O termo Internet das Coisas, foi mencionado pela primeira vez em 1999, por Kevin Ashton em uma apresentação para a Procter & Gamble (Mouha, 2021).

Os dispositivos IoT devem possuir capacidade computacional e possibilidade de conexão à internet (Pedotti, 2019). Um dispositivo IoT, basicamente deve possuir interfaces que permitam coletar dados externos, capacidade de processamento e conectividade para transmissão de dados através da internet (Ray, 2018), tal como se verifica na figura seguinte:

Figura 2- Componentes de um dispositivo IoT



Fonte: Ray (2018)

A utilização de um sensoriamento adequado, de dispositivos IoT, em conjunto com as funcionalidades encontradas nas plataformas em nuvem para armazenamento e modelamento de dados, possibilitam a criação de estratégias de SHM, para o monitoramento das condições de integridade para praticamente todos os tipos de estruturas da construção civil.

Miao et al. (2019), apresentam em seu artigo científico o desenvolvimento de um sensor de aceleração sem fio de baixa potência que se conecta a nuvem através de um gateway. O sistema desenvolvido foi validado em um teste de campo na ponte Chijing em Xangai. Considerado pelos autores como um sistema IoT promissor, completo, prático, prontamente disponível e de baixo custo para monitoramento da integridade de pontes.

Cloud Computing ou Computação em nuvem é o termo utilizado para designar para a servidores virtuais distribuídos ao redor do planeta sendo acessados através da internet. Esses servidores

podem armazenar informações específicas, sistemas, podem executar programas e até mesmos fornecer conteúdo.

A possibilidade de contratar uma determinada configuração de hardwares e pacotes de softwares para manipulação ou armazenamento de informações, pagando em muitos casos somente pelo volume de dados trafegado ou armazenado, destaca um dos principais benefícios da computação em nuvem que é a redução de custos (Srivastava; Khan, 2018).

O acesso à tecnologia de computação à nuvem possibilita a implementação de soluções mais rápidas e econômicas, quando comparada ao investimento de tempo e recursos que seriam destinados à criação de uma infraestrutura para operação de softwares e plataformas, pois atualmente os provedores de soluções em nuvem fornecem tal infraestrutura a preços acessíveis (Ahad et al., 2020).

3 Metodologia

3.1 Caracterização da pesquisa

Quanto a sua abordagem, essa pesquisa caracteriza-se como quantitativa de natureza aplicada, pois apresenta o levantamento e o registro de características do comportamento de um fenômeno, sendo no caso desse trabalho, a inclinação do muro de contenção monitorado e o correlaciona com as atividades de execução durante o período de monitoramento.

No que se refere aos procedimentos tomados, este trabalho possui características práticas de pesquisa compatíveis com o procedimento metodológico do tipo pesquisa-ação. A pesquisa-ação propõe que o pesquisador adote uma postura colaborativa e interativa, para que com os participantes sejam realizadas as compreensões de situações e transformações de práticas, a fim de promover processos de mudança em um determinado ambiente (Thiollent, 2022).

Neste item serão descritos os componentes de hardware e software, bem como detalhes da programação feita, tanto no dispositivo, quanto na plataforma em nuvem, além de detalhar acerca do método de transmissão e armazenamento de dados utilizados para criação do dispositivo IoT responsável pelo monitoramento da

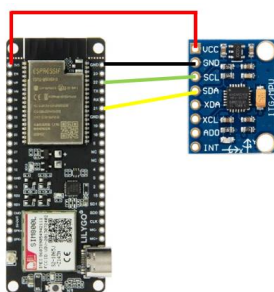
inclinação do muro de contenção em gabião caixa executado na zona leste de São Paulo.

3.2 Sensor MPU6050 e Placa de Desenvolvimento TTGO T-Call ESP32

O MPU6050, utiliza a tecnologia MEMS (Micro-Electro-Mechanical Systems), possuindo no invólucro do seu chip, um sensor de aceleração (acelerômetro) e um sensor de giro (giroscópio), ambos triaxiais, permitindo o monitoramento da aceleração (m/s^2) e da velocidade angular (rad/s) nos eixos x, y e z.

O TTGO T-Call ESP32 é uma placa de desenvolvimento composta de dois módulos principais, sendo o primeiro um microcontrolador ESP32 dual core de 32 bits, com clock de 240MHz de clock, 4MB de memória Flash e 8MB de memória PSRAM. Esse microcontrolador possui entradas e saídas digitais, analógicas, interfaces de comunicação do tipo I2C, SPI, UART, SDIO, I2S, CAN e opções de conectividade através de Wi-Fi e Bluetooth. O segundo módulo da placa de desenvolvimento TTGO T-Call ESP32, é o modem GSM/GPRS, modelo SIM800L, com entrada para SIM Card, que permite o envio e recebimento de dados, utilizando o plano de internet de operadoras de telefonia celular de mercado.

Figura 3- Conexão entre TTGO T-Call e MPU6050

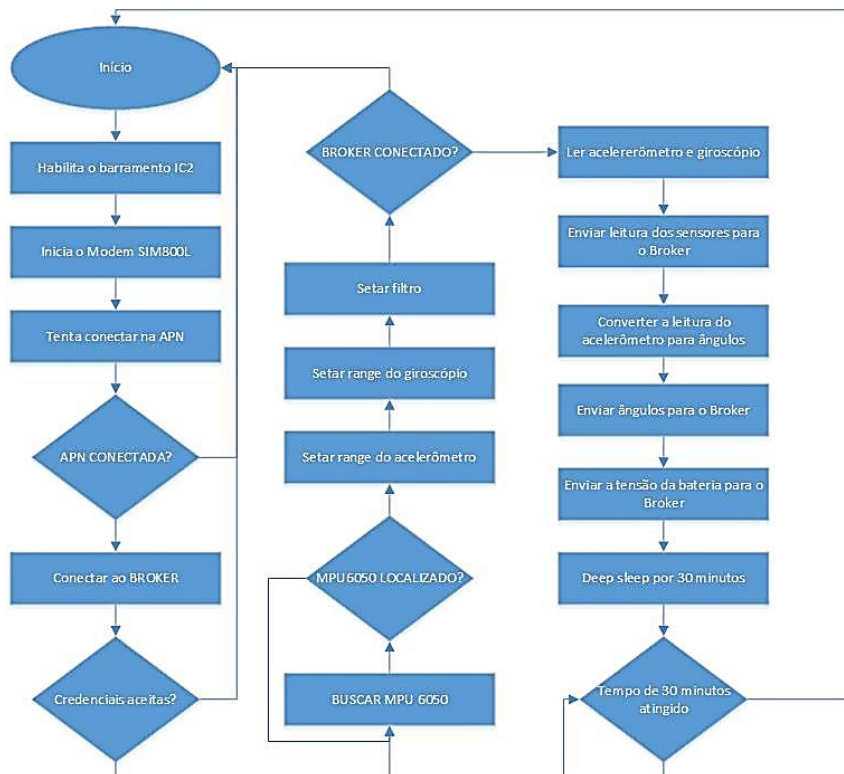


Fonte: Dados da pesquisa

3.2.1 Desenvolvimento do código-fonte do TTGO T-Call ESP32

A programação da placa de desenvolvimento foi realizada segundo o fluxograma exibido na Figura 4.

Figura 4- Fluxograma da lógica desenvolvida para o TTGO T-Call



Fonte: Dados da pesquisa.

3.2.2 Desenvolvimento da interface web e do banco de dados

O Node-RED é uma plataforma low-code criada pela IBM para desenvolvimento de aplicações que utilizam tecnologias tais como hardwares, serviços, protocolos e APIs compatíveis com IoT (do inglês Internet of Things). A programação da aplicação é feita em páginas denominadas “Flows” e as bibliotecas de funções podem ser importadas para aumentar as possibilidades de manipulação dos dados. A manipulação de dados no Node-RED é feita por funções chamadas nós.

As telas para a visualização dos dados coletados pelo TTGO T-Call ESP 32 através do sensor MPU6050, foram desenvolvidas utilizando os nós disponíveis na biblioteca dashboard. O usuário deve utilizar um navegador web (Google Chrome, Safari, Internet

Explorer), e acessar um endereço web, para poder visualizar os dados em tempo real e ter acesso ao histórico das variáveis, que estão armazenadas no banco de dados (Figura 5).

Figura 5- Tela de visualização ângulos recebidos no Node-RED



Fonte: Dados da pesquisa

Não foi permitido ao usuário do sistema, acessar diretamente a base de dados SQL, entretanto criou-se uma aba de consulta, para que a pessoa que tivesse acesso ao sistema utilizando um navegador web, pudesse selecionar um intervalo entre datas e obtivesse acesso ao histórico da variável desejada (Figura 6).

Figura 6 - Consulta ao banco de dados realizada pela interface web



Fonte: Dados da pesquisa.

3.4 Caracterização da obra monitorada e instalação do dispositivo

Durante um período de ocorrência de chuvas intensas, as quais causaram incremento no fluxo do córrego dos Machados, localizado na zona leste de São Paulo, houve o colapso da contenção da margem direita do curso d'água do mesmo. A contenção da margem do córrego é composta por gabiões caixas.

Segundo os moradores locais, o mesmo trecho do córrego já havia apresentado ruptura antes. Este foi recuperado, no entanto, voltou a entrar em colapso. Em frente ao local do sinistro, encontra-se uma galeria de águas pluviais de seção quadrangular de grandes dimensões. Adicionalmente, leito do córrego encontra-se assoreado e notou-se um grande volume de lixo e entulho retido nas contenções. Dentre as possíveis causas do colapso, poder-se aventar a hipótese de erosão das fundações da contenção da margem rompida pelo grande fluxo advindo da galeria, a qual descarrega o fluxo pluvial praticamente diretamente na contenção rompida. A Figura 7 apresenta o local onde ocorreu a ruptura da contenção em estudos:

Figura 7 -Vista geral do local e contenção provisória.



Fonte: Dados da pesquisa.

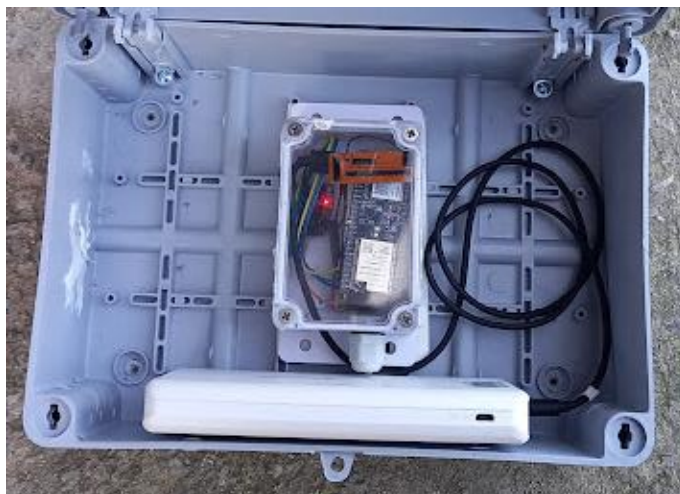
A contenção utilizada nas margens no córrego dos Machados já era composta por gabiões caixas e para que não fossem introduzidos

elementos com comportamentos mecânicos diferentes em relação à contenção existente, optou-se por continuar utilizando a mesma solução de contenção na recuperação da margem colapsada. O revestimento do fundo do curso d'água do córrego, no trecho recuperado, foi conduzido com gabiões colchões.

3.4.1 Instalação do dispositivo IoT

Durante a execução da obra, colocou-se uma placa de MDF de 50 cm x 1,5 cm x 50 cm (C x L x A), em uma das gaiolas da contenção, localizada na última fiada desta, de modo que essa placa ficou posicionada entre as pedras e a malha na face da contenção, servindo de base para a instalação do dispositivo IoT. O dispositivo desenvolvido foi posicionado no centro da caixa hermética IP65, que no que lhe concerne foi fixada no centro da placa de MDF, de tal forma que caso houvesse movimentações na placa de MDF a mesma fosse transmitida para a caixa contendo equipamento, tal como se verifica na figura a seguir:

Figura 8 - Componentes do dispositivo IoT na caixa de proteção



Fonte: Dados da pesquisa.

O local da instalação da caixa contendo o IoT foi escolhido devido ao fato que as possíveis instabilidades, tais como a ruptura global, a ruptura da fundação, o deslizamento, o tombamento e a

ruptura interna seriam sentidos com mais intensidade nesse ponto, todas essas instabilidades influenciarão diretamente na inclinação da face do paramento externo da estrutura (Figura 9).

Figura 9 -Dispositivo IoT instalado na contenção



Fonte: Dados da pesquisa.

4 Resultados e discussões

O monitoramento remoto da inclinação da contenção em gabião caixa foi realizado na fase de execução da obra, durante um período de 89 dias consecutivos, iniciando no dia 13 de junho e encerrando no dia 9 de setembro de 2022. O dispositivo foi configurado para realizar a leitura dos giroscópios e acelerômetros do sensor MPU6050, calculando os ângulos de inclinação e transmitindo essas variáveis em intervalos de 30 minutos para o servidor em nuvem, resultando em total de mais de duas mil leituras, durante o período monitoramento da estrutura.

Para fins de análise e discussões sobre os resultados coletados pelo dispositivo IoT, optou-se por exportar as leituras da variável ANG_Y (pois essa variável representa a inclinação medida paralelamente a face da estrutura), armazenadas no banco de dados SQL, para uma planilha eletrônica (Microsoft Excel), semelhante a criar representações gráficas para melhor visualização e compreensão da variação da inclinação, que também é influenciada pelas vibrações captadas pelo sensor de aceleração da placa MPU6050, sendo assim

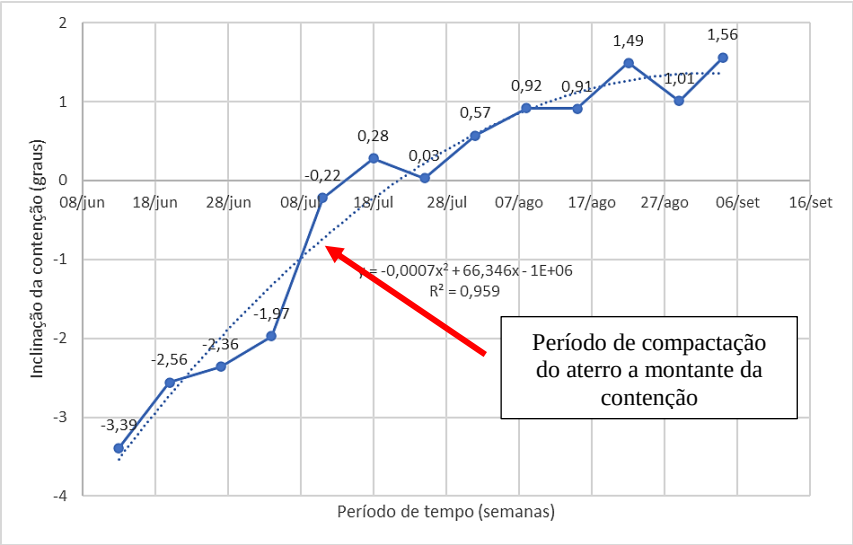
os valores apresentados nos gráficos apresentam a variação média da inclinação em função do período de monitoramento da estrutura. A Figura 10 exibe o gráfico da variação da inclinação durante todo período da coleta realizada pelo dispositivo IoT, visto a partir da interface web e a Figura 11 exibe o gráfico tratado a partir do Excel para exibição da inclinação média com a mesma escala do gráfico da interface web.

Figura 10. Histórico da variação da inclinação visualizado através da interface web.



Fonte: Dados da pesquisa.

Figura 11 - Histórico da inclinação visualizado em planilha eletrônica.



Fonte: Dados da pesquisa.

Observando-se a Figura 11, pode-se verificar que durante a execução da contenção o sensor indicou variações em seu prumo, indicadas por uma correlação binomial bem ajustada, ou seja, valor de R^2 de 0,95. Tal coeficiente também indica a baixa variação em relação às leituras feitas pelo sensor, comprovando o bom funcionamento deste durante o período de acompanhamento.

As variações das leituras podem ser correlacionadas a períodos específicos da obra. As maiores variações de inclinação ocorreram entre as semanas de 11 de junho e 18 de julho, período este que obras compactação do aterro de montante da contenção estava sendo executadas. Neste intervalo de tempo houve uma variação angular de 4%. A partir do final da compactação, até o término das leituras, a variação angular foi de 1,4%. A seguir é apresentada a análise estatística das inclinações mensuradas:

Tabela 1 - Análise estatística das leituras obtidas

Média	89,71°
Limite inferior da média (95% de confiança)	88,69°
Limite superior da média (95% de confiança)	90,73°
Mediana	90,28°
Desvio Padrão	1,67°
Máximo	91,56°
Mínimo	86,61°
Coeficiente de variação	1,8%

Fonte: Dados da pesquisa

Para a interpretação da média das leituras obtida, no intuito de verificar se esta é significativa em relação a desejada para a contenção (90°), o que indicaria o prumo desta (inclinação=0), foi realizado teste T nas médias das leituras apresentadas na Figura 19. Para tal foram consideradas as seguintes hipóteses:

- H_0 = leitura média igual a 90° ($p > 0,05$);
- H_0 = leitura média diferente de 90° ($p < 0,05$).

A Tabela a seguir apresenta a análise conduzida:

Tabela 2 - Análise estatística das leituras médias obtidas por meio de teste T

Média	89,71°
Valor de referência	90°
Distribuição normal	ok
Valor de p	0,55

Fonte: Dados da pesquisa

Dessa forma, com base na Tabela 2 apresentada, pode-se constatar que o valor de p é superior a 0,05, indicando a validade da hipótese H_0 , ou seja, a média não se diferencia estatisticamente do valor de referência de 90°. Assim, verifica-se que, apesar de durante sua etapa construtiva a contenção ter apresentado variações de inclinação (indicadas pelo sensor) estas não são estatisticamente significativas a ponto de consistirem em desaprumo da contenção.

5 Conclusões

O dispositivo IoT conseguiu calcular a inclinação do muro de contenção em gabião caixa, usando como referências os valores medidos pelo acelerômetro do MPU6050. Os valores da inclinação foram transferidos através do modem GSM/GPRS da placa de desenvolvimento TTGO- TCall ESP32, utilizando o protocolo de comunicação MQTT que enviou os dados através da internet para o Node-RED instalado em um servidor virtual, hospedado no Uol Cloud Server. Através dos recursos de programação disponíveis no Node-RED, foi possível estabelecer a comunicação com o banco de dados SQL instalado no servidor virtual e armazenar o histórico da variação da inclinação durante todo período de coleta. Os dashboards desenvolvidos, permitiram que usuários com acesso ao link da aplicação, o valor da última leitura da inclinação e também buscar o histórico da variável armazenado utilizando um navegador web.

Em relação à variação da inclinação do muro de contenção, baseando-se na análise do histórico do comportamento da variável, verificou-se que os valores médios, mínimos e máximos da inclinação,

possuem um aumento em função do tempo, existindo uma diferença de $4,95^\circ$ da inclinação média, entre a primeira e a última semana de coleta. Atribui-se o aumento do valor da inclinação, durante o período de coleta, às atividades de aterramento, compactação e pavimentação, realizadas no maciço contido e que tiveram a utilização de ferramentas e maquinários pesados, que influenciaram na mudança dos valores da aceleração medida pelo sensor MPU6050, pois quando as atividades estavam concentradas em outras áreas da obra, como quando foi realizada a execução do colchão de gabião no córrego, a variação da inclinação foi praticamente nula ($0,25^\circ$). Entretanto, após a execução da pavimentação, o qual foi a última intervenção no maciço contido, houve um aumento de $0,89^\circ$. Após a reabertura da via o valor máximo da inclinação foi de $91,56^\circ$, uma variação de $0,64^\circ$ em relação à inclinação medida durante a execução da pavimentação.

As análises estatísticas dos valores do ângulo de inclinação do eixo y, indicaram um bom funcionamento do equipamento, já que a correlação binomial calculada foi de 0,95, indicando uma baixa variação em relação às leituras feitas. As variações angulares indicaram que as variações da inclinação medidas pelo dispositivo foram maiores no período de execução de aterro e compactação do montante da contenção. Através da realização do teste T verificou-se que apesar das variações das inclinações, as mesmas não são significativas a ponto de considerarmos um desaprumo da contenção.

Referências

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

BARROS, P. L. A.; FRACASSI, G.; DURAN, J. S.; TEIXEIRA, M. A. Obras de Contenção -Manual técnico Maccaferri. São Paulo. 2017, 45p.

FARRAR, C.R.; WORDEN, K.; DULIEU-BARTON, J. Principles of structural degradation monitoring. Encyclopedia of Structural Health Monitoring. Boller. John Wiley & Sons, Chichester, UK, 2009, 320p.

GERSCOVICH, D.; SARAMAGO, R. P.; DANZIGER, B. R. Contensões: teoria e aplicações em obras. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. 240p.

MELLO. Análise do comportamento de uma escavação provisória em solo grampeado. 2020. 210f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

MIAO, Y.; YANG, H.; Wang, L.; Tong, X. The development and field evaluation of an IoT system of low-power vibration for bridge health monitoring. *Sensors*, n. 5, p. 1222-1230, 2019.

MILITITSKY, J. Grandes escavações em perímetro urbano. 1. ed. São Paulo: Editora Signer, 2016. 144 p.

MIYASAKA, E. L.; FABRICIO, M. M.; PAOLETTI, I. Industry 4.0 and the civil construction in Brazil. In: Congresso da Sociedade Iberoamericana de gráfica digital, 22., 2018, São Carlos. Anais [...]. São Carlos, 2018, 6 p.

MOUHA, R. A. Internet of Things (IoT). *Journal of Data Analysis and Information Processing*, v. 9, n. 2, p. 77-101, 2021.

OLIVEIRA, A. S.; GUIMARÃES, M. M. Monitoramento geotécnico da barragem de terra de uma pequena central hidrelétrica no estado de Minas Gerais. In: Congresso Brasileiro de Gestão Ambiental, 10., 2019, Fortaleza. Anais [...]. Fortaleza: CBGA. Trabalho XI-098.

PEDOTTI, L. A. S. Dispositivo IoT de baixo custo para diagnóstico de falhas em máquinas rotativas. 2019. 158f. Tese (Doutorado em Engenharia Elétrica) - Faculdade de Engenharia Elétrica - Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2019.

PINTO, S. M. M.; DORTAS, I.S. Dimensionamento de Muro de Arrimo Utilizando Blocos Estruturais como Elementos de Contenção. *Revista da Faculdade de Ciências Exatas e Tecnológicas. Universidade Tiradentes*, v.6, n.1, 11p. 2020.

RAY, P. P. A survey on Internet of Things architectures. *Journal of King Saud University-Computer and Information Sciences*, v. 30, n. 3, p. 291-319, 2018.

SANTA, L. D. O. R.; NETO, P. P. C.; SILVA, F.; PIRES, R. C. S. Estabilidade de Encostas Utilizando Muro de Arrimo de Gabião. *Epitaya*, v. 1, n. 15, p. 29-45, 2022.

SANTOS JUNIOR, P. J. Gabiões e estruturas de arrimo: análise teórico-numérico-experimental do comportamento mecânico. 2018. 192f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de

Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2018.

SOUZA. C.F. A Engenharia Civil no Planejamento e Desenvolvimento da Indústria 4.0. 2019. 45f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - UniEvangélica, Anápolis, 2019.

SRIVASTAVA, P.; KHAN, R. A review paper on cloud computing. International Journal of Advanced Research in Computer Science and Software Engineering, v. 8, n. 6, p. 17–20, 2018.

SUN, L.; SHANG, Z.; XIA, Y.; BHOWMICK, S.; NAGARAJAIAH, S. Review of bridge structural health monitoring aided by big data and artificial intelligence: From condition assessment to damage detection. Journal of Structural Engineering, v. 146, n.5, p. 15-25, 2020.

THIOLLENT, M. Metodologia da pesquisa-ação. 18 ed. São Paulo: Cortez, 2022. 136p.

WONG, K. Y.; NI, Y. Q. Structural health monitoring of cable-supported bridges in Hong Kong. Structural health monitoring of civil infrastructure systems. Hong Kong: Woodhead Publishing, 2009, p. 371-411.

9.4 Evaluation of Welded Mesh Gabions with Nonconventional Fills

Paschoalin Filho, J. A.; Cruz, F. F.; Rocha, C. V.; Versolatto, B. A. M.; Belan, P. A.; Guerner Dias, A. J.; Carvalho, D.

Fonte: Indian Geotechnical Journal, September 2025. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s40098-025-01389-y>

Abstract:

Welded wire mesh gabions provide a rigid alternative to traditional woven systems, allowing the use of alternative fills such as sand, gravel, and compacted soil in addition to rock. This flexibility facilitates the use of local materials, which is particularly valuable in emergency situations where conventional rockfill may be unavailable. This study evaluated the performance of welded gabions under compression using $0.4 \times 0.4 \times 0.4$ m boxes filled with loose sand, compacted sand, crushed stone, and gabion rock. Parameters analyzed included compressive strength, displacements, and stiffness moduli. Gabion rock and crushed stone exhibited the highest strengths (470 and 400 kPa, respectively) but also showed greater deformations. Compacted sand performed moderately well, combining reasonable stiffness with low displacement. Loose sand had the lowest strength but demonstrated higher initial stiffness. Overall, coarse materials in welded mesh gabions displayed superior structural performance compared to woven mesh systems, supporting their use with alternative fills in slope stabilization, debris control, and temporary retaining structures.

Keywords: Welded wire gabions; Temporary retaining structures; Slope stabilization.

1. Introduction

Gabions are widely used in geotechnical engineering due to their cost-effectiveness, environmental benefits, and versatility [10]. Traditionally constructed from hexagonally twisted, zinc-coated wire mesh filled with rock, they provide reliable structural performance [11]. In recent years, welded wire mesh gabions have emerged as a stiffer alternative, offering enhanced dimensional precision and

durability thanks to the use of thicker steel wires and spot-welding techniques [12]. These systems allow for the use of a broader range of fill materials—including crushed stone, cobbles, and decorative aggregates—with zinc coatings varying from 50 to 270 g/m² to improve corrosion resistance.

One of the key advantages of gabions lies in their long-term stability, which is often enhanced by natural silt accumulation and vegetation growth that contribute to improved soil retention [10]. The ability to utilize locally available materials further supports sustainable construction practices by reducing transportation-related environmental impacts [13].

While the performance of twisted mesh gabions has been extensively documented [8], [9], welded mesh systems remain comparatively underexplored in technical literature. This study aims to address that knowledge gap by evaluating the mechanical behavior of welded mesh gabions subjected to vertical compression, using four different types of fills: gabion rock, crushed stone, compacted sand, and loose sand. The stress–displacement results obtained provide insight into the structural viability of these alternative materials, particularly for use in temporary or emergency retaining structures.

2. Material and Methods

2.1 Experimental Setup

Unconfined compression tests were conducted at the State University of Campinas to evaluate the mechanical response of welded wire mesh gabions filled with different granular materials: gabion rock, crushed stone, compacted sand, and loose sand. The gabion boxes measured $0.4 \times 0.4 \times 0.4$ m and were assembled using 4 mm steel wires with 5×10 cm openings and 40 cm helical connectors. Mesh type, wire diameter, and tensile strength are critical parameters that influence gabion performance and should be standardized according to design specifications.

To replicate field-like conditions, three specimens were prepared for each fill material, targeting specific unit weights and porosities. Compacted sand was placed in layers and vibrated, while loose sand was freely poured. Crushed stone was placed and

compacted, with compacted specimens prepared using manual rodding in layers to simulate in-situ compaction procedures.

For finer materials such as sand and crushed stone, a nonwoven polypropylene geotextile (250 g/m²) was employed to prevent particle loss. Its use had negligible influence on mechanical behavior due to the high lateral confinement provided by the welded mesh. The geotextile conformed to ASTM standards [5], [6], [7], ensuring suitable performance in terms of both mechanical integrity and filtration. It is important to note that geotextiles used with fine-grained fills must possess adequate strength and hydraulic properties. Moreover, prolonged exposure to ultraviolet radiation may compromise particle retention and mechanical stability over time, especially in exposed or outdoor conditions.

2.2 Tensile Testing of Steel Wire

Steel wires used in the welded mesh were tested for tensile strength and elastic modulus in accordance with the relevant Brazilian Technical Standard [1]. Four specimens, each measuring 30 cm in length, were subjected to axial loading with appropriate anchorage and uniform stress application to ensure accurate and reliable mechanical characterization. To guarantee long-term performance, the zinc coating weight should comply with established standards—such as ASTM A641—which recommends a minimum of 275 g/m² for 4 mm wires, thereby providing adequate corrosion resistance in typical exposure conditions.

2.3 Compression Testing Procedure

Gabions were tested using a 300 kN ENIC machine equipped with 500 × 500 × 20 mm steel plates to ensure uniform load distribution. A preload of 20 N was initially applied, followed by load increments of 50 N until either stabilization or excessive deformation was observed.

The test configuration involved a fixed base with unconfined lateral sides, allowing for mesh deformation—conditions that realistically simulate the behavior of gravity retaining walls under vertical loads. It is important to emphasize that this study is limited to vertical compression applied to single-unit gabions.

Accordingly, the results should be interpreted within the context of uniaxial loading, which does not account for the full complexity of in-situ conditions, such as lateral earth pressures, base friction, or multi-unit interaction. The simplified boundary conditions adopted in the laboratory setup do not fully replicate the intricate load paths and confinement effects present in real-world gabion structures.

3. Results and discussions

3.1 Fill Materials and Physical Characterization

The physical properties of the fill materials were evaluated through laboratory tests based on Brazilian standards [2], [3] and [4]: Gabion Rock: $\rho_{nat} = 28.2 \text{ kN/m}^3$; Shape Index = 1.50; Rock type = metamorphic rock, gneiss.

Sand: Effective diameter (D_{10}) = 1.0 mm; Diameter corresponding to 30% passing (D_{30}) = 1.0 mm; Diameter corresponding to 60% passing (D_{60}) = 1.0 mm; Coefficient of = 1.0; Coefficient of Curvature = 1.0; $\rho_s = 28.2 \text{ kN/m}^3$.

Crushed Stone: Effective diameter (D_{10}) = 8.82 mm; Diameter corresponding to 30% passing (D_{30}) = 11.53 mm; Diameter corresponding to 60% passing (D_{60}) = 14.86 mm; Coefficient of Uniformity = 1.69; Coefficient of Curvature = 1.0; $\rho_{nat} = 26.5 \text{ kN/m}^3$.

Determination of the Tensile Strength of Gabion Steel

Table 1 presents the results of the tensile tests conducted:

Table 1. Results of Tensile Tests on Welded Mesh Steel Wires: Strength, Deformation, and Elastic Modulus

Specimen	Diameter (mm)	Area (mm ²)	Maximum Strength (kN)	Maximum Stress (MPa)	Elongation (mm)	ϵ	E (GPa)
SP 1	4.00	13	0.801	625	21.02	0.07 (7,0%)	8.92
SP 2	4.00	13	0.779	608	4.40	0.014 (1,4%)	41.4
SP 3	4.00	13	0.798	623	8.52	0.028 (2,8%)	21.9
SP4	4.00	13	0.810	632	11.22	0.037 (3,7%)	16.9

Tensile tests revealed consistent mechanical performance, with tensile forces ranging from 0.779 kN to 0.810 kN and corresponding stresses between 608 and 632 MPa, aligning with international standards.

The average tensile strength was 622 MPa, with a coefficient of variation (CV) of 1.62%, indicating a high degree of uniformity. Strain values varied from 1.4% to 7.0%, while the elastic modulus ranged between 8.92 and 41.4 GPa, variations likely influenced by factors such as residual stress and cold working during manufacturing. Despite these differences in stiffness, the tensile strength remained consistently reliable across all specimens.

The wires were classified as Class A and featured a zinc coating of 275 g/m², providing adequate protection against corrosion under typical conditions. However, it is important to note that zinc coating alone may not offer sufficient durability in highly aggressive environments. The actual lifespan of the wire mesh depends on both the thickness of the coating and the nature of environmental exposure. In such cases, the use of dual-coated wires (zinc + polymer) is strongly recommended to ensure long-term structural integrity.

3.3 Mechanical Behavior under Compressive Loading

The physical characteristics of the tested specimens are shown in the table below:

Table 2. Dimensional and Volumetric Properties of Specimens – Loose Sand

Specimen	Volume (m ³)	Mass (kN)	Unit weight (kN/m ³)	Porosity (%)
LSmean	0.064	1.13	17.80	31.55
CSmean	0.064	1.37	21.41	17.7
CGmean	0.064	1.36	21.23	18.35
RSmean	0,064	1.30	20.32	24,72

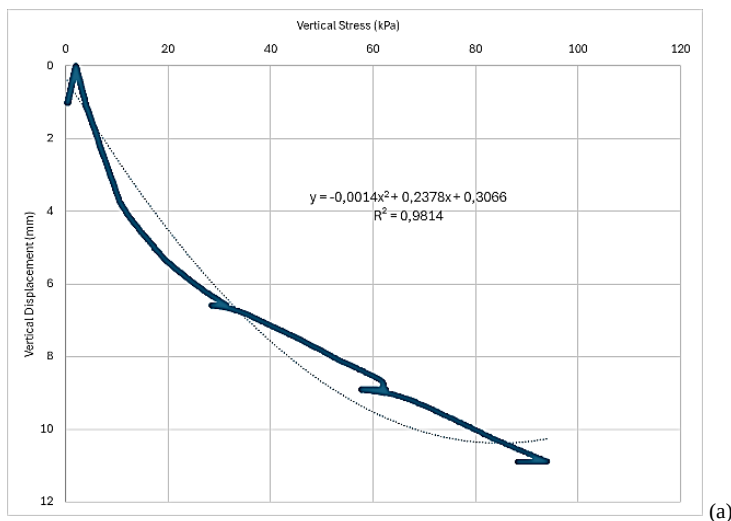
Loose sand exhibited the lowest unit weight (17.80 kN/m³) and highest porosity (31.55%), indicating a loosely packed, highly

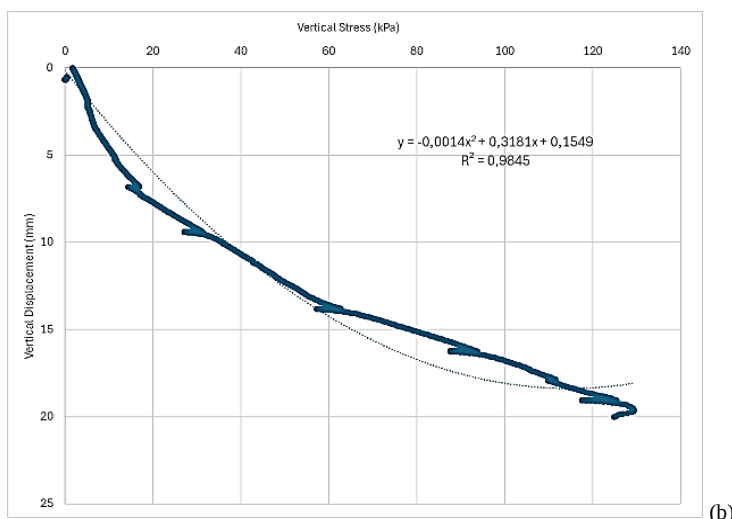
permeable, and compressible structure. Despite moderate variability, specimen preparation was consistent. Compacted sand showed the highest unit weight (21.41 kN/m^3) and the lowest porosity (17.71%), with minimal variation, confirming effective compaction and greater structural stability.

Crushed stone displayed a similar density (21.23 kN/m^3) and slightly higher porosity (18.35%), along with excellent uniformity. Gabion rock showed greater variability in unit weight ($19.8\text{--}20.6 \text{ kN/m}^3$) and porosity (23.4–26.5%), reflecting the influence of irregular particle shapes, which reduced interlock and increased deformation potential.

Overall, compacted sand proved to be the most stable fill, while loose sand was the least. These findings highlight the importance of proper compaction and material selection in enhancing gabion performance. The figures below summarize these results.

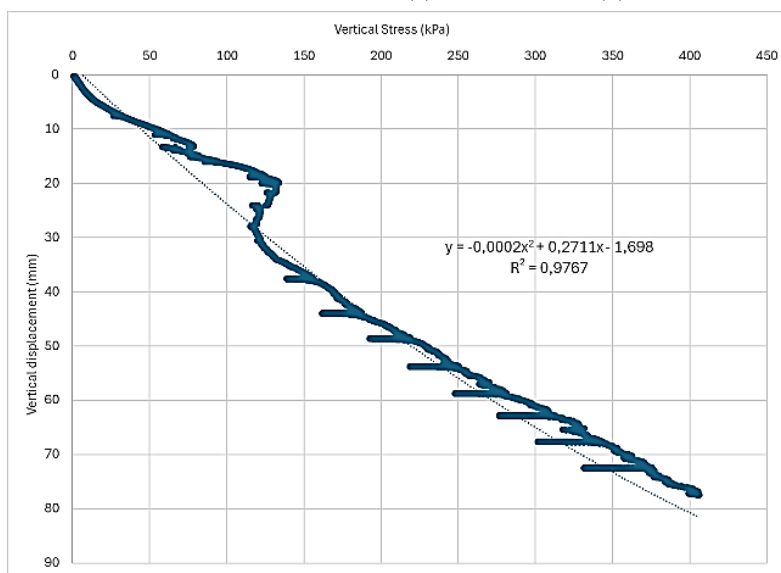
Fig. 1 Vertical Stress–Vertical Displacement Curves Obtained from Compression Tests: Loose Sand (a); Compacted Sand (b).



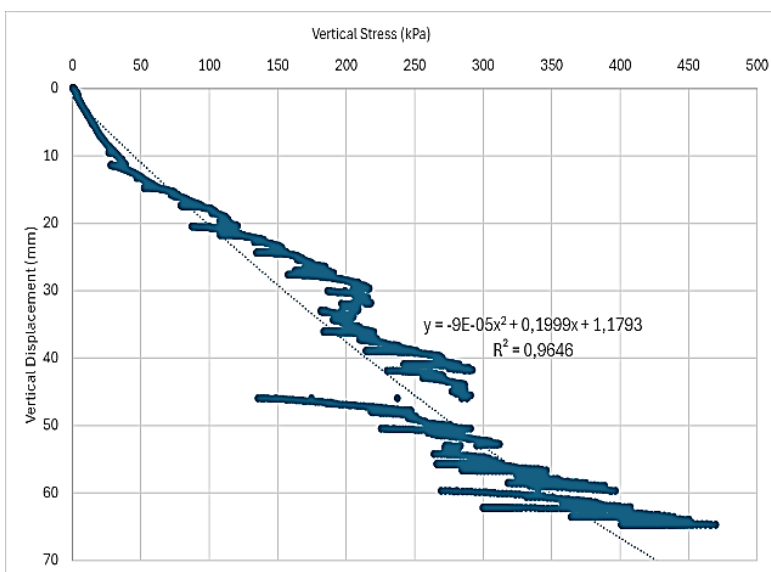


(b)

Fig. 2 Vertical Stress–Vertical Displacement Curves Obtained from Compression Tests: Crushed Stone (c); Gabion Rock (d)



(c)



(d)

Table 3. Summary of Stress–Displacement Regression, Strength, and Stiffness Parameters for Welded Gabion Specimens with Different Fill Materials

Specimen	Regression equation	R2	Maximum stress reached (kPa)	Maximum vertical displacement reached (mm)	Secant modulus (E50) (MPa)	Initial tangent modulus (Ei) (MPa)
LSmean	$y = -0.0014x^2 + 0.2378x + 0.3066$	0.98	95	10.26	4.0	4.0
CSmean	$y = -0.0014x^2 + 0.3181x + 0.1549$	0.98	130	17.85	2.24	2.24
CGmean	$y = -0.0002x^2 + 0.2711x - 1.698$	0.97	400	74.74	2.0	2.0
RSmean	$y = -9 \times 10^{-5}x^2 + 0.1999x + 1.1793$	0.96	470	75.25	2.86	2.86

Where: LSmean: mean curve - loose sand; CSmean: mean curve – compacted sand; CGmean: mean curve crushed stone; RSmean: mean curve gabion rock.

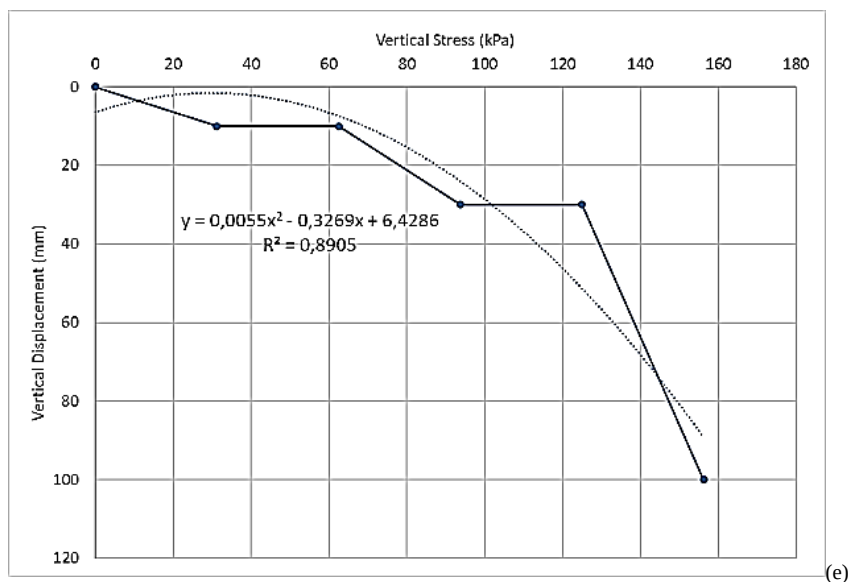
Stress–strain regression showed excellent fit ($R^2 > 0.96$). Gabion rock exhibited the highest compressive strength (470 kPa), followed by crushed stone (400 kPa), compacted sand (130 kPa), and loose sand (95 kPa).

Coarser fills displayed greater vertical deformation (> 75 mm), while sands showed significantly lower values. Interestingly, loose sand presented the highest stiffness (4.0 MPa), likely due to particle rearrangement under load, whereas compacted sand exhibited lower stiffness (2.24 MPa), despite its higher density.

Gabion rock (2.86 MPa) outperformed crushed stone (2.0 MPa) as a result of stronger interlock among angular particles. The close values of E_i and E_{50} across all materials suggest a predominantly linear elastic behavior.

Finer fills demonstrated higher initial stiffness but lower strength, while coarse materials achieved a more favorable balance between strength and deformability - critical parameters in gabion fill selection. The figures below present vertical stress–horizontal displacement curves obtained from compression tests on sand specimens.

Fig. 3 Vertical Stress–Horizontal Displacement Curves Obtained from Compression Tests: Loose Sand (e); Compacted Sand (f)



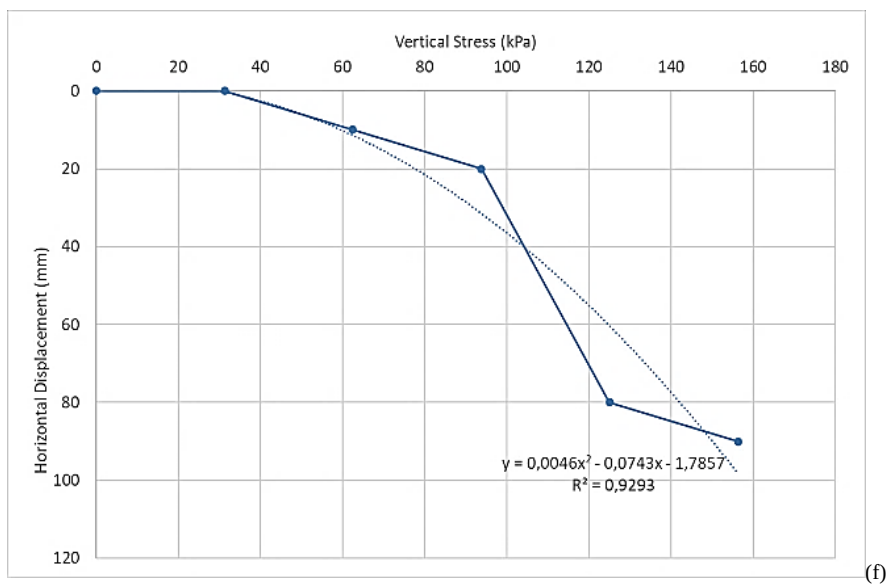
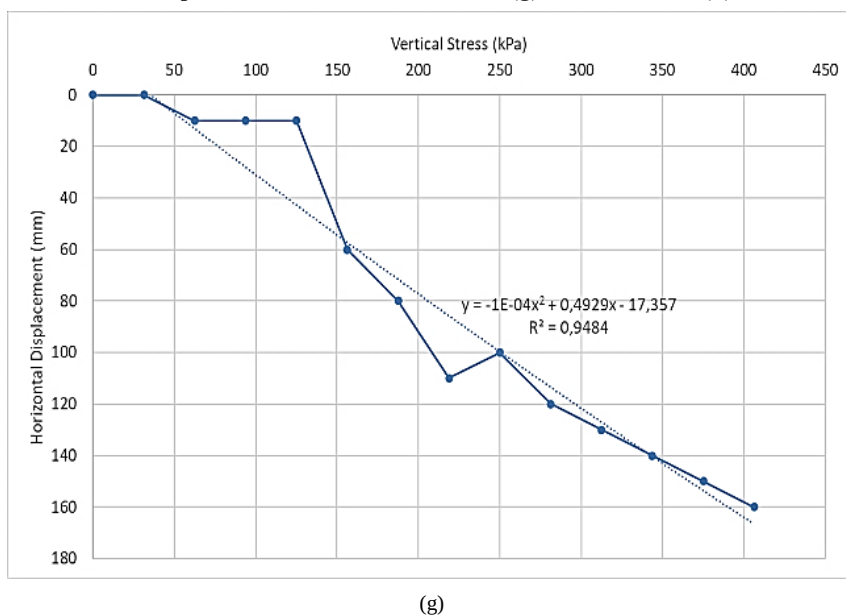
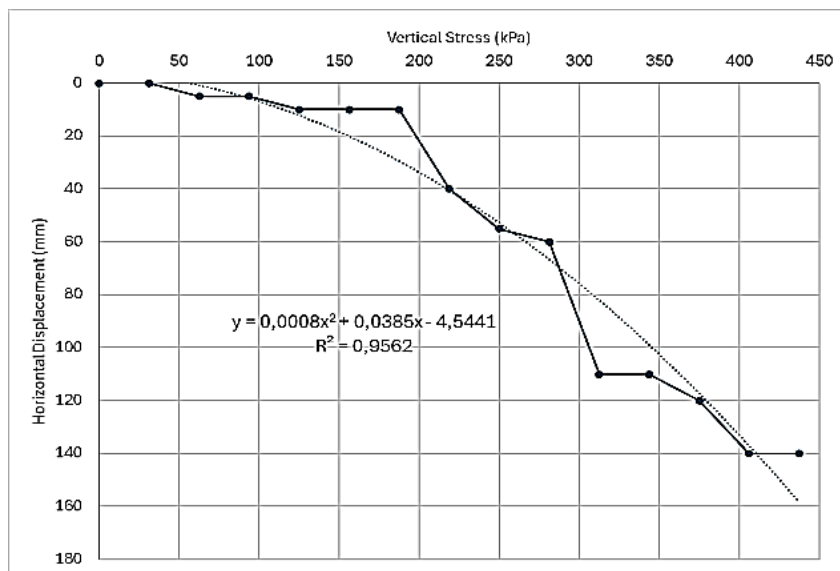


Fig. 4 Vertical Stress–Horizontal Displacement Curves Obtained from Compression Tests: Crushed Stone (g); Gabion Rock (h)





(h)

Table 4. Summary of Stress–Displacement Regression, Strength, and Stiffness Parameters for Welded Gabion Specimens with Different Fill Materials

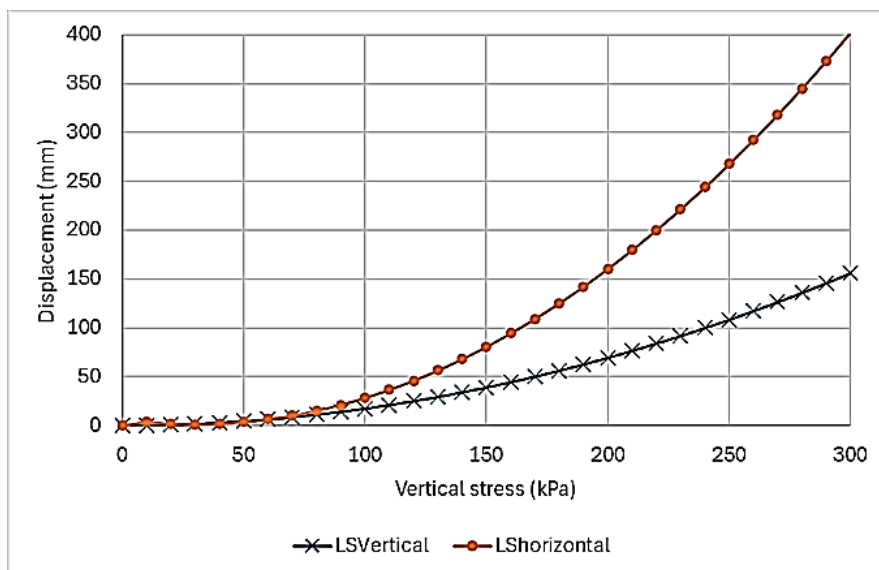
Specimen	Regression equation	R2	Maximum stress reached (kPa)	Maximum horizontal displacement reached (mm)	Secant modulus (E50) (MPa)	Initial tangent modulus (Ei) (MPa)
LSmean	$y=0.0055x^2-0.3269x+6.4286$	0.89	158	100	2.07	0.8
CSmean	$y=0.0046x^2-0.0743x-1.7857$	0.93	156	90	1.47	0.6
CGmean	$y=-1 \times 10^{-4}x^2+0.4929x-17.3$	0.94	410	168	1.04	0.8
RSmean	$y=0.0008x^2+0.0385x-4.5441$	0.95	447	140	2.28	10.4

Where: LSmean: mean curve - loose sand; CSmean: mean curve – compacted sand; CGmean: mean curve crushed stone; RSmean: mean curve gabion rock.

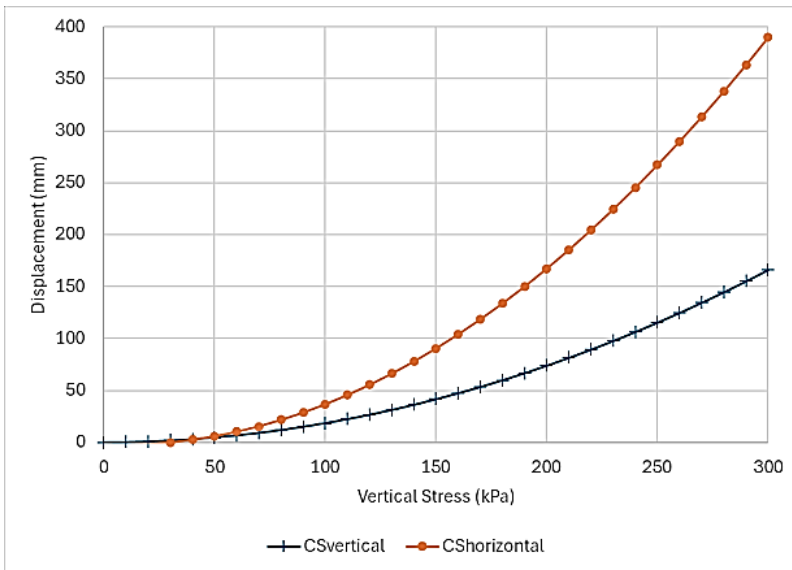
Compression tests revealed that gabion rock exhibited the highest stiffness ($E_{50} = 2.28$ MPa; $E_i = 10.4$ MPa), attributed to its angular particles and strong interlock. Surprisingly, loose sand also showed high stiffness ($E_{50} = 2.07$ MPa), likely due to particle rearrangement under confinement. Compacted sand (1.47 MPa) and crushed stone (1.04 MPa) presented lower values, indicating higher deformability.

These findings highlight that stiffness is influenced more by particle shape and behavior under load than by density alone. Gabion rock demonstrated the best overall performance, while loose sand benefited from the confining effect of the mesh, underscoring the importance of balancing stiffness, strength, and deformability in gabion design. The figures below compare vertical and horizontal displacements under compressive loading for the tested samples.

Fig. 5 Comparison of Vertical and Horizontal Displacements Under Compressive Loading: Loose Sand (i); Compacted Sand (j)

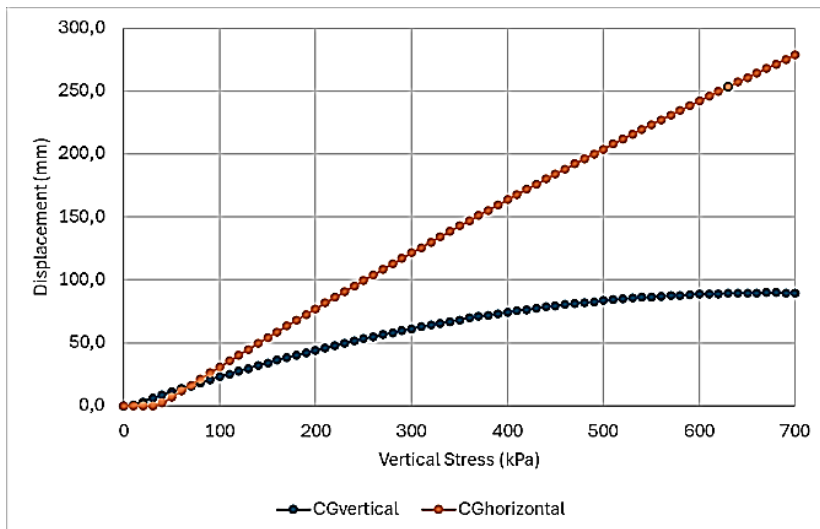


(i)

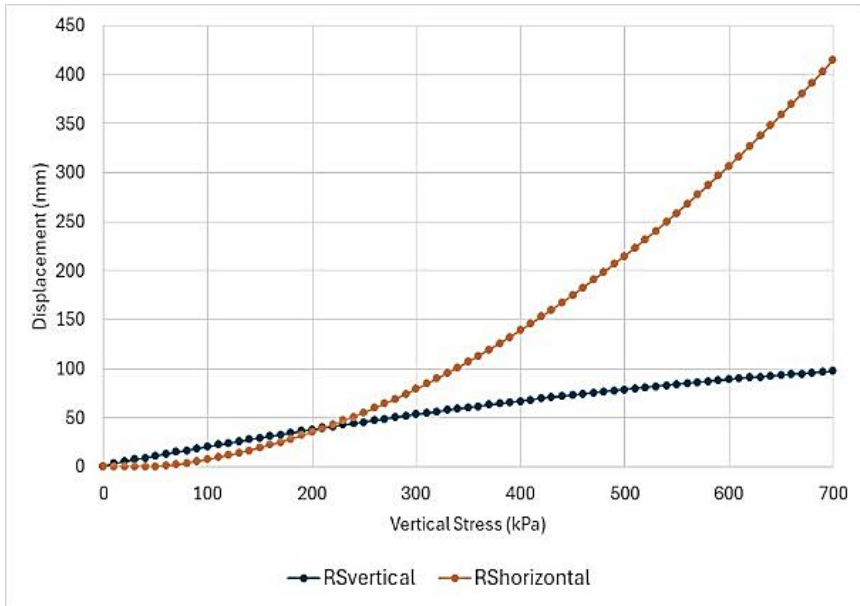


(j)

Fig. 6 Comparison of Vertical and Horizontal Displacements Under Compressive Loading: Crushed Stone (k); Rock Gabion (l)



(k)



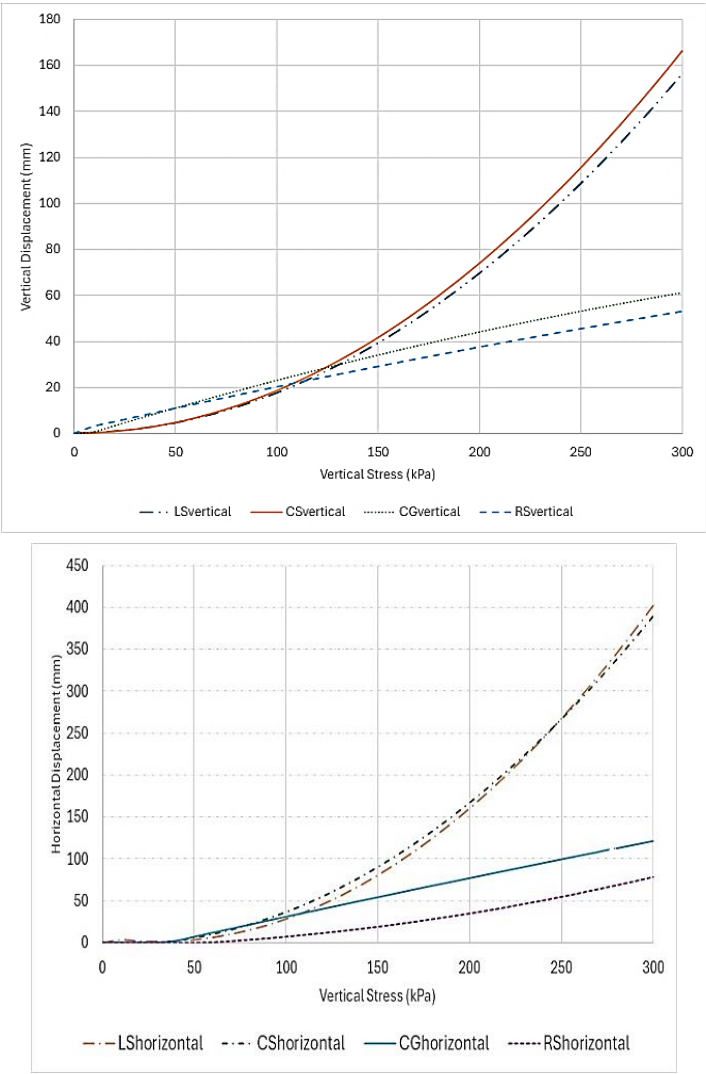
(l)

Displacement curves revealed distinct behaviors among the fill materials. Loose and compacted sands exhibited high lateral deformability (> 400 mm at 300 kPa), indicating that compaction alone provides limited lateral stability. Crushed stone performed best, with significantly lower displacements (270 mm lateral and < 100 mm vertical at 700 kPa), attributed to strong interlock between angular particles. Gabion rock, despite its coarser texture, also showed substantial lateral movement (> 400 mm), suggesting reduced confinement.

Sands exhibited the highest horizontal-to-vertical displacement ratios, reflecting low shear resistance, while crushed stone had the lowest ratio, indicating superior structural stability. Overall, particle shape and interparticle friction proved more influential than compaction alone.

Crushed stone was the most stable material, whereas gabion rock may require enhanced confinement. These results underscore the importance of both material selection and proper cage assembly for optimal gabion performance.

Fig. 7 Vertical Stress–Displacement Curves for the Tested Fill Materials.



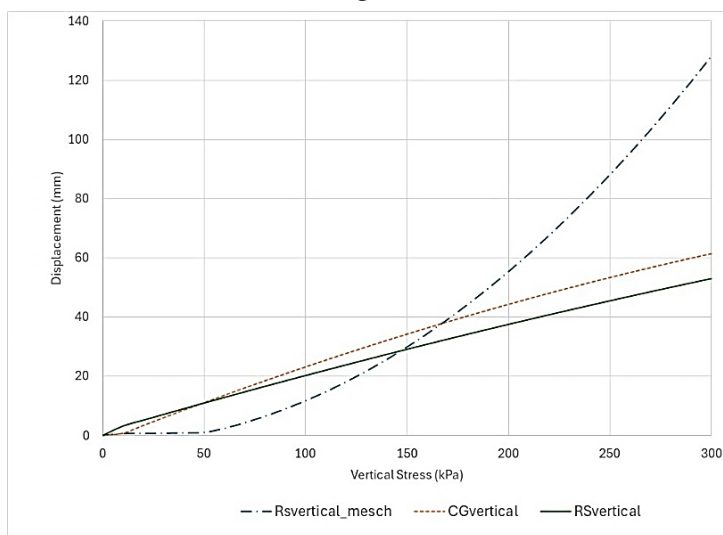
For benchmarking purposes, the results were compared with those from Paschoalin Filho et al. (2020), who tested similarly sized woven mesh gabions and proposed a regression equation ($R^2 = 0.96$). Both gabion types were prepared identically, using the same materials, filling methods, compaction procedures, and mesh wire properties, ensuring a fair comparison. This controlled experimental design allowed the mesh configuration (welded vs. woven) to be isolated as

the primary variable. The comparative stress–displacement behavior is presented in Figure 8.

Table 5. Comparison of Vertical Displacements in Welded and Woven Mesh Gabions Under Two Levels of Compressive Stress

Vertical stress	Welded mesh gabion				Woven mesh gabion
	Gabion Rock	Loose sand	Crushed stone	Compacted sand	Gabion Rock
	Vertical Displacement (mm)				
101kPa	7.5	18.00	20.5	19.00	12
202kPa	38.00	71.02	44.60	75.45	56.5

Fig. 8 Stress-displacement curve comparison between welded mesh and woven mesh gabions.



The comparison between welded and woven mesh gabions under compressive stresses of 101 kPa and 202 kPa revealed distinct deformation patterns. At 101 kPa, the welded gabion filled with gabion rock exhibited the lowest vertical displacement (7.5 mm), while both loose and compacted sands experienced greater

deformation (18–19 mm), and crushed stone presented intermediate behavior (20.5 mm).

At the same stress level, the woven mesh gabion filled with gabion rock displayed a displacement of 12 mm. Under 202 kPa, gabions filled with sand exhibited significant displacements exceeding 70 mm; crushed stone reached 44.6 mm; the woven gabion with gabion rock displaced 56.5 mm; whereas the welded counterpart showed only 38 mm of displacement.

These results indicate that welded mesh gabions provide superior confinement and more efficient load distribution, particularly when filled with coarse, angular materials. The welded units consistently demonstrated reduced deformability due to their enhanced lateral stiffness. Among the fill types tested, gabion rock exhibited the best overall performance, especially when used in conjunction with welded mesh.

In saturated conditions, the use of geotextile liners becomes essential to prevent particle loss and preserve structural integrity. Although this study focused on single-layer, dry specimens, real-world applications often involve stacked gabions and more complex stress environments. Future research should therefore include hydro-mechanical modeling, large-scale physical testing, and numerical simulations to evaluate long-term performance and system interactions. Rather than identifying a universally superior configuration, this study confirms the mechanical feasibility of welded mesh gabions filled with alternative materials for temporary or low height retaining structures.

4. Conclusions

This study investigated the mechanical behavior of welded mesh gabions filled with various granular materials under vertical compression. The results demonstrated that the type of fill significantly influences stiffness, strength, and deformability. Gabion rock provided the best overall performance, combining high stiffness with low deformation. Crushed stone exhibited moderate strength but greater deformability, while loose sand surprisingly outperformed compacted sand in stiffness due to particle rearrangement under load.

Effective gabion design must therefore consider not only compressive strength, but also stiffness and deformation capacity. Welded mesh gabions offered superior lateral confinement compared to woven mesh, making them particularly suitable for temporary or remote applications where conventional rockfill may be unavailable.

Due to their ease of assembly and moderate performance, welded mesh gabions are especially suitable for temporary or emergency structures where long-term exposure is not critical. However, their application in permanent or high-demand settings requires a deeper understanding of their long-term performance and structural limitations.

For fine-grained fills, the use of geotextile liners proved essential to prevent particle loss and enhance mechanical performance. Their inclusion may also influence the interface friction between the fill and the mesh. In the case of fine materials, this can result in reduced overall confinement unless properly accounted for.

Although based on small-scale testing, this study successfully simulated field-like conditions and confirmed the feasibility of using alternative fills in welded mesh gabions. The observed variation in initial stiffness may be attributed to particle shape, gradation, and interlocking behavior, which affect stress transmission within the fill matrix.

The modulus values refer to the secant modulus between 10% and 50% of the peak load, while initial tangent modulus may yield higher values due to early-stage stiffness.

Mechanical evaluation should be aligned with international standards such as ASTM A975, EN 10223, and IS 16014 to ensure consistency and practical relevance. Future studies should include standard tests such as puncture resistance, pull-apart strength, and joint durability, particularly for welded mesh systems.

To ensure acceptable structural performance, serviceability criteria should limit vertical deformation to 1% of the unit height (i.e., 40 mm for 0.4 m boxes) and differential displacement to 0.5% (20 mm), particularly in stacked or assembled configurations. Lateral deformation should also be limited to 1%–2% of the gabion width to prevent bulging or misalignment in layered structures. In this context, incorporating internal diaphragms or bracing elements may offer

additional benefits by reducing both vertical and lateral deformations in larger or multi-layered gabions and should be further investigated.

Environmental durability is another critical consideration. In aggressive or variable environments, such as coastal, polluted, or highly humid regions, zinc coating alone may not be sufficient to ensure long-term performance. In such cases, the use of zinc + polymer (PVC) coated wires, as typically adopted in high-performance woven systems, is strongly recommended to prevent premature corrosion and structural degradation.

Furthermore, welded joints are more susceptible to localized corrosion than continuous wires, particularly under chemical attack, moisture ingress, or saline exposure. Future studies should investigate the long-term integrity of these joints, including mechanical degradation due to corrosion-induced stress concentrations, to better assess structural lifespan in real-world applications.

Due to their rigidity and limited ductility, welded mesh gabions are more vulnerable to damage under differential settlement or seismic loading. Their use should therefore be restricted to static and well-compacted conditions. In contrast, woven mesh gabions, with their greater flexibility and tolerance to deformation, remain the preferred solution in dynamic or unstable environments.

Further investigations are also needed to evaluate the mechanical performance of welded gabion systems in multi-unit configurations. This includes assessing joint behavior, interface friction with surrounding soils or adjacent units, and connection efficiency, all of which play critical roles in the structural integrity of gabion walls. Additionally, mechanical tests such as joint strength, pull-apart resistance, and puncture behavior, especially in accordance with standards like ASTM A975 - should be included in future studies to enable comprehensive evaluation of welded mesh gabions under practical and codified conditions.

The dimensions adopted in this study ($0.4 \times 0.4 \times 0.4$ m) may not fully represent large-scale gabion behavior, particularly with respect to internal stress distribution and boundary conditions. Potential scale effects must therefore be considered when extrapolating the results to field applications.

In summary, while welded mesh gabions demonstrate promising mechanical behavior with alternative fill materials under controlled vertical compression, their broader application in geotechnical structures will require expanded research addressing durability, structural integration, and full-scale performance under varied loading and environmental conditions.

References

- [1] ABNT. (2007). ABNT NBR 7480: Steel wires and bars for concrete reinforcement – Requirements. Brazilian Association of Technical Standards (ABNT), Rio de Janeiro, Brazil, 6 pages.
- [2] ABNT. (2016). ABNT NBR 7181: Soil – Grain size analysis. Brazilian Association of Technical Standards (ABNT), Rio de Janeiro, Brazil, 13 pages.
- [3] ABNT. (2021). ABNT NBR 6508: Soil – Determination of the specific gravity of soil solids. Brazilian Association of Technical Standards (ABNT), Rio de Janeiro, Brazil, 8 pages.
- [4] ABNT. (2023). ABNT NBR 7211: Aggregates for concrete – Specifications. Brazilian Association of Technical Standards (ABNT), Rio de Janeiro, Brazil, 21 pages.
- [5] ASTM D4632/D4632M-15(2021). (2021). Standard Test Method for Grab Breaking Load and Elongation of Geotextiles. ASTM International. https://doi.org/10.1520/D4632_D4632M-15R21
- [6] ASTM D4833-07(2013). (2013). Standard Test Method for Index Puncture Resistance of Geomembranes and Related Products. ASTM International. <https://doi.org/10.1520/D4833-07R13>
- [7] ASTM D6241-22. (2022). Standard Test Method for Static Puncture Strength of Geotextiles and Geotextile-Related Products Using a 50-mm Probe. ASTM International. <https://doi.org/10.1520/D6241>
- [8] Endlich AO, da Silva MA (2019). Use of gabion walls for slope stabilization. **Episteme Transversalis**, 10(3), 1–10.
- [9] Mello Massimino B, Domingos F, Lourenço Silva HH, Previato Junior J, Felício Gonçalo L (2020). Comparative analysis between

tire-soil retaining walls and gabion walls. *Colloquium Exactarum*, 12(4), 18–29. <https://doi.org/10.5747/ce.2020.v12.n4.e335>

[10] Mummadisingh JV, Sengupta A (2023). Study of the dynamic performance of a gabion wall. *Structures*, 50, 576–589. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.04.020>

[11] Paschoalin Filho JA, Camelo DG, Carvalho D, Guernet Dias AJ, Versolatto BAM (2020). Use of construction and demolition of solid wastes for basket gabion filling. *Waste Management and Research*, 20(10), 10 pages.

[12] Subbotin N, Kandrashina V, Kandrashina K, Najmudinova M (2024). Modern structures for slope stability in the design of artificial structures on railroad tracks, *E3S Web of Conferences* 471, 02005 <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202447102005>

[13] Pereira B, Fernandes W. (2023). Gabion Walls—A Remedial Measure for Slope Stabilization. In: Muthukkumaran, K., Umashankar, B., Pitchumani, N.K. (eds) *Earth Retaining Structures and Stability Analysis*. IGC 2021. *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 303. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-19-7245-4_36.

9.5 Mechanical Behavior of Welded Wire Gabions with Alternative Fill Materials Under Axial Loading: An Experimental Study

Paschoalin Filho, J. A.; Rocha, C. V.; Cruz, F. F.; Versolatto, B. A. M.; Guerner Dias, A. J.

Fonte: ROCHA, C. V. **Avaliação do desempenho de gabiões eletrossoldados com diferentes materiais de preenchimento para aplicações em infraestrutura sustentável**. 2025. 119 f. Dissertação (Mestrado em Cidades Inteligentes e Sustentáveis) – Universidade Nove de Julho, São Paulo, 2025.

Abstract

Welded wire mesh gabions are a strong alternative to traditional double-twist gabions in retaining structures. However, comprehensive studies on their mechanical performance remain limited. Due to their enhanced rigidity, welded mesh gabions can accommodate a range of fill materials, such as sand, gravel, and compacted soils, beyond traditional angular rock. This flexibility is particularly useful in emergency situations, where access to coarse granular materials is restricted, allowing for the use of locally sourced alternatives. This study evaluates the feasibility of using different fill materials in welded wire mesh gabions by analyzing their mechanical response under compressive loading. Prototype modules ($0.4 \times 0.4 \times 0.4$ meters) filled with loose sand, compacted sand, and graded crushed stone were tested for compressive strength, vertical and horizontal displacements, and stiffness parameters, including secant and initial tangent moduli. The results showed the influence of material type on both load-bearing capacity and deformation characteristics. These findings provide valuable data for the preliminary design of welded wire mesh gabion systems for temporary or emergency applications. The study also supports rapid deployment strategies for slope stabilization, debris containment, and infrastructure reinforcement in resource-limited environments, aiding engineers in developing cost-effective and sustainable geotechnical solutions.

Keywords: Welded wire gabions; Temporary retaining structures; Slope stabilization; Alternative filling materials.

1. Introduction

Traditionally, gabions are manufactured using hexagonally twisted, zinc-coated wire mesh and filled with angular rock aggregates to ensure structural integrity, minimize voids, and deliver adequate mechanical performance (Mummadisingh & Sengupta, 2023; Urey, 2022). In recent years, welded wire mesh gabions have gained increasing attention as structurally enhanced alternatives, offering superior stiffness due to the welding process and the use of thicker-gauge wires (Subbotin et al., 2024). Unlike conventional double-twist gabions that rely on mechanical interweaving, welded mesh gabions are produced through spot welding, which facilitates greater dimensional precision and modular flexibility.

Recommended infill materials include granite rubble, crushed stone, cobbles, pebbles, and even recycled colored glass, with specific size gradations tailored to the mesh aperture. Typically, the wire mesh is galvanized with a zinc coating not less than 50 g/m², adjusted according to the wire diameter - to enhance durability and corrosion resistance (Subbotin et al., 2024).

In retaining applications, gabion walls tend to improve in structural performance over time as airborne silt and vegetation accumulate within the voids, thereby increasing mass and enhancing internal cohesion (Mummadisingh & Sengupta, 2023). The possibility of sourcing infill materials locally further reinforces their economic viability and environmental appeal (Urey, 2022; Pereira & Fernandes, 2023; Pereira et al., 2021).

While the mechanical behavior of double-twist mesh gabions has been widely investigated (Da Cruz, 2016; Júnior, 2016; Endlich, 2019; Mello Massimino, 2020; Paschoalin Filho 2020, 2024), the literature on welded wire mesh gabions remains limited, particularly with respect to their response under various loading regimes. This paucity of data may hinder the broader adoption of welded gabions in geotechnical design practice.

Additionally, although gabions are widely regarded as effective and adaptable retaining systems, few studies have explored

their performance when filled with alternative materials. Existing research has examined the use of construction and demolition waste as a substitute for natural stone (Paschoalin Filho et al., 2020 e 2024; Nawagamuwa et al., 2012; Vieira & Pereira, 2015; Pereira et al., 2021), but investigations involving other unconventional materials remain scarce, revealing a significant research gap.

The present study aims to address this gap by providing a technical evaluation of welded wire mesh box gabions subjected to compressive loading. The research investigates the feasibility of using alternative fill materials, namely compacted sand, loose sand, and crushed stone, in emergency or resource-limited scenarios where traditional rock infill is unavailable. Experimental testing includes the generation of stress–displacement curves for each material configuration, yielding essential mechanical parameters for preliminary engineering design. Through the analysis of the structural behavior of welded gabions filled with nontraditional materials, this study contributes to the advancement of geotechnical knowledge and supports the expansion of gabion applications in infrastructure and environmental engineering.

2. Material and Methods

Experimental Setup

For the experimental program, box-type gabion units were fabricated using welded wire mesh panels composed of 4 mm diameter steel wires, with rectangular mesh apertures measuring 5 cm in width and 10 cm in height. The panels were joined using helical connectors made from 5 mm diameter wire, each measuring 40 cm in length. Three types of infill materials were evaluated: crushed stone, loose sand, and compacted sand.

To minimize scale effects between the laboratory models and full-scale structures, the filling procedures were carefully designed to replicate the physical and mechanical characteristics of field-constructed gabions. Adjustments were made to approximate representative values of unit weight and porosity typically observed in real-world applications.

For each fill type, three gabion specimens were prepared. Prior to the introduction of fine-grained materials, a nonwoven geotextile

liner was placed inside each gabion unit to prevent particle migration through the mesh openings. After placement, both sand and crushed stone were compacted manually until a consistent and stable volume was achieved. In the case of loose sand, the material was introduced by free fall from a minimum height of 30 cm above the gabion base, thereby preserving a loose packing condition. Following the filling process, the geotextile liner was sewn shut at the top to ensure adequate confinement and preserve the integrity of the infill during loading.

Compression Testing Procedure

Compression tests were performed using an ENIC-brand universal testing machine with a maximum load capacity of 300 kN. This equipment allowed for the controlled application of axial loads and facilitated precise monitoring of the mechanical behavior of the welded wire mesh gabion specimens under compressive stress.

Each specimen was placed between two rigid steel loading plates measuring 500 mm × 500 mm × 20 mm, ensuring uniform stress distribution across the loading interfaces throughout the test.

A progressive loading protocol was adopted, beginning with a preload of 2 kN to stabilize the system and eliminate initial seating effects. Subsequently, vertical loads were applied incrementally in 5 kN steps. At each loading stage, both vertical and lateral displacements were recorded using dial gauges to monitor deformation. Testing proceeded until one of two failure criteria was reached: either load stabilization or the development of excessive lateral displacement indicative of structural failure.

Strain Energy per Unit Volume

To evaluate the energy absorption capacity of each fill material when subjected to vertical compressive loading, the specific deformation energy was estimated by calculating the area under the stress–displacement curve obtained from the compression tests. This area represents the mechanical energy per unit volume absorbed by the material during deformation, providing insight into its ductility and capacity to sustain loads without failure. The calculation was

performed using the trapezoidal numerical integration method, following the expression (1):

$$E = \int \sigma (\Delta) d\Delta \approx \sum \frac{(\sigma_i + \sigma_{i+1})}{2} * (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (1)$$

In this equation, σ is the applied vertical stress (in kPa) and Δ is the corresponding vertical displacement (in mm). The result, expressed in kPa·mm, quantifies the total energy absorbed by the material throughout the compression process.

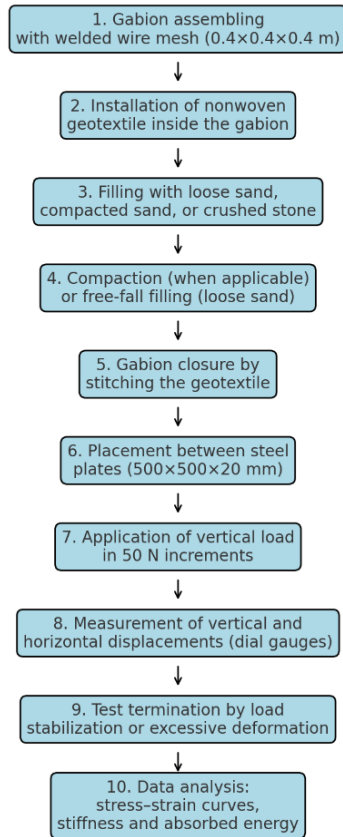
In material testing, especially in compression, this parameter is known as the energy specific to deformation or deformation energy per unit volume. It serves as a practical indicator of the material's ability to absorb mechanical energy and maintain structural performance under service conditions and is particularly useful when comparing different fill materials used in gabions or other geotechnical applications.

It is important to note that this parameter is not equivalent to mechanical work in the classical physics sense, which considers force acting over a distance (typically without normalization by volume). Instead, this is a material property, often referred to as deformation energy per unit volume, and is especially useful for comparing the behavior of different materials under compressive stress. It serves as a practical metric of the material's ability to absorb mechanical energy and maintain structural integrity, particularly in geotechnical applications such as gabions.

Experimental Protocol Performed

To facilitate the understanding of the experimental protocol, Figure 1 presents a flowchart summarizing the main stages involved in the preparation, instrumentation, and testing of the welded wire mesh gabion specimens.

Figure 1. Experimental Protocol for the Evaluation of Welded Wire Mesh Gabions with Alternative Fills



3. Results and discussions

Fill Materials and Physical Characterization

To characterize the physical properties of the fill materials, a series of laboratory tests were conducted in accordance with applicable Brazilian Technical Standards. These included the Brazilian Association of Technical Standards: NBR 7181 (ABNT, 2016) for particle size distribution (ABNT, 2021), NBR 6508 (ABNT, 2023) for the determination of specific gravity of solids and NBR 7211 (ABNT, 2023) for the specification of aggregates for use in concrete. The results obtained from these tests are presented and discussed in the subsequent sections.

a) Sand

- Effective diameter (D_{10}) = 1.0 mm
- Diameter corresponding to 30% passing (D_{30}) = 1.0 mm
- Diameter corresponding to 60% passing (D_{60}) = 1.0 mm
- Coefficient of Uniformity ($C_u = D_{60} / D_{10}$) = 1.0
- Coefficient of Curvature ($C_c = (D_{30}^2) / (D_{10} \times D_{60})$) = 1.0.
- $P_{nat} = 18 \text{ kN/m}^3$.
- $P_s = 26.5 \text{ kN/m}^3$.

The particle size distribution analysis revealed that the material exhibits $D_{10}=D_{30}=D_{60}=1.0 \text{ mm}$ resulting in a Coefficient of Uniformity (C_u) of 1.0 and a Coefficient of Curvature (C_c) also equal to 1.0. These values indicate a uniformly graded soil, predominantly composed of particles with similar diameters.

Based on the grain size distribution curve, the material can be classified as a medium to coarse sand, with the majority of particles ranging between 0.2 mm and 2.0 mm. Considering its continuous gradation and assuming a low fines content, the soil may be preliminarily classified, according to the Unified Soil Classification System (ASTM, 2022), as a well-graded sand (SW).

b) Crushed Stone

- Effective diameter (D_{10}) = 8.82 mm
- Diameter corresponding to 30% passing (D_{30}) = 11.53 mm
- Diameter corresponding to 60% passing (D_{60}) = 14.86 mm
- Coefficient of Uniformity ($C_u = D_{60} / D_{10}$) = 1.69
- Coefficient of Curvature ($C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$) = 1.0
- $P_{nat} = 22 \text{ kN/m}^3$.

The results indicate that the analyzed crushed stone exhibits a relatively narrow particle size distribution, with most particles ranging from approximately 8 mm to 19 mm, corresponding to a #2 gravel classification according to NBR 7211 (ABNT, 2023). Coefficient of Uniformity ($C_u=1.69$) is considered low, indicating that the material is poorly graded, whereas the Coefficient of Curvature ($C_c=1.0$) falls within the range typically associated with well-graded soils.

Despite this, the restricted particle size range confirms the material's poor gradation, which may adversely affect packing efficiency and limit mechanical interlock between particles. Taking these characteristics into account, along with the negligible fines content, the material can be preliminarily classified, following the Unified Soil Classification System (ASTM, 2022), as a poorly graded gravel (GP).

Mechanical Behavior under Compressive Loading

The physical characteristics of the tested specimens are shown in tables 1, 2 and 3 below.

Table 1. Dimensional and Volumetric Properties of Specimens – Loose Sand

Specimen	Volume (m ³)	Mass (kN)	Unit weight (kN/m ³)	Porosity (%)
LS1	0.064	1.15	18.05	30.6
LS2	0.064	1.10	17.32	33.4
LS3	0.064	1.15	18.03	30.65
Mean	---	1.13	17.80	31.55
Standard deviation	---	0.028	0.41	1.60
Coefficient of variation	---	2.47%	2.30%	5.07

Table 2. Dimensional and Volumetric Properties of Specimens – Compacted Sand

Specimen	Volume (m ³)	Mass (kN)	Unit weight (kN/m ³)	Porosity (%)
CS1	0.064	1.37	21.41	17.65
CS2	0.064	1.37	21.41	17.80
CS3	0.064	1.37	21.41	17.70
Mean	---	---	---	17.71
Standard deviation	---	---	---	0.076
Coefficient of variation	---	---	---	0,43

Table 3. Dimensional and Volumetric Properties of Specimens –Crushed Stone #2

Specimen	Volume (m ³)	Mass (kN)	Unit weight (kN/m ³)	Porosity (%)
CG1	0.064	1.36	21.22	18.40
CG2	0.064	1.36	21.24	18.30
CG3	0.064	1.36	21.23	18.35
Mean	---	---	21.23	18.35
Standard deviation	---	---	0.01	0.05
Coefficient of variation	---	---	0.47	0.27

Regarding the Loose Sand results presented in Table 1, unit weight values ranged from 17.32 kN/m³ (specimen LS2) to 18.05 kN/m³ (specimen LS1), with a mean value of 17.80 kN/m³. Porosity varied between 30.6% and 33.4%, yielding an average of 31.55%. The coefficient of variation was 2.30% for unit weight and 5.07% for porosity, indicating moderate variability in density and void content among the specimens.

As summarized in Table 2, the Compacted Sand specimens exhibited a constant unit weight of 21.41 kN/m³, reflecting excellent uniformity in compaction. Porosity values ranged narrowly between 17.65% and 17.80%, with a standard deviation of only 0.076% and a coefficient of variation of 0.43%. The minimal variability among specimens highlights the effectiveness and reproducibility of the compaction methodology adopted.

Table3 presents the physical characteristics of Crushed Stone #2, where unit weight ranged from 21.22 kN/m³ to 21.24 kN/m³, with a mean of 21.23 kN/m³. Porosity values were consistently between 18.30% and 18.40%, averaging 18.35%. The coefficients of variation were 0.47% for unit weight and 0.27% for porosity, indicating very low variability and high reproducibility.

The following section presents the stress–displacement curves derived from the unconfined compression tests, offering insight into

the mechanical performance and deformation characteristics of the gabion specimens filled with each material. Figures 2, 3 and 4 present stress – displacement curves obtained from the tests performed. Tables 4 and 5 show the results obtained by the curves analysis.

Figure 2. Vertical Stress–Vertical Displacement Curves Obtained from Compression Tests: Loose Sand

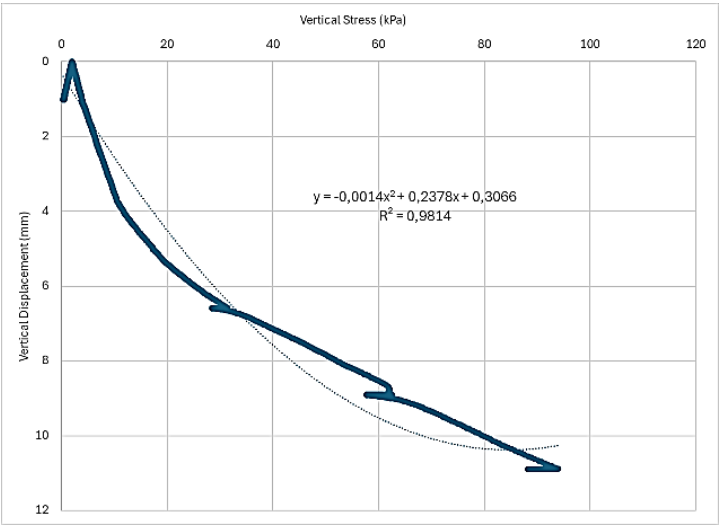


Figure 3. Vertical Stress–Vertical Displacement Curves Obtained from Compression Tests: Compacted Sand

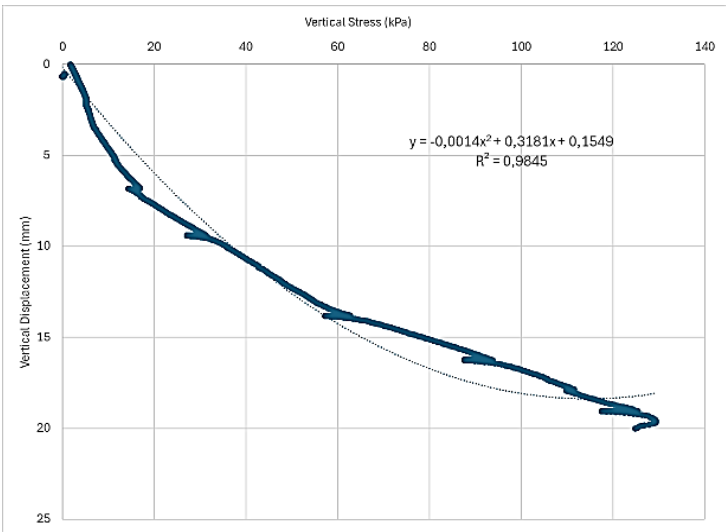


Figure 4. Vertical Stress–Vertical Displacement Curves Obtained from Compression Tests: Crushed Stone.

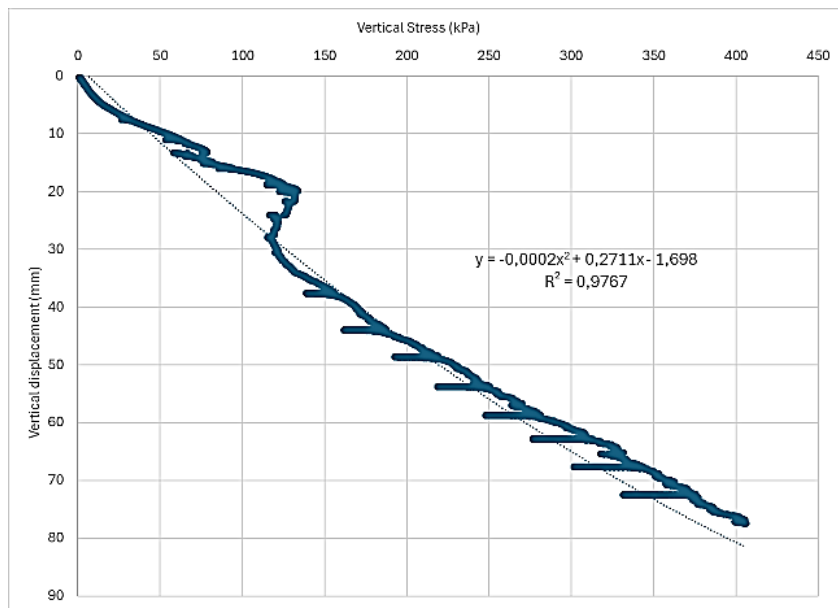


Table 4. Regression Equations, Coefficient of Determination (R^2), Maximum Stress, and Maximum Vertical Displacement for Specimens Under Compressive Loading

Specimen	Regression equation	R^2	Maximum stress reached (kPa)	Maximum vertical displacement reached (mm)
LSmean	$y = -0.0014x^2 + 0.2378x + 0.3066$	0.98	95	10.26
CSmean	$y = -0.0014x^2 + 0.3181x + 0.1549$	0.98	130	17.85
CGmean	$y = -0.0002x^2 + 0.2711x - 1.698$	0.97	400	74.74

Where: LSmean: mean curve - loose sand; CSmean: mean curve – compacted sand; CGmean: mean curve crushed stone.

Table 5. Vertical Displacement: Secant Modulus (E_{50}) and Initial Tangent Modulus (E_i) for Specimens Under Compressive Loading

Specimen	Secant modulus (E_{50})	Initial tangent modulus (E_i)
LSmean	4 MPa	4 MPa
CSmean	2.24 MPa	2.24 MPa
CGmean	2 MPa	2 MPa

Where: LSmean: mean curve - loose sand; CSmean: mean curve – compacted sand; CGmean: mean curve crushed stone.

In turn, gabions filled with coarse gabion rock reached the highest maximum stress (470 kPa) and vertical displacement (75.25 mm) but exhibited intermediate stiffness values ($E_{50} = E_i = 2.86$ MPa). This result suggests that, although the material offers high load-bearing capacity due to its coarse and angular particles, it also allows significant deformation under increasing loads. The moderate stiffness observed may be attributed to the irregular particle geometry and larger interstitial voids, which facilitate particle rearrangement and lateral expansion when subjected to vertical compression.

These findings highlight the complex interaction between particle size, shape, and packing condition in defining the mechanical behavior of granular fills in gabion structures. Notably, the fact that loose sand exhibited the highest stiffness moduli despite having the lowest strength underscores the importance of evaluating both strength and deformability characteristics when selecting fill materials.

Overall, the use of deformation moduli (E_{50} and E_i) offers a more comprehensive understanding of each material's mechanical response, allowing for more accurate predictions of structural performance. The next section presents the average curves associated with the horizontal displacements measured during the compression tests. Figures 5-7 show the obtained curves stress-horizontal displacements. Tables 6 and 7 provide the results by the curves analysis.

Figure 5. Vertical Stress–Horizontal Displacement Curves Obtained from Compression Tests: Loose Sand.

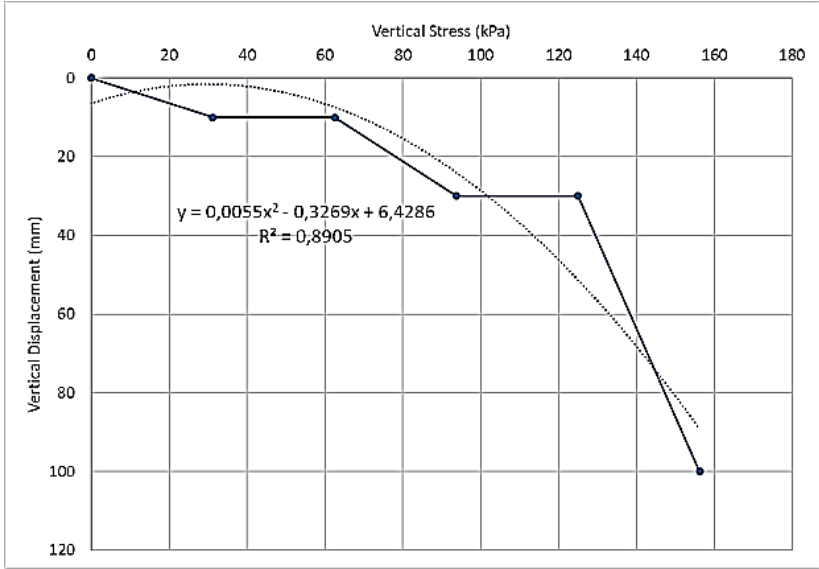


Figure 6. Vertical Stress–Horizontal Displacement Curves Obtained from Compression Tests: Compacted Sand.

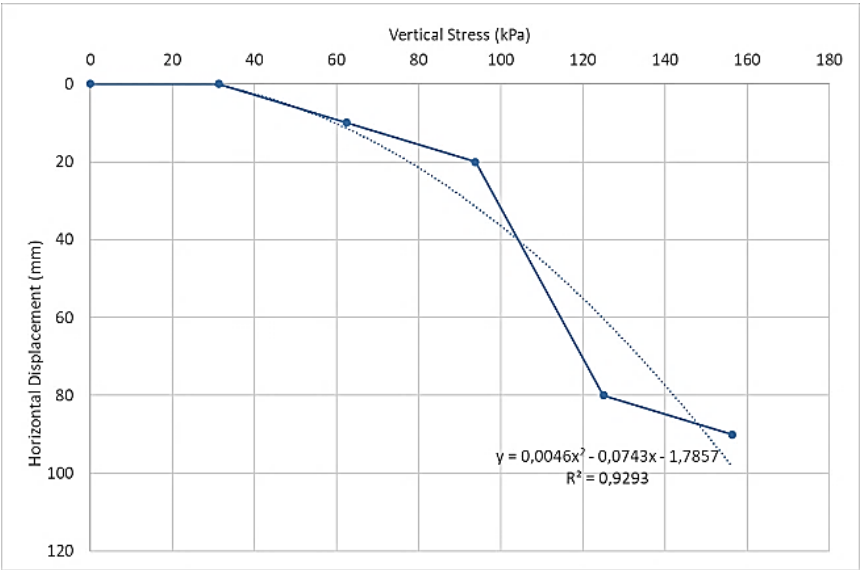


Figure 7. Vertical Stress–Horizontal Displacement Curves Obtained from Compression Tests: Crushed Stone.

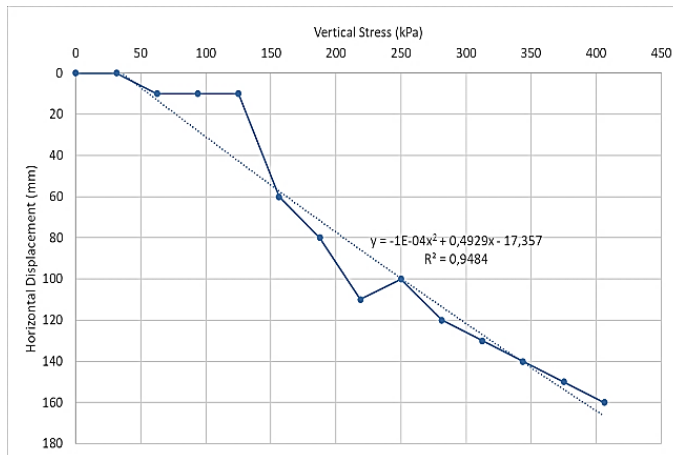


Table 6. Regression Equations, Coefficient of Determination (R^2), Maximum Stress, and Maximum Vertical Displacement for Specimens Under Compressive Loading

Specimen	Regression equation	R2	Maximum stress reached (kPa)	Maximum horizontal displacement reached (mm)
LSmean	$y=0.0055x^2-0.3269x+6.4286$	0.90	158	100
CSmean	$y=0.0046x^2-0.0743x-1.7857$	0.93	156	90
CGmean	$y=-1 \times 10^{-4}x^2+0.4929x-17.357$	0.94	410	168

Where: LSmean: mean curve - loose sand; CSmean: mean curve – compacted sand; CGmean: mean curve crushed stone.

Table 7. Vertical Displacement: Secant Modulus (E_{s0}) and Initial Tangent Modulus (E_i) for Specimens Under Compressive Loading

Specimen	Secant modulus (E_{s0})	Initial tangent modulus (E_i)
LSmean	2.07 MPa	0.8 MPa
CSmean	1.47 MPa	0.6 MPa
CGmean	1.04 MPa	0.8 MPa

Where: LSmean: mean curve - loose sand; CSmean: mean curve – compacted sand; CGmean: mean curve crushed stone.

As presented in Table 6, the average curve for the gabion filled with crushed stone exhibited the greatest horizontal displacement, reaching 168 mm under a vertical stress of 410 kPa. In comparison, the compacted sand configuration reached 90 mm under 156 kPa, while loose sand reached 100 mm under 158 kPa. These results suggest that although crushed stone provides superior vertical load-bearing capacity, its granular and less cohesive nature promotes greater lateral deformation under elevated stress conditions. The regression models fitted to the average horizontal displacement curves demonstrated strong goodness-of-fit, as indicated by the coefficient of determination (R^2).

Table 7 presents the deformation moduli derived from the horizontal displacement data. The highest secant modulus (E_{50}) was observed for the gabion filled with loose sand (2.07 MPa), followed by compacted sand (1.47 MPa) and crushed stone (1.04 MPa). This trend may reflect the materials' differing abilities to reorganize laterally under vertical stress. Despite its lower density, loose sand exhibited higher initial resistance to lateral deformation, likely due to interparticle friction and confinement effects imposed by the wire mesh.

In summary, the results demonstrate that the type of fill material has a pronounced influence on the lateral deformation behavior of welded wire mesh gabions. While graded crushed stone ensures high vertical load capacity, it is more susceptible to lateral displacement. Conversely, loose sand, despite its lower strength, exhibits greater stiffness in the early stages of lateral deformation. Therefore, the selection of fill material should consider not only ultimate compressive strength, but also the lateral performance of the structure, particularly in applications where earth pressure management and horizontal displacement limitations are of critical importance.

Figures 8, 9 and 10 present a comparative analysis of vertical and horizontal displacements based on the average curves obtained for each gabion configuration.

Figure 8. Comparison of Vertical and Horizontal Displacements Under Compressive Loading: Loose Sand

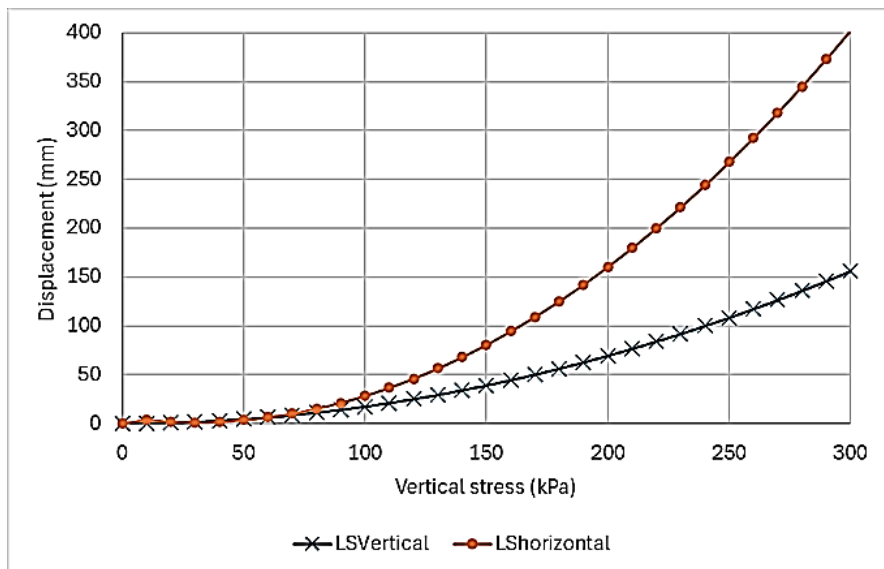


Figure 9. Comparison of Vertical and Horizontal Displacements Under Compressive Loading: Compacted Sand

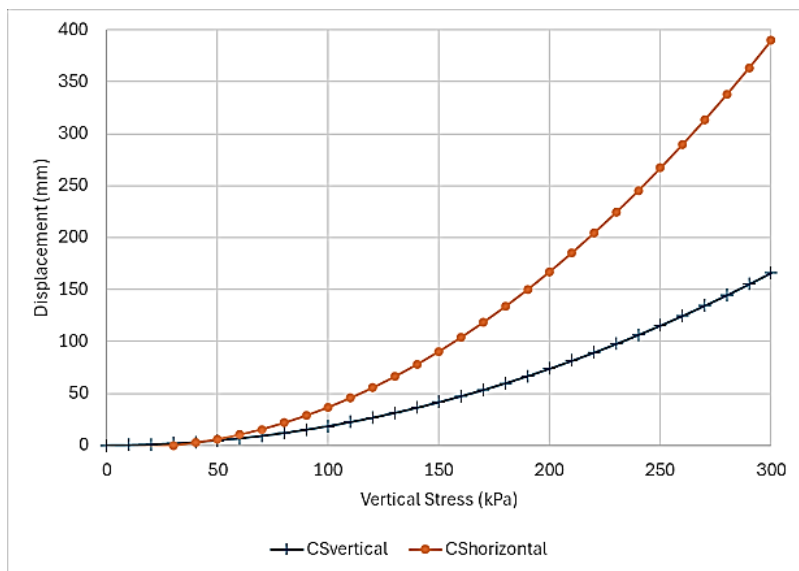
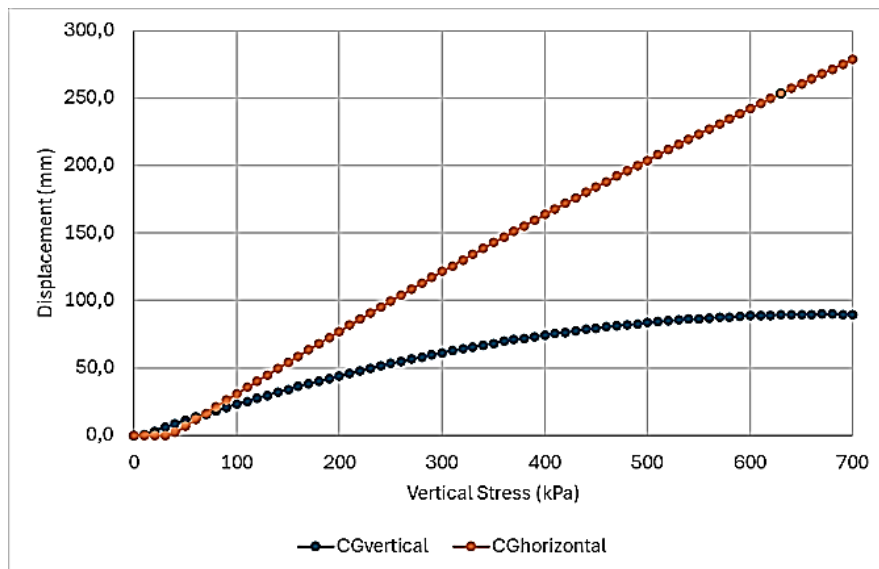


Figure 10. Comparison of Vertical and Horizontal Displacements Under Compressive Loading: Crushed Stone.



For the gabions filled with loose sand, the results indicate that horizontal displacement exceeds vertical displacement throughout the entire loading range. The horizontal displacement curve exhibits an exponential growth trend, reaching values above 350 mm, equivalent to approximately 87.5% of the initial gabion width (400 mm). In contrast, the vertical displacement remains below 150 mm, or 37.5% of the original height. This behavior suggests that, although loose sand exhibits some degree of initial stiffness, it undergoes significant lateral deformation as vertical stress increases. This is likely attributable to the material's low interparticle cohesion and the limited confinement offered by the wire mesh structure.

In the case of compacted sand, a similar pattern emerges, with horizontal deformation again surpassing vertical deformation. The horizontal displacement reaches approximately 380 mm, corresponding to 95% of the gabion width, while vertical displacement approaches 160 mm, or 40% of the original height. Although compaction enhanced the material's rigidity, it did not eliminate its tendency to deform laterally under elevated compressive loads. These findings underscore the critical role of confinement in enhancing the

performance of granular materials in gabion structures, even when compacted.

Conversely, gabions filled with crushed stone demonstrated a distinct behavioral pattern. While horizontal deformation remained predominant, the discrepancy between horizontal and vertical displacement was less pronounced. Horizontal displacement reached approximately 270 mm (67.5% of the width), and vertical displacement remained around 80 mm (20% of the height). The corresponding displacement curves indicate a more linear and stable mechanical response, attributed to the crushed stone's greater internal stiffness, enhanced load redistribution capability, and mechanical interlocking between aggregates. The subsequent figure presents a focused comparison of vertical displacements for all gabion configurations, limited to a maximum vertical stress of 300 kPa, based on the respective average curves. Figures 11 and 12 show comparisons among the obtained curves for horizontal and vertical displacements for each tested filling material.

Figure 11. Vertical Stress–Vertical Displacement Curves for the Tested Fill Materials

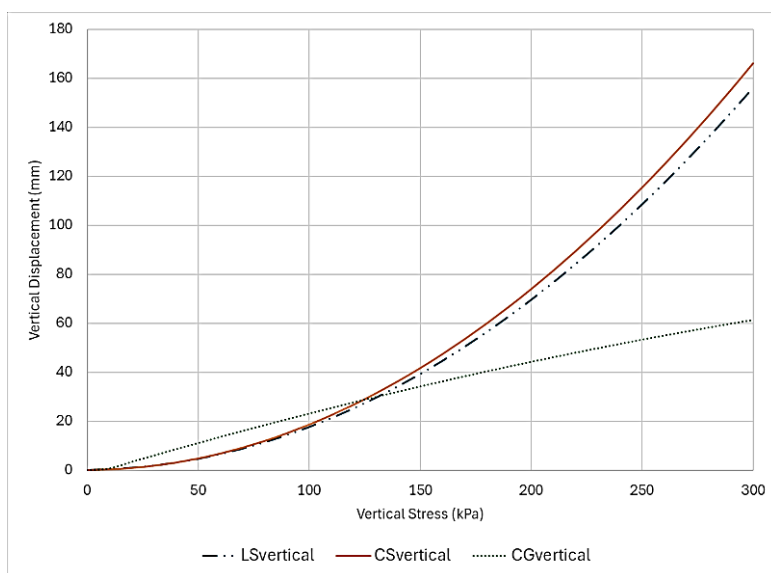
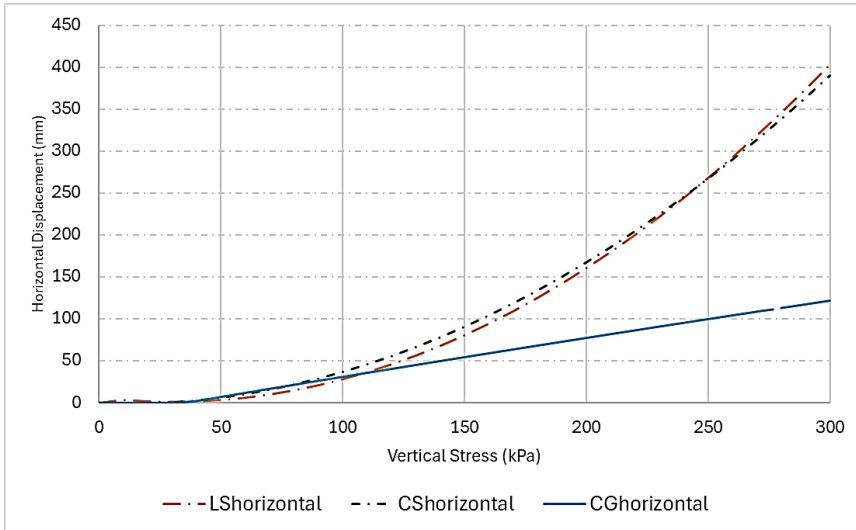


Figure 12. Vertical Stress–Horizontal Displacement Curves for the Tested Fill Materials



In the vertical displacement graph, the curve corresponding to gabions filled with compacted sand (CS) exhibited the greatest deformation throughout most of the loading range. The CSvertical curve follows an exponentially increasing trend, reaching approximately 170 mm under 300 kPa, equivalent to 42.5% of the original gabion height (400 mm). This behavior indicates that, despite compaction, the material remains susceptible to significant vertical deformation under high stress levels.

Similarly, the loose sand (LS) curve showed substantial vertical deformation, reaching approximately 150 mm (37.5% of the initial height). Although these values are slightly lower than those observed for compacted sand, they reinforce the characterization of loose sand as highly deformable, with limited resistance to vertical compression.

In contrast, the graded crushed stone (CG) curve demonstrated superior vertical stiffness. The CGvertical curve exhibited a near-linear trend, reaching only 60 mm of displacement at 300 kPa, 15% of the original gabion height. This outcome confirms the enhanced load-bearing capacity and deformation resistance provided by the interlocking of coarse aggregates.

The horizontal displacement graph revealed even more pronounced differences among the fill materials. Gabions filled with loose sand and compacted sand exhibited sharply exponential displacement trends, reaching values exceeding 400 mm and 380 mm, respectively equivalent to 95–100% of the initial gabion width (400 mm). Such extensive lateral deformation indicates a critical tendency toward horizontal expansion under vertical stress, raising structural concerns related to loss of containment and the need for enhanced external confinement, particularly in sandy fills.

Conversely, the gabions filled with graded crushed stone showed the lowest horizontal deformation among the three configurations. The CG horizontal curve displayed a gradual and stable increase, reaching approximately 120 mm under 300 kPa, or 30% of the gabion width. This behavior underscores the effectiveness of mechanical interlock between coarse aggregates in limiting lateral deformation and enhancing structural stability.

Considering the average unit weights presented in Tables 1–3, 17.80 kN/m³ for loose sand (LS), 17.71 kN/m³ for compacted sand (CS), and 18.35 kN/m³ for graded crushed stone (CG), the overall mean unit weight of the tested gabions is 17.95 kN/m³, with a standard deviation of 0.34 kN/m³ and a coefficient of variation of 1.93%.

Under these conditions, a vertical stress of 300 kPa would correspond to a gabion wall approximately 17 meters high, which is technically unfeasible for emergency retaining structures due to excessive height and the associated construction challenges.

However, considering a more realistic wall height of 3 meters, a typical value in practical gabion retaining wall designs. The estimated vertical stress at the base would be approximately 54 kPa. Based on this load level and the curves presented in Figures 10 and 11, the predicted vertical and horizontal displacements for each fill material are as follows. Table 8 shows the displacements obtained for a vertical stress equivalent to 54 kPa.

Table 8. Vertical and Horizontal Displacements for a Vertical Stress Equivalent to 54 kPa

Filling material	Displacement (mm)	L/ Δ L (%)	Anisotropy ratio ($\Delta h/\Delta v$)
LS	v=5.36	1.34	0.87
	h=4.67	1.16	
CS	v=5.54	1.38	1.37
	h=7.6	1.90	
CG	v=12.1	3.00	0.74
	h=9.0	2.22	

Where: L/ Δ L = ratio between the initial height (or width) and the displacement obtained

As shown in Table 8, both vertical and horizontal displacements vary significantly across the three materials evaluated: loose sand (LS), compacted sand (CS), and graded crushed stone (CG).

In relative terms, crushed stone (CG) exhibited the highest deformations, with approximately 3% in the vertical and 2.22% in the horizontal direction. This behavior reflects a greater tendency for volumetric rearrangement under moderate stress and limited confinement. While CG demonstrated superior compressive strength at higher load levels (e.g., under 300 kPa), its performance under service conditions revealed notable deformability, likely due to its coarser granulometry and lower initial packing density.

In contrast, loose sand (LS) presented the lowest relative displacements, with 1.34% vertical and 1.16% horizontal strain. These results suggest that, despite the absence of compaction, internal friction and particle interlock were sufficient to limit deformation under low to moderate loading.

Compacted sand (CS) demonstrated intermediate behavior, with moderate displacement values but the highest anisotropy ratio ($\Delta h/\Delta v = 1.37$). This result suggests a greater tendency toward lateral expansion when vertically loaded, possibly due to residual lateral

stress release from the compaction process or heterogeneous particle contact force distribution.

This finding reinforces the notion that initial stiffness does not necessarily equate to minimal deformation at service stress levels and highlights the importance of evaluating material behavior not only under ultimate loads but also under realistic field conditions.

Therefore, the relatively low predicted displacements for LS and CS, particularly values below 6 mm vertically and 8 mm horizontally, indicate that these materials may be viable alternatives for temporary or emergency retaining structures, especially in contexts where conventional rock-based fill is unavailable, impractical, or cost-prohibitive.

Furthermore, the graphical results presented in Figures 10 and 11 serve as a valuable reference for preliminary design, enabling practitioners to estimate expected deformation ranges for welded wire mesh gabions under varying compressive load scenarios. The following figures present the calculated strain energy per unit volume under vertical loading for each filling material, offering additional insight into energy dissipation capacity and structural ductility. Figures 12 and 13 show stress–displacement Curves and Absorbed Energy of Gabion Fill Materials for $\sigma_{\max}=54\text{kPa}$ and 300kPa .

Figure 13. Stress–Displacement Curves and Absorbed Energy of Gabion Fill Materials ($\sigma_{\max} = 54 \text{ kPa}$)

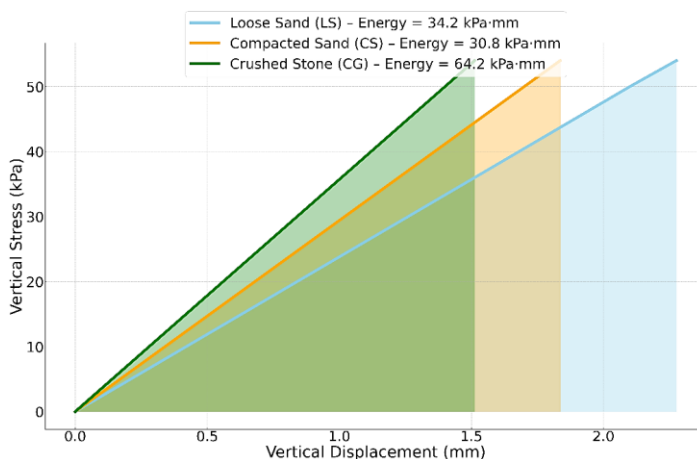
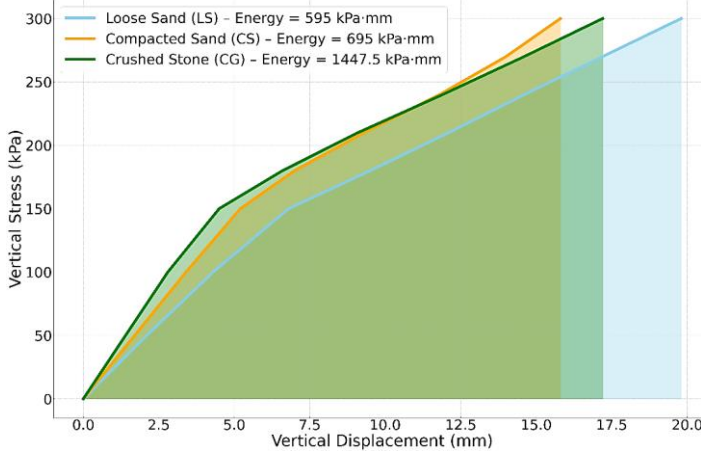


Figure 14. Stress–Displacement Curves and Absorbed Energy of Gabion Fill Materials ($\sigma_{\max}=300\text{kPa}$)



The specific strain energy, also known as strain energy per unit volume, refers to the amount of energy that a material can store during the deformation process, normalized by its volume. In compression tests, the area under the stress–displacement curve represents the energy absorbed by the material as it deforms. When this energy is divided by the material's volume, the specific strain energy is obtained. This is typically expressed in units of $\text{kPa}\cdot\text{mm}$, where kPa (kilopascal) represents the applied stress and mm (millimeter) represents the displacement, both of which are necessary to quantify the energy absorbed per unit of material volume. This unit allows for the comparison of energy absorption capacities of different materials, regardless of their density or volume.

The analysis illustrated in Figures 13 and 14 provides critical insights not only into the magnitude of deformations under loading but also into the overall structural behavior of the system throughout the entire loading process. The absorbed energy, represented by the shaded area beneath the stress versus displacement curves, quantifies the mechanical work performed by the applied load during deformation and reflects the system's ability to dissipate stress, an attribute directly associated with ductility, stability, and resilience under service conditions.

Under a representative service stress of 54 kPa, corresponding to a 3 meters high gabion wall, the results shown in Figure 13 indicate that gabions filled with graded crushed stone (CG) absorbed the highest amount of energy (64.2 kPa.mm), followed by loose sand (34.2 kPa.mm) and compacted sand (30.8 kPa.mm).

These findings demonstrate that even under moderate stress levels, crushed stone begins to dissipate more energy, which may be beneficial for applications exposed to dynamic loading, impacts, or differential settlements.

However, this higher energy absorption capacity of CG is also associated with more pronounced vertical and horizontal displacements, which may limit its performance in applications requiring strict deformation control.

In contrast, sand-filled gabions exhibited a stiffer and more stable mechanical response, with lower deformations and more predictable behavior under load. In particular, loose sand (LS) outperformed compacted sand, despite its lower density, by exhibiting a more favorable balance between initial stiffness and energy dissipation. This performance may be attributed to the enhanced ability of LS to undergo internal particle rearrangement and to intergranular friction under confinement, allowing the system to accommodate stresses with limited deformation.

A significant feature observed in Figure 14 is the noticeable change in the slope of the stress versus displacement curves for all materials at approximately 5 mm of vertical displacement. This inflection point indicates a transition in mechanical behavior, where the systems begin to exhibit reduced stiffness, that is, a lower rate of stress increase per unit deformation. From a physical standpoint, this shift is likely associated with internal particle rearrangement, loss of interlocking structures (particularly in the case of CG), and the increasing role of lateral confinement provided by the welded mesh and geotextile liner. This behavior characterizes the onset of nonlinear deformation, marking the transition from a pseudo-elastic regime to a more plastic or ductile response. This transition is especially relevant from a design perspective, as it signals the threshold beyond which deformations increase significantly with diminishing gains in load-carrying capacity.

Under maximum loading conditions (300 kPa), as shown in Figure 14, the differences between the materials become even more evident. Gabions filled with crushed stone (CG) absorbed 1447.5 kPa.mm, far exceeding the values recorded for compacted sand (695 kPa.mm) and loose sand (595 kPa.mm). These results reinforce the ductile and energy-absorbing behavior of CG under high stress levels, supporting its use in permanent structures and in applications where greater deformations can be tolerated.

Nevertheless, the trade-off between energy absorption and deformation must be carefully considered. The higher energy capacity of CG is accompanied by more substantial displacements, which may be undesirable in cases where lateral displacement control is critical.

On the other hand, sand-filled gabions, especially those with loose sand, exhibited more controlled and stable vertical deformation profiles throughout the loading stages. This behavior may be particularly advantageous in emergencies or temporary applications, where the primary goal is to ensure structural stability using locally available materials and rapid construction methods.

In addition to the mechanical performance observed in this study, broader considerations related to sustainability and long-term behavior should be acknowledged. From a sustainability standpoint, the use of non-traditional fill materials, such as loose or compacted sand, in welded wire mesh gabions presents environmental and logistical benefits. These include the possibility of using locally available materials, reducing transportation emissions, and avoiding the extraction of quarry rock from environmentally sensitive areas. Furthermore, in emergency or remote contexts, such solutions can lower the carbon footprint and accelerate response time for critical infrastructure.

While the short-term behavior of the tested specimens under simple compression proved effective for temporary applications, further research is needed to evaluate their long-term performance under cyclic loading, weathering, or creep effects. The granular nature of sand may induce progressive internal rearrangement or confinement loss, especially under prolonged service conditions or dynamic actions. Full-scale testing and field validation are recommended to

investigate these aspects and support broader implementation of alternative fill materials in welded mesh gabion systems.

4. Conclusions

Gabions filled with crushed stone demonstrated the highest compressive strength and the largest vertical displacement, reflecting their ability to withstand substantial vertical loads. However, despite their strength, these gabions exhibited significant lateral displacement, which indicates a potential vulnerability in applications requiring strict control over horizontal movements. This characteristic highlights the importance of evaluating not only vertical load-bearing capacity but also lateral stability, particularly for structures exposed to dynamic loading or ground movement.

In contrast, compacted sand exhibited intermediate performance, reaching a maximum vertical stress of 130 kPa with a displacement of 17.85 mm. This material, while offering lower compressive strength compared to crushed stone, demonstrated superior stiffness and controlled displacement. Compacted sand thus represents a practical solution for retaining applications where moderate compressive loads and limited lateral movement are expected. Its performance suggests its potential as a reliable, cost-effective alternative for temporary structures.

Loose sand, although showing the lowest compressive strength and vertical displacement, presented the highest stiffness among the materials tested. This result underscores the material's resistance to deformation in the early stages of loading, which could be particularly useful in scenarios where immediate structural performance is required. Despite its lower load-bearing capacity, loose sand's ability to resist early-stage deformation makes it a viable option for temporary applications where ease of construction and rapid deployment are critical.

The strain energy per unit volume analysis further reinforced these findings, with crushed stone exhibiting the highest energy absorption capacity, followed by compacted sand and loose sand. These differences highlight the varying abilities of each material to absorb mechanical energy before failure, a key consideration for gabion performance in real-world conditions. Crushed stone's higher

energy absorption capacity, however, was accompanied by increased displacements, making it less suitable for applications where deformation control is paramount.

The results underscore the potential of welded mesh gabions as a versatile solution for temporary and emergency retaining structures, particularly in situations where access to traditional rockfill is limited or where rapid deployment is necessary. The ability to use locally sourced materials, such as sand and gravel, further enhances the economic and environmental benefits of this approach.

For the academic community, this research provides valuable data on the mechanical behavior of welded wire mesh gabions, contributing to the understanding of their use in various geotechnical applications. It also lays the groundwork for future studies that could explore other unconventional fill materials, such as construction and demolition waste, to further broaden the applicability of gabions in sustainable engineering practices.

References

- ABNT. (2016). NBR 7181: Soil – Grain size analysis. Brazilian Association of Technical Standards (ABNT).
- ABNT. (2021). NBR 6508: Soil – Determination of the specific gravity of soil solids. Brazilian Association of Technical Standards (ABNT).
- ABNT. (2023). NBR 7211: Aggregates for concrete – Specifications. Brazilian Association of Technical Standards (ABNT).
- ASTM. (2022). D2487-17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International.
- Da Cruz, L. B., & Braghin, M. F. L. (2016). Study on the use of gabion-type retaining structures. *Colloquium Exactarum*, 8(1), 33–39. <https://doi.org/10.5747/ce.2016.v08.n1.e154>
- Endlich, A. O., & da Silva, M. A. (2019). Use of gabion walls for slope stabilization. *Episteme Transversalis*, 10(3), 1–10.

Júnior, A. M. M., & Viana, P. M. F. (2016). Analysis of the external stability of a gabion wall near the Marginal Botafogo Viaduct. *Construindo*, 8(1), 69–80.

Mello Massimino, B., Domingos, F., Lourenço Silva, H. H., Previato Junior, J., & Felício Gonçalo, L. (2020). Comparative analysis between tire-soil retaining walls and gabion walls. *Colloquium Exactarum*, 12(4), 18–29. <https://doi.org/10.5747/ce.2020.v12.n4.e335>

Mummadisingh, J. V., & Sengupta, A. (2023). Study of the dynamic performance of a gabion wall. *Structures*, 50, 576–589. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.04.020>

Nawagamuwa, U. P., Madarasinghe, D. L., Goonatillake, M. D. M. J., Karunarathna, H. J. D., & Gunaratne, M. (2012, December). Sustainable reuse of Brownfield properties in Sri Lanka as a gabion fill material. In *ICSBE-2012: International Conference on Sustainable Built Environment*, pp. 14–16. Kandy, Sri Lanka.

Paschoalin Filho, J. A., Camelo, D. G., Carvalho, D., Guernet Dias, A. J., & Versolatto, B. A. M. (2020). Use of construction and demolition of solid wastes for basket gabion filling. *Waste Management and Research*, 20(10), Article 10.

Paschoalin Filho, J. A., Marcondes Versolatto, B. A., Ghermand, A., & others. (2024). Assessment of wastes used as gabion filling for lining works of a river located in Brazil. *Arabian Journal of Geosciences*, 17, 240. <https://doi.org/10.1007/s12517-024-12042-y>

Pereira, B., & Fernandes, W. (2023). Gabion walls—A remedial measure for slope stabilization. In K. Muthukkumaran, B. Umashankar, & N. K. Pitchumani (Eds.), *Earth retaining structures and stability analysis (Lecture Notes in Civil Engineering, Vol. 303)* Springer. https://doi.org/10.1007/978-981-19-7245-4_36

Perera, J. S., Lam, N., Disfani, M. M., & Gad, E. (2021). Experimental and analytical investigation of an RC wall with a gabion cushion subjected to boulder impact. *International Journal of Impact Engineering*, 151, 103823. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2020.103823>

OSubbotin, N. Kandrashina, V. Kandrashina, K. Najmudinova, Modern structures for slope stability in the design of artificial

structures on railroad tracks, E3S Web of Conferences 471, 02005 (2024). <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202447102005>

Uray, E. (2022). Gabion structures and retaining walls design criteria. *Advanced Engineering Science*, 2, 127–134. <https://doi.org/10.5281/zenodo.7471855>

Vieira, C. S., & Pereira, P. M. (2015). Use of recycled construction and demolition materials in geotechnical applications: A review. *Resources, Conservation and Recycling*, 103, 192–204.

9.6 Assessment of Wastes Used as Gabion Filling for Lining Works of a River Located in Brazil

Paschoalin Filho, J.A.; Versolatto, B.A.M.; Ghermand, A.; Guerner Dias, A.J.; Carvalho, D.; Ribeiro, J.P.M.; Camelo, D.G.

Fonte: Arabian Journal of Geosciences, Volume 17, no240, 2024

<https://doi.org/10.100.7/s12517-024-12042-y>

Abstract

This research focuses on the technical and economic assessment of Construction and Demolition Wastes (C&DW) as filling material for gabions executed for lining works of a river in the city of São Paulo, Brazil. Laboratory tests were performed on C&DW and natural rock to determine the durability, compressive strength, and water absorption necessary for gabion designs. In addition, an economic assessment was performed to estimate the costs of using C&DW to substitute rocks for gabion filling. The results showed that the studied C&DW complies with the technical standards and can be used as gabion-filling material, thus promoting a circular economy. However, due to the hydraulic efforts, a layer of shotcrete must be applied on the gabion surface. The economic assessment highlighted the economic advantages and low costs of substituting rocks for C&DW in gabions filling, even considering the need for a shotcrete layer.

Keywords: Recycling, Reuse, Civil Construction, Sustainability, Solid Wastes, Gabions, Circular Economy.

1. Introduction

Urban solid waste (USW) management requires significant budgets, and not all cities, especially those localized in low-income countries, have enough wealth to perform proper transportation, disposal, and treatment of their USW (Urban Solid Waste). According to Leite et al. (2018) and Coffey and Coad (2010), improper waste management leads to environmental problems. The authors also state that, in some situations, the wastes are disposed of in illegal areas like riverbanks, streams, water springs, and natural sites. Waste

management policies, performed improperly, cause diseases and spread insect proliferation, becoming a serious public health problem.

Worldwide, building construction is responsible for large amounts of USW generation and high consumption of raw materials in their daily activities. According to Paschoalin Filho et al. (2020), building construction can lead to environmental impacts if not managed well. As stated by the authors, building activities consume 40% of all-natural resources, 40% of electric energy, and 40% of greenhouse gas emissions.

However, despite the severe environmental impact of building construction, more technical bibliographic material still needs to be used in management tools developed within sustainability concepts. So, the importance of studies about construction and proper demolition waste management and Recycling can be highlighted. Vieira and Pereira (2015) stated that the construction and demolition waste used in construction sites could perform an essential role in reducing the need for natural raw materials; furthermore, it can also reduce construction costs (Oyedete et al., 2013; Paschoalin Filho et al., 2017).

According to Yuan (2017), worldwide, there is no unique definition for Construction and Demolition Wastes (C&DW); each country can address specific regulations and standards. However, a common aspect is that the C&DW's mass is composed mainly of debris like tiles, bricks, soil, concrete, ceramic materials, etc (Menegaki & Damigos, 2018).

The construction and demolition waste can reach up to 40% of the total USW generated daily globally (Jin et al., 2019). In Brazil, the percentage of Construction and Demolition Wastes (C&DW) can vary between 40-70% of the total USW mass generated (Camelo, 2019; Paschoalin Filho et al., 2020; Versolatto, 2022; Huang et al., 2018) state that, in China, the C&DW can vary between 30 to 40% of the total mass of USW. The amount and the composition of C&DW can be different in many places. This difference will depend on local economic growth, legislation, public policy, constructor expertise, building construction methods, regional planning, and others (Menegaki & Damigos, 2018)

In China, the C&DW are often dumped in improper landfills without any previous segregation. China has lower recycling rates globally; only 5% of C&DW generated is often recycled or reused (Menegaki & Damigos, 2018). According to Paschoalin Filho et al. (2020), the C&DW recycling rates are under 20% in medium-income countries like Brazil. On the other hand, Saez et al. (2011) state that the C&DW recycling rates can reach up to 80% in some European countries, like Denmark, Ireland, Germany, Estonia, and the Netherlands. According to Saez et al. (2019), each country in the European Union performs specific C&DW management policies. However, all of these policies must be under the general legislation imposed by the European Union. Mollaei et al. (2023) state that in 2019 Canada produced 653,255 tons of C&DW. However, the authors comment that 75% of C&DW is recycled. According to Nunes and Mahler (2020), nearly 550 million tonnes of C&DW were generated in the USA, which points to an index of 1707.2 kg/inhab.year. The main fractions of Construction and Demolition Wastes (C&DW) are concrete (73.7%), concrete asphaltic (15.3%), and wood (7.1%). The remaining fractions are plaster products, steel, ceramic products, and asphaltic tiles. According to the authors, the USA usually recycles about 30% of all generated C&DW

Many technical solutions can be used for river coatings. Among these, gabions can be pointed out. Gabions are often composed of a metallic mesh resistant to chemical attacks and corrosion. The mesh wires are coated with a layer of polymeric material, increasing their strength and protection. The gabions are commonly filled with arranged natural rocks in proper dimensions. Gabions can be assembled in different sizes and types, such as gabion baskets, gabion mattresses, gabion sacks, decorative gabions, etc.

Compared to concrete, the most used material for hydraulic works, gabions need much fewer natural resources for construction, like water, sand, gravel, cement, electricity, wood, etc. However, gabions are filled with rocks, and their extraction leads to several environmental impacts, high energy consumption, and greenhouse gas emissions in the quarries. This situation hampers the environmental advantage of gabions compared to concrete use.

Facing this situation, this research is focused on the technical and economic assessment of the use of C&DW for gabions filling

during the works of a river lining in the city of São Paulo, Brazil. This way, the C&DW samples were tested to verify if they fit the proper technical Brazilian standards for gabion filling.

Laboratory tests were also performed to assess the C&DW behavior when submitted to hydraulic efforts. An economic assessment was also performed to compare building costs between the C&DW and natural regular materials (rock).

There are many technical tests about the Construction and Demolition Wastes (C&DW) use for sustainable building construction. Most of these describe the manufacturing and the assessment of materials obtained using C&DW as raw materials (e.g., masonry blocks, bricks, tiles, etc.). However, there still needs to be more technical and scientific knowledge about C&DW uses for hydraulic works, such as channels and river coatings.

2. Construction and Demolition Wastes: an overview of the actual panorama and trends

The civil construction industry is a significant source of pollutant gas emissions. According to the authors, about 97% of these emissions are caused by burning fuels, transportation, machinery use, etc (Marrero et al., 2017).

According to Wang et al. (2019), more than 10 billion tons of Construction and Demolition Wastes (C&DW) were generated in the world in 2017. In 2016, the European Union generated 923,540,000 tons of C&DW (2017). Australia and China, in 2014, generated 19.5 million tons and 1.13 billion tons, respectively (Menegaki & Damigos, 2018). In 2012 the United Kingdom generated in 2012 200 million tons of waste, of which the civil construction industry produced 50 %. Blaisi (2019) informs that in Saudi Arabia, in 2016, a total of 131,436 tons of C&DW was generated, and, comparing 2016 to 2017, the author has reported an increase of about 10%. According to Brazilian Construction & Demolition Waste Recycling Association (ABRECON, 2017) cited by Camelo (2019), each inhabitant in Brazil annually generates an average of 500kg of C&DW, leading to 60% of all urban solid waste generation.

Despite the great generation of Construction and Demolition Wastes (C&DW), about 70% of this could be reused and recycled,

creating jobs and improving the economy (Camelo, 2019). However, there are still many barriers to be taken over. According to Huang et al. (2018), the main barriers to C&DW recycling in China are linked to the lack of standardizations for building constructions, the absence of public policies, low environmental awareness, and excessive concern about economic issues. According to Paschoalin Filho et al. (2017), Brazil faces the same obstacles that Huang et al. (2018) noticed in China. The authors also comment that these are widespread limitations in most developing countries.

Camelo (2019) and Paschoalin et al. (2020) have performed studies pointing out that the reuse and Recycling of C&DW can provide social, environmental, and economic gains. As stated by the authors, using C&DW in construction can decrease the need for natural raw materials, pointing to a reduction in the transportation of generated wastes for dumping in disposal areas. Substituting natural materials for C&DW can also reduce the extraction of natural resources from the quarries (soil, rock, and water), reducing harmful gas emissions.

2.1 Gabions filled with construction and demolition wastes.

Considering this panorama, the research performed by Lima (1999) can be considered pioneering in terms of the study of C&DW used as filling material for gabions. Since Lima (1999), many other technical-scientific research have been developed, like Camelo (2019), Paschoalin Filho et al (2020), Versolatto (2022), and others.

Versolatto (2022) studied the technical feasibility of filling gabions with C&DW. The author achieved a cost reduction of 40% once the gabions were filled with construction wastes instead of natural materials. However, the author highlighted whether the C&DW used as filling material fits the technical standards recommendations.

Paschoalin Filho et al. (2020) studied gabion retaining walls filled with C&DW; the authors performed lab tests to assess the construction waste's physical characteristics and conducted compression tests in real-size gabions to find their average compressive strength. The authors concluded that building gabion retaining walls filled with C&DW with highs up to 5 m is possible,

considering the proper safety factors usually recommended by Brazilian technical standards.

Camelo (2019) performed compressive tests using reduced gabions filled with C&DW and natural rock. The author has shown that the measured vertical displacements of the gabions filled with Construction and Demolition Wastes (C&DW) and rock were the same up to a compressive load of 2000kN. After that, the gabions filled with C&DW have trended to a vertical displacement increase.

Desilva and Nawagamuwa (2020) assessed shredded tire wastes as filling material for gabion walls with heights up to 3m. According to the authors, the studied model led to low horizontal and vertical displacements when submitted to compressive efforts. The authors also pointed out that the used gabions had their weight reduced up to 8.2kN/m³.

Versolatto (2022) performed lab tests to verify the C&DW sample's behavior under hydraulic efforts, aiming to study the use of C&DW for filling mattress gabions (more use for river and channel coatings).

3. Laboratory tests

Gabions are commonly filled with rocks; this way, aiming to verify the feasibility of using C&DW as filling material, coarse rock samples were also collected for comparison. The rock and the C&DW samples were purchased from quarries near São Paulo. According to the Brazilian Technical Standard ABNT NBR 17054 (2022), the coarse material grain size of rock must be limited between 7 and 15 cm. The Construction and Demolition Wastes (C&DW) samples were composed only of concrete wastes crushed in the same grain size range as the coarse samples.

The physical characterization tests followed the Brazilian and International Technical Standards requirements as ABNT and AMN. The following table presents the laboratory tests performed and their respective technical standardization.

Table 1. Performed laboratory tests and technical standards.

Test	Technical Standard
Determination of specific weight, coarse apparent specific weight, and absorption test	AMN NM 53 (2009)
Shape index	ABNT NBR 7809 (2019)

Durability tests were performed to determine the durability of collected samples (rock and C&DW) under sodium sulfate attack. The test procedures met the requirements of the Brazilian National Department of Highways (DNER) ME 089 (1994). This laboratory test assessed the material loss that the samples might present if exposed to aggressive chemical conditions typical of rivers like the one considered in this research.

Gabion's filling materials are often submitted to hydraulic efforts, considering construction works such as river linings. This way, the behavior of filling materials under water flux is essential information to consider for gabions' design. The researchers developed a laboratory test to observe how the studied materials (rock and C&DW) behave when in contact with water flux efforts and how many particles these materials can be lost. A filling material that presents too many lost particles cannot be used in gabions construction because it may lead to unexpected displacements and even failure of the retaining wall or river lining. Figures 1 and 2 present the performed test.

Figure 1. Samples saturation



.....Figure 2. Equipment used for testing



Fonte:os autores.

The samples were previously dried in an oven until mass constancy, and after that, their dry mass was figured out. Then, the samples were saturated by immersion in a potable water tank for 24 hours. The samples were taken into another tank and submitted to different flow rates. The lost particles were caught by a #200 sieve placed under the tank. The test was carried out until the sample, considering a given flow rate, did not present any particle loss anymore, leading to a mass constancy.

Aiming to feature the filling materials, laboratory tests were performed to obtain the saturated compression strength of C&DW and rock samples. The specimens were carved as the Brazilian Association of Technical Standards ABNT NBR 7680 (2015) recommended and submerged in the water for 30 days.

Ultrasound tests were performed according to the Brazilian Association of Technical Standards ABNT NBR 8802 (2010) recommendations to verify the existence of internal fissures that could affect the specimen's compressive strength. Compressive tests were performed to obtain the specimen's strength following the procedures given by the Brazilian Association of Technical Standards ABNT NBR 8522 (2017). The equipment used was a compression press test equipment, model EMIC GR048 (300kN of maximum compressive capacity).

An economic assessment was also performed to determine the economic feasibility of C&DW used as filling material, then compared to the economic analysis run for the rock samples. It is well known that transportation distances can influence the final purchase costs, so closer recycling plants and quarries from the studied construction work were chosen for economic assessment. These are shown in the following Table:

Table 2. C&DW recycling plants and quarries considered and their distances to the construction site

Material	Recycling plant/quarry	City location	Distance (km)
C&DW	1	Itaquaquecetuba/ São Paulo	44.8
	2	Santo André/ São Paulo	18.6
	3	Santana do Parnaíba/ São Paulo	10.7
	4	City of São Paulo/ São Paulo	25.6
Rocky coarse material	1	Itaquaquecetuba/ São Paulo	51.7
	3	Santana do Parnaíba/ São Paulo	37.7
	4	City of São Paulo/ São Paulo	25.6
	5	City of São Paulo/ São Paulo	30.2

The studied gabions were used for a retaining wall construction to line a stretch of the river adjacent to Jacu-Pessegue Avenue, São Paulo, Brazil. The previous retaining wall was damaged at this spot due to excessive rainfall. The Avenue Jacu Pessegue is a significant transportation route in São Paulo; it connects many Eastern zones to downtown—the retaining wall design comprised gabions, such as gabion baskets, sacks, and gabion mattresses.

Wood piles were built for the retaining wall foundation. The total retaining wall length was 24m with a maximum height of 5m. The following figure presents an illustrative section of the designed retaining wall. Figure 3 presents the retaining wall section; Figure 4 presents the retaining wall finished.

JACU-PESSÉGO AVENUE

1.00

1.50

2.00

4.00

2.20

10

BASKET GABION

SACK GABION

ROCK LANDFILL

WOOD PILE

Table 3 shows the total amount of each material used for the retaining wall construction.

Item	Unit	Total
Sack gabion (4m x 0.65m)	unit	106
Basket gabion	m ²	366
Filling material (rock)	m ³	436
Excavation	m ³	1,085
Compacted landfill	m ³	788
Wood piles (Ø0.3m Length = 6m)	m	2,946

4. Results and discussions

The following Table presents the physical parameters of C&DW and rock samples obtained by the laboratory tests performed.

Table 4. Physical characteristics

C&DW specific weight						
Parameter	Average (N = 10)	Median	Std deviation	Maximum	Variance	Minimum
ρ_{nat} (kN/m ³)	19.44	19.37	0.42	19.93	0.18	19.14
ρ_{dry} (kN/m ³)	19.30	19.08	0.45	19.82	0.20	19.00
ρ_{sat} (kN/m ³)	19.53	19.68	0.88	20.34	0.78	18.59
Rock coarse samples' specific weight						
Parameter	Average (N=10)	Median	Std deviation	Maximum	Variance	Minimum
ρ_{nat} (kN/m ³)	24.41	24.89	1.08	25.18	1.16	23.18
ρ_{dry} (kN/m ³)	24.40	24.86	1.08	25.18	1.16	23.17
ρ_{sat} (kN/m ³)	24.70	25.09	1.86	25.57	1.22	23.46
Water Absorption						
Parameter	Average (N=10)	Median	Std deviation	Maximum	Variance	Minimum
Absorption C&DW (%)	2.50	1.86	1.94	4.69	3.79	0.96
Absorption rock (%)	0.23	0.22	0.06	0.31	0.04	0.18

Source: The research

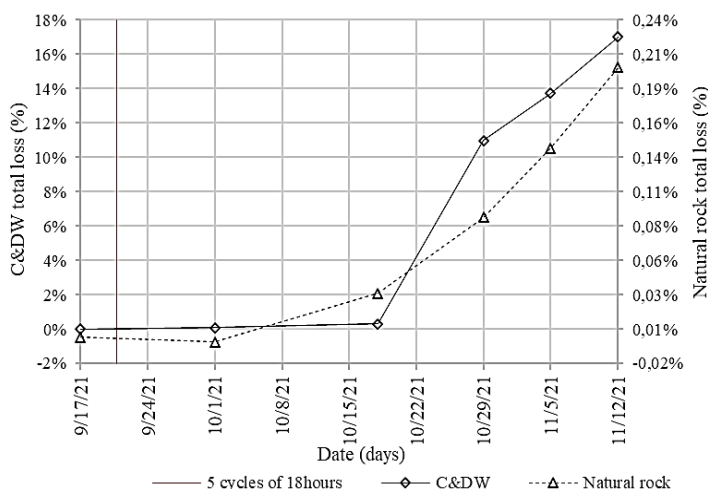
The average values of natural specific weight for Construction and Demolition Wastes (C&DW) and rock samples were 19.44 kN/m³ and 24.41 kN/m³; the absorption for C&DW and rock samples were 2.50% and 0.23%, respectively. This data is closer to those found by Camelo (2019). It must be highlighted that the absorption values obtained for the specimen meet the requirements established by Brazilian Technical Standards for gabions filling uses.

Morales-Esteban et al. (2024) performed studies to investigate the static and dynamic behavior of filling materials in tailing dams. The authors highlight the need for effective studies of filling materials in order to predict their performance in geotechnical work such as dams. Karabulut and Genis (2019) emphasize the importance of assessing geotechnical work performance. The authors used finite

element analysis to evaluate the displacements of the Torul Dam, built between 2000 and 2007 in Turkey.

The shape index values for each specimen were 1.97 (C&DW) and 1.88 (rock). It must be highlighted that the shape index is one of the requirements established by Brazilian Technical Standards to choose materials for gabions filling. Fig 5 shows the data obtained from the durability tests. The durability test assessed the sample's grain losses, simulating water-aggressive chemical conditions such as pollutants and typical situations in urban rivers.

Figure 5. Results of the durability test.

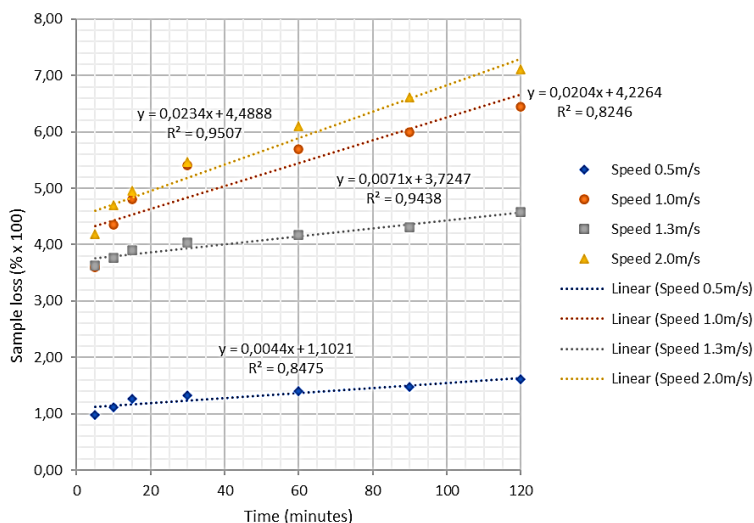


The samples were submitted to the chemical attack for two months. During this period, they remained submerged in a sulfate chemical solution. As can be seen in the chart, both samples have suffered desegregation. However, the rock samples have presented a loss of only 0.20% of their initial mass, while the C&DW samples have lost about 17%. Both samples have taken time to show significant desegregation. For C&DW samples, four and a half weeks were necessary for a constant increase in desegregation; on the other hand, concerning rock samples, only three weeks were necessary for it. This phenomenon can be related to the chemical composition of both materials. The chemical composition of the minerals found in the rock samples could be more susceptible to chemical reactions when they

are kept in touch with the sulfate solution than the chemical components of C&DW samples. However, the C&DW has shown more desegregation than the rock samples; this situation can be less favorable when using construction and demolition wastes to fill gabions in direct contact with the pollutants.

Aiming to assess the reliability of the waste samples as filling material for gabions used in hydraulic works, these were submitted to different water flow speeds. For each speed, the waste sample grains were taken and weighed. Figure 6 presents the data taken from the laboratory tests performed.

Figure 6. C&DW mass loss for each water flow speed used.



For all water flow speeds, the C&DW samples lost a significant part of their grains in the first ten minutes; after that, the grain mass loss tended to constancy over time. That behavior makes using C&DW to fill gabions under hydraulic efforts challenging. This situation could be undesirable once it can lead to excessive vertical and horizontal displacements of the gabion retaining wall, leading to failure. The saturated compressive strength calculated for the C&DW and rock samples is shown in Table 5. The average propagation speed obtained by the ultrasound tests is also represented.

The compressive strength tests were performed using cylindrical specimens extracted from Construction and Demolition

Wastes (C&DW) samples. The specimens' dimensions respected the proportions required by ABNT NBR 5739 (length=2*diameter). The specimens were taken to failure using a hydraulic compressive press. The average propagation speed tests were performed to assess the inner integrity of the specimens before the compressive tests. The tests were carried out according to the requirements of ABNT NBR 8802.

Table 5. Average value of saturated compressive strength (CS) and wave propagation speedy (WPSC)

Statistic	CSCDW (MPa)	WPSC&CDW (m/s)	CSrock (MPa)	WPSC&rock (m/s)
Mean (N = 10)	25.70	6,005.22	50.63	16,166.72
Standard error	4.02	177.56	2.88	963.77
Confidence interval (+)	33.57	6,406.88	58.65	18,842.58
Confidence interval (-)	17.83	5,603.55	42.62	13,490.85

Confidence interval = 95%.

The average wave propagation speed for both samples was over 4,000m/s, which points to the requirements established by Brazilian Technical Standard ABNT NBR 8802 (2010). According to these, the specimens present good quality and the absence of inner heterogeneities and small cracks. The average saturated compressive strength for C&DW and rock specimens was 25.70MPa and 50.63MPa, respectively.

The compressive strength found for C&DW specimens was higher than that of regular concrete classified as category CA20 (which means concrete with a compressive strength of 20MPa). Despite its non-desirable behavior under flux conditions, the C&DW showed compressive characteristics as regular concrete mixed with natural raw materials.

Once the hydraulic behavior of C&DW samples has presented a trend for grain loss that could lead the retaining wall to failure, the economic assessment performed has taken into consideration the use

of a shotcrete layer for coating the gabions filled with wastes to block direct contact between the water flux and the gabion.

The costs for shotcrete coating were based on the standard cost basis of the Department of Roads of the State of São Paulo (2021, item nº 27.11.10: Thickness 0.02m). This document notes that the cost for coating gabions with shotcrete is US\$9.56 per square meter of retaining wall surface. The estimated costs are in Table 6:

Table 6. Economic assessments

Material	Recycling plant/quarry	(km)	Cost (US\$/ton)	Average cost (US\$)	Total amount. (m³) (ton)	Material + Transport cost (US\$)	Shotcrete cost (US\$)	Total cost (US\$)	Average cost (US\$)	Cost/m (US\$)	Average cost (US\$)
C&DW + Mortar	I	18.7	0.23			3,645.46		6,744.00		84.30	
	L	20.1	0.22			3,748.02		6,846.56		85.58	
	P	26.9	0.32	0.25	436 847.58	7,296.00	3,098.54	10,394.54	9,557.77	129.93	119.47
	R	54.8	0.24			11,147.42		14,245.96		178.07	
Rock	I	18.7	0.3			5,973.03		5,973.03		74.66	
	L	35.9	0.3			11,466.95		11,466.95		143.34	
	P	56	0.32	0.30	436 1,064.71	19,079.64	-	19,079.64	12,922.41	238.50	161.53
	R	54.8	0.26			15,170.02		15,170.02		189.63	

As shown in Table 6, even considering the projected shotcrete coating, using C&DW for gabion filling presented lower purchasing costs. Compared to the solution of rock filling, C&DW showed a cost that was 26% lower, demonstrating its economic feasibility.

5. Conclusions

The economic gains generated by applying C&DW instead of rocks in filling gabions in urban rivers can contribute positively to savings in the public budget, reducing spending on transportation and deposition of waste, and purchasing natural resources.

From an environmental point of view, its use reduces the extraction of natural resources, reduces the burning of fossil fuels used

by extraction and transport equipment, and reduces the need for landfill deposition of inert material.

The analyses performed in this research attested to the feasibility of replacing natural rock fill with CD&W of the same granulometry when filling gabions used in civil works.

Through the tests carried out to determine the loss of mass by water, it was possible to verify that the degradation by water flow over time represents a loss of volume that could lead to problems in the future, possibly causing deformations and failures of the structures.

It was found that both C&DW and rock are subject to attack by sodium sulfate. As demonstrated in terms of technical standards, the use of C&DW as the filling material of the mattress gabion met all requirements. However, using them for hydraulics works is only recommended by applying a surface coating to protect the waste from continuous water flow. Further research is suggested to seek more information regarding the wear use of C&DW in contact with water flow, applying scale models in hydraulic laboratories. Such research should determine waste behavior for speeds greater than 2m/s and metal screen/fill set. It is emphasized that the trials presented in this research were based only on the filling behavior without the proper confinement generated by gabion.

References

AMN NM 53:2009. Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. São Paulo: Associação Mercosul de Normatização. In Portuguese.

Blaisi NI (2019). Construction and demolition waste management in Saudi Arabia: current practice and roadmap for sustainable management. *Journal of Cleaner Production*, 221, p.167–175.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 7809:2019. Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Metodo de ensaio, Rio de Janeiro, 3p. In Portuguese.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 7680-1:2015. Concreto – Extração, preparo, e ensaio de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 1: Resistência a compressão axial, Rio de Janeiro, 24p. In Portuguese.

Associação Brasileira de Normas Técnicas– ABNT NBR 8802:2010. Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica, Rio de Janeiro, 11p. In Portuguese.

Associação Brasileira de Normas Técnicas– ABNT NBR 8522:2017. Concreto endurecido – Determinação dos módulos de elasticidade e deformação. Parte 1: Módulos estáticos à compressão, Rio de Janeiro, 24p. In Portuguese.

Associação Brasileira de Normas Técnicas– ABNT NBR 17054:2022. Agregados – Determinação da composição granulométrica – Método de teste, Rio de Janeiro, 5p. In Portuguese.

Associação Brasileira de Normas Técnicas– ABNT NBR 5739: 2018. Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos –Rio de Janeiro, 9p. In Portuguese.

Associação Brasileira de Normas Técnicas– ABNT NBR 8802: 2019. Concreto endurecido – determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica –Rio de Janeiro, 11p. In Portuguese.

Camelo DG (2019) Estudo da utilização de resíduos de construção civil para preenchimento de gabiões caixa. Master's degree dissertation, Universidade Nove de Julho. São Paulo, SP, Brazil. In Portuguese. 200p.

Coffey M, Coad A (2010) Recolha de resíduos sólidos urbanos em países em desenvolvimento. UN-Habitat, p17–19. In Portuguese.

Desilva WABC, Nawagamuwa UP (2020). Use of shredded scrap tires in gabion wall construction. Sri Lankan Geotechnical Society, 37-40.

DNER/ME: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem 089:1994 – Agregados Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio, Método de ensaio. Brazil. In Portuguese.

Eurostat (2017). Eurostat Statistics for Waste Flow Generation (2016) European Commission.
<http://epp.eurostat.ec.europa.eu/portal/page/portal/eurostat/home/>.

Hossain MU, Xuan D, Poon CS (2017). Sustainable management and utilization of concrete slurry waste: A case study in Hong Kong. Waste Management, 61(1): 397–404.

Huang B, Wang X, Kua H, Geng Y, Bleischwitz R, Ren J (2018). Construction and demolition waste management in China through the 3R principle. *Resources, Conservation & Recycling*, 129: 36 – 44.

Jin R, Yuan H, Chen Q (2019). Science mapping approach to assisting the review of construction and demolition waste management research published between 2009 and 2018. *Resources, Conservation & Recycling*, 140: pp. 175–188.

Leite IC, Damasceno JL, Reis AM, Alvim M (2018) Gestão de resíduos na construção civil: Um estudo em Belo Horizonte e região metropolitana. *REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, 14(1): 1–17.

Lima JAR (1999) Proposição de diretrizes para produção e normalização de resíduo de construção reciclado e de suas aplicações em argamassas e concretos. Master's degree dissertation, Universidade de São Paulo USP, São Paulo, SP, Brazil. In Portuguese. 150p.

Mahpour A (2018). Prioritizing barriers to adopting a circular economy in construction and demolition waste management. *Resources & Recycling*, 134: pp. 216–227.

Marrero M, Puerto M, Rivero-Camacho C, Freire-Guerrero A, Solís-Guzmán J (2017). Assessing the economic impact and ecological footprint of construction and demolition waste during the urbanization of rural land. *Resources, Conservation and Recycling*, 117(1): 160–174.

Menegaki M, Damigos D (2018). A review of the current situation and challenges of construction and demolition waste management. *Current Opinion in Green and Sustainable Chemistry*, 13: p8-15.

Mollaei A, Byers B, Christovan C, Olumo A, De Wolf CB, Haas C (2023). A global perspective on building material recovery incorporating the impact of regional factors. *Journal of Cleaner Production*, 429, 13p.

Morales-Esteban A, Alpañes JLJ, Castillo P, Karabulut M (2024). Dynamic Analysis of the Almagrera Tailings Dams with dry closure condition. *Sustainability*, 16(4): doi.org/10.3390/su16041607.

Motta SF, Aguilar MTP (2009) Sustentabilidade e processos de projetos de edificações. *Gestão & Tecnologia de Projetos*, 4(1): 88–123.

Nunes KRA, Mahler CF (2020). Comparison of construction and demolition waste management between Brazil, European Union and USA. *Waste Management & Research*, 38(4), 8p.

Oyedete LO, Regan M, Meding J. von, Ahmed, A., Ebohon OJ, Elnokaly A (2013). Reducing waste to landfill in the UK: identifying impediments and critical solutions. *World Journal of Science, Technology and Sustainable Development*, 10(2):131–142.

Paschoalin Filho JA, Camelo DG, Carvalho D, Guerner Dias AJ, Versolatto BAM (2020). Use of construction and demolition solid wastes for basket gabion filling. *Waste Management & Research*, 1-10.

Paschoalin Filho JA, Bezerra PRL, Oliveira LRGJ, Faria AC (2017) Gerenciamento de Resíduos de Construção Civil em Edifícios Residenciais de Alto Padrão no Município de São Paulo/SP. *Revista de Gestão Social e Ambiental*, 11(1):73–89.

Saez S, Villoria P, Osmani M (2019). A diagnosis of construction and demolition waste generation and recovery practice in the European Union. *Journal of Cleaner Production*, 241: 118400.

Saez S, Villoria P, Del Rio Merino M, Porras Amores C, San Antonio Gonzalez, A (2011). European legislation and implementation measures in the management of construction and demolition waste. *Open Construction and Building Technology Journal*, 5:156–161.

Versolatto BAM (2022). Construction and demolition solid wastes are used as gabion-filling material for hydraulic works. Master's degree Dissertation, Universidade Nove de Julho. São Paulo, SP, Brazil. 180p.

Viera CS, Pereira PM (2015). Use of recycled construction and demolition materials in geotechnical applications: A review: resource, Conservation, and Recycling, 103:192-204.

Wang JWH, Tam VWY, Zuo J (2019). Considering life society impacts and society's willingness for optimizing construction and demolition waste management fee: An empirical study of China. *Journal of Cleaner Production*, 206: 1004-1014.

Yuan H (2017). Barriers and countermeasures for managing construction and demolition waste: a case of Shenzhen in China. *Journal of Cleaner Production*, p. 157: p84-93.

Karabulut M, Genis M (2019). Pseudo Seismic and static stability analysis of the Torul Dam. *Geomechanics and Engineering*, 17 (2): 207-2014.

9.7 Utilização de gabiões de malha eletrosoldada com geogrelha em contenções de solo reforçado em Indaiatuba

Cruz, Flávio Fontes da; Paschoalin, João Alexandre.

Fonte: XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica X Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas; X Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens 24 a 27 de setembro de 2024 – Balneário Camboriú/SC

Resumo

O solo reforçado tem-se tornado cada vez mais presente nas obras geotécnicas, principalmente nas localizadas em áreas com topografias acidentadas, de elevada altura para contenção de aterro e/ou com altas cargas de carregamento em projeto. A viabilidade construtiva destas obras de contenção em solo reforçado, demanda por técnicas de estabilidade seguras, produtivas e sustentáveis com o ambiente inserido. Na construção de um complexo comercial no município de Indaiatuba, interior de São Paulo, foi implantado um novo método construtivo nos dois muros de contenção em solo reforçado, eles contaram com a utilização de gabiões de malha eletrosoldada ancorados com geogrelhas de 80 kN/m, gabiões estes recém-introduzidos no Brasil. Esta técnica foi escolhida para atender as condicionantes estruturais de projeto, como também, para a integração das estruturas de contenção com o conceito arquitetônico e sustentável proposto para o local. Diante deste contexto, este artigo aspira apresentar o projeto e detalhes da execução dos muros com o uso dos gabiões de malha eletrosoldada ancorados com geogrelha. Uma nova técnica construtiva para muros de solo reforçado, relevante para ser avaliada na implantação de projetos e obras de contenção sustentáveis com gabiões eletrosoldados.

Palavras-chave: Gabiões Eletrosoldados, Geogrelha e Solo Reforçado

Abstract

Reinforced soil has become increasingly present in geotechnical works, especially those located in areas with rugged topography, high

embankment heights and/or high design loads. The viability of these reinforced soil retaining structures requires safe, productive and environmentally sustainable stability techniques. In the construction of a commercial complex in the municipality of Indaiatuba, in the interior of São Paulo, a new construction method was implemented in the two reinforced soil retaining walls, using electrowelded mesh gabions anchored with 80 kN/m geogrids, gabions that were recently introduced in Brazil. This technique was chosen to meet the structural constraints of the project, as well as to integrate the retaining structures with the architectural and sustainable concept proposed for the site. In this context, this article aims to present the design and execution details of the walls using electrowelded mesh gabions anchored with geogrid. This is a new construction technique for reinforced soil walls that is relevant for evaluation in the implementation of sustainable containment projects and works using electrowelded gabions.

Keywords: Electro-welded Gabions, Geogrid and Reinforced Soil

1 Introdução

Este artigo baseou-se na construção de dois muros de contenção em solo reforçado em uma área urbana, localizada no município de Indaiatuba/SP. Região situada a sudoeste do Estado de São Paulo, pertencente à região administrativa de Campinas e distante 112 km da capital São Paulo (IBGE,2023).

Trata-se de uma área grande, que futuramente irá receber a implantação de um importante complexo comercial. Por conta dos caimentos consideráveis para as principais frentes do terreno (Figura 1), este empreendimento será construído em diferentes platôs, o que motivou a construção destes muros de contenção. O apelo por obras geotécnicas seguras, sustentáveis e de melhor acabamento de face, foram as principais premissas dos responsáveis técnicos do empreendimento para a escolha do tipo de contenção.

Figura 1. Vista da lateral do terreno, local da construção de um dos muros.

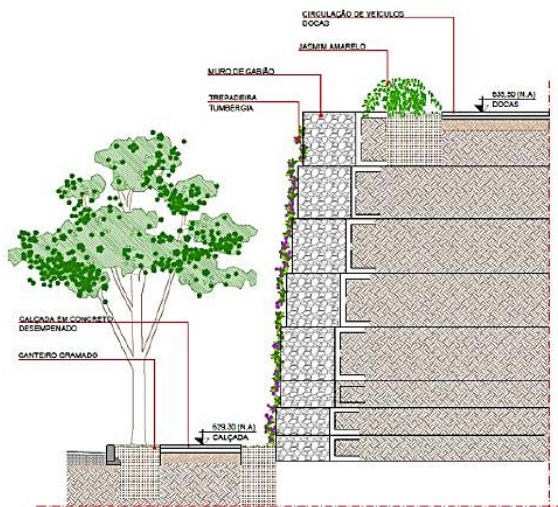


Fonte: os autores.

A construção dos platôs levou a uma grande movimentação de terra, que pôde ser mais bem aproveitada pela escolha da contenção de solo reforçado com geogrelha. A escolha pela geogrelha ocorreu por ser um geossintético capaz de agir como elemento de reforço em maciço de solo, como também de propiciar uma redistribuição global das deformações e tensões, o que possibilitou a adoção de estruturas de face vertical em gabião, com menor volume de aterro compactado e com a utilização do solo disponível no local.

A escolha pelos gabiões como elementos de face, procurou atender a importantes aspectos construtivos da sustentabilidade e a possibilidade da interação com o meio ambiente. Os gabiões são elementos modulares produzidos por arames de alta resistência, duráveis, que se utilizam de matérias primas como pedras para preenchimento e que quando empregados em estruturas de contenção, proporcionam uma estrutura permeável e de baixo impacto ambiental (Barros, 2008). Outro aspecto relevante à obra, foi a possibilidade do gabião servir de apoio para plantas da espécie trepadeira tumbérquia, favorecendo ao paisagismo que será implantado no empreendimento, a presença das pedras e plantas cria um ambiente mais natural e harmonioso ao local (Figura 2).

Figura 2. Imagem ilustrativa do muro de solo reforçado com gabião e geogrelha e mais a trepadeira



Fonte: Fonte: Ilustração cedida pelo arquiteto da obra.

Os gabiões utilizados na face destes dois muros de solo reforçado, foram do tipo de malha eletrosoldada. Diferente do gabião de malha tecido, gabião tradicional das obras geotécnicas brasileiras, nesta obra usou-se de um gabião novo na América Latina, os gabiões de malha soldado traz um conceito de promover estruturas de contenção de alta performance, fácil modulação e com resistências superiores aos gabiões tradicionais (Cruz, 2023).

Este artigo teve como objetivo apresentar dados do projeto e detalhes das etapas construtivas na utilização dos gabiões eletrosoldados como paramento frontal em muros de contenção em solo reforçado ancorados com geogrelha.

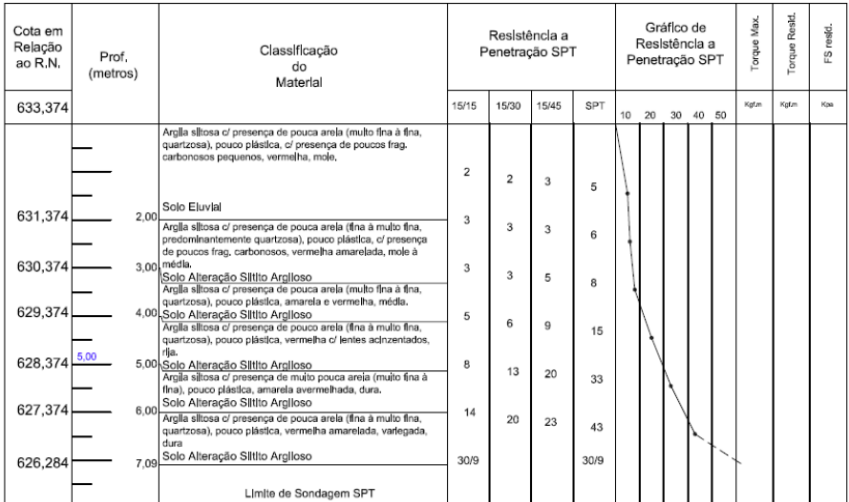
2 Investigação Geológico-Geotécnica do Local

Para a concepção dos muros de contenção deste empreendimento foram realizados furos de sondagem à trado e de simples reconhecimento, ensaios do tipo Standard Penetration Test (SPT), sendo um furo em cada local da construção do muro.

Todas as sondagens foram realizadas de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6484/2020, as perfurações foram

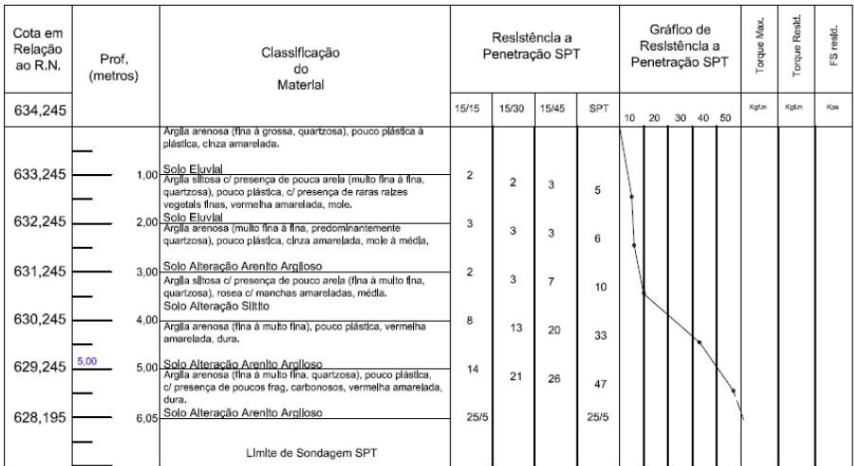
executadas com avanço a seco até a profundidade permitida pela resistência do terreno, ou até encontrar o nível d' água, no Muro 1 tivemos o furo Nspt 01 com a leitura do perfil do solo representado na Figura 3, o Nspt 02 para o Muro 2 com perfil na Figura 4.

Figura 3. Perfil do solo da sondagem do furo Nspt 01.



Fonte: Empresa contratada para sondagem.

Figura 4. Perfil do solo da sondagem do furo Nspt 02.



Fonte: Empresa contratada para sondagem.

No furo Nspt 01 do Muro 1 a leitura geológica foi de um solo com composição argila siltosa com presença de pouco areia fina, consistência dura nos 2 metros finais da perfuração, iniciando com 5 newtons de resistência a penetração SPT e chegando no último metro de leitura, a uma camada com 43 newtons de SPT. No Muro 2, o furo Nspt 02 trouxe leitura semelhante, nos 6 metros perfurados, uma alternância de argila arenosa com argila siltosa com presença de pouca areia, a resistência a penetração SPT iniciou com 5 golpes de resistência, chegando a uma resistência de 47 golpes na última camada. Nos dois furos analisados não foi encontrado presença de nível d' água.

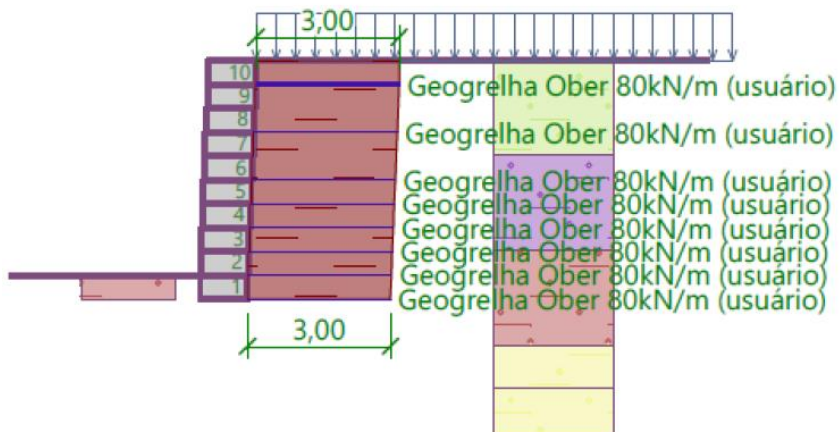
3 Análise Estabilidade

Para a conferência e verificação da análise de estabilidade dos muros de contenção em solo reforçado com gabiões eletrosoldados ancorados com geogrelha desta obra, utilizou-se do software GEO5. Os critérios para avaliar a condição de estabilidades dos muros, foram determinados com base nas recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 16920-1/2021 – Muros e taludes em solos reforçados – Parte 1: Solos reforçados em aterros.

Baseado nas recomendações mínimas da ABNT NBR 16920-1/2021, e por ter a construção de muros para uma área com futura movimentação intensa de pessoas no empreendimento comercial, além de uma previsão de dano material e ambiental de nível médio, o fator de segurança mínimo escolhido do projeto foi de 1,5 para os dois muros. Para o cálculo das análises de estabilidade foram usados a seção de maior altura de cada muro (Figuras 5 e 6), estimando parâmetros de resistência dos materiais componentes do maciço, tomando como base as sondagens conduzidas e acervo de outros projetos e estudos na mesma região; além da resistência de 80 kN/m da geogrelha e o gabião no paramento frontal.

Diagrama de uma parede de retenção com 13 níveis de geogrelha. A parede tem uma largura de 4,00m. O solo atrás da parede é dividido em 13 camadas, cada uma com uma geogrelha. As camadas 1 a 13 são todas rotetadas "Geogrelha Ober 80kN/m (usuário)". A camada 13 é a mais profunda e está colorida em amarelo. As camadas 1 a 12 são coloridas em tons de verde e amarelo. A camada 13 é a mais profunda e está colorida em amarelo.

Figura 6. Perfil da seção de 5,0 metros do Muro 2



Devido a semelhança dos furos de sondagem, os parâmetros efetivos de resistência e os pesos específicos das camadas adotadas para o Muro 1 e 2 foram os mesmos, os quais estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros de resistência utilizados no Muro 1 e 2.

Material	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Aterro	19	12	25
Solo fundação	20	30	25
Argila Siltosa I	18	5	20
Argila Siltosa II	19	10	22
Argila Siltosa III	19	15	23
Argila Siltosa IV	20	20	24
Rachão	27	30	35

Estes parâmetros foram utilizados no cálculo e conferência da estabilidade dos muros, que demonstrou atender todos os fatores de segurança obtidos nas análises do Muro 1 e 2, como também os correlacionou com o valor mínimo recomendado pela ABNT NBR 16920-1/2021 e adotados no projeto, números descritos na Tabela 2.

Tabela 2. Fatores de segurança obtidos para os muros 1 e 2

FS	Muro 1	Muro 2	FS mínimo	Situação
Tombamento	11,9	6,7	2,0	Ok
Fundação	3,2	3,0	3,0	Ok
Deslizamento	2,6	1,8	1,5	Ok
Arrancamento	11,9	8,0	1,5	
Estabilidade Global	2,0	1,6	1,5	Ok
Estabilidade talude	2,0	1,7	1,5	Ok

Nesta obra não foi possível fazer analisar a deformação e deslocamento dos muros, pois não foram utilizados equipamentos de instrumentação para monitoramento e medição durante o ciclo construtivo, como também no pós obra.

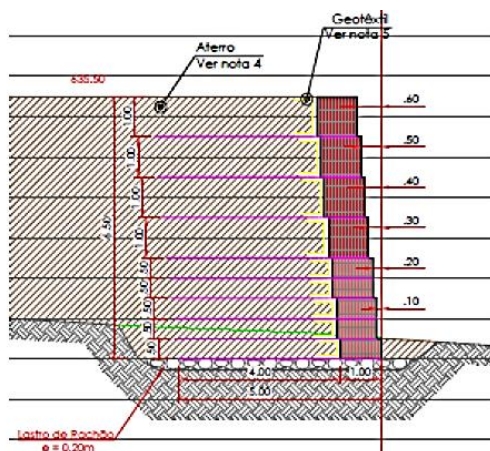
4 Muros de Gabiões de Malha Eletrosoldada com Geogrelha

Os dois muros de solo reforçado foram construídos conforme o projeto executivo, o qual especificou no paramento frontal o uso de gabiões de malha eletrosoldada com alturas de 0,5 - 1,0 metro e largura de 1 metro, do tipo Easy S. Os gabiões de malha soldada são caixas metálicas modulares, produzidos por malhas eletrosoldadas com arames de aço carbono a partir de 4 mm de diâmetro, com resistência mecânica de 550- 700 MPa e gramatura mínima de 350 g/m², revestidos metalicamente por um processo de galvanização a banho quente, o qual segue as Normas Europeias DIN EN 10.223-8:2013 e DIN EN ISO 9227 (BELGO, 2022). O preenchimento destes gabiões foi feito com pedras do tipo basalto, com granulometria variando entre 12 e 20 cm, o que permitiu a diminuição de vazios nas caixas e melhor confinamento nos painéis dos gabiões, confeccionados com malhas com aberturas retangulares de 5 x 10 cm.

No quesito do reforço estrutural, foi projetado e utilizado a geogrelha com filamentos de poliéster de alta tenacidade, revestidas por uma camada de PVC para proteção contra danos mecânicos e a agressões biológicas e químicas, do tipo FortGrid. A resistência especificada à tração foi de 80 kN/m no sentido longitudinal e transversal a 30 kN/m, com fator de redução de 1,45 (fluência em 75 anos) e módulo de rigidez a tração de 666,7 kN/m (OBER, 2021).

O Muro 1 contou com uma extensão total de 70 metros com seções de alturas variadas, iniciou com uma seção de 1,5 metros de altura e chegou a uma altura máxima de 6,5 metros (Figura 7). As alturas variaram conforme o caimento do terreno, usou-se de um lastro de rachão de 20 cm antes da primeira camada do gabião e um comprimento de 5 metros de geogrelha por camada de reforço. O volume total de gabiões de malha soldada foi de 414,5 m³ e de 2.574 m² de área de uso de geogrelha.

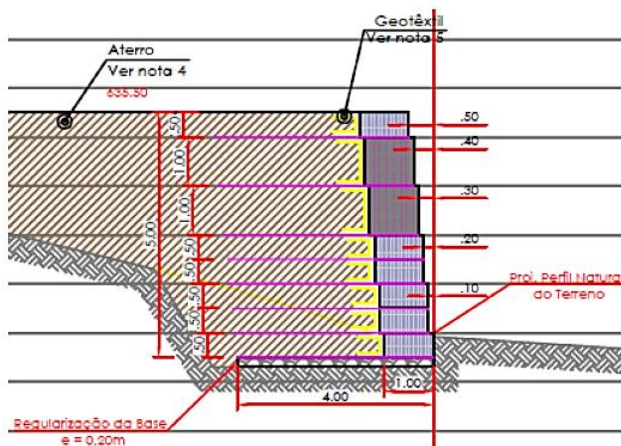
Figura 7. Seção tipo do Muro 1 com 6,5 m de altura.



Fonte: Projeto executivo da obra.

O Muro 2 teve uma extensão maior e também seguiu o caimento do terreno, seu comprimento total foi de 204 metros, com seção inicial de 1 metro de altura até seções com 5 metros de altura máxima (Figura 8). O comprimento da geogrelha foi de 4 metros por camada de reforço e também contou um lastro de rachão antes da primeira camada. O volume total de gabiões de malha soldada foi de 838,5 m³ e de 4.648 m² de área de uso de geogrelha.

Figura 8. Seção tipo do Muro 2 com 5 m de altura



Fonte: Projeto executivo da obra

O processo de execução dos muros de solo reforçado com gabiões de malha soldado ancorados com geogrelha, assemelha-se muito a um muro com paramento frontal de gabião tecido (tradicional), construções secas com utilização de poucos materiais e uso racional dos recursos naturais.

De início, teve-se as etapas básicas de uma construção geotécnica, com locação das estruturas por topógrafo, seguido por uma escavação para fundação do muro, aplicação de um lastro de rachão de 20 cm para melhor compactação e nivelamento do terreno, antes da execução da primeira camada do solo reforçado (Figura 9). Logo após estas etapas, foi aplicado a primeira camada de geogrelha, com trespasse de 15 cm entre cada pano do geossintético, com os filamentos de maior resistência a tração no sentido do maior esforço e com o cuidado para desobstrução e possíveis danos mecânicos a geogrelha, o comprimento seguiu o especificado em projeto, 5 metros para o Muro 1 e 4 metros para o Muro 2. Nos trechos que a geogrelha ficava abaixo dos gabiões, a faixa de 1 metro referente a largura do gabião, ela era dobrada de modo a ter uma dupla camada de geogrelha.

A aplicação da geogrelha, somado a este detalhe da dupla camada e com os gabiões eletrosoldados sendo modulados como paramento frontal, repetiu-se em cada camada de reforço dos muros (Figura 10).

Figura 9. Preparação do terreno do Muro 1



Fonte: os autores.

Figura 10. Montagem do gabião com geogrelha.



Fonte: os autores.

Os gabiões eletrosoldados usados na face destes muros são modulares e utiliza-se de peças prontas, ou seja, painéis unidos por conexões em espiral e que utiliza de tirantes pré-formados, não geram sobras. Diferente do gabião de malha tecido, estes gabiões não usa arame de amarração, não necessita por costuras manuais para formar a peça, unir a caixas adjacentes, confeccionar tirantes, como também não deixa a obra dependente da expertise por uma mão de obra qualificada para tais atividades.

O processo de montagem demonstrou ser simples, painéis horizontais e verticais unidos por conexões em espiral com diâmetro do arame de 5 mm, a montagem foi contínua e não teve sobreposição de painéis, o que levou a um menor consumo de material (Figura 11).

Figura 11. União dos gabiões de malha soldada com conexões em espiral.



Fonte: os autores.

Para um melhor acabamento de face e evitar possíveis perdas de alinhamento dos painéis, a obra usou de gabaritos na frente dos painéis durante toda a etapa de preenchimento dos gabiões (Figura 12). Os cuidados pela seleção das pedras e diminuição dos vazios estiveram presentes em toda a construção dos muros.

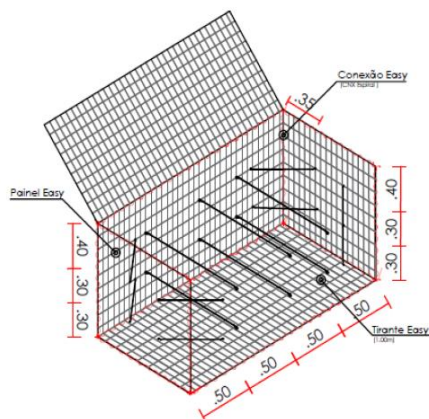
O preenchimento foi feito por camadas, para os gabiões com altura de 1 metro, duas camadas de tirantes, uma a cada 30 cm, enquanto para os gabiões de 0,5 metros, uma única camada de tirante a 20 cm. A linha de tirantes é compreendida por 4 tirantes, um em cada chanfre da caixa e com tirantes no sentido longitudinal a cada 50 cm (Figura 13).

Figura 12. Montagem do dos gabiões com gabarito



Fonte: os autores.

Figura 13. Posicionamento dos tirantes.



Fonte: os autores.

A etapa construtiva que compreendeu o aterro no tardo do paramento frontal (Figura 14), seguiu a recomendação da ABNT NBR 16920-1/2021, utilizou-se de um solo arenoso livre de materiais orgânicos, provenientes da compensação dos cortes no terreno para construção dos platôs para as futuras edificações no local da obra. Foi adotado como grau de compactação mínimo (Proctor Normal) igual a 98 %, teor de umidade ótima controlada, o critério de aceitação foi de $0,8 w_{ot} \leq w \leq 1,1 w_{ot}$, com camada compactada de espessura máxima de 20 cm.

A compactação ocorreu com compactador manual na faixa de 1,5 metros (calculada a partir da face posterior do elemento gabião) e com compactador mecânico do tipo pé de carneiro para o restante do terrapleno (Figura 15). Ensaio de compactação proctor foram executados em todas as camadas de terraplenagem durante a construção dos muros, porém não foram disponibilizados pelos proprietários da obra.

Figura 14. Face do Muro 1



Fonte: os autores.

Figura 15. Compactação do aterro.



Fonte: os autores.

5 Conclusões

Os muros de solo reforçado com paramento frontal em gabião eletrosoldado ancorados com geogrelha, demonstraram atender tecnicamente a ABNT NBR 16920-1/2021, com valores de estabilidade superiores aos fatores de segurança mínimos exigidos em norma, quando dimensionados com seções e geogrelhas condizentes aos esforços solicitados e parâmetros de solo do local.

As etapas construtivas do muro de solo reforçado com geogrelha, foram as mesmas que teríamos com o uso de um gabião de malha tecido (tradicional) na face. As diferenças ficaram na montagem dos gabiões, que utilizou de peças prontas e práticas de instalação, como também na entrega das propriedades físicas do gabião eletrosoldado, um material com maior resistência mecânica e proteção a corrosão, que possibilitou uma entrega de face com mínima deformação e de melhor acabamento estético.

A escolha pelo gabião eletrosoldado ancorado com a geogrelha atendeu as premissas de projeto, entregou ao cliente final uma obra sustentável e com segurança geotécnica.

Referências

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. Solo-Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-1. Muros e taludes em solos reforçados - Parte 1: Solos reforçados em aterros. Rio de Janeiro.

Barros, Pêrsio Leister Almeida (2008) Manual técnico de obras de contenção. Maccaferri do Brasil, 2008. 1 ed., São Paulo.

Belgo Arames (2022) Especificação técnica do gabião modular de malha soldada conexões em espiral e tirantes preformados.

Cruz, F. F. da, Rocha, C. V., & Paschoalin Filho, J. A. (2023) Análise técnica e econômica dos gabiões de malha soldada como nova tecnologia para muros de contenção urbana. Scientific Journal ANAP, 1(8). Disponível em:

<https://publicacoes.amigosdanatureza.org.br/index.php/anap/article/view/4386>. Acesso em: 12 fev. 2024.

Deutsches Institut fur Normung (2013). 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.

Deutsches Institut fur Normung (2022). DIN EN 9227:2022. Corrosion tests in artificial atmospheres. Salt spray tests; English version EN 9227:2022.

GEO5, Software (ed.) (2020) Fine Software.

IBGE (2024) Indaiatuba. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sp/indaiatuba/panorama>. Acesso em: 16 fev. 2024.

OBER (2022). Catálogo OBER – Geogrelhas FortGrid.

9.8 Utilização de Solução em Gabião em Projeto e Execução de Barragem no Ribeirão Avecuia

Paschoalin Filho, João Alexandre; Versolatto; Brenno Augusto Marcondes; Ferretti, Paulo Cesar Belesso; Costa Junior, José Roberto de Campos; Chaves, Hendrio Carvalho Chaves.

Fonte: XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica; IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas; IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens; VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens 15 a 18 de Setembro de 2020 – Campinas – SP.

Resumo

Em função da crise hídrica ocorrida no ano de 2015 muitos municípios foram obrigados a tomar ações necessárias a fim de reduzir os impactos no abastecimento de água nas residências. Dentro deste contexto, o município de Porto Feliz, interior de São Paulo, demandou o projeto e execução de um barramento no Ribeirão Avecuia, de forma que o nível deste fosse elevado em 1,5m, garantindo assim volume necessário ao abastecimento municipal. No entanto, em função dos condicionantes físicos do local determinado para a localização do eixo do barramento e da necessidade de uma obra rápida, a utilização de barragem de terra compactada homogênea foi descartada. Desse modo, foi projetada e executada uma barragem composta por núcleo central de solo compactado revestida com gabião colchão no talude de montante e, na face de jusante, foram utilizados gabiões tipo caixa com vertedouro centralizado. As margens do ribeirão, bem como o fundo do reservatório, tanto a montante, como a jusante do barramento foram protegidas com enrocamento a fim de evitar a ocorrência de fenômenos erosivos. Portanto, este artigo tem como objetivo apresentar o projeto e a execução da referida obra de maneira a demonstrar uma alternativa viável tecnicamente para a utilização de gabiões.

Palavras-chave: Gabião, Barragem, Geomembrana, Abastecimento de água.

Abstract

Due to the water crisis that occurred in 2015, many municipalities were forced to take necessary actions in order to reduce the impacts on water supply in homes. Within this context, the municipality of Porto Feliz, in the interior of São Paulo, demanded the design and execution of a bus in Ribeirão Avecuia, so that its level was raised by 1.5m, thus guaranteeing the necessary volume for municipal supply. However, due to the physical limitations of the site determined for the dam axis and the need for quick construction, the use of a homogeneous compacted earth dam was discarded. Thus, a dam composed of a central core of compacted soil covered with gabion mattress on the upstream slope was designed and executed, and, on the downstream side, box-type gabions with central spillway were used. The bottom of the reservoir, both upstream and downstream of the dam, were protected with rockfill to prevent erosive phenomena. Therefore, this article presents the project and execution of that work to demonstrate a technically viable alternative for the use of gabions.

Keywords: Gabions, Dams, Geomembrane, Water supply.

1 Introdução

Originalmente inventado por Leonardo da Vinci, o gabião foi criado como um sistema de apoio para o castelo de San Marco em Milão na Itália (Alqedra, 2016). Posteriormente, no final do século XIX, foi executada primeira obra em gabião no intuito de reparar os danos causados pela erosão no rio Reno em Casalecchio di Reno, no norte da Itália. Segundo Alqedra (2016), o termo “gabião” é proveniente da palavra italiana “gabbioni”, que significa “gaiola grande”.

De acordo com Yang et al.(2010), atualmente a mesma tecnologia é usada em contenções e estruturas hidráulicas duradouras. Segundo os autores os gabiões são comumente utilizados como: contenção de encostas de rios e canais navegáveis ou não; estabilização de taludes; muros de contenção; barragens semipermeáveis; barreira de peixes; decoração; projeto paisagístico; entre outros.

Uma estrutura composta por gabiões é geralmente formada pelo empilhamento de invólucros metálicos preenchidos com rachão,

de forma que a base fique mais larga que o topo, (em geral 30% da altura) sendo que o paramento externo deverá possuir uma inclinação de 6° com o plano vertical. Posteriormente, todos os elementos são solidarizados por meio de costura com um fio de aço de mesmo revestimento das gaiolas, com as mesmas características da malha, possibilitando assim uma estrutura de arrimo monolítica (Zuhaira, et al., 2017).

Dentre as vantagens da utilização dos gabiões destaca-se a alta flexibilidade, ou seja, as gaiolas de aço se acomodam ao solo, permitindo pequenos recalques diferencias ao longo da extensão da estrutura construída sem prejudicar sua eficiência (Cruz & Braghin, 2017). Segundo Alelvan (2017), diferente das estruturas rígidas, as contenções em gabião, permitem a dissipação da energia de impacto de veículos, favorecendo a utilização deste tipo de contenção em estradas.

A porosidade também é uma característica deste processo executivo quando utilizado como contenção de maciços, pois favorece a dissipação de poropressões e a redução dos esforços horizontais hidrostáticos. No entanto, justamente devido a esta característica (que pode chegar a 40%), recomenda-se a utilização de manta geotêxtil na face de contato entre o tardoz e o maciço arrimado, de forma a se prevenir problemas erosivos, tal como o piping. (Gerscovich, 2016); contudo caso os gabiões sejam utilizados para execução de barragens, a utilização de elementos impermeabilizantes como mantas de PEAD (Polietileno de Alta Densidade) deverá ser considerada pelos projetistas.

A construção de barragens para a reserva de água, a fim de suprir as necessidades do homem, é tão antiga quanto a sua história. Com o aparecimento das primeiras comunidades, passou-se a atentar para a necessidade de se armazenar água suficiente, com o objetivo de abastecer a população em suas tarefas e consumo diário. Uma barragem deverá atender a diversas finalidades, sendo que as mais importantes são: armazenamento de água, geração de energia elétrica e a contenção de rejeitos industriais e de mineração (Paschoalin Filho, 2002).

O projeto de uma barragem geralmente está associado ao de um grande empreendimento, que poderá apresentar diferentes graus de

complexidade em função da finalidade com a qual será construída. Ela abrange diversos ramos da engenharia, tais como: hidráulica, hidrologia, geologia, arquitetura, mecânica dos solos, etc (Paschoalin Filho, 2002).

Segundo Bordeaux (1980) a escolha do tipo de seção transversal de uma barragem de terra ou enrocamento dependerá de numerosos fatores, geralmente bastante complexos, tais como os relacionados aos condicionantes climáticos, hidrológicos, topográficos e geológicos do local onde se pretende construir a obra. A escolha final do tipo de barragem geralmente deve ser feita após a consideração das características de cada tipo, relacionadas com as feições físicas do local e a sua adaptação para atender o objetivo o qual será construída, observando-se aspectos de economia e de segurança. Geralmente o fator determinante para a escolha do tipo de barragem é o custo de sua construção (Gaioto, 1998).

A escolha do tipo de barragem a ser utilizada não obedece a regras fixas e nem pré-estabelecidas. Ela depende das condições do local, dos materiais disponíveis, da experiência dos consultores e projetistas, das análises econonômicas e das facilidades construtivas (Materon et al., 1980). Apesar da responsabilidade técnica, projetos de barragens de médio e pequeno porte ainda são executados por empirismo, o que conduz a obras conservadoras e não necessariamente seguras. Ademais, o tradicionalismo destas obras impede a adoção de soluções técnicas que poderiam garantir mais segurança e menores custos (Paschoalin Filho, 2002).

Em função da estiagem que ocorreu no Estado de São Paulo em 2015, muitas prefeituras passaram a se preocupar com o abastecimento de água em suas cidades. Neste contexto, a prefeitura de Porto Feliz decidiu pela execução de uma barragem no Ribeirão Avecuia, no intuito de armazenar um maior volume de água e garantir o abastecimento da cidade.

Porto Feliz é um município do estado de São Paulo situado na Região Metropolitana de Sorocaba, Mesorregião Macro Metropolitana Paulista e na Microrregião de Sorocaba. Localiza-se a uma latitude 23°12'53" sul e a uma longitude 47°31'26" oeste, estando a uma altitude de 523 metros. Sua população é em torno de 57.500,00 habitantes.

Para suprir as necessidades de abastecimento do município, após executada, a barragem deveria proporcionar o aumento do nível do ribeirão em até 1,5m. No entanto, adjacente à margem esquerda do ribeirão Avecuia, encontra-se um muro de contenção pertencente ao DAEE, o que limitava o espaço para a execução de um barramento convencional. Dessa forma, foi adotada em projeto a substituição de um barramento de solo compactado convencional, por um barramento de gabiões, o qual é demonstrado neste artigo. O projeto executivo foi elaborado pela empresa Geoconceito Engenharia Consultiva com apoio da Maccaferri do Brasil.

2. Características geotécnicas do local em estudos

Para a determinação das características do solo local foram conduzidas sondagens SPT totalizando 130,6m lineares. De uma forma geral as sondagens apresentaram, na região das margens do ribeirão, um perfil formado por uma argila arenosa de consistência mole a média e coloração cinza escura e clara. Subjacente a estas camadas verifica-se um horizonte residual formado por silte arenoso variegado de consistência dura. Salienta-se que nas camadas de argila, os valores de N_{spt} variam entre 1/45 e 10 golpes/30cm. Na camada residual o valor do N_{spt} obtido configura-se como impenetrável a ferramenta de percussão, atingindo valor de 45 golpes/30cm.

Em termos geológicos, a cidade de Porto Feliz apresenta a ocorrência de rochas do Grupo Itararé da Bacia do Paraná. Junto à porção centro leste da Bacia do Paraná, entre os municípios de Jumirim, Cerquillo, Tietê, Rafard, Capivari, Porto Feliz e Itu. Podem ser relacionadas um total de sete unidades faciológicas que compõem o Grupo Itararé: fácies diamictito; fácies arenito grosso maturo; fácies arenito médio; fácies ritmito; fácies argilito; fácies diamictito de matriz arenosa e fácies silito.

3. Características hidrológicas determinadas para o local em estudos

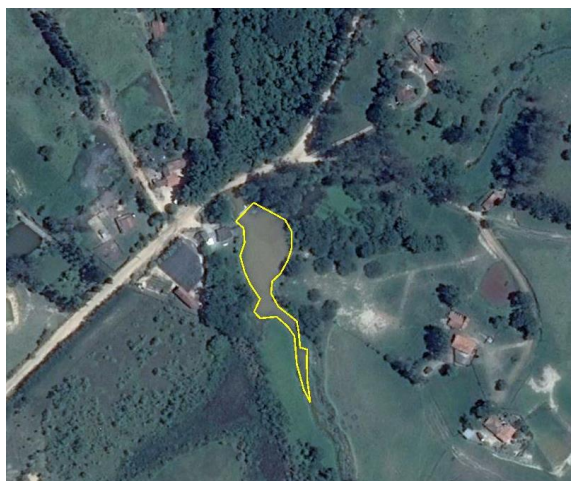
A Bacia do Rio Avecuia, no ponto de estudo aonde será implantada uma Barragem em Gabião, apresenta uma área de drenagem de 134,3 km² e perímetro de 50,6 km. Para o dimensionamento hidráulico da barragem foram calculadas as

características apresentadas na Tabela 1, a localização do reservatório é apresentada na Figura 1.

Tabela 1. Características determinadas para a bacia na região de implantação da barragem

Característica	Valor calculado
Área de bacia	134,3 km ²
Perímetro da bacia	50,6 km
Comprimento do rio principal	28,8 km
Comprimento axial	19,36 km
Índice de compacidade	1,22
Índice de conformação	0,36
Extensão média do escoamento superficial	1,73 km
Sinuosidade	1,49 (sinuoso)
Declividade aproximada	5,6 m/km
Vazão de projeto (retorno de 100 anos)	126,4 m ³ /s.

Figura 1. Localização do reservatório em estudos



Fonte: os autores.

4. Concepção e execução do barramento

Em função das especificidades e agentes condicionantes locais optou-se na execução de uma barragem composta por gabiões caixa com aterro a montante composto por uma argila siltosa (típica da

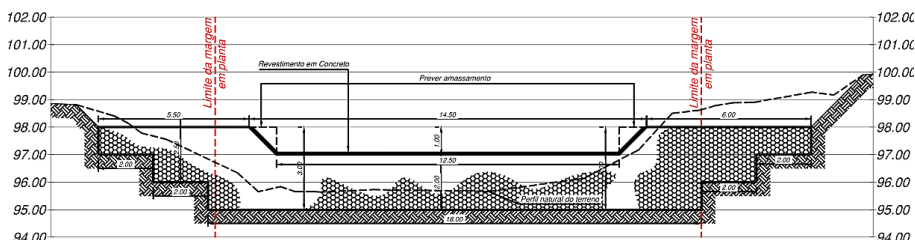
região em estudos) compactada de baixa permeabilidade. A argila foi compactada com teor de umidade 2% acima da umidade ótima ($w_{ótima} = 26\%$), a fim de garantir maior impermeabilidade. Como proteção do talude de montante foi utilizado revestimento em gabião tipo colchão. Entre o gabião colchão ($e = 23\text{cm}$) e o aterro foi utilizada uma camada de geomembrana PEAD de espessura de 1,5mm, posicionada entre duas camadas de manta geotêxtil com resistência a tração de 18 kN/m.

A barragem possui altura máxima de 4 m, comprimento transversal na base de 18 m e na crista de 26 m. Para controle do nível d'água foi utilizado vertedouro trapezoidal de parede espessa, na região central, com o topo e base revestidos com concreto de alta resistência. O vertedouro possui comprimento de 12 m e 1 m de altura no sentido transversal. A jusante, foram utilizados dissipadores de energia, também em gabiões. Na ombreira esquerda, uma escada para peixes (altura dos espelhos e largura de degrau de 0,5 m) foi construída por exigência dos órgãos ambientais, também utilizando-se de gabiões executados “in loco”.

O fundo do Ribeirão, a jusante do barramento, foi revestido com enrocamento graduado com diâmetros variando entre 0,20 e 0,3m. Entre o solo de fundo e o enrocamento foi utilizada brita com diâmetro médio de 0,15m sobrejacente a manta geotêxtil.

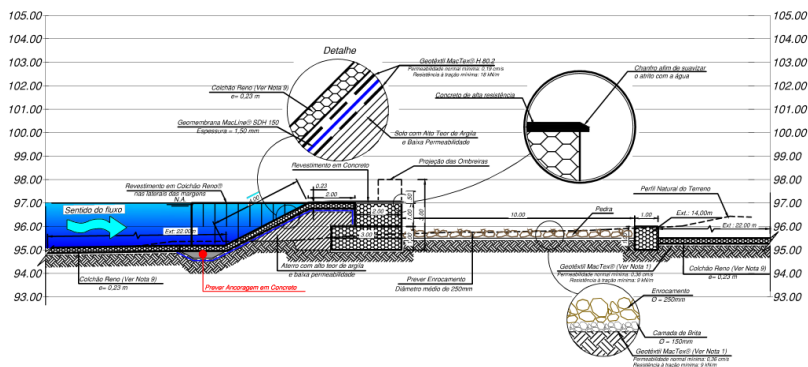
A fundação do barramento foi reforçada por agulhamento com material granular para aumentar a capacidade de suporte do solo de base e melhorar a estabilidade da barragem. As Figuras 2 e 3 demonstram as seções transversal e longitudinal da barragem, enquanto as demais figuras demonstram etapas do processo executivo.

Figura 2. Seção transversal da barragem – Sem Escala



Fonte: os autores.

Figura 3. Seção longitudinal da barragem – Sem Escala



Fonte:os autores.

Figura 4. Manilha (1,5 x 1,5m) utilizada para desvio do Ribeirão Avecuia para exexução do barramento.



Fonte:os autores.

Figura 5. Execução do núcleo impermeável de argila compactada



Fonte:os autores.

Figura 6. Locação e preenchimento dos gabiões caixa – notar geotêxtil situado na base dos gabiões



Fonte:os autores.

Figura 7. Locação e preenchimento dos gabiões caixa – notar geotêxtil situado na base dos gabiões



Fonte:os autores.

Figura 8. Face de jusante em gabião caixa sendo executada – no espaço entre o aterro e a face de gabião foi executado o núcleo impermeável de argila.



Fonte:os autores.

Figura 9. Barragem em operação. Notar vertedouro de centro e escada para peixes.



Fonte:os autores.

Figura 10. Barragem em operação. O fundo de reservatório é revestido com enrocamento para evitar erosão.



Fonte:os autores.

Figura 11. Proteção das margens do ribeirão com enrocamento para evitar erosão.



Fonte:os autores.

5 Conclusões

A solução de gabiões aliado a geomembrana para o barramento possibilitou execução rápida sem maiores dificuldades técnicas, permitindo sua construção no espaço disponível entre as margens. A solução projetada possibilitou a execução do barramento mesmo com a ombreira esquerda possuindo um muro de concreto adjacente.

A principal vantagem da estrutura em gabiões é sua flexibilidade, ou seja, a capacidade em suportar deformações sem perder sua eficácia funcional e estrutural o que permite sua utilização em condições impróprias para outros tipos de materiais. Ressalta-se a economia proporcionada pela solução utilizada, determinada pela possibilidade de se empregar qualquer tipo de rachão, desde que seja resistente a compressão, não friável e com diâmetro médio determinado pelo projetista, o que reflete em sensíveis reduções nos custos de transporte dos materiais. Cita-se também facilidade executiva da estrutura, devido aos poucos insumos envolvidos e rapidez no processo de enchimento e amarração.

Salienta-se que barragens com paramento vertical a jusante apresentam também como vantagem, além da facilidade executiva e baixo custo inicial, o fato da lâmina vertente ser destacada do próprio paramento e arejada, o que garante a integridade da estrutura, e em particular da malha metálica, em relação a ação da abrasão e choque.

Deve-se também destacar a grande facilidade executiva da estrutura em gabiões que, nas operações de colocação, não requer a utilização de mão de obra especializada, e pode ser realizada em condições atmosféricas adversas

Referências

- Alqedra, I. (2016). Studyng structural behavior of steel mesh box gabion using numerical modeling (Mestrado). University of Palestine College of Applied Engineering and Urban Planning Department of Civil Engineering, Palestina.
- Cruz, L. B., & Braghin, M. F. L. (2017). Estudo da utilização da estrutura de contenção tipo Gabião. *Colloquium Exactarum*, 8(4), 33–39.

Bordeaux, G.H.M. (1980) Barragens de terra e enrocamento: projeto e construção. Salvador: Clube de Engenharia, 250p.

Gaioto, N. (1998) Curso de barragens de terra e enrocamento (notas de aula). São Carlos. Departamento de Geotecnia. Escola de Engenharia de São Carlos.

Gerscovich, D. M. (2016). Estabilidade de Taludes (2o ed, Vol. 2). Rio de Janeiro-SP: Oficina de Textos

Materon, B., Avila, W.V., Blinder, S., Motter, J.L. (1980) Critérios para escolha do tipo de barragem da UHE Foz do Areia. In: Seminário Nacional de Grandes Barragens, 8. 1980. Rio de Janeiro. Anais... Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, v.1, p.293-313.

Paschoalin Filho, J.A. (2002). Utilização de solo residual de diabásio como elemento de fundação e material de construção de aterros compactados para barragens de pequeno porte. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, 192p.

Yang, G.-L., Liu, Z.-Z., Xu, G.-L., & Huang, X.-J. (2010). Protection Technology and Applications of Gabion. *Advances in Environmental Geotechnics*, 1(2), 915–919.

Zuhaira, A. A., Karunarathna, H., & Reeve, D. E. (2017). Numerical investigation of step dimensions impact over gabion stepped spillways. 37, 01–10. Kuala Lumpur, Malasia.

9.9 Análise técnica e econômica dos gabiões de malha soldada como nova tecnologia para muros de contenção urbana

Cruz, F. F.; Rocha, C. V.; Paschoalin Filho, J. A.

Fonte: Scientific Journal ANAP, v. 01, n. 08, 2023. Edição Especial - Anais do XIX Fórum Ambiental da Alta Paulista: Eixo 1 - Cidade

Resumo

Dentre as inovações que tem chegado ao Brasil, os gabiões de malha soldada foram trazidos ao país como um novo material para ser utilizado nos muros de contenção urbanos. Um material de propriedades físicas superiores ao gabião tradicional e que possibilite a entrega de uma maior produtividade e ganhos de sustentabilidade a suas obras e meio ambiente. Baseado neste cenário, o estudo adotou uma metodologia com abordagem quantitativa, focada no estudo de caso da primeira obra de muro de contenção com gabião de malha soldada no país, (cidade de Bom Jesus dos Perdões/SP), para fazer uma análise técnica e financeira deste material, comparando-o com o gabião tradicional e correlacionando com os índices presentes na planilha da Caixa Econômica Federal para muros de contenção com gabião tradicional. Os resultados permitiram identificar uma construção seca e sustentável, processos construtivos muito semelhantes ao do gabião tradicional, mas com uma produtividade (montagem e enchimento) 45% superior para os gabiões de malha soldada e com um custo 5% mais caro na aquisição do material. Este estudo possibilitou compreender melhor a utilização destes gabiões, ter acesso aos primeiros números de produtividade e ganhos de sustentabilidade na construção. Informações estas que ainda não temos no país, necessárias para que profissionais da área e entes públicos e privados possam avaliar o seu uso em suas obras.

Palavras-chave: Gabião de malha soldada. Muro de contenção. Sustentabilidade.

Summary

Among the innovations that have arrived in Brazil, welded mesh gabions have been brought to the country as a new material for use in

urban retaining walls. A material with superior physical properties to traditional gabions and which can deliver greater productivity and sustainability gains to construction sites and the environment. Based on this scenario, the study adopted a methodology with a quantitative approach, focusing on the case study of the first welded mesh gabion retaining wall project in the country (city of Bom Jesus dos Perdões/SP), in order to carry out a technical and financial analysis of this material, comparing it with traditional gabion and correlating it with the indices in the Caixa Econômica Federal spreadsheet for retaining walls with traditional gabion. The results identified a dry and sustainable construction, construction processes very similar to traditional gabion, but with a 45% higher productivity (assembly and filling) for welded mesh gabions and a 5% higher cost for the acquisition of the material. This study made it possible to better understand the use of these gabions, to have access to the first productivity figures and sustainability gains in construction. This is information that we still don't have in the country, which is necessary for professionals in the field and public and private entities to be able to evaluate its use in their construction projects.

Keywords: Welded mesh gabion. Retaining wall. Sustainability.

Resumen

Entre las innovaciones que han llegado a Brasil, destacan los gaviones de malla soldada, un nuevo material para su uso en muros de contención urbanos. Un material con propiedades físicas superiores a las de los gaviones tradicionales y que permite ofrecer mayores ganancias de productividad y sostenibilidad a sus obras y al medio ambiente. A partir de este escenario, el estudio adoptó una metodología con enfoque cuantitativo, centrándose en el estudio de caso del primer proyecto de muro de contención con gaviones de malla soldada en el país (ciudad de Bom Jesus dos Perdões/SP), para hacer un análisis técnico y financiero de este material, comparándolo con el gavión tradicional y correlacionándolo con los índices de la planilla de la Caixa Econômica Federal para muros de contención con gavión tradicional. Los resultados identificaron una construcción en seco y sostenible, procesos constructivos muy similares al gavión tradicional, pero con una productividad (montaje y relleno) un 45% superior para

los gaviones de malla soldada y un coste un 5% superior para la adquisición del material. Este estudio permitió comprender mejor el uso de estos gaviones, tener acceso a las primeras cifras de productividad y ganancias de sostenibilidad en la construcción. Se trata de una información que aún no tenemos en el país, y que es necesaria para que los profesionales del sector y las organizaciones públicas y privadas puedan evaluar su uso en sus obras.

Palabras clave: Gavión de malla soldada. Muro de contención. Sostenibilidad.

1.Introdução

Pelo segundo ano consecutivo, o setor da Construção Civil têm apresentado números de crescimento superior a economia nacional, conforme o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) o crescimento foi de 6,9%, frente a 2,9% do Produto Interno Bruto (PIB) no ano de 2022 (Vasconcelos, 2023).

Para que o setor possa superar estes números e crescer mais em 2023, será necessário que ele se desenvolva tecnologicamente, torne-se mais produtivo, competitivo economicamente e sustentável (CBIC, 2022). A busca pelo entendimento das práticas construtivas e por inovações tecnológicas, estimula pesquisas e análises de viabilidade em vários setores da construção. Por exemplo, as análises técnicas e econômicas feitas na comparação de soluções já conhecidas com as novas tecnologias da engenharia, especialmente as voltadas para construção de muros de contenção nas cidades urbanas, que utilizem de materiais de menor impacto ambiental e quando possíveis, usam de resíduos de construção civil (RCC) em substituição a recursos naturais (Camelo; Paschoalin Filho, 2018).

O Brasil cada vez mais necessita da execução de obras de contenção, seja para a implantação de novos empreendimentos em áreas urbanas, infraestrutura de transportes (ferroviário, rodoviário e marítimo) como também para obras emergenciais urbanas e de recuperação a áreas afetadas por eventos climáticos nas cidades. Há uma preocupação pela escolha de uma tecnologia construtiva segura, de melhor custo-benefício e sustentável (Naresi et al.,2015).

Esta temática de trazer soluções capazes de adequar as construções ao meio ambiente inserido é tão importante, que a

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), trouxe como tema principal para discussão, a Inovação e Tecnologia na Geotecnia no XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), realizado em 2022 em Campinas/SP (PROCEEDINGS SCIENCE, 2022).

Dentre os lançamentos e tecnologias expostas, um dos que ganhou destaque foi a apresentação dos gabiões de malha soldada (Gabiões easy S e Monotec R), materiais tidos como inédito na América Latina e com um conceito inovador de promover estruturas de contenção de fácil modulação, alta performance e com resistências superiores aos gabiões tradicionais (ABMS, 2022).

Por se tratar de um produto novo no Brasil, ainda não temos produções científicas nacionais sobre a utilização desta tecnologia nos muros de contenção urbanos, principalmente com uma análise da aplicação do produto na primeira obra executada no país, localizada no município de Bom Jesus dos Perdões/SP.

Este artigo tem como principal objetivo apresentar uma análise técnica e econômica do gabião de malha soldada, com foco na sustentabilidade do seu uso e comparando -o com o muro de gabião tradicional. O trabalho permitirá a profissionais, estudiosos e órgãos públicos que especificam e utilizam de gabiões para obras urbanas, conhecer melhor esta nova tecnologia, além de ter acesso aos primeiros resultados de sua aplicação em uma obra de muro de contenção.

1.1 Definições para muros de contenção com uso de gabião

1.1.1 Muro de Contenção

Trata-se de estruturas projetadas em terrenos inclinados instáveis, provenientes de origem natural ou artificiais (intervenções humanas), a fim de evitar deslizamentos, sejam eles oriundos de forças de empuxo do solo e/ou água, cargas estruturais e/ou quaisquer outros esforços adjacentes (Guimarães, 2022). A finalidade é obter uma estabilização do talude e garantir segurança as pessoas, edificações, ganho de áreas para construções, enfim, alcançar de modo seguro e técnico as premissas de projeto.

1.1.2 Gabiões tradicionais

Os gabiões são materiais de geometria prismática ou cilíndrica, formado por uma malha hexagonal de dupla torção, fabricada com arame de 2,4 mm de baixo teor de carbono (BTC) com zincagem pesada, que pode ser revestida ou não com cloreto de polivinil (PVC) e que utiliza pedras de mão ou seixos rolados para preenchimento. Os gabiões são recomendados para obras geotécnicas e hidráulicas, visto a sua flexibilidade, permeabilidade, ser uma estrutura monolítica e pela capacidade de integração com o ambiente natural (DNIT, 2009).

Figura 1 – Gabiões caixa tradicionais



Fonte: os autores.

1.1.3 Gabiões de malha soldada

Os gabiões são caixas metálicas modulares, confeccionadas por malhas eletrosoldadas a partir de arames de 4 mm de aço carbono revestidos metalicamente por um processo de galvanização a banho quente ou fogo, antes do processo de solda, empregando em sua composição a liga de Zinco-Alumínio e que seguem as Normas Europeias DIN EM 10.223-8:2013 e DIN EM ISSO 9227-NSS.

Os gabiões eletrosoldados podem ser preenchidos por pedra ou outro material adequado e pertinente a função que irá desempenhar, o produto é destinado para obras geotécnicas: contenções, sistemas de reforço de solos, controle de erosão; como também para barreiras de som e fins arquitetônicos (BELGO, 2022).

Figura 2 – Gabiões caixas de malha soldada



Fonte: os autores.

2 Método de Análise

Neste artigo foi realizado uma pesquisa quantitativa, cuja metodologia aplicada ao tema desta obra foi o estudo de caso em uma indústria no município de Bom Jesus dos Perdões/SP, que de acordo com Ponte (2002) trata-se de um modo de pesquisa com um forte cunho descritivo, no qual o investigador não pretende intervir sobre a situação, mas sim expô-la do modo como ela ocorre. Para isso, foi realizado um levantamento bibliográfico, caracterizado por Tachizawa e Mendes (2006) como o processo de coleta de dados secundários, no qual foram selecionados conceitos e aspectos relevantes ao trabalho presentes em artigos, revistas, publicações de órgãos públicos e de empresas do setor.

Além disso, foram coletados dados quantitativos por meio de análise estatísticas de documentos concedidos pela empresa

responsável pela construção da obra. Essa abordagem permitiu uma compreensão ampla dos fatores envolvidos para a construção de muros de contenção com gabiões de malha soldada, possibilitando assim uma base sólida para as conclusões e recomendações deste estudo.

Área de Estudo

Para este trabalho, o estudo de caso baseou-se na construção de 2 muros de contenção no terreno de uma indústria do setor de agronegócios, localizada no município de Bom Jesus dos Perdões/SP, situada na região de Bragança Paulista (Figura 1), a uma altitude de 770 m, caracterizado por um relevo com ondulações aos pés da Serra da Cantareira, distante 78 km da capital São Paulo, com uma população estimada (2021) de 26.506 pessoas e Produto Interno Bruto (PIB) per capita de R\$ 41.935,29 em 2020 (IBGE, 2023).

Figura 3 – Localização do município de Bom Jesus dos Perdões/SP



Fonte: os autores.

O município foi escolhido por ter sido o local da primeira obra do país com a utilização dos gabiões de malha soldada, como tecnologia para a construção de muros de contenção.

Figura 4 – Muros de contenção da primeira obra com gabiões de malha soldada



Fonte: os autores.

2.2 Coleta de Dados

O estudo foi transversal e abrangeu todos os 5 meses de obra, que iniciou em outubro de 2022 e terminou em fevereiro de 2023. Como instrumento de coleta de dados, a pesquisa utilizou dos documentos cedidos pela construtora desta obra que foram: sondagens, projetos executivos, diários de obras e relatórios financeiros emitidos pelos engenheiros responsáveis por projetar e construir o muro. Outro ponto de obtenção de dados foi a tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) emitido pela Caixa Econômica Federal (CEF) em 2022, que permitiu o acesso a referência de valores e índices de produção da construção de muros de contenção com o uso de gabiões tradicionais.

2.3 Sondagens

As sondagens feitas nos locais de construção dos dois muros trouxeram a leitura geológica de um solo com composição arenoso muito rijo, com índices de resistência a penetração superiores a 40 golpes e sem a presença de lençol freático. A leitura do solo somado ao levantamento planialtimétrico do local, estão presentes nos projetos

executivos e foram importantes para o entendimento da obra e a geometria adotada na construção.

2.4 Projetos

Os muros foram construídos conforme o projeto executivo, sendo o primeiro muro em um trecho de corte do terreno com uma extensão de 35 m por uma altura máxima de 6 m, variando conforme o desnível do terreno. O segundo muro foi executado em um platô acima do primeiro e em trecho de corte, o comprimento foi de 52 m com altura máxima de 7,5 m, que também variava conforme o caimento do terreno. As seções dos muros foram calculados no software Geo5, programa de geotecnia especializado em dimensionamento e análises geotécnicas, os índices de segurança a tombamento, deslizamento, arrancamento e ruptura parcial e global foram atendidas.

2.5 Diários de obras

Documentos que trouxeram todos os registros de acontecimentos e fatos relevantes na obra, foram de extrema importância para a contabilização dos dias improdutivos da obra (finais de semana, feriados nacionais e locais, como da marcação das datas de despesa devido aos jogos da copa do mundo) e dias afetados por intervenções climáticas e pedidos de interrupção por parte do cliente. Outro dado extraído foi a contabilização de funcionários na obra no período de construção, cuja quantidade impactou diretamente na produção da obra.

2.6 Relatórios financeiros e SINAPI

Por meio dos relatórios financeiros foi possível extrair o custo por m³ da aquisição dos gabiões para a construção dos muros de contenção desta obra, como também o índice médio de produtividade da equipe. Estes documentos puderam ser analisados e comparados a planilha de custos SINAPI, referente ao mês de outubro/2022 emitida pela CEF para obras com gabião tradicional para o estado de São Paulo (SP).

3. Resultados

A obra iniciou no mês de outubro com a construção do primeiro muro de 35 m de extensão, com um volume de 267 m³ de gabiões caixas preenchidos com pedra basalto e que foi concluído no final de dezembro. Esta primeira etapa teve um tempo de obra bastante prejudicado pelo alto número de chuvas na região, como também pelos dias de dispensas de trabalho por conta dos jogos da seleção brasileira na Copa do Mundo do Catar de 2022 e feriados nacionais.

O muro de contenção foi construído por 2 funcionários, um deles com anos de experiência na construção de muros com gabião tradicional e o outro sem experiência neste seguimento. Por se tratar de um material novo e até então desconhecido no mercado nacional, os funcionários dependeram de treinamento local pelo fabricante e de duas semanas para adaptação e compreensão do método construtivo com os gabiões eletrosoldados easy S.

Figura 5 – Primeiro muro de contenção com gabiões eletrosoldados easy S



Fonte: os autores.

O segundo muro de 52 m com volume de 556 m³, contou com a participação de mais 3 funcionários, além dos outros dois do primeiro muro. Todos estes funcionários já dominavam a técnica de construção dos gabiões tradicionais e tiveram essa obra, como a

primeira experiência com os gabiões de malha soldada. Diferentemente do primeiro muro, o tempo para adaptação da equipe foi de 1 semana, a execução foi de 2 meses e contou com menos dias de interrupção por feriados nacionais, dias chuvosos e pedidos do cliente.

Figura 6 – Segundo muro de contenção com gabiões eletrosoldados easy S



Fonte: os autores.

As contenções com gabiões de malha soldada alinha-se bem aos conceitos e premissas de construção sustentável, que visa construções preocupadas com o meio ambiente inserido, siga parâmetros ambientais, de sustentabilidade e que cause o menor impacto possível e utilize de forma correta os recursos naturais disponíveis (Yudelson, 2013).

O processo construtivo dos muros de contenção com gabião de malha soldada, assemelha-se muito ao dos gabiões tradicionais, com a utilização de poucos materiais, uso racional dos recursos naturais e baixa intervenção no ambiente. Basicamente as etapas são: topografia, desobstrução da área a ser construída, uso de pedras de jazidas legalizadas com a possibilidade de RCC, seleção de pedras com granulometria condizentes e o espalhamento delas a fim de evitar vazios, aplicação de geotêxtil atrás das caixas preenchidas e o reaterro

com solo e compactação de boa qualidade; continuam presentes e necessárias para uma construção segura e técnica.

Diferente do gabião tradicional que é fornecido por panos de malha tecido aberta e rolos de arame para amarração, os gabiões de malha soldada são compostos por painéis, conexões e tirantes, todos fabricados industrialmente e fornecidos já prontos para a instalação, não geram resíduos e materiais de sobra. O que permitiu uma obra seca, que não necessitasse de água, cimento, argamassa, um canteiro de obras sem geração de resíduos e cujo processo construtivo, baseia-se na montagem de caixas sequenciais, que aproveitavam das conexões para a unir as caixas adjacentes de uma forma rápida e contínua, sem a necessidade de usar de arames de amarração para montar as caixas, confeccionar tirantes e da expertise de uma mão de obra especializada para fazer as costuras de amarração.

Figura 7 – Painéis do gabiões eletrosoldados



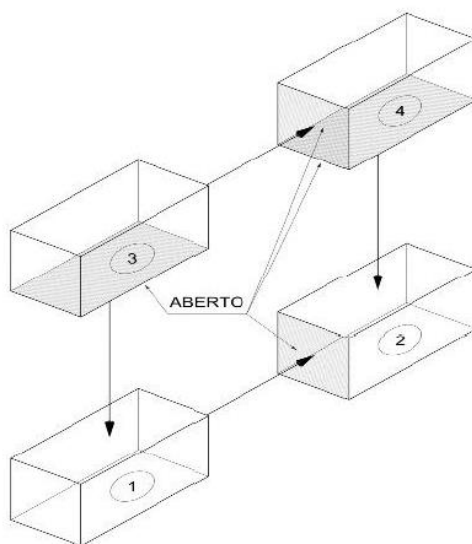
Fonte: os autores.

Figura 8 – Peças do gabião tradicional



Fonte: os autores.

Figura 9 – Aproveitamento dos painéis das caixas



Fonte: os autores.

Figura 10 – Conexões dos gabiões eletrosoldados



Fonte: os autores.

Outro aspecto observado na construção das contenções com gabiões eletrosoldados, foi a possibilidade do preenchimento mecanizado e a melhora na ergonomia do trabalho, ou seja, com o auxílio de uma escavadeira e a utilização de pedras de menor granulometria, diminuiu o tempo de execução desta atividade e a exposição do profissional a riscos de lesões musculares e acidentes no trabalho. Processo este diferente do gabião tradicional, que necessita de um profissional para costurar as peças, selecionar e espalhar as pedras durante toda a etapa de enchimento das caixas, o que expõe a maiores riscos de acidentes de trabalho.

Figura 11 – Preenchimento com pedras dos gabiões eletrosoldados



Fonte: os autores.

A montagem racional e rápida das peças foi registrada pela empresa e refletiu no índice de produtividade da mão-de-obra. A média contabilizada pela construtora para a execução do primeiro muro foi de 5 m³/dia e do segundo por 5,75 m³/dia, obtendo uma média geral da obra de 5,38 m³/dia por funcionário, número este que contabiliza a produtividade do profissional para montar e preencher os gabiões com pedra. Por se tratar de um material novo no Brasil, este gabião ainda não está presente nas planilhas e tabelas dos órgãos públicos, o que temos pela CEF é um índice médio de produtividade e custo do m³ para o gabião tradicional, números presentes na planilha SINAPI.

A composição SINAPI escolhida para análise de produtividade e financeira foi a desonerada de outubro de 2022 para o estado de São Paulo (SP), código 92747: “Muro de gabião, enchimento com pedra de mão tipo rachão, de gravidade, com gaiolas de comprimento igual a 2m, para muros com altura maior que 6m e menor ou igual a 10m” (SINAPI, 2022, p. 713).

Esta composição traz como coeficiente de produtividade de mão- de-obra 2,158 h p/m³ do muro de gabião montado e preenchido, considerando 8h dia como jornada de um trabalhador da construção civil, chegamos a uma produtividade pela CEF de 3,71 m³/dia do muro de gabião tradicional.

A produtividade média apresentada pela construtora para a construção dos muros de contenção com gabiões eletrosoldados foi de 5,38 m³/dia por funcionário, quando comparada aos 3,71 m³/dia do muro com gabião tradicional da CEF, temos uma diferença de 1,67 m³/dia e consequentemente um índice de 45% de produção a mais do que o muro com gabião tradicional.

As diferenças entre os gabiões tradicionais e a esta nova tecnologia dos gabiões de malha soldada, estende-se também para o preço de aquisição do material, pela CEF o valor médio do gabião tradicional é de R\$ 286,12 p/m³, quanto ao valor de R\$ 300,00 p/m³, valor este informado pela construtora para aquisição dos gabiões eletrosoldados. Os gabiões de malha soldada representaram um custo de 5% a mais do valor dos gabiões tradicionais, valores estes que contemplam no preço os 12% de Imposto sobre Circulação de Mercadorias e Serviços (ICMS), 9,25% de alíquota de Programa de

Integração Social (PIS) e Contribuição para o Financiamento da Seguridade Social (CONFINS), como também os 3,25% de Imposto sobre Produtos Industrializados (IPI). Apesar de ter um custo do material um pouco maior do que o tradicional, a tecnologia inovadora incorporada nos gabiões eletrosoldados, entregou uma produtividade superior e expressiva à do gabião tradicional.

Devido ao sigilo financeiro da construtora, não foi concedido o acesso a informações de custo total da obra por m³, o que contemplaria os valores de mão-de-obra, equipamentos, e todos os insumos utilizados para a construção do muro de contenção com gabião de malha soldada. Desse modo, a análise financeira limitou-se ao valor da aquisição dos gabiões eletrosoldados e não permitiu a comparação completa do valor final de fornecimento e execução por m³.

Conclusão

Os gabiões de malha soldada tem se apresentado ao mercado nacional, como um material inovador e com tecnologia capaz de entregar maior produtividade e ganhos de sustentabilidade na construção dos muros de contenção. Diante da tendência por construções sustentáveis e inovadoras, o mercado da construção civil brasileira começou a utilizá-lo e têm apresentado os primeiros resultados de obra com o uso destes gabiões, que neste caso foi com a obra em Bom Jesus dos Perdões/SP.

Esta análise permitiu acessar pontos importantes da construção dos muros de contenção desta obra, como a alta média de produtividade (montagem e enchimento das caixas de gabião por profissional), a grande semelhança nas etapas construtivas do gabião tradicional e a sustentabilidade desta tecnologia de não gerar resíduos, sobras de material. Apesar de ser um material novo, que ainda não está nas planilhas dos órgãos públicos, análises comparativas com os muros de contenção com o gabião tradicional puderam ser traçadas no aspecto da produtividade e do valor de aquisição do produto. O número de 45% maior de produtividade para o gabião de malha soldada, pode ser explicada pelo processo racional de montagem das caixas e por usar peças prontas, dispensar serviços manuais de amarração e costuras. Quanto ao valor do material de 5% mais caro do

que o gabião tradicional, o fato de ser um produto novo, com diâmetro do arame de aço maior e com mais tecnologia incorporada.

Trata-se de uma tecnologia nova e com grande possibilidade de uso em mais obras no país. Visto o seu alinhamento com a sustentabilidade e a empregabilidade nas obras de contenção, sugere-se que em estudos futuros, use de uma amostra maior de casos para verificar e consolidar os índices de produtividade, custos financeiros, como também nos ganhos técnicos e na sustentabilidade construtiva.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – ABMS. Espaço Corporativo: Belgo Arames lançou solução geotécnica inédita no Brasil. ABMS, 2022.

BELGO ARAMES. Especificação técnica do gabião modular de malha soldada conexões em espiral e tirantes preformados. São Paulo: Belgo, 2022.

CAMELO, D. G.; PASCHOALIN FILHO, J. A. Comparação entre custos executivos de gabião tipo Macsoil com outras soluções de contenção de maciços de solo. In: Simpósio Internacional de Gestão de Projetos, Inovação e Sustentabilidade – SINGEP, 7., 2018, São Paulo. Anais [...]. São Paulo: UNINOVE, 2018. p. 1-15.

CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO – CBIC. Aumento no preço dos insumos é o maior problema da Construção há 24 meses. CBIC, 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. Proteção do corpo estradal – Estruturas de arrimo com gabião: especificação de serviço. Rio de Janeiro: DNIT, 2009.

GUIMARÃES, Glenda S. Projeto de muro de flexão para contenção de um terreno. 2022. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista (UNESP), Ilha Solteira, 2022.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. Bom Jesus dos Perdões: panorama. Rio de Janeiro: IBGE, 2023.

NARESI JÚNIOR, L. A.; AGUIAR, M. F. P.; MAGALHAES, T. A.; AZEVEDO, C. P. B. Análise técnica e econômica de soluções para estabilização de taludes. *Revista Fundações & Obras Geotécnicas*, São Paulo, v. 1, p. 50-57, 2015.

PONTE, João Pedro M. D. Estudos de caso em Educação Matemática. *Bolema: Boletim de Educação Matemática*, Rio Claro, v. 22, n. 33, p. 1-20, 2008.

SINAPI – SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. Composições e insumos – Estado de São Paulo. p. 713-3953, 2022.

TACHIZAWA, T.; MENDES, G. Como fazer monografia na prática. 10. ed. Rio de Janeiro: Editora FGV, 2006.

VASCONCELOS, Ieda. Informativo econômico – 02/03/2023. CBIC, 2023. Disponível em: <https://cbic.org.br/wp-content/uploads/2023/03/informativo-economico-pib-4o-trimestre-2022-1.pdf>. Acesso em: 23 maio 2023.

YUDELSON, Jerry. Arquitetura e construção: projeto integrado e construções sustentáveis. Porto Alegre: Bookman, 2013.

CAPÍTULO 10 - Especificações e critérios de controle de obra

10.1 Procedimentos executivos de caráter geral

A executora deverá proceder à locação da obra sob supervisão direta da fiscalização, observando rigorosamente os elementos definidos em projeto. Concluída essa etapa, deverão ser executados os serviços preliminares de limpeza e regularização da base destinada à instalação dos gabiões, assegurando condições adequadas para a continuidade da obra.

As escavações e os aterros deverão atender às conformações, dimensões, cotas e espessuras especificadas, garantindo a precisão construtiva. Para o correto alinhamento da estrutura, deverão ser instalados gabaritos de madeira (sarrafos) na face do paramento externo, devidamente aprumados, a fim de evitar deformações durante a execução.

O preenchimento dos gabiões deverá ser realizado manualmente, com arrumação criteriosa das pedras, de forma a minimizar vazios e a atingir peso específico médio de 18 kN/m^3 . Nos gabiões de 1,00 m de altura, a primeira camada de pedras arrumadas deverá corresponder a 1/3 da altura total. É expressamente proibido o lançamento do material de enchimento por meio de equipamentos mecânicos, como pá-carregadeira ou retroescavadeira. Na face externa visível da estrutura, deverão ser utilizadas pedras cujo tamanho abranja, no mínimo, três malhas inteiras, sendo vedada a utilização de pedras de dimensões inferiores à abertura da malha.

O alinhamento das juntas e o prumo dos gabiões da segunda camada deverão ser verificados previamente à sua amarração à camada inferior. Quando houver necessidade de utilização de pá-carregadeira ou equipamentos de esteira, deverão ser adotados cuidados adicionais para evitar danos à malha metálica. Os serviços de reaterro e aterro para incorporação do maciço ou talude somente poderão ser iniciados após a execução parcial ou total dos muros de gabião.

O muro deverá ser executado em conformidade com as especificações técnicas e os desenhos de projeto, sendo imprescindível o controle rigoroso da sua localização e dimensões. Serão admitidas tolerâncias construtivas de: $\pm 2,5\%$ no diâmetro do arame zincado; $\pm 3\%$ no comprimento dos gabiões tipo caixa; e $\pm 5\%$ na altura e na largura dos módulos.

10.2 Procedimentos de controle

A execução da obra em gabiões deverá atender rigorosamente às especificações técnicas, assegurando a durabilidade, a estabilidade e o desempenho estrutural da contenção.

A pedra de mão destinada ao preenchimento deverá ser proveniente de rocha sã, estável e de elevada resistência mecânica, com diâmetro variando entre 120 mm e 250 mm. É essencial que apresente os mesmos requisitos exigidos para a pedra britada, especialmente em termos de resistência ao desgaste e ao impacto. Recomenda-se a utilização de materiais densos e de elevado peso específico, vedando-se o uso de rochas com tendência à decomposição, alteração química ou desagregação, de modo a garantir a estabilidade a longo prazo.

As mantas geotêxteis deverão ser posicionadas junto à face de montante dos gabiões, em contato direto com o solo do aterro, desempenhando função de filtro para eventuais surgências de água. Esse elemento é fundamental para prevenir o arraste de partículas finas do solo, evitando processos de erosão interna (piping) e contribuindo para a durabilidade da estrutura. O correto posicionamento da manta assegura que o fluxo hídrico seja dissipado de maneira controlada, sem comprometer o maciço ou o preenchimento dos gabiões.

O arame utilizado tanto na fabricação dos gabiões tipo caixa quanto nas operações de amarração e atirantamento deverá ser de aço doce recozido, em conformidade com as normas NBR 8964, ASTM A641M-98 e NB 709-00. Esse arame deve apresentar tensão de ruptura média entre 38 e 48 kg/mm², garantindo resistência suficiente para suportar solicitações de tração durante a montagem e ao longo da vida útil da estrutura.

A tela empregada deverá ser confeccionada em malha hexagonal de dupla torção, resultante do entrelaçamento dos arames

em três meias-voltas, conforme as especificações da NBR 10514, NB 710-00 e NP 17 055 00. As dimensões da malha deverão ser do tipo 6 × 8 cm, sendo o diâmetro do arame de 2,2 mm para a malha e de 2,7 mm para as bordas, conferindo maior rigidez e resistência ao conjunto.

A executora deverá realizar a amostragem das telas, retirando uma peça a cada lote de dez fardos, de modo a assegurar o controle de qualidade do material empregado. As amostras deverão ser obtidas em regiões afastadas das bordas, no mínimo três vezes o tamanho da própria amostra, a fim de garantir representatividade nos ensaios.

Todas as bordas livres dos gabiões tipo caixa, incluindo laterais, topo e diafragmas, deverão ser obrigatoriamente enroladas mecanicamente em torno de um arame de diâmetro superior. Essa prática é indispensável para evitar o desfazimento das malhas, além de conferir maior resistência estrutural e estabilidade ao módulo. A conexão entre o arame da borda enrolada e a malha deverá apresentar resistência mínima de 10,2 kN/m, em conformidade com a ASTM 975, assegurando que os elementos permaneçam solidários durante toda a vida útil da estrutura.

O material somente será aceito caso atenda plenamente a todos os requisitos desta especificação. Se alguma amostra apresentar não conformidade, outras três deverão ser retiradas do mesmo lote e submetidas a inspeções específicas quanto ao requisito reprovado. Apenas após aprovação nos ensaios complementares o lote poderá ser liberado para utilização.

Por fim, a localização e as dimensões do muro deverão ser rigorosamente controladas, admitindo-se tolerância máxima de 10% em relação ao projeto executivo. Essa exigência é fundamental para garantir que a estrutura atenda integralmente aos parâmetros de segurança, estabilidade e funcionalidade previstos no dimensionamento original.

10.3 Execução do aterro de montante

A execução do aterro deverá iniciar-se com a limpeza criteriosa da área de implantação, compreendendo a remoção de entulhos, resíduos orgânicos, materiais soltos e solos de baixa resistência, sempre nos locais e profundidades previamente definidos no projeto executivo. Os materiais de descarte provenientes dessa etapa deverão

ser destinados exclusivamente a áreas de bota-fora devidamente licenciadas e regularizadas, em conformidade com a legislação ambiental vigente, assegurando a correta disposição e evitando impactos ambientais adversos.

Nos casos em que o contato entre o terreno natural e o aterro ocorrer em taludes inclinados, será obrigatória a preparação da superfície em forma de degraus (bancadas), a fim de promover a aderência entre as camadas e eliminar a formação de superfícies potenciais de escorregamento. Essa técnica, consagrada em obras de geotecnia, garante maior estabilidade do maciço e integração adequada entre o material de fundação e o material de empréstimo.

Os materiais destinados ao aterro não poderão ser lançados sobre o terreno natural sem prévia inspeção e liberação pela fiscalização da obra, bem como sem a aprovação da origem do material pelo engenheiro geotécnico responsável. Essa exigência assegura o emprego de materiais com propriedades adequadas de granulometria, resistência e teor de umidade, prevenindo falhas estruturais decorrentes da utilização de solos impróprios.

O lançamento deverá ser realizado em camadas sucessivas, uniformemente distribuídas por toda a largura da seção transversal do aterro. Cada camada deverá possuir extensão compatível com a capacidade de execução da compactação e do controle de umidade, conforme parâmetros definidos em projeto. A espessura máxima das camadas antes da compactação não poderá exceder 25 cm, de modo a garantir o adequado adensamento em profundidade e o atendimento aos índices de compactação especificados.

A compactação das camadas será executada predominantemente de forma manual, com emprego de equipamentos adequados, como sapos mecânicos, especialmente indicados para áreas de pequena largura ou de difícil acesso. O processo deverá assegurar uniformidade no grau de compactação e continuidade em toda a extensão do aterro.

O controle tecnológico da compactação deverá respeitar rigorosamente a umidade ótima, previamente determinada por Ensaio de Proctor Normal. Cada camada deverá atingir grau de compactação (GC) mínimo de 95% PN, admitindo-se variação máxima de umidade de até +2% em relação ao valor da umidade ótima. Esse critério

garante que o maciço apresente resistência, durabilidade e comportamento previsível sob as condições de carregamento previstas em projeto.

A liberação de cada camada de aterro ficará condicionada à execução de ensaios de controle in loco, destinados à verificação do grau de compactação e do teor de umidade em relação aos parâmetros de projeto. Apenas após a aprovação desses ensaios será autorizada a execução da camada subsequente, garantindo o controle de qualidade e a segurança global da obra.

10.4 Itens a serem disponibilizados pela executora

A empresa executora deverá, obrigatoriamente, disponibilizar em obra todos os recursos humanos, equipamentos, documentos e materiais necessários para a correta execução dos serviços, de modo a assegurar qualidade, segurança e conformidade com o projeto executivo.

No que se refere à equipe mínima, será exigida a presença de um Engenheiro Supervisor, responsável pelo acompanhamento técnico da obra e pela validação de todas as etapas críticas. Deverá haver também um Encarregado Geral, responsável pela organização das frentes de trabalho e pela gestão operacional, além de um Operador de Retroescavadeira devidamente habilitado, um Montador especializado em estruturas de gabião e Auxiliares Gerais para apoio às atividades manuais, garantindo produtividade e eficiência na execução.

Quanto aos equipamentos, deverão ser disponibilizados, no mínimo: pá carregadeira equipada com dispositivos de retroescavação; retroescavadeira; sapos mecânicos para compactação do solo em camadas sucessivas; guindastes para içamento de materiais pesados; caminhão basculante para transporte e descarregamento de insumos; além de ferramentas manuais diversas, tais como pás, picaretas, enxadas, carrinhos de mão, alicates e marretas de 1 kg. A disponibilidade contínua desses equipamentos em obra é fundamental para assegurar agilidade no processo executivo e reduzir riscos de atrasos decorrentes de falhas logísticas.

No tocante à documentação exigida, a empresa executora deverá manter em obra: desenhos e relatórios de sondagens do local,

fundamentais para a caracterização das condições geotécnicas do terreno; projeto executivo de contenção, contendo todas as especificações de dimensões, ângulos de inclinação e comprimentos; relação detalhada dos encargos e fornecimentos a cargo do contratante; e boletim de controle diário da execução do muro, documento indispensável para acompanhamento físico, controle de qualidade e rastreabilidade da obra.

Quanto aos materiais necessários, deverá ser prevista a utilização de arames conforme normas técnicas aplicáveis, telas hexagonais de dupla torção para montagem dos gabiões, pedras de mão de elevada resistência e dimensões compatíveis, mantas geotêxteis para filtragem e separação, além de filtros de areia destinados ao controle de surgências d'água e ao adequado desempenho hidráulico da contenção.

O cumprimento integral dessas exigências constitui condição indispensável para a execução adequada dos muros de gabião, garantindo que o empreendimento atenda aos critérios de desempenho, durabilidade e segurança previstos em projeto.

CAPÍTULO 11 - Considerações finais

Ao longo desta obra, percorremos um caminho que integrou fundamentos técnicos, análises históricas, resultados de pesquisas aplicadas e experiências de campo relacionadas ao uso de gabiões em diferentes contextos da engenharia civil. Essa trajetória permite compreender a amplitude do papel dessas estruturas na construção contemporânea e apontar direções futuras para sua consolidação enquanto tecnologia sustentável.

Do ponto de vista estritamente técnico, os gabiões destacam-se pela capacidade de aliar simplicidade construtiva a elevado desempenho estrutural. Diferentemente dos muros de concreto armado ou ciclópico, que dependem de processos de execução mais rigorosos, cura de materiais e fundações robustas, os gabiões funcionam essencialmente como estruturas de gravidade, cuja estabilidade decorre do peso próprio associado à permeabilidade e à flexibilidade da malha metálica.

A flexibilidade estrutural constitui uma de suas propriedades mais relevantes, permitindo acomodar recalques diferenciais e deformações do maciço sem comprometer a integridade global da obra. Tal característica os torna particularmente adequados em áreas com solos de baixa capacidade de suporte, sujeitos a subsidência, ou em regiões sísmicas, onde estruturas rígidas tenderiam a apresentar fissuração ou colapsos abruptos.

A permeabilidade natural do enchimento pétreo representa outra vantagem significativa, ao permitir o alívio de pressões hidrostáticas, reduzindo a necessidade de sistemas auxiliares de drenagem. Esse aspecto, aliado à modularidade de montagem e à possibilidade de utilização de materiais locais, reforça a competitividade da solução tanto em custo quanto em prazo de execução.

Em termos comparativos, os muros de gabiões oferecem ainda elevada adaptabilidade a geometrias complexas e terrenos irregulares, característica que amplia sua aplicabilidade em obras de proteção de

margens fluviais sinuosas, encostas urbanas com cortes variáveis e contenções rodoviárias ou ferroviárias em condições geotécnicas adversas. Assim, do ponto de vista estrutural, os gabiões representam uma solução que conjuga eficiência, robustez e adaptabilidade, sem abrir mão da simplicidade construtiva e da viabilidade econômica.

Na perspectiva ambiental, os gabiões assumem posição de destaque como tecnologia alinhada aos princípios da sustentabilidade e da economia circular. Diferentemente das soluções convencionais, que demandam grande volume de concreto e aço com elevada pegada de carbono, a técnica pode incorporar materiais reciclados, em especial, Resíduos de Construção e Demolição (RCD), como parte de seu preenchimento, transformando um passivo urbano em recurso construtivo de valor.

Essa prática contribui para a redução da extração de agregados naturais e para mitigar um dos maiores problemas das cidades brasileiras: o descarte irregular de entulho. Ao reintegrar esses materiais ao ciclo produtivo, os gabiões fortalecem estratégias de reaproveitamento de resíduos e aproximam-se dos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) da ONU, especialmente os relacionados à gestão responsável de recursos, cidades resilientes e mitigação da poluição.

Outro aspecto fundamental refere-se à integração paisagística e ecológica. Por serem estruturas abertas e permeáveis, os gabiões permitem o acúmulo de sedimentos em seus interstícios e a colonização espontânea da vegetação ao longo do tempo. Essa característica contribui não apenas para a estabilidade superficial do maciço, mas também para a criação de habitats para a fauna local, para a melhoria estética do ambiente urbano e para a restauração ecológica de áreas degradadas.

Do ponto de vista de durabilidade, os gabiões podem alcançar vida útil superior a 50 anos, quando especificados com malhas galvanizadas ou revestidas com ligas Zn-Al, apresentando baixa necessidade de manutenção. Esse desempenho reduz custos ao longo do ciclo de vida e reforça sua condição de tecnologia sustentável.

Um dos grandes diferenciais desta obra é trazer para o debate técnico brasileiro a dimensão científica e acadêmica do uso de gabiões. Historicamente, a bibliografia nacional restringia-se a catálogos de

fabricantes, manuais resumidos e traduções parciais de publicações estrangeiras, muitas vezes pouco adaptadas à realidade geotécnica e construtiva do país.

As pesquisas conduzidas no âmbito do Programa de Pós-Graduação em Cidades Inteligentes e Sustentáveis da Universidade Nove de Julho ampliaram significativamente essa base de conhecimento, por meio de ensaios laboratoriais, análises mecânicas e estudos de caso em condições brasileiras. Os trabalhos apresentados neste livro comprovam a viabilidade do uso de materiais alternativos, detalham parâmetros de dimensionamento e analisam o comportamento mecânico e hidráulico dos gabiões em diferentes contextos de aplicação.

Do ponto de vista acadêmico, esta obra consolida-se como referencial para a formação de novos profissionais, servindo como material didático e fonte de consulta em cursos de graduação, mestrado e doutorado. Reforça, ainda, a importância da pesquisa aplicada, que conecta teoria e prática, e contribui para o desenvolvimento futuro de normas e especificações técnicas nacionais.

Essa base científica sólida fortalece a engenharia brasileira e abre espaço para cooperações internacionais, posicionando a experiência nacional como referência em países que enfrentam desafios semelhantes de sustentabilidade e infraestrutura.

Na dimensão social, os gabiões apresentam relevância que transcende o caráter estritamente técnico. Sua simplicidade de execução e a possibilidade de utilização de mão de obra local permitem aplicação em comunidades de baixa renda e em áreas de risco, oferecendo soluções rápidas e eficazes para contenção de encostas, proteção contra erosão e mitigação de desastres naturais.

Sua aplicabilidade em obras emergenciais também merece destaque, especialmente em situações de enchentes, deslizamentos ou colapsos de infraestrutura. A rapidez de montagem e a independência de grandes equipamentos tornam-nos ideais para respostas imediatas em cenários críticos.

Além disso, os gabiões têm sido incorporados em projetos de infraestrutura pública e requalificação urbana, em margens de córregos, canais de drenagem, taludes rodoviários e áreas de

urbanização precária. Nessas aplicações, oferecem não apenas estabilidade estrutural, mas também benefícios ambientais e paisagísticos, contribuindo para a melhoria da qualidade de vida da população.

O futuro do uso de gabiões abre-se para múltiplas possibilidades, com destaque para três eixos principais:

Materiais alternativos e inovadores: pesquisas recentes apontam para a utilização de resíduos industriais beneficiados, materiais reciclados e subprodutos minerais como enchimento, ampliando a contribuição dos gabiões para a economia circular.

Integração digital e monitoramento: a incorporação de sensores, instrumentação geotécnica e modelagem computacional permitirá monitorar em tempo real o desempenho das estruturas, ajustando projetos e prevenindo falhas de forma proativa.

Normatização e políticas públicas: os resultados de pesquisas nacionais podem subsidiar a elaboração de normas específicas e fomentar sua adoção em programas governamentais de contenção de encostas, drenagem urbana e recuperação ambiental.

Diante do cenário de mudanças climáticas, expansão urbana desordenada e necessidade de soluções de baixo impacto ambiental, os gabiões tendem a consolidar-se como tecnologia de referência, combinando desempenho técnico, benefícios ambientais e relevância social.

Este livro demonstrou que os gabiões não constituem apenas uma alternativa construtiva, mas sim um sistema integrado de engenharia, capaz de responder às demandas contemporâneas de segurança geotécnica, eficiência hidráulica e sustentabilidade ambiental, sem desconsiderar a viabilidade econômica.

Ao reunir fundamentos teóricos, pesquisas aplicadas, estudos de caso e discussões críticas, esta obra reforça a importância de compreender os gabiões como tecnologia estratégica para a engenharia e para a sociedade.

Mais do que encerrar um tema, este capítulo reafirma que os gabiões configuram uma solução em constante evolução, pronta para inspirar novas pesquisas, aplicações e políticas públicas. Sua adoção crescente poderá transformar não apenas o cenário da engenharia civil, mas também a forma como concebemos e construímos cidades mais seguras, resilientes e sustentáveis.

Referências Consultadas

AGOSTINI, R.; BIZZARRI, A.; MASETTI, M. Ouvrages flexibles pour les tronçons torrentiels et fluviaux. Partie 1. Bologna: Edition Officine Maccaferri S.p.A., 1982. [s. p.]

ALSUBIH, M.; AHMED, M.; ALQADHI, S.; MALLICK, J. Estruturas de barreira de água de gabião como uma abordagem sustentável para a conservação da água e da terra. *Environmental Science and Pollution Research*, v. 30, p. 126057-126071, 2023. DOI: 10.1007/s11356-023-31040-3.

ARENAS, C.; LUNA-GALIANO, Y.; LEIVA, C.; VILCHES, L. F.; ARROYO, F.; VILLEGAS, R.; FERNÁNDEZ-PEREIRA, C. Development of a fly ash-based geopolymeric concrete with construction and demolition wastes as aggregates in acoustic barriers. *Construction & Building Materials*, v. 134, p. 433-442, 2017. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.12.119.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009. 19 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019. 91 p.

BAULAC, M.; DEFRANCE, J.; JEAN, P. Optimisation of multiple edge barriers with genetic algorithms coupled with a Nelder-Mead local search. *Journal of Sound and Vibration*, v. 300, n. 1-2, p. 71-87, 2007. DOI: 10.1016/j.jsv.2006.07.030.

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

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

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

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

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

CRUZ, F. F.; ROCHA, C. V.; PASCHOALIN FILHO, J. A. Análise técnica e econômica dos gabiões de malha soldada como nova tecnologia para muros de contenção urbana. Scientific Journal ANAP, v. 1, n. 8, 2023.

DA SILVA, S.; PRISCILA, W. O impacto das fachadas verdes nos microclimas urbanos. 2018. 152 f. Tese (Doutorado em Arquitetura e Urbanismo) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018.

DING, L.; VAN RENTERGHEM, T.; BOTTELDOOREN, D. Estimating the effect of semi-transparent traffic noise barriers with Ultra Weak Variational Formulation. Acta Acustica united with Acustica, v. 97, n. 3, p. 391-402, 2011. Trabalho apresentado em: EUROPEAN CONFERENCE ON NOISE CONTROL – EURONOISE, 2009, Edinburgh. Anais... Edinburgh: EAA, 2009.

FEIJÓ, R. L. Monitoração de uma escavação experimental grampeada em solo residual gnáissico não saturado. 2007. 176 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

GERSCOVICH, D. M. Estabilidade de taludes. v. 2, 2. ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2016.

JÚNIOR, A. M. M.; VIANA, P. M. F. Análise da estabilidade externa de um muro de gabião próximo ao Viaduto Marginal Botafogo. Construindo, Goiânia, v. 8, n. 2, p. 59-67, 2016.

KOUSSA, F.; DEFRANCE, J.; JEAN, P.; BLANC-BENON, P. Acoustic performance of gabions noise barriers: numerical and experimental approaches. Applied Acoustics, v. 74, n. 1, p. 189-197, 2013. DOI: 10.1016/j.apacoust.2012.07.009.

MACCAFERRI. Gabiões: informe técnico comercial. São Paulo: Maccaferri do Brasil, 2017.

MILITITSKY, J. Grandes escavações em perímetro urbano. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

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.

OLIVEIRA, L. Risco geológico: o que é e como saber o risco de uma área. Igeológico, 9 ago. 2022. Disponível em: <https://igeologico.com.br/risco-geologico-o-que-e-e-como-saber-o-risco-de-uma-area/>. Acesso em: 11 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, 20, 2020, Campinas. Anais... São Paulo: ABMS, 2020.

SANTOS JUNIOR, P. J. Gabiões e estruturas de arrimo: análise teórico-numérico-experimental do comportamento mecânico. 2018. 210 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2018.

SHIMOMURA, S.; NISHIMURA, Y. Improved Gabion Technology for Soil Stability and Flood Control at Nepal. Dep Journal of Engineering and Technology, v. 2, n. 2.5, p. 45-52, 2016.

SOUZA JUNIOR, A. C. de. Utilização de resíduos de construção civil para preenchimento de gabiões tipo caixa na execução de barreiras sonoras. 2023. 132 f. Dissertação (Mestrado em Cidades Inteligentes e Sustentáveis) – Universidade Nove de Julho, São Paulo, 2023.

THORSSON, P. Optimisation of low-height noise barriers using the equivalent sources method. Acta Acustica united with Acustica, v. 86, p. 811-820, 2002.



LIVROS, REVISTAS, JORNAIS, EBOOKS E EMAGAZINES



www.foxtablet.com.br



contato@foxtablet.com.br



www.fb.com/foxtablet



[@foxtablet](https://www.instagram.com/foxtablet)



[foxtablet.bsky.social](https://twitter.com/foxtablet)

CONSTRUINDO COM GABIÕES: Fundamentos Técnicos, SUSTENTABILIDADE e Pesquisas Aplicadas

Este livro revela como uma das mais antigas técnicas construtivas do mundo vem sendo reinventada pela engenharia moderna para responder aos desafios da sustentabilidade, da inovação e da eficiência estrutural.

Resultado de pesquisas desenvolvidas no Programa de Pós-Graduação em Cidades Inteligentes e Sustentáveis da Universidade Nove de Julho e pela experiência acumulada de engenheiros da área, a obra combina rigor científico, experiência de campo e visão ambiental.

Esta publicação apresenta desde os fundamentos técnicos e históricos dos gabiões até estudos experimentais e casos reais que exploram o uso de resíduos de construção e demolição (RCD) como material de preenchimento.

Mais do que um guia técnico, esta obra é um convite à reflexão sobre como projetar obras mais duráveis, econômicas e integradas ao meio ambiente; uma preocupação essencial para engenheiros, arquitetos, gestores e pesquisadores que buscam construir um futuro mais resiliente e inteligente.

Com linguagem clara, fundamentação normativa e exemplos práticos, este livro consolida-se como uma referência técnica e científica essencial para projetistas, consultores e pesquisadores, além de servir como base para a formulação de políticas públicas e especificações nacionais relacionadas ao uso de gabiões em infraestrutura e recuperação ambiental.

Apoio:



ISBN 978-65-83368-48-5



9 786583 368430