



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI – UNIVATES
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DO TIPO
MURO DE GABIÃO: ESTUDO DE CASO NO ARROIO JACARÉ, NO
MUNICÍPIO DE ENCANTADO/RS**

Marina Valduga

Lajeado, novembro de 2017

Marina Valduga

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DO TIPO
MURO DE GABIÃO: ESTUDO DE CASO NO ARROIO JACARÉ, NO
MUNICÍPIO DE ENCANTADO/RS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas da Universidade do Vale do Taquari – UNIVATES, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Bacharela em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos

Lajeado, novembro de 2017

Marina Valduga

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO DO TIPO
MURO DE GABIÃO: ESTUDO DE CASO NO ARROIO JACARÉ, NO
MUNICÍPIO DE ENCANTADO/RS**

A Banca examinadora abaixo APROVA o Trabalho de Conclusão de Curso apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, da Universidade do Vale do Taquari – Univates, como parte da exigência para a obtenção do grau de bacharela em Engenharia Civil:

Prof. Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos – Orientador
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Prof. Carolina Becker Porto Franzoni
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Prof. Mariana da Silva Carretta
Convidada - Externa

Lajeado, novembro de 2017

*Dedico este trabalho as pessoas
que me deram força. E me ensinaram
que:*

*“A persistência é o caminho do
êxito!”*

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus avós Marlene e Danilo, por não ter me deixado desistir mesmo com tudo o que aconteceu obrigada por tudo.

Ao meu pai e madrasta, Gilberto e Marlene, por acreditarem em mim, e me incentivar.

A meus irmãos e cunhados, Márcia e Diego e Tabata e Gian, pela compreensão e carinho.

A meus sogros Elise e Pedro por serem compreensivos e atenciosos.

Ao Elio e Ires Busa, pela confiança depositada em mim.

Ao meu namorado Marcelo Capra, pela dedicação, amor, compreensão e por sempre estar pronto para cada maluquice que eu tivesse em mente. Por repetir inúmeras vezes, “vai dar tudo certo”, obrigada.

Ao meu orientador Prof. Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos, pelos ensinamentos e auxílio para a elaboração desta monografia.

Por fim, a todos os professores do curso de Engenharia Civil, por me ajudar a construir esta caminhada, carrego um pedacinho de cada um comigo.

RESUMO

A paisagem vem sendo alterada ao passar do tempo, sendo que seus agentes causadores são ora naturais e, ora antrópicos. Um dos principais agentes modeladores da superfície terrestre são os rios, que por sua vez, sofrem com a erosão acelerada pelas enchentes severas e a retirada de vegetação, contribuindo para a instabilidade dos taludes fluviais. Logo, o dimensionamento de estruturas de contenção, se torna uma técnica viável para redução da perda de área decorrente da erosão lateral em um talude fluvial. O Arroio Jacaré, localizado no município de Encantado/RS, vem sofrendo, ao longo dos últimos anos, com erosão acelerada nas suas margens. Neste sentido, o presente trabalho tem por objetivo dimensionar, de forma simples e expedita, uma estrutura de contenção de gabião. Para tanto, os estudos envolveram levantamento de campo, coleta de amostras e ensaios laboratoriais a fim de determinar os parâmetros do solo em estudo, para inserção dos dados no *software* Slope/W para verificação da estabilidade do talude e GawacWin BR 2.0 para a estabilidade do conjunto talude estrutura. Na primeira análise de estabilidade foi verificado o talude, que se mostrou eminente à ruptura, ou seja, seu fator de segurança é bastante próximo mais é menor que o limite, com o talude rompido na posição normal do nível de água, foi elevado o mesmo buscando encontrar uma situação hipotética o que conduziu o talude a fatores bem abaixo do limite. A segunda verificação, foi referente ao conjunto talude estrutura de contenção, foram montadas diversas combinações o mais próximas da realidade possível, as verificações foram feitas tanto para estruturas com degraus externos quanto internos, porém, na combinação mais severa somente a estrutura com os degraus internos proveu segurança. Através dos resultados obtidos, conclui-se que a causa principal da ocorrência do colapso do talude estudado foi à falta de vegetação no talude, inundações de grande porte, acarretando em grande volume e velocidade das águas do arroio, e pelo fato de se tratar de um solo arenoso de baixa coesão, basta o nível de água subir para que o solo seja levado com facilidade. Portanto a solução obtida se mostra adequada à resolução do problema, ou seja, o dimensionamento da estrutura de contenção de gabião no trecho do rio analisado provém segurança ao talude.

Palavras-chave: Estruturas de contenção; Muro de Gabião; Taludes fluviais.

ABSTRACT

The landscape has been altered over time, and the causative agents are both natural and now anthropic. One of the main modeling agents of the terrestrial surface are the rivers, which in their turn, suffer from erosion accelerated by severe floods and by the withdrawal of vegetation, contributing to the instability of the fluvial slopes. Hence, the dimensioning of containment structures becomes a viable technique to reduce the loss of area due to lateral erosion in a fluvial slope. Jacaré Stream, located in the municipality of Encantado / RS, has suffered, over the last years, with accelerated erosion on its banks. In this sense, the present work has the objective of dimensioning, in a simple and expeditious way, a gabion containment structure. To do so, the studies involved field survey, sample collection and laboratory tests in order to determine the parameters of the soil under study, for data insertion in the software Slope/W to verify slope stability, and GawacWin BR 2.0 for stability of the set slope structure. In the first stability analysis, the slope was verified, which proved to be imminent to the rupture, that is, its safety factor is quite close but it is smaller than the limit; with the broken slope in the normal position of the water level, the level was elevated in search to find a hypothetical situation which led the slope into factors well below the limit. The second verification referred to the set slope containment structure. Several combinations were as close to reality as possible. The checks were made for both external and internal step structures, but in the most severe combination only the structure with the internal steps provided security. From the results obtained, it is concluded that the main cause of the collapse of the slope studied was the lack of vegetation on the slope, large floods, causing great volume and speed of the stream, and because it is a sandy soil of low cohesion, it is enough for the water level to rise so that the soil can be carried easily. Therefore, the solution obtained is adequate to solve the problem, that is, the dimensioning of the gabion containment structure in the section of the river analyzed provides safety to the slope.

Keywords: Containment structures; Wall of Gabion; River slopes.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Padrões geométricos de drenagem	26
Figura 2 – Tipos de canais: A – meândrico; B – anastomosado; C – ramificado e D – Retilíneos.	28
Figura 3 – Diagrama esquemático dos índices de sinuosidade	29
Figura 4 – Mudanças das características de um curso de água	30
Figura 5 – Mudança das características de um curso de água	31
Figura 6 – Evolução de meandro	34
Figura 7 – Distribuição das velocidades e turbulências máximas	36
Figura 8 – Processos fluviais.....	38
Figura 9 – Zona de manejo ripário	39
Figura 10 – Efeitos da presença de uma árvore na estabilidade de um talude	40
Figura 11 – Esquematização de escorregamento translacional, rotacional e em cunha.....	43
Figura 12 – Efeitos da retirada da vegetação de um talude fluvial	47
Figura 13 – Tipos de ruptura de muros de gabiões.....	49
Figura 14 – Estabilidade Global	50
Figura 15 – Empuxo sobre uma estrutura móvel.....	52
Figura 16 – Estrutura de contenção a gravidade.....	56
Figura 17 – Estrutura de contenção a flexão.....	56
Figura 18 – Elementos constituintes de um gabião tipo caixa.....	58
Figura 19 – Tirantes	58
Figura 20 – Enchimento de um Gabião	59
Figura 21 – Etapas de preenchimento	59
Figura 22 – Gabião tipo saco	60

Figura 23 – Gabião tipo colchão Reno	61
Figura 24 – Localização da bacia Taquari-Antas no estado do Rio Grande do Sul	64
Figura 25 – Localização da área de estudo Arroio Jacaré	64
Figura 26 – Aproximação local estudo Arroio Jacaré	65
Figura 27 – Geologia presente na área de estudo da sub-bacia Arroio Jacaré	67
Figura 28 – Acúmulo de sedimentos e crescimento de vegetação	69
Figura 29 – Acesso do Arroio Jacaré pela ponte.....	69
Figura 30 – Comparativo do leito do Arroio Jacaré nos anos 2003 e 2016.....	70
Figura 31 – Alargamento do rio	71
Figura 32 – Crescimento de gramíneas novembro de 2016	71
Figura 33 – Crescimento de gramíneas janeiro de 2017.....	72
Figura 34 – Local de coleta	73
Figura 35 – Aparelho de Casagrande	75
Figura 36 – Cravamento do cilindro	77
Figura 37 – Mesa agitadora e bomba de vácuo	79
Figura 38 – Anéis e caixa de cisalhamento.....	81
Figura 39 – Conjunto do equipamento constituído de caixa de cisalhamento, anel dinamométrico para aplicação de carga e extensômetros	82
Figura 40 – Leituras efetuadas no aparelho de cisalhamento.....	83
Figura 41 – Interface Slope/W	84
Figura 42 – Interface GawacWin BR 2.0	85
Figura 43 – Topografia	87
Figura 44 – Aterro talude, visão lateral e da superfície	87
Figura 45 – Aparatos utilizados para destorroar o solo	88
Figura 46 – Aparelho de Casagrande preparação do ensaio.....	90
Figura 47 – Comportamento do solo após a ranhura	91
Figura 48 – Comportamento no limite de plasticidade	91
Figura 49 – Amostra cisalhada.....	94
Figura 50 – Água na fundação	100
Figura 51 – Água na altura do talude	101
Figura 52 – Água sobre o talude	102
Figura 53 – Dimensões do gabião.....	104
Figura 54 – Muro de gabiões com degraus externos e com degraus internos.....	105
Figura 55 – Material base do talude	107
Figura 56 – Plataforma de deformação	111

Figura 57 – Medidas gabião tipo colchão reno.....	112
Figura 58 – Dimensionamento final.....	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Geometria do talude	87
Tabela 2 – Quantidade de solo passante em cada peneira	89
Tabela 3 – Resumo dos dados obtidos nos ensaios de caracterização e classificação do solo (NP: Não Plástico)	92
Tabela 4 – Massas medidas.....	92
Tabela 5 – Peso específico natural	93
Tabela 6 – Dados obtidos para determinar o Peso Específico Real dos Grãos	93
Tabela 7 – Parâmetros de resistência do solo e umidade – Ensaio 1	96
Tabela 8 – Parâmetros de resistência do solo e umidade – Ensaio 2.....	97
Tabela 9 – Parâmetros de resistência do solo e umidade – Ensaio 3.....	97
Tabela 10 – Resumo dos parâmetros de resistência do solo e umidade	97
Tabela 11 – Propriedades geométricas dos Gabiões Caixa	103
Tabela 12 – Dados do muro	106
Tabela 13 – Parâmetros para projeto.....	106
Tabela 14 – Dados sobre a fundação	107
Tabela 15 – Combinações 1.....	108
Tabela 16 – Combinações 2.....	108
Tabela 17 – Combinações 3.....	109
Tabela 18 – Combinações 4.....	109
Tabela 19 – Combinações 5.....	110
Tabela 20 – Propriedades geométricas dos Gabiões colchão reno	111
Tabela 21 – Quantidade de peças	113

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação dos Movimentos de Massa.....	42
Quadro 2 – Características dos Tipos de Movimento.....	42
Quadro 3 – Efeitos da vegetação na estabilidade de encostas.....	46
Quadro 4 – Diferentes combinações para análise da estrutura de contenção	105

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Análise granulométrica	89
Gráfico 2 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal (%)	95
Gráfico 3 – Curvas tensão cisalhante versus tensão normal	96

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1.....	76
Equação 2	77
Equação 3	78
Equação 4	79
Equação 5.....	80

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

± Mais ou menos

° Graus

°C Graus Celsius

AASHTO *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM *American Society for Testing and Materials*

BR Brasil

c Coesão

cm Centímetro

cm³ Centímetro cúbico

CPRM Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais

DAER Departamento Autônomo de Estradas de rodagem

E0 Empuxo em repouso

Ea Empuxo ativo

Ep	Empuxo passivo
FEPAM	Fundação Estadual de Proteção Ambiental
FIDEM	Agência Estadual de Planejamento e Pesquisa de Pernambuco
FISRWG	<i>Stands for Federal Interagency Stream Restoration Working Group</i>
FS	Fator de segurança
g	Gramma
GEORIO	Fundação Instituto de Geotécnica Rio de Janeiro
IP	Índice de Plasticidade
Is	Índice de sinuosidade
kg	Quilograma
km	Quilômetro
km ²	Quilometro quadrado
kN	Quilo Newton
kN/m ³	Quilo Newton por metro cúbico
kPa	Quilo Pascal
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
m	Metro
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
min	Minuto

mm	Milímetro
NA	Nível de água
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
NP	Não Plástico
ϕ	Diâmetro
PVC	Policloreto de vinila
RS	Rio Grande do Sul
SEMA	Secretaria do Ambiente e Desenvolvimento Sustentável
SF	Fatores de segurança
SUCS	Sistema unificado de classificação dos solos
TiO ₂	Dióxido de titânio
γ_n	Peso Específico Natural
σ	Tensão normal
τ	Tensão cisalhante
ϕ	Ângulo de Atrito interno do solo

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
1.1 Objetivos do trabalho.....	20
1.2 Justificativa do trabalho	21
1.3 Delimitação	21
1.4 Estrutura do trabalho	22
2 REFERENCIAL TEÓRICO	23
2.1 Considerações iniciais.....	23
2.2 Dinâmica fluvial	24
2.3 Fisiografia fluvial	25
2.3.1 Rede de drenagem	25
2.3.2 Canal.....	26
2.3.3 Leito.....	29
2.4 Processos fluviais: erosão, sedimentação, transporte e deposição	32
2.4.1 Influência das enchentes e inundações	37
2.4.2 Influência da mata ciliar	39
2.5 Movimento de massa	41
2.5.1 Mecanismos de instabilização	44
2.5.1.1 Causas externas	44
2.5.1.2 Causas internas.....	45
2.6 Efeitos da mata ciliar sobre taludes fluviais	45
2.6.1 Qualidade dos taludes fluviais.....	47
2.6.2 Análise da estabilidade de estrutura de contenção	48
2.6.2.1 Solapamento e contenções de margem	48
2.6.2.2 Tipos de ruptura	48
2.6.2.3 Coeficientes de segurança	49
2.6.2.4 Determinação do empuxo.....	51
2.6.2.5 Maciço sob a influência de percolação d'água.....	53
2.7 Estruturas de contenção.....	54
2.7.1 Muros de arrimo	55
2.7.1.1 Muro de gabião.....	57
3 MATERIAIS E MÉTODOS	63
3.1 Área de estudo	63

3.2 Geomorfologia e geologia da sub-bacia Arroio Jacaré	65
3.2.1 Principais processos dinâmicos da sub-bacia Arroio Jacaré	68
3.3 Métodos	72
3.3.1 Coleta do solo	73
3.3.2 Ensaio de granulometria	74
3.3.3 Limites de consistência	74
3.3.3.1 Limite de liquidez	74
3.3.3.2 Limite de plasticidade	75
3.3.3.3 Índice de plasticidade	76
3.3.3.4 Classificação SUCS e AASHTO	76
3.3.4 Peso específico natural	76
3.3.5 Peso específico real dos grãos	78
3.3.6 Resistência ao cisalhamento	80
3.4 Análise do talude natural	83
3.5 Dimensionamento da estrutura de contenção	84
4 CARACTERIZAÇÃO DO TALUDE	86
4.1 Geometria do talude	86
4.2 Granulometria	88
4.3 Limites de consistência	90
4.4 Peso específico natural	92
4.5 Peso específico real dos grãos	93
4.6 Resistência ao cisalhamento	93
5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE	99
5.1 Análise do talude natural	99
5.2 Análise da proposta do muro de gabião como contenção do talude	103
5.3 Parâmetros de projeto adotados para o muro	106
5.4 Análise das combinações para o solo do estudo de caso	107
5.5 Plataforma de deformação utilizando gabião colchão reno	110
5.6 Dimensionamento final	112
6 CONCLUSÃO	114
REFERÊNCIAS	116
APÊNDICE A – Mapas de Situação e Localização	122
APÊNDICE B – Mapa Geológico	124
APÊNDICE C – Passo a passo da inserção dos dados no <i>software</i> GawacWin	125
APÊNDICE D – Análise das verificações obtidas no GawacWin	134
ANEXO A – Especificações técnicas do gabião tipo caixa	184
ANEXO B – Especificações técnicas do gabião tipo colchão reno	185

1 INTRODUÇÃO

Segundo Suguio e Bigarella (1979), desempenhando um papel de grande expressão, não somente no esculpir da superfície terrestre, bem como na proteção ambiental, as correntes fluviais são consideradas um dos agentes mais influentes aos fatores que desencadeiam inúmeros processos. Nesse contexto, a dinâmica fluvial, por sua vez integrada ao sistema físico e ambiental de uma bacia, tem como efeitos: a erosão, o transporte e a deposição de sedimentos (CHRISTOFOLETTI, 1980).

Dessa forma, a importância em compreender a dinâmica imposta pelos cursos d'água se dá pelo fato de que, toda e qualquer mudança pode intervir no que está ao seu redor, tornando os solos marginais cada vez mais vulneráveis e conseqüentemente, ocasionando a desestabilização dos taludes fluviais.

De acordo com Guidicini e Nieble (1984), o comportamento mecânico de um talude é influenciado pelo material da sua composição, seja ele formado por rochas, materiais sedimentares ou deposições oriundas de enchentes e inundações. A suscetibilidade à ruína do talude está atrelada à intensidade que os processos são empregados.

Um fenômeno natural, que tem como característica a elevação dos níveis de água de pequena a grandes dimensões, as inundações proporcionam o transbordamento de um canal, desestabilizando os taludes, carregando os sedimentos e depositando-os nas margens sua fração mais grosseira. O transporte de sedimentos ocorre de montante para jusante, ou seja, das nascentes em direção

à foz, de tal forma que uma parcela destes sedimentos é depositada ao longo do curso do rio (SANTOS, 2004). À vista disso, nota-se a necessidade de implantação de estruturas de contenção nos taludes fluviais, não somente quando as estruturas estão esvaídas, ou seja, estruturas iminentes a queda, mas para a prevenção das mesmas.

No município de Encantado/RS, região do presente estudo, ao passar dos anos, pode-se notar a influência do homem sobre a natureza, principalmente no que se refere aos processos de supressão da mata ciliar, o que causa erosão do solo marginal, e inundações de grande escala. Diante do exposto, o presente trabalho possui o objeto de analisar um trecho do Arroio Jacaré situado na Bacia Hidrográfica do Taquari-Antas, cuja sua margem esquerda vem sofrendo perda de área ano após ano. Para tanto, será proposto o dimensionamento de uma estrutura de contenção fluvial, um muro de gabião utilizando o *software* GawacWin BR 2.0.

1.1 Objetivos do trabalho

O objetivo geral dessa monografia é dimensionar uma estrutura de contenção muro de gabião, para um trecho do Arroio Jacaré situado às margens da RS-332, no município de Encantado/RS. Enquanto que os objetivos específicos são:

- Caracterizar geotecnicamente o solo existente no talude estudado;
- Definir a geometria do talude estudado;
- Verificar a estabilidade do talude natural através do *software* Slope/W versão estudante;
- Verificar a estabilidade de uma estrutura de contenção fluvial através do *software* GawacWin BR 2.0.

1.2 Justificativa do trabalho

No arroio Jacaré, no município de Encantado/RS, existe uma preocupação com a perda de área do seu talude marginal que aumenta ano após ano, oriunda da erosão lateral acentuada no arroio. A erosão é impulsionada pelas inundações que se dão anualmente não deixando a vegetação alcançar um porte suficiente para que não seja arrastada pelas águas, assim contribuindo com o descapamento do solo do talude no trecho que compreende o estudo.

Portanto, o dimensionamento da estrutura de contenção procura modelar empiricamente uma estrutura de contenção de muro de gabião utilizando um *software* de cálculo visando conter a erosão imposta ao talude, assim anulando as chances a perda de área, seja ela pela erosão ou pela retirada de material devido a grandes inundações.

1.3 Delimitação

O estudo de caso aborda a aplicação dos princípios de mecânica dos solos e análise de estabilidade de taludes, sendo possível identificar, caracterizar e classificar os movimentos de terra e uma eminente ruptura do talude. Após a identificação do problema, é possível propor uma medida de estabilização por contenção do talude. Para tanto o presente trabalho abrange o dimensionamento de uma estrutura de contenção de muro de gabião no Arroio Jacaré, localizado no município de Encantado/RS. O talude analisado delimita-se à margem esquerda do arroio, compreendendo o trecho da ponte 0295 situada na rodovia RS-332, Km 5.

Os estudos abrangeram desde a análise do talude em campo, através da identificação dos fatores de maior influência no talude, posterior as análises em laboratório para obtenção da caracterização e classificação do solo, bem como ao estudo de parâmetros de resistência do solo que compõe o talude, a resistência de solo será obtida por amostra estruturada e não saturada, através do ensaio de cisalhamento direto. A partir da caracterização do talude e os parâmetros obtidos,

ainda na etapa de análise, foram investigados os fatores de segurança, que para a verificação do talude foi utilizado o *software* Slope/W e, para a verificação do conjunto talude estrutura GawacWin BR 2.0, que a partir do mesmo foi possível dimensionar a estrutura de contenção de muro de gabião para o estudo de caso.

1.4 Estrutura do trabalho

O trabalho está dividido em seis capítulos principais: introdução, referencial teórico, materiais e métodos, caracterização do talude, análise de estabilidade e conclusão.

No capítulo 2 são abordados os principais conceitos relacionados a estruturas de contenção de talude, além das características das mesmas, suas limitações.

No capítulo 3 compreende a descrição da área de estudo e os métodos que serão utilizados para o dimensionamento da estrutura de contenção, como ensaios laboratoriais de caracterização do solo e o *software* para o projeto da estrutura.

No capítulo 4 é descrito sobre a geometria do talude e os dados obtidos a partir dos ensaios de laboratório. No capítulo 5 são apresentadas as verificações quanto à estabilidade do talude e do conjunto talude estrutura de contenção respectivamente. A conclusão encontra-se no capítulo 6.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo são apresentados, inicialmente, os fatores quanto ao comportamento de um rio: dinâmica e fisiografia fluvial; seguidos dos agentes modeladores: erosão, sedimentação, transporte e deposição. Atrelado aos fatores de uma estrutura de contenção e o método de estabilização de taludes, bem como análise de estabilidade de muros de gabião.

2.1 Considerações iniciais

Segundo Suguio e Bigarella (1979), geomorfologicamente, o termo rio é designado a correntes canalizadas e, geologicamente, é aplicado ao tronco principal de um sistema de drenagem. A partir de seu fornecimento de água os rios podem ser efêmeros, intermitentes ou perenes. Os rios efêmeros se formam logo após a ocorrência de chuvas, enquanto que os rios intermitentes são atrelados a estações chuvosas e desaparecem em períodos de estiagem. Já os rios perenes são aqueles que possuem fluxo de água durante o ano todo.

Conforme Christofolletti (1980), geomorfologicamente, os rios são os principais escultores do relevo e de seu entorno. Durlo e Sutili (2005) complementam que a composição da paisagem terrestre tem como seu construtor principal a água, que por sua vez é um dos agentes modeladores do relevo. A água está atrelada aos

processos erosivos, que detêm uma enorme influência sobre as encostas e taludes fluviais, principalmente, quando se trata de estabilidade.

2.2 Dinâmica fluvial

A dinâmica fluvial engloba o estudo sobre cursos de água e bacias hidrográficas. É de suma importância a sua compreensão quando se discorre sobre o movimento nos canais fluviais, seja por ações naturais ou antrópicas. Pode ser dado destaque à drenagem da bacia quanto ao montante do transporte de sedimentos, a harmonia geométrica, tal como a diversificação marginal, levando em consideração o clima, topografia e cobertura vegetal (PENTEADO, 1983).

O sistema fluvial serve como suporte às metodologias e regimes responsáveis pela disposição da paisagem, em relação aos condicionantes e desdobramento dos regimes dos canais. Acerca destes condicionantes, Christofolletti (1980) menciona que os aspectos hidrológicos, sendo a disposição e quantia das precipitações, sua formação geológica, topografia e cobertura vegetal, induzem ao desenvolvimento de material intemperizado na bacia. O movimento e deslocamento dos sedimentos são dissolução ao estado de equilíbrio ativo em um sistema fluvial.

Pode-se notar uma relação entre os condicionantes dos regimes fluviais, mesmo independentes entre si quanto às condições que arquitetam um sistema fluvial, partindo então que o executor primordial é o fluxo. Estes elementos projetam as águas em direção à jusante, onde se encontram as regiões mais baixas da bacia hidrográfica que, por sua vez, se conectam com o perfil longitudinal da seção, sendo que, o perfil longitudinal evidencia a correlação entre a extensão do canal em inúmeros pontos desde a nascente até a foz e sua altimetria. Quanto à forma do perfil longitudinal comumente se tem uma superfície côncava. O atrito é de grande valia, pois age colocando forças opostas ao escoamento existente em um canal fluvial (FLORENZANO, 2008).

As particularidades sobre os fluxos salientadas, segundo Suguio e Bigarella (1979), refletem na caracterização das formas e processo em um canal. De acordo

com Durlo e Sutili (2005), pode-se fielmente relacionar estas formas com as demais características hidráulicas e fisiográficas e, conseqüentemente, com os processos fluviais.

2.3 Fisiografia fluvial

Para Guerra e Cunha (2007), a fisiografia fluvial pode ser compreendida sob o conceito de redes de drenagem, tipos de leito e canal. De acordo com Durlo e Sutili (2005), dados fisiográficos são aqueles obtidos a partir da análise de mapas, imagens de satélite e fotografias aéreas, tais como: comprimentos, declividades e áreas.

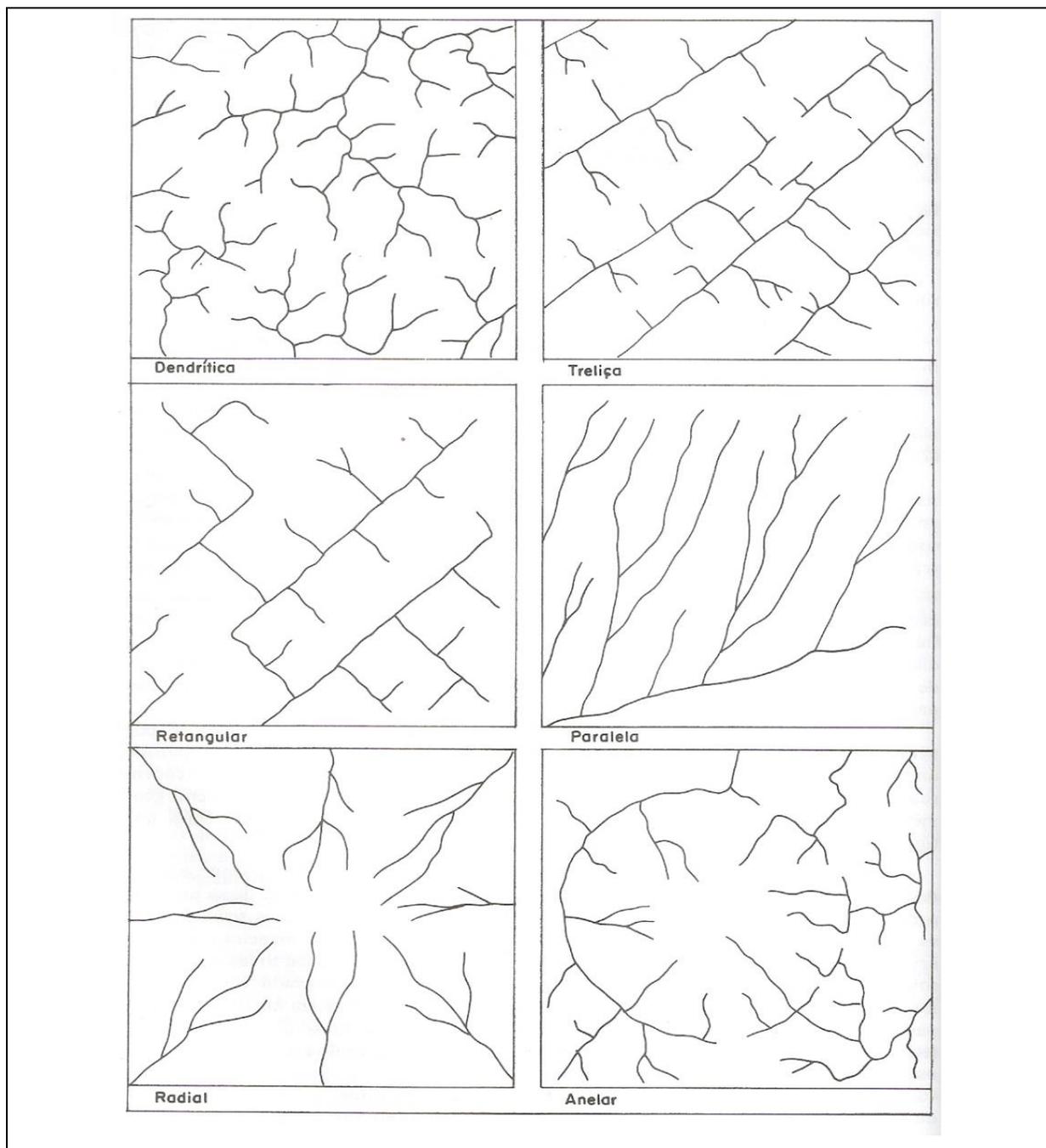
2.3.1 Rede de drenagem

Rede de drenagem fluvial pode ser compreendida como um conjunto de canais relacionados, escoando em uma determinada direção, sendo que a área de drenagem pode ser nomeada como bacia de drenagem ou bacia hidrográfica (DURLO; SUTILI, 2005).

Segundo Guerra e Cunha (2007), redes de drenagem podem apresentar inúmeros padrões de drenagem, levando em conta a geometria do canal e seu escoamento, torna-se possível sua classificação. Quanto ao escoamento, as bacias de drenagem são classificadas como endorréicas, quando a drenagem é direcionada para uma depressão interna do continente, ou exorréica, quando a drenagem é direcionada para o mar.

Em relação à geometria do canal, os tipos comumente encontrados são: dendrítico, paralelo, retangular, radial, anelar, treliça e irregular, conforme mostrado na Figura 1 (CHRISTOFOLETTI, 1980).

Figura 1 – Padrões geométricos de drenagem



Fonte: Christofolletti (1980, p. 104).

2.3.2 Canal

Christofolletti (1980) afirma que não se tem uma classificação meticulosa quando ao padrão de canais, eles podem ser analisados a partir da fisionomia que o

rio exibe ao longo do seu perfil longitudinal podendo ser descrita como: meândrico, anastomosado, ramificado e reticulado, conforme apresentado na Figura 2.

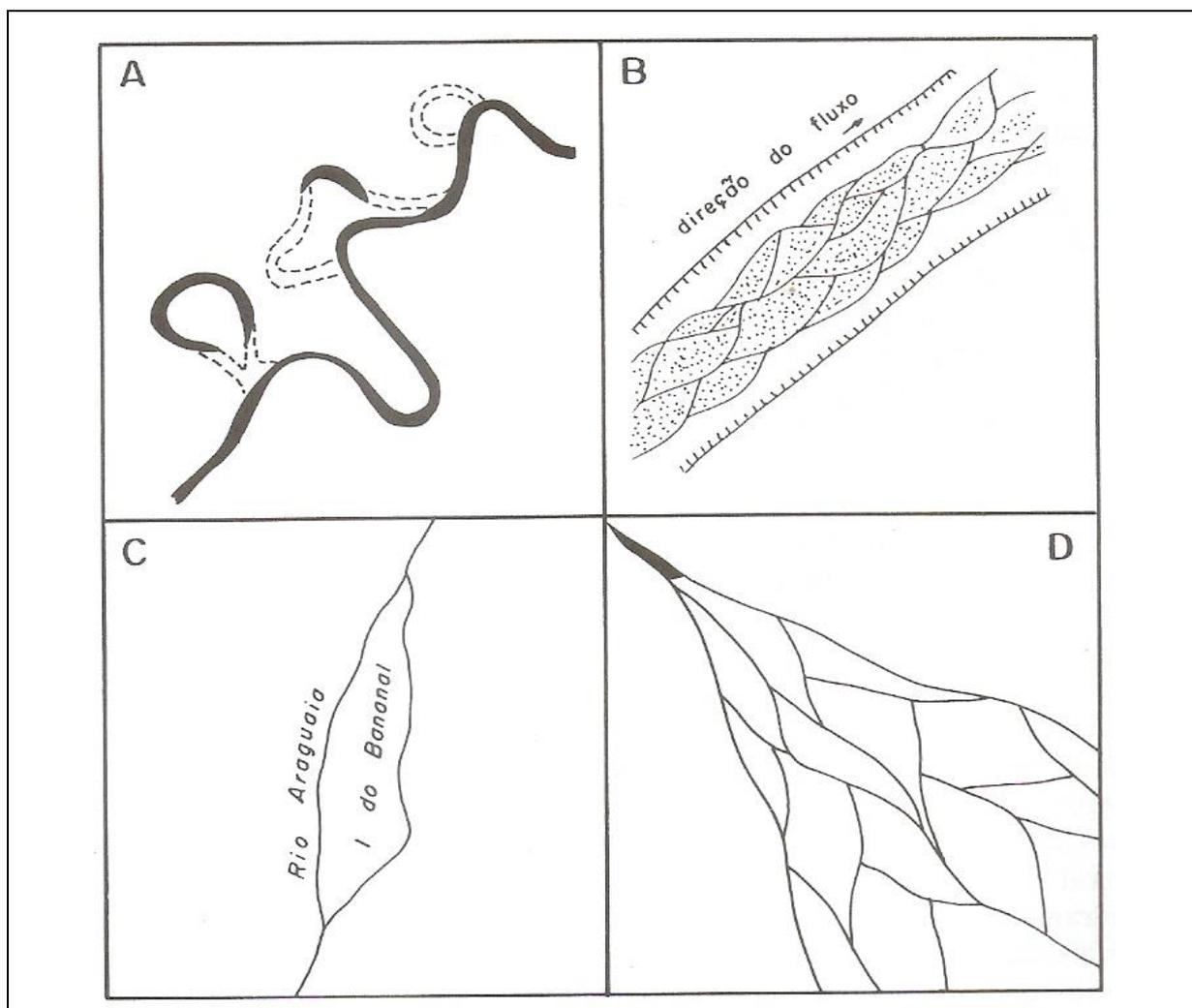
Os padrões meândricos (FIGURA 2-A) são aqueles em que os rios apresentam curvas largas, sinuosas e simétricas possuindo similaridade entre si, constituídas de um trabalho incessante de escavação na margem côncava (local de velocidade maior da corrente), e sua deposição ocorre na margem convexa, onde apresenta local de menor velocidade (CHRISTOFOLETTI, 1980).

Segundo Guerra e Cunha (2007), o padrão anastomosado (FIGURA 2-B) tem como principal característica a presença de grande volume de carga de fundo que, aliado com as flutuações de descarga, acarretam em diversas ramificações, ou multiplicidade de canais que se fracionam e se reencontram, comumente separados por ilhas de deposição assimétricas e barras arenosas. Christofolletti (1980) menciona que quando o canal carrega uma quantidade elevada de material de origem grosseira e não possui potência para transportá-lo até seu nível, acaba depositando-o em seu leito. Esta deposição acaba criando obstáculos naturais, obrigando o rio a se ramificar para vencê-los.

Padrões ramificados (FIGURA 2-C) surgem a partir da formação de um braço no canal, que volta a seu canal principal, formando uma ilha e, podem ser compreendidos como uma rede entrecruzada de diversos canais, existindo em maior frequência em rios com grande variação no volume do fluxo atrelada a uma grande carga sedimentar e margens erodidas com facilidade (CHRISTOFOLETTI, 1980).

Para Christofolletti (1980), padrões retilíneos (FIGURA 2-D) são aqueles que não têm sua trajetória alterada consideravelmente, ou seja, segue seu caminho em direção à foz sem desviar do trajeto de modo substancial. São raros na natureza canais eximamente retos, no entanto, podem ser encontrados basicamente onde o rio está sendo controlado por linhas tectônicas, juntamente com presença de um embasamento rochoso homogêneo (rochas de igual resistência).

Figura 2 – Tipos de canais: A – meândrico; B – anastomosado; C – ramificado e D – Retilíneos.



Fonte: Christofolletti (1980, p. 87).

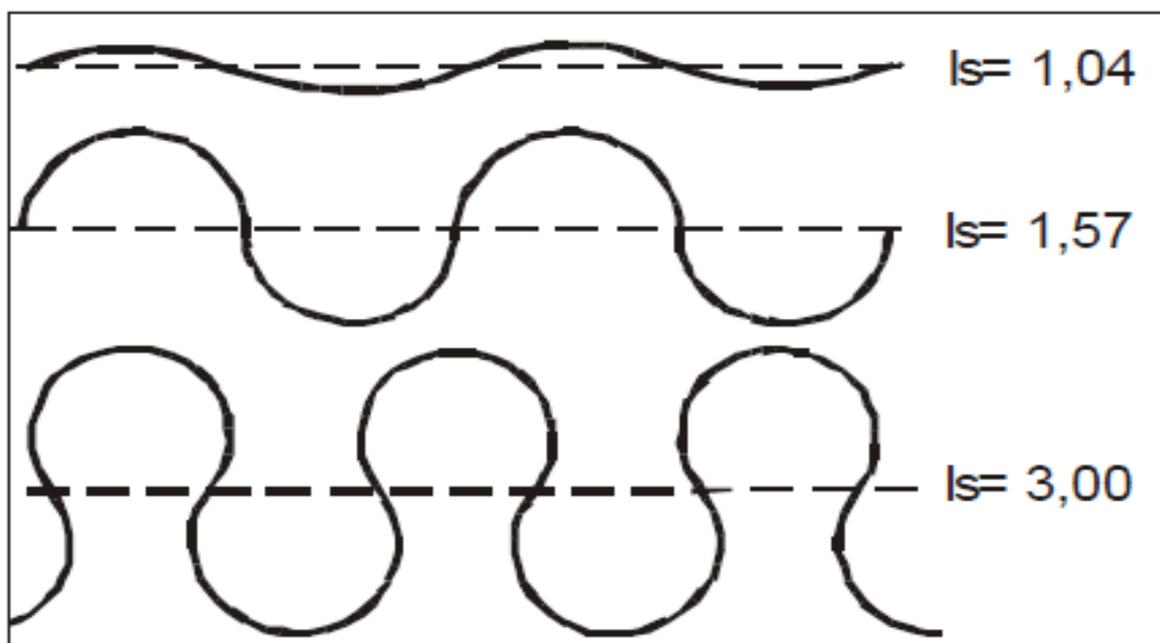
De acordo com Suguio e Bigarella (1979), os padrões existentes nos canais representam uma condição de quase equilíbrio entre as diversas condições inter-relacionadas. Dentre estas condições estão à carga sedimentar e o diâmetro do sedimento. A declividade do canal é uma condição dependente, regularmente ajustada aos métodos operantes dentro do canal. Outras condições básicas existentes abrangem: a velocidade de fluxo, a rugosidade do leito, a largura e profundidade do canal e quão sinuoso ele é.

Para Christofolletti (1980), o índice de sinuosidade (I_s), é um dos principais parâmetros na determinação dos limites entre as classes, índice dado através da

resultante da extensão do canal e o comprimento do vale em um determinado trecho.

Para Zancopé (2008), os canais com sinuosidade igual ou superior a 1,5 são classificados como meandrantes, já índices entre 1,1 e 1,5 são considerados sinuosos e para índices abaixo 1,1 os canais são apontados como retilíneos, conforme demonstra a Figura 3.

Figura 3 – Diagrama esquemático dos índices de sinuosidade



Fonte: Christofolletti (1980, p. 89).

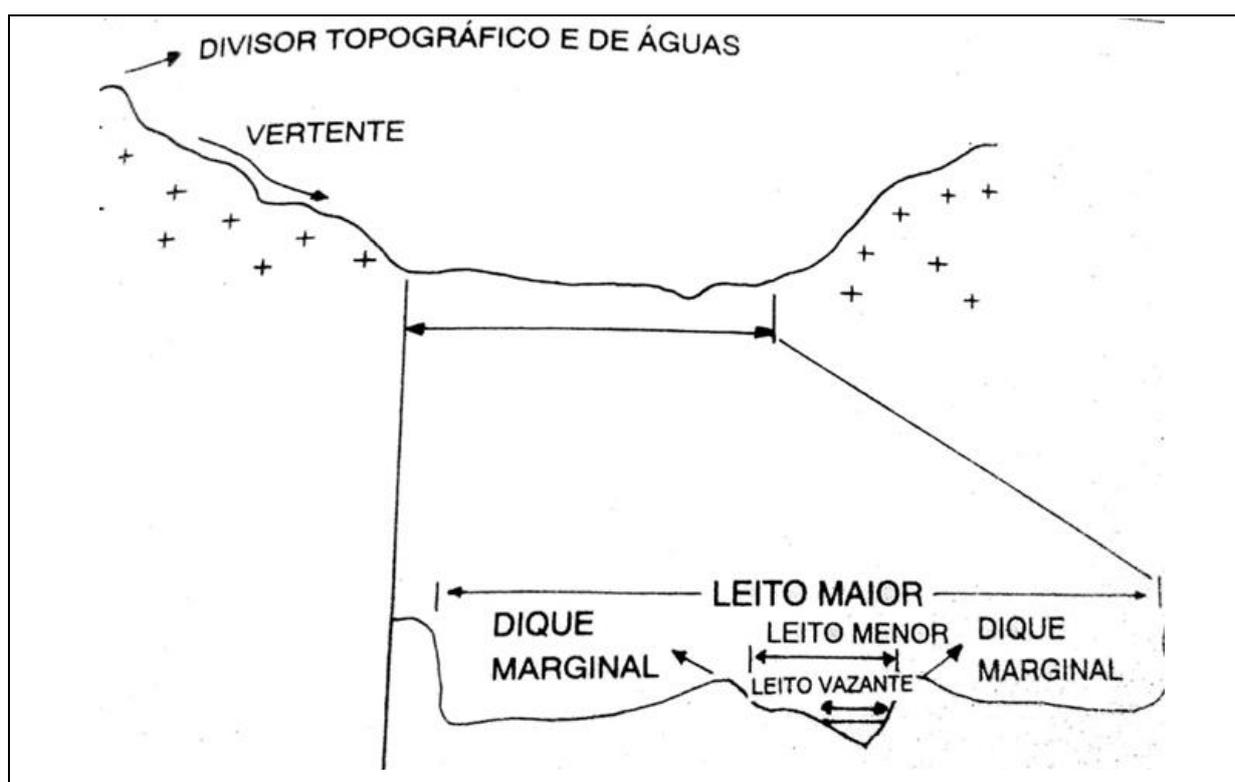
Segundo Christofolletti (1980), esses padrões são decorrentes do ajuste do canal a sua seção transversal. Da mesma forma que o tipo de leito, o modelo que o canal assume para cada trecho do curso d'água, pode-se encontrar vários padrões e combinações diferentes.

2.3.3 Leito

De acordo com Guerra e Cunha (2007), o leito fluvial condiz à superfície utilizada no escoamento das águas, esta superfície varia dependendo a

periodicidade das contribuições, resultantes de características do trecho em especial a topografia. Para Christofolletti (1980), leitos fluviais são áreas que podem ser ocupadas pela defluência das águas e, o perfil transversal superfícies de inundação, pode-se distinguir os seguintes: leito de vazante, leito menor, leito maior periódico ou sazonal, e leito maior excepcional, conforme apresentado na Figura 4. Porém, para Guerra e Cunha (2007), as delimitações entre os tipos de leitos é de difícil compreensão, por não ser bem nítido onde ficam os limites.

Figura 4 – Mudanças das características de um curso de água



Fonte: Guerra e Cunha (2007, p. 90).

Segundo Christofolletti (1980), o leito bem delimitado se encaixa entre as margens comumente bem definidas e, o escoamento de alta frequência, que impede o crescimento de vegetação, denomina-se leito menor. O leito de vazante tem o escoamento de águas baixas, frequentemente, serpenteia as margens do leito menor, seguindo a linha de maior profundidade ao longo do leito.

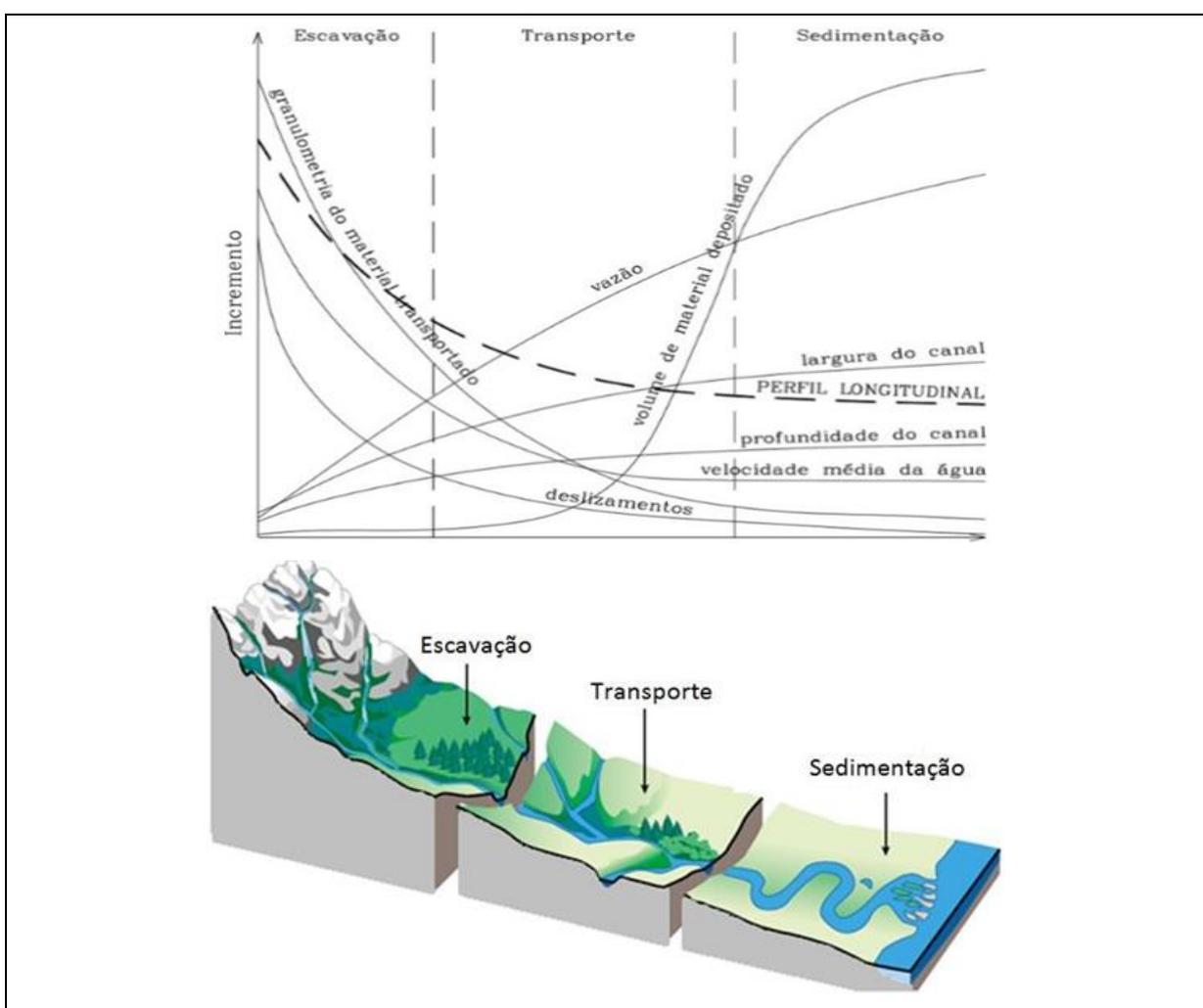
Guerra e Cunha (2007) define que o leito de vazante e leito menor condizem à parcela preenchida pelas águas, cuja periodicidade impede o aparecimento de vegetação. As águas do leito de vazante adentram ao leito menor acompanhando o

talvegue (linha de máxima profundidade ao longo do canal e que pode ser identificada na seção transversal do canal).

O leito maior periódico ou sazonal ocorre somente em épocas de cheias, pelo menos uma vez a cada ano, sendo que a ocupação sazonal pelas águas do rio se dão em intervalos irregulares, podendo se estender dentro do período de um ano. Já o leito maior excepcional, apenas acontece durante o período de cheias mais levadas, em intervalos distintos que podem compreender algumas dezenas de anos (CHRISTOFOLETTI, 1980; GUERRA; CUNHA, 2007).

FISRWG (1998) elaborou uma sequência de relações da atuação de um curso de água quando verificado ao longo do desenvolvimento do perfil longitudinal (FIGURA 5).

Figura 5 – Mudança das características de um curso de água



Fonte: Adaptado de FISRWG (1998).

Na Figura 5, nota-se que ao mesmo tempo em que a largura e a profundidade do canal aumentam e elevam a vazão, a velocidade da água e a incidência de deslizamentos diminuem. Com isso, tem-se que a redução granulométrica do material carregado está correlacionada à obtenção das velocidades limites (velocidade crítica). Desta forma, se torna possível o desenvolvimento de zonas de sedimentação à jusante (FISRWG, 1998).

Christofolletti (1980) assegura que, a partir do perfil longitudinal de um curso de água pode-se ter a variação de sua declividade ao longo de sua extensão. Lima et al. (2006) acrescenta que a declividade é um dos principais fatores que norteiam a duração de um escoamento superficial.

O regime pluvial da área de drenagem, a topografia e a constituição litológica do substrato são condicionantes que mudam a configuração longitudinal de um rio. A velocidade de suas águas, por sua vez, influencia na declividade do canal (DURLO; SUTILI, 2005).

Comumente, o perfil longitudinal típico é côncavo (em estado de equilíbrio, ou seja, tem seus processos de erosão, transporte e deposição em equilíbrio), com declividades baixas em direção à jusante e altas em direção a montante (FLORENZANO, 2008).

2.4 Processos fluviais: erosão, sedimentação, transporte e deposição

Os processos de erosão, sedimentação, transporte e deposição no leito fluvial sofrem mudanças no passar do tempo, sendo dependentes entre si, e sucedem, não apenas mudanças dentro do canal, bem como podem alterar o seu redor, dependendo da capacidade da erosão, da velocidade e turbulência das águas, do volume transportado e da sua deposição (GUERRA; CUNHA, 2007).

Segundo Florenzano (2008), os rios são intensos agentes modeladores, tendo capacidade para erodir, transportar e depositar sedimentos. Sua potência é determinada quanto maior for sua capacidade de transporte dos sedimentos.

A erosão do solo é um processo natural, e apresenta vários obstáculos quanto ao seu controle e, com facilidade, pode ser acelerada pelas atividades antrópicas, dentre estas, a retirada da cobertura vegetal, o manuseio impróprio de solos e o aproveitamento inadequado de terras lindeiras aos cursos de água (CHRISTOFOLETTI, 1980).

A ação do vento, da água (pluvial, fluvial, subterrânea, correntes marinhas, ondas) e das atividades antrópicas podem ser elencadas como as principais causas que acarretam a ocorrência da erosão (ARAUJO; ALMEIDA; GUERRA, 2011). Para Guerra e Cunha (2007), as ações impostas pelo homem tem grande importância na modificação da dinâmica natural do relevo e, do mesmo modo quanto à estabilidade das encostas, podem ser consideradas um acelerador da erosão.

Christofoletti (1980) descreve os elementos essenciais que desencadeiam os processos de erosão, transporte e sedimentação nos rios como sendo propriedades físicas dos sedimentos como: tamanho, densidade e forma; presença de obstáculos no leito; e mudanças de vazão do rio e velocidade de corrente, as quais estão fortemente atreladas às modificações climáticas.

O deslocamento dos sedimentos necessita de força e escoamento para entrar em movimento (transporte). Quando a força se cessa ocorre o processo de deposição. Transitórios ou permanentes, estes depósitos podem provocar o processo de assoreamento. O depósito permanente sofre o efeito do seu peso próprio mais o peso da água, sendo compactado, enquanto que o transitório dura certo tempo e volta a ser deslocado. O transporte de sedimentos em sua capacidade máxima em um rio é denominado como valor de saturação (CARNEIRO et al., 2009).

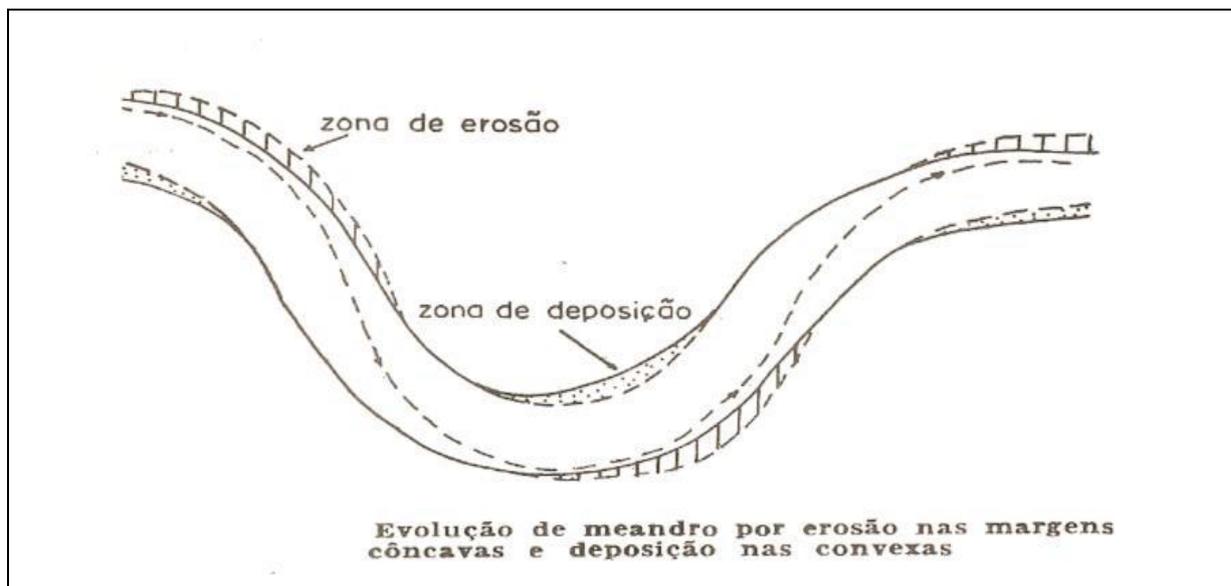
Também se tem ocorrência de erosão durante a elevação das águas, onde são levadas as paredes das margens, removendo a vegetação, material clástico e solo pela força da água, provocando a instabilidade de taludes e deposição do material removido dentro do canal (LIMA et al., 2006).

Segundo Christofoletti (1980) a erosão marginal está profundamente relacionada às alterações no curso dos rios e crescimento e desenvolvimento das planícies de inundação, em vista disso o entendimento de seus processos é de suma importância.

A erosão marginal tem seus processos de evolução acelerados em comparação a outros processos geomorfológicos naturais, isso pelo fato de que a água desempenha grande força de atrito nos canais dos rios, ininterruptamente. Nos rios que possuem grande fluxo, a erosão das margens acontece de forma acelerada. Os fatores ambientais (sedimentológicos, climáticos, hidrológicos, geomorfológicos, biológicos e pedológicos) e antropológicos, apresentam complexidade que atuam nessa dinâmica, na maioria dos casos impondo obstáculos que dificultam a organização das causas específicas e dos aspectos de evolução dos processos erosivos e, conseqüentemente, das feições dos rios (FONTES, 2002).

A formação de meandros, para Penteadó (1983), é um dos fatores responsáveis pelo alargamento do canal, resultado da corrente de escavação na margem côncava e deposição na margem convexa, tendo intensidade e energia para mudar um canal, conforme ilustrado na Figura 6.

Figura 6 – Evolução de meandro



Fonte: Penteadó (1983, p. 99).

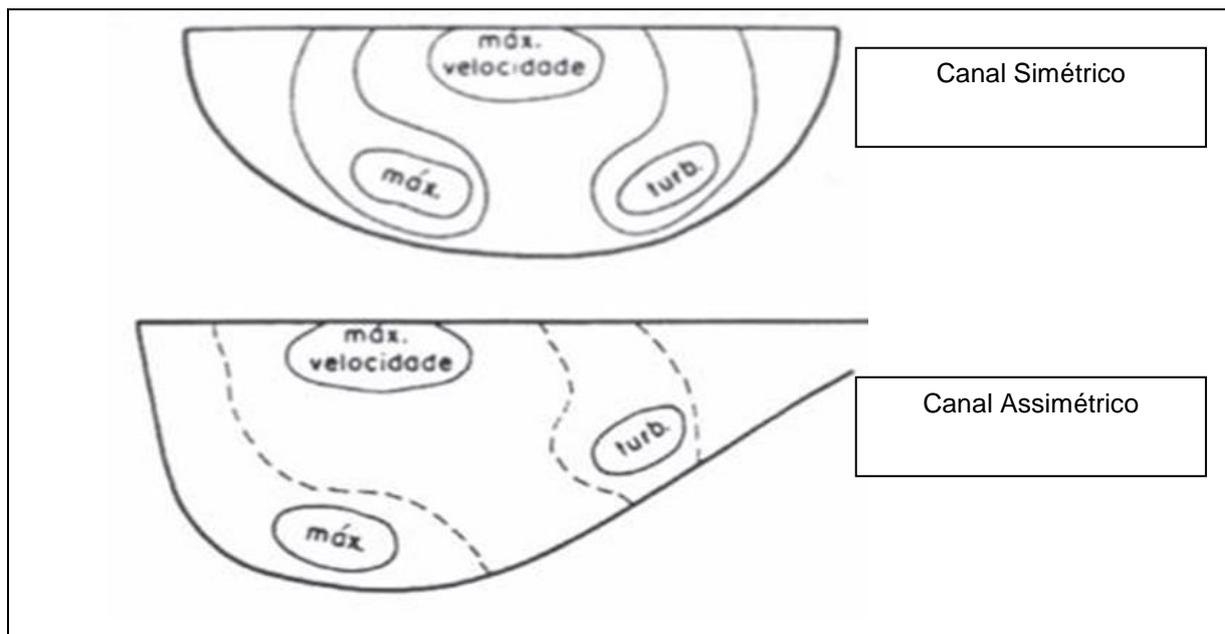
Os meandros apresentam fluxo de água com elevada aceleração, expressando um excesso de pressão ao lado externo do mesmo, acarretando na ocorrência de erosão no canal. Porém na margem interna ocorre a falta de pressão fazendo com que os sedimentos sejam depositados. A matéria erodida na margem côncava, comumente se deposita na margem convexa do meandro seguinte, a jusante (SUGUIO; BIGARELLA, 1979).

A condição de equilíbrio de um canal é consequência de sua velocidade, turbulência e vazão da corrente fluvial. Qualquer alteração que ocorre no canal fluvial desencadeará no rompimento do equilíbrio, modificando as condições agravando a erosão, deposição e transporte até que o equilíbrio seja novamente estabelecido (COELHO, 2008).

Segundo Christofolletti (1980), a velocidade imposta pela corrente é um dos principais fatores que influenciam os processos de erosão, transporte e deposição em um curso de água. Em velocidades elevadas comumente se tem erosão e transporte sendo que à medida que ocorre uma baixa, acarreta em deposição do sedimento. Portanto, a velocidade exigida para desprender/soltar as partículas da margem ou leito é superior à que se precisa ao transportar, que por sua vez é maior do que a velocidade exigida na sedimentação. O declive, falhas e forma de um canal, são fatores influentes na velocidade de uma corrente e, quanto maior o declive, conseqüentemente sua velocidade será maior, logo, as partes mais baixas tornam-se mais rasas devido à sedimentação. Em um modo geral, a velocidade diminui de montante para jusante.

Conforme a Figura 7 apresentada a seguir, em canais simétricos, a velocidade máxima da água está centralizada e abaixo da superfície. As velocidades moderadas se detêm do centro em direção as laterais e apresentam alta turbulência. Já nas áreas próximas às paredes e ao fundo, manifestam baixas velocidades e turbulência. Os canais assimétricos tem sua velocidade máxima deslocando-se do centro para as laterais de encontro a águas mais profundas, ao mesmo tempo em que as áreas de máxima turbulência possuem conduta diferente, rebaixando-se o lado mais profundo e elevando-se o do lado mais raso, o que esclarece o deslocamento latera no arranjo das velocidades em canais meandrantés (LEIGHLEY, 1934 apud CHRISTOFOLETTI, 1980).

Figura 7 – Distribuição das velocidades e turbulências máximas



Fonte: Leighley (1934, apud CHRISTOFOLETTI, 1980, p. 68).

Segundo Suguio e Bigarella (1979), os canais sofrem um aumento em seu comprimento devido à erosão desacelerada, como consequência se tem o solapamento da base. Já o alargamento se dá devido à rigorosa corrasão lateral (processo químico que ocorre entre a água e as rochas), no período de cheias, ou quando a curva existente no rio (meandros) age contrária as laterais do canal.

A erosão fluvial é realizada através dos processos de corrosão, corrasão e cavitação. A corrosão compreende todo e qualquer processo de reação química que se verifica entre a água e as rochas que estão em contato. Já a corrasão ou abrasão é o desgaste pelo atrito mecânico, geralmente através do impacto das partículas carregadas pelas águas. A cavitação ocorre somente sob condições de velocidades da água, quando as variações de pressão sobre as paredes do canal fluvial facilitam a fragmentação das rochas. Os canais aumentam os seus comprimentos por erosão remontante ou regressiva, desde que haja suficiente área abastecedora para alimentar as cabeceiras. Resulta, geralmente, de solapamento da base, sobretudo, onde a superfície é protegida por uma camada resistente, solo ou vegetação. A erosão do subsolo pode ser causada por percolação de água subterrânea, que remove o material fino subjacente, formando túneis (SUGUIO E BIGARELLA, 1979).

Já Guerra e Cunha (2007), mencionam que a erosão imposta às paredes do fundo de um leito são decorrente de ações corrosivas das partículas sendo transportadas contraria as rochas com a intensão de atenuar a rugosidade do leito. Este impacto corrosivo dilui o material solúvel, fazendo com que as partículas de solo se desprendam, sendo carregadas para outro local, desencadeando um movimento de massa.

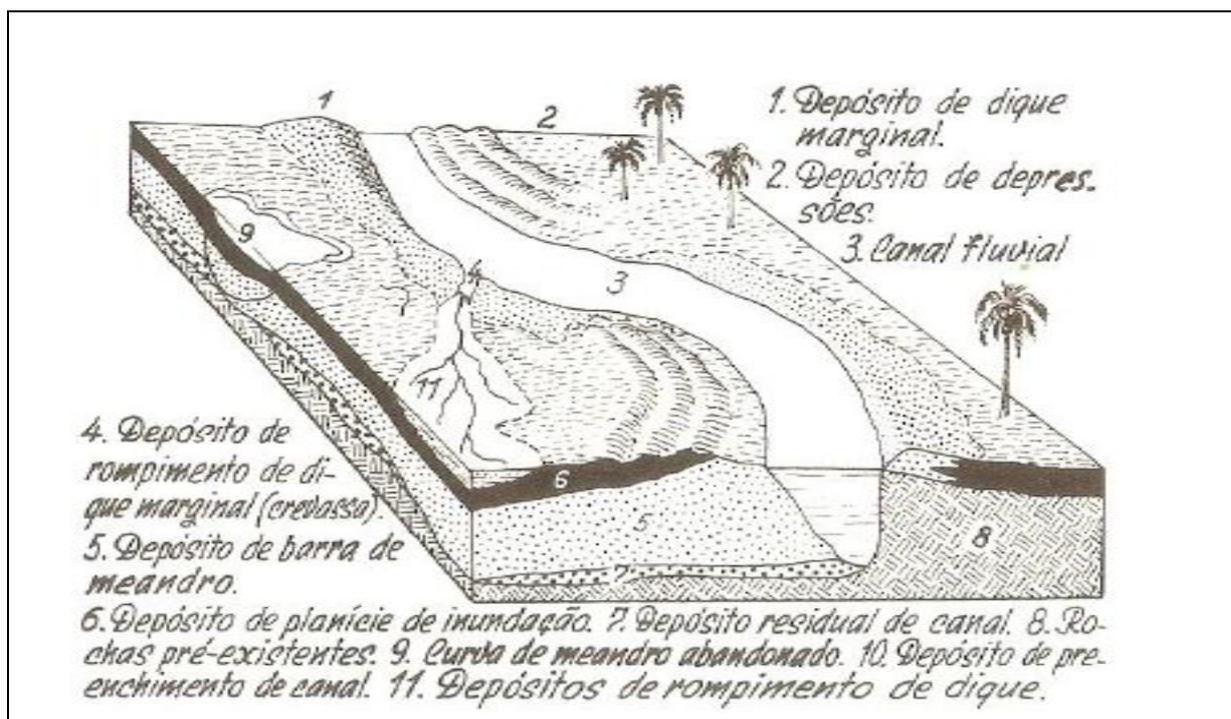
2.4.1 Influência das enchentes e inundações

Segundo Santos (2004), enchentes são fenômenos naturais que se dão em cursos hídricos, decorrentes de pequenas a grandes elevações dos níveis d'água. Para Oliveira, Saldanha e Guasselli (2010), enchente é o aumento do nível de água em um rio, em amplitude maior de que é comum em seu escoamento, característica de períodos de alta precipitação, ultrapassando a capacidade natural do leito e, ocupando então as áreas conhecidas como planícies de inundação.

Segundo Suguio e Bigarella (1979), ao ter seu leito extravasado decorrente ao período de cheias, as águas ao transbordarem tem sua velocidade diminuída, acarretando na deposição de sedimentos de fração mais grosseira nas margens do canal, originando depósitos de diques naturais, em grande parte aumentando a altura das margens. Já os sedimentos mais finos são espalhados pela planície ora inundada, causando depósitos de planície de inundação.

Conforme os autores, as planícies de inundação possuem dois modos de formação de deposições, a acreção vertical e a acreção lateral. A elevação dos canais, em generalidade apresenta um misto de acreção vertical e lateral. A acreção vertical se dá a partir da carga suspensa durante o período de cheias, sendo agente motivador dos depósitos dos diques marginais e das bacias de inundação. Já a acreção lateral se dá quando se tem a ocorrência de acreção vertical significativa, resultando nas barras de meandros e nas ilhas aluviais, como pode-se visualizar na Figura 8.

Figura 8 – Processos fluviais



Fonte: Christofolleti (1980, p. 77).

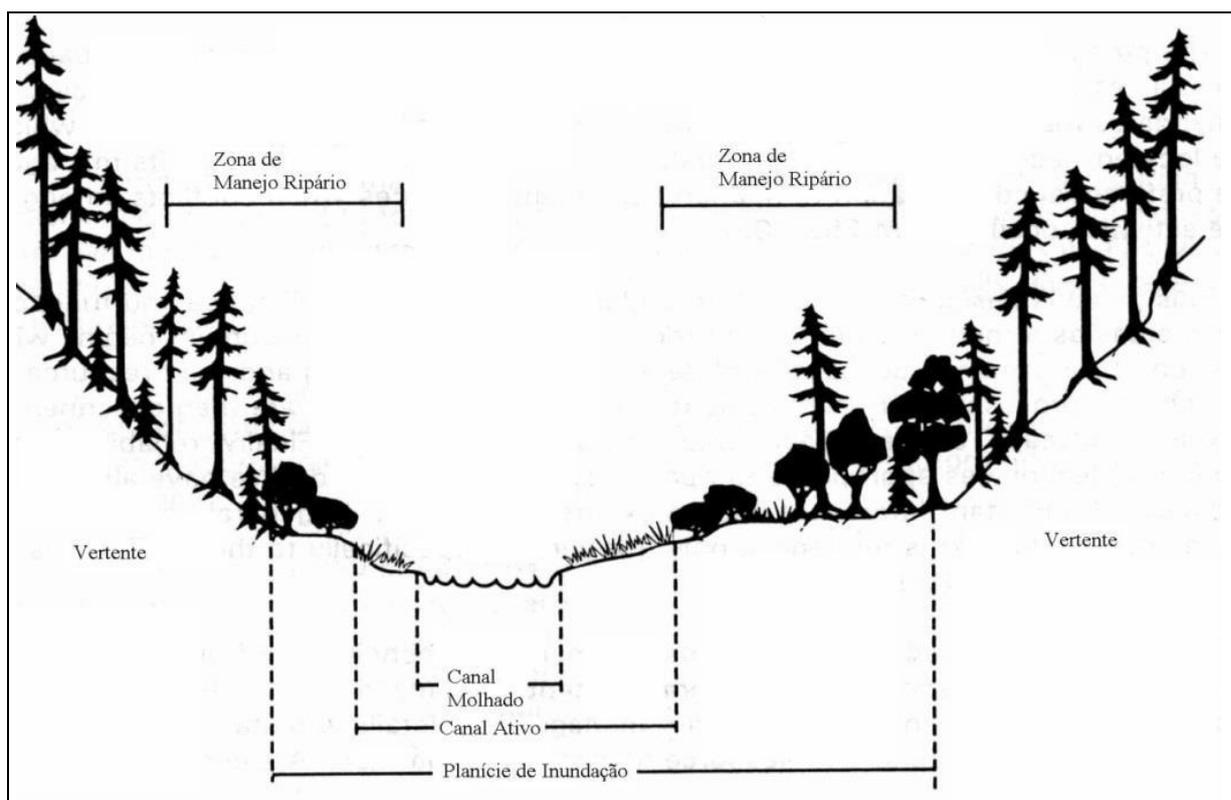
Nas regiões com predominância de clima úmido, sendo o caso da bacia Taquari-Antas, as planícies de inundação esculpem a paisagem do fundo do vale. Por regra, os rios que se encontram em locais de clima úmido, possuem velocidade de transbordamento elevada atrelada ao forte fluxo da água, uma vez que a deposição resultante é constituída por sedimentos de maioria grosseiros, conglomerados e areia. Geralmente em uma única enchente, tem-se a intercalação de uma camada de sedimentos finos e outra de sedimentos grosseiros (SUGUIO; BIGARELLA, 1979; CAPRA, 2014).

As planícies de inundação geralmente sofrem com o escoamento superficial, sendo que a cobertura vegetal existente é de suma importância para minorar/dificultar o desprendimento de partículas pela força da água.

2.4.2 Influência da mata ciliar

Mata ciliar, também denominada como zona ripária, seu limite teórico tem alcance até a planície de inundação e da superfície livre de água até o fundo da zona de transição, entre a água subterrânea e a água superficial (LIMA et al., 2006), como pode-se visualizar na Figura 9.

Figura 9 – Zona de manejo ripário



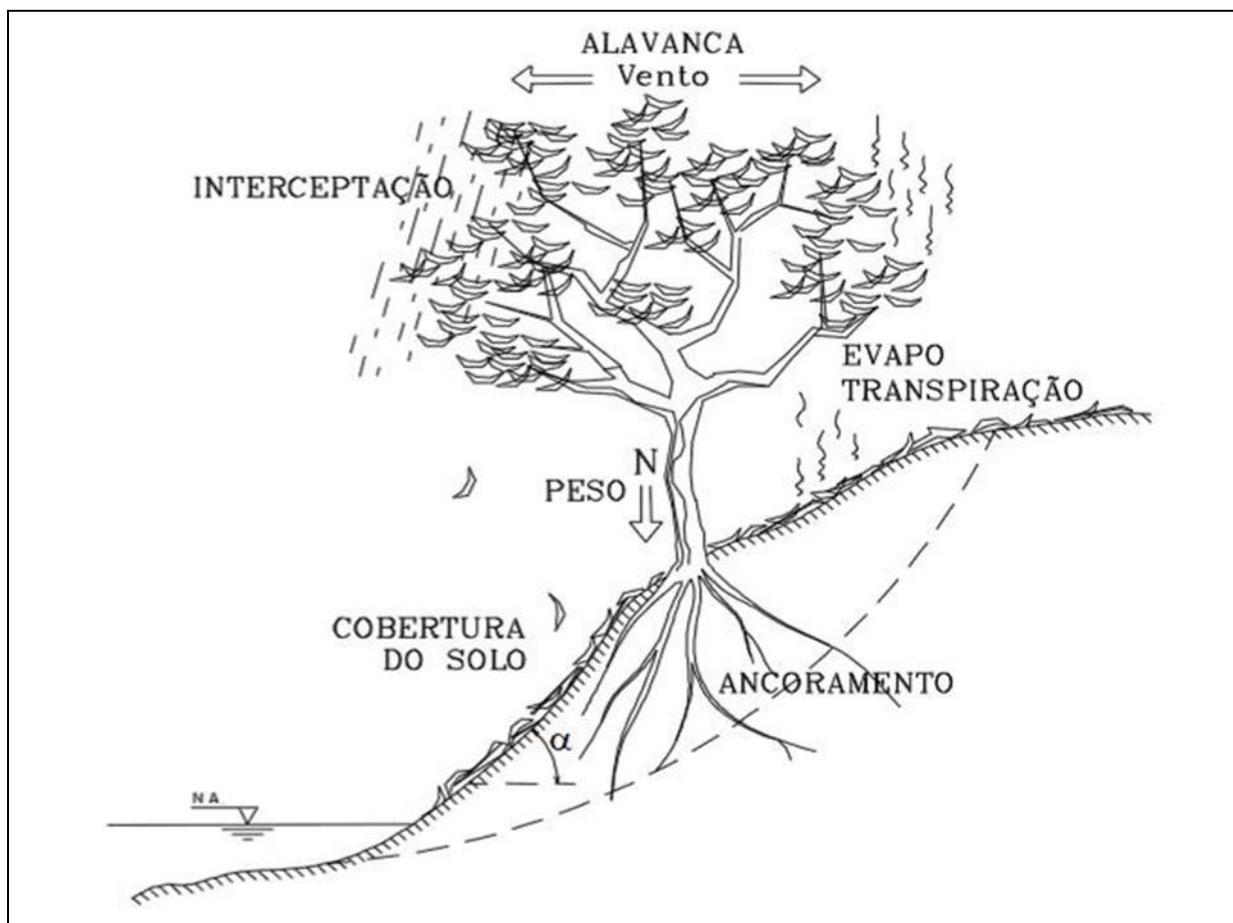
Fonte: Kobiyama (2003, p. 112).

Segundo Silva e Zaidan (2009), as zonas ripárias possuem inúmeras funções na dinâmica fluvial. Dentre elas pode-se colocar:

- Preservação da morfologia e proteção a inundações: a vegetação protege os meandros, intensifica a infiltração da água em períodos de inundação e, minimiza a velocidade do escoamento acarretado na diminuição gradativa da erosão;

- Estabilização de taludes e encostas: a vegetação ripária forma uma camada protetora, minorando os efeitos provocados pelo escoamento superficial e pela chuva, suas raízes tem a importante missão de estabilizar os taludes, conforme apresentado na Figura 10.

Figura 10 – Efeitos da presença de uma árvore na estabilidade de um talude



Fonte: Adaptado de Durlo e Sutili (2005).

A influência exercida pela vegetação ripária sobre a dinâmica fluvial é de grande importância, pois ela desempenha resistência mecânica do solo em taludes e, propicia acondicionamento dos sedimentos, estabiliza o leito e orienta a morfologia do canal. Também tem como atribuição agir como empecilho quanto à eficiência de eventos culminantes, tais como, inundação e enchente, minimizando os efeitos sobre os taludes fluviais (KOBAYAMA, 2003).

2.5 Movimento de massa

Para Ferreira e Both (2005), os processos existentes na dinâmica fluvial, causadores da degradação e erosão das margens, aliados à elevação dos níveis da água, desencadeiam os movimentos de massa nos ambientes fluviais.

Os movimentos de massa compreendem qualquer deslocamento de um determinado volume de solo e envolvem uma variedade de materiais e processos que dependem do ambiente (GUIDICINI; NIEBLE, 1984; GERSCOVICH, 2012).

A causa inicial parte do próprio terreno, em que sua velocidade dependerá da inclinação da superfície de escorregamento, podendo variar de quase zero a alguns metros por segundo. Segundo Selby (1993, apud FLORENZANO, 2008), os movimentos podem ser classificados de acordo com os seguintes parâmetros: tipo de material mobilizado, mecanismo e velocidade do movimento, geometria da massa, modo de deformação e montante de água.

Conforme Augusto Filho (1992), a classificação do movimento de massa é bem simples, pois se baseia no tipo de movimento e no material transportado. Os tipos de movimento são: quedas, tombamento, escorregamento, espalhamento, corridas/escorregamentos (corridas/escoamentos são subdivididas de acordo com a velocidade e conteúdo de água dos materiais mobilizados). Já os tipos de materiais dessa classificação são: solos, rochas e detritos. Tal classificação pode ser visualizada nos Quadros 1 e 2.

Quadro 1 – Classificação dos Movimentos de Massa

TIPO DE MOVIMENTO	TIPO DE MATERIAL		
	ROCHA	SOLO (ENGENHARIA)	
		PREDOMINANTEMENTE GROSSO	PREDOMINANTEMENTE FINO
QUEDA (<i>FALL</i>)	Queda de rocha	Queda de detritos (debris)	Queda de solo
TOMBAMENTO (<i>TOPPLE</i>)	Tombamento de rocha	Tombamento de detritos (debris)	Tombamento de solo
ESCORREGAMENTO (<i>SLIDE</i>)	Escorregamento em rocha	Escorregamento em detritos (debris)	Escorregamento em solo
ESPALHAMENTO (<i>SPREAD</i>)	Espalhamento de rocha	Espalhamento de detritos (debris)	Espalhamento de solo
CORRIDA/ESCOAMENTO (<i>FLOW</i>)	Corrida de rocha	Corrida de detritos (debris)	Corrida de lama

Fonte: Augusto Filho (1992, p. 77).

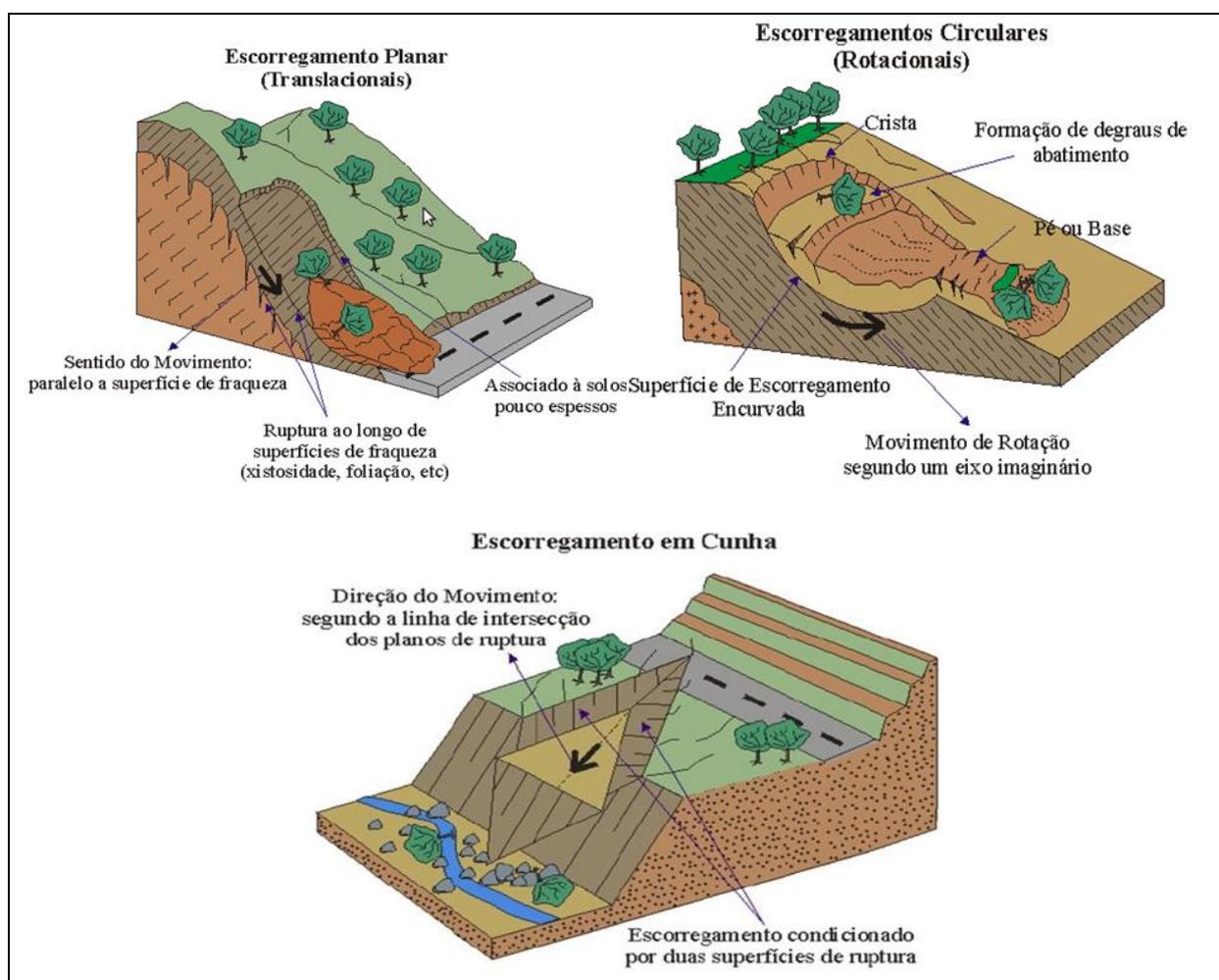
Quadro 2 – Características dos Tipos de Movimento

Tipos de Movimento	Características dos Movimentos
Quedas	Materiais, rocha ou solo, se soltam dos taludes pela ação da gravidade. Este movimento aliado a grandes velocidades pode atingir grandes distâncias. Em encostas íngremes o movimento geralmente é em queda livre.
Tombamentos	Movimento que se dá a partir da rotação de um bloco da encosta em torno de um eixo. Este movimento está atrelado a existência de planos de fraqueza.
Escorregamentos	Ocorre através de uma superfície de ruptura. Os primeiros sinais podem ser observados através de fissuras na superfície do solo. Eles são divididos em rotacionais e translacionais.
Espalhamento	Ocorrem com materiais mais rígidos, subjacentes a camadas mais resistentes, formado fraturas transversais à direção do movimento.
Corridas/Escoamento	São formas rápidas de escoamento, de caráter hidrodinâmico, provocado pela perda de resistência do material, devido ao excesso de água. A massa se desloca semelhante a um líquido viscoso.

Fonte: Adaptado Augusto Filho (1994).

Os escorregamentos podem ser subdivididos, com base na geometria e a natureza dos materiais instabilizados, em: escorregamentos translacionais ou planares, escorregamentos rotacionais ou circulares e escorregamentos em cunha. Os translacionais podem ocorrer em taludes já existentes e geralmente são extensos, normalmente se dão sobre superfícies de deslizamento já ativas os rotacionais, não se tem uma distinção clara do que é massa e o que permanece estável, ocorrem em geral em taludes mais íngremes, possuindo extensão limitada, os deslizamentos em cunha são gerados por dois planos em descontinuidade em direção à linha de intersecção (GUIDICINI; NIEBLE, 1984). A Figura 11 apresenta os tipos de escorregamentos.

Figura 11 – Esquemática de escorregamento translacional, rotacional e em cunha



Fonte: Adaptado de Tominaga, Santoro e Amaral (2009).

Segundo Suguio e Bigarella (1979), os locais onde são propícias as ocorrências de deslizamentos, sofrem com as alterações do ambiente no seu entorno, tornando o solo cada vez mais vulnerável, dentre eles pode-se citar as enchentes e inundações.

2.5.1 Mecanismos de instabilização

Para Caputo (1988), o aumento do peso oriundo de acréscimo de cargas e a resistência ao cisalhamento do solo reduzida se tratam de um mecanismo instabilizante. O mesmo menciona que estações chuvosas, provocam o aumento do peso específico do material pelo fato de que o mesmo se encontra saturado, este excesso de umidade pode também reduzir a resistência ao cisalhamento, estes fatores juntos podem explicar o porquê das rupturas em taludes em períodos de demasiada precipitação.

A perda de resistência ao cisalhamento é atrelada a saturação, ocorrendo assim uma redução brusca na coesão do solo, que é uma das características de maior relevância quando se fala em análise de estabilidade de solos, que torna o talude eminente a ruptura (GUIDICINI; NIEBLE, 1984).

Para Guidicini e Nieble (1984), as causas de ruptura podem ser divididas em causas externas e internas.

2.5.1.1 Causas externas

As causas externas são provocadas pelo acréscimo de tensões de cisalhamento sem que a resistência do solo diminua, fato este pode ser provocado pela mudança na geometria do talude (GUIDICINI; NIEBLE, 1984). Para Caputo (1988), a retirada de material do pé do talude é uma das alterações que provocam a desestabilização do mesmo.

2.5.1.2 Causas internas

Segundo Guidicini e Nieble (1984), uma das causas que tendem ao colapso do talude é a mudança geométrica do mesmo, que tem como resultado a minoração da resistência interna do solo, acarretando assim menores valores de coesão e ângulo de atrito. Outro fator que acarreta na redução dos parâmetros de resistência é o intemperismo, uma vez que o solo vai enfraquecendo ao longo do tempo.

2.6 Efeitos da mata ciliar sobre taludes fluviais

Segundo Durlo e Sutili (2005), a influência exercida pelas vegetações ciliares sobre a estabilidade de taludes e encostas é de predomínio benéfico, ela propicia um reforço mecânico, de tal forma a aumentar a resistências das massas terrosas.

Para Augusto Filho (1994), a proteção vegetal é o meio mais simples eficiente de proteção de taludes contra erosão e, como efeito favorável, a redistribuição da água das chuvas e o acréscimo de resistência do solo (reforço mecânico, presença de raízes).

Durlo e Sutili (2005), através de uma adaptação, unindo o ponto de vista e ideologia de vários autores, relatam sobre os impactos mecânicos e hidrológicos da vegetação sobre a estabilidade de encostas e taludes, conforme dispõe o Quadro 3.

Quadro 3 – Efeitos da vegetação na estabilidade de encostas

Efeitos Hidrológicos		Efeitos Mecânicos	
Raízes:			
- melhoram a infiltração superficial da água no solo;	A/B	- auxiliam na criação dos agregados do solo por ação física e biológica;	B
- com o aumento da porosidade do solo, melhoram a sua permeabilidade;	A/B	- aumentam, substancialmente, a resistência do solo ao cisalhamento;	B
- retiram parte da água infiltrada que será transformada ou evapotranspirada;	B	- ancoram as linhas de fratura;	B
- criam pressões neutras nos poros aumentando a coesão do solo.	A/B	- redistribuem as tensões formadas nos pontos críticos;	B
		- restringem os movimentos e ajudam a suportar o peso do talude.	B

Fonte: Durlo e Sutili (2005, p. 48).

Segundo Santos (2004), a perda de resistência dos solos está atrelada ao surgimento de dutos antes preenchidos por raízes.

Ao mesmo tempo em que a presença da mata ciliar é de grande valia quanto à estabilidade do talude, a falta dela pode empobrecer o solo e torna os taludes instáveis (ARAUJO; ALMEIDA; GUERRA, 2011).

Segundo Santos (2004), a saturação do solo e a absorção das águas de chuvas, possuem proximidade de taxas, nesta situação, a suscetibilidade aos deslizamentos é de mesmo nível com cobertura de baixo porte (gramíneas), tanto quanto em áreas degradadas.

A retirada irregular da vegetação em taludes, alavanca violentamente os impactos por elas sofridos. Depois da ocorrência de um período de grande volume de chuvas, as águas atingem velocidades intensas, pelo fato de que, as zonas de retenção oportunizadas pela vegetação não existirem mais. A baldeação das águas na calha de um rio, em áreas desprotegidas, tem como consequência a erosão laminar e a perda do solo fértil, hora depositado no leito do curso de água, reduzindo sua profundidade e, em consequência, aumentando a probabilidade de enchentes (CHECCHIA, 2003). Como pode-se analisar na Figura 12.

Figura 12 – Efeitos da retirada da vegetação de um talude fluvial



Fonte: Da autora (2017).

Portanto, a estabilidade dos taludes está fortemente atrelada à mata ciliar, sendo que a retirada da mesma torna o talude ainda mais vulnerável, acarretando em prejuízos severos ao mesmo (ARAUJO; ALMEIDA; GUERRA, 2011).

2.6.1 Qualidade dos taludes fluviais

No vasto campo que compreende os taludes, é de suma importância o entendimento dos materiais correspondentes a sua formação, seja eles rochas, materiais sedimentares ou deposição oriundas de enchentes (GUIDICINI, NIEBLE, 1984).

Com o início de um colapso no talude, as mudanças não são vistas somente nele, o seu entorno também é afetado, alterando provisório ou até mesmo definitivamente o ambiente ao seu redor. Desta forma notasse a necessidade da implantação de estruturas de contenção, não somente em estruturas esvaídas, mas para a prevenção das mesmas.

2.6.2 Análise da estabilidade de estrutura de contenção

2.6.2.1 Solapamento e contenções de margem

Segundo Barros (2010), é cada vez mais comum em estruturas de contenção de margens de rio, com a finalidade de discipliná-los e uniformizá-los. Em muitos casos essas estruturas apresentam uma falha conceitual em seu dimensionamento, já que fica exposta a ação da velocidade da água em sua base, o que provoca a conhecida erosão de “pé”, ou solapamento. Nesses casos ocorre um transporte de material sólido do “pé” da estrutura, tornando-a instável ao tombamento e, por conseguinte levando-a ao colapso.

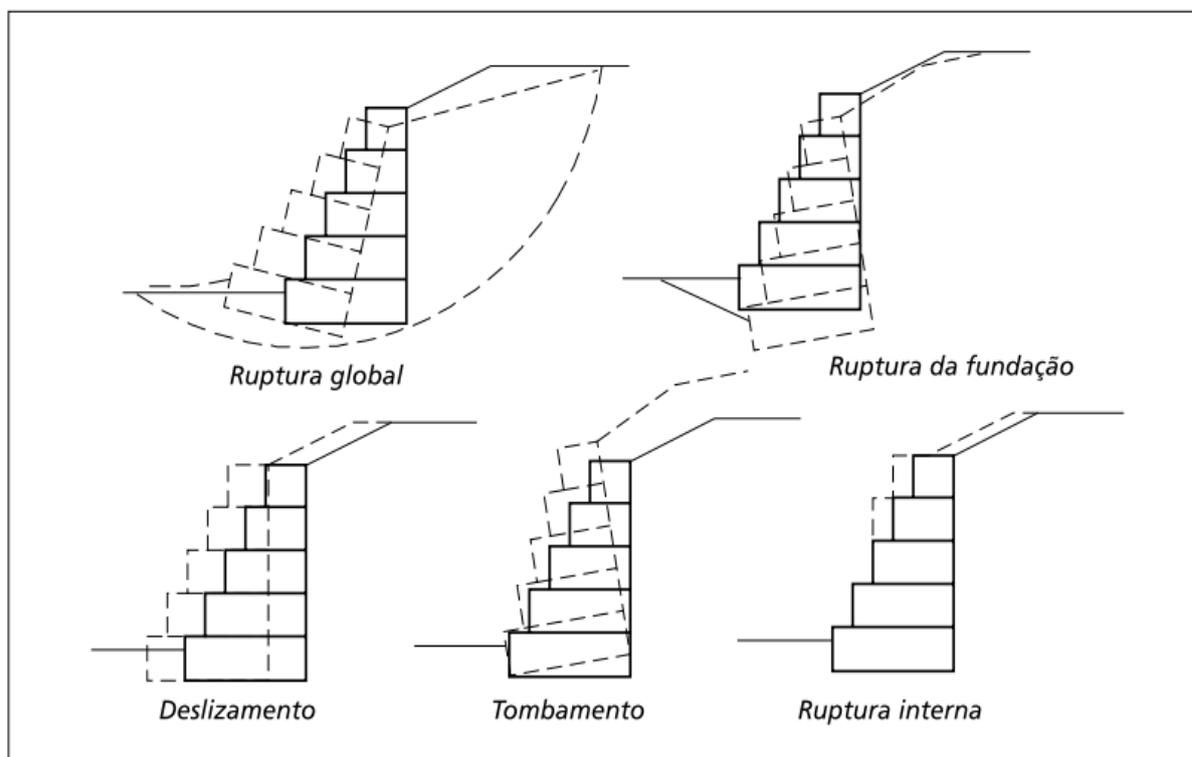
Para tanto Barros (2010) coloca que uma das soluções adotadas para eliminar este problema é a plataforma de deformação que é composta por colchões Reno, elementos flexíveis posicionados a frente da estrutura e que se deformam acompanhando uma possível erosão de fundo, evitando desta forma que esta atinja a base da estrutura e a desestabilize.

2.6.2.2 Tipos de ruptura

É de suma importância a verificação quanto à segurança das estruturas de contenção. No caso de muros de arrimo de gabião, os tipos principais são: Deslizamento sobre a base, Tombamento, Ruptura da fundação ou recalque

excessivo, Ruptura global do maciço e. Ruptura interna da estrutura, conforme se pode visualizar na Figura 13.

Figura 13 – Tipos de ruptura de muros de gabiões



Fonte: Barros (2010, p. 69).

2.6.2.3 Coeficientes de segurança

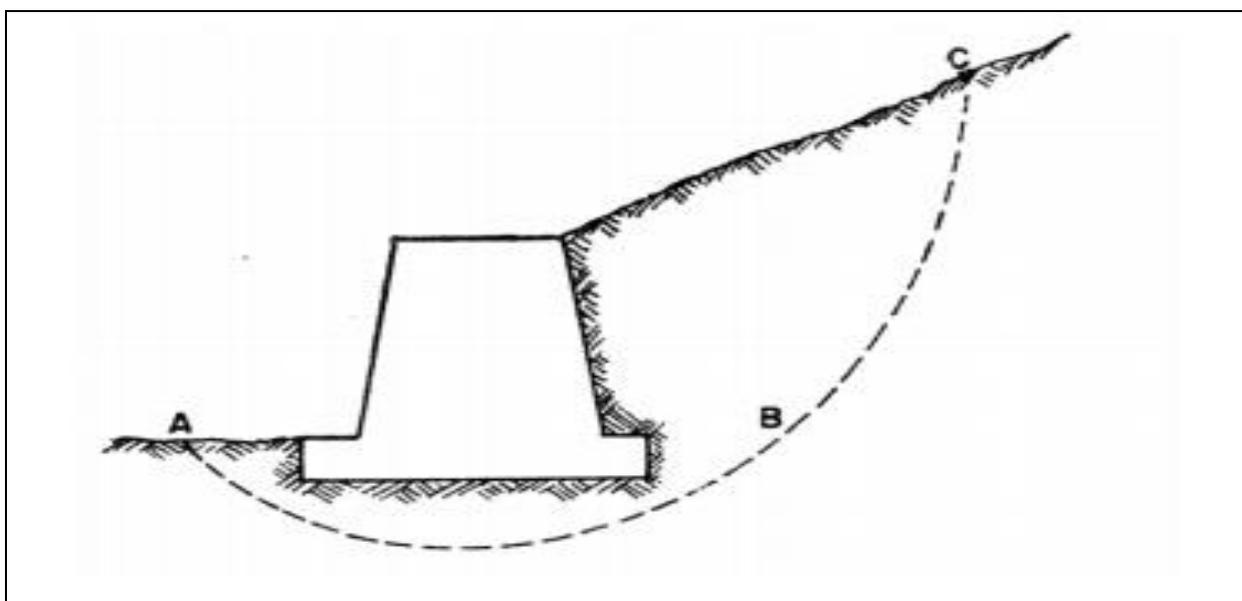
Segundo Barros (2010), um projeto de estruturas em geral visa a estabelecer segurança contra deformações e ruptura. Para tanto são estabelecidos estados limites a fim de prover esta segurança. Estes estados limites são classificados em:

1. Estado limite último: baseia-se no ponto a partir do qual ocorre a ruína da estrutura de contenção, ou seja, tanto a ruptura do maciço, quanto a ruptura dos elementos que compõem a estrutura de contenção.
2. Estado limite de utilização: define o local de máxima deformação aceitável, (condições de utilização), para a estrutura e para o solo.

Segundo Gerscovich (2012), a segurança da estrutura de contenção pode se definir como a distância mínima que a estrutura está desses estados limites. Geralmente o coeficiente de segurança é expresso em termos adimensionais. Para tanto há três formas genéricas para instaurar estes coeficientes de segurança:

- Segurança contra o Deslizamento: consiste na verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, a aplicação de um fator de segurança adequado $FS \geq 1,5$.
- Segurança contra o Tombamento: Para que o muro não tombe em torno da extremidade externa, o momento resistente deve ser maior do que o momento solicitante. Ou seja, o gerado pelo peso do muro (momento resistente) deve ser maior que empuxo total atuante em relação ao ponto A (ponto externo inferior do talude) (momento solicitante). Sendo assim tem-se o coeficiente de segurança contra o tombamento de $FS \geq 1,5$.
- Segurança contra a Ruptura Global: A última verificação explana a segurança do conjunto muro-solo. Ou seja, a probabilidade do colapso do terreno atrelado à superfície de escorregamento ABC (Figura 14). Para tanto, são aplicados os conceitos de análise da estabilidade geral.

Figura 14 – Estabilidade Global



Fonte: Gerscovich (2012, p. 35).

Esta verificação consiste em analisar o mecanismo de ruptura global do maciço. Neste caso, a estrutura de contenção é tida como parte da massa de solo, que possui capacidade de se deslocar como um corpo rígido. O FS se divide em dois tipos de obras, as provisórias e as permanentes, cujo $FS > 1,3$ obras provisórias e $FS > 1,5$ obras permanentes.

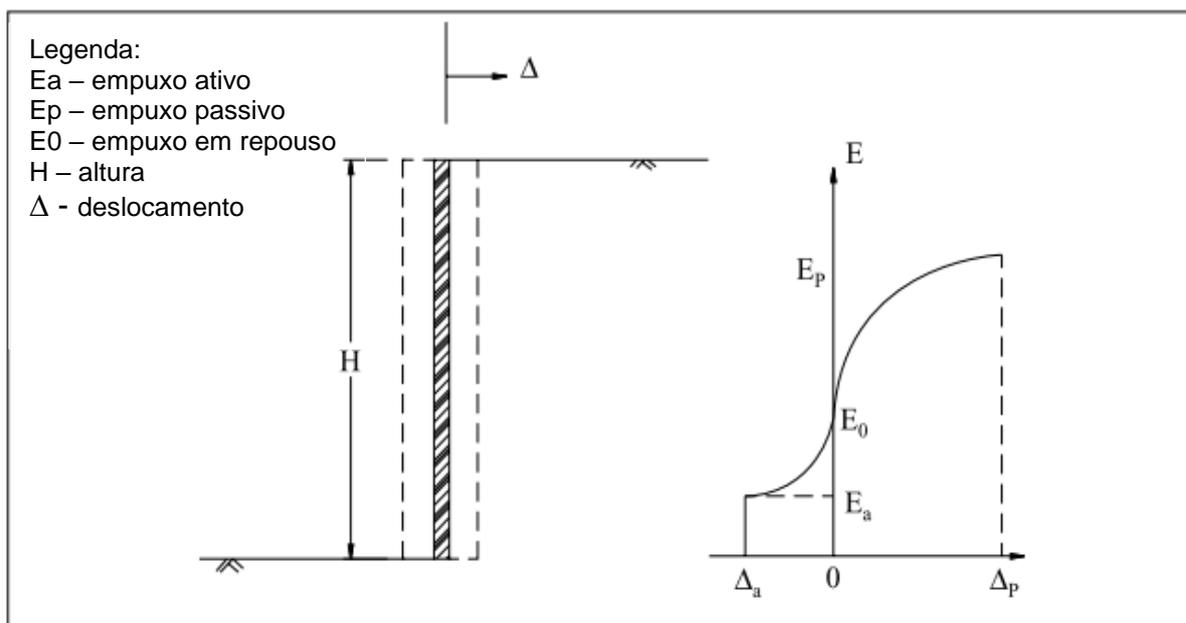
Para Barros (2010), não menos importante e sempre deve ser analisada, a capacidade de carga da Fundação, que é representada pela averiguação das deformações excessivas do terreno de fundação. A verificação consiste comumente nas distribuições de tensões ao longo da base em um muro rígido, se a resultante das forças atuantes se encontra no núcleo, centro da base do muro, o diagrama de pressões será geralmente trapezoidal, já se a resultante se encontra fora do núcleo o terreno estará sujeito apenas a tensões de compressão.

2.6.2.4 Determinação do empuxo

Segundo Caputo (1987), empuxo de terra parte da resultante das pressões laterais geradas pelo solo sobre uma estrutura de arrimo ou de fundação. Pressões estas oriundas do peso próprio do solo ou a sobrecargas aplicadas sobre ele.

O mesmo menciona que o valor do empuxo sobre uma estrutura esta atrelada a deformação que esta sofre sob a ação do empuxo, conforme pode-se visualizar na Figura 15, a interação da estrutura móvel com o empuxo, suportando um desnível de solo. A partir disso pode-se constatar que a pressão exercida pelo solo sobre a estrutura móvel varia com o deslocamento.

Figura 15 – Empuxo sobre uma estrutura móvel



Fonte: Barros (2010, p. 39).

No momento em que a estrutura móvel se afasta do solo arrimado, há uma redução do empuxo até um valor mínimo que equivale à completa movimentação da resistência interna do solo. Quando esta condição é atingida, mesmo com deslocamentos pequenos, a mesma é chamada de estado ativo. Portanto o empuxo atuante neste instante então é conhecido como empuxo ativo “ E_a ” (BARROS, 2010).

O mesmo menciona que, no entanto, se esta movimentação se der ao contrário, ou seja, a estrutura móvel for movida contra o solo, proporcionará um aumento no empuxo até um valor máximo, onde terá à completa movimentação da resistência do solo. Para tanto este valor máximo é denominado como empuxo passivo “ E_p ”, e a condição quanto à deformação é chamado estado passivo. E diferente do estado ativo, o passivo somente será atingido após a estrutura móvel sofre grande deslocamento.

Caso a estrutura móvel se mantenha na posição inicial, o empuxo será considerado em repouso “ E_0 ”, portanto permanecerá entre os valores do empuxo ativo e passivo.

Para Gerscovich (2012), os muros de arrimo de gravidade construídos com gabiões, em geral são flexíveis, pelo fato de permitirem que o solo arrimado sofra

deformação suficiente para que sua resistência seja mobilizada totalmente. Assim, as estruturas de contenção de muro de gabião devem ser dimensionadas sob a ação do empuxo ativo.

No entanto, a qualidade dos valores calculados, depende da correta avaliação dos parâmetros do solo que compõe o maciço e das condições gerais do problema em análise. Para tanto é necessário considerar:

- A resistência ao cisalhamento do solo, seu ângulo de atrito interno " φ " e da sua coesão "c";
- O peso específico do solo;
- A posição do nível d'água e as condições de fluxo através do maciço;
- Carregamentos externos aplicados sobre o maciço;
- Carregamentos dinâmicos provocados por abalos sísmicos.

2.6.2.5 Maciço sob a influência de percolação d'água

A ocorrência de percolação da água através do maciço arrimado é um caso bastante comum. Isto ocorre, por exemplo, no momento em que o nível do lençol freático, que estava um pouco abaixo da fundação de estrutura de contenção, se eleva devido a grandes precipitações, enchentes e afins. Para evitar que a água fique retida atrás do muro e aumente bruscamente o empuxo sobre a estrutura, devem-se usar estruturas autodrenantes, como por exemplo, os gabiões que impedem o carreamento das partículas do solo e a água não encontram barreiras quanto a sua passagem (MACCAFERRI, 2017).

2.7 Estruturas de contenção

Para Caputo (1988), define-se talude por qualquer superfície inclinada em um maciço de solo ou rocha. Quando natural, é denominado encosta e quando construído pelo homem pode apresentar-se também em forma de corte ou aterro.

Segundo Gerscovich (2012), algumas situações práticas de cortes ou escavação necessitam de análise de estabilidade, uma vez que se devem considerar as alterações geradas ao longo da execução e após o término da obra, de forma a identificar a condição mais crítica no que se trata de segurança.

Conforme a mesma autora, a ruptura de um talude em si é caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua de massa de solo. Em um caso de ruptura existe uma camada de solo em torno dessa superfície que tem suas características alteradas durante o processo, formando uma zona cisalhada. Inicialmente essa zona se forma e em seguida é desenvolvida a superfície de cisalhamento.

Os estudos de estabilidade de taludes também se aplicam à análise de maciços já rompidos, uma vez que apresentam informações relevantes sobre os parâmetros de resistência dos materiais envolvidos e são capazes de fornecer auxílio nas medidas de correção do evento, para tanto, as correções podem ser realizadas com o dimensionamento de estruturas de contenção (GERSCOVICH, 2012).

Desta forma as estruturas de contenção têm como finalidade prover estabilidade à ruptura de taludes. Segundo Barros (2010), os materiais utilizados para a construção de estruturas de contenção podem ser divididos em estruturas rígidas e flexíveis. Estruturas rígidas são as construídas com materiais que não suportam seja qual for a deformação (pedras argamassadas, concreto ciclópico, etc.), já as flexíveis são aquelas constituídas por materiais que dentro de seus limites suportam deformações (blocos articulados, gabiões, etc.), adequando-se ao terreno, sem danificar a eficiência e estabilidade do mesmo.

Ainda, segundo Silva (2012), estruturas de contenção são projetadas com o intuito de resistir a empuxos de cargas como o peso de estruturas, terra e/ou água e quaisquer esforços impostos a ela. Podem ser classificadas como temporárias ou permanentes. As estruturas do tipo temporárias possuem caráter transitório, e são removidas caso cessada sua necessidade, já as permanentes são contenções definitivas, que depois de construídas é praticamente impossível o reaproveitamento do material.

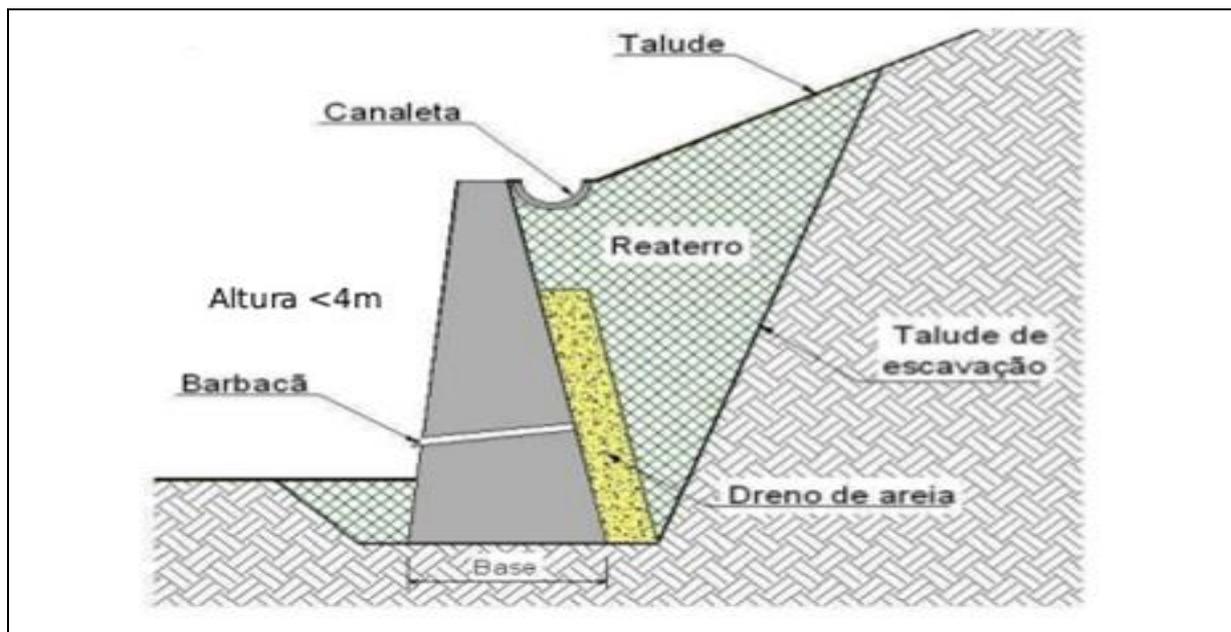
O tipo de contenção utilizado deve sofrer um processo de análise minucioso e individual, visto que existem diferentes fatores influenciando a estrutura, tais como: geotécnicos (capacidade do solo, tipo de solo e presença de lençol freático), físicos (superfície disponível para a implantação, objeções quanto ao acesso) e, econômicos (custo, mão de obra e disponibilidade de materiais para a construção da estrutura) (MACCAFERRI, 2017).

2.7.1 Muros de arrimo

Muros de arrimo podem ser compreendidos como contenções em paredes verticais ou praticamente verticais, utilizados para suportar alturas de solos pequenas a moderadas, com alturas máximas de 6 a 8 m. Seu dimensionamento está geralmente atrelado ao cálculo de empuxo lateral de solo (BARROS, 2010).

Este tipo de estrutura de contenção pode ser classificada em muros de gravidade ou muros de flexão. Os muros de gravidade são estruturas pesadas que se opõe ao empuxo horizontal do terreno utilizando seu peso próprio. Internamente é projetado para suportar somente tensões de compressão e utilizadas para vencer desníveis pequenos a medianos, usualmente inferiores a 5 m (CARMIGNANI; FIORI, 2009). A Figura 16 apresenta o aspecto geral de uma estrutura de contenção a gravidade.

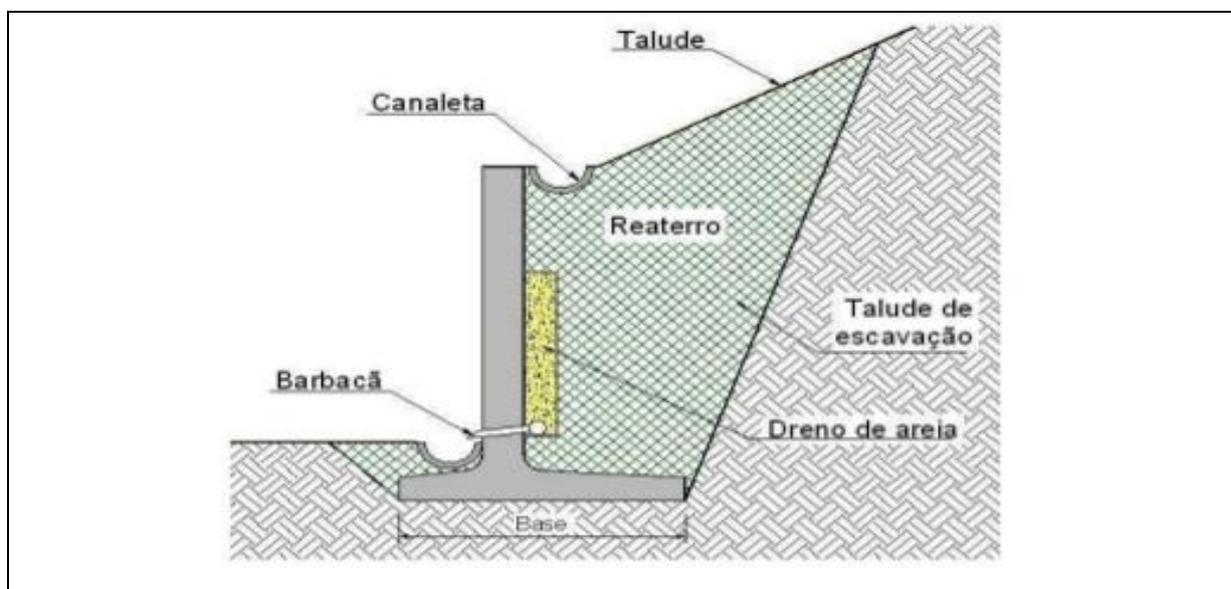
Figura 16 – Estrutura de contenção a gravidade



Fonte: Adaptado de FIDEM (2001).

Em contrapartida, os muros de flexão são extremamente leves, geralmente dispõem de seções transversais em forma de T invertido ou L, partindo de uma haste fina e uma laje de base, sendo viáveis economicamente para alturas de até 7 m, sendo para alturas superiores a 5 m aconselha-se a inserção de ancoragens. São dimensionados para suportar tensões de tração e compressão (SILVA, 2012). Na Figura 17 é representado o aspecto geral de uma estrutura de contenção a flexão.

Figura 17 – Estrutura de contenção a flexão



Fonte: Adaptado de FIDEM (2001).

2.7.1.1 Muro de gabião

Segundo Barros (2010), as estruturas de gabião, tem sua origem na Itália em meados do século XIX. No Brasil, este sistema de contenção teve seu início nos anos 70, sendo estruturas favoráveis tanto do ponto de vista econômico quanto técnico. São compostas por elementos metálicos e pedras, sua confecção é feita com telas de malha hexagonal com dupla torção, e seu preenchimento com pedra.

A seleção do material a ser utilizado tanto no preenchimento quanto na confecção da malha é de fundamental importância na eficácia da contenção, a malha, por exemplo, deve dispor de alta resistência à corrosão e mecânica, ser flexível e não desfiar (BARROS, 2010).

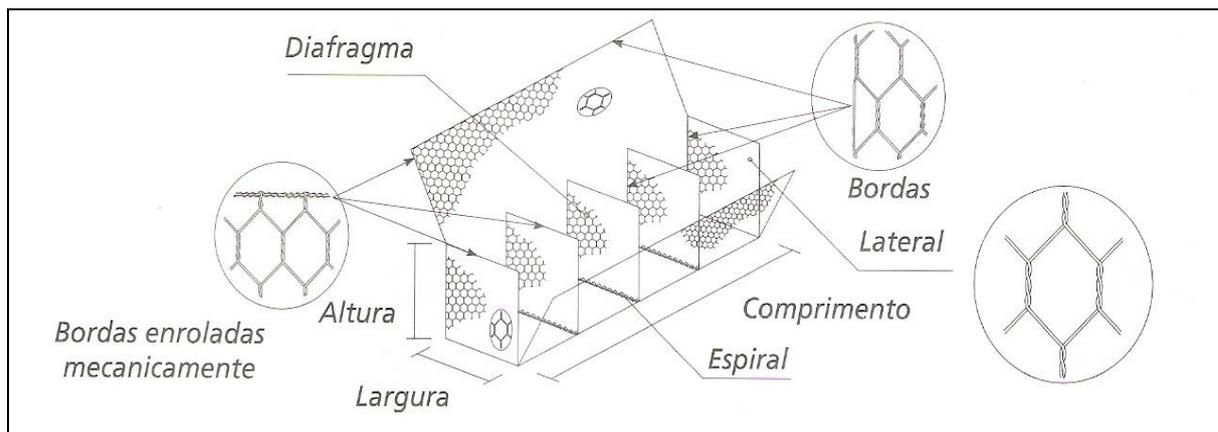
Para Maccaferri (2017), a construção de um muro de gabião, não exige alta complexidade, e sua estrutura final possui características técnicas muito importantes. Estas estruturas podem ser consideradas como monolíticas, resistentes, duráveis, armadas, flexíveis, permeáveis, de baixo impacto ambiental, práticos e versáteis e econômicos.

As estruturas de contenção à gravidade com gabião dispõem de três tipos: tipo caixa, tipo saco e tipo colchão reno.

Gabião Tipo Caixa

Segundo Barros (2010), gabião tipo caixa se trata de uma estrutura metálica, possui forma de paralelepípedo. Elaborado em um único pano de malha hexagonal de dupla torção, formando a base e as paredes (frontal e traseira) e a tampa. Os panos basicamente são ligados durante sua produção, os painéis estruturarão as duas paredes nas extremidades e os diafragmas, como mostra a Figura 18.

Figura 18 – Elementos constituintes de um gabião tipo caixa

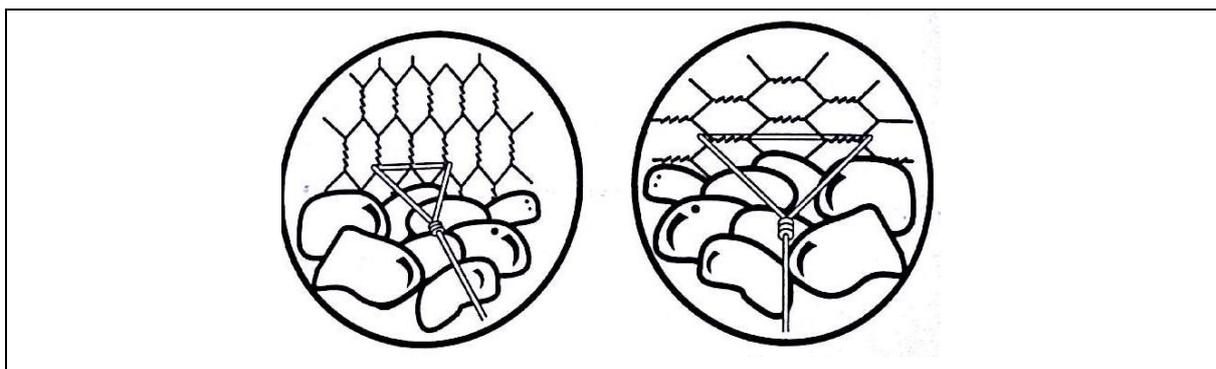


Fonte: Barros (2010, p. 16).

O enlace entre um gabião e outro deve ser feito com o elemento ainda vazio, as tampas carecem ser dobradas em direção à face externa, colocado de tal forma a colaborar com o preenchimento. O preenchimento se dá com material de origem pétreo, com diâmetro superior à maior dimensão da malha de que o gabião é composto, este material deve ser limpo, compactado, não solúvel e friável, possibilitando que se tenha uma garantia quanto ao comportamento da estrutura e sua resistência (MACCAFERRI, 2017).

Para Barros (2010) é necessário, e não menos importante, que todas as etapas de construção de um gabião, a colocação de tirantes na horizontal a cada metro cúbico do mesmo, na Figura 19 são apresentados tirantes em diferentes tipos de amarrações e posicionamento da malha.

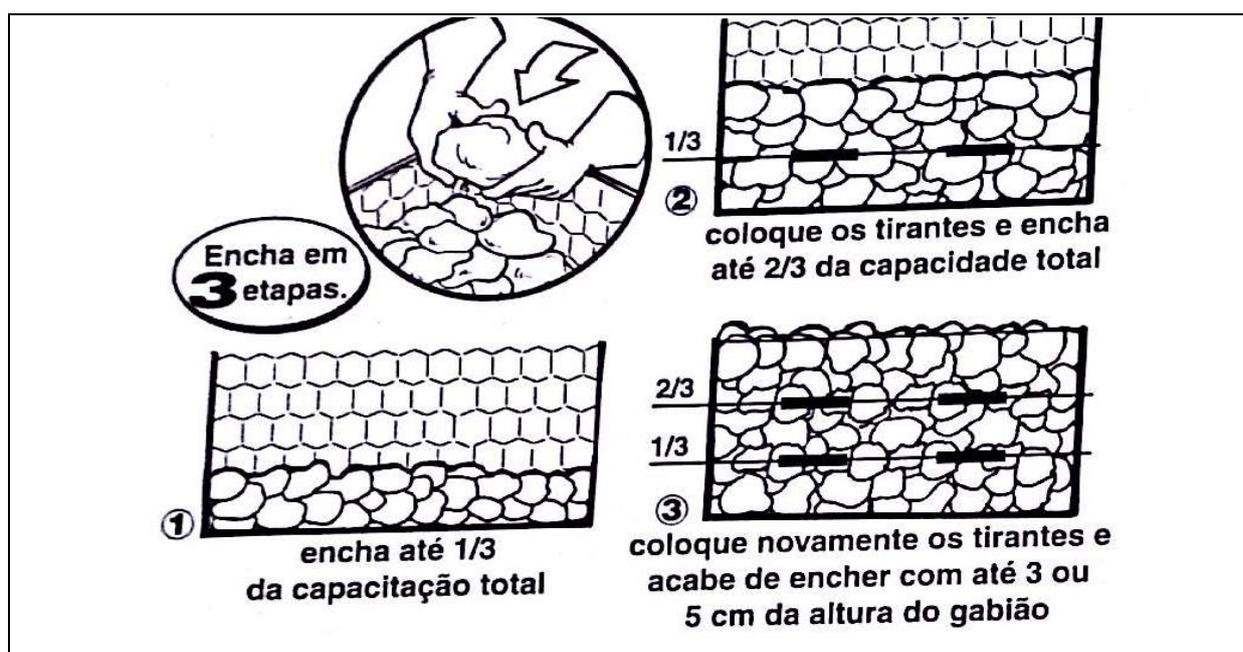
Figura 19 – Tirantes



Fonte: Barros (2010, p. 188).

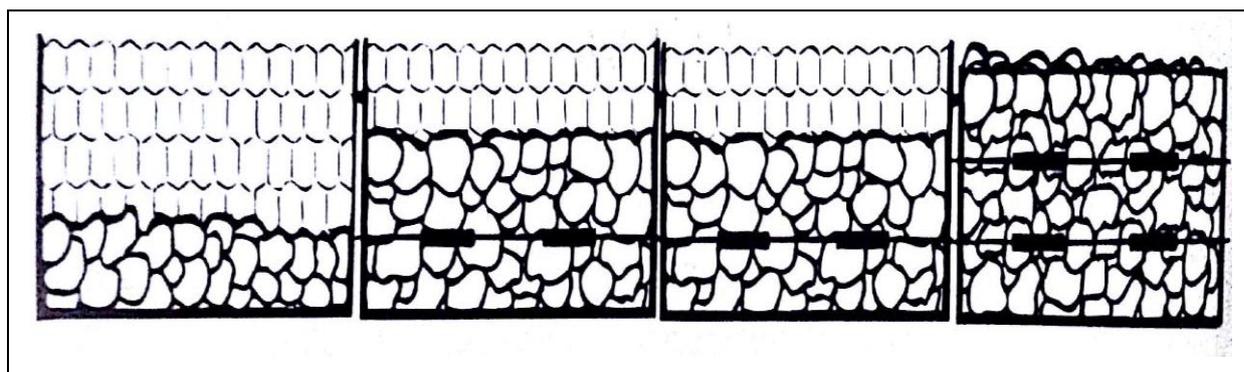
Ainda segundo o autor, realizado manual ou mecanizado, o preenchimento dos gabiões ocorre conforme etapas discriminadas a seguir: 1) as pedras devem ser colocadas em função de diminuir o máximo de vazios; 2) após alcançar cerca de 1/3 da altura no preenchimento devem ser inseridos tirantes horizontais (preferencialmente a cada m^3); 3) o preenchimento é realizado até 2/3 da capacidade total, inserido outro tirante e preenchido até a capacidade total do gabião, excedendo de 3 a 5 cm. As Figuras 20 e 21 demonstram como funciona o preenchimento de um Gabião Tipo Caixa.

Figura 20 – Enchimento de um Gabião



Fonte: Barros (2010, p. 188).

Figura 21 – Etapas de preenchimento

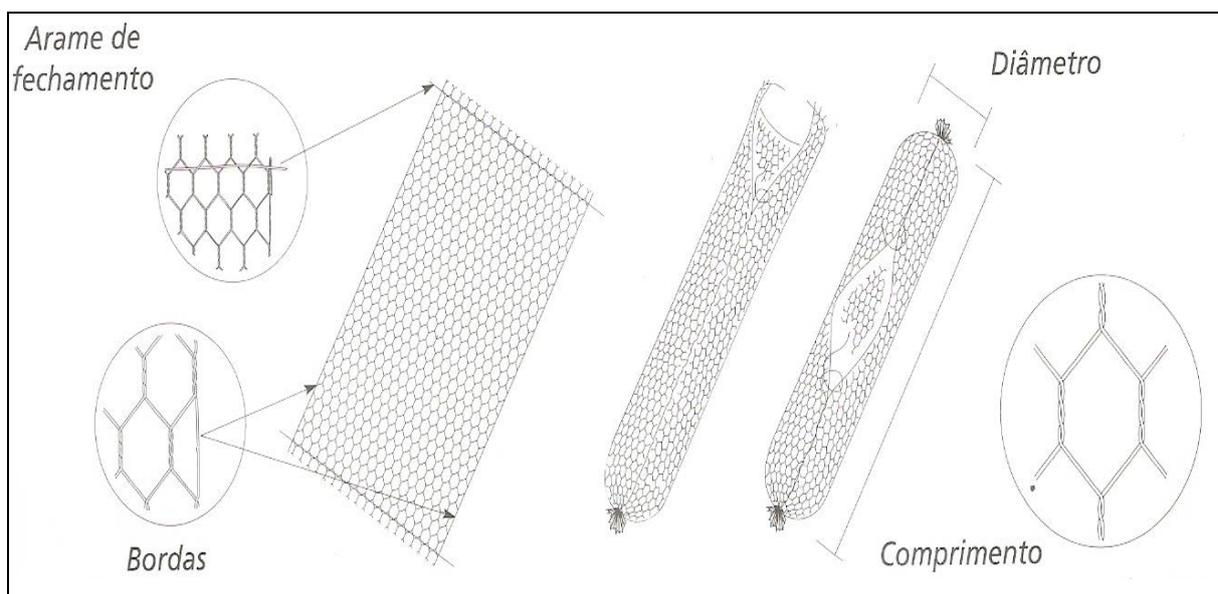


Fonte: Barros (2010, p. 188).

Gabião Tipo Saco

De acordo com Barros (2010), gabiões tipo saco se tratam de estruturas metálicas em forma de cilindro, concebidas a partir de um único pano de malha hexagonal de dupla torção, possui em suas extremidades um arame que facilita sua montagem no canteiro de obras, como mostra a Figura 22.

Figura 22 – Gabião tipo saco



Fonte: Barros (2010, p. 18).

Os gabiões tipo saco possuem formato cilíndrico e versátil, tanto nos métodos construtivos quanto na sua montagem, preenchimento e instalação, para sua instalação e necessário aparelhamento mecânico (MACCAFERRI, 2017).

Este tipo de muro é muito utilizado em obras de emergência, em razão de que sua montagem e preenchimento não necessitam de muito tempo. O arranjo das pedras não necessita grande cautela, porém segue o mesmo parâmetro utilizado no gabião tipo caixa, que o diâmetro do material pétreo deverá ser superior à maior dimensão da malha de que o gabião é composto e, este material deve ser limpo, compactado, não solúvel e friável, possibilitando que se tenha uma garantia quanto ao comportamento da estrutura e sua resistência (BARROS, 2010).

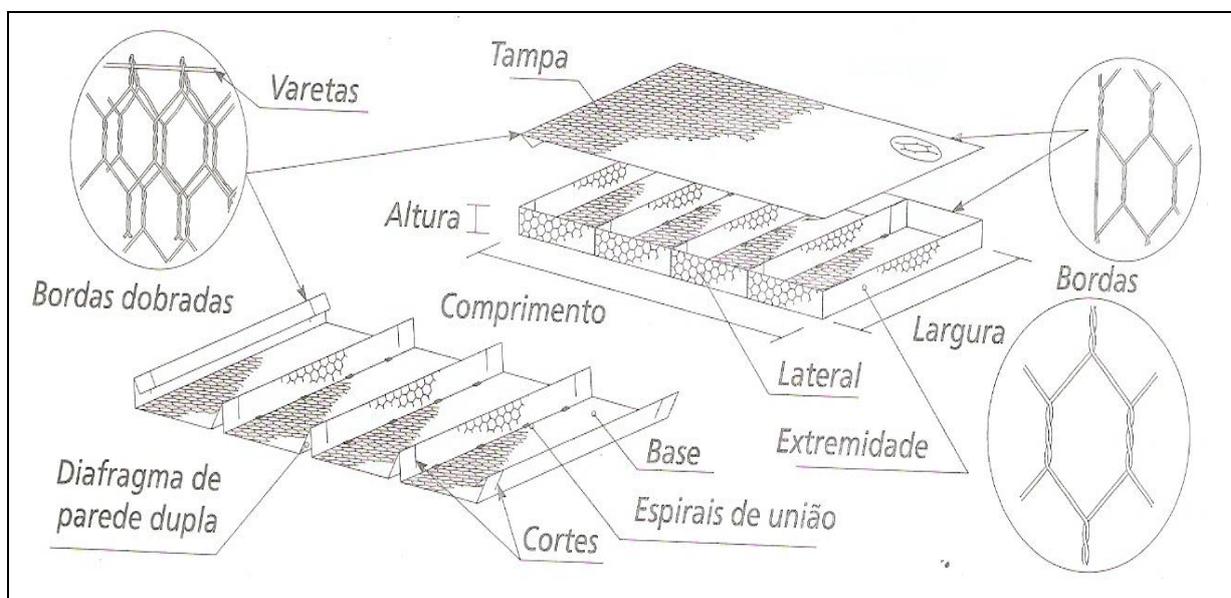
Em sua extensão são inseridos tirantes, seu preenchimento é executado da extremidade para o centro. Depois de cheios são amarados e colocados com auxílio

de equipamentos mecânicos, aconselha-se que os pontos de engate para içamento sejam nas posições dos tirantes. Se possível na colocação dos gabiões não existir espaço entre eles, os gabiões tipo saco não carecem ser amarrados entre si (MACCAFERRI, 2017).

Gabião Tipo Colchão Reno

Segundo Barros (2010), possuindo forma de paralelepípedo de pequenas espessuras e grandes áreas, esta estrutura metálica é constituída por dois elementos, a base e a tampa, produzidos com malha hexagonal de dupla torção, como mostra a Figura 23.

Figura 23 – Gabião tipo colchão Reno



Fonte: Barros (2010, p. 20).

O gabião tipo colchão reno trata-se de uma estrutura flexível, cujo objetivo é preservar a base de muros e revestimento de taludes, além de sua ocupação principal, que é agir como revestimento flexível no fundo de margens de cursos de água (MACCAFERRI, 2017).

Segundo Barros (2010) o arranjo das pedras não necessita grande cautela, no entanto segue o mesmo parâmetro utilizado no gabião tipo caixa e saco, que o diâmetro do material pétreo deverá ser superior à maior dimensão da malha de que

o gabião e composto e, este material deve ser limpo, compactado, não solúvel e friável (MACCAFERRI, 2017).

Para Barros (2010), o gabião tipo Colchão requer solos estáveis, nivelados e sem a existência de raízes e qualquer material que provoque sobresaliências. Antes de seu preenchimento devem ser posicionados e costurados entre si e, colocar tirantes na vertical.

O preenchimento deve ser realizado com controle dos índices de vazio, o tamanho das pedras de maneira mais homogênea e a colocação das pedras pode exceder no máximo 3 cm para que não gere dificuldade no fechamento dos colchões, no fechamento as tampas devem ser puxadas e amarradas ao longo das bordas e sempre que possível unir ao colchão vizinho (MACCAFERRI, 2017).

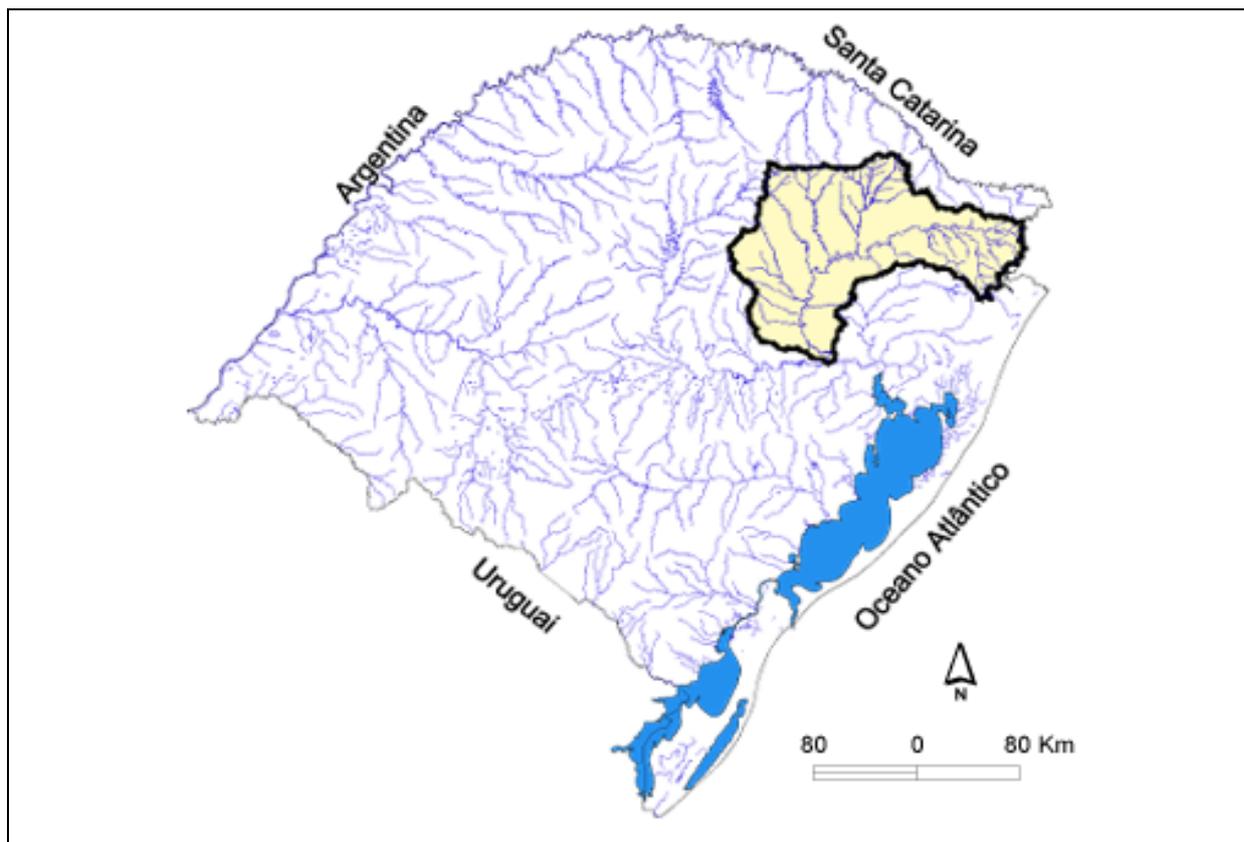
3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, apresenta-se a área de estudo e os métodos utilizados para caracterização do solo. Além disso, será explanado sobre o *software* Slope/W, que foi utilizado para a análise de estabilidade do talude, o *software* GawacWin, que foi utilizado para o dimensionamento da estrutura de contenção, no caso, um muro de gabião.

3.1 Área de estudo

A bacia que compreende o local de estudo é a Taquari-Antas, que está localizada na Região Nordeste do Estado do Rio Grande do Sul (RS). A bacia em questão compreende uma área de 26.428 Km², equivalente a 9% do território estadual, possuindo como limites as bacias do rio Pelotas ao norte, a bacia Jacuí ao oeste e sul e a bacia Caí e Sinos a leste (FEPAM, 2011). Na Figura 24, pode-se ver a localização da bacia Taquari-Antas no Estado do RS.

Figura 24 – Localização da bacia Taquari-Antas no estado do Rio Grande do Sul



Fonte: SEMA (2011, texto digital).

A área do presente estudo está situada na Cidade de Encantado, tendo como contribuição principal o Arroio Jacaré, como mostra a Figura 25 e 26 e Mapa de Situação e Localização encontrasse no Apêndice A.

Figura 25 – Localização da área de estudo Arroio Jacaré



Fonte: CPRM (2017, texto digital).

Figura 26 – Aproximação local estudo Arroio Jacaré



Fonte: CPRM (2017, texto digital).

3.2 Geomorfologia e geologia da sub-bacia Arroio Jacaré

Conforme informações oriundas do Sítio da FEPAM (2011), a morfologia da sub-bacia Arroio Jacaré encontra-se na Serra do Planalto, onde o predomínio é de rochas basálticas da Formação Serra Geral, possuindo relevo ondulado.

A Sub-bacia apresenta um domínio morfoestrutural e uma cobertura sedimentar caracterizada pela Depressão Central Gaúcha, que estende-se pelo Vale do Taquari, onde as áreas são de menores altitudes interplanálticas, não ultrapassando 150 metros, onde a erosão foi esculpindo em rochas sedimentares da bacia do Paraná com formato alongado (FERRI, 1991).

Segundo Ferri e Togni (2012), as unidades geomorfológicas que podem ser identificadas na Sub-bacia Arroio Jacaré são:

- Patamares da Serra Geral: tem seu relevo conforme a drenagem do rio, os vales fluviais são de pouca profundidade;

- Serra Geral: esta unidade na Sub-bacia desenvolve-se sobre as rochas de origem vulcânica, onde o entalhamento da drenagem foi capaz de dividir-se em seções de derrames, expondo as rochas da formação Botucatu.

Quanto à geologia a área do presente estudo encontra-se no contexto da Bacia do Paraná, uma extensa bacia sedimentar, com derrames vulcânicos e ocupa cerca de 1.500.000 km² dentro do Brasil, Uruguai, Paraguai e Argentina. As idades dos depósitos que a compõe vão desde o Neo-Ordoviciano até o Neocretáceo (MILANI et al., 2000). Neste contexto, encontram-se rochas da Formação Serra Geral, topo da sequência da Bacia do Paraná, mais especificamente, Fácies Gramado (CPRM, 2017).

As porções superiores da Bacia do Paraná foram primeiramente descritas por White (1908 apud CPRM, 2017), que propôs a então Série São Bento, englobando as camadas vermelhas do Rio do Rastro, a Grês de São Bento (Formação Botucatu) e rochas eruptivas da Formação Serra Geral.

O pacote gondwânico no Rio Grande do Sul foi dividido por Faccini (1989) em quatro sequencias deposicionais, delimitadas por sequências erosivas, onde a Sequencia IV corresponde ao período Jurássico/Cretáceo, incluindo as Formações Botucatu e Serra Geral.

A Formação Serra Geral, topo da sequência estratigráfica da Bacia do Paraná no Rio Grande do Sul é o registro do vulcanismo ocasionado pela ruptura do megacontinente do Gondwana, originando o Oceano Atlântico Sul. A espessura média deste pacote vulcânico é de 800 metros, podendo atingir até 1500 metros, e ocupa, na sua totalidade 1.280.000 km², sendo 1.200.000 km² destes ocupando áreas do sul do Brasil, Paraguai, Argentina e Uruguai (ROISENBERG; VIERO, 2000).

As rochas vulcânicas da Formação Serra Geral, de maneira geral, recobrem os arenitos eólicos da Formação Botucatu, mas também podem ser encontrados em contato direto com rochas permo-triássicas da Bacia do Paraná (ROISENBERG; VIERO, 2000). Os métodos radiométricos empregados na datação das rochas vulcânicas da Formação Serra Geral estão evoluindo gradativamente, estabelecendo

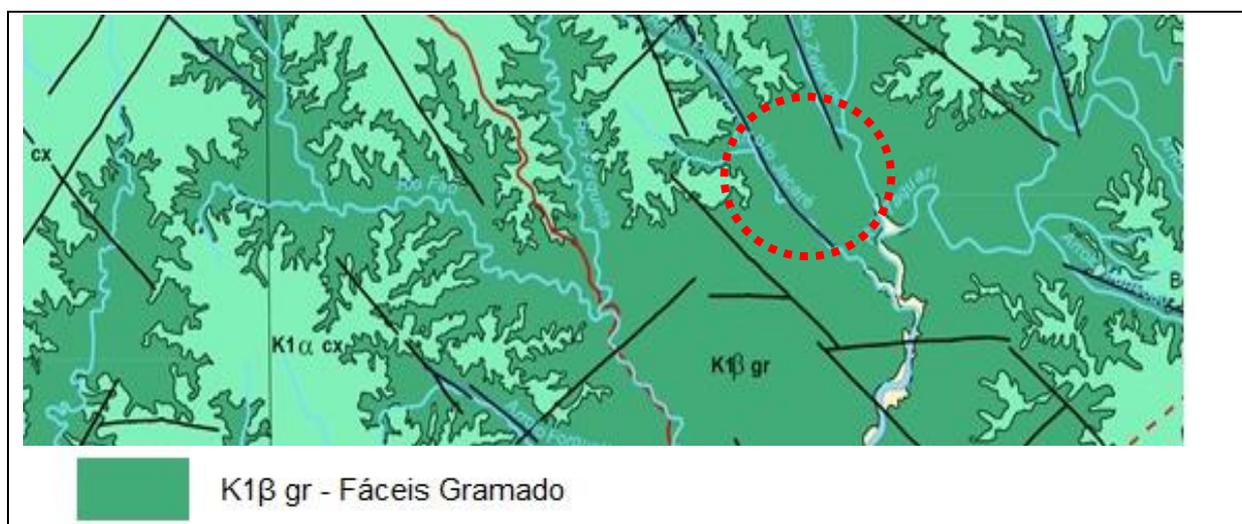
idades precisas, bem como a definição mais correta no intervalo de tempo e taxas de efusão das lavas.

De acordo com Roisenberg e Viero (2000), a Formação Serra Geral é constituída por uma série de derrames de lavas básicas, intercaladas com alguns derrames andesíticos e riodacíticos, especialmente em direção ao topo da sequência.

A Bacia do Paraná Sul, dentro da qual se encontra a área de estudo, é caracterizada por basaltos do tipo baixo-TiO₂ (Dióxido de titânio) com empobrecimento relativo de elementos incompatíveis em relação à porção norte da bacia. É marcante nesta parte da bacia a ocorrência de termos andesíticos e andesibasaltos (ROISENBERG; VIERO 2000).

O local de estudo pertence à Fácies Gramado da Formação Serra Geral pertencentes ao Grupo São Bento. Os derramamentos da Fácies Gramado são em sua maioria basálticos, granulares finos e médios, possuindo intercalações com arenitos da Formação Botucatu (CPRM, 2017). Esses derrames somente são possíveis de ser constatado em mapeamento geológico, integrado com a descrição geológica e com a perfilagem cintilométrica para água subterrânea realizada pelo Serviço Geológico do Brasil nos anos 1983-1986, conforme pode ser analisada a localização da Sub-bacia na Figura 27 e Mapa Geológico no Apêndice B.

Figura 27 – Geologia presente na área de estudo da sub-bacia Arroio Jacaré



Fonte: CPRM (2017, texto digital).

O Arroio Jacaré obteve acúmulo de sedimentos ao longo de seu curso durante o período quaternário. Esses sedimentos apresentam-se em faixas médias ao longo curso do rio e também em alguns de seus afluentes (CPRM, 2017).

Segundo Ferri (1991), rios que se encontram em fase juvenil transportam junto de suas águas grande quantia de cascalho em épocas de cheia e, com a baixa das águas acontece à deposição de cascalho nos canais de inundação, sendo o caso do Arroio Jacaré.

3.2.1 Principais processos dinâmicos da sub-bacia Arroio Jacaré

A sub-bacia Arroio Jacaré apresenta disfunções na dinâmica do canal, devido à erosão, deposição e transporte de sedimentos. Estes processos contribuíram para que o arroio se caracterizasse como meandrante e com processos de anastomosamento fluvial. Isto é, o arroio possui trabalho ininterrupto na margem côncava e, conseqüentemente, deposição na margem convexa (PENTEADO; 1983).

Segundo Penteado (1983), juntamente aos processos de anastomosamento, os quais tem início devido às deposições oriundas principalmente em períodos de cheia, ocorrem às barras de sedimento grosseiro que acabam formando uma barreira na medida com que as águas baixam. Estas barras aumentam de tamanho dependendo de quanto sedimento é depositado, dando origem a ilhas fluviais, as quais se tornam estáveis devido ao surgimento de vegetação, conforme pode ser visto na Figura 28.

Figura 28 – Acúmulo de sedimentos e crescimento de vegetação



Fonte: Da autora (2017).

O presente estudo de caso compreende a erosão lateral do Arroio Jacaré, situado as margens da RS 332 no município de Encantado/RS. Encontra-se a jusante da rodovia cujo acesso se dá pela ponte 0295 (FIGURA 29) com extensão de 110 m, 11 m de largura, pista simples e construída em concreto armado sob a jurisdição Estadual (DAER, 2017).

Figura 29 – Acesso do Arroio Jacaré pela ponte



Fonte: Da autora (2017).

Neste trecho, existe um grande processo erosivo que se deu em decorrência de diversos fatores naturais e antrópicos. O fator natural culminante ocorrido na área de estudo são as enchentes de grande escala e em curto espaço de tempo, não possibilitando a reposição da vegetação lindeira.

Já os fatores antrópicos são diversos, podendo-se citar os mais relevantes como sendo a retirada da vegetação, o uso e ocupação inadequada do solo e a construção da ponte na RS 332 (segundo relatos de moradores da região, após a construção da ponte, ocorreu um leve redirecionamento das águas do rio, a partir da primeira enchente foi possível notar o desvio do curso natural da água). Conforme a Figura 30, imagens obtidas a partir de satélite, a poligonal demarca a área de estudo, onde se pode verificar que houve uma diferença significativa na margem esquerda do Arroio Jacaré, em que a erosão transformou o leito do arroio de aproximadamente 30 m para 70 m. A Figura 31 exibe o alargamento da margem do rio devido à erosão lateral.

Figura 30 – Comparativo do leito do Arroio Jacaré nos anos 2003 e 2016.



Fonte: Google Earth (2016, texto digital).

Figura 31 – Alargamento do rio



Fonte: Da autora (2017).

A área do estudo de caso sofre mudanças frequentes, normalmente a erosão tem maior intensidade no período das chuvas, que ocorrem comumente durante o outono e inverno e, estabiliza-se na primavera e no verão. Durante o período de estabilidade das precipitações as gramíneas tentam se recompor, conforme demonstram as Figuras 32 e 33.

Figura 32 – Crescimento de gramíneas novembro de 2016



Fonte: Da autora (2017).

Figura 33 – Crescimento de gramíneas janeiro de 2017



Fonte: Da autora (2017).

Neste contexto, em razão desta grande perda de área, optou-se neste estudo dimensionar uma estrutura de contenção de muro de gabião na margem esquerda do Arroio Jacaré.

3.3 Métodos

Foi efetuada a coleta de solo *in loco*, utilizando a técnica de amostras indeformadas, para a realização dos ensaios de granulometria, limite de liquidez e plasticidade, peso específico natural e real dos grãos e resistência ao cisalhamento, para posterior avaliação dos dados e inserção no *software* Slope/W para verificação quanto à estabilidade do talude e para o dimensionamento da estrutura de contenção de muro de gabião o *software* GawacWin BR 2.0.

3.3.1 Coleta do solo

O solo foi coletado em diferentes pontos do talude, onde foi retirada a camada superficial do solo (FIGURA 34), para retirar impurezas que viessem a alterar as propriedades do solo. A coleta foi efetuada com o auxílio de ferramentas manuais na quantidade necessária para a realização de todos os ensaios, a quantidade de cada amostra foi determinada a partir da NBR 6457 (ABNT, 2016).

O material foi retirado no estado deformado e condicionado em sacolas plásticas para a realização dos ensaios de granulometria, limites de liquidez e plasticidade e peso específico natural e real dos grãos. Como já havia sido delimitado, o material utilizado para o ensaio de cisalhamento direto foi retirado amostras indeformadas, onde as mesmas foram envolvidas em plástico filme e acondicionadas em um bolsa térmica, com o intuito de não perder umidade.

Figura 34 – Um dos locais de coleta



Fonte: Da autora (2017).

3.3.2 Ensaio de granulometria

Este ensaio tem a finalidade de identificar o solo através de suas partículas, ou seja, é a determinação das dimensões das partículas do solo e de suas respectivas porcentagens de ocorrência. A forma mais usual de se obter o diâmetro dos grãos é submeter o solo a passar através de uma série de peneiras, com aberturas conhecidas, que consiste a etapa de peneiramento.

O procedimento de peneiramento permite conhecer os diâmetros dos grãos superiores a 0,075 mm, que é a menor abertura de peneira disponível. A quantidade de solo que passa por cada peneira será representada graficamente em função das aberturas existentes nas mesmas em escala logarítmica.

O ensaio será executado de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2016). Após a obtenção dos resultados do ensaio de peneiramento será possível classificar o solo quanto a sua granulometria.

3.3.3 Limites de consistência

3.3.3.1 Limite de liquidez

O Limite de Liquidez (LL) de um solo é o teor de umidade acima do qual o solo perde as características plásticas, passando a se comportar como um fluido viscoso. Na definição de Atterberg, o limite de liquidez representa a fronteira entre o “estado plástico” e o “estado líquido” (NBR 6459, 2017).

Para a obtenção do LL em laboratório, será utilizado o aparelho de Casagrande (FIGURA 36). O ensaio baseia-se na determinação do número de golpes necessários para fechar uma ranhura padrão de 1 cm, efetuada no solo colocado na concha. O LL corresponde à umidade que determina o fechamento da ranhura com 25 golpes. Como é difícil determinar com precisão esse valor, são feitos

no mínimo cinco repetições, alterando os teores de umidade, com o número de golpes para fechar a ranhura entre 15 e 35 golpes. Através da interpolação dos valores é possível determinada à umidade correspondente aos 25 golpes. O ensaio foi realizado conforme a norma NBR 6459 (ABNT, 2017).

Figura 35 – Aparelho de Casagrande



Fonte: Da autora (2017).

3.3.3.2 Limite de plasticidade

O Limite de Plasticidade (LP) é o teor de umidade com o qual um cilindro de solo começa a se fragmentar, quando se procura moldá-lo com 3 mm de diâmetro e cerca de 10 cm de comprimento rolando com a mão. Na definição clássica de Atterberg, o LP é a fronteira entre o “estado semi-sólido” e o “estado plástico”. Ou seja, para umidades superiores ao limite de plasticidade, o solo deixaria de apresentar a consistência de um material “sólido”, tornando-se moldável (CAPUTO, 1988).

O ensaio seguirá os procedimentos da NBR 7180 (ABNT, 2016).

3.3.3.3 Índice de plasticidade

O Índice de Plasticidade (IP) do solo será definido através da diferença entre os limites, sendo a faixa em que o solo está no estado plástico. O IP é calculado utilizando-se a Equação 1.

$$IP = LL - LP \quad (1)$$

3.3.3.4 Classificação SUCS e AASHTO

A classificação do Sistema unificado de classificação dos solos (SUCS) é baseada na distribuição granulométrica, a classificação é feita através de símbolos. Ela é dividida em grupos cujos nomes são dados através classificados pela fração granulométrica dominante e subdominante, tais como: argila arenosa, areia siltosa, silte argiloso.

Quanto à classificação quanto a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) os solos são classificados em grandes grupos, para saber a qual grupo o solo pertence deve-se saber o tamanho dos grãos, o limites de liquidez e plasticidade bem como o índice de plasticidade a que o solo pertence.

3.3.4 Peso específico natural

Para sua determinação, moldou-se um cilindro do solo cujas dimensões conhecidas permitem calcular o volume, as dimensões do cilindro referente ao diâmetro e altura são de aproximadamente 15 cm e 20 cm respectivamente. A massa

total dividido pelo volume é o peso específico natural do material. O ensaio realizado de acordo com a norma NBR 9813 (ABNT, 2016).

Para a determinação do peso específico natural moldou-se em campo cilindros, para o cravação do mesmo no solo foi utilizado um peso que deslizava pela barra, conforme mostra a Figura 36.

Figura 36 – Cravação do cilindro



Fonte: Da autora (2017).

Para a obtenção do volume foi utilizada a Equação 2:

$$V=h \times \pi \times r^2$$

(2)

Onde:

V= Volume (cm³)

h= Altura (cm)

$\pi= 3,14159265359$

r= Raio (cm)

Para a obtenção do peso específico natural utiliza-se a Equação 3:

$$\gamma_n = \frac{P}{V} \quad (3)$$

Onde:

γ_n = peso específico natural (kN/m³);

P= peso total (g)

V= volume total (cm³)

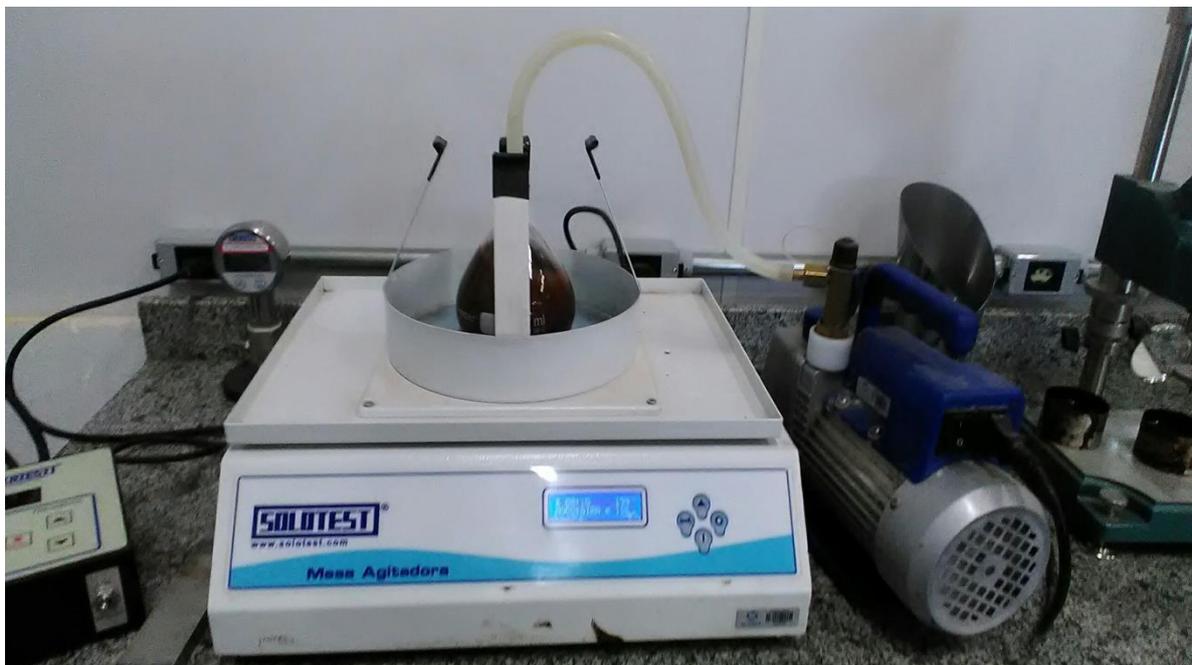
3.3.5 Peso específico real dos grãos

O peso específico real dos grãos consiste na relação entre a massa e o volume de uma partícula individual de solo. Ou seja, no seu cálculo desconsideram-se completamente os vazios existentes no solo.

O ensaio foi realizado de acordo com a norma NBR 6458 (ABNT 2017), na qual primeiramente pesa-se um picnômetro seco e, em seguida adiciona-se uma quantia de amostra de solo, pesa-se o picnômetro e adiciona-se água. Após a adição de água, o conjunto amostra mais água foi submetido a uma bomba a vácuo

e mesa agitadora, esta etapa destina-se a retirada de ar entre existente no solo (FIGURA 37). Em seguida o picnômetro é retirado da bomba e deixado em repouso até que a temperatura da água estabilize, e para finalizar deve-se obter o peso do conjunto picnômetro-água-solo. Também deve ser obtido o peso do Picnômetro com água até a marca de referência.

Figura 37 – Mesa agitadora e bomba de vácuo



Fonte: Da autora (2017).

Para o cálculo da massa específica dos grãos do solo, utiliza-se a seguinte relação apresentada nas Equações 4 e 5:

$$\gamma_s = d * \gamma_w \quad (4)$$

Onde:

γ_s : massa específica real do solo;

d: densidade do solo;

γ_w : massa específica da água na temperatura do ensaio (aproximadamente 1 g/cm³).

$$d = P_s / (P_s + P_a - P_{as}) \quad (5)$$

Onde:

P_s : peso do solo seco (g);

P_a : peso do picnômetro cheio de água (g)

P_{as} : peso do picnômetro cheio de água e solo (g).

Para saber o peso específico real dos grãos multiplica-se a massa específica real dos grãos por 10, quando a unidade de medida for gramas.

3.3.6 Resistência ao cisalhamento

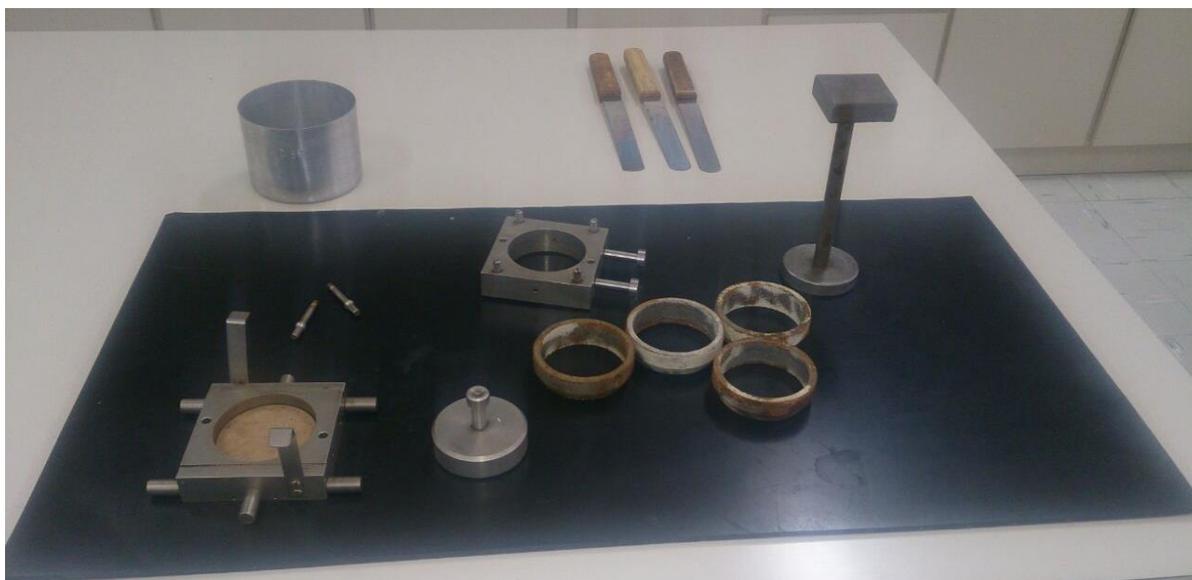
A resistência ao cisalhamento consiste no processo mais importante em projetos de taludes quando se envolve a estabilidade do mesmo. Será utilizado o ensaio de cisalhamento direto para a obtenção dos parâmetros de resistência, tais como coesão (c) e ângulo de atrito interno do solo (ϕ).

O ensaio baseia-se em um aparato que provoca o deslizamento de metade de um corpo de prova de solo, podendo assim determinar através das coordenadas da envoltória de ruptura para cada tensão normal (σ) à superfície do deslizamento, o valor da tensão cisalhante (τ) necessária para ocorrer deformações no corpo de prova até a ruptura. O ensaio de cisalhamento direto será conduzido de acordo com a norma americana ASTM D3080 (2011).

Para elaboração do ensaio de Cisalhamento Direto foi coletado solo *in loco*, amostra estruturada (indeformada), amostra esta coletada com um tubo de PVC esgoto de diâmetro 100, cravado no solo e envolvido a um plástico filme em diversas camadas para evitar a perda de umidade.

No laboratório foi moldado o solo com o auxílio de anéis, que foi cravados no solo estruturado, realizou-se 12 amostras anelares de 6 cm de diâmetro e 2 cm de altura. Após ser moldada, cada amostra foi colocada na caixa de cisalhamento, pode-se visualizar nas Figuras 38 e 39 os equipamentos utilizados na moldagem das amostras.

Figura 38 – Anéis e caixa de cisalhamento



Fonte: Da autora (2017).

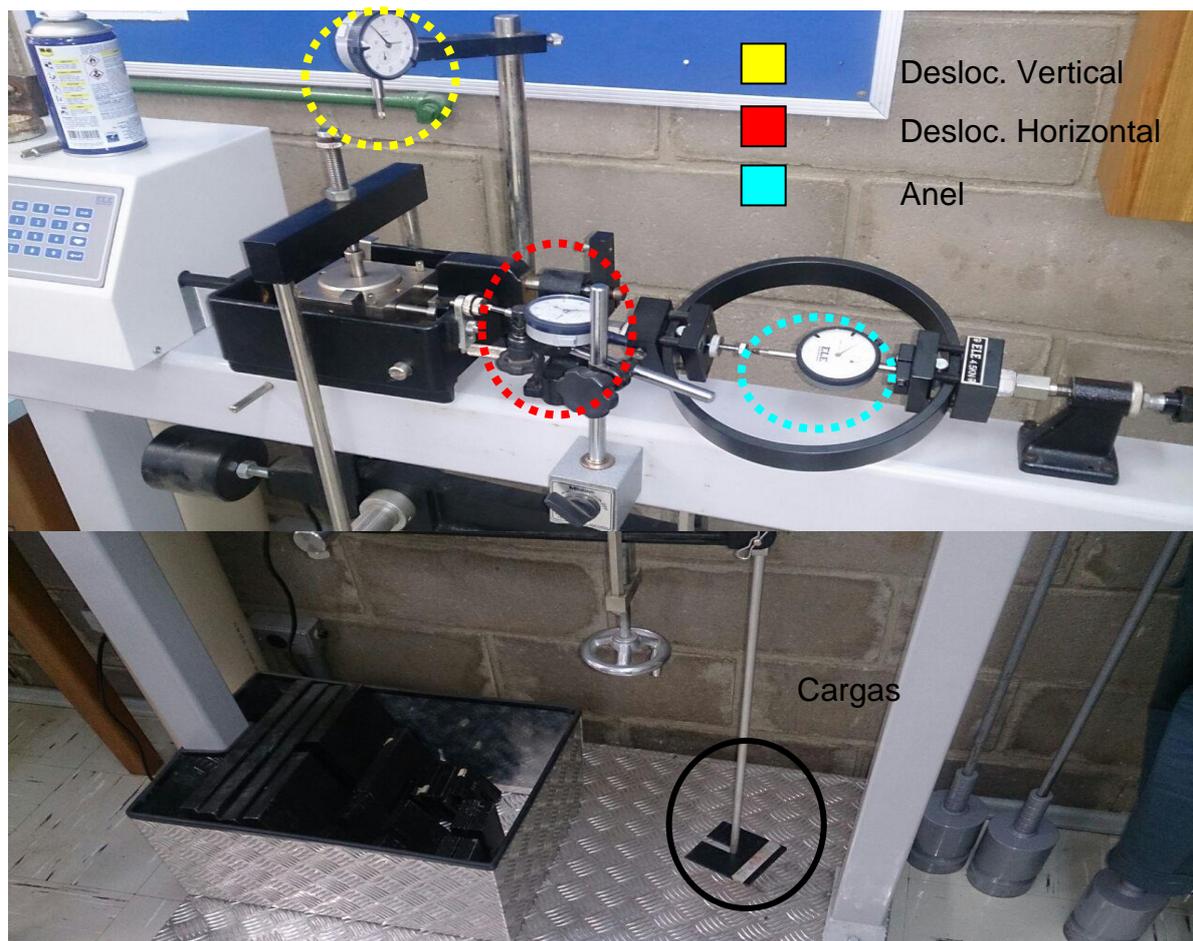
Figura 39 – Conjunto do equipamento constituído de caixa de cisalhamento, anel dinamométrico para aplicação de carga e extensômetros



Fonte: Da autora (2017).

Foi realizados ensaios com a amostra natural, estruturada e com velocidade lenta, que se faz necessária para solos com alto teor de finos a realização dos ensaios em velocidade lenta (0,025 mm/min) para que assim não fossem produzidas pressões propícias a burlar os resultados reais dos ensaios, essa determinação de velocidade a ser adotada seguiu as especificações da norma da ASTM D3080 (2011). No ensaio foi aplicado três cargas diferentes, para cada carga foi utilizado três amostras, e para cada amostra foi efetuado as leituras de Deslocamento Horizontal, Deslocamento Vertical e a Leitura do Anel Dinamométrico, as cargas utilizadas foram 50, 25 e 12,5 Kpa. A Figura 40 mostra a utilização do aparelho.

Figura 40 – Leituras efetuadas no aparelho de cisalhamento



Fonte: Da autora (2017).

3.4 Análise do talude natural

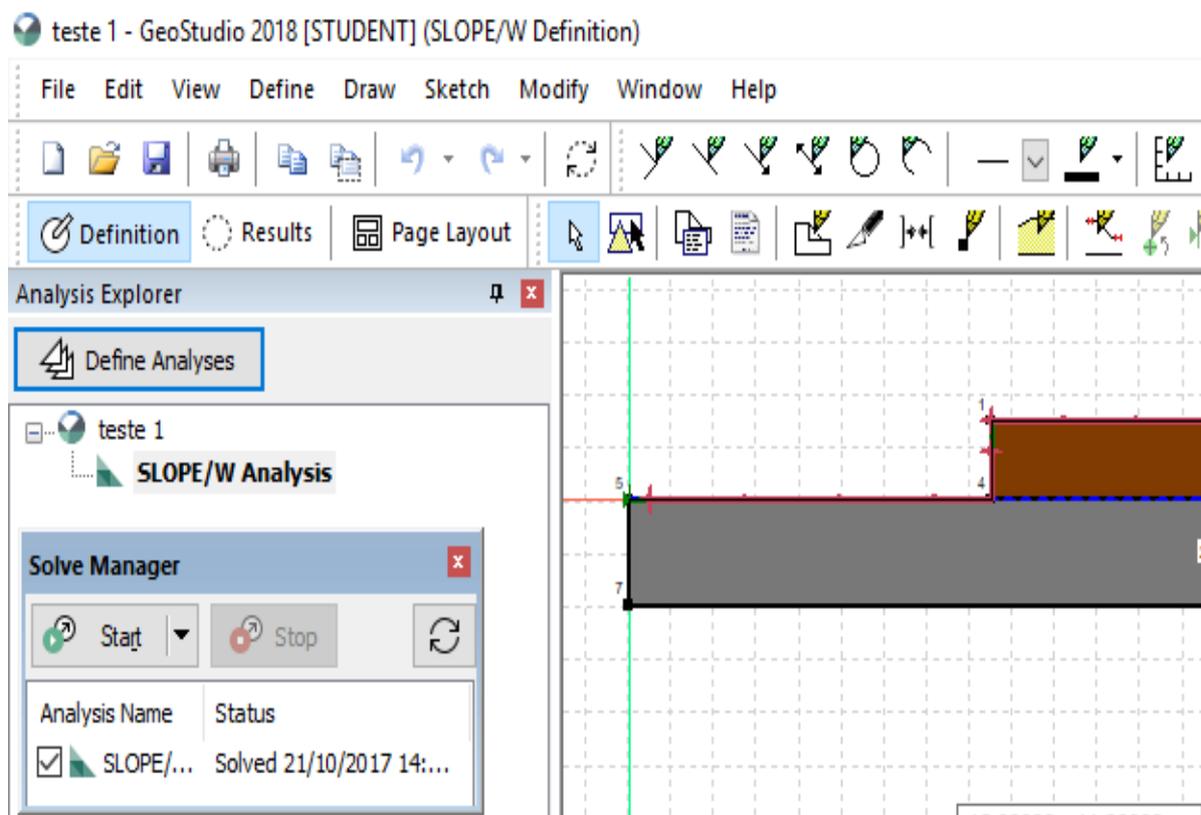
As análises de estabilidade foram feitas utilizando o *software* Slope/W pacote do GeoStudio 2018 (versão estudante), este *software* apresenta os princípios básicos para a análise da estabilidade de talude.

O *software* utiliza o método de equilíbrio limite, sendo usados os métodos de Bishop, Janbu e Morgenstern-Price. Nas análises realizadas foi utilizado o método de Bishop, Morgenstern-Price e Janbu que são os métodos mais indicados para projetos de taludes.

A verificação no Slope/W inicia-se pela caracterização estatística dos parâmetros aleatórios de entrada, avaliando-se as incertezas pela análise dos dados

disponíveis (bibliografia e investigação geotécnica) para obter sua variabilidade. Na Figura 41 pode-se visualizar a interface do Slope/W.

Figura 41 – Interface Slope/W



Fonte: Da autora (2017).

O Slope/W possui uma interface explicativa, ele é disponibilizado em vários idiomas.

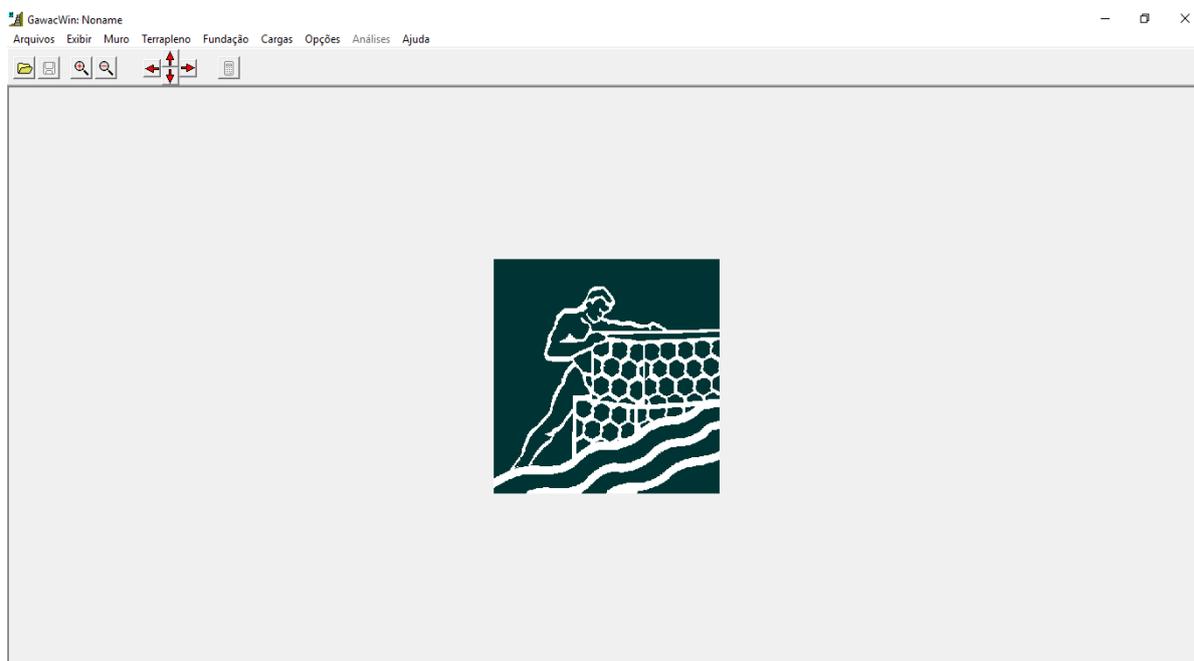
3.5 Dimensionamento da estrutura de contenção

O dimensionamento da estrutura de contenção foi realizado através do programa GawacWin BR 2.0, licenciado pela Maccaferri (2017), destinado para análise da estabilidade de muros de arrimo de gabião. O objetivo do programa é oferecer aos engenheiros, projetistas e construtores uma maneira rápida e confiável de executar as análises necessárias à correta verificação dos projetos de muros de arrimo em gabião.

Este programa verifica diferentes situações que podem ocorrer normalmente em projetos, analisa dados e minimiza verificações, levando em consideração as características mecânicas dos gabiões.

O GawacWin BR 2.0, utiliza em suas análises o método do “Equilíbrio Limite”, às teorias de Rankine, Coulomb, Meyerhof, Hansen e Bishop (otimizado através do algoritmo minimizador Simplex) para a verificação da estabilidade global do conjunto solo/estrutura. A interface do software é bem sucinta, ele é de fácil manuseio, a interface pode ser visualizada na Figura 42.

Figura 42 – Interface GawacWin BR 2.0



Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017, software).

O passo a passo para inserção dos dados no *software* GawacWin BR 2.0 pode ser visualizado no Apêndice C

4 CARACTERIZAÇÃO DO TALUDE

Foi realizado medidas em campo para definir a geometria do talude e ensaios em laboratório tais como: granulometria, limites de consistência (liquidez e plasticidade), peso específico natural e resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito).

4.1 Geometria do talude

Foi realizado topografia no local do presente estudo, para obter medidas mais precisas do talude. Para tanto foi utilizado uma estação total, juntamente com um bastão e o prisma, conforme pode-se visualizar na Figura 43.

Figura 43 – Topografia



Fonte: Da autora (2017).

A partir da análise dos pontos, foi possível obter dados, tais como: altura, largura, comprimento, aterro e área, conforme descreve a Tabela 1.

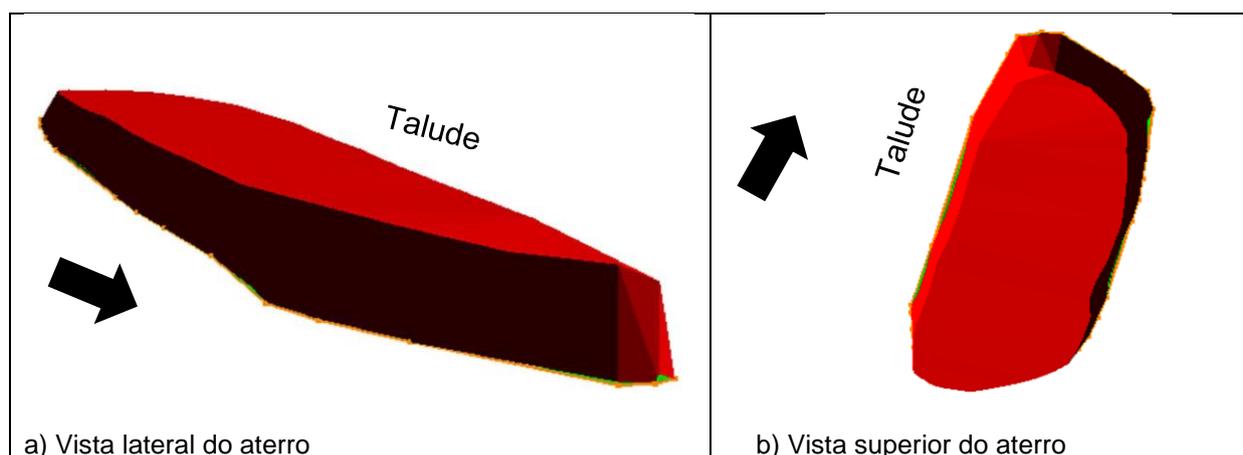
Tabela 1 – Geometria do talude

Altura (m)	Largura (m)	Comprimento (m)	Aterro (m ³)	Área (m ²)
3,00	17,00	87,95	4.485,45	1.495,15

Fonte: Da autora (2017).

Na Figura 44 pode-se visualizar a dimensão do aterro no talude.

Figura 44 – Aterro talude, visão lateral e da superfície.



a) Vista lateral do aterro
Fonte: Da autora (2017).

b) Vista superior do aterro

Portanto pode-se concluir que, para dimensionar a estrutura de contenção com a intenção de deixar o talude mais próximo do que era antes da perda de área, deve-se efetuar aterro no local. Perdendo assim todos os parâmetros obtidos nos ensaios de laboratório, portanto optou-se por dimensionar a estrutura de contenção de muro de gabião, rente ao talude.

4.2 Granulometria

Foi coletado solo *in loco*, amostra úmida e levado ao laboratório, onde foi submetido o mesmo a secagem em uma estufa na temperatura de aproximadamente $105^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}$.

Após a secagem do solo, foi efetuado o destorroamento. Na Figura 45, pode-se visualizar um almofariz (vaso cerâmico) e uma mão de gral com luva (ferramenta com ponteira de borracha utilizada para o destorroamento).

Figura 45 – Aparatos utilizados para destorroar o solo



Fonte: Da autora (2017).

O ensaio de granulometria foi realizado conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016). Com a disposição das peneiras em ordem decrescente da abertura da malha. No

ensaio usou-se e 1,5 Kg de solo, inicia-se o ensaio seguindo a sequência das peneiras.

Com a amostra seca e destorroada foi separado uma quantia de 1,5 Kg, em seguida foi realizado o peneiramento passando o solo na peneira 2" (50,80 mm). Do solo passante foi separado 300 g, e submetido ao peneiramento em diversas malhas conforme mostrado na Tabela 2.

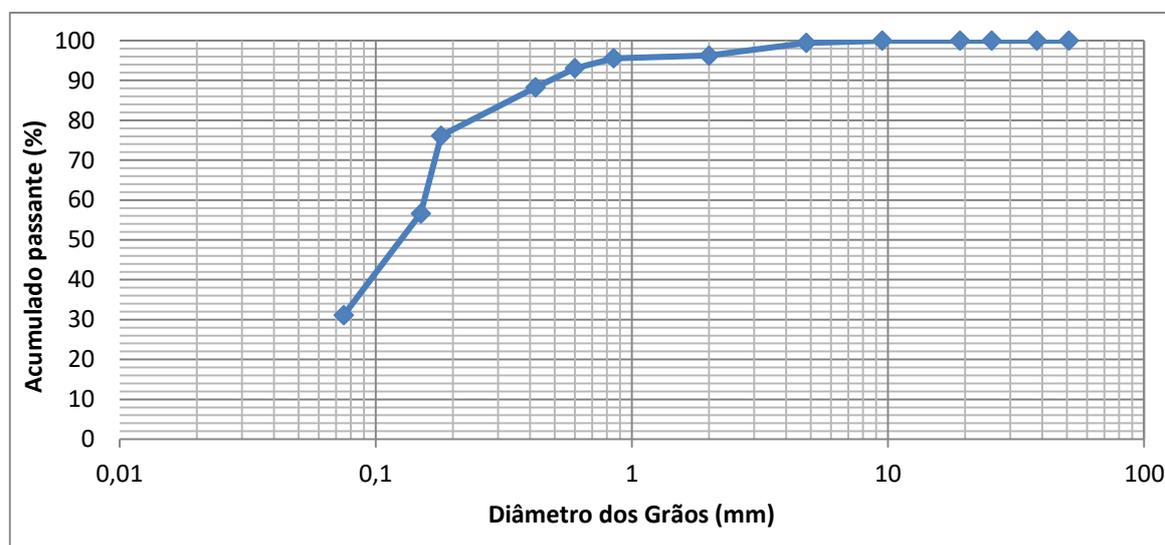
Tabela 2 – Quantidade de solo passante em cada peneira

Peneira	mm	Retido (g)	Retido Acum (g)	Passante (g)	% Passante
2"	50,8	0	0	300	100
1 1/2"	38,1	0	0	300	100
1"	25,4	0	0	300	100
3/4"	19,1	0	0	300	100
3/8"	9,5	0	0	300	100
Nº 4	4,80	1,70	1,70	298,30	99,43
Nº 10	2,00	9,60	11,3	288,70	96,23
Nº 20	0,85	2,00	13,30	286,70	95,57
Nº 30	0,60	7,50	20,80	279,20	93,06
Nº 40	0,42	14,40	35,20	264,80	88,26
Nº 60	0,18	36,40	71,60	228,40	76,13
Nº 100	0,15	58,50	130,10	169,90	56,63
Nº 200	0,075	76,60	206,70	93,30	31,10

Fonte: Da autora (2017).

A partir da Tabela 2 foi possível obter a curva granulométrica do solo analisado. A curva granulométrica do solo pode ser vista no Gráfico 1.

Gráfico 1 – Análise granulométrica



Fonte: Da autora (2017).

4.3 Limites de consistência

Foram realizados os testes para a obtenção do limite de liquidez e plasticidade.

Para obter o Limite de Liquidez foi separado em torno de 400 g de solo e adicionado água até a mistura ficar homogênea. Foi utilizado o aparelho de Casagrande, onde a mistura homogênea foi colocada na concha até um pouco mais da metade onde foi efetuada uma ranhura com o bisel. Pode-se visualizar na Figura 46 a mistura na concha e a ranhura sendo efetuada.

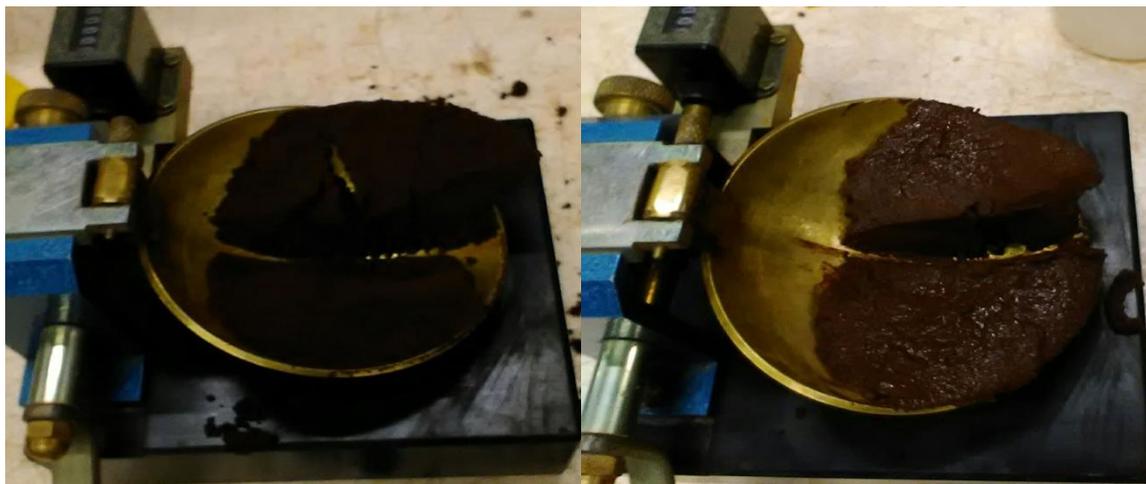
Figura 46 – Aparelho de Casagrande preparação do ensaio



Fonte: Da autora (2017).

Após preparar o ensaio, notou-se que o solo não apresentava união entre as partículas, quando foi efetuada a ranhura, o solo se desfragmentou, adicionou-se mais água, mas mesmo assim nem a ranhura era possível ser feita. Foram feitas inúmeras tentativas com umidades diferentes, mas não foi obtido êxito no ensaio do Limite de Liquidez. Pode-se visualizar na Figura 47 o solo depois da ranhura ter sido feita.

Figura 47 – Comportamento do solo após a ranhura



Fonte: Da autora (2017).

Concluiu-se que o ensaio de Limite de Liquidez do presente estudo de caso apresenta um solo em transição do estado plástico para o líquido, ou seja, o solo é não plástico.

Para efetuar o ensaio de Limite de Plasticidade foi separado 100 g e adicionado água até a mistura ficar homogênea, foi separada uma amostra e rolada na palma da mão, como movimentos de vaivém sobre uma placa de vidro fosco, porém, o solo apresentou uma grande dificuldade de ser moldado, foi efetuado com diversos teores de umidade, mas nenhum dele foi possível concretizar o ensaio, como pode-se visualizar na Figura 48.

Figura 48 – Comportamento no limite de plasticidade



Fonte: Da autora (2017).

Conclui-se, portanto que o solo não apresenta nenhuma trabalhabilidade e reforça o resultado encontrado no Limite de Liquidez, o solo do presente estudo é não plástico.

Para concluir tem-se que o Índice de plasticidade se dá a partir da diferença entre o LL (Limite de Liquidez) e LP (Limite de Plasticidade), portanto o $IP=0$, confirmando a classificação do solo quanto à plasticidade, ou seja, o solo do presente estudo de caso é não plástico. Na Tabela 3 são dispostos os resumos dos dados obtidos a partir do ensaio de caracterização do solo.

Tabela 3 – Resumo dos dados obtidos nos ensaios de caracterização e classificação do solo (NP: Não Plástico)

PLASTICIDADE	
Limite de Liquidez (LL)	NP
Limite de Plasticidade (LP)	NP
Índice de Plasticidade ($IP = LL - LP$)	NP
CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	
CLASSIFICAÇÃO SUCS	SF
CLASSIFICAÇÃO AASHTO	A-3

Fonte: Da autora (2017).

A classificação do SUCS o solo em questão é classificado como SF, que compreende basicamente de areias finas (em grande quantidade), areias siltosas, mistura mal graduada de areia e silte. A classificação quanto a AASHTO o solo pertence ao grupo A-3, somente designada a solos não plásticos.

4.4 Peso específico natural

No laboratório os cilindros foram pesados cheios e vazios. Na Tabela 4 pode-se visualizar as pesagens efetuadas em cada cilindro, e no Tabela 5 é apresentado o peso específico natural do solo.

Tabela 4 – Massas medidas

Cilindro	Cilindro + solo(g)	Cilindro (g)	Solo(g)
1	2.489,80	996,00	1.493,80
2	2.508,20	994,70	1.513,50
3	2.678,70	1.005,80	1.472,90

Fonte: Da autora (2017).

Tabela 5 – Peso específico natural

Amostras	P(g)	V(cm ³)	γ_n (g/cm ³)	γ_n (kN/m ³)
1	1.493,80	985,40	1,516	15,16
2	1.513,50	985,40	1,536	15,36
3	1.472,90	857,20	1,539	15,39
			Média	15,30
			Desvio Padrão	0,12

Fonte: Da autora (2017).

Conforme visto nas Tabelas de 4 e 5, foi possível determinar o peso específico natural do solo estudado a partir de amostras indeformadas coletadas no talude. Os resultados mostraram que, em média o solo possui $\gamma_n = 15,30$ kN/m³.

4.5 Peso específico real dos grãos

Após os ensaios realizados, os resultados foram inseridos na Tabela 6.

Tabela 6 – Dados obtidos para determinar o Peso Específico Real dos Grãos

Dados ensaio	
Peso do picnômetro (g)	128,5
Peso do picnômetro + solo seco (g)	190,08
Peso do solo seco (g) P_s	61,58
Peso do picnômetro cheio de água P_a	617,5
Peso do picnômetro com água e solo (g) P_{as}	655,8
Massa específica real dos grãos (g/cm ³)	2,645
Peso específico real dos grãos (kN/m ³)	26,45

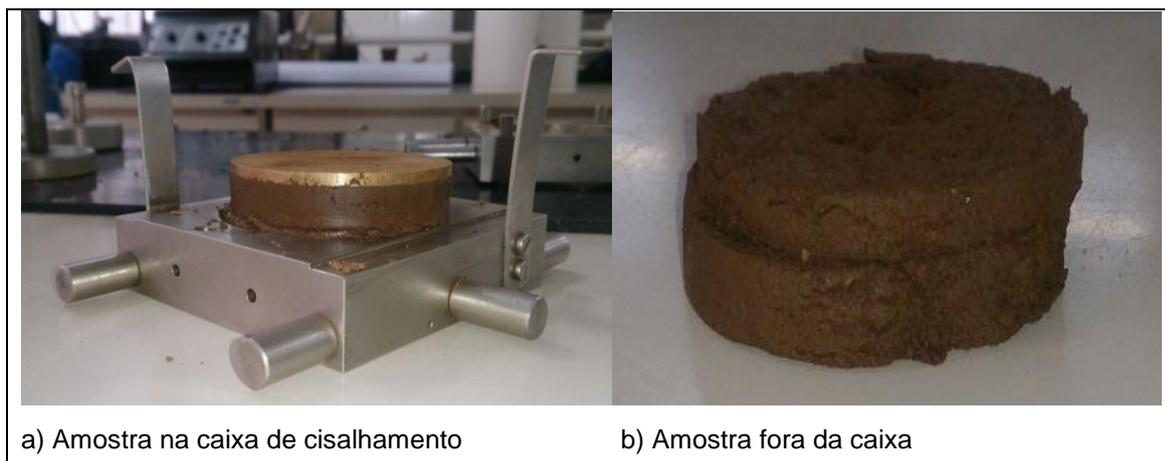
Fonte: Da autora (2017).

Conforme mostrado na tabela 7, o solo em questão possui peso específico real dos grãos de 26,45 kN/m³.

4.6 Resistência ao cisalhamento

Após cada leitura era retirada a amostra da caixa de cisalhamento e separada uma parte da amostra para obtenção da umidade. Na Figura 49, pode-se visualizar a amostra depois de ter sido cisalhada.

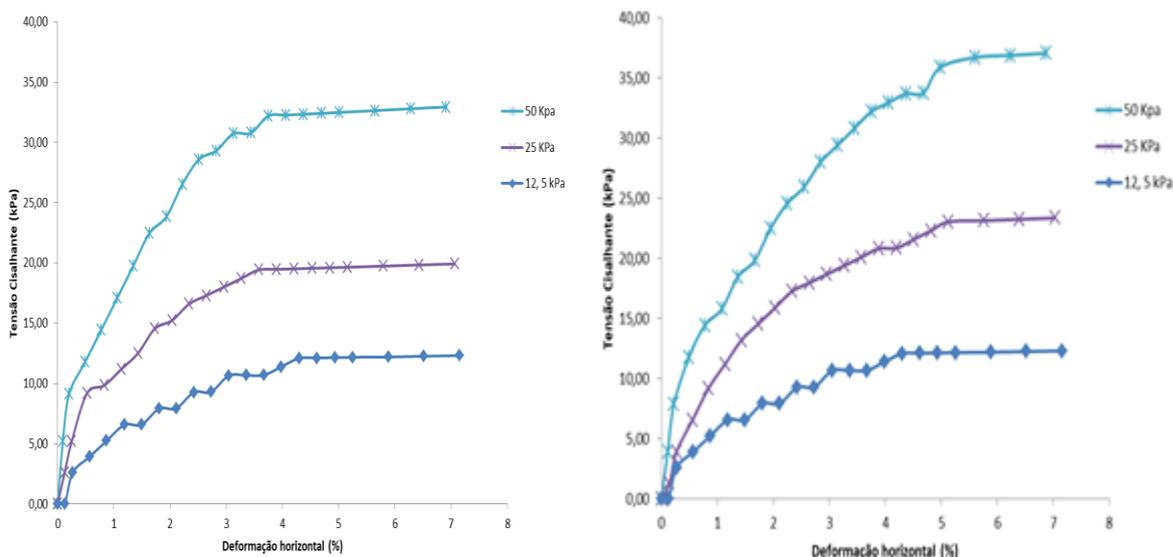
Figura 49 – Amostra cisalhada



Fonte: Da autora (2017).

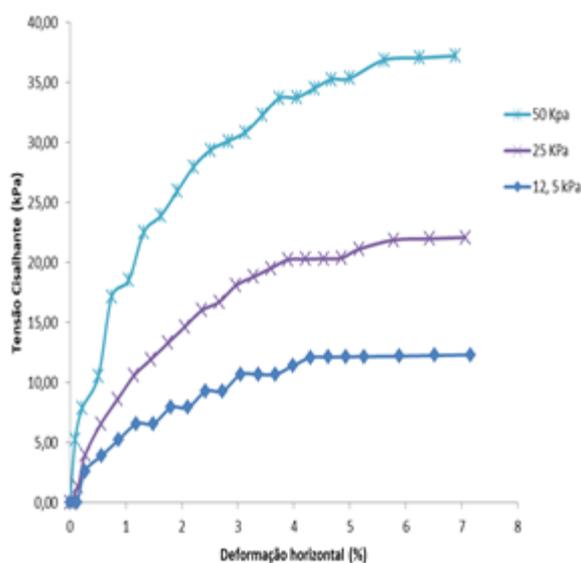
Com as leituras efetuadas foi possível obter o Deslocamento Horizontal, a Tensão de Cisalhamento e a Tensão Normal. Como já mencionado foram utilizadas três cargas e para carga foram utilizadas três amostras, nos Gráficos 2 e 3 são apresentadas as curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal referentes aos ensaios dos corpos de prova cisalhados.

Gráfico 2 – Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal (%)



a)Ensaio 1

b)Ensaio 2

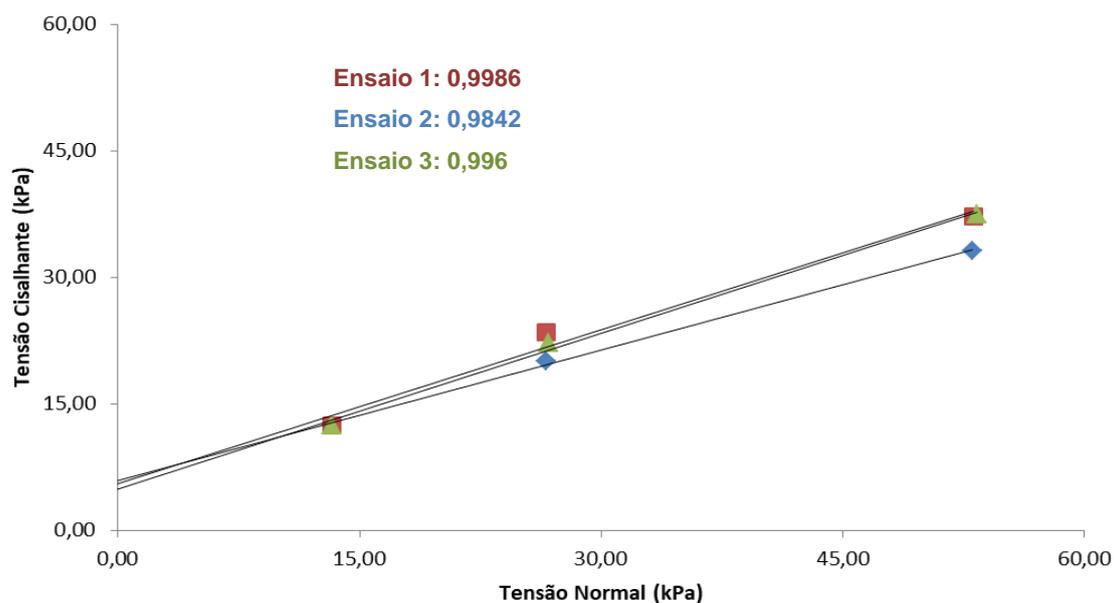


c)Ensaio 3

Fonte: Da autora (2017).

Depois de obtidos os valores de tensão cisalhante máxima para os três corpos de prova nas diferentes tensões normais, foi traçada a envoltória de resistência característica do solo estudado, a qual relaciona tensão cisalhante máxima com a tensão aplicada no ensaio. Conforme pode ser visto no Gráfico 3, os três ensaios realizados apresentaram valores muito semelhantes quanto às envoltórias de resistência.

Gráfico 3 – Curvas tensão cisalhante versus tensão normal



Fonte: Da autora (2017).

A partir da análise dos dados, tornou-se possível obter a coesão e o ângulo de atrito. Nas Tabelas 7,8 e 9 são apresentados os parâmetros de resistência do solo e umidade para as condições ensaiadas e na Tabela 10 a análise dos dados.

Tabela 7 – Parâmetros de resistência do solo e umidade – Ensaio 1

Corpos de Prova	Tensão Normal (kPa)	Umidade (%)
33	12,56	46,10
08	25,14	34,11
26	50,27	41,21
Coesão c (kPa):		5,84
Ângulo de atrito ϕ (°):		27,31
Média umidade (%)		40,47

Fonte: Da autora (2017).

No ensaio 1, a amostra utilizada na tensão de 25 kPa, foi obtido uma umidade menor que as outras duas, pelo fato de que, as amostras eram capeadas e no manuseio das mesmas, foi perdida umidade.

Tabela 8 – Parâmetros de resistência do solo e umidade – Ensaio 2

Corpos de Prova	Tensão Normal (kPa)	Umidade (%)
32	12,56	46,10
37	25,15	34,47
43	50,30	41,01
	Coesão c (kPa):	5,50
	Ângulo de atrito ϕ (°):	31,35
	Média umidade (%)	40,52

Fonte: Da autora (2017).

No ensaio 2, também se teve perda de umidade na amostra utilizada na tensão de 25 kPa.

Tabela 9 – Parâmetros de resistência do solo e umidade – Ensaio 3

Corpos de Prova	Tensão Normal (kPa)	Umidade (%)
35	12,56	46,10
96	25,26	33,15
29	50,51	31,06
	Coesão c (kPa):	4,80
	Ângulo de atrito ϕ (°):	31,70
	Média umidade (%)	36,77

Fonte: Da autora (2017).

No ensaio 3, não somente a umidade da tensão de 25 kPa foi menor, também na de 50 kPa se perdeu umidade durante o manuseio e, por se tratar da última amostra em que realizado o ensaio.

Tabela 10 – Resumo dos parâmetros de resistência do solo e umidade

	Umidade média geral (%)	39,25
	Umidade – Desvio Padrão	2,15
	Coesão c (kPa) média:	5,38
	Ângulo de atrito ϕ (°) média:	30,12
Parâmetros de resistência	Coesão c (kPa) Desvio padrão:	0,53
	Ângulo de atrito ϕ (°) Desvio padrão:	2,43

Fonte: Da autora (2017).

A partir dos resultados analisados neste capítulo, foi possível caracterizar o solo estudado. Dessa forma, os parâmetros utilizados nos *softwares* de análise de estabilidade serão: peso específico natural de 15,3 kN/m³, coesão de 5,38 e ângulo 30,12.

Portanto pode-se concluir que, para dimensionar a estrutura de contenção com a intenção de deixar o talude mais próximo do que era antes da perda de área,

deve-se efetuar aterro no local. Perdendo assim todos os parâmetros obtidos nos ensaios de laboratório, portanto optou-se por dimensionar a estrutura de contenção de muro de gabião, rente ao talude.

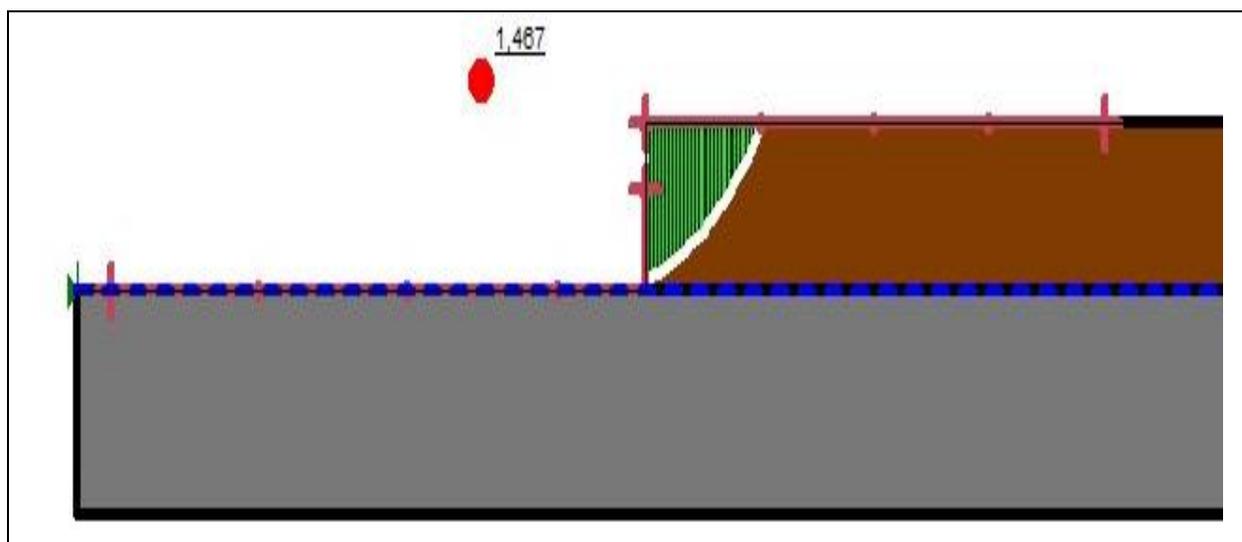
5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

5.1 Análise do talude natural

Após a caracterização do talude, foram inseridos os dados no *software* Slope/W, para verificar a estabilidade do mesmo. Primeiramente foram efetuadas combinações partindo de situações menos agressivas, onde foram obtidos fatores de segurança, conforme exposto.

Na primeira análise foram inseridos os índices físicos e parâmetros de resistência do solo do talude, bem como sua geometria. A linha piezométrica foi inserida na altura da fundação. A partir dos resultados obtidos, na análise do talude para condição menos severa, foi obtido FS de 1,467 (FIGURA 50) que encontra-se bastante próximo ao FS 1,5 limite, ou seja, mesmo próximo ao limite pondera-se em razão da segurança que o talude não provém estabilidade.

Figura 50 – Água na fundação



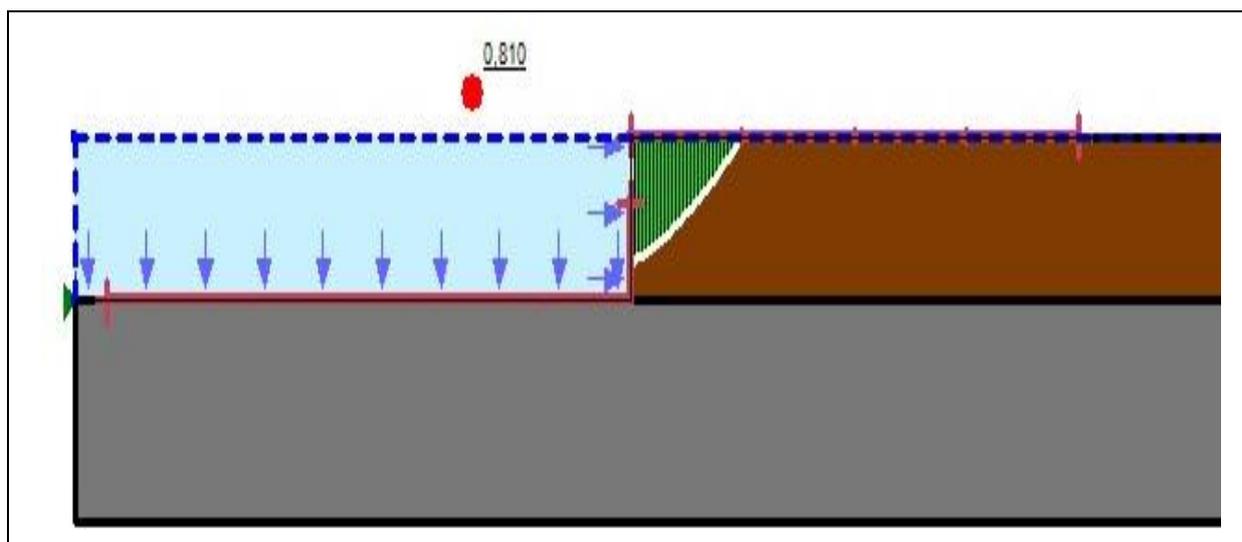
Legenda

-  Fundação
-  Superfície instável
-  Solo

Fonte: Da autora (2017).

Entretanto, uma eventual elevação do nível de água, causada por uma forte precipitação pluviométrica, conforme expressa a segunda verificação, onde o nível de água foi inserido no nível do talude (altura do talude), ou seja, nos 3 m, o fator de segurança obtido foi bem abaixo do limite FS obtido $0,810 < FS \text{ limite } 1,5$, portanto conclui-se que o talude se torna mais propenso à ruptura, com a presença de água na sua face, informação essa vindo a confirmar o porquê da perda excessiva de solo em época de grande precipitação, vindo a causar o colapso do talude. O esboço da verificação pode ser visualizado na Figura 51.

Figura 51 – Água na altura do talude



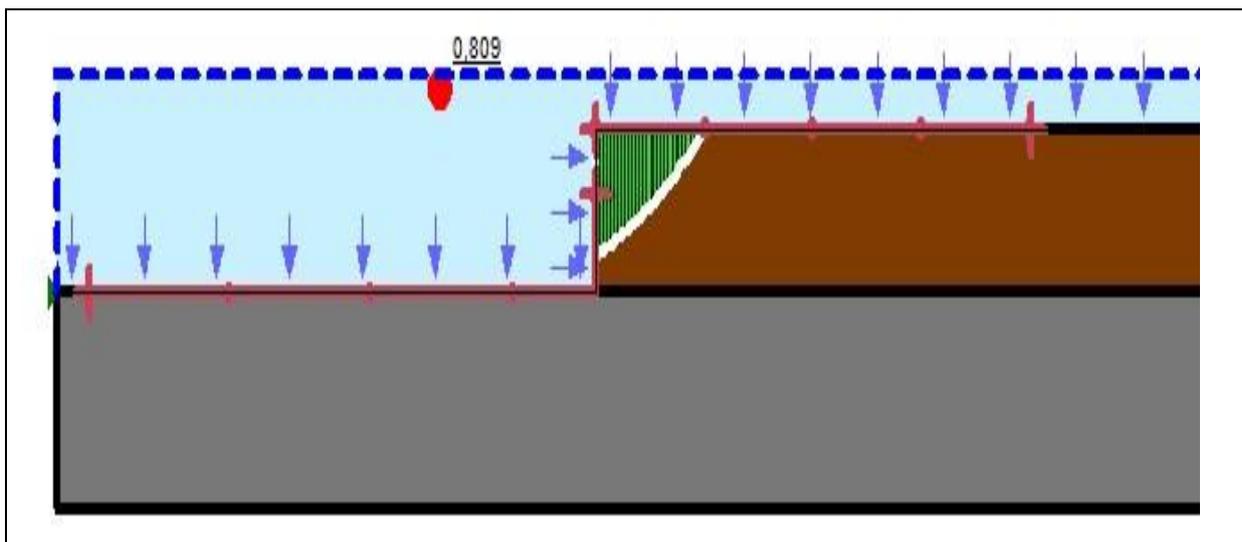
Legenda

-  Fundação
-  Superfície instável
-  Solo

Fonte: Da autora (2017).

No caso 3 foi analisado um cenário mais crítico, o nível de água se encontra acima do nível do talude, isso acontece em época de enchente (mês de agosto a outubro), para tanto foi obtido um fator de segurança de 0,809, bastante próximo à verificação 2, portanto este fator só vem reforçar que o talude do presente estudo sofre com a perda de solo em cenários conforme exposto na Figura 52.

Figura 52 – Água sobre o talude



Legenda

- Fundação
- Superfície instável
- Solo

Fonte: Da autora (2017).

Analisando as Figuras 50, 51 e 52, percebe-se que para nenhum dos casos foi obtido o FS necessário para garantir que o talude está em condição estável, sendo que nas condições saturadas o seu FS foi inferior a 1,5, portanto, evidenciando que o talude rompe nestas situações.

Após a análise do talude obtida pelo Slope/W, obtendo os fatores de segurança (FS) $< 1,5$, demonstra-se que é de extrema importância e necessidade o dimensionamento de uma estrutura de contenção.

Nessas condições, com o colapso do talude atingido, quanto mais o NA subir mais o FS diminui, minorando a resistência do solo e em consequência as tensões atuantes no talude aumentam devido a poro-pressão.

Também é importante considerar que a inclinação do talude é 90° , tornando-o mais propício à queda, pelo fato de que uma superfície com ângulo reto e um solo de baixa coesão atrelado à falta de inclinação, acarreta em um esforço maior para resistir às tensões internas, levando assim o talude à ruptura.

5.2 Análise da proposta do muro de gabião como contenção do talude

A partir da inserção dos dados no *software* GawacWin BR 2.0, foi possível obter uma modelagem do dimensionamento da estrutura de contenção de gabião no trecho do rio analisado, para tanto, foram feitas diversas combinações, para obter uma modelagem satisfatória quanto aos fatores de segurança e para que a estrutura não seja superdimensionada.

As estruturas de contenção em muro de gabião possuem geometrias variadas (ANEXO 1), conforme apresenta a Tabela 11.

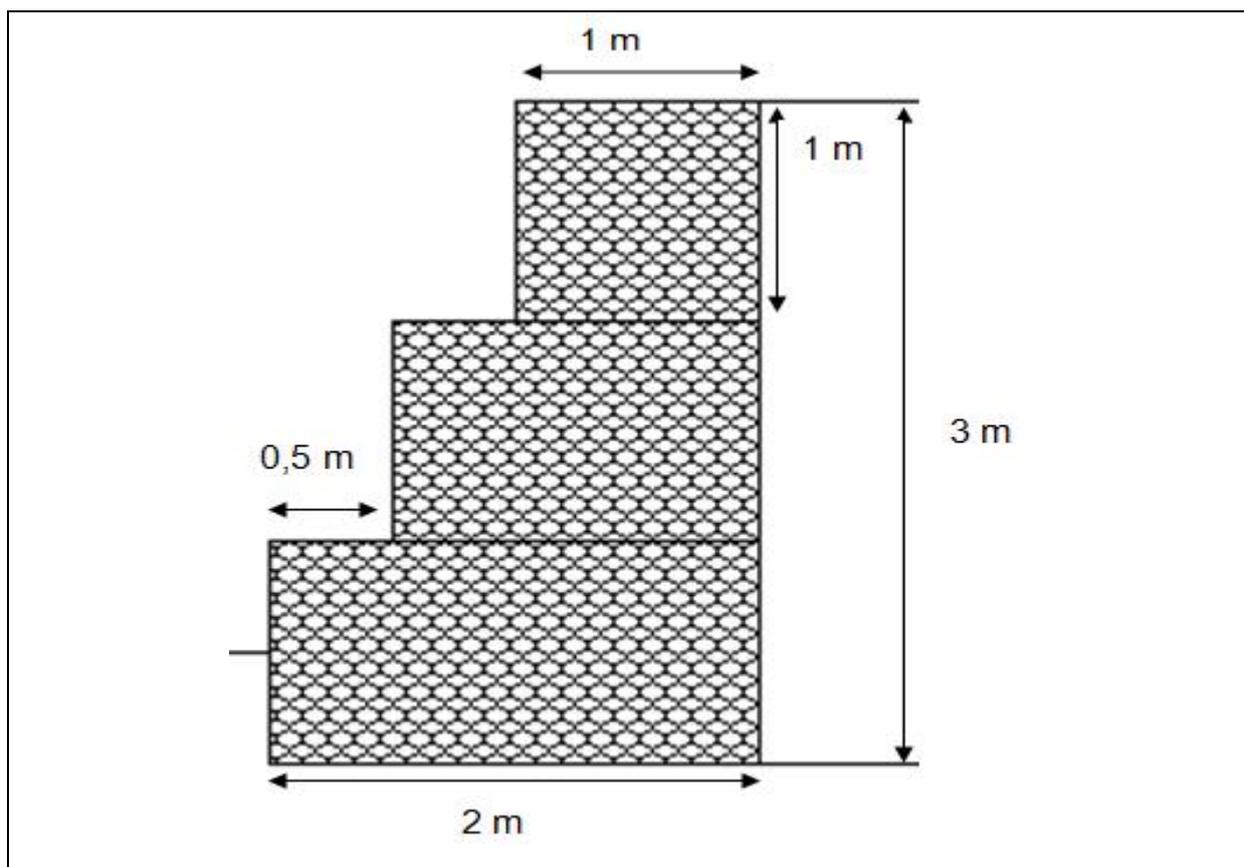
Tabela 11 – Propriedades geométricas dos Gabiões Caixa

Geometria dos Gabiões Caixa				
Comprimento das caixas	m	1,0	1,5	2,0
Largura das caixas	m		1,0	
Altura das caixas	m		1,0	
Tolerância no comprimento	%		+/- 3	
Tolerância na largura e na altura	%		+/- 5	

Fonte: Adaptado Maccaferri (2017).

Após verificação e compatibilidade com o local de estudo, as dimensões do gabião são as expostas na Figura 53.

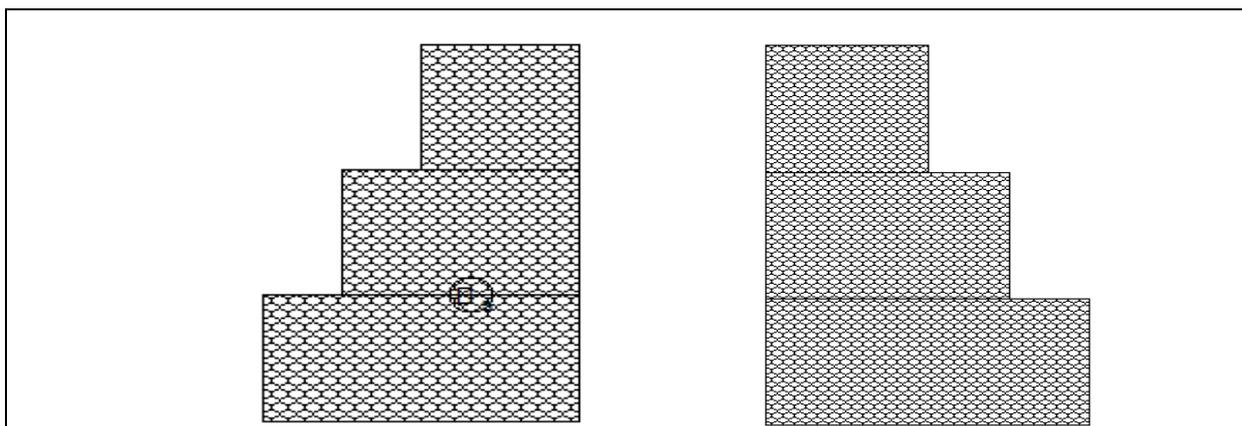
Figura 53 – Dimensões do gabião



Fonte: Adaptado Maccaferri (2017).

Optou-se também por uma estrutura contenção de três degraus, para chegar nesta formulação foram realizadas inúmeras análises prévias, onde foram descartados os tamanhos que apresetavam FS insatisfatório, também pelo fato de que o talude possui 3 m de altura e as caixas de gabião possuem altura de 1 m e a partir do estudo bibliográfico pode-se notar que a grande maioria das estruturas de gabião quando é possível são dimensionadas em 3 camadas. Sabe-se também que as contenção podem ser dimensionadas com degraus externo ou internos, conforme pode-se visualizar na Figura 54.

Figura 54 – Muro de gabiões com degraus externos e com degraus internos



Fonte: Da autora (2017).

Todas as verificações foram efetuadas tanto para degraus externos quanto internos. Para tanto foram criadas diversas combinações, partindo de condições moderadas à severas, sendo que as mesmas foram montadas o mais próximo da realidade, tais como: existência ou não de superfície freática, carga sobre o terrapleno ou o muro.

E para auxiliar a estrutura de contenção a existência de geotêxtil no terrapleno, ele tem a função de ser permeável, mas não deixar o solo entrar na estrutura de contenção, normalmente os geotêxtis são formados de fibras sintéticas flexíveis, polipropileno e poliéster.

As combinações estão dispostas no Quadro 4.

Quadro 4 – Diferentes combinações para análise da estrutura de contenção

Combinações	Características
1	Cargas sobre o terrapleno de 20kN/m ² e adição de Geotêxtil no terrapleno (redução no atrito de 5%), condição mais satisfatória, em épocas de seca.
2	Cargas sobre o terrapleno de 20kN/m ² , adição de Geotêxtil no terrapleno (redução no atrito de 5%) e nível do lençol freático na fundação, nível de água comum em grande parte do ano.
3	Cargas sobre o terrapleno de 20kN/m ² , adição de Geotêxtil no terrapleno (redução no atrito de 5%) e nível d'água 1,5m, este nível se dá em épocas de enchente de baixa magnitude.
4	Cargas sobre o terrapleno e o muro de 20kN/m ² , adição de Geotêxtil no terrapleno (redução no atrito de 5%) e nível d'água 3m, condição severa de enchentes média magnitude.
5	Cargas sobre o terrapleno e o muro de 50kN/m ² , adição de Geotêxtil no terrapleno (redução no atrito de 5%) e nível d'água 6m, condição mais severa imposta à contenção, enchentes de grande magnitude.

Fonte: Da autora (2017).

5.3 Parâmetros de projeto adotados para o muro

Para a do muro foi utilizado como base os parâmetros disponibilizados no Guia de elaboração de projetos do GawacWin BR 2.0 da Maccaferri, onde são dispostos os dados sobre o muro de gabião, conforme se pode visualizar na Tabela 12.

Tabela 12 – Dados do muro

Dados do muro	
Inclinação do muro	5 °
Peso específico da pedra	20 kN/m ³
Porosidade dos gabiões	30%
Malha e diâmetro do arame	8x10, ø 2.7 mm

Fonte: Adaptado Maccaferri (2017).

Foi optada a inclinação do muro de 5% pelo fato de que o peso do muro é colocado a favor do talude, ou seja, uma provável ruptura interna o peso da estrutura de contenção ajudaria a suprir os esforços solicitados. Quanto à porosidade, foi optado por 30% por ser a mais usual, e pelo fato do solo do presente estudo ser formado por grande quantia de finos. O diâmetro do arame optou-se pelo diâmetro maior a favor da segurança por se tratar de um ambiente em constante contato com água.

Os dados pertinentes à fundação foram baseados nos dados apresentados na Tabela 13, típicos parâmetros para projeto de muros de arrimo.

Tabela 13 – Parâmetros para projeto

Tipo de solo	γ (kN/m ³)	ϕ' (graus)	c' (Kpa)
Aterro compactado	19-21	32-42	0-20
Areia densa	18-21	35-40	0
Areia fofa	17-19	30-35	0
Pedregulho	18-21	40-47	0
Pedregulho arenoso	19-21	35-42	0

Fonte: Adaptado GeoRio (2000).

O material pertencente à fundação parte de um solo pedregulho arenoso conforme pode-se visualizar na Figura 55.

Figura 55 – Material base do talude



Fonte: Da autora (2017).

Os dados utilizados para a verificação na fundação são os dispostos na Tabela 14, baseado nos dados da Tabela 13.

Tabela 14 – Dados sobre a fundação

	Dados fundação
Peso específico	18 kN/m ³
Ângulo de atrito	32,00 graus
Coesão	0 kN/m ²

Fonte: Da autora (2017).

A partir da junção dos dados obtidos, pode-se efetuar a inserção dos dados no GawacWin BR 2.0 e, obter o dimensionamento da estrutura de contenção.

5.4 Análise das combinações para o solo do estudo de caso.

A partir das diferentes combinações de dados com o intuito de dimensionar a estrutura de contenção que obedeça aos fatores de segurança (deslizamento, tombamento e ruptura global) para casos mais severos, mediante análise dos dados obtidos no GawacWin, os coeficientes de segurança para as condições pré-determinadas, tanto para degraus externos quanto interno, para o solo do estudo de

caso, encontram-se nas Tabelas 15, 16, 17, 18 e 19, o resultado de cada análise encontra-se no Apêndice D.

Tabela 15 – Combinações 1

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE – Solo estudo de caso		
Combinação 1: Cargas sobre o terrapleno de 20kN/m ² e adição de Geotêxtil no terrapleno (redução no atrito de 5%).		
	Degraus externos	Degraus Internos
Coef. De Seg. Deslizamento ($\geq 1,5$)	4,31	2,78
Coef. De Seg. Tombamento ($\geq 1,5$)	9,58	4,13
Coef. De Seg. Rup. Global ($\geq 1,5$)	1,89	1,97
Tensão na base (esquerda) (kN/m ²)	16,64	83,16
Tensão na base (direita) (kN/m ²)	69,50	23,72
Máxima tensão admissível (kN/m ²)	195,60	181,15

Fonte: Da autora (2017).

Na combinação 1 a menos severa, em ambos os casos (degraus externos e internos), após a verificação da estabilidade, pode-se concluir que a estrutura de contenção dimensionada, apresenta tensão máxima admissível muito acima da soma das tensões nas bases e, os fatores de segurança são superiores aos aceitáveis (provêm estabilidade), portanto conclui-se que ambas estão superdimensionadas.

Tabela 16 – Combinações 2

Combinação 2: Cargas sobre o terrapleno de 20kN/m ² , adição de Geotêxtil no terrapleno (redução no atrito de 5%) e nível do lençol freático na fundação.		
	Degraus externos	Degraus Internos
Coef. De Seg. Deslizamento ($\geq 1,5$)	3,99	2,71
Coef. De Seg. Tombamento ($\geq 1,5$)	8,92	3,99
Coef. De Seg. Rup. Global ($\geq 1,5$)	1,87	1,90
Tensão na base (esquerda) (kN/m ²)	17,79	84,93
Tensão na base (direita) (kN/m ²)	69,01	22,91
Máxima tensão admissível (kN/m ²)	193,40	180,13

Fonte: Da autora (2017).

Na combinação 2 a verificação se manteve bastante próxima à combinação 1, mesmo com acréscimo de nível de água no lençol freático na fundação, obtendo fatores bem acima do limite e apresentando tensão máximas redundantes, conclui-se que neste caso a estrutura de contenção continua superdimensionada.

Tabela 17 – Combinações 3

Combinação 3: Cargas sobre o terrapleno de 20kN/m ² , adição de Geotêxtil no terrapleno (redução no atrito de 5%) e nível d'água 1,5m.		
	Degraus externos	Degraus Internos
Coef. De Seg. Deslizamento ($\geq 1,5$)	4,88	2,90
Coef. De Seg. Tombamento ($\geq 1,5$)	11,16	4,67
Coef. De Seg. Rup. Global ($\geq 1,5$)	1,61	1,71
Tensão na base (esquerda) (kN/m ²)	8,22	68,04
Tensão na base (direita) (kN/m ²)	67,65	26,65
Máxima tensão admissível (kN/m ²)	168,36	153,69

Fonte: Da autora (2017).

Na combinação 3 a estrutura verificada com os degraus externos apresenta FS quanto as tombamento extremamente alto, para tanto conclui-se que o nível de água nos degraus provém maior segurança ao tombamento da estrutura. A estrutura com os degraus internos também apresenta um FS ao tombamento maior, somente reforçando o que foi mencionado. Ambas as estruturas provém segurança na combinação 3, mas inda tem-se uma estrutura superdimensionada.

Tabela 18 – Combinações 4

Combinação 4: Cargas sobre o terrapleno e o muro de 20kN/m ² , adição de Geotêxtil no terrapleno (redução no atrito de 5%) e nível d'água 3m.		
	Degraus externos	Degraus Internos
Coef. De Seg. Deslizamento ($\geq 1,5$)	OK	OK
Coef. De Seg. Tombamento ($\geq 1,5$)	OK	OK
Coef. De Seg. Rup. Global ($\geq 1,5$)	1,78	1,95
Tensão na base (esquerda) (kN/m ²)	31,28	48,45
Tensão na base (direita) (kN/m ²)	0,00	19,15
Máxima tensão admissível (kN/m ²)	192,32	192,32

Fonte: Da autora (2017).

Na combinação 4, a análise apresenta um novo termo “OK”, mencionado no coeficiente de segurança ao deslizamento, que significa: que o empuxo ativo e demasiadamente reduzido, portanto não é aplicado e, no coeficiente de segurança ao tombamento o termo se refere ao momento ativo negativo, ou seja, sendo negativo não é aplicável.

Nesta combinação um pouco mais severa, obtém-se FS para ambos os casos quanto à ruptura global satisfatório, a tensão máxima admissível é a mesma. Para a combinação 4, neste caso a estrutura não está superdimensionada, em ambas as estruturas.

Tabela 19 – Combinações 5

Combinação 5: Cargas sobre o terrapleno e o muro de 50kN/m ² , adição de Geotêxtil no terrapleno (redução no atrito de 5%) e nível d'água 6m.		
	Degraus externos	Degraus Internos
Coef. De Seg. Deslizamento ($\geq 1,5$)	OK	OK
Coef. De Seg. Tombamento ($\geq 1,5$)	OK	OK
Coef. De Seg. Rup. Global ($\geq 1,5$)	0,91	1,53
Tensão na base (esquerda) (kN/m ²)	42,22	74,04
Tensão na base (direita) (kN/m ²)	0,00	23,45
Máxima tensão admissível (kN/m ²)	192,32	192,32

Fonte: Da autora (2017).

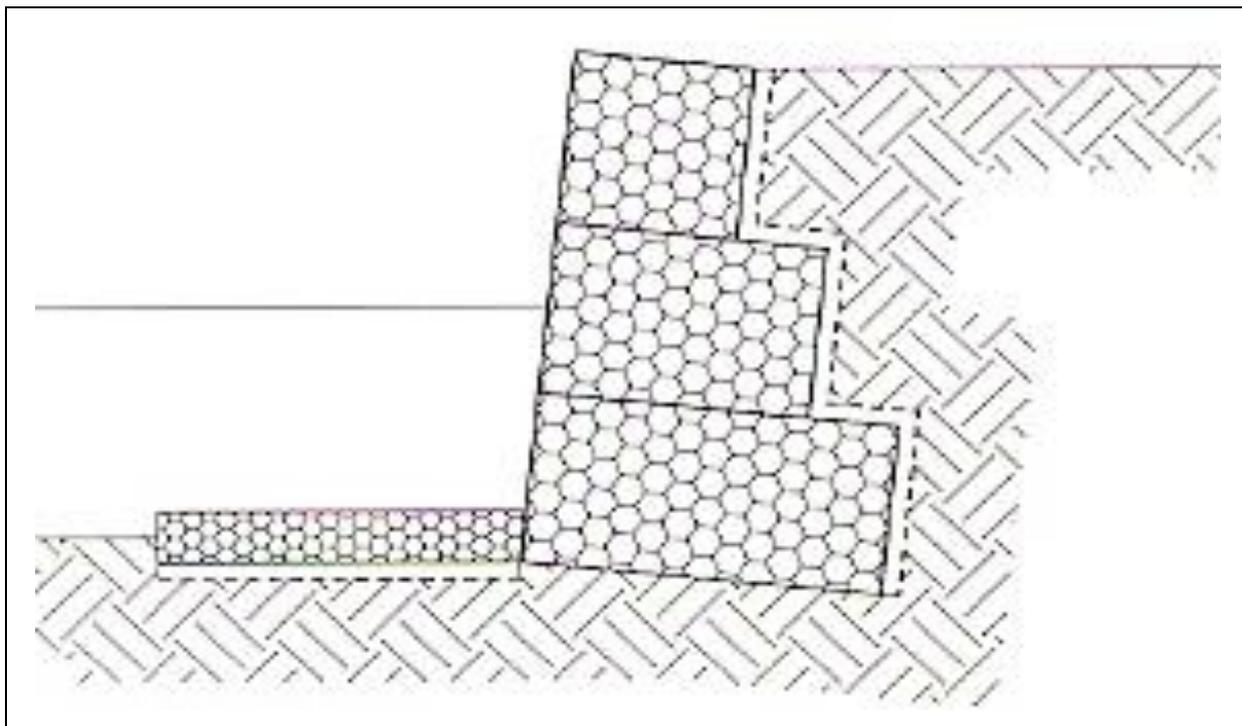
A combinação 5 é mais severa e que ocorre quase todo o ano na área de estudo, parte de níveis de água elevados, sendo imposto um acréscimo de carga ao muro e o terrapleno, a tensão máxima admissível permanece estável, porém a estrutura com as degraus na posição externa não vai suportar tal situação e ocorrerá a ruptura global da estrutura, ou seja, o FS obtido $0,91 < FS$ limite $1,5$, portanto conclui-se que a estrutura de contenção com os degraus externos não provém segurança para a combinação 5. A estrutura verificada com os degraus internos foi obtido um FS $1,53 > 1,5$, provendo segurança à estrutura.

Portanto após análise dos dados obtidos através das verificações, pode-se concluir qual das estruturas provê maior segurança quanto à geometria da mesma (degraus externos ou internos), sendo que a estrutura composta por degraus internos provém maior segurança nos casos mais extremos, para tanto conclui-se, que a estrutura de contenção de muro de gabião do estudo de caso, será a estrutura dimensionada com os degraus internos, que provém segurança nas condições mais severas impostas ao local.

5.5 Plataforma de deformação utilizando gabião colchão reno

Conforme já mencionado, a água é responsável pelo carreamento das partículas existentes na base/fundação do talude, para tanto um método utilizado para evitar que este solo se desloque se chama plataforma de deformação, plataforma esta composta por colchões reno, conforme pode-se visualizar na Figura 56, estrutura de gabião com plataforma de deformação.

Figura 56 – Plataforma de deformação



Fonte: Barros (2010, p. 11).

O comprimento da plataforma é definido em função da profundidade máxima de erosão prevista e sua medida é de 1,5 a 2 vezes desta.

A profundidade máxima de erosão parte do tipo de solo que a base da estrutura de contenção é composta, no estudo de caso, a base é composta por pedregulho arenoso de formato predominante redondo. Portanto será utilizada hipoteticamente, uma plataforma de deformação. A união entre a estrutura de contenção e a plataforma de deformação é feita através de amarração.

O Gabião tipo colchão reno possui geometrias variadas (em anexo especificações técnicas do gabião tipo colchão reno), conforme apresenta a Tabela 20.

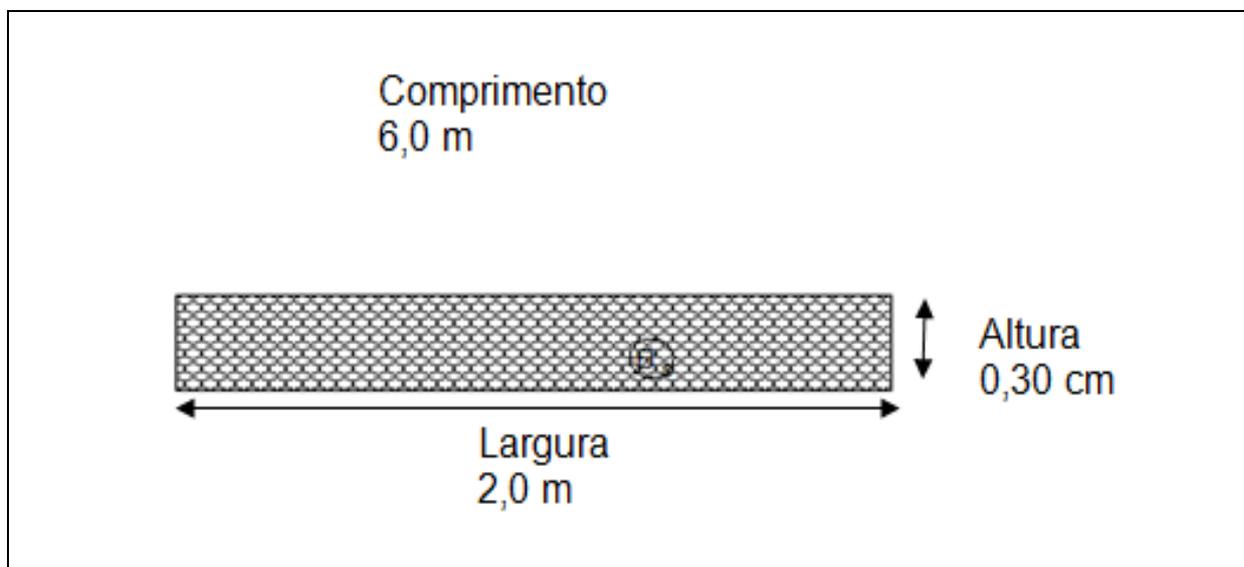
Tabela 20 – Propriedades geométricas dos Gabiões colchão reno

Geometria dos Gabiões colchão reno		
Comprimento das caixas	M	6,0
Largura das caixas	M	2,0
Altura das caixas	M	0,30
Tolerância no comprimento	%	+/- 3
Tolerância na largura e na altura	%	+/- 5

Fonte: Adaptado Maccaferri (2017).

A geometria adotada para agregar a estrutura de contenção, será conforme Figura 57, medidas ipotéticas da estrutura de contenção.

Figura 57 – Medidas gabião tipo colchão reno



Fonte: Da autora (2017).

5.6 Dimensionamento final

Após os diversos ensaios de caracterização do solo, e todas as verificações quanto à estabilidade do talude e do conjunto estrutura mais talude, foi obtido o dimensionamento final da estrutura de contenção de muro de gabião para o estudo de caso, aliado a plataforma de deformação de gabião tipo colchão reno, conforme pode-se visualizar na Figura 58.

6 CONCLUSÃO

A partir dos ensaios em laboratório foi possível caracterizar geotecnicamente o solo do talude estudado. Após análise dos mesmos pode-se concluir que o solo apresenta grande quantidade de finos e baixa coesão, que juntos acarretam na perda fácil de solo, ainda mais se tratando de um talude cujo rio em época de inundação ultrapassa sua altura.

A partir das verificações realizadas pelo Slope/W, pode-se constatar que uma provável causa da ruptura do talude é a elevação do NA, em função de consideráveis precipitações pluviométricas em um curto espaço de tempo. Em um terreno de beira de rio que já se encontrava úmido, e em grande parte do tempo saturado, e pelo fato de se tratar de um solo com predominância arenosa, a água penetra com facilidade e, também sai com facilidade, nesta saída ela carrega consigo as partículas de menor espessura. Este fato teria ocasionado a perda de coesão na região onde o solo se encontra saturado, e conseqüentemente a queda da resistência ao cisalhamento, o que foi o ponto determinante para a ocorrência da ruptura do talude.

São vários os fatores que influenciam na estabilidade do talude do presente estudo, sua baixa coesão, solo de predominância arenoso, falta de vegetação e inclinação do talude de 90°.

Sabe-se, que as elevações do NA na região do presente estudo são recorrente, e a perda de solo e a ruína do talude estão atreladas a elas, portanto o dimensionamento de uma estrutura no local minoraria esta força.

A partir dos dados obtidos através das verificações das combinações no *software* GawacWin, tanto para a estrutura com os degraus externo quanto internos, da combinação 1 ao 4 tem-se uma estrutura superdimensionada, porém no caso 5 que é o mais severo, a estrutura com degraus externos fica abaixo do FS limite quanto à ruptura global, ou seja, a estrutura de contenção e o talude tendem a ruptura.

Já a estrutura de contenção com os degraus internos para a combinação 5 apresentou um FS maior que o limite ($1,53 > 1,5$), portanto partindo do pressuposto que o dimensionamento deve ser obtido com FS acima do limite, a estrutura com os degraus internos provêm segurança para o conjunto estrutura talude.

Para tanto o resultado obtido no dimensionamento realizado foi satisfatório, pelo fato de que a estrutura dimensionada atende aos fatores de segurança.

REFERÊNCIAS

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6457**: Amostra de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

_____. **NBR 6459**: Determinação do limite de Liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

_____. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. **NBR 7181**: Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. **NBR 9813**: Solo — Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ARAUJO, Gustavo Henrique de Sousa; ALMEIDA, Josimar Ribeiro de; GUERRA, Antônio José Teixeira. **Gestão ambiental de áreas degradadas**. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2011.

ASTM. American Society for Testing and Materials. **ASTM D3080**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Montgomery County: ASTM, 2011.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização geológica-geotécnica voltada à estabilização de encostas: Uma proposta Metodológica. In. Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, 2, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro. ABMS-ABGE-ISSMGE, 1992, p. 721-733.

_____. **Cartas de risco a escorregamentos:** Uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilhabela, SP. 1994. 167p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – São Paulo: Universidade de São Paulo, 1994.

BARROS, P.L.A. **Manual técnico:** Estruturas de contenção. São Paulo: Ieca, 2010.

CAPRA, Marcelo. **Análise espacial da mudança do leito do Rio Taquari entre os Municípios de Muçum e Arroio do Meio/RS.** 2014. 73f. Monografia (Graduação de Engenharia Ambiental) – Universidade do Vale do Taquari, Lajeado, 2014. Disponível:<<https://www.univates.br/bdu/bitstream/10737/635/1/2014MarceloCapra.pdf>>. Acesso em: 20 ago. 2017.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações:** Fundamentos. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987.

_____. **Mecânica dos solos e suas aplicações:** Fundamentos. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

CARMIGNANI, Luigi; FIORI, Alberto Pio. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas:** Aplicações na estabilidade de taludes. 2. ed. rev. e ampl. Curitiba: UFPR, 2009.

CARNEIRO, Deize S.; SOUZA, José C. R.; VICENS, Raúl S.; CARVALHO, José A. L. Morfodinâmica do Rio Solimões e implicações sociais: Uma proposta de educação ambiental com o suporte das geotecnologias e do conhecimento tradicional. In: Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, 14, Natal, 25 a 30 abr. 2009. **Anais...** Natal:INPE, 2009.

CHECCHIA, Tatiane. Influência da zona ripária sobre os recursos hídricos: Aspectos quantitativos e qualitativos. In: Seminário de Hidrologia Florestal: Zonas Ripárias, 1, Alfredo Wagner/SC, 22 set. 2003. **Anais...**, Alfredo Wagner: UFSC, 2003.

CHRISTOFOLETTI, Antônio. **Geomorfologia.** 2. ed., São Paulo: Edgard Blucher, 1980.

COELHO, André L. N. Geomorfologia Fluvial de Rios Impactados por Barragens. **Revista do Departamento de Geografia**, Uberlândia, v. 9, n. 26, p. 16 – 32, jun. 2008.

CPRM. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais. **Bacias Monitoradas**. 2017. Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/sace/index_bacias_monitoradas.php?getbacia=btaquari>. Acesso em: 30 mar. 2017.

DAER. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem. **Ponte sobre o Rio das Antas**. 2017. Disponível em: <http://www4.daer.rs.gov.br/site/pontes_obras_de_arte_pontes.php>. Acesso em: 22 mar. 2017.

DNPM. Departamento Nacional de Produção Mineral. **Projeto Sapucaí: Estados de Minas Gerais e São Paulo: relatório final de Geologia**. Brasília: DNPM. 1979. (Série Geologia, n. 4. Seção Geologia Básica, n. 2).

DURLO, Miguel. Antão; SUTILI, Fabrício Jaques. **Bioengenharia: Manejo biotécnico de cursos de água**. Porto Alegre: EST Edições. 2005.

FACCINI, U.F. **O permo-triássico do Rio Grande do Sul - uma análise sob o ponto de vista das sequências deposicionais**. 1989. 121p. Dissertação (Mestrado em Geociências) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1989.

FEPAM. Fundação Estadual de Proteção Ambiental. **Qualidade Ambiental Regional Hidrográfica do Guaíba**. Porto Alegre: FEPAM, 2011. Disponível em: <http://www.fepam.rs.gov.br/qualidade/qualidade_taquari_antas/taquariantas.asp>. Acesso em: 24 fev. 2017.

FERREIRA, Everaldo; BOTH, Graziela. Aspectos hidrológicos na degradação das zonas ripárias no Rio Taquari/RS. In: STROHSCHOEN, Andréia A. G.; REMPEL, Claudete (Orgs.). **Reflorestamento e recuperação ambiental: Ambiente e tecnologia: o desenvolvimento sustentável**. Lajeado: Univates, 2005. p. 27-35.

FERRI, Antônio G.; TOGNI, Cecília A. **A história da bacia hidrográfica Taquari-Antas**. Lajeado: Ed. da Univates, 2012.

FERRI, Antônio G. **História do Rio Taquari-Antas**. Encantado: Grafen, 1991.

FIDEM. Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife. **Diagnóstico ambiental, urbanístico e social das áreas de morros urbanos da Região Metropolitana do Recife.** Recife: FIDEM, 2001.

FISRWG. **Stream corridor restoration:** Principles, processes, and practices. Estados Unidos: Federal Interagency Stream Restoration Working Group, 1998.

FLORENZANO, Teresa G. **Geomorfologia:** Conceitos e tecnologias atuais. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

FONTES, Luiz C. S. **Erosão marginal no baixo curso do Rio São Francisco. Um estudo de caso de impactos geomorfológicos à jusante de grandes barragens.** 2002. 249 f. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento e Meio Ambiente) – Universidade Federal de Sergipe, Aracaju/SE, 2002.

GAWACWIN. **Análise de estabilidade de estruturas de contenção.** Disponível em: <<https://www.maccaferri.com/br/>>. Acesso em: 10 de abr 2017.

GEORIO Geo Rio Fundação Instituto Geotécnica. **Manual técnico de encostas:** Análise e investigação. 2. ed. Rio de Janeiro: GEORIO, 2000.

GEO-SLOPE. **Análises de estabilidades de taludes.** Canada: Geo-slope International. Disponível em: <<http://www.geo-slope.com/>>. Acesso em: 12 set. 2017.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de taludes.** São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GOOGLE EARTH. **Imagem:** Version 7.1.7.2606. 2016. Disponível em: <<https://www.google.com.br/intl/pt-BR/earth/>>. Acesso em: 02 set. 2017.

GUERRA, Antonio J. T.; CUNHA, Sandra B. da. **Geomorfologia:** Uma atualização de bases e conceitos. 7. ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2007.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE Carlos M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação.** 2. ed. São Paulo: Edgar Blucher Ltda., 1984.

KOBIYAMA, Masato. **Conceitos de zona ripária e seus aspectos geobiohidrológicos**. In: Seminário de Hidrologia Florestal: Zonas Ripárias, 1, Alfredo Wagner/SC, 22 set. 2003. **Anais...**, Alfredo Wagner: UFSC, 2003.

LIMA, Walter P.; ATTANASIO, Cláudia M.; GANDOLFI, Sergius; ZAKIA, Maria J. B.; JUNIOR, José T. V. Método para a identificação da zona ripária: Microbacia hidrográfica do Ribeirão São João (Mineiros do Tietê, SP). **Revista Scientia Florestalis**, Piracicaba, n. 71, p. 131-140, ago. 2006.

MACCAFERRI. **Contenção de taludes**. 2017. Disponível em: <<https://www.maccaferri.com/br/>> Acesso em: 19 mar. 2017.

MILANI, E. J., BRANDÃO, J. A. S. L., ZALÁN P. V., GAMBOA L. A. P. Petróleo na margem continental brasileira: Geologia, exploração, resultados e perspectivas. **Brazilian Journal of Geophysics**, v.18, n. 3, p. 1-46, Rio de Janeiro, 2000.

OLIVEIRA, Guilherme G.; SALDANHA, Dejanira L.; GUASSELLI, Laurindo A. Espacialização e Análise das Inundações na Bacia Hidrográfica do Rio Caí/RS. **Revista Geociências**, São Paulo, v. 29, n. 3, p. 413-427, 2010.

PENTEADO, Margarida M. **Fundamentos de geomorfologia**. 3. ed. Rio de Janeiro: IBGE, 1983.

ROISENBERG, A.; VIERO, A.P. O vulcanismo mesozoico da bacia do Paraná no Rio Grande do Sul. In: HOLZ, M.; DE ROS, L.F. (ed.) **Geologia do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2000. p. 355-374.

SANTOS, Rozely. F. **Planejamento ambiental: Teoria e prática**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

SEMA. Secretaria de Meio Ambiente. **Comitê de gerenciamento da bacia hidrográfica dos rios Taquari-antas**. 2011. Disponível em: <<http://www.sema.rs.gov.br/comite-de-gerenciamento-da-bacia-hidrografica-dos-rios-taquari-antas-g-040/>>. Acesso em: 20 de jun 2017.

SILVA, Jorge X.; ZAIDAN, Ricardo T. **Geoprocessamento e análise ambiental: aplicações**. 3. ed., Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2009.

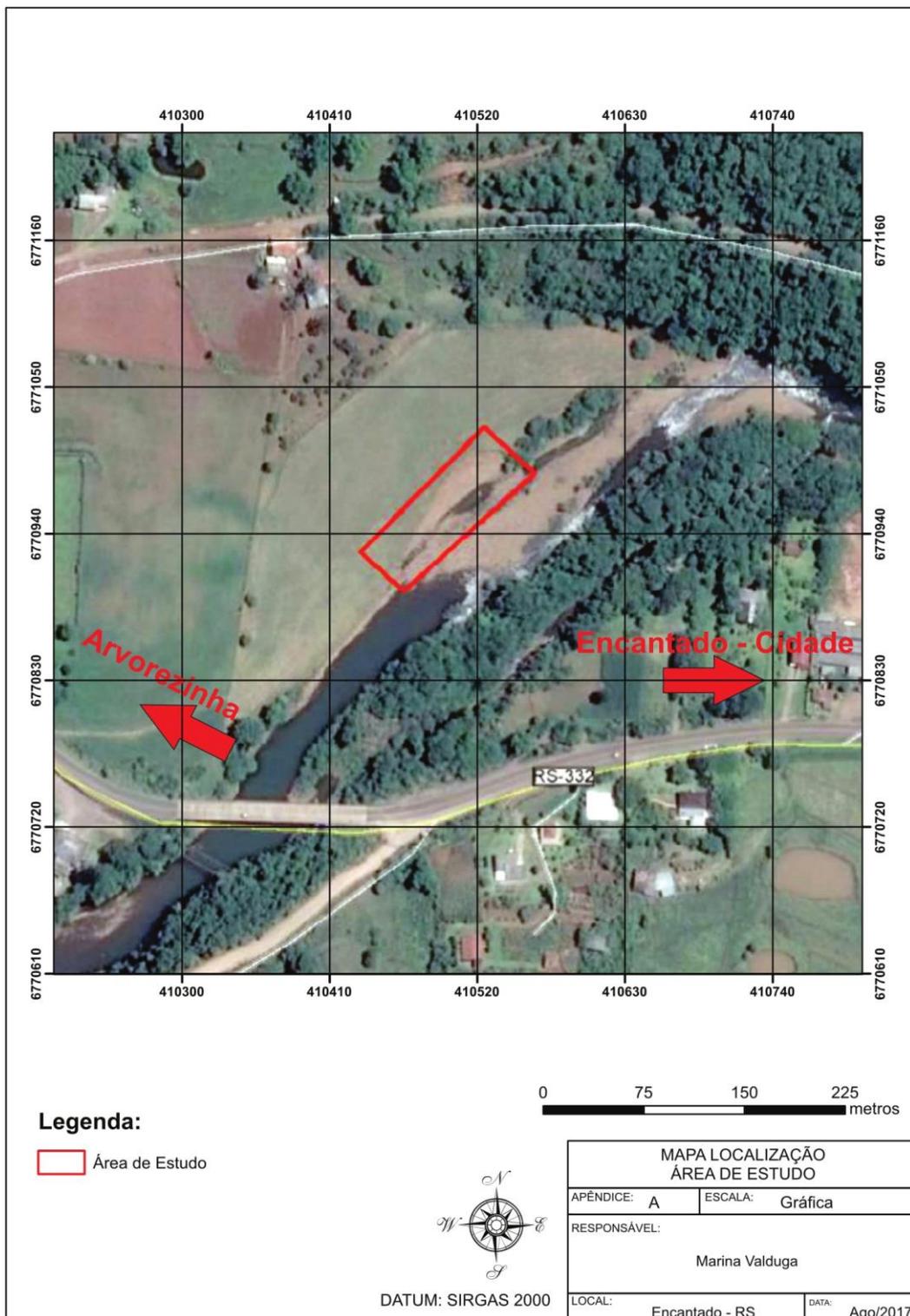
SILVA, Rúben Alberto Fernandes da. **Aplicação da engenharia natural na estabilização de taludes**. 2012. 127 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade da Madeira, Funchal, Portugal, 2012. Disponível em: <://repositorio.uma.pt/bitstream/10400.13/535/1/MestradoRubenSilva.pdf>. Acesso em: 20 mar. 2017.

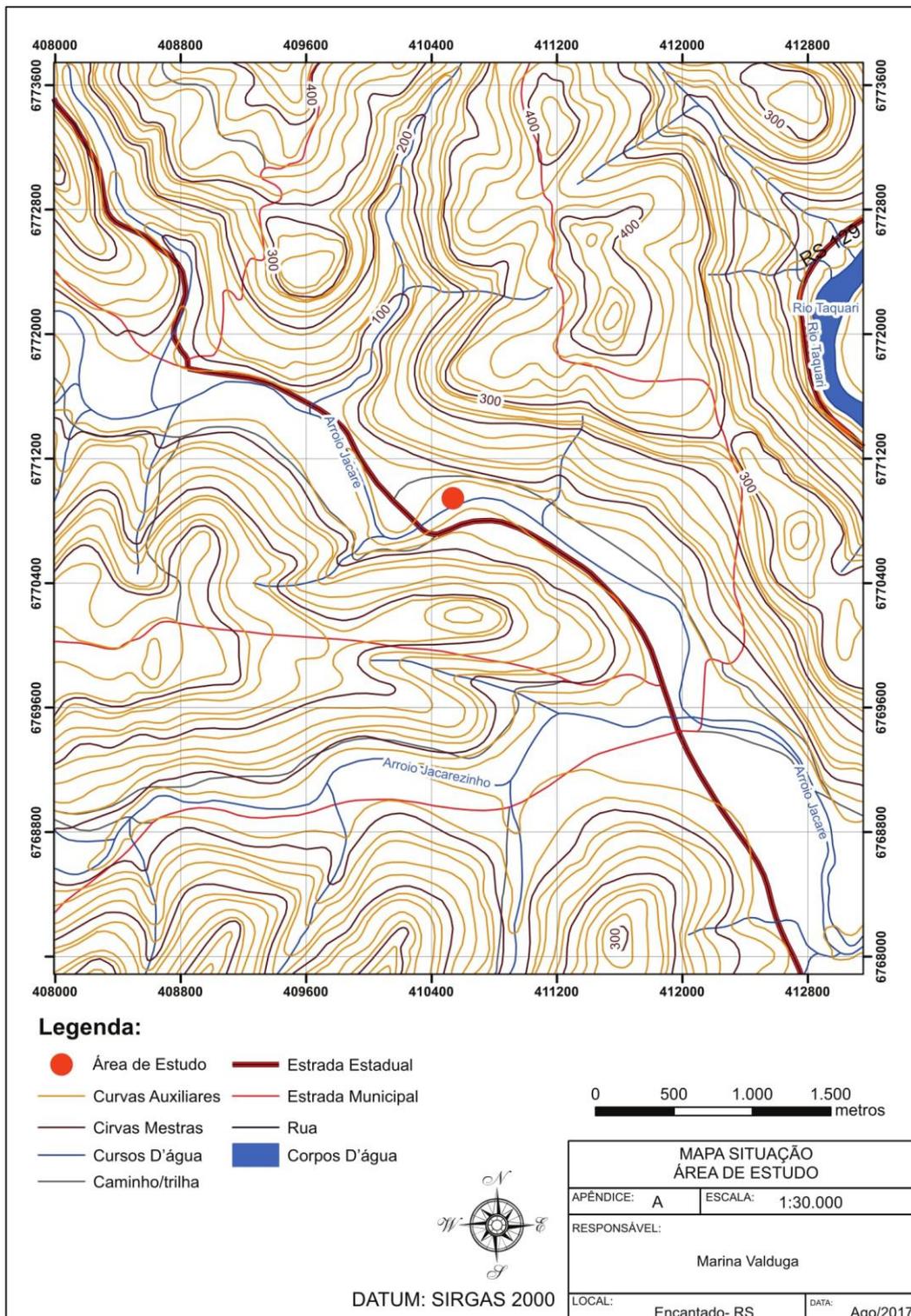
SUGUIO, Kenitiro; BIGARELLA, João J. **Ambiente fluvial**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 1979.

TOMINAGA, L.K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. **Desastres naturais: Conhecer para prevenir**. São Paulo: Instituto Geológico (IG-SP), 2009.

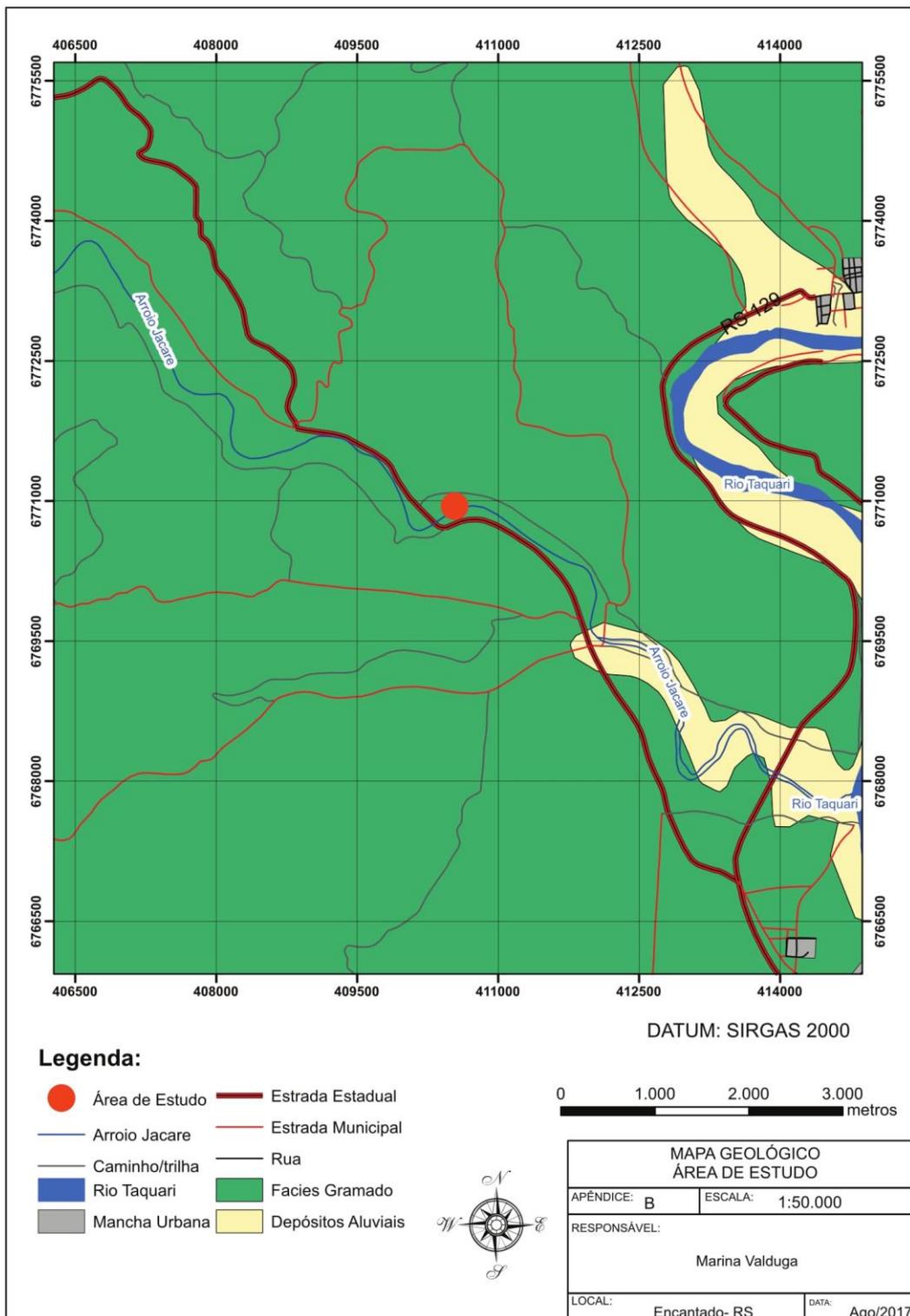
ZANCOPÉ, Márcio H. C. **Análise morfodinâmica do rio Mogi Guaçu**. 2008. 124f. Tese (Doutorado em Ciências) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.

APÊNDICE A – Mapas de Situação e Localização

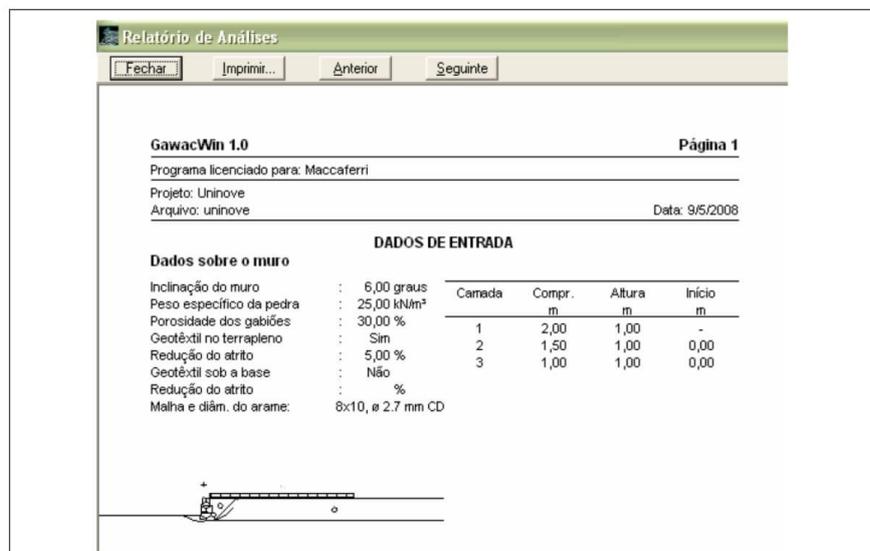




APÊNDICE B – Mapa Geológico



APÊNDICE C – Passo a passo da inserção dos dados no *software* GawacWin

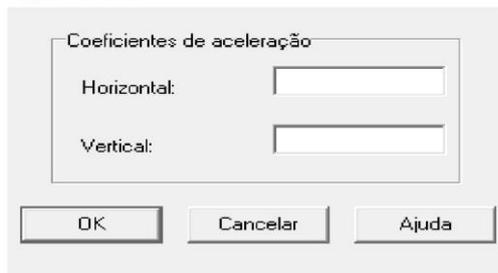


Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

Os dados podem ser alterados quantas vezes julga-se necessário para que a modelagem da estrutura de contenção esteja de acordo com o que se deseja.

Figura 14: Ação sísmica.

Ação sísmica



Coeficientes de aceleração

Horizontal:

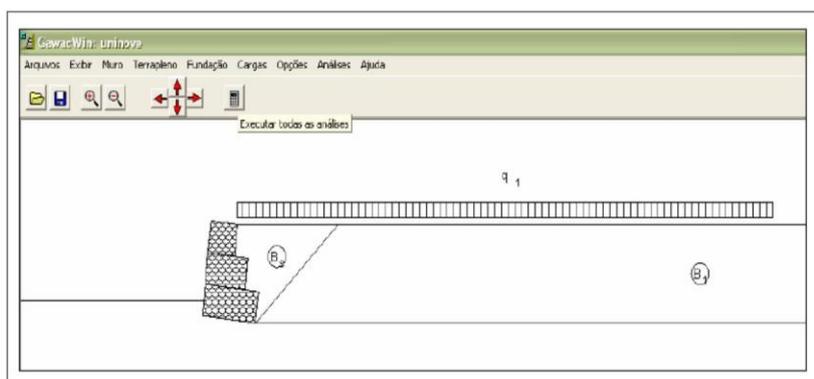
Vertical:

OK Cancelar Ajuda

Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

Após a inserção de todas as variáveis, inicia-se as análises quanto à estabilidade, a partir das verificações realizadas tem-se a opção de gerar um relatório com todos os dados inseridos e os coeficientes de segurança obtidos, conforme exibe a Figura 15.

Figura 15: Análise das hipóteses



As cargas podem ser projetadas tanto no terrapleno quanto no muro, conforme esta exposto na Figura 13.

Figura 13: Cargas sobre o terrapleno e muro

Cargas sobre o terrapleno

Carga	Valor (kN/m)	Dist. (m)
1		
2		
3		

Cargas sobre o muro

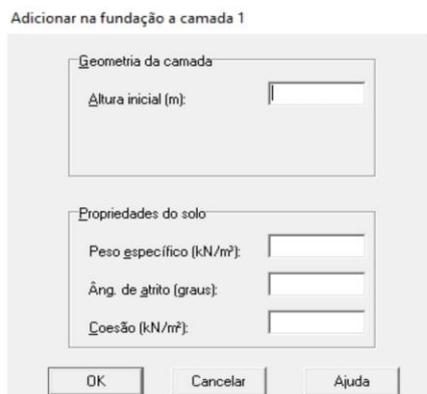
Carga	Valor (kN/m)	Dist. (m)
1		
2		
3		

Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

O último dado e não menos importante é a Ação Sísmica, se o local onde se destina dimensionar a estrutura de contenção tem ação sísmica, conforme pode-se visualizar a Figura 14.

Em seguida adicione-se a geometria da camada de fundação, conforme apresenta a Figura 11.

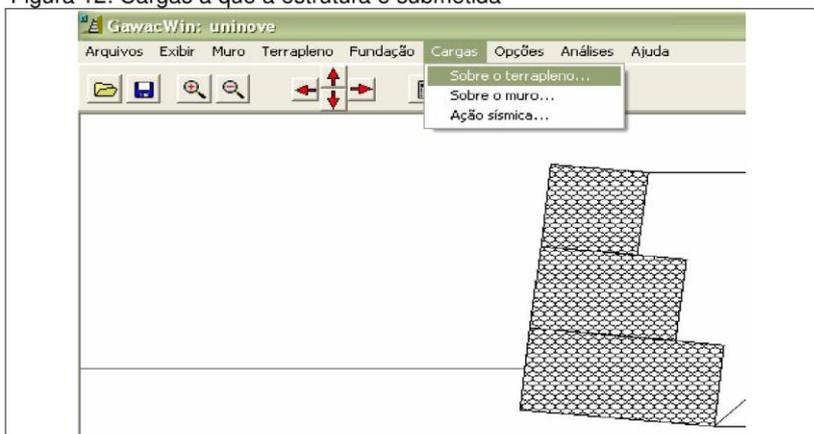
Figura 11: Fundação geometria



Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

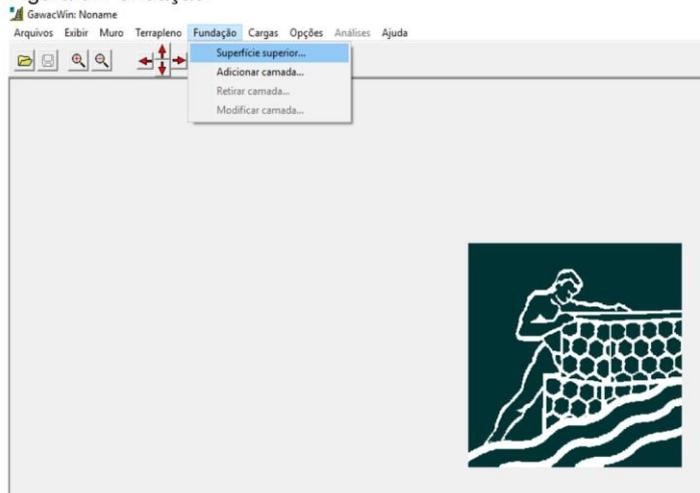
A última informação a ser solicitada e de grande importância à estrutura a ser projetada, são as cargas à que a contenção estará submetida, conforme se pode visualizar na Figura 12.

Figura 12: Cargas a que a estrutura e submetida



Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

Figura 9: Fundação



Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

Referente fundação adiciona-se primeiramente dados os pertinentes a superfície superior, as propriedades deste solo e dados adicionais como máxima pressão admitida e altura do nível d'água, caso esse exista no local, conforme pode-se visualizar na Figura 10.

Figura 10: Fundação Superfície superior

Dados sobre a fundação

 The image shows a dialog box titled 'Dados sobre a fundação'. It is divided into three sections:

- Superfície superior:** Contains three input fields: 'Altura inicial (m):', 'Comprimento (m):', and 'Inclinação (graus):'. An 'OK' button is located to the right of these fields.
- Propriedades do solo:** Contains three input fields: 'Peso específico (kN/m³):', 'Âng. de atrito (graus):', and 'Coesão (kN/m²):'. A 'Cancelar' button is located to the right of these fields.
- Dados adicionais:** Contains two input fields: 'Máx. pressão adm. (kN/m²):' and 'Altura do nível d'água (m):'. An 'Ajuda' button is located to the right of these fields.

Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

Em seguida são adicionados os dados referente a geometria e propriedades do solo da camada 1, conforme pode-se visualizar na Figura 7.

Figura 7: Dados sobre o terrapleno se necessário adicionar camada
Adicionar no terrapleno a camada 1

Geometria da camada

Altura inicial (m):

Inclinação (graus):

Propriedades do solo

Peso específico (kN/m³):

Âng. de atrito (graus):

Coesão (kN/m²):

OK Cancelar Ajuda

Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

Se for existente no terrapleno neste passo é inserido os dados referente a superfície freática, como é apresentado na Figura 8.

Figura 8: Superfície freática
Superfície freática

Altura inicial (m):

Inclinação do 1º trecho (graus):

Comprimento do 1º trecho (m):

Inclinação do 2º trecho (graus):

Comprimento do 2º trecho (m):

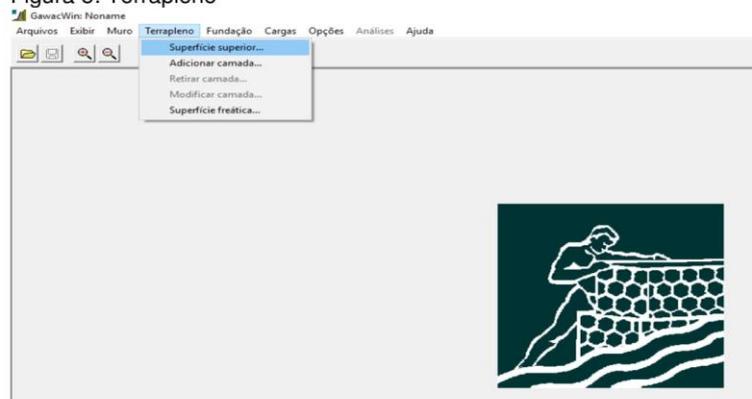
OK Cancelar Ajuda

Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

Após a inserção dos dados de terrapleno são solicitados os dados referente à fundação (Figura 9).

Após a inserção desses valores são solicitados os dados referente às camadas de terrapleno (solo do talude), podendo ser alteradas a qualquer momento, conforme mostra a Figura 5.

Figura 5: Terrapleno



Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

É inserido primeiramente os dados da camada superior do talude e as propriedades pertinentes a mesma, conforme podemos observar na Figura 6.

Figura 6: Dados sobre o terrapleno

A screenshot of the 'Dados sobre o terrapleno' dialog box. The dialog has two main sections: 'Superfície superior' and 'Propriedades do solo'. The 'Superfície superior' section contains three input fields: 'Inclinação do 1º trecho (graus):', 'Comprimento do 1º trecho (m):', and 'Inclinação do 2º trecho (graus):'. The 'Propriedades do solo' section contains three input fields: 'Peso específico (kN/m³):', 'Âng. de atrito (graus):', and 'Coesão (kN/m²):'. At the bottom of the dialog are three buttons: 'OK', 'Cancelar', and 'Ajuda'.

Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

Nos dados gerais são inseridos as informações básicas referente aos materiais a serem utilizados na confecção do muro, além de sua inclinação, conforme Figura 3.

Figura 3: Dados gerais do muro

Dados sobre o muro

Dados Gerais | Camadas

Inclinação (graus): Geotêxtil no terrapleno

Peso específico (kN/m³): Redução no atrito (%):

Porosidade (%): Geotêxtil sob a base

Redução no atrito (%):

Malha e diâmetro do arame:

OK Cancelar Ajuda

Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

Na aba de camadas serão colocados os dados referente à geometria da solução, sendo que, o dado deslocamento é a distância da camada e a face da estrutura (Figura 4).

Figura 4: Quadro de camadas

Dados sobre o muro

Dados Gerais | Camadas

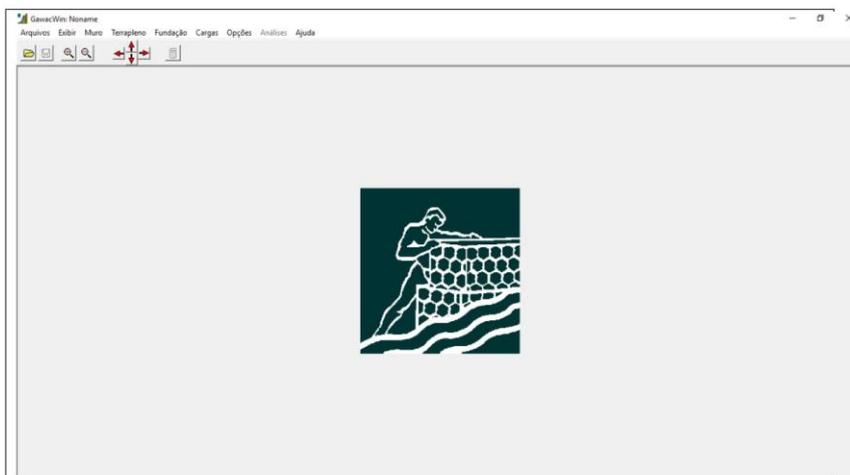
Camada	Largura (m)	Altura (m)	Desloc. (m)
1			

OK Cancelar Ajuda

Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

A interface do software é bem sucinta, ele é de fácil manuseio, a interface pode ser visualizada na Figura 1.

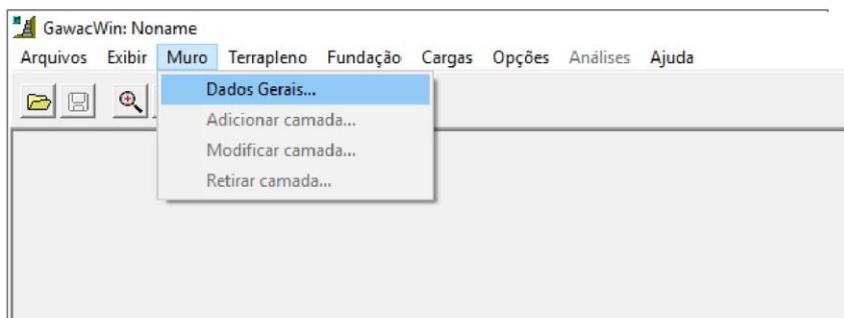
Figura 1: Interface GawacWin BR 2.0



Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

Um dos primeiros passos para se obter a modelagem de estrutura no GawacWin BR 2.0 é a inserção dos dados gerais do muro (gabião), como mostra a Figura 2.

Figura 2: Inserção de dados



Fonte: GawacWin BR 2.0 (2017).

APÊNDICE D – Análise das verificações obtidas no GawacWin

Degraus Externos

GawacWin 2003

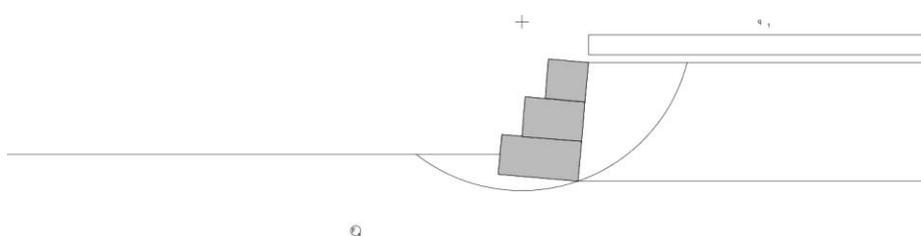
Resumo

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 1

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017



DADOS SOBRE O SOLO

Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	15,30	5,38	30,12	F _s	18,00	0,00	32,00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	20,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	4,31	Tensão na base (esquerda)	16,64kN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento	9,58	Tensão na base (direita)	69,50kN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global	1,89	Máxima tensão admissível	195,60kN/m ²

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 1

Arquivo: Combinações

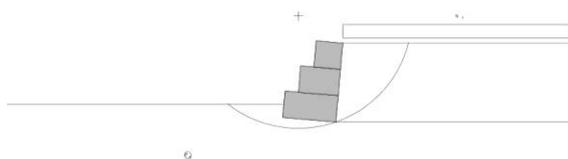
Data: 22/10/2017

DADOS DE ENTRADA

Dados sobre o muro

Inclinação do muro : 5,00 graus
 Peso específico da pedra : 25,00 kN/m³
 Porosidade dos gabiões : 30,00 %
 Geotêxtil no terraplano : Sim
 Redução do atrito : 5,00 %
 Geotêxtil sob a base : Não
 Redução do atrito : %
 Malha e diâm. do arame: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	2,00	1,00	-
2	1,50	1,00	0,50
3	1,00	1,00	1,00



Dados sobre o terraplano

Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Peso específico do solo : 15,30 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 30,12 graus
 Coesão do solo : 5,38 kN/m²

Camadas Adicionais no Terraplano

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 1

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior : 0,50 m
 Comprimento inicial : 20,00 m
 Inclinação : 0,00 graus
 Peso específico do solo : 18,00 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 32,00 graus
 Coesão do solo : 0,00 kN/m²
 Pressão adm. na fundação : kN/m²
 Altura do nível d'água : m

Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
--------	------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial : m
 Inclinação do 1º trecho : graus
 Comprimento do 1º trecho : m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Comprimento do 2º trecho : m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno : Primeiro trecho : 20,00 kN/m²
 : Segundo trecho : kN/m²
 Cargas distribuídas sobre o muro : Carga : kN/m²
 Linhas de carga sobre o terrapleno
 Carga 1 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Linha de carga sobre o muro
 Carga : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Dados sobre as ações sísmicas

Coeficiente horizontal : Coeficiente vertical :

RESULTADOS DAS ANÁLISES**Empuxos Ativo e Passivo**

Empuxo Ativo	:	16,06 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	2,08 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,82 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	23,61 graus
Empuxo Passivo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,01 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,17 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	86,14 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,20 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,11 m
Força tangente sob a base	:	7,23 kN/m
Força resistente na base	:	53,83 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento : **4,31**

Tombamento

Momento Atuante	:	12,09 kN/m x m
Momento Resistente	:	115,85 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento : **9,58**

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	:	-0,21 m
Tensão normal na borda externa	:	16,64 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	69,50 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	195,60 kN/m ²

GawacWin 2003**Página 4**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 1

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Estabilidade Global

Distância inicial à esquerda : m
 Distância inicial à direita : m
 Distância inicial abaixo da base : m
 Máxima profundidade permitida no cálculo : m
 Centro do arco ref. ao eixo X : 0,58 m
 Centro do arco ref. ao eixo Y : 3,85 m
 Raio do arco : 4,27 m
 Número de superfícies pesquisadas : 80

Coef. de Segurança Contra a Rup. Global : 1,89**Estabilidade Interna**

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	1,99	46,83	2,13	41,38	1,42	41,35	26,50	580,79
2	1,00	18,08	-0,34	9,73	-0,34	32,29	16,80	

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

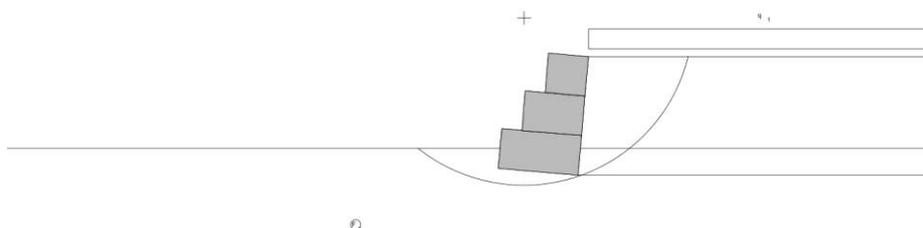
GawacWin 2003**Resumo**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 2

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

**DADOS SOBRE O SOLO**

Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	15,30	5,38	30,12	F _s	18,00	0,00	32,00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	20,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	3,99	Tensão na base (esquerda)	17,79kN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento	8,92	Tensão na base (direita)	69,01kN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global	1,87	Máxima tensão admissível	193,40kN/m ²

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 2

Arquivo: Combinações

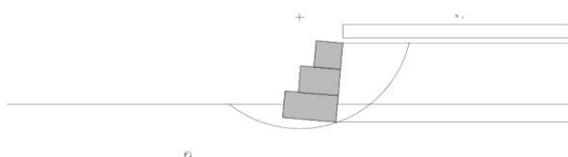
Data: 22/10/2017

DADOS DE ENTRADA

Dados sobre o muro

Inclinação do muro : 5,00 graus
 Peso específico da pedra : 25,00 kN/m³
 Porosidade dos gabiões : 30,00 %
 Geotêxtil no terrapleno : Sim
 Redução do atrito : 5,00 %
 Geotêxtil sob a base : Não
 Redução do atrito : %
 Malha e diâm. do arame: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	2,00	1,00	-
2	1,50	1,00	0,50
3	1,00	1,00	1,00



Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Peso específico do solo : 15,30 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 30,12 graus
 Coesão do solo : 5,38 kN/m²

Camadas Adicionais no Terrapleno

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 2

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior : 0,50 m
 Comprimento inicial : 20,00 m
 Inclinação : 0,00 graus
 Peso específico do solo : 18,00 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 32,00 graus
 Coesão do solo : 0,00 kN/m²
 Pressão adm. na fundação : kN/m²
 Altura do nível d'água : m

Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
--------	------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial : 0,50 m
 Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 2º trecho : 0,00 m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno
 Primeiro trecho : 20,00 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuídas sobre o muro
 Carga : kN/m²

Linhas de carga sobre o terrapleno
 Carga 1 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Linha de carga sobre o muro
 Carga : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente horizontal : Coeficiente vertical :

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 2

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

RESULTADOS DAS ANÁLISES

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo	:	17,42 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	2,08 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,82 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	23,61 graus
Empuxo Passivo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,01 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,17 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	86,79 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,20 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,10 m
Força tangente sob a base	:	8,43 kN/m
Força resistente na base	:	54,23 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento : **3,99**

Tombamento

Momento Atuante	:	13,12 kN/m x m
Momento Resistente	:	116,99 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento : **8,92**

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	:	-0,20 m
Tensão normal na borda externa	:	17,79 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	69,01 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	193,40 kN/m ²

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 2

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Estabilidade Global

Distância inicial à esquerda : m
 Distância inicial à direita : m
 Distância inicial abaixo da base : m
 Máxima profundidade permitida no cálculo : m
 Centro do arco ref. ao eixo X : 0,64 m
 Centro do arco ref. ao eixo Y : 3,79 m
 Raio do arco : 4,23 m
 Número de superfícies pesquisadas : 72

Coef. de Segurança Contra a Rup. Global : 1,87

Estabilidade Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	1,99	46,83	2,13	41,38	1,42	41,35	26,50	580,79
2	1,00	18,08	-0,34	9,73	-0,34	32,29	16,80	

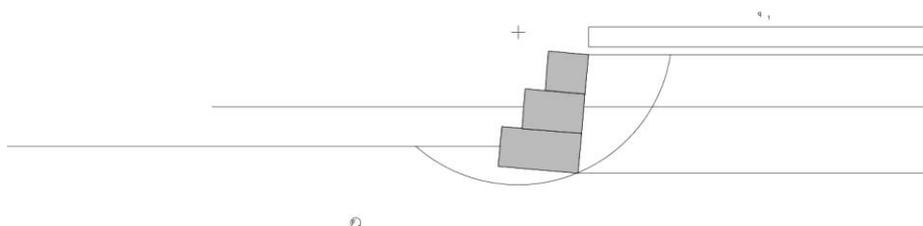
GawacWin 2003**Resumo**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 3

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

**DADOS SOBRE O SOLO**

Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	15,30	5,38	30,12	F _s	18,00	0,00	32,00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	20,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	4,88	Tensão na base (esquerda)	8,22kN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento	11,16	Tensão na base (direita)	67,65kN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global	1,61	Máxima tensão admissível	168,36kN/m ²

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 3

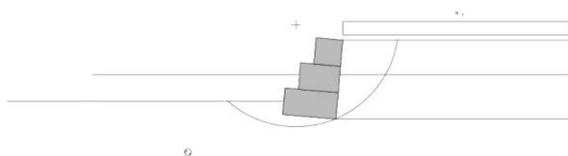
Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

DADOS DE ENTRADA**Dados sobre o muro**

Inclinação do muro : 5,00 graus
 Peso específico da pedra : 25,00 kN/m³
 Porosidade dos gabiões : 30,00 %
 Geotêxtil no terrapleno : Sim
 Redução do atrito : 5,00 %
 Geotêxtil sob a base : Não
 Redução do atrito : %
 Malha e diâm. do arame: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	2,00	1,00	-
2	1,50	1,00	0,50
3	1,00	1,00	1,00

**Dados sobre o terrapleno**

Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Peso específico do solo : 15,30 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 30,12 graus
 Coesão do solo : 5,38 kN/m²

Camadas Adicionais no Terrapleno

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 3

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior : 0,50 m
 Comprimento inicial : 20,00 m
 Inclinação : 0,00 graus
 Peso específico do solo : 18,00 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 32,00 graus
 Coesão do solo : 0,00 kN/m²
 Pressão adm. na fundação : kN/m²
 Altura do nível d'água : 1,50 m

Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
--------	------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial : 1,50 m
 Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 2º trecho : 0,00 m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno
 Primeiro trecho : 20,00 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuídas sobre o muro
 Carga : kN/m²

Linhas de carga sobre o terrapleno
 Carga 1 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Linha de carga sobre o muro
 Carga : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente horizontal : Coeficiente vertical :

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 3

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

RESULTADOS DAS ANÁLISES

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo	:	12,50 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	2,08 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,82 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	23,61 graus
Empuxo Passivo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,01 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,17 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	75,87 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,26 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,11 m
Força tangente sob a base	:	4,86 kN/m
Força resistente na base	:	47,41 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento : **4,88**

Tombamento

Momento Atuante	:	9,42 kN/m x m
Momento Resistente	:	105,10 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento : **11,16**

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	:	-0,27 m
Tensão normal na borda externa	:	8,22 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	67,65 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	168,36 kN/m ²

GawacWin 2003**Página 4**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 3

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Estabilidade Global

Distância inicial à esquerda : m
 Distância inicial à direita : m
 Distância inicial abaixo da base : m
 Máxima profundidade permitida no cálculo : m
 Centro do arco ref. ao eixo X : 0,49 m
 Centro do arco ref. ao eixo Y : 3,38 m
 Raio do arco : 3,86 m
 Número de superfícies pesquisadas : 80

Coef. de Segurança Contra a Rup. Global : **1,61****Estabilidade Interna**

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	1,99	43,84	1,85	39,90	1,23	39,98	24,08	580,79
2	1,00	18,08	-0,34	9,73	-0,34	32,29	16,80	

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos
 aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões
 para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

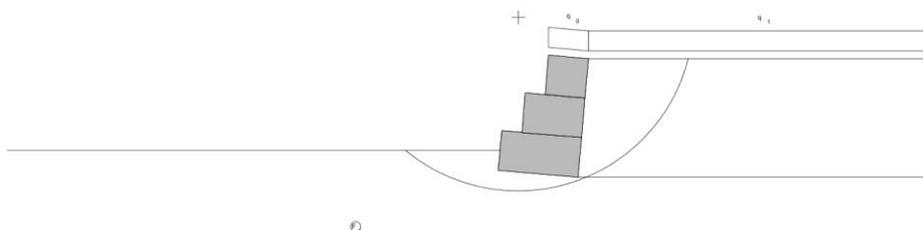
GawacWin 2003**Resumo**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 4

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

**DADOS SOBRE O SOLO**

Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	15,30	5,38	30,12	F _s	18,00	0,00	32,00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q _g	20,00		
q ₁	20,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	OK*	Tensão na base (esquerda)	31,28kN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento	OK*	Tensão na base (direita)	0,00kN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global	1,78	Máxima tensão admissível	192,32kN/m ²

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 4

Arquivo: Combinações

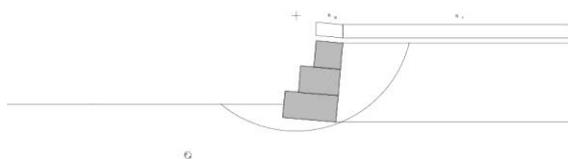
Data: 22/10/2017

DADOS DE ENTRADA

Dados sobre o muro

Inclinação do muro : 5,00 graus
 Peso específico da pedra : 25,00 kN/m³
 Porosidade dos gabiões : 30,00 %
 Geotêxtil no terraplano : Sim
 Redução do atrito : 5,00 %
 Geotêxtil sob a base : Não
 Redução do atrito : %
 Malha e diâm. do arame: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	2,00	1,00	-
2	1,50	1,00	0,50
3	1,00	1,00	1,00



Dados sobre o terraplano

Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Peso específico do solo : 15,30 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 30,12 graus
 Coesão do solo : 5,38 kN/m²

Camadas Adicionais no Terraplano

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 4

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior : 0,50 m
 Comprimento inicial : 20,00 m
 Inclinação : 0,00 graus
 Peso específico do solo : 18,00 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 32,00 graus
 Coesão do solo : 0,00 kN/m²
 Pressão adm. na fundação : kN/m²
 Altura do nível d'água : 3,00 m

Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
--------	------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial : m
 Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 2º trecho : 0,00 m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno
 Primeiro trecho : 20,00 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuídas sobre o muro
 Carga : 20,00 kN/m²

Linhas de carga sobre o terrapleno

Carga 1 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Linha de carga sobre o muro

Carga : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente horizontal : Coeficiente vertical :

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

 Projeto: Combinação 4
 Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

RESULTADOS DAS ANÁLISES

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,00 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,00 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	23,61 graus
Empuxo Passivo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,01 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,17 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	67,60 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,44 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,13 m
Força tangente sob a base	:	-5,91 kN/m
Força resistente na base	:	42,24 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento : **OK***

*Não aplicável. Empuxo ativo muito reduzido

Tombamento

Momento Atuante	:	0,00 kN/m x m
Momento Resistente	:	97,39 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento : **OK***

*Não aplicável. Momento ativo negativo

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	:	-0,45 m
Tensão normal na borda externa	:	31,28 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	0,00 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	192,32 kN/m ²

Aviso. A base não é totalmente utilizada!

GawacWin 2003**Página 4**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 4

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Estabilidade Global

Distância inicial à esquerda : m
 Distância inicial à direita : m
 Distância inicial abaixo da base : m
 Máxima profundidade permitida no cálculo : m
 Centro do arco ref. ao eixo X : 0,50 m
 Centro do arco ref. ao eixo Y : 3,86 m
 Raio do arco : 4,39 m
 Número de superfícies pesquisadas : 80

Coef. de Segurança Contra a Rup. Global : 1,78**Estabilidade Interna**

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	1,99	46,41	-4,06	48,01	-2,71	41,16	22,43	580,79
2	1,00	30,52	-2,67	17,47	-2,67	40,87	26,66	

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

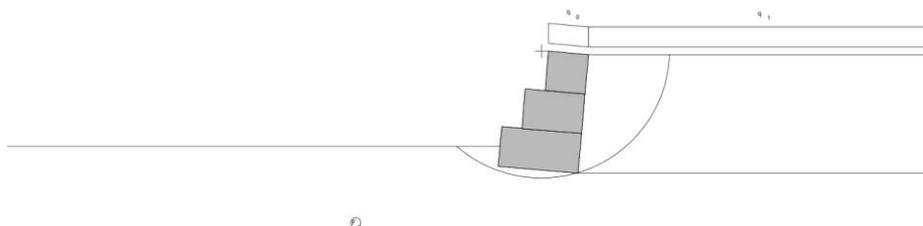
GawacWin 2003**Resumo**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 5

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

**DADOS SOBRE O SOLO**

Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	15,30	5,38	30,12	F _s	18,00	0,00	32,00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q _g	50,00		
q ₁	50,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	OK*	Tensão na base (esquerda)	42,22kN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento	OK*	Tensão na base (direita)	0,00kN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global	0,91	Máxima tensão admissível	192,32kN/m ²

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 5

Arquivo: Combinações

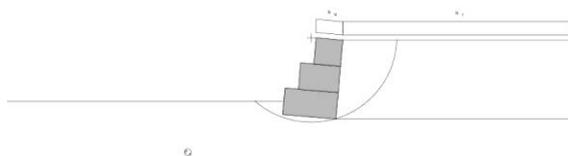
Data: 22/10/2017

DADOS DE ENTRADA

Dados sobre o muro

Inclinação do muro : 5,00 graus
 Peso específico da pedra : 25,00 kN/m³
 Porosidade dos gabiões : 30,00 %
 Geotêxtil no terrapleno : Sim
 Redução do atrito : 5,00 %
 Geotêxtil sob a base : Não
 Redução do atrito : %
 Malha e diâm. do arame: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	2,00	1,00	-
2	1,50	1,00	0,50
3	1,00	1,00	1,00



Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Peso específico do solo : 15,30 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 30,12 graus
 Coesão do solo : 5,38 kN/m²

Camadas Adicionais no Terrapleno

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 5

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior : 0,50 m
 Comprimento inicial : 20,00 m
 Inclinação : 0,00 graus
 Peso específico do solo : 18,00 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 32,00 graus
 Coesão do solo : 0,00 kN/m²
 Pressão adm. na fundação : kN/m²
 Altura do nível d'água : 6,00 m

Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
--------	------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial : m
 Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 2º trecho : 0,00 m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno
 Primeiro trecho : 50,00 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuídas sobre o muro
 Carga : 50,00 kN/m²

Linhas de carga sobre o terrapleno

Carga 1 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Linha de carga sobre o muro

Carga : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente horizontal : Coeficiente vertical :

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 5

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

RESULTADOS DAS ANÁLISES

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,00 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,00 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	23,61 graus
Empuxo Passivo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,01 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,17 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	97,49 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,54 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,13 m
Força tangente sob a base	:	-8,53 kN/m
Força resistente na base	:	60,92 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento : **OK***

*Não aplicável. Empuxo ativo muito reduzido

Tombamento

Momento Atuante	:	0,00 kN/m x m
Momento Resistente	:	150,06 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento : **OK***

*Não aplicável. Momento ativo negativo

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	:	-0,55 m
Tensão normal na borda externa	:	42,22 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	0,00 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	192,32 kN/m ²

Aviso. A base não é totalmente utilizada!

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 5

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Estabilidade Global

Distância inicial à esquerda : m
 Distância inicial à direita : m
 Distância inicial abaixo da base : m
 Máxima profundidade permitida no cálculo : m
 Centro do arco ref. ao eixo X : 1,09 m
 Centro do arco ref. ao eixo Y : 2,90 m
 Raio do arco : 3,21 m
 Número de superfícies pesquisadas : 77

Coef. de Segurança Contra a Rup. Global : 0,91

Estabilidade Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	1,99	76,30	-6,68	83,12	-4,45	54,91	35,01	580,79
2	1,00	60,40	-5,28	35,02	-5,28	61,50	52,09	

Degraus Internos

GawacWin 2003

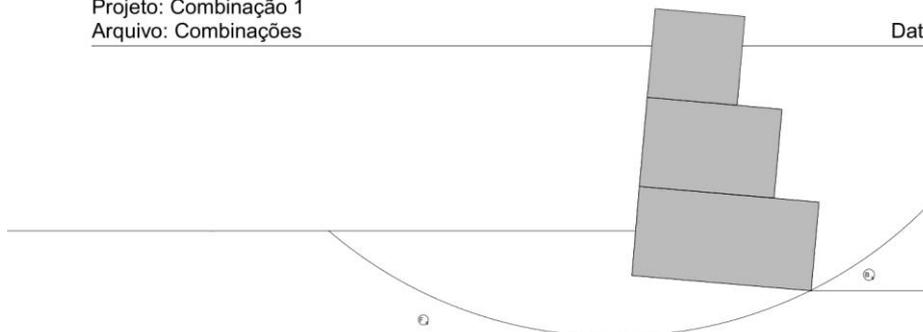
Resumo

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 1

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017



DADOS SOBRE O SOLO

Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	15,30	5,38	30,12	F _s	18,00	0,00	32,00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	20,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	2,78	Tensão na base (esquerda)	83,16kN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento	4,13	Tensão na base (direita)	23,72kN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global	1,97	Máxima tensão admissível	181,15kN/m ²

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 1

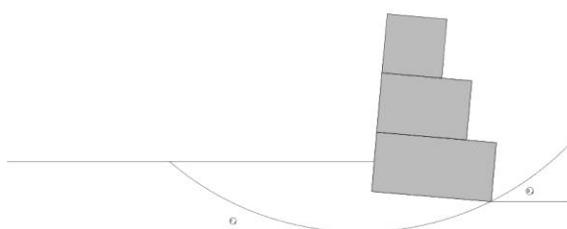
Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

DADOS DE ENTRADA**Dados sobre o muro**

Inclinação do muro : 5,00 graus
 Peso específico da pedra : 25,00 kN/m³
 Porosidade dos gabiões : 30,00 %
 Geotêxtil no terrapleno : Sim
 Redução do atrito : 5,00 %
 Geotêxtil sob a base : Não
 Redução do atrito : %
 Malha e diâm. do arame: + 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	2,00	1,00	-
2	1,50	1,00	0,00
3	1,00	1,00	0,00

**Dados sobre o terrapleno**

Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Peso específico do solo : 15,30 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 30,12 graus
 Coesão do solo : 5,38 kN/m²

Camadas Adicionais no Terrapleno

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 1

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior : 0,50 m
 Comprimento inicial : 20,00 m
 Inclinação : 0,00 graus
 Peso específico do solo : 18,00 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 32,00 graus
 Coesão do solo : 0,00 kN/m²
 Pressão adm. na fundação : kN/m²
 Altura do nível d'água : m

Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
--------	------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial : m
 Inclinação do 1º trecho : graus
 Comprimento do 1º trecho : m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Comprimento do 2º trecho : m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terraço : Primeiro trecho : 20,00 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuídas sobre o muro : Carga : kN/m²

Linhas de carga sobre o terraço

Carga 1 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Linha de carga sobre o muro

Carga : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente horizontal : Coeficiente vertical :

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 1

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

RESULTADOS DAS ANÁLISES

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo	:	38,84 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,72 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,97 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	42,05 graus
Empuxo Passivo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,01 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,17 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	106,88 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,81 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,07 m
Força tangente sob a base	:	19,60 kN/m
Força resistente na base	:	66,78 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento : **2,78**

Tombamento

Momento Atuante	:	27,85 kN/m x m
Momento Resistente	:	114,91 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento : **4,13**

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	:	0,18 m
Tensão normal na borda externa	:	83,16 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	23,72 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	181,15 kN/m ²

GawacWin 2003**Página 4**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 1

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Estabilidade Global

Distância inicial à esquerda : m
 Distância inicial à direita : m
 Distância inicial abaixo da base : m
 Máxima profundidade permitida no cálculo : m
 Centro do arco ref. ao eixo X : -0,18 m
 Centro do arco ref. ao eixo Y : 4,18 m
 Raio do arco : 4,87 m
 Número de superfícies pesquisadas : 62

Coef. de Segurança Contra a Rup. Global : **1,97****Estabilidade Interna**

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	2,04	54,28	7,79	36,48	5,20	44,78	40,38	580,79
2	1,00	18,08	-0,34	9,73	-0,34	32,29	16,80	

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

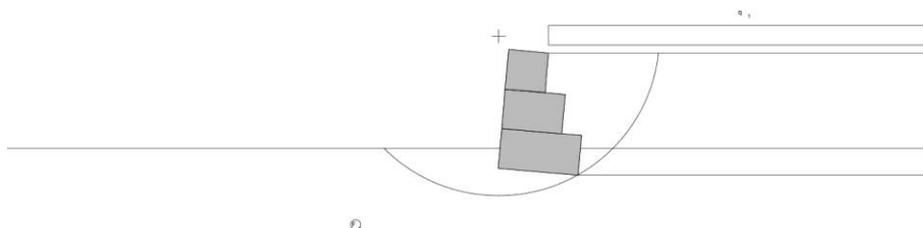
GawacWin 2003**Resumo**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 2

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

**DADOS SOBRE O SOLO**

Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	15,30	5,38	30,12	F _s	18,00	0,00	32,00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	20,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	2,71	Tensão na base (esquerda)	84,93kN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento	3,99	Tensão na base (direita)	22,91kN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global	1,90	Máxima tensão admissível	180,13kN/m ²

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 2

Arquivo: Combinações

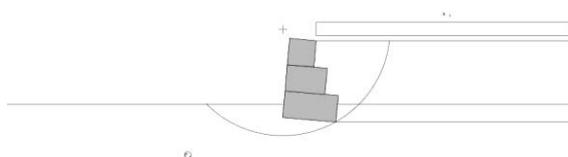
Data: 22/10/2017

DADOS DE ENTRADA

Dados sobre o muro

Inclinação do muro : 5,00 graus
 Peso específico da pedra : 25,00 kN/m³
 Porosidade dos gabiões : 30,00 %
 Geotêxtil no terrapleno : Sim
 Redução do atrito : 5,00 %
 Geotêxtil sob a base : Não
 Redução do atrito : %
 Malha e diâm. do arame: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	2,00	1,00	-
2	1,50	1,00	0,00
3	1,00	1,00	0,00



Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Peso específico do solo : 15,30 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 30,12 graus
 Coesão do solo : 5,38 kN/m²

Camadas Adicionais no Terrapleno

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 2

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior : 0,50 m
 Comprimento inicial : 20,00 m
 Inclinação : 0,00 graus
 Peso específico do solo : 18,00 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 32,00 graus
 Coesão do solo : 0,00 kN/m²
 Pressão adm. na fundação : kN/m²
 Altura do nível d'água : m

Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
--------	------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial : 0,50 m
 Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 2º trecho : 0,00 m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terraço : Primeiro trecho : 20,00 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuídas sobre o muro : Carga : kN/m²

Linhas de carga sobre o terraço

Carga 1	:	kN/m	Dist. ao topo do muro	:	m
Carga 2	:	kN/m	Dist. ao topo do muro	:	m
Carga 3	:	kN/m	Dist. ao topo do muro	:	m

Linha de carga sobre o muro

Carga	:	kN/m	Dist. ao topo do muro	:	m
-------	---	------	-----------------------	---	---

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente horizontal : Coeficiente vertical :

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 2

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

RESULTADOS DAS ANÁLISES

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo	:	40,15 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,72 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,98 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	42,05 graus
Empuxo Passivo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,01 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,17 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	107,84 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,81 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,07 m
Força tangente sob a base	:	20,49 kN/m
Força resistente na base	:	67,38 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento : **2,71**

Tombamento

Momento Atuante	:	29,18 kN/m x m
Momento Resistente	:	116,34 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento : **3,99**

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	:	0,19 m
Tensão normal na borda externa	:	84,93 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	22,91 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	180,13 kN/m ²

GawacWin 2003**Página 4**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 2

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Estabilidade Global

Distância inicial à esquerda : m
 Distância inicial à direita : m
 Distância inicial abaixo da base : m
 Máxima profundidade permitida no cálculo : m
 Centro do arco ref. ao eixo X : 0,01 m
 Centro do arco ref. ao eixo Y : 3,33 m
 Raio do arco : 4,03 m
 Número de superfícies pesquisadas : 58

Coef. de Segurança Contra a Rup. Global : 1,90**Estabilidade Interna**

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	2,04	54,28	7,79	36,48	5,20	44,78	40,38	580,79
2	1,00	18,08	-0,34	9,73	-0,34	32,29	16,80	

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos
 aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões
 para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

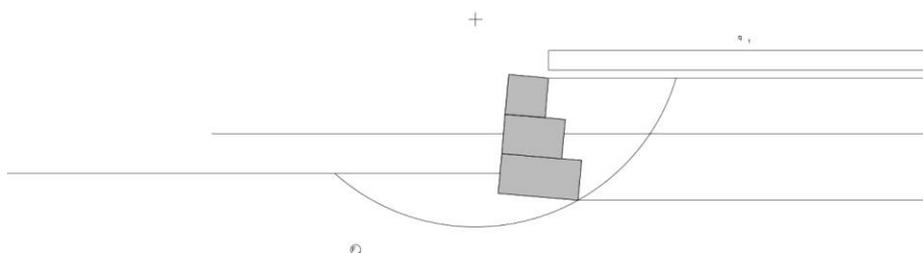
GawacWin 2003**Resumo**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 3

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

**DADOS SOBRE O SOLO**

Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	15,30	5,38	30,12	F _s	18,00	0,00	32,00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	20,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	2,90	Tensão na base (esquerda)	68,04kN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento	4,67	Tensão na base (direita)	26,65kN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global	1,71	Máxima tensão admissível	153,69kN/m ²

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 3

Arquivo: Combinações

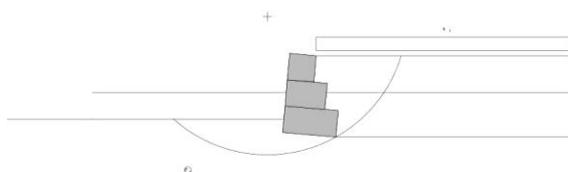
Data: 22/10/2017

DADOS DE ENTRADA

Dados sobre o muro

Inclinação do muro : 5,00 graus
 Peso específico da pedra : 25,00 kN/m³
 Porosidade dos gabiões : 30,00 %
 Geotêxtil no terrapleno : Sim
 Redução do atrito : 5,00 %
 Geotêxtil sob a base : Não
 Redução do atrito : %
 Malha e diâm. do arame: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	2,00	1,00	-
2	1,50	1,00	0,00
3	1,00	1,00	0,00



Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Peso específico do solo : 15,30 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 30,12 graus
 Coesão do solo : 5,38 kN/m²

Camadas Adicionais no Terrapleno

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 3

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior : 0,50 m
 Comprimento inicial : 20,00 m
 Inclinação : 0,00 graus
 Peso específico do solo : 18,00 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 32,00 graus
 Coesão do solo : 0,00 kN/m²
 Pressão adm. na fundação : kN/m²
 Altura do nível d'água : 1,50 m

Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
--------	------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial : 1,50 m
 Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 2º trecho : 0,00 m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terraço : Primeiro trecho : 20,00 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuídas sobre o muro : Carga : kN/m²

Linhas de carga sobre o terraço

Carga 1	:	kN/m	Dist. ao topo do muro	:	m
Carga 2	:	kN/m	Dist. ao topo do muro	:	m
Carga 3	:	kN/m	Dist. ao topo do muro	:	m

Linha de carga sobre o muro

Carga	:	kN/m	Dist. ao topo do muro	:	m
-------	---	------	-----------------------	---	---

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente horizontal : Coeficiente vertical :

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 3

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

RESULTADOS DAS ANÁLISES

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo	:	33,12 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,74 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,90 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	42,05 graus
Empuxo Passivo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,01 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,17 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	94,69 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,85 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,07 m
Força tangente sob a base	:	16,40 kN/m
Força resistente na base	:	59,17 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento : **2,90**

Tombamento

Momento Atuante	:	22,06 kN/m x m
Momento Resistente	:	102,96 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento : **4,67**

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	:	0,14 m
Tensão normal na borda externa	:	68,04 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	26,65 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	153,69 kN/m ²

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 3

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Estabilidade Global

Distância inicial à esquerda : m
 Distância inicial à direita : m
 Distância inicial abaixo da base : m
 Máxima profundidade permitida no cálculo : m
 Centro do arco ref. ao eixo X : -0,58 m
 Centro do arco ref. ao eixo Y : 4,38 m
 Raio do arco : 5,24 m
 Número de superfícies pesquisadas : 72

Coef. de Segurança Contra a Rup. Global : 1,71

Estabilidade Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	2,04	51,41	7,46	35,18	4,98	43,47	37,57	580,79
2	1,00	18,08	-0,34	9,73	-0,34	32,29	16,80	

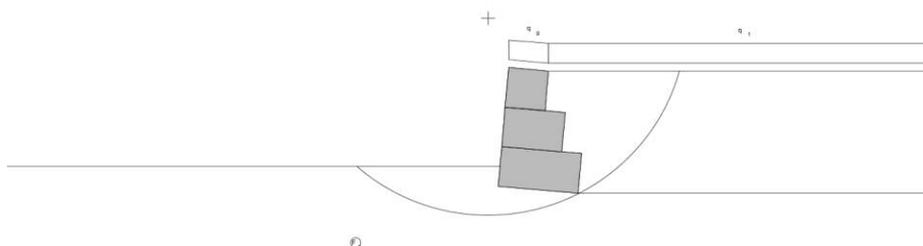
GawacWin 2003**Resumo**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 4

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

**DADOS SOBRE O SOLO**

Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	15,30	5,38	30,12	F _s	18,00	0,00	32,00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q _g	20,00		
q ₁	20,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	OK*	Tensão na base (esquerda)	48,45kN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento	OK*	Tensão na base (direita)	19,15kN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global	1,95	Máxima tensão admissível	192,32kN/m ²

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 4

Arquivo: Combinações

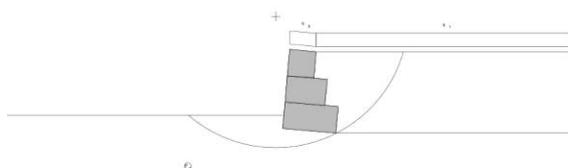
Data: 22/10/2017

DADOS DE ENTRADA

Dados sobre o muro

Inclinação do muro : 5,00 graus
 Peso específico da pedra : 25,00 kN/m³
 Porosidade dos gabiões : 30,00 %
 Geotêxtil no terrapleno : Sim
 Redução do atrito : 5,00 %
 Geotêxtil sob a base : Não
 Redução do atrito : %
 Malha e diâm. do arame: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	2,00	1,00	-
2	1,50	1,00	0,00
3	1,00	1,00	0,00



Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Peso específico do solo : 15,30 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 30,12 graus
 Coesão do solo : 5,38 kN/m²

Camadas Adicionais no Terrapleno

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 4

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior : 0,50 m
 Comprimento inicial : 20,00 m
 Inclinação : 0,00 graus
 Peso específico do solo : 18,00 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 32,00 graus
 Coesão do solo : 0,00 kN/m²
 Pressão adm. na fundação : kN/m²
 Altura do nível d'água : 3,00 m

Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
--------	------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial : m
 Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 2º trecho : 0,00 m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno
 Primeiro trecho : 20,00 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuídas sobre o muro
 Carga : 20,00 kN/m²

Linhas de carga sobre o terrapleno

Carga 1 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Linha de carga sobre o muro

Carga : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente horizontal : Coeficiente vertical :

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 4

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

RESULTADOS DAS ANÁLISES

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,00 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,00 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	42,05 graus
Empuxo Passivo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,01 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,17 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	67,60 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,86 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,07 m
Força tangente sob a base	:	-5,91 kN/m
Força resistente na base	:	42,24 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento : **OK***

*Não aplicável. Empuxo ativo muito reduzido

Tombamento

Momento Atuante	:	0,00 kN/m x m
Momento Resistente	:	57,83 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento : **OK***

*Não aplicável. Momento ativo negativo

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	:	0,14 m
Tensão normal na borda externa	:	48,45 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	19,15 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	192,32 kN/m ²

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 4

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Estabilidade Global

Distância inicial à esquerda : m
 Distância inicial à direita : m
 Distância inicial abaixo da base : m
 Máxima profundidade permitida no cálculo : m
 Centro do arco ref. ao eixo X : -0,26 m
 Centro do arco ref. ao eixo Y : 4,24 m
 Raio do arco : 4,98 m
 Número de superfícies pesquisadas : 67

Coef. de Segurança Contra a Rup. Global : 1,95

Estabilidade Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	2,04	46,41	-4,06	32,39	-2,71	41,16	33,25	580,79
2	1,00	30,52	-2,67	17,47	-2,67	40,87	26,66	

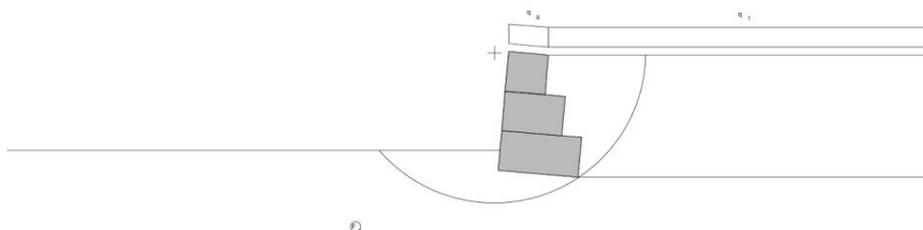
GawacWin 2003**Resumo**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 5

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

**DADOS SOBRE O SOLO**

Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	15,30	5,38	30,12	F _s	18,00	0,00	32,00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q _g	50,00		
q ₁	50,00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	OK*	Tensão na base (esquerda)	74,04kN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento	OK*	Tensão na base (direita)	23,45kN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global	1,53	Máxima tensão admissível	192,32kN/m ²

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 5

Arquivo: Combinações

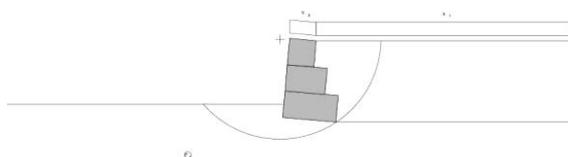
Data: 22/10/2017

DADOS DE ENTRADA

Dados sobre o muro

Inclinação do muro : 5,00 graus
 Peso específico da pedra : 25,00 kN/m³
 Porosidade dos gabiões : 30,00 %
 Geotêxtil no terraplano : Sim
 Redução do atrito : 5,00 %
 Geotêxtil sob a base : Não
 Redução do atrito : %
 Malha e diâm. do arame: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	2,00	1,00	-
2	1,50	1,00	0,00
3	1,00	1,00	0,00



Dados sobre o terraplano

Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Peso específico do solo : 15,30 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 30,12 graus
 Coesão do solo : 5,38 kN/m²

Camadas Adicionais no Terraplano

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 5

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior : 0,50 m
 Comprimento inicial : 20,00 m
 Inclinação : 0,00 graus
 Peso específico do solo : 18,00 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 32,00 graus
 Coesão do solo : 0,00 kN/m²
 Pressão adm. na fundação : kN/m²
 Altura do nível d'água : 6,00 m

Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
--------	------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial : m
 Inclinação do 1º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 20,00 m
 Inclinação do 2º trecho : 0,00 graus
 Comprimento do 2º trecho : 0,00 m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno
 Primeiro trecho : 50,00 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuídas sobre o muro
 Carga : 50,00 kN/m²

Linhas de carga sobre o terrapleno

Carga 1 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Linha de carga sobre o muro

Carga : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Dados sobre as ações sísmicas

Coefficiente horizontal : Coeficiente vertical :

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 5

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

RESULTADOS DAS ANÁLISES

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,00 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,00 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	42,05 graus
Empuxo Passivo	:	0,00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,01 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,17 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	97,49 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,83 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,07 m
Força tangente sob a base	:	-8,53 kN/m
Força resistente na base	:	60,92 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento : **OK***

*Não aplicável. Empuxo ativo muito reduzido

Tombamento

Momento Atuante	:	0,00 kN/m x m
Momento Resistente	:	80,62 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento : **OK***

*Não aplicável. Momento ativo negativo

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	:	0,17 m
Tensão normal na borda externa	:	74,04 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	23,45 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	192,32 kN/m ²

GawacWin 2003**Página 4**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Combinação 5

Arquivo: Combinações

Data: 22/10/2017

Estabilidade Global

Distância inicial à esquerda : m
 Distância inicial à direita : m
 Distância inicial abaixo da base : m
 Máxima profundidade permitida no cálculo : m
 Centro do arco ref. ao eixo X : -0,10 m
 Centro do arco ref. ao eixo Y : 2,96 m
 Raio do arco : 3,79 m
 Número de superfícies pesquisadas : 69

Coef. de Segurança Contra a Rup. Global : **1,53****Estabilidade Interna**

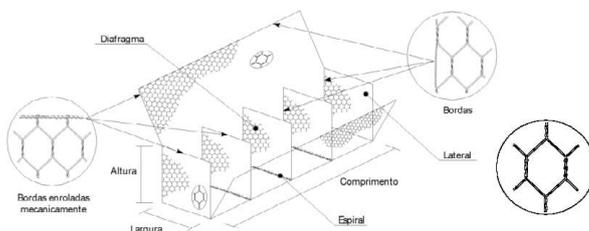
Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	2,04	76,30	-6,68	52,56	-4,45	54,91	55,38	580,79
2	1,00	60,40	-5,28	35,02	-5,28	61,50	52,09	

Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.

ANEXO A – Especificações técnicas do gabião tipo caixa

MACCAFERRI**ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA**

Rev. 02; Data 08.2016

GABIÃO CAIXA - GALMAC® 4R-P**EM MALHA HEXAGONAL DE DUPLA TORÇÃO COM REVESTIMENTO GALMAC® 4R E POLÍMERO**

Os Gabiões Caixa GalMac® 4R-P Maccaferri são elementos prismáticos retangulares, confeccionados com malha hexagonal de dupla torção produzida com arames de aço de baixo teor de carbono, revestidos com liga GalMac® 4R e adicionalmente revestidos com polímero especialmente desenvolvido para obras de engenharia.

A liga GalMac® 4R Maccaferri e o polímero desenvolvido garantem maior aderência à alma de aço, o que é fundamental para uma eficaz proteção contra a corrosão, garantindo maior durabilidade, mesmo nas mais severas condições de utilização.

Os gabhões são subdivididos em células por diafragmas que reforçam os elementos, aumentando a rigidez das estruturas construídas. As bordas dos painéis de malha, que formam os gabhões, são constituídas por arames de diâmetro maior que o da malha hexagonal, fortalecendo as estruturas e facilitando sua montagem e instalação.

Propriedades mecânicas e físicas		Normas de referência	
Resistência a tração da malha ⁽¹⁾	kN/m	40	EN 10223-3
Resistência de conexão na borda ⁽²⁾	kN/m	27	EN 10223-3
Tensão de ruptura do arame ⁽³⁾	MPa	350 a 500 - Classe A	NBR 8964 / ASTM A641 / NB 709
Alongamento na ruptura do arame ⁽³⁾	%	8 - Classe A	NBR 8964 / ASTM A641 / NB 709
Tipo de malha		8x10	NBR 10514 / EN 10223-3
Diâmetro do arame da malha	mm	2,4	NBR 10514 / EN 10223-3
Diâmetro do arame de borda	mm	3,0	NBR 10514 / EN 10223-3

Propriedades de durabilidade		Normas de referência	
Revestimento metálico	Zn90Al10-MM	NBR 8964 / EN 10223-3	
Quantidade de revestimento metálico ⁽³⁾	230 g/m ²	NBR 8964 / EN 10223-3	
Aderência do revestimento metálico ⁽³⁾	De acordo com a definição das normas vigentes	NBR 8964 / ASTM A641 (Item 10)	
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio Kesternich)	Menos de 5% de oxidação do aço após 56 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm ³ SO ₂ para 2 dm ³ água)	
Resistência à névoa salina	Menos de 5% de oxidação do aço após 2000 horas de teste	EN ISO 9227	

Propriedades geométricas dos Gabiões Caixa ⁽⁴⁾						Propriedades do recobrimento polimérico ⁽⁵⁾			
Comprimento das caixas	m	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	Espessura mínima	mm	0,40
Largura das caixas	m	1,0					Densidade	kg/dm ³	1,30 a 1,35
Altura das caixas	m	0,5	1,0				Dureza	shore D	50 a 60
Tolerância no comprimento	%	+/- 3					Resistência à tração	MPa	20,6
Tolerância na largura e na altura	%	+/- 5					Módulo de Elasticidade	MPa	18,6
							Temperatura de fragilidade	°C	-9
							Resistência à Abrasão	% de perda	< 12

Características do Gabião Caixa Maccaferri / Amarração e atirantamento

O lado inferior dos painéis deve ser fixado ao pano de base, durante a produção, através do enrolamento mecânico das suas pontas livres ao redor do arame de borda.

O lado inferior dos diafragmas deve ser costurado ao pano de base, durante a fabricação, com uma espiral de arame de diâmetro 2,2 mm.

Com os Gabiões Caixa são necessários dispositivos contínuos de conexão, para as operações de amarração e atirantamento, estes dispositivos são metálicos, sendo produzidos com o mesmo tipo de aço utilizado para a fabricação das malhas dos Gabiões Caixa, garantindo que a estrutura apresente características monolíticas e de mesma resistência, durabilidade e desempenho.

⁽¹⁾ Sentido paralelo às torções;

⁽²⁾ Valores obtidos em nossos laboratórios, em provas similares às utilizadas para a obtenção da resistência da malha (item 9.3 da norma EN 10223-3);

⁽³⁾ Ensaio realizado a cada 3 toneladas de material produzido;

⁽⁴⁾ Outras medidas disponíveis mediante consulta e solicitação prévia;

⁽⁵⁾ Todos os valores em acordo com as Normas: **NBR 8964**.

MACCAFERRI
AMERICA LATINA

A Maccaferri reserva-se o direito de revisar estas especificações em qualquer momento, de acordo com as características dos produtos fabricados.

www.maccaferri.com/br

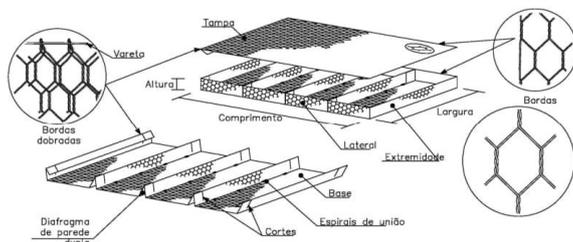
Sistema de Gestão de Qualidade
Certificado de Conformidade com a
Norma ISO 9001

ISO
9001

ANEXO B – Especificações técnicas do gabião tipo colchão reno

MACCAFERRI**ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA**

Rev. 02 ; Data 09.2016

COLCHÃO RENO® - GALMAC® 4R-P**EM MALHA HEXAGONAL DE DUPLA TORÇÃO COM REVESTIMENTO GALMAC® 4R E POLÍMERO**

Os Colchões Reno® - GalMac® 4R-P Maccaferri são elementos prismáticos retangulares, confeccionados com malha hexagonal de dupla torção produzida com arames de aço de baixo teor de carbono, revestidos com a liga GalMac 4R e adicionalmente revestidos com polímero especialmente desenvolvido para obras de engenharia.

A Liga GalMac® 4R e o polímero desenvolvido garantem maior aderência à alma de aço, o que é fundamental para uma eficaz proteção contra a corrosão, garantindo maior durabilidade, mesmo nas mais severas condições de utilização.

Os colchões são subdivididos em células por diafragmas de parede dupla, que reforçam os elementos, aumentando a rigidez das estruturas construídas. As bordas dos painéis de malha, que formam os colchões, são constituídas por arames de diâmetro maior que o da malha hexagonal, fortalecendo as estruturas e facilitando sua montagem e instalação.

Propriedades físicas e mecânicas			Normas de referência	
Resistência à tração da malha ⁽¹⁾	kN/m	32	EN 10223-3	
Resistência de conexão na borda ⁽²⁾	kN/m	21	EN 10223-3	
Tensão de ruptura do arame ⁽³⁾	MPa	350 a 500 - Classe A	NBR 8964 / ASTM A641 / NB 709	
Alongamento do arame na ruptura ⁽³⁾	%	8 - Classe A	NBR 8964 / ASTM A641 / NB 709	
Tipo de Malha		6x8	NBR 10514 / EN 10223-3	
Diâmetro do arame da malha	mm	2,0	NBR 10514 / EN 10223-3	
Diâmetro do arame de borda	mm	2,4	NBR 10514 / EN 10223-3	

Propriedades de durabilidade			Normas de referência	
Revestimento metálico	Zn90Al10-MM		NBR 8964 / EN 10223-3	
Quantidade de revestimento metálico ⁽³⁾	220 g/m ²		NBR 8964 / EN 10223-3	
Aderência do revestimento metálico ⁽³⁾	De acordo com a definição das Normas vigentes		NBR 8964 / ASTM A641 (Item 10)	
Resistência à corrosão e envelhecimento (Ensaio Kesternich)	Menos de 5% de oxidação do aço após 56 ciclos		EN ISO 6988 (0,2 dm ³ SO ₂ para 2 dm ³ de água)	
Resistência à Névoa Salina	Menos de 5% de oxidação do aço após 2000 horas de teste		EN ISO 9227	

Propriedades geométricas dos Colchões Reno® GalMac® 4R-P ⁽⁴⁾					
Comprimento dos colchões	m	3,0	4,0	5,0	6,0
Largura dos colchões	m	2,0			
Altura dos colchões	m	0,17	0,23	0,30	
Tolerância no comprimento	%	+/- 3			
Tolerância na largura e na altura	%	+/- 5			

Propriedades do revestimento polimérico ⁽⁵⁾		
Espessura mínima	mm	0,40
Densidade	kg/dm ³	1,30 a 1,35
Dureza	shore D	50 a 60
Resistência à tração	MPa	20,6
Módulo de Elasticidade	MPa	18,6
Temperatura de fragilidade	°C	-9
Resistência à Abrasão	% de perda	< 12

Características dos Colchões Reno® - GalMac® 4R-P Maccaferri / Amarração e atirantamento

Base, paredes laterais, diafragmas e paredes das extremidades do colchão Reno são formadas a partir de um único pano de tela. Para facilitar a montagem do colchão Reno, a base deve ser cortada, durante o processo de fabricação, nos diafragmas e nas laterais.

Com os Colchões Reno® são necessários dispositivos contínuos de conexão, para as operações de amarração e atirantamento, estes dispositivos são metálicos, sendo produzidos com o mesmo tipo de aço utilizado para a fabricação das malhas dos Colchões Reno®, garantindo que a estrutura apresente características monolíticas e de mesma resistência, durabilidade e desempenho.

Quando instalados e cheios de pedra, os Colchões Reno® se convertem em elementos flexíveis, armados, drenantes e aptos a serem utilizados na construção dos mais diversos tipos de estruturas, com destaque para o revestimento de taludes e canalizações.

⁽¹⁾ Sentido paralelo às torções;

⁽²⁾ Valores obtidos em nossos laboratórios, em provas similares às utilizadas para a obtenção da resistência da malha (item 9.3 da norma EN 10223-3);

⁽³⁾ Ensaio realizado a cada 3 toneladas de material produzido;

⁽⁴⁾ Outras medidas disponíveis mediante consulta e solicitação prévia;

⁽⁵⁾ Todos os valores em acordo com a Norma: **NBR 8964**.

MACCAFERRI
AMERICA LATINA

A Maccaferri reserva-se o direito de revisar estas especificações em qualquer momento, de acordo com as características dos produtos fabricados.

www.maccaferri.com/br

Sistema de Gestão de Qualidade
Certificado de Conformidade com a
Norma ISO 9001

ISO
9001



UNIVATES

R. Avelino Tallini, 171 | Bairro Universitário | Lajeado | RS | Brasil
CEP 95900.000 | Cx. Postal 155 | Fone: (51) 3714.7000
www.univates.br | 0800 7 07 08 09