



**UNISUL**

**UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA**

**GABRIELA PIN MARCANTE**

**CONTENÇÃO DE TALUDES RODOVIÁRIOS EM SITUAÇÕES EMERGENCIAIS  
ESTUDO DE CASO BR-282/SC**

Palhoça  
2017

**GABRIELA PIN MARCANTE**

**CONTENÇÃO DE TALUDES RODOVIÁRIOS EM SITUAÇÕES EMERGENCIAIS  
ESTUDO DE CASO BR-282/SC**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia Civil  
da Universidade do Sul de Santa Catarina  
como requisito parcial à obtenção do título  
de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Huri Alexandre Raimundo, Msc.

Palhoça

2017

GABRIELA PIN MARCANTE

CONTENÇÃO DE TALUDES RODOVIÁRIOS EM SITUAÇÕES EMERGENCIAIS  
ESTUDO DE CASO BR-282/SC

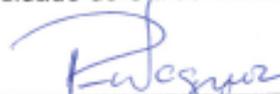
Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de Engenheira Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina.

Palhoça, 8 de novembro de 2017.



---

Professor e orientador Huri Alexandre Raimundo, Msc.  
Universidade do Sul de Santa Catarina



---

Professor Paulo Wagner  
Universidade do Sul de Santa Catarina



---

Eng.º Civil João José da Silveira Vieira  
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar agradeço à Deus que permitiu que tudo isso acontecesse. Agradeço pelo dom da vida. Sem Ele nada disso seria possível.

Agradeço aos meus pais, pelo amor incondicional a mim dado, pelo apoio ao longo dos anos de graduação e principalmente pela paciência nos últimos meses. Agradeço por cada palavra de apoio, por cada conselho, por todo cuidado. Vocês são os principais responsáveis por eu estar aqui. Amarei e serei eternamente grata a vocês.

Agradeço ao Eng.<sup>o</sup> Vieira por ser a primeira pessoa a me abrir portas. Agradeço por ter acreditado no meu potencial, mesmo quando eu não possuía conhecimentos na área de Engenharia. Agradeço por todos os ensinamentos e paciência. Nunca poderei mensurar o tamanho da minha gratidão, apenas posso dizer muito obrigada.

Agradeço aos meus colegas de estágio, em particular ao Eng.<sup>o</sup> Carlos, o qual ao longo dos últimos dois anos me auxiliou e me ensinou. Agradeço pelas inúmeras explicações para aquelas mesmas perguntas inúmeras e inúmeras vezes.

Agradeço aos meus professores ao longo desses anos de graduação, agradeço pelos ensinamentos e convívio ao longo dessa fase, que certamente é uma das mais importantes da minha vida.

Por último agradeço ao meu professor e orientador Huri, por todos os ensinamentos, por ter aceitado ser meu orientador ao longo destes últimos meses, acreditando na minha capacidade e me proporcionando orientação para o desenvolvimento deste trabalho.

“Mas aqueles que esperam no Senhor renovam as suas forças. Voam bem alto como águias; correm e não ficam exaustos, andam e não se cansam.” (Is 40:31)

## RESUMO

O presente trabalho pesquisou o processo legal referente às obras emergenciais mediante dispensa de licitação para obras públicas com dois exemplos práticos de contenção de talude em cabeceiras de pontes, situadas na Rodovia Federal BR-282/SC. Com base na topografia e no projeto utilizado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, procurou-se delimitar as condições de contorno para reestudar a solução adotada em cada caso. Para isso, foi realizada coleta de amostras do solo do terrapleno, analisadas as sondagens da fundação e executados ensaios de compactação e cisalhamento direto para a obtenção dos parâmetros do solo. Em seguida, através do software GwacWin, foi realizado o estudo de estabilidade das estruturas em questão. Os resultados mostraram que a solução aplicada pelo órgão rodoviário em ambos os casos é aplicável, sendo que seria possível otimizá-las em função dos parâmetros geotécnicos obtidos.

Palavras-chave: Situações Emergenciais. Estruturas de Contenção. Muro de Gabião. Verificação da Estabilidade.

## **ABSTRACT**

The present work investigated the legal process related to the emergency works by exemption from bidding for public works with two practical examples of slope containment in headwaters of bridges located on Federal Highway BR-282 / SC. Based on the topography and the design used by the National Department of Transport Infrastructure, we tried to delimit the boundary conditions to re-evaluate the solution adopted in each case. For this, soil samples were collected from the embankment, the foundation soundings were analyzed and compaction and direct shear tests were performed to obtain the soil parameters. Then, through the GwacWin software, the stability study of the structures in question was carried out. The results showed that the solution applied by the road agency in both cases is applicable, and it would be possible to optimize them according to the geotechnical parameters obtained.

**Keywords:** Emergencies. Containment Structures. Wall of Gabion. Stabilization Veirification.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Escala de velocidade de Vernes para classificação dos deslocamentos de terra.....	21
Figura 2 – Escorregamento devido à evolução da erosão .....	24
Figura 3 – Escorregamento devido à evolução da erosão .....	24
Figura 4 – Gabaritos inclinações estabelecidas empiricamente.....	25
Figura 5 – Escorregamento causado por descontinuidade .....	25
Figura 6 – Ruptura de talude motivada pela obstrução de sistema de drenagem, infiltração de água represada e fluxo através do maciço .....	26
Figura 7 – Problema em aterros sobre solos moles .....	27
Figura 8 – Recalques excessivos causados pela má compactação de aterros.....	28
Figura 9 – Queda de blocos em taludes de rochas ígneas .....	29
Figura 10 – Queda de blocos em taludes de rochas sedimentares.....	29
Figura 11 – Fluxograma de obras de estabilização de taludes .....	30
Figura 12 – Programa genérico de atividades visando medidas corretivas de escorregamentos.....	31
Figura 13 – Principais fases de trabalho na estabilização de taludes .....	32
Figura 14 – Exemplo de adequação de projeto durante a execução .....	32
Figura 15 – Exemplo de alteração no perfil previsto em projeto, fase de estudos para perfil real na execução .....	33
Figura 16 – Muro de gabiões com degraus externos e internos.....	35
Figura 17 – Contenção em gabiões e tipos .....	36
Figura 18 – Muro de gabião caixa e gabião colchão .....	36
Figura 19 – Muro crib-wall .....	39
Figura 20 – Demonstrativo da estrutura em cortinas atirantadas.....	40
Figura 21 – Tipos de ruptura de muros de gabiões.....	41
Figura 22 – Forças que atuam sobre a estrutura de arrimo .....	42
Figura 23 – Esforços no muro (a) Coulomb (b) Rankine .....	44
Figura 24 – Desenho esquemático da caixa de cisalhamento .....	49
Figura 25 – Verificação quanto ao deslizamento.....	50
Figura 26 – Medidas para aumentar FS contra o deslizamento da base do muro ....	51
Figura 27 – Verificação quanto ao tombamento.....	52
Figura 28 – Esforços atuantes base do muro e capacidade carga da fundação.....	53

Figura 29 – Capacidade de carga da fundação (resultante fora do núcleo).....	55
Figura 30 – Estabilidade global. ....	55
Figura 31 – Método de Bishop (superfície de ruptura cilíndrica).. ....	56
Figura 32 – Forças que agem sobre cada lamela. ....	58
Figura 33 – Localização do local de estudo. ....	60
Figura 34 – Ensaio de compactação com cilindro e soquete pequenos ....	61
Figura 35 – Vista do encontro Leste da ponte.....	63
Figura 36 – Encontro Leste (erosão sob o acostamento norte – LD, junto a placa da ponte).. ....	63
Figura 37 – Vista do Rio Matias – Lado de montante (margem à direita da foto bastante erodida).. ....	64
Figura 38 – Vista do lado interno do encontro Leste da ponte. Percebe-se uma exposição das estacas sob o bloco norte devido ao avanço progressivo de afundamento da margem leste do rio. Vê-se ainda a erosão avançada da porção norte (lado esquerdo da foto) do encontro e a ruptura do gabião junto ao bloco norte.. ....	64
Figura 39 – Vista do conjunto de fundações lado Leste da ponte. O bloco norte (à esquerda da foto) estava a cerca de 2,5 metros do nível da margem do rio, situação provocada pelo avanço progressivo da erosão da margem do rio. Ao fundo vê-se o deslocamento do gabião em direção ao bloco norte. ....	65
Figura 40 – Detalhe da erosão progressiva junto à cabeceira norte da ponte, provocada pela curvacidade do rio imediatamente antes da ponte.....	65
Figura 41 – Tomada da erosão na cabeceira leste da ponte, lado norte (direito da foto), avançando sob o acostamento e colocando em risco a integridade do leito estradal. Não há laje de transição.....	66
Figura 42 – Vista inferior da erosão junto a cabeceira leste, lado norte.....	66
Figura 43 – Bloco norte da fundação leste da ponte. São 5 estacas revestidas nos primeiros 2,5 metros por tubos de concreto. Vê-se que a erosão da margem deixou a estaca exposta e o enchimento dos tubos se perdeu, deixando a estaca desprotegida no interior dos tubos.....	67
Figura 44 – (a) Vista infra-meso-super estrutura do bloco norte. (b) Detalhe do rompimento do gabião atrás do bloco (uma das caixas de tela esvaziada com a saída das pedras) .....	67

Figura 45 – Vista da fundação leste. Bloco sul (à direita da foto) em condição mais favorável.....	68
Figura 46 – Vista do bloco sul do encontro leste. Por trás do bloco sul o gabião estava preservado, ruptura do gabião incidindo sobre o bloco norte (ao fundo da foto) .....	68
Figura 47 – Vista da ruptura do gabião junto ao bloco norte. Vê-se as trincas de ruptura indicando rotação na direção do bloco norte.....	69
Figura 48 – Face norte do encabeçamento leste da ponte. Vê-se a rotação do gabião junto a face de trás do bloco norte e a perda de material (solo) por trás do gabião, processo que avançou até o topo do aterro, abaixo do revestimento do acostamento, deixando o acostamento pendurado e expondo o encabeçamento da ponte no encontro do aterro .....	69
Figura 49 – Vista da erosão junto a face norte do encontro leste da ponte, demonstrando que o acostamento se encontrava pendurado, com perda de material sob o acostamento que já atingindo a projeção da pista de rolamento, processo que se não fosse contido urgentemente poderia representar risco ao usuário e interdição da pista.....	70
Figura 50 – Aproximação do avanço da erosão que atingiu o encontro leste da ponte, representado por perda do aterro junto a face norte do encontro, descalçando o acostamento. A continuidade deste processo, sobretudo se houver elevação do nível d'água do rio, pode representar a perda do encontro e interdição da pista de sentido Florianópolis – Lages .....	70
Figura 51 – Vista da face norte da ponte (sentido montante – jusante), onde se visualiza o curso d'água, a rotação do gabião na direção do bloco norte de fundação e a erosão junto ao encontro leste .....	71
Figura 52 – Vista dos blocos, pilares e gabião do encontro oeste, demonstrando a preservação desta face. O encabeçamento da ponte no lado oeste era idêntico ao lado leste que hoje se apresenta com problema .....	71
Figura 53 – Planta baixa projeto muro de gabião.....	73
Figura 54 – Seção Muros 1 e 3, Estaca 01 .....	74
Figura 55 – Seção Muros 1 e 2, Estaca 02 .....	74
Figura 56 – Muro 2 posicionado no software GawacWin .....	75
Figura 57 – Muro de gabião posicionado, seção crítica .....	77
Figura 58 – Muro de gabião posicionado, visão geral .....	77

Figura 59 – Vista (sentido Lages – Florianópolis) do aterro rompido na cabeceira leste da Ponte sobre o Rio Bonito.....	79
Figura 60 – Vista sentido Florianópolis – Lages: perda da estrutura superficial da pista junto ao bordo direito.....	79
Figura 61 – Vista de cima do pavimento da ruptura na cabeceira leste (apesar de ter rompido apenas parte do pavimento, o comprometimento do aterro abaixo do pavimento foi bem maior, como se verá nas imagens posteriores).....	80
Figura 62 – Fissura no pavimento a 6,35 m da viga transversal da ponte, delimitando a área em risco referente a cabeceira leste .....	80
Figura 63 – Fissura com abertura variando de 0,5 a 2 cm. Percebeu-se aumento da abertura com a passagem do tráfego, evidenciando o risco iminente de ruptura .....	81
Figura 64 – Outra fissura na cabeceira leste, junto a viga transversal da ponte, demonstrando que o pavimento estava descalçado e com risco de queda. Esta fissura apresentava abertura de 1 a 2 centímetros e diferença de nível de 0,5 cm.....	81
Figura 65 – Queda do aterro de encontro, ao passo que demonstra que o pavimento ficou suspenso .....	82
Figura 66 – Vista de baixo para cima da ruptura, evidenciando a extensão do problema, demonstrando a perda de material e a porção do pavimento que se encontrou sem sustentação (entre a viga transversal e o solo não rompido), com enorme risco de queda instantânea, além de não apresentar resistência para suporte do tráfego. Não há laje de transição.....	82
Figura 67 – Vista (sentido Florianópolis – Lages) evidenciando a ruptura do aterro de encontro no lado direito da cabeceira leste da Ponte e o arrancamento das placas de concreto que protegiam a face do talude .....	83
Figura 68 – Planta baixa projeto.....	84
Figura 69 – Seção do muro .....	85
Figura 70 – Muro desenhado no software GawacWin.....	85
Figura 71 – Muro de gabião posicionado .....	87
Figura 72 – Muro de gabião posicionado .....	87

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características e limitações da solução de Rankine .....	44
Tabela 2 – Valores típicos de parâmetros geotécnicos .....	46
Tabela 3 – Relatório Tabela de Parâmetros Médios do Solo .....	47
Tabela 4 – Energias de Compactação .....	48
Tabela 5 – Fatores de capacidade de carga .....	54
Tabela 6 – Parâmetros do Solo .....	76
Tabela 7 – Análises de estabilidade .....	76
Tabela 8 – Parâmetros do Solo .....	86
Tabela 9 – Análises de estabilidade .....	86
Tabela 10 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 18,10 kN/m <sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito .....	88
Tabela 11 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em 35,50° e variada a coesão .....	89
Tabela 12 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 0 kN/m <sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito .....	90
Tabela 13 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em 30,00° e variada a coesão .....	91
Tabela 14 – Variação na inclinação do muro utilizando os mesmos parâmetros do solo do estudo de caso .....	92
Tabela 15 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 26,50 kN/m <sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito .....	93
Tabela 16 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em 32,20° e variada a coesão .....	94
Tabela 17 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 0 kN/m <sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito .....	95
Tabela 18 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em 30,00° e variada a coesão .....	96
Tabela 19 – Variação na inclinação do muro utilizando os mesmos parâmetros do solo do estudo de caso .....	97

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 18,10 kN/m <sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito .....	88
Gráfico 2 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em 35,50° e variada a coesão.....	89
Gráfico 3 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 0 kN/m <sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito .....	90
Gráfico 4 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em 30,00° e variada a coesão.....	91
Gráfico 5 – Variação na inclinação do muro utilizando os mesmos parâmetros do solo do estudo de caso .....	92
Gráfico 6 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 26,50 kN/m <sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito .....	93
Gráfico 7 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em 32,20° e variada a coesão.....	94
Gráfico 8 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 0 kN/m <sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito .....	95
Gráfico 9 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em 30,00° e variada a coesão.....	96
Gráfico 10 – Variação na inclinação do muro utilizando os mesmos parâmetros do solo do estudo de caso .....	97

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>12</b>
1.1	JUSTIFICATIVA	13
1.2	OBJETIVOS	13
1.2.1	<b>Objetivo Geral</b>	<b>13</b>
1.2.2	<b>Objetivos Específicos</b>	<b>13</b>
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	14
1.4	METODOLOGIA	14
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>16</b>
2.1	SITUAÇÕES EMERGENCIAIS	16
2.1.1	<b>Lei 8.666/93 – Dispensa de Licitação</b>	<b>16</b>
2.1.2	<b>Legislação Aplicada ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) – Instrução de Serviço nº 17/2016</b>	<b>17</b>
2.2	CONTENÇÃO DE TALUDES RODOVIÁRIOS	20
2.2.1	<b>Taludes</b>	<b>20</b>
2.2.2	<b>Estabilidade de Taludes</b>	<b>20</b>
2.2.3	<b>Principais Ações Instabilizadoras</b>	<b>22</b>
<b>2.3</b>	<b>MEDIDAS PARA ESTABILIZAÇÃO – ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO</b>	<b>29</b>
2.3.1	<b>Muros de Gravidade</b>	<b>34</b>
2.3.1.1	Muro de Gabião	34
2.3.1.2	Muro de Concreto Ciclópico	38
2.3.1.3	Muro de Pedra Seca	38
2.3.1.4	Muro de Pedra Argamassada	38
2.3.1.5	Crib-Wall	39
2.3.2	<b>Muro de Concreto Armado</b>	<b>39</b>
2.3.3	<b>Cortina Atirantada</b>	<b>40</b>
<b>2.4</b>	<b>ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MURO DE GRAVIDADE</b>	<b>41</b>
2.4.1	<b>Forças que Atuam sobre a Estrutura – Determinação dos Empuxos</b>	<b>42</b>
2.4.2	<b>Determinação dos Parâmetros do Solo</b>	<b>46</b>
2.4.2.1	Através de parâmetros típicos e correlações	46
2.4.2.2	Através de ensaios	48
2.4.2.2.1	<i>Ensaio de Compactação</i>	48
2.4.2.2.2	<i>Ensaio de Cisalhamento Direto</i>	49

2.4.3	Verificação da Estabilidade Contra o Deslizamento .....	50
2.4.4	Verificação da Estabilidade Contra o Tombamento.....	51
2.4.5	Verificação das Pressões Aplicadas à Fundação .....	53
2.4.6	Verificação da Estabilidade Contra a Ruptura Global.....	55
2.4.7	Verificação da Estabilidade Contra a Ruptura Interna.....	58
3	<b>ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>60</b>
3.1	ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	61
3.1.1	Compactação Normal .....	61
3.1.2	Cisalhamento Direto .....	62
3.2	PONTE SOBRE O RIO MATIAS .....	62
3.2.1	Problemática.....	63
3.2.2	Solução Adotada .....	72
3.2.3	Verificação da Solução Adotada - Análise de Estabilidade.....	75
3.3	PONTE SOBRE O RIO BONITO.....	78
3.3.1	Problemática.....	78
3.3.2	Solução Adotada .....	84
3.3.3	Verificação da Solução Adotada - Análise de Estabilidade.....	85
3.4	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA .....	88
3.4.1	Variação dos Parâmetros do Solo do Terrapleno – Muro Rio Matias.....	88
3.4.2	Variação dos Parâmetros do Solo da Fundação – Muro Rio Matias.....	90
3.4.3	Variação na Inclinação do Muro – Muro Rio Matias .....	92
3.4.4	Variação dos Parâmetros do Solo do Terrapleno – Muro Rio Bonito.....	93
3.4.5	Variação dos Parâmetros do Solo da Fundação – Muro Rio Bonito .....	95
3.4.6	Variação na Inclinação do Muro – Muro Rio Bonito.....	97
3.4.7	Análises das Variações .....	98
4	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>100</b>
4.1	RECOMENDAÇÃO PARA TRABALHO FUTUROS .....	101
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>102</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>105</b>
	<b>ANEXO A – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO RIO MATIAS.....</b>	<b>106</b>
	<b>ANEXO B – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO RIO BONITO.....</b>	<b>107</b>
	<b>ANEXO C – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO RIO MATIAS .....</b>	<b>108</b>
	<b>ANEXO D – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO RIO BONITO.....</b>	<b>109</b>

<b>ANEXO E – ANÁLISE DA ESTABILIDADE MURO DE GABIÃO CABECEIRA RIO MATIAS .....</b>	<b>110</b>
<b>ANEXO F – ANÁLISE DA ESTABILIDADE MURO DE GABIÃO CABECEIRA RIO BONITO .....</b>	<b>115</b>

## 1 INTRODUÇÃO

As rodovias afetam diretamente o desenvolvimento do Brasil, sendo responsáveis por cerca de 60% da matriz de transporte de cargas e 90% de pessoas, segundo o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2009).

A gestão rodoviária tem papel primordial para permitir a operação contínua e eficiente da malha rodoviária, na qual se inclui a manutenção da rodovia, envolvendo a proteção e recuperação de taludes. Os cuidados com a manutenção impedem a ocorrência de problemas maiores, caso as intervenções ocorram na fase inicial do problema.

Segundo o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2009), em 2007 foram gastos aproximadamente R\$ 92 milhões de reais com obras de recuperação de encostas, estabilização de taludes, eliminação de erosões, totalizando 33,5% do total gasto com obras emergenciais em rodovias federais.

O processo erosivo é um dos principais responsáveis pela ruptura de taludes, bem como por uma extensa gama de impactos ambientais. Segundo Camapum et al. (2006, apud FINOTTI, RIBEIRO e TAVARES, 2013) a erosão é um termo associado com o processo de desgaste da superfície terrestre em solo ou rocha, pela ação do vento, da água, do gelo, de organismos vivos e pela ação antrópica.

Segundo diversos autores, a utilização de gabiões em obras de contenção é uma das soluções usualmente adotadas para o controle de erosão por serem estruturas autodrenantes, flexíveis, de fácil execução, de baixo custo em relação aos outros tipos de estruturas de contenção, de baixo impacto ambiental e por se interagirem com o meio.

Ruptura de taludes após períodos de chuvas intensas são situações corriqueiras no meio rodoviário. Em alguns casos, a instabilidade de taludes pode comprometer a trafegabilidade ou oferecer risco iminente aos usuários da rodovia.

Um dos principais problemas na gestão rodoviária se refere aos casos de ruptura de taludes que afetam a operação da rodovia, com a interdição da pista, o que requer soluções rápidas.

A escolha ideal da solução atrelada com o processo legal de dispensa de licitação para obras emergenciais torna-se um desafio, tendo em vista limitações de tempo de definição e de execução da obra.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

A solução de recuperação dos taludes rodoviários em risco ou rompidos precisa ser de rápida execução. Entretanto, no caso da administração pública, a definição da solução deve ser criteriosa e enquadrar-se nos casos de dispensa de licitação prevista na legislação, o que requer uma estimativa fundamentada para evitar custos desnecessários ou soluções onerosas sem estudos precisos.

## 1.2 OBJETIVOS

A partir da justificativa definiram-se os seguintes objetivos:

### 1.2.1 **Objetivo Geral**

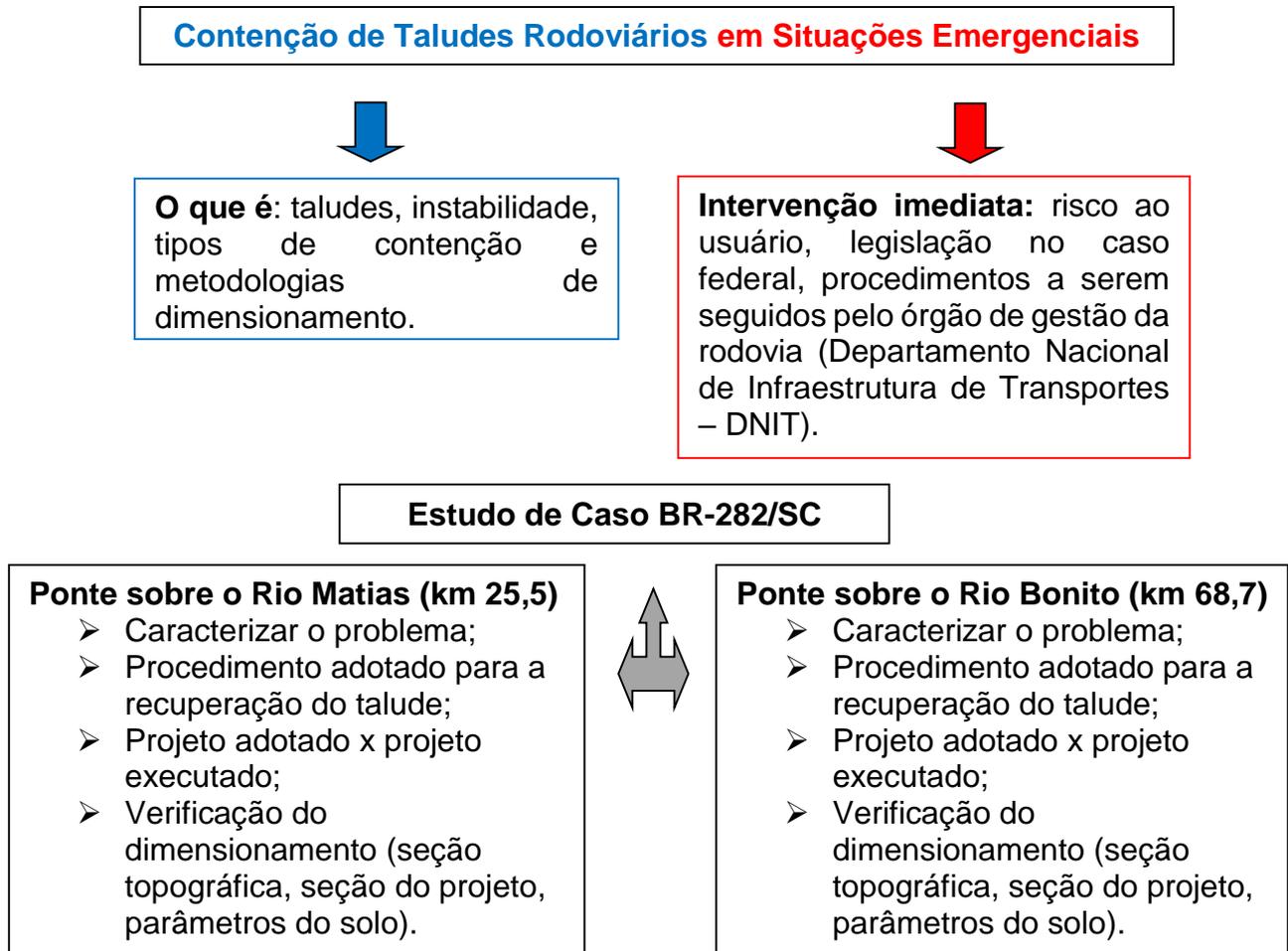
Avaliar as condições de contorno para projeto e execução de estruturas de contenção de taludes rodoviários em situações emergenciais na ótica da administração pública, verificando a estabilidade de dois muros de contenção realizados nestas situações.

### 1.2.2 **Objetivos Específicos**

Os objetivos específicos são:

- a) Demonstrar os passos para contratação de obra emergencial;
- b) Caracterizar a ruptura dos taludes sob a ótica geotécnica;
- c) Avaliar as alternativas de contenção de taludes rodoviários;
- d) Estudo de caso de ruptura de talude junto a cabeceira de pontes;

### 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO



### 1.4 METODOLOGIA

O referencial teórico deste trabalho será desenvolvido através de pesquisa bibliográfica de materiais publicados, como livros, normas, manuais, monografias, sites e apostilas.

O estudo de caso será realizado a partir dos projetos elaborados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT e por fundamentação teórica baseada em normas publicadas.

A caracterização do solo será feita mediante coleta de amostras representativas do solo dos encabeçamentos das pontes estudadas, ensaio de compactação para determinação da massa específica aparente seca máxima e a umidade ótima de cada solo. Posteriormente, ensaio de cisalhamento direto para a

obtenção dos parâmetros de resistência dos solos com os respectivos solos compactados na densidade máxima.

As análises de estabilidade serão efetuadas com utilização do software GawacWin, disponibilizado pela Maccaferri.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 SITUAÇÕES EMERGENCIAIS

#### 2.1.1 Lei 8.666/93 – Dispensa de Licitação

A Constituição da República Federativa do Brasil de 1988 deixa claro em seu artigo 37, ao regulamentar o funcionamento das atividades de administração pública direta ou indireta, conforme inciso XXI, que "ressalvados os casos especificados na legislação, as obras, serviços, compras e alienações serão contratados mediante processo de licitação pública que assegure igualdade de condições a todos os concorrentes [...]".

Porém, em alguns casos, como os especificados no artigo 24 da Lei 8.666/93, a necessidade de licitação é dispensada. Diz o inciso IV do artigo 24 da Lei 8.666/93:

Nos casos de emergência ou de calamidade pública, quando caracterizada urgência de atendimento de situação que possa ocasionar prejuízo ou comprometer a segurança de pessoas, obras, serviços, equipamentos e outros bens, públicos ou particulares, e somente para os bens necessários ao atendimento da situação emergencial ou calamitosa e para as parcelas de obras e serviços que possam ser concluídas no prazo máximo de 180 (cento e oitenta) dias consecutivos e ininterruptos, contados da ocorrência da emergência ou calamidade, vedada a prorrogação dos respectivos contratos.

No caso de desmoronamento de talude em uma rodovia, em que se tenha prejuízos ao transporte local, bem como risco aos usuários, o dispositivo legal que autoriza o atendimento da demanda em caráter emergencial é aplicável, haja vista que, no rito normal, ter-se-ia que aguardar os prazos envolvidos em um processo de licitação.

### **2.1.2 Legislação Aplicada ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) – Instrução de Serviço nº 17/2016**

No caso de rodovias federais, a administração rodoviária vinculada ao poder Executivo está a cargo do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). A regulamentação dos procedimentos relativos à dispensa de licitação em casos emergenciais é dada pela Instrução de Serviço (IS) nº 17/2016.

A Instrução de Serviço/DG/DNIT nº 17, de 31 de outubro de 2016, regula os procedimentos a serem observados na contratação, mediante dispensa de licitação, em casos de emergência, para execução de obras ou serviços e aquisição de materiais.

Para fins de dispensa de licitação, consoante o disposto no Art. 24, inciso IV da Lei nº 8.666/93, somente poderão ser considerados casos de emergência aqueles em que seja caracterizada urgência de atendimento de situação que possa ocasionar prejuízo ou comprometer a segurança de pessoas, obras, serviços, equipamentos e outros bens públicos ou particulares, além do prazo máximo de 180 (cento e oitenta) dias consecutivos e ininterruptos para a conclusão do serviço, contados da ocorrência da emergência ou calamidade, vedada a prorrogação dos respectivos contratos.

A decisão da caracterização de emergência ou da situação de risco iminente, bem como a adoção da modalidade de dispensa de licitação deve ser encaminhada pela Coordenação de Administração e Finanças ou pela Coordenação de Engenharia, com base em relatório devidamente formalizado pelo Superintendente Regional da Unidade Regional do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

São procedimentos para a expedição da Declaração da Situação de Emergência, segundo a IS 17/2016:

I – Elaboração de Relatório Técnico por servidor legalmente habilitado e no prazo de 48 (quarenta e oito) horas após o registro da ocorrência à Coordenação de Administração e Finanças ou Coordenação de Engenharia da Superintendência Regional do DNIT. O relatório deve conter a descrição dos problemas ocorridos, a indicação do local (via, trecho, subtrecho, segmento, PNV, segmento, rio, canal de navegação), as causas que os provocaram, a situação e as consequências sobre o tráfego das vias e a possível evolução dos problemas, a indicação preliminar dos

serviços necessários para o restabelecimento das condições de trafegabilidade e segurança, anexo relatório fotográfico que evidencie o problema relatado, bem como os contrato(s) de qualquer natureza nas vias, indicando se há possibilidade de utilização desse(s) contrato(s) para a solução parcial e/ou total dos problemas;

II – O Relatório Técnico poderá ter contribuição da empresa contratada para a supervisão local, bem como das empresas de apoio técnico do DNIT;

III – A Coordenação de Administração e Finanças ou Coordenação de Engenharia, diante das informações recebidas, comunicará a situação ao Superintendente Regional com a indicação das providências em andamento, tendo um prazo de até 24 (vinte e quatro) horas após o recebimento do respectivo relatório para, então, ser efetivada a contratação mediante dispensa de licitação.

IV – Em caso de confirmação da necessidade de declaração de situação de emergência, a Superintendência Regional, com o apoio de empresa (s) de supervisão contratada (s), se houver, ou de demais técnicos do DNIT, deverá elaborar um Termo de Vistoria, visando caracterizar a urgência de atendimento da situação. Este Termo deverá conter a descrição técnica do problema ocorrido e a solução proposta, orçamento das obras, plantas, projetos, levantamentos topográficos, fotografias, cronograma físico-financeiro, indicação de fontes de materiais e demais elementos técnicos que demonstrem de forma inequívoca que a solução indicada é necessário e suficiente para recuperação dos danos indicados;

V – O Termo de Vistoria deverá conter recortes de jornais locais ou periódicos, notícias divulgadas via internet, decretos municipais de decretação de situação de emergência ou calamidade pública, relatórios da Polícia Rodoviária Federal, Defesa Civil ou Capitania dos Portos, fotografias e outros documentos que evidenciem a caracterização de situação de emergência. Este Termo tem o prazo de até 15 (quinze) dias do registro da ocorrência, salvo impossibilidade devidamente justificada, e deverá ser assinado pelos técnicos que elaboraram e encaminhado à Coordenação de Administração e Finanças ou a Coordenação de Engenharia para aprovação e Declaração da Situação de Emergência, conforme Art. 145, inciso XI e Art. 150, inciso XXI (Superintendência Tipo A), bem como no Art. 161, inciso XI e Art. 166, inciso XXI (Superintendência Tipo B) e ainda Art. 177, inciso XXII (Administração Hidroviária), ambos do Regimento Interno do DNIT;

VI – Após a Declaração da Situação de Emergência, a Superintendência Regional ou a Administração Hidroviária, deverá convidar no mínimo 3 (três)

empresas em condições imediata de mobilização para apresentarem propostas de preço para a execução das obras. O convite deverá ser através de correspondência eletrônica, preferencialmente, no qual serão enviados às empresas convidadas os projetos, orçamentos e demais elementos técnicos necessários ao perfeito entendimento do que se pretende executar. Esses documentos deverão ser juntados ao processo administrativo, assim como as justificativas para a escolha das empresas selecionadas.

VII – Deverá constar exame detalhado e aceitação pela Superintendência Regional ou Administração Hidroviária dos preços unitários apresentados pela empresa executante da obra que não poderão ser superiores aos constantes do SICRO. Eventuais exceções, decorrentes de particularidades da obra que justifiquem a extrapolação desse limite, deverão estar devidamente embasadas em justificativas técnicas, acompanhadas de cálculo analítico, para cada item de serviço, que demonstre a adequabilidade do valor adotado;

VIII – A Superintendência Regional ou Administração Hidroviária deverá explicitar se os serviços objeto do contrato de emergência atendem aos problemas levantados anteriormente;

IX – Poderá por ato discricionário da Superintendência Regional ou da Administração Hidroviária, ser marcada uma Sessão de Apresentação das Propostas de Preços, num prazo não superior à 20 (vinte) dias do registro da ocorrência;

X – Os documentos acima citados deverão ser submetidos à apreciação jurídica da Procuradoria Federal Especializada junto à Superintendência Regional ou na Administração Hidroviária (substituto Procuradoria Federal Especializada/DNIT/SEDE), para manifestação quanto ao amparo legal aos atos até então praticados; e

XI – Estando caracterizada a situação emergencial e já definida a empresa executora, cabe à Coordenação de Administração e Finanças ou à Coordenação de Engenharia promover a consequente adoção da dispensa de licitação para a execução das obras.

## 2.2 CONTENÇÃO DE TALUDES RODOVIÁRIOS

### 2.2.1 Taludes

Em linhas gerais, segundo definições encontradas em diversas bibliografias, taludes podem ser entendidos como uma superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha, sendo comum a subdivisão em artificial e natural.

Segundo Marangon (2009), os taludes naturais são conhecidos também como encostas e sua estrutura é conhecida somente através de estudos geotécnicos. São paisagens naturais dinâmicas, alterando-se continuamente ao longo do tempo através de fatores geológicos. Em contrapartida, taludes artificiais são os declives construídos pelo homem, alterando topografia, permitindo conhecimento e controle maior do maciço contra instabilidade.

### 2.2.2 Estabilidade de Taludes

A ocorrência de um escorregamento de terra, principalmente em áreas urbanas cujas encostas têm sua ocupação inadequada, tem levado a inúmeras fatalidades.

Segundo Terzaghi (1925, apud MARANGON, 2009), o movimento dos maciços de terra depende, principalmente, da sua resistência interna ao escorregamento. Ou seja, os escorregamentos ocorrem em decorrência da redução da resistência interna do solo, se opondo ao movimento da massa deslizante, somado ao acréscimo de ações externas aplicadas ao talude, fazendo com que o maciço não suporte a força resultante.

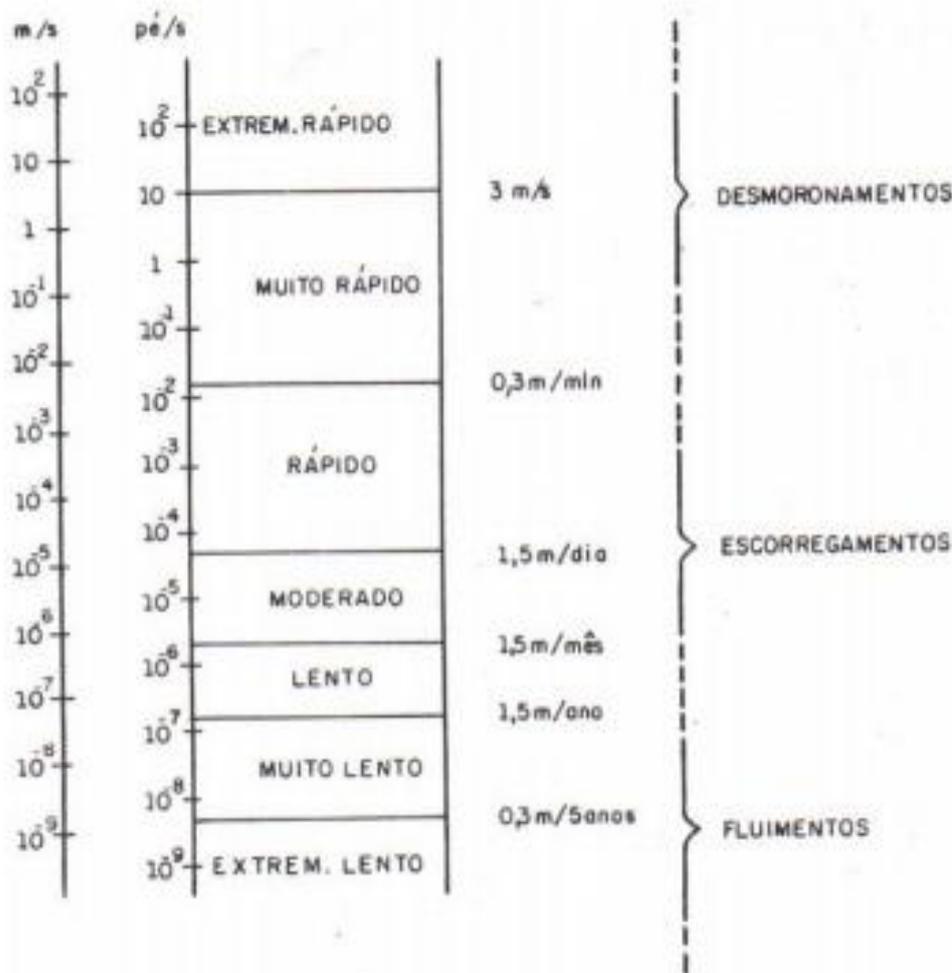
Estes movimentos de terra são divididos em três: os desmoronamentos, os escorregamentos e os rastejos, segundo Marangon+ (2009):

- a) Os desmoronamentos ocorrem de forma rápida, pois são resultado da ação da gravidade sobre a massa de solo, ocorrendo um afastamento evidente da massa que se desloca;
- b) Os escorregamentos são decorrentes da separação de uma parte de solo que se movimenta em relação ao maciço, seguindo uma superfície bem definida. Apesar do movimento ainda ser rápido, não ocorre uma separação efetiva dos corpos; e

c) Os rastejos (fluimentos) são movimentos lentos que ocorrem na superfície do maciço, não tendo forma nítida de separação de terra.

Vernes (1958, apud MARANGON, 2009) estabeleceu um gráfico com a diferenciação destes movimentos através da velocidade em que ocorrem, conforme Figura 1.

Figura 1 – Escala de velocidade de Vernes para classificação dos deslocamentos de terra.



Fonte: Vernes, 1958.

Terzagui (1925, apud MARANGON, 2009), por sua vez, enumerou em três níveis as causas dos escorregamentos de taludes:

a) Causas externas: decorrentes de ações externas que alteram o estado de tensão atuante sobre o maciço resultando num acréscimo de tensões cisalhantes que se iguala ou supera a resistência interna do solo, causando a ruptura. São elas: aumento da inclinação do

talude, deposição de material ao longo da crista do talude e efeitos sísmicos;

- b) Causas internas: ocorrem sem alterar o aspecto geométrico do maciço, apenas reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo. São elas: aumento da pressão na água e decréscimo da coesão; e
- c) Causas intermediárias: são as que não podem ser classificadas em nenhuma das duas classes anteriormente citadas. São elas: liquefação espontânea, erosão interna e rebaixamento do nível d'água.

Tratando-se de taludes rodoviários, cortes ou aterros, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991), definiu quatro principais causas para tais imprevistos:

- ✓ Falta de projeto específico;
- ✓ Projeto inadequado, por falta de conhecimento do meio físico;
- ✓ Deficiências construtivas; e
- ✓ Má conservação.

### 2.2.3 Principais Ações Instabilizadoras

Segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991) as principais ações instabilizadoras são:

- ✓ Erosão;
- ✓ Inclinação;
- ✓ Descontinuidades;
- ✓ Percolação de água/drenagem;
- ✓ Fundação;
- ✓ Escorregamentos em aterros e cortes; e
- ✓ Queda de blocos.

#### a) Erosão

Fenômeno definido por Camapum et al. (2006, apud FINOTTI, RIBEIRO e TAVARES, 2013) como um conjunto de processos onde solos e rochas da superfície são desgastados, desagregados ou dissolvidos e transportados devido a ação de agentes erosivos como chuva, vento, onda, marés, correntezas de rios e gelos. O termo erosão vem do latim *erodere*, que significa corroer.

Segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991), o processo de erosão tem como principal característica a velocidade lenta, mas também contínua e progressiva ao longo do tempo. Iniciam-se em pequenos sulcos, evoluindo para ravinas, com dimensões variadas dependendo das condições de concentração de água e da geologia do solo.

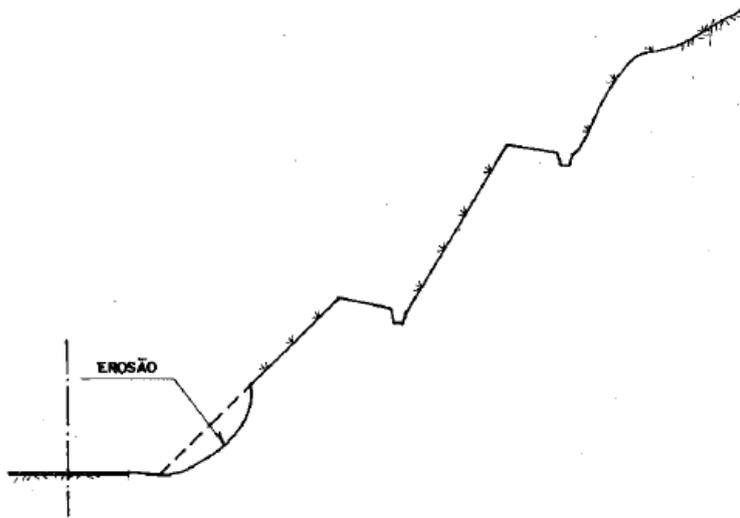
Segundo Finotti, Ribeiro e Tavares (2013), a erosão pode ser classificada quanto a origem, podendo ser geológica/natural ou acelerada/antrópica, a última onde há atuação humana. Outra classificação pode ser em função dos fatores ativos, sendo dividida em erosão hídrica, eólica, glacial e organogênica. O grupo de erosões hídricas é subdividido de acordo com seu estágio de evolução, sendo qualificado em erosão superficial (laminar), erosão interna (piping) e erosão linear (sulcos, ravinas e voçorocas).

Camapum (2006, apud FINOTTI, RIBEIRO e TAVARES, 2013), classifica erosões hídricas em:

- ✓ Erosão superficial: o escoamento da água que não se infiltra provoca a erosão superficial, a qual ocorre com o transporte de partículas do maciço através da chuva. Segundo Camapum (2006, apud FINOTTI, RIBEIRO e TAVARES, 2013), a erosão superficial é típica de regiões tropicais e ocorrem tanto em áreas rurais quanto em urbanas, sendo mais notável em áreas rurais com cobertura fértil, uma vez que desestabiliza este terreno. Este tipo de erosão é influenciado tanto por fatores internos (tipo do solo, estrutura e umidade) como por fatores externos (cobertura do solo, clima e declividade do terreno);
- ✓ Erosão interna ou piping: segundo Camapum (2006, apud FINOTTI, RIBEIRO e TAVARES, 2013), piping pode ser definido como uma erosão subterrânea onde a percolação de água gera a remoção de partículas do interior do solo, gerando vazios na estrutura. Ainda se divide em concentrada e difusa e geralmente é iniciada em voçorocas; e
- ✓ Erosão linear: diz respeito ao escoamento concentrado da água e o deslocamento das partículas do solo ou rocha, originando seções dos tipos sulcos, ravinas e voçorocas.

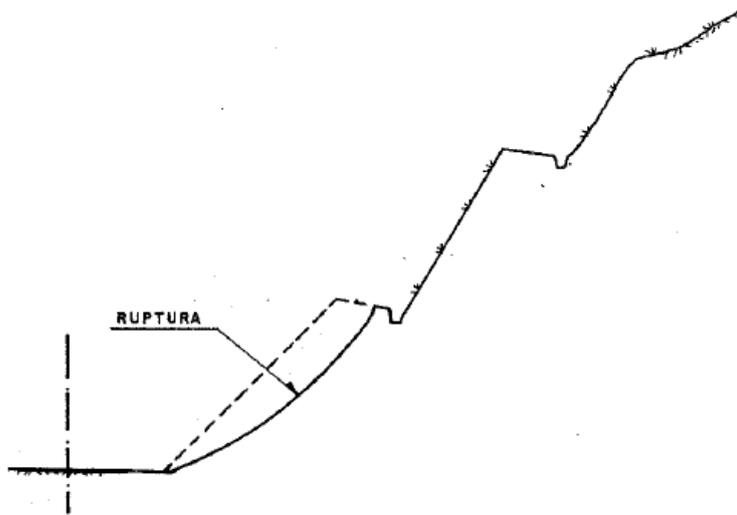
A Figura 2 apresenta o processo de erosão esquematizado e posteriormente a ruptura do local atingido por este fator, representado na Figura 3.

Figura 2 – Escorregamento devido à evolução da erosão.



Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

Figura 3 – Escorregamento devido à evolução da erosão.



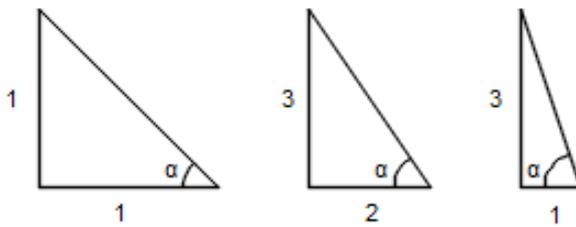
Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

#### b) Inclinação

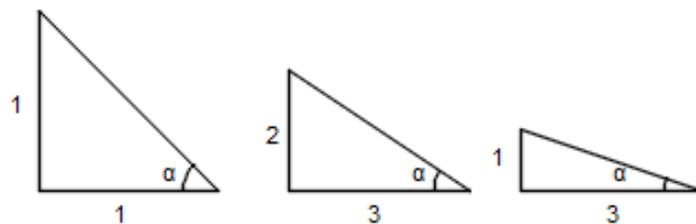
Segundo Marangon (2009), estes escorregamentos ocorrem quando a inclinação do talude excede aquela imposta pela resistência ao cisalhamento do talude e nas condições de presença de água. Alguns padrões de inclinações estabelecidos empiricamente são utilizados frequentemente na prática da engenharia geotécnica, como demonstrado na Figura 4 a seguir. Porém, para um grande número de casos de taludes não se obtém a estabilidade com estas inclinações, sendo necessário a realização de uma análise da estabilidade.

Figura 4 – Gabaritos inclinações estabelecidas empiricamente.

Cortes: Condição de melhor estabilidade



Aterros: Condição de pior estabilidade



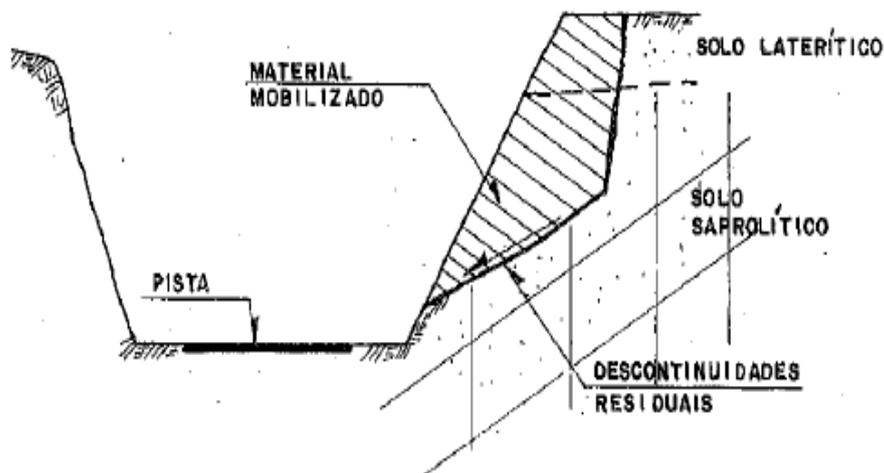
Fonte: Adaptação de Marangon, 2017.

### c) Descontinuidades

Na zona de transição entre diferentes tipos de solo ocorre um contraste de resistência interna entre as camadas, principalmente quando há o conjunto solo/rocha, que somado a inclinações altas e principalmente na presença de água, favorece o escorregamento do maciço.

A Figura 5 apresenta um exemplo de descontinuidade por diferentes tipos de solo.

Figura 5 – Escorregamento causado por descontinuidade.



Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

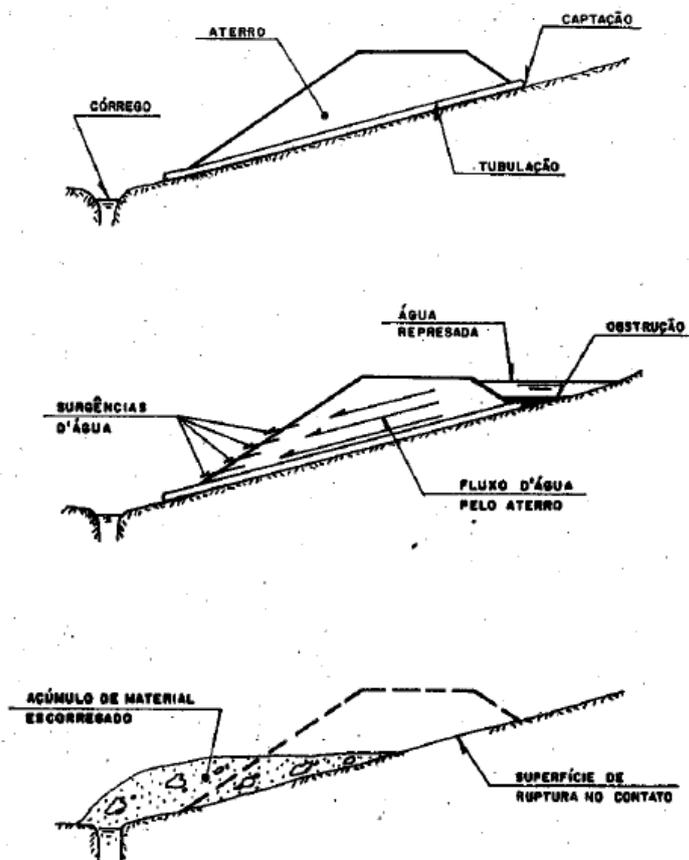
#### d) Percolação de água/drenagem

Durante os períodos de chuva, quando ocorre elevação do nível do lençol freático ou até mesmo a saturação das camadas superficiais do solo, ocorrem os registros de escorregamentos, tendo em vista o conceito de erosão interna visto anteriormente, contribuindo significativamente para a instabilidade do talude.

O Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991), alerta para o cuidado com as obras de drenagem em taludes. Bueiros, canaletas e valetas têm a função de disciplinar e conduzir as águas superficiais para destinos conhecidos. Quando o lançamento destas águas é feito de forma inadequada, surgem erosões localizadas, interferindo diretamente na estabilidade do maciço.

Na Figura 6 pode-se observar o processo de ruptura por decorrência de infiltração de água no talude.

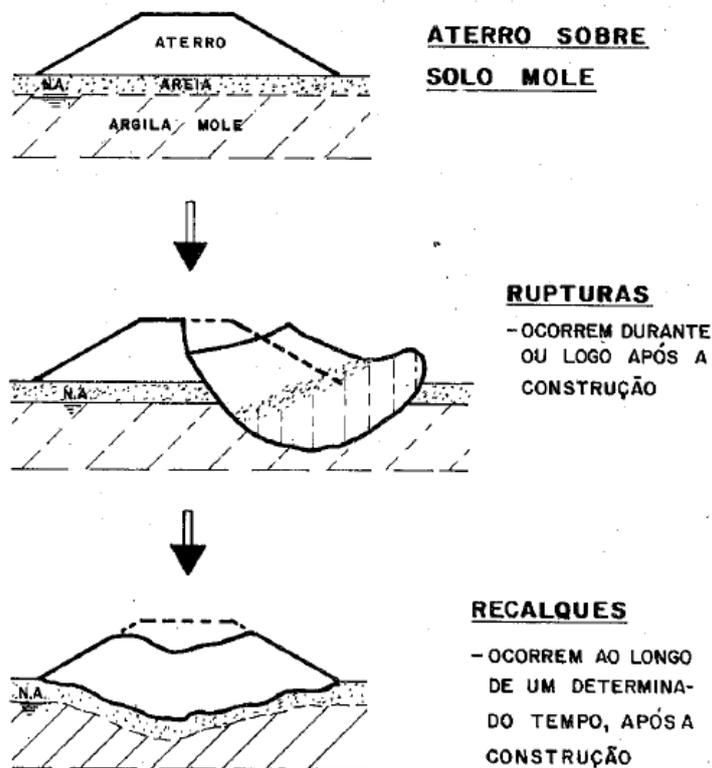
Figura 6 – Ruptura de talude motivada pela obstrução de sistema de drenagem, infiltração de água represada e fluxo através do maciço.



### e) Fundação

Ainda segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991), problemas de recalque são observados em aterros construídos sobre solos moles, com baixa capacidade de carga, tendo em vista que o aterro atua de forma direta como sobrecarga no talude natural, situação evidenciada na Figura 7 a seguir.

Figura 7 – Problema em aterros sobre solos moles.



Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

Outro problema está associado à limpeza do terreno no preparo da fundação. No caso da não remoção da vegetação, a decomposição deste material cria um meio poroso, formando vazios e causando um caminho preferencial de percolação de água, causando recalques no aterro e até mesmo erosão interna (*piping*, explicado anteriormente).

### f) Escorregamento em aterros e cortes

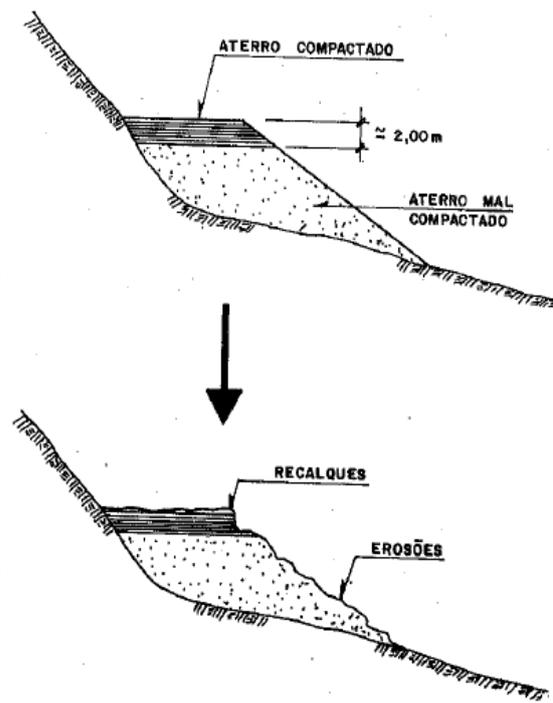
Segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991), a execução de cortes e aterros em solos origina, de um modo geral, superfícies mais frágeis, tendo

em vista a exposição dos solos em cortes e as deficiências na utilização de material de má qualidade em aterros.

Considerando isto, no projeto de um aterro é necessária a consideração das características do material constituinte, além das condições de sua fundação. Quando o material é rochoso, os aterros se mostram estáveis por um longo tempo. Porém quando há presença de solos moles, como argila, o seu projeto e construção devem obedecer a técnicas adequadas, de modo a minimizar os recalques.

Quando bem dimensionado, o aterro só irá apresentar problemas se houver má execução deste, ocasionando escorregamentos nas laterais do maciço devido à má compactação do material, demonstrado na Figura 8 a seguir.

Figura 8 – Recalques excessivos causados pela má compactação de aterros.



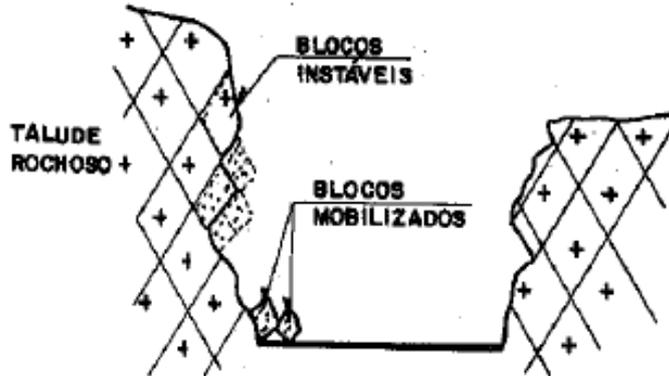
Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

#### g) Queda de blocos

Segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991), é frequente em cortes executados em rocha, onde o faturamento do maciço se torna desfavorável à estabilidade. São movimentos rápidos, em queda livre e podem acontecer em taludes de rochas ígneas ou sedimentares.

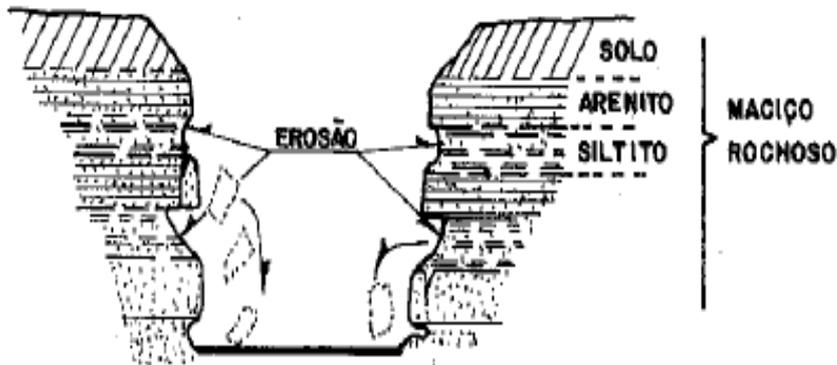
As Figuras 9 e 10 exemplificam a queda de blocos em taludes, tanto para rochas ígneas como para rochas sedimentares.

Figura 9 – Queda de blocos em taludes de rochas ígneas.



Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

Figura 10 – Queda de blocos em taludes de rochas sedimentares.



Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

### 2.3 MEDIDAS PARA ESTABILIZAÇÃO – ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

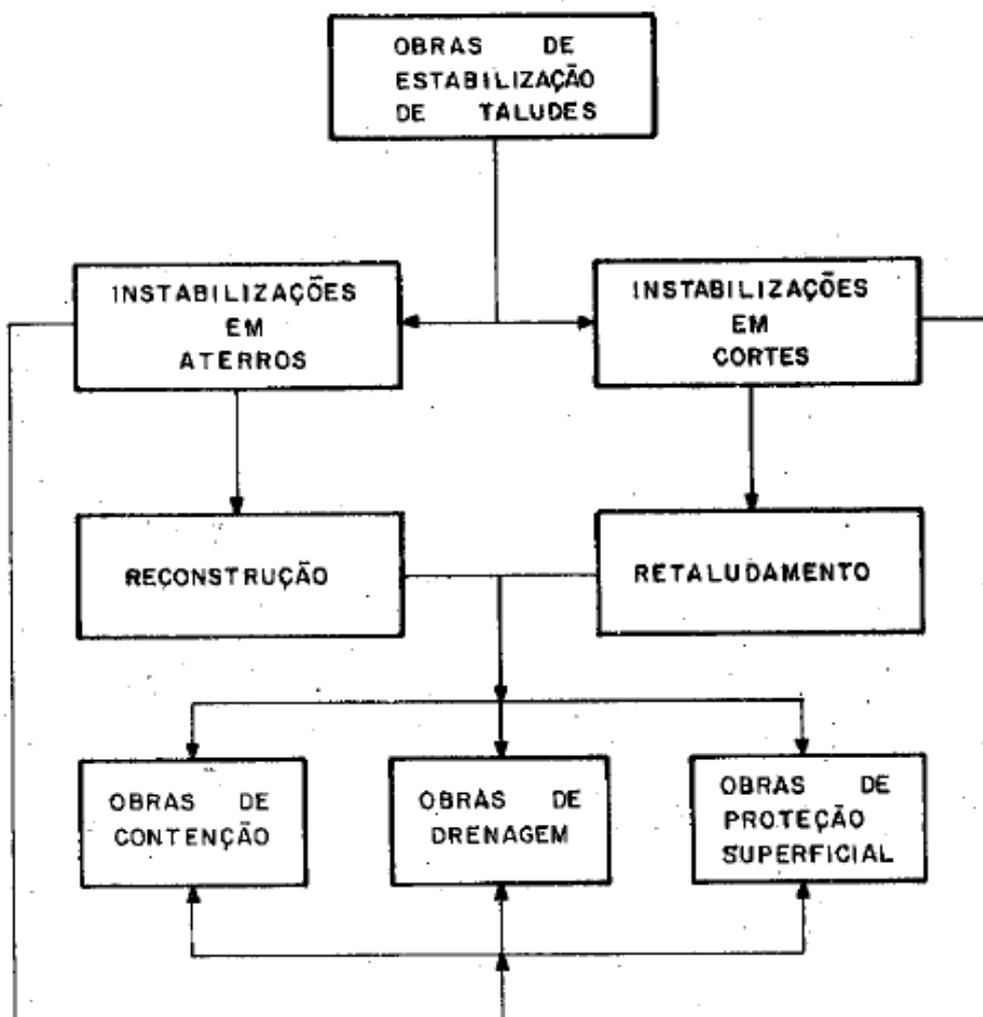
Segundo Barros (2014), estruturas de contenção são obras com a finalidade de prover estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha. São estruturas que fornecem suporte a estes maciços e evitam o escorregamento causado pelo seu peso próprio ou por carregamentos externos.

Medidas para a estabilização de um talude vão desde uma simples mudança em sua inclinação, incluindo drenagem superficial, até obras de contenção como muros de arrimos, cortinas atirantadas, entre outros.

O engenheiro, antes de se decidir sobre a solução para atender ao problema de contenção de um talude, deve procurar se identificar com a natureza geológica da região onde deverá ser implantada a obra. (MOLITERNO, 1996)

A seguir é apresentado um fluxograma de obras de estabilização de taludes (Figura 11), representando passos a serem seguidos para a recuperação das instabilizações em aterros ou cortes.

Figura 11 – Fluxograma de obras de estabilização de taludes.

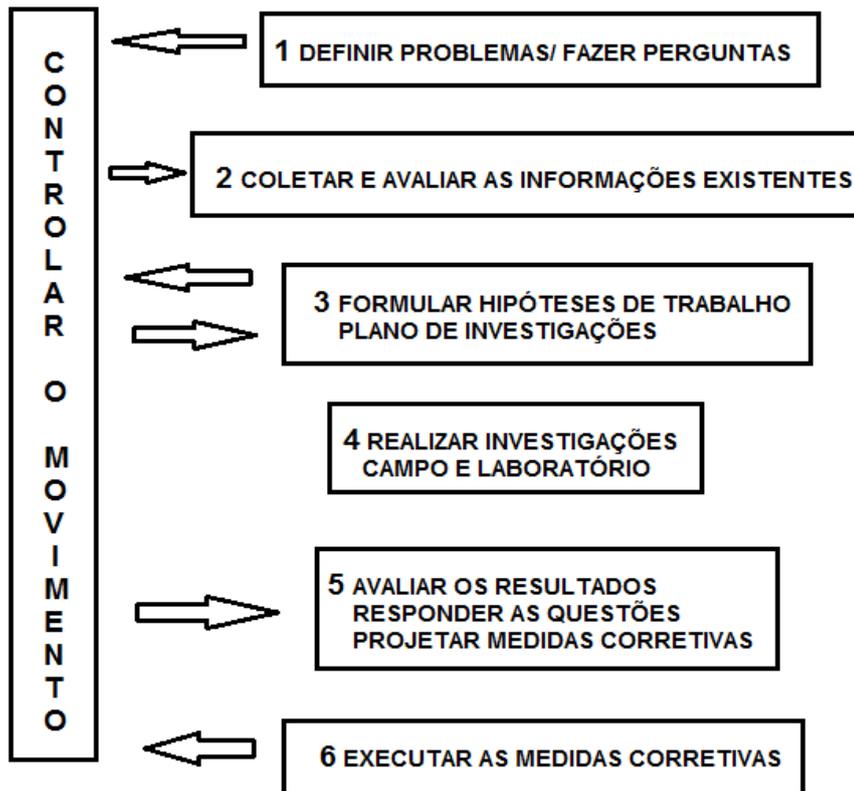


Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

O principal desafio em um projeto de estabilização é intervir nos mecanismos instabilizadores com a finalidade de conter maciços de solos ou rejeitos, por isso a importância da definição do problema através de perguntas, para então coletar e avaliar as informações existentes. Após o estudo das causas, formulam-se soluções possíveis para conter o maciço. Com os ensaios, estudos e análises,

executam-se as medidas corretivas, como esquematizado na Figura 12 abaixo, de Novosad (1978).

Figura 12 – Programa genérico de atividades visando medidas corretivas de escorregamento.

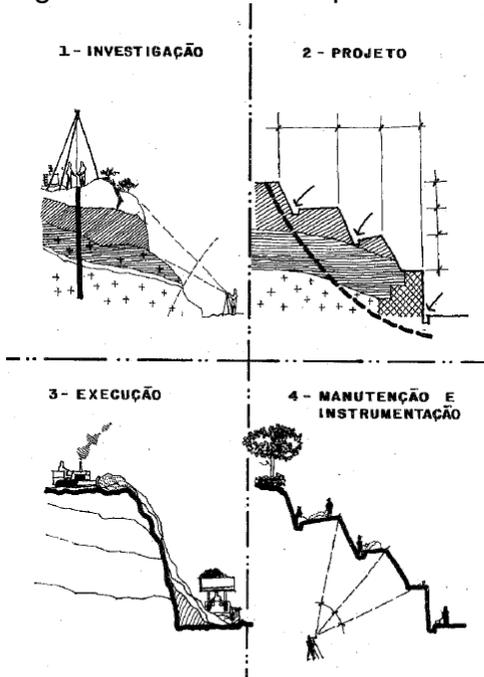


Fonte: Novosad, 1978.

Na maioria dos casos de estabilização dos processos de movimentos gravitacionais de massa, executam-se diversos tipos de obras combinadas. As obras de drenagem e de proteção superficial não devem ser encaradas apenas como obras auxiliares ou complementares no projeto de estabilização. A execução correta destas obras pode ser o principal instrumento na contenção de diversos problemas de instabilização. Retaludamentos, aterros e mesmo obras com estrutura de contenção podem ser danificados ou destruídos, quando seus projetos não preveem sistemas de drenagem e proteção superficial eficientes (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1998).

Na Figura 13 serão apresentadas as principais fases de trabalho na estabilização de taludes.

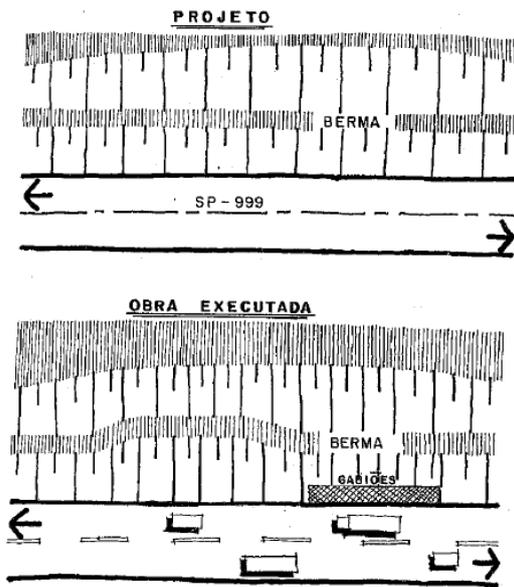
Figura 13 – Principais fases de trabalho na estabilização de taludes.



Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

Segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991) e outras bibliografias em geral, a fase mais crítica de uma obra de estabilização de taludes ocorre durante sua execução. Por mais detalhadas que tenham sido feitas as investigações geológicas do maciço, é muito frequente que hajam alterações no projeto ao longo da execução, como demonstrado na Figura 14 a seguir.

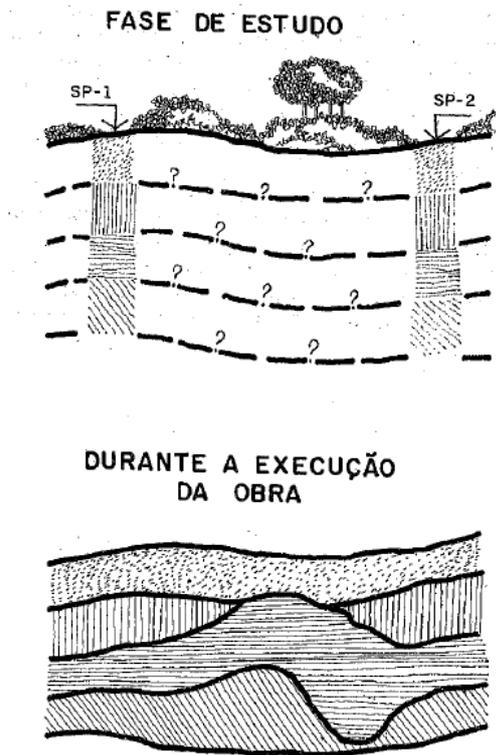
Figura 14 – Exemplo de adequação de projeto durante a execução.



Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

Mesmo sendo realizados os ensaios de investigação do solo na fase de projeto, é possível que aconteçam alterações no perfil previsto. Situação evidenciada na Figura 15 a seguir.

Figura 15 – Exemplo de alteração no perfil previsto em projeto, fase de estudos para perfil real na execução.



Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

Segundo Barros (2014), o dimensionamento de estruturas de contenção com bases racionais, utilizando modelos teóricos, só se desenvolveu a partir do século XVII. Em 1773, Coulomb tratou da determinação do empuxo lateral aplicado pelo solo sobre uma estrutura de arrimo, sendo considerado o principal passo no dimensionamento destas estruturas.

Em obras de estabilização de taludes, obras mais caras só se justificam quando o processo de instabilização já não pode mais ser controlado por obras mais simples, por isso é de grande importância considerar também soluções simples, evitando gastos excessivos e desnecessários. Ou seja, a definição se consolida em torno de três condicionantes: soluções de simples dimensionamento, resistência adequada às necessidades e que garantam vida útil à obra (MARANGON, 2014).

Estruturas de contenção – também conhecidas como estruturas de arrimo – são aquelas que têm por finalidade estabilizar maciços de rocha ou terra, dando suporte a estes contra a ruptura evitando assim seu escorregamento, o qual pode ser causado pelo peso próprio ou por carregamentos externos (MACCAFERRI, 2017), como já visto anteriormente.

Essas estruturas, especialmente quando localizadas em centros habitados ou em áreas de lazer, devem se integrar o máximo possível com o meio circundante, seja analisando o lado ambiental bem como o paisagístico (MACCAFERRI, 2017).

A seguir serão apresentados alguns tipos de obras para estabilização de taludes.

### 2.3.1 Muros de Gravidade

Segundo Finotti, Ribeiro e Tavares (2013), este tipo de estrutura recorre ao peso próprio para manterem-se estáveis, podendo ser formadas por corpos maciços construídos em gabiões, concreto (ciclópico ou não), pedras argamassadas ou até a combinação de vários tipos de materiais.

Estas estruturas podem ser:

- ✓ Estruturas rígidas, como concreto e pedras argamassadas;
- ✓ Estruturas flexíveis, como gabião e blocos articulados.

Segundo Barros (2014), uma das características mais importantes das estruturas à gravidade é o lançamento e compactação do solo de aterro depois ou, no caso das estruturas em gabiões, durante a construção do muro.

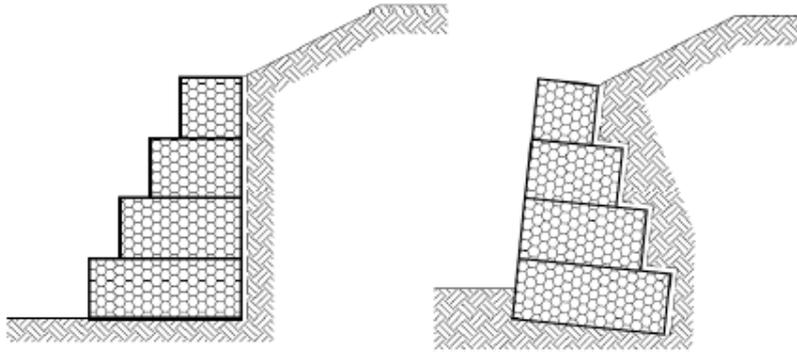
#### 2.3.1.1 Muro de Gabião

Os muros de gabiões são constituídos por gaiolas metálicas preenchidas com pedras arrumadas manualmente. Segundo Barros (2014), sua origem é italiana e foram empregadas pela primeira vez no final do século XIX. No Brasil, esta solução começou a ser utilizada no início dos anos 70.

Devido às características técnicas e funcionais do material das caixas, constituídos em malha hexagonal de dupla torção, este tipo de muro de gravidade possibilita a construção de estruturas de contenção que se adaptam a quaisquer geometrias e tipos de solos de apoio (MACCAFERRI, 2017).

O muro de gabião pode ser construído com degraus externos ou internos, como demonstrado na Figura 16, sendo obrigatória a inclinação do maciço no caso de degraus internos.

Figura 16 – Muro de gabiões com degraus externos e internos.



Fonte: Maccaferri, 2017.

São, geralmente, utilizados em estruturas de média altura, onde a solução continua viável economicamente.

Dentre algumas das vantagens citadas pela Maccaferri (2017), as obras em gabiões costumam ser facilmente construídas, tendo em vista a não diversidade de materiais necessários para a execução, contando apenas com ferramentas simples como alicates, além de não exigir mão-de-obra especializada.

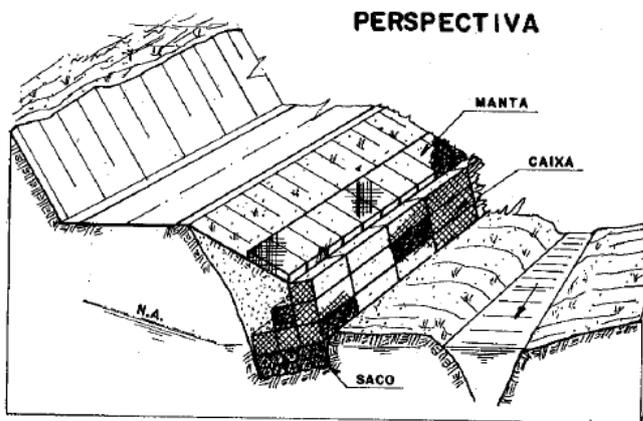
Ainda segundo o autor, existe a vantagem de a estrutura se adequar imediatamente em funcionamento, já permitindo a execução do aterro logo após a montagem do muro, tendo o devido cuidado com a compactação.

Também é indicado quando a contenção será apoiada sobre solos com baixa capacidade de suporte ou a construção é realizada com presença de água na base da estrutura, fazendo a utilização dos gabiões sacos (MACCAFERRI, 2017).

Já em estruturas construídas às margens de um rio, segundo Maccaferri (2017), é necessária a proteção da base do muro de caixa de gabião através do gabião colchão, que funciona como uma plataforma de deformação prevenindo o solapamento da estrutura e evitando o uso de fundações profundas, se integrando com o meio circundante e impedindo que eventuais erosões de fundo alcancem a estrutura e desestabilize.

A seguir, nas Figuras 17 e 18, serão representados os tipos muros de gabiões nas suas respectivas posições listadas no parágrafo anterior.

Figura 17 – Contenção em gabiões e tipos.



### GABIÕES



Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

Figura 18 – Muro de gabião caixa e gabião colchão.



Fonte: a Autora, 2017.

Outras características deste tipo de solução, segundo Maccaferri (2014) e Finotti, Ribeiro e Tavares (2013), são:

- ✓ Estruturas resistentes: a malha hexagonal de dupla torção facilita a distribuição uniforme dos esforços que atuam no muro;
- ✓ Estruturas monolíticas: as caixas de gabião são interligadas através de amarrações chamadas de tirantes. Esta união forma um bloco homogêneo, formando uma estrutura com a mesma resistência em todos os pontos;
- ✓ Estruturas flexíveis: a estrutura adapta-se de acordo com a movimentação do terreno, sem perder sua estabilidade e eficiência. Com as deformações é possível uma visualização antecipada de qualquer problema antes de um colapso, permitindo intervenções para a recuperação, minimizando gastos e evitando acidentes;
- ✓ Estruturas permeáveis: para muitos considerado a principal característica desta estrutura. É totalmente permeável, autodrenante, permitindo o alívio por completo das pressões de água sobre o muro. Quando em solos finos, deve ser colocada uma camada de filtro (manta geotêxtil) entre o solo e o gabião para evitar o carregando dos finos do talude;
- ✓ Práticas e versáteis: podem ser construídos em qualquer condição ambiental, com ou sem equipamentos mecânicos e em locais de difícil acesso;
- ✓ Baixo impacto ambiental: como é constituído de material natural, se integra facilmente com o meio, além de permitir o crescimento de plantas na sua superfície;
- ✓ Econômicas: são economicamente viáveis, apresentando custos diretos e indiretos mais baixos quando comparados com outros tipos de soluções com as mesmas resistências estruturais;
- ✓ Arquitetônico: esteticamente agradável, se integra ao meio circundante;
- ✓ Facilidade na execução, não necessitando de mão de obra especializada.

### 2.3.1.2 Muro de Concreto Ciclópico

Segundo Finotti, Ribeiro e Tavares (2013), muro de concreto ciclópico pode ser definido como uma estrutura construída através do preenchimento de uma forma com concreto e rocha de dimensões variadas. São dimensionados com altura limite entre 4 e 5 metros e necessitam cuidado especial com a drenagem, devido à baixa permeabilidade do muro.

Os autores também comentam que a seção transversal é usualmente trapezoidal, com largura da base da ordem de 50% da altura do muro. A confecção de degraus (como muro em gabião) pode causar uma economia significativa de material.

Segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991), o sistema de drenagem deve ser feito através de furos, posicionados estrategicamente de modo a associar eficiência e impacto visual, tendo em vista as manchas que o fluxo da água causa na face frontal do muro. Outra alternativa de drenagem é através de uma manta geotêxtil, onde a água é recolhida através de tubos de drenagem adequadamente posicionados.

### 2.3.1.3 Muro de Pedra Seca

Segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991), muro de pedra seca consiste em pedras arrumadas manualmente, alcançando a resistência através do embricamento dessas pedras. Necessita de blocos de dimensões regulares para sua estabilidade, o que acarreta diminuição do atrito entre as pedras. Dentre as vantagens se destacam a facilidade de construção e o baixo custo, além da característica autodrenante da estrutura.

Ainda segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991), são utilizados em pequenas alturas (até aproximadamente 1,5 m) com base do muro com espessura mínima de 0,5 m, apoiada em horizontes resistentes.

### 2.3.1.4 Muro de Pedra Argamassada

Para o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991), muro de pedra argamassada é uma obra semelhante ao muro de pedra seca, porém preenchidos

com argamassa de cimento e areia. As dimensões das pedras são variáveis, e por serem peças rejuntadas permitem alturas maiores se comparado com o muro de pedra seca, alcançando alturas em torno de três metros.

#### 2.3.1.5 Crib-Wall

O crib-wall é uma estrutura de contenção feita com módulos montados por meio da sobreposição de peças de concreto, metal ou madeira, demonstrados na Figura 19. Os módulos são preenchidos por brita ou terra, criando uma estrutura que exerce a contenção por meio de gravidade. São usados em taludes cortados ou aterros, geralmente em obras rodoviárias. É uma estrutura de contenção considerada de baixo custo, em que as peças mais usadas são as pré-fabricadas de concreto armado (CORSINI, 2011).

Figura 19 – Muro crib-wall.



Fonte: Revista Infraestrutura Urbana, 2011.

#### 2.3.2 Muro de Concreto Armado

Segundo Moliterno (1996), são conhecidos também como muro de flexão e podem ser definidos como muros de arrimo que utilizam o concreto armado para sua confecção.

Segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991), o muro de flexão tradicional consta de uma laje de fundo e outra vertical, trabalhando à flexão. O

cuidado com o sistema de drenagem é imprescindível e feito através de barbacãs e dreno de areia.

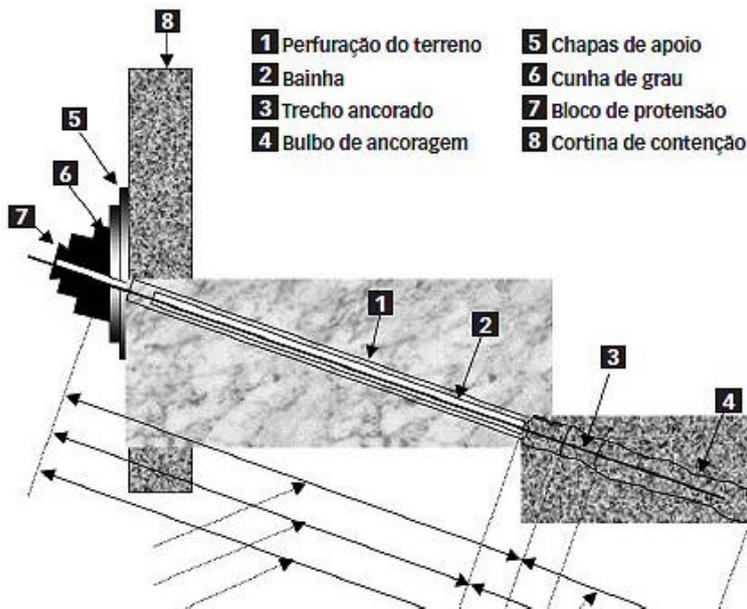
### 2.3.3 Cortina Atirantada

Para o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991), as cortinas atirantadas destacam-se como as de maior eficiência e segurança.

Trata-se da execução de elementos verticais ou subverticais de concreto armado, que funcionam como paramento e que são ancorados no substrato resistente do maciço através de tirantes protendidos. (IPT, 1991)

Para maior entendimento, na Figura 20 é apresentado o interior da estrutura da cortina atirantada.

Figura 20 – Demonstrativo da estrutura em cortinas atirantadas.



Fonte: Corsini, 2011.

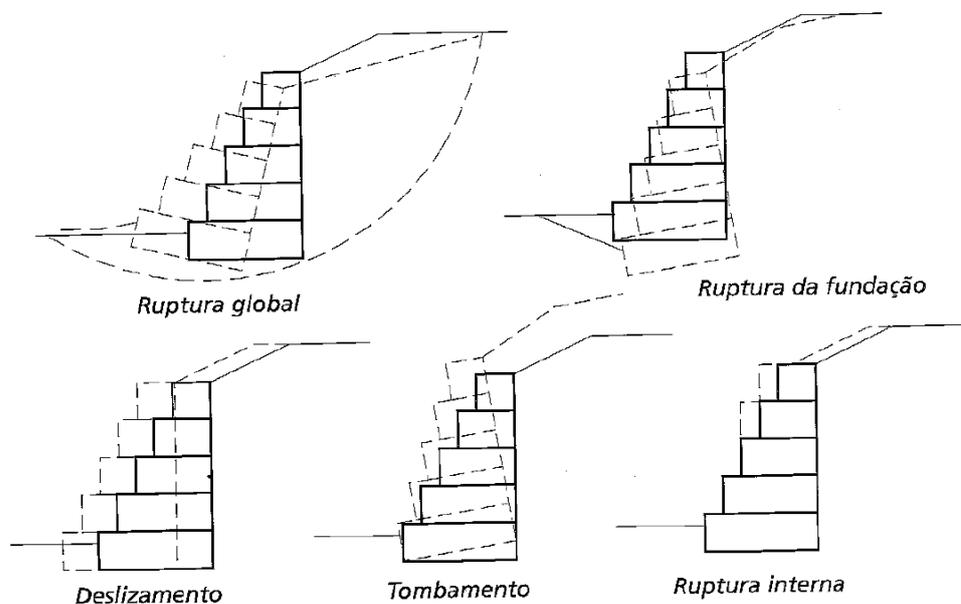
Segundo Mendes (2011 apud CORSINI, 2011), esta solução é muito utilizada em área urbana densas, onde há taludes com casas no topo, tendo em vista a necessidade de proteção das casas de cima e as de baixo da encosta.

O uso desse tipo de contenção exige como única premissa básica a presença de horizontes suficientemente resistentes e estáveis para a ancoragem dos tirantes, segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1991).

## 2.4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MURO DE GRAVIDADE

Segundo Marangon (2009), o projeto de um muro de arrimo é conduzido através de verificações. Assume-se um pré-dimensionamento seguido das verificações de tombamento, deslizamento, ruptura interna, global e de fundação, como demonstrado na Figura 21.

Figura 21 – Tipos de ruptura de muros de gabiões.



Fonte: Barros, 2014.

Barros (2014) definiu os tipos de ruptura como segue:

- Deslizamento sobre a base: ocorre quando a resistência ao escorregamento ao longo da base do muro, comada ao empuxo passivo é insuficiente para neutralizar o empuxo ativo atuante;
- Tombamento: ocorre quando o momento estabilizante do peso próprio do muro em relação ao fulcro de tombamento é insuficiente para neutralizar o momento do empuxo ativo;
- Ruptura da fundação: ocorre quando as pressões aplicadas pela estrutura sobre o solo de fundação são superiores à sua capacidade de carga;
- Ruptura global do maciço: escorregamento ao longo de uma superfície de ruptura que contorna a estrutura de arrimo; e

- e) Ruptura interna da estrutura: ruptura das seções intermediárias entre os gabiões, que pode ocorrer tanto por escorregamento como por excesso de pressão normal.

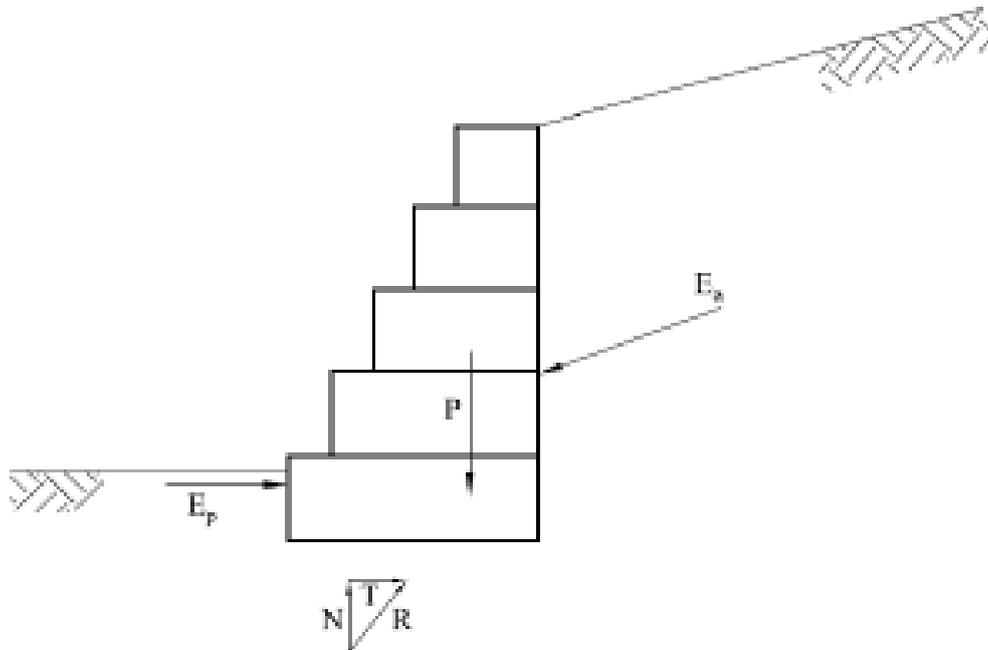
Segundo Moliterno (1996), o projeto de um muro de arrimo, assim como citado acima por Marangon (2009), consiste essencialmente na repetição sucessiva de dois passos: estimativa das dimensões e verificação da estabilidade.

#### 2.4.1 Forças que Atuam sobre a Estrutura – Determinação dos Empuxos

A determinação dos empuxos atuantes é o passo mais importante na análise de muros de arrimo. Normalmente são utilizadas as teorias de Rankine e Coulomb nesta determinação, pois elas fornecem valores realistas para estes empuxos. Para tanto é necessário identificar as forças presentes no muro que são: empuxo ativo ( $E_a$ ), empuxo passivo ( $E_p$ ) e o peso próprio da estrutura ( $P$ ). (FINOTTI, RIBEIRO E TAVARES, 2013).

Na Figura 22 são apresentadas as forças que atuam sobre a estrutura de arrimo, consideradas no cálculo da estabilidade.

Figura 22 – Forças que atuam sobre a estrutura de arrimo.



Fonte: Maccaferri, 2017.

Segundo Barros (2014), as forças presentes são os empuxos " $E_a$ " e " $E_p$ ", o peso próprio da estrutura " $P$ " e a reação da fundação " $R$ ". Esta última força pode ser

decomposta em uma força normal “ $N$ ” e numa força tangente “ $T$ ” à base da estrutura de arrimo. No caso de a estrutura estar parcial ou totalmente submersa, deve ser considerada a força de flutuação, além de outras forças de sobrecargas aplicadas diretamente sobre a estrutura.

Para a determinação dos empuxos, Barros (2014) listou parâmetros necessários para o cálculo:

- a) A resistência ao cisalhamento do solo, normalmente expressa pelo critério de Mohr-Coulomb, na forma do seu ângulo de atrito interno e sua coesão. Estes valores devem ser obtidos da envoltória de resistência efetiva do solo obtida de ensaios de laboratório. Para obras de menor porte estes valores podem ser tomados também de correlações empíricas. A análise deve ser feita em termos de tensão efetiva, tendo em vista que o comportamento a longo prazo é o mais crítico neste caso. Muitas vezes a coesão do solo é tomada como nula em maciços argiloso para efeito de cálculo do empuxo ativo (questão de segurança);
- b) O peso específico do solo, tanto no estado natural como no estado de saturação completa;
- c) O ângulo de atrito entre o solo e a estrutura, tomada em função do ângulo de atrito interno do solo e do material da estrutura, assim como a rugosidade da superfície de contato;
- d) A posição do nível d’água e as condições de fluxo através do maciço. Devem ser determinadas as alturas máxima e mínima, além da eventual possibilidade de formação de fluxo d’água através do maciço;
- e) Carregamentos externos aplicados sobre o maciço por estruturas construídas sobre ele ou por tráfego de veículos; e
- f) Carregamentos dinâmicos provocados por abalos sísmicos.

Ainda segundo Barros (2014), para a determinação dos empuxos, normalmente são utilizadas as teorias de Rankine e de Coulomb, pois fornecem valores realistas para estes empuxos.

Segundo Gerscovich (2009), as teorias de Rankine e Coulomb satisfazem o equilíbrio de esforços vertical e horizontal, mas, em contrapartida, não atendem ao

equilíbrio de momentos. A solução proposta por Rankine fornece valores mais elevados de empuxo ativo, porém é mais utilizada por conta das características listadas na tabela que segue. Mais algumas características citadas pela mesma autora serão representadas na Tabela 1 que segue.

Tabela 1 – Características e limitações da solução de Rankine.

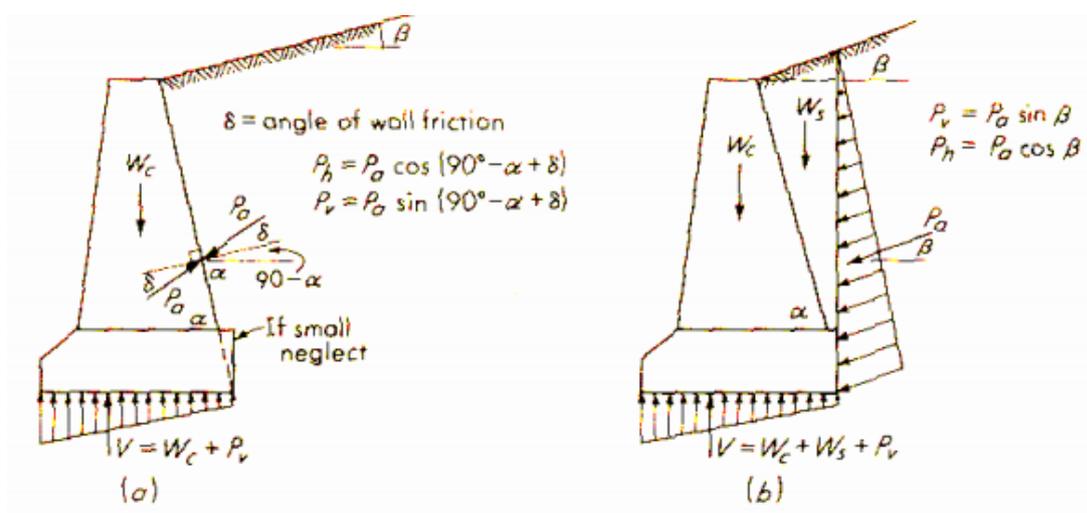
CARACTERÍSTICAS DO MÉTODO	LIMITAÇÕES DO MÉTODO
Soluções simples, especialmente quando o reaterro é horizontal	O retroaterro deve ser plano
Difícilmente se dispõe dos valores dos parâmetros de resistência solo-muro	A parede não deve interferir na cunha de ruptura
No caso ativo, o efeito do atrito solo-muro no valor do coeficiente de empuxo ativo $K_a$ é desprezível. O efeito do coeficiente de atrito solo-muro pode ser expresso pela mudança na direção do empuxo total EA	Não existe resistência mobilizada no contato solo-muro

Para paramentos não verticais, o solo pode ser incorporado ao muro

Fonte: Gerscovich, 2009.

A solução de Coulomb é considerada mais geral que a de Rankine, porém também impõe o reaterro plano, bem como a face da parede, como evidenciado na Figura 23.

Figura 23 – Esforços no muro (a) Coulomb (b) Rankine.



Fonte: Gerscovich, 2009.

Segundo Gerscovich (2009), através da Teoria de Rankine, são passos para determinar os empuxos ativos e passivos:

a) Para solos coesivos:

➤ O empuxo ativo é o esforço do solo aplicado no muro:

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a - 2 \times c \times H \times \sqrt{K_a} \quad (\text{Equação 1})$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Equação 2})$$

Sendo:

$E_a$  = Empuxo Ativo (kPa)

$\gamma$  = Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  = Altura total do desnível de solo (m)

$K_a$  = Coeficiente de empuxo ativo

$c$  = Coesão

$\phi$  = Ângulo de atrito interno

➤ O empuxo passivo é o esforço que o muro aplica do solo:

$$E_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 + 2 \times c \times H \times \sqrt{K_p} \quad (\text{Equação 3})$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Equação 4})$$

Sendo:

$E_p$  = Empuxo Passivo (kPa)

$K_p$  = Coeficiente de empuxo passivo

b) Para solos não coesivos:

➤ O empuxo ativo é:

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a \quad (\text{Equação 5})$$

➤ O empuxo passivo é:

$$E_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_p \quad (\text{Equação 6})$$

### 2.4.2 Determinação dos Parâmetros do Solo

São obtidos para a condição de ruptura do solo, ou seja, no pico da curva tensão-deformação. Em alguns casos, aplica-se um fator de redução, dependendo da condição de projeto (GERSCOVICH, 2009).

Para o ângulo de atrito ( $\phi'_d$ ):

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan \phi'_p}{FS_\phi}\right) \quad (\text{Equação 7})$$

Para a coesão ( $c'_d$ ):

$$c'_d = \frac{c'_p}{FS_c} \quad (\text{Equação 8})$$

Os valores  $FS_\phi$  e  $FS_c$  são os fatores de redução e devem ser adotados valores entre 1,0 e 1,5, dependendo da condição da obra e da confiança do calculista.

#### 2.4.2.1 Através de parâmetros típicos e correlações

Segundo Gerscovich (2009), são utilizados alguns valores típicos de parâmetros geotécnicos, listados a seguir na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores típicos de parâmetros geotécnicos

TIPO DE SOLO	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (Graus)	$c'$ (kPa)
Aterro compactado (silte areno-argiloso)	19-21	32-42	0-20
Solo residual maduro	17-21	30-38	5-20
Colúvio in situ	15-20	27-35	0-15
Areia densa	18-21	35-40	0
Areia fofa	17-19	30-35	0
Pedregulho uniforme	18-21	40-47	0
Pedregulho arenoso	19-21	35-42	0

Fonte: Gerscovich, 2009.

No contato do solo com a base do muro, deve-se sempre considerar a redução dos parâmetros de resistência. O solo em contato com o muro é sempre amolgado e a camada superficial é usualmente alterada e compactada, antes da colocação da base. Assim sendo, deve-se considerar: Ângulo de atrito solo muro ( $\delta$ ) =  $2\phi/3$  e Adesão ( $a$ ) =  $2c/3$  a  $3c/4$ . (GERSCOVICH, 2009).

Segundo Jaber (2011), para uma confiabilidade maior em relação aos dados, são necessários ensaios de laboratório como cisalhamento direto para definição de parâmetros como coesão, ângulo de atrito e peso específico. Porém, para um estudo preliminar, de verificação, em que só se tenha resultados de ensaios de SPT, há a possibilidade do uso de correlações com SPT, listados na Tabela 3 a seguir.

Tabela 3 – Relatório Tabela de Parâmetros Médios do Solo.

<b>Tabela nº 13 - Parâmetros médios do solo</b>						
Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m <sup>2</sup> )	Peso específico (g)		Ângulo atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (tf/m <sup>2</sup> )
			Natural (t/m <sup>3</sup> )	Saturado (t/m <sup>3</sup> )		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	-
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	-
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	-
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	-
	≥ 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38°	-
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,5
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,0
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥ 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25°	5,0
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,0
	≥ 20	3500 - 5000	2,0	2,0	25°	6,5
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,5
	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,0
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9 - 18	1000	1,9	2,0	26°	2,0
	19 - 41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

## 2.4.2.2 Através de ensaios

### 2.4.2.2.1 Ensaio de Compactação

Segundo a Universidade Federal da Bahia (2017), o ensaio de compactação se dá pela aplicação de energia no solo. Seu efeito confere ao solo um aumento de seu peso específico e resistência ao cisalhamento, e uma diminuição do índice de vazios, permeabilidade e compressibilidade.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (NBR 7182/1986) os resultados alcançados através deste ensaio são:

- ✓ Curva de compactação;
- ✓ Massa específica aparente seca máxima;
- ✓ Umidade ótima; e
- ✓ Curva de saturação.

As energias fornecidas à amostra através do soquete foram definidas na NBR 7182/1986, listadas na Tabela 4 a seguir:

Tabela 4 – Energias de Compactação.

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986.

Após a obtenção dos parâmetros, pode-se compactar a amostra do solo na umidade ótima, para então se extrair corpos de prova para a realização do ensaio de cisalhamento direto.

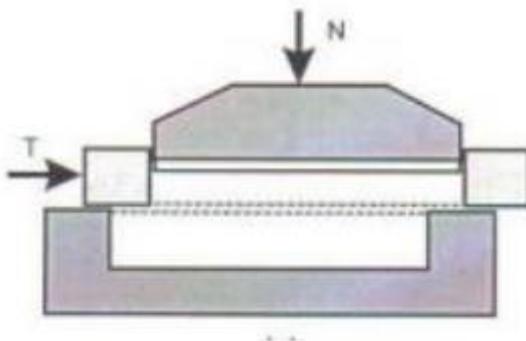
#### 2.4.2.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Segundo Finotti, Ribeiro e Tavares (2013), é um procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia diretamente no critério de Mohr-Coulomb. Este ensaio consiste na aplicação de uma tensão normal num plano e verificação da tensão cisalhante que provoca a ruptura. Relaciona diretamente as tensões normal e cisalhante, através da aplicação destas em um corpo de prova confinado em uma caixa bipartida (Figura 24).

Já para o Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais (2017), o ensaio de cisalhamento direto foi desenvolvido basicamente para a determinação da resistência ao corte de um corpo de prova de solo, de forma prismática e seção quadrada ou circular e de pequena espessura.

Segundo Finotti, Ribeiro e Tavares (2013), para o ensaio, o corpo de prova é colocado numa caixa de cisalhamento, com a metade superior dentro de um anel, como mostrado esquematicamente na Figura 24.

Figura 24 – Desenho esquemático da caixa de cisalhamento.



Fonte: Pinto, 2006, apud Finotti, Ribeiro e Tavares, 2013.

Neste ensaio é aplicada uma força vertical  $N$ . Uma força tangencial  $T$  é aplicada ao anel, incidente na parte superior do corpo de prova, o que provoca um deslocamento, medindo-se a força suportada pelo solo. Através das forças  $T$  e  $N$ , divididas pela área da seção transversal do corpo de prova, obtêm-se as tensões  $\sigma$  e  $\tau$  que estão ocorrendo nele. A tensão  $\tau$  pode ser representada em função do deslocamento no sentido horizontal (do cisalhamento). Através dessa relação, pode-se identificar a tensão de ruptura e  $\tau_{max}$ . Durante o ensaio, o deslocamento vertical também é registrado, indicando se houve diminuição ou aumento de volume durante o cisalhamento. (FINOTTI, RIBEIRO E TAVARES, 2013).

Através deste ensaio, é possível determinar o ângulo de atrito e a coesão do solo ensaiado.

### 2.4.3 Verificação da Estabilidade Contra o Deslizamento

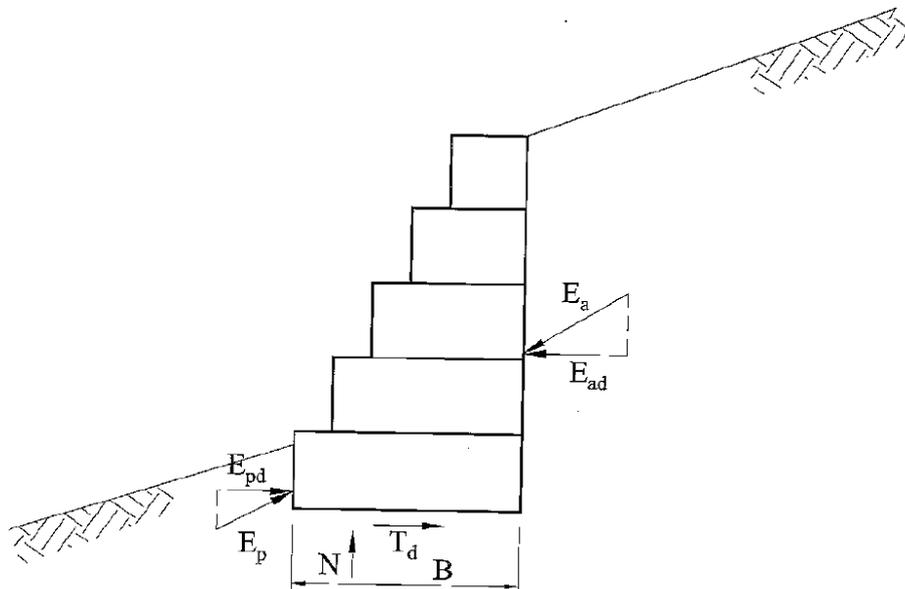
Segundo Barros (2014), o deslizamento da estrutura ocorre quando a resistência contra o deslizamento ao longo da base do muro de arrimo, somada ao empuxo passivo disponível à sua frente, não é suficiente para se contrapor ao empuxo ativo.

Pode-se definir um coeficiente de segurança contra o deslizamento:

$$F_d = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}} \quad (\text{Equação 9})$$

Onde “ $E_{ad}$ ” e “ $E_{pd}$ ” são os componentes dos empuxos ativo e passivo na direção do escorregamento, como mostra a Figura 25 a seguir.

Figura 25 – Verificação quanto ao deslizamento.



Fonte: Barros, 2014.

A força “ $T_d$ ” é a resistência disponível ao longo da base da estrutura e vale:

$$T_d = N \times \tan \delta + a \times B \quad (\text{Equação 10})$$

Onde “ $\delta$ ” é o ângulo de atrito entre o solo da fundação e a base da estrutura, e “ $a$ ” é a adesão entre o solo e a base.

Os valores sugeridos para “ $\delta$ ” e “ $a$ ” são:

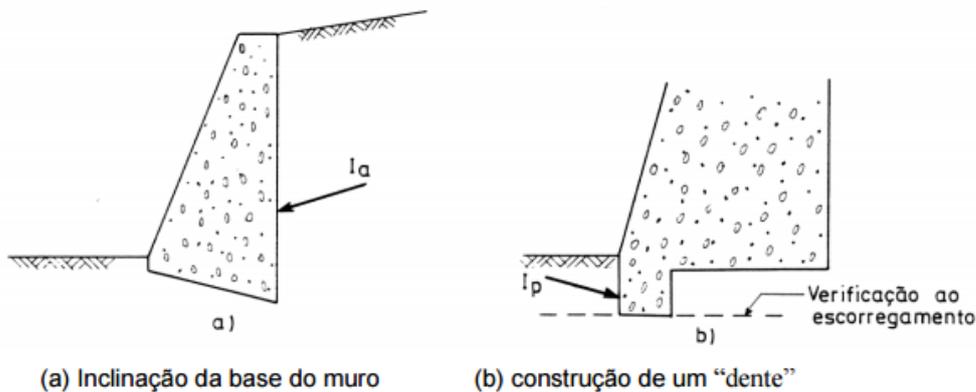
$$\frac{2}{3} \times \tan \phi \leq \tan \delta \leq \tan \phi$$

$$\frac{1}{3} \times c \leq a \leq \frac{3}{4} \times c$$

Ainda segundo Barros (2014), sugere-se também que o valor de “ $F_d \geq 1,5$ ” seja para solos não coesivos e “ $F_d \geq 2,0$ ”, para solos coesivos.

Segundo Gerscovich (2009), o deslizamento pela base é fator condicionante. A Figura 26 ilustra soluções para aumentar o fator de segurança contra o deslizamento da base do muro.

Figura 26 – Medidas para aumentar o fator de segurança contra o deslizamento da base do muro.



Fonte: Gerscovich, 2009.

No caso (a), com a mudança na inclinação da base do muro há uma redução do empuxo sobre o plano que a contém. Já para o caso (b), a construção de um dente contribui para o empuxo passivo.

#### 2.4.4 Verificação da Estabilidade Contra o Tombamento

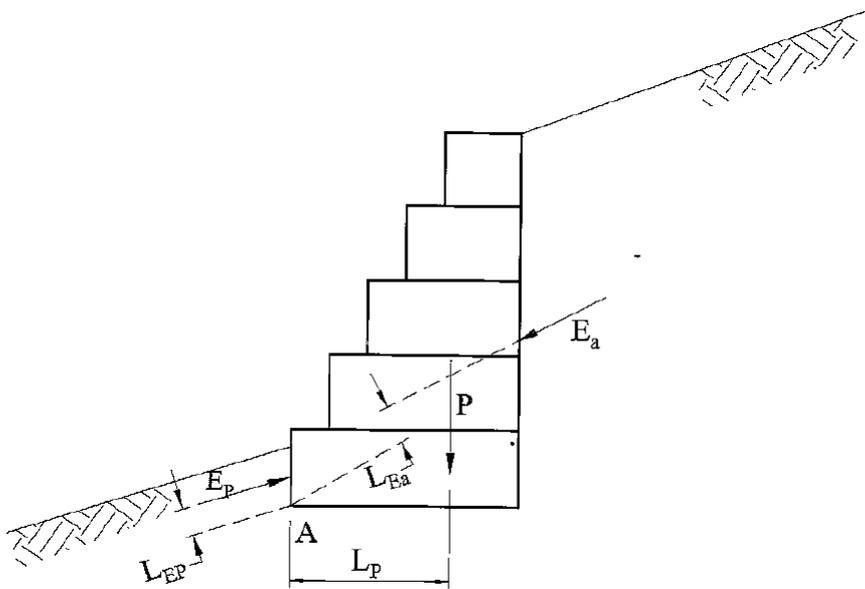
Segundo Barros (2014), o tombamento da estrutura de arrimo pode ocorrer quando o valor do momento do empuxo ativo em relação a um ponto “A” situado no

pé do muro supera o valor do momento do peso próprio da estrutura, somado ao momento do empuxo passivo. O ponto "A" é denominado fulcro de tombamento, demonstrado na Figura 27.

O coeficiente de segurança contra o tombamento é dado por:

$$FS_{tomb} = \frac{M_p + M_{Ep}}{M_{Ea}} \geq 1,5 \quad (\text{Equação 11})$$

Figura 27 – Verificação quanto ao tombamento.



Fonte: Barros, 2014.

Ainda segundo Barros (2014), outra forma de se definir o coeficiente de segurança contra o tombamento é se considerar que apenas a componente horizontal do empuxo ativo " $E_{ah}$ " contribui com o momento de tombamento, enquanto sua componente vertical " $E_{av}$ " contribui com o momento resistente. Assim, o coeficiente de segurança ficaria:

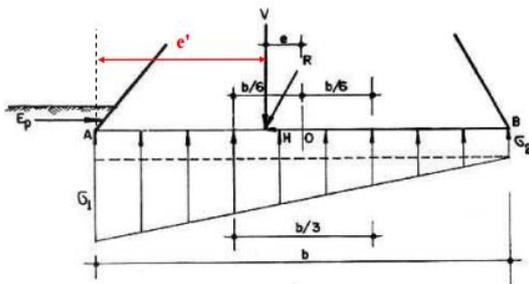
$$FS_{tomb} = \frac{M_p + M_{Ep} + M_{Eav}}{M_{Ea}} \geq 1,5 \quad (\text{Equação 12})$$

### 2.4.5 Verificação das Pressões Aplicadas à Fundação

A capacidade de carga consiste na verificação da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação. A análise geralmente considera o muro rígido e a distribuição de tensões linear ao longo da base (GERSCOVICH, 2009).

Segundo Gerscovich (2009), quando a resultante das forças atuantes no muro estiver no núcleo central da base do muro, o diagrama de pressões no solo será aproximadamente trapezoidal, como demonstrado na Figura 28 que segue.

Figura 28 – Esforços atuantes na base do muro e capacidade de carga da fundação.



Fonte: Gerscovich, 2009.

As equações de equilíbrio serão:

$$\sum F_v = 0; (\sigma_1 + \sigma_2) \times \frac{b}{2} = V \quad (\text{Equação 13})$$

$$\sum M = 0; (\sigma_1 - \sigma_2) \times \frac{b}{2} \times \frac{b}{6} = V \times e \quad (\text{Equação 14})$$

Onde:

$V$  = somatório das forças verticais

$e$  = excentricidade

$b$  = largura da base do muro

A excentricidade é calculada pela resultante de momentos em relação ao ponto A:

$$V = \sum F_v \quad (\text{Equação 15})$$

$$e' = \frac{\sum M}{\sum F_v} \quad (\text{Equação 16})$$

$$e = (b/2) - e' \quad (\text{Equação 17})$$

O critério adotado para evitar a ruptura de fundação do muro é:

$$\sigma_{\max} < \frac{q_{\max}}{FS} \sim \frac{q_{\max}}{2,5} \quad (\text{Equação 18})$$

$$q_{m\acute{a}x} = c' \times N_c + q_s \times N_q + 0,5 \gamma_f \times B' \times N_\gamma \quad (\text{Equa\c{c}\~ao 19})$$

$q_{m\acute{a}x}$  = capacidade de suporte calculada pelo m\~etodo de Terzaghi-Prandtl (Terzagui e Peck, 1967), considerando a base do muro como sendo uma sapata;

$B' = B - 2e$  (largura equivalente da base do muro);

$c'$  = coes\~ao do solo de funda\c{c}\~ao;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga (Tabela 4); e

$q_s$  = sobregarda efetiva no n\~ivel da base da funda\c{c}\~ao ( $q_s = 0$ ), caso a base do muro n\~ao esteja embutida no solo de funda\c{c}\~ao.

Tabela 5 – Fatores de capacidade de carga.

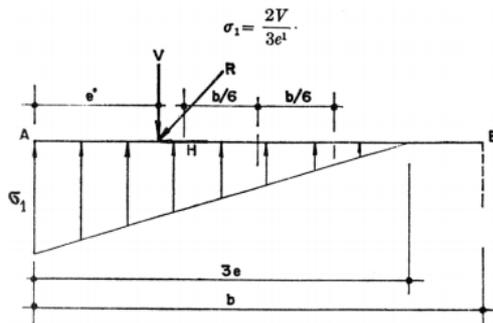
$\phi$ (graus)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,14	1	0
2	5,63	1,2	0,15
4	6,19	1,43	0,34
6	6,81	1,72	0,57
8	7,53	2,06	0,86
10	8,35	2,47	1,22
12	9,28	2,97	1,69
14	10,37	3,59	2,29
16	11,63	4,34	3,06
18	13,1	5,26	4,07
20	14,83	6,4	5,39
22	16,88	7,82	7,13
24	19,32	9,6	9,44
26	22,25	11,85	12,54
28	25,8	14,82	16,72
30	30,14	18,4	22,4
32	35,49	23,18	30,22
34	42,16	29,44	41,06
36	50,59	37,75	56,31
38	61,35	48,93	78,03
40	75,31	64,2	109,41
42	93,71	85,38	155,55
44	118,37	115,31	224,64
46	152,1	158,51	330,35
48	199,26	222,31	496,01
50	266,89	319,07	762,89

Fonte: Vesic, 1975.

No caso de a resultante não estar no núcleo central, a distribuição será triangular e limitada apenas à compressão. Neste caso:

$$\sigma_1 \times 3 \times \frac{e'}{2} = V \rightarrow \sigma_1 = \frac{2 \times V}{3 \times e'} \quad (\text{Equação 20})$$

Figura 29 – Capacidade de carga da fundação (resultante fora do núcleo).



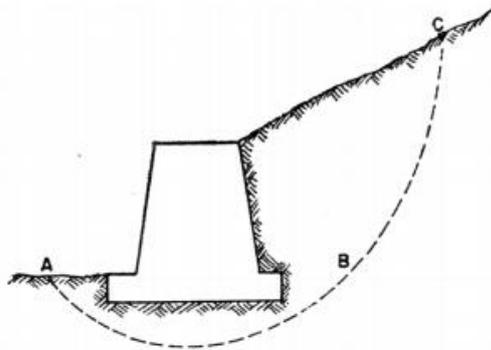
Fonte: Gerscovich, 2009.

#### 2.4.6 Verificação da Estabilidade Contra a Ruptura Global

Segundo Maccaferri (2017), deve ser utilizado o conceito de análise da estabilidade geral, composto por uma linha de ruptura, demonstrada na Figura 30, seguido de verificações.

Segundo Barros (2014), este tipo de ruptura ocorre principalmente quando há camadas ou zonas de solos menos resistentes abaixo da fundação do muro de arrimo.

Figura 30 – Estabilidade global.



Fonte: Gerscovich, 2009.

A forma deste deslizamento é bem similar à forma de ruptura que ocorre em taludes, logo são utilizados os métodos de análise de estabilidade de taludes para verificar-se a ruptura global de um muro de arrimo. Os métodos mais

empregados são: o método das cunhas) e o método de Fellenius e Bishop. O método das cunhas utiliza superfícies de ruptura planas enquanto que o método de Fellenius e Bishop utiliza superfícies de ruptura cilíndrica. (FINOTTI, RIBEIRO e TAVARES, 2013).

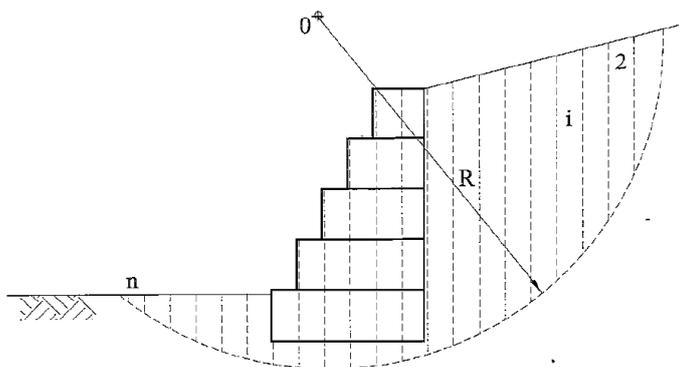
Segundo Barros (2014), os métodos de análise da estabilidade de taludes mais empregados são os que analisam a parte do maciço sujeita ao deslizamento como blocos rígidos e os métodos que analisam como um bloco único dividido em fatias ou lamelas. Os métodos do primeiro tipo geralmente utilizam superfícies de ruptura planas como o método das cunhas, enquanto aqueles do segundo tipo utilizam geralmente superfícies de ruptura cilíndricas com o método de Fellenius e o método de Bishop.

Segundo Gerscovich (2009), o método das cunhas considera a superfície de ruptura delimitada por planos que delimitam cunhas rígidas e através de tentativas é determinada a superfície crítica (a que possui o menor coeficiente de segurança). Os métodos de Fellenius e Bishop possuem como grande vantagem considerar diferentes tipos de situações para o mesmo solo (pressões, solos, lençol freático, sobrecarga).

Já segundo Barros (2014), a grande vantagem dos métodos que subdividem o material em lamelas é a possibilidade de se considerar um grande número de situações tais como camadas de solos diferentes, pressões neutras, lençol freático, sobrecargas, etc.

O método comumente utilizado para a verificação da estabilidade global é o método de Bishop simplificado, demonstrado na Figura 31 e descrito a seguir seguindo a metodologia de Barros (2014).

Figura 31 – Método de Bishop (superfície de ruptura cilíndrica).



Fonte: Barros, 2014.

Primeiramente é arbitrada uma superfície de ruptura cilíndrica, dividindo essa superfície em lamelas como mostrado na figura anterior. As forças que agem sobre cada uma dessas lamelas são o peso próprio da lamela, as forças normal “ $N$ ” e tangencial “ $T$ ” que agem na superfície de ruptura e as forças horizontais “ $H1$ ” e “ $H2$ ” e verticais “ $V1$ ” e “ $V2$ ” que agem nas faces laterais da lamela.

Fazendo o equilíbrio de forças na direção vertical obtém-se:

$$N \times \cos \alpha = P - T \times \sin \alpha - (V1 - V2) \quad (\text{Equação 21})$$

A força tangencial “ $T$ ” é dada por:

$$T = \frac{s \times b_0}{F} = \frac{s \times b}{F \times \cos \alpha} \quad (\text{Equação 22})$$

Onde “ $F$ ” é o coeficiente de segurança (admitido igual para todas as lamelas) contra a ruptura, e “ $s$ ” é a resistência ao cisalhamento na lamela, dada por:

$$s = c + \sigma \times \tan \phi = c + \frac{N \times \cos \alpha}{b} \times \tan \phi \quad (\text{Equação 23})$$

Pode-se admitir que a diferença entre as forças verticais seja nula com pequena perda de precisão no resultado. Assim:

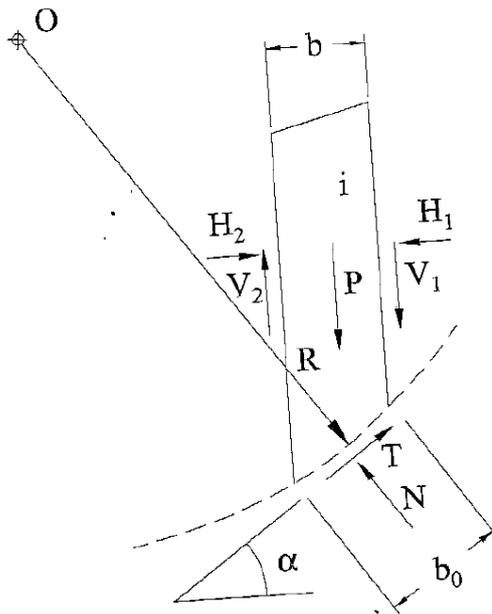
$$N = \frac{P}{\cos \alpha} - \frac{s \times b}{F \times \cos \alpha} \times \tan \alpha \quad (\text{Equação 24})$$

Assim, a resistência “ $s$ ” fica:

$$s = c + \left( \frac{P}{b} - \frac{s}{F} \times \tan \alpha \right) \times \tan \alpha \quad (\text{Equação 25})$$

Fazendo-se o equilíbrio global de momentos em relação ao centro do arco de ruptura e lembrando que a somatória dos momentos das forças laterais entre as lamelas é nula, obtém-se a Figura 32:

Figura 32 – Forças que agem sobre cada lamela.



Fonte: Barros, 2014.

Com as deduções obtém-se o coeficiente de segurança contra a ruptura global através da expressão:

$$F = \frac{\sum \frac{(s \times b + P \times \tan \phi)}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi \times \sin \alpha}{F}}}{\sum (P \times \sin \alpha)} \quad (\text{Equação 26})$$

Como o coeficiente de segurança aparece nos dois lados da expressão, sua determinação é iterativa, devendo-se pesquisar várias superfícies de ruptura até se encontrar a mais crítica, ou seja, com o menor valor de “F”.

#### 2.4.7 Verificação da Estabilidade Contra a Ruptura Interna

Segundo Barros (2014), além das verificações anteriores, deve também ser verificada a possibilidade de ruptura interna da estrutura de arrimo. Esta pode vir a sofrer esforços internos excessivos provocados pelo carregamento externo do empuxo e sobrecargas aplicadas diretamente sobre ela. Assim, esta verificação é feita de forma específica para cada tipo de estrutura de arrimo. No caso dos muros de gabiões, deve-se verificar a segurança contra o deslizamento dos blocos de gabiões superiores sobre os inferiores.

Segundo Barros (2014), para cada nível de blocos de gabiões executa-se a análise de deslizamento considerando-se para o cálculo do empuxo a altura total da

estrutura a partir do topo até aquele nível e considerando-se o atrito entre os blocos como a resistência ao longo da base. Esta resistência é dada pelo ângulo de atrito “ $\phi$ ” e pela coesão “ $c$ ” entre os gabiões. Estes valores são dados por:

$$\phi = 25 \times \gamma_g - 10^\circ \quad (\text{Equação 27})$$

$$c = 0,30 \times p_u - 0,50 \text{ [tf/m}^2\text{]} \quad (\text{Equação 28})$$

Onde “ $\gamma_g$ ” é o peso específico dos gabiões em tf/m<sup>3</sup> e “ $p_u$ ” é o peso da rede metálica em kgf/m<sup>3</sup>.

É necessária também a verificação quanto à tensão normal máxima entre os blocos. Admite-se que a força normal distribui-se uniformemente em torno do seu ponto de aplicação até uma distância “ $d$ ” para cada lado desse ponto. Assim:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{2 \times d} \quad (\text{Equação 29})$$

A tensão normal máxima admissível entre os gabiões é:

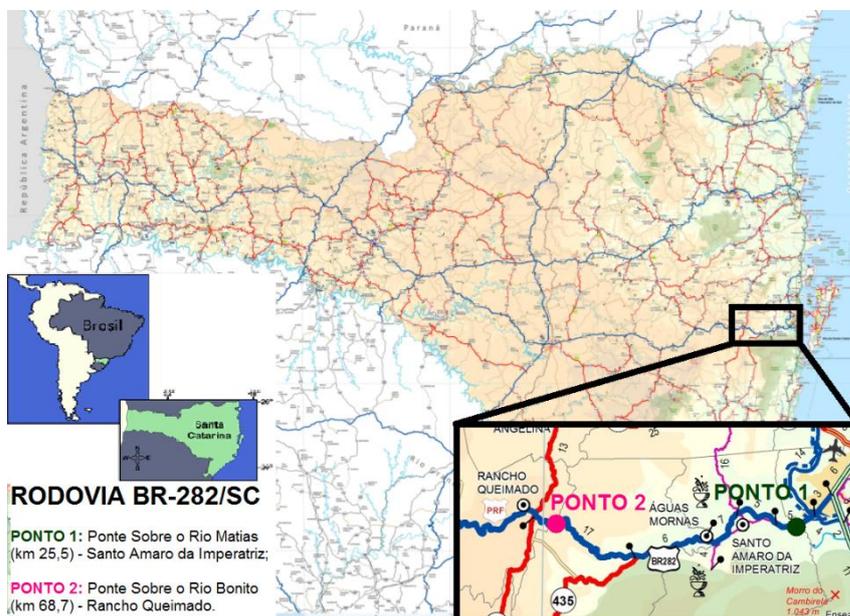
$$\sigma_{adm} = 0,30 \times \gamma_g - 30 \text{ [tf/m}^2\text{]} \quad (\text{Equação 30})$$

### 3 ESTUDO DE CASO

O presente estudo tem por finalidade apresentar a verificação do dimensionamento das soluções adotadas em caráter emergencial em dois pontos onde houve instabilização dos taludes, localizados na Rodovia Federal BR-282/SC, mostrado na Figura 33.

Registra-se que o presente estudo irá abranger apenas as verificações dos dimensionamentos da solução adotada para cada caso, não sendo consideradas outras soluções para a contenção dos taludes.

Figura 33 – Localização do local de estudo.



Fonte: a Autora, 2017.

Para a escolha da técnica apropriada, para cada um dos pontos acima mostrados foram levadas em consideração as seguintes questões:

- ✓ Prazo da execução, tendo em vista as questões levantadas no item “2.1.1 Lei 8.666/93 – Dispensa de Licitação” para obras emergenciais públicas;
- ✓ Questões geotécnicas, por limitação de tempo para realização dos ensaios para obtenção dos parâmetros dos solos;
- ✓ Limitantes geométricos, dificuldade de acesso aos locais dos taludes;
- ✓ Método executivo, tendo em vista a presença de água em ambos os locais (cabeceiras de pontes); e
- ✓ Viabilidade econômica.

Primeiramente será apresentado o estudo para o caso da Ponte sobre o Rio Matias e depois o estudo no caso da Ponte sobre o Rio Bonito, com localização demonstradas na Figura 33.

### 3.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Posteriormente à obtenção das amostras nos locais de estudo, foram realizados ensaios no laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina.

Procedeu-se a coleta de amostra com solo deformado, compactando-o em laboratório. Determinaram-se os parâmetros de resistência e deformação do solo na condição compactada para o solo de reaterro através dos ensaios a seguir.

#### 3.1.1 Compactação Normal

O processo de compactação para este trabalho, evidenciado na Figura 34, procedeu-se com a utilização de cilindro e soquetes pequenos, energia normal, totalizando 26 golpes por camada (3 camadas).

Figura 34 – Ensaio de compactação com cilindro e soquete pequenos.



Fonte: a Autora, 2017.

Foram moldados 5 corpos de prova na amostra do Rio Matias e 6 corpos de prova para a amostra do Rio Bonito, seguindo então os procedimentos da norma para a obtenção dos parâmetros desejados através da curva de compactação.

Os resultados estão dispostos nos Anexos A e B.

### 3.1.2 Cisalhamento Direto

Primeiramente foi realizada a preparação da amostra deformada para o ensaio de cisalhamento. Para cada amostra, foi moldado um corpo de compactado na energia normal e umidade próxima da ótima. Depois de obter os dois cilindros compactados, anéis prismáticos de aproximadamente 10x10x6 cm foram retirados dos cilindros, totalizando 3 anéis para cada cilindro compactado. Calculou-se o valor da umidade dessas amostras no processo de moldagem e pesou-se a amostra confinada no anel prismático para a determinação de sua umidade.

Com os anéis retirados do cilindro compactado, seguiu-se os procedimentos do ensaio de cisalhamento direto, obtendo os resultados dispostos nos Anexos C e D.

Com relação aos parâmetros de resistência referentes ao solo natural indeformado, não foram realizados ensaios devido à dificuldade de acesso nos locais de estudo para a retirada da amostra indeformada. Para a determinação dos coeficientes foram utilizados valores típicos de bibliografias relevantes, como PINTO (2006) e TAKEDA (2006) apud FINOTTI, RIBEIRO E TAVARES, 2013. Adotou-se como parâmetros para o solo da fundação, o ângulo de atrito com valor de 30 graus (solo granular), coesão igual a zero por ser uma situação a favor da segurança e peso específico igual a 17 kN/m<sup>3</sup>.

## 3.2 PONTE SOBRE O RIO MATIAS

A Ponte sobre o Rio Matias está localizada na Rodovia BR-282/SC, região de Santo Amaro da Imperatriz, trecho Florianópolis – Fronteira Brasil/Argentina (Ponte sobre o Rio Peperiguaçu), subtrecho Entr. BR-101 (B) (Palhoça) – Santo Amaro da Imperatriz, km 25+500.

### 3.2.1 Problemática

O principal problema da cabeceira da ponte em questão foi o avanço do processo erosivo sob o leito estradal e a ruptura do gabião de sustentação do aterro do encontro leste, gerando dois efeitos: a) carga do material rompido sobre um dos blocos de fundação da ponte (envolvendo as estacas, o bloco e o pilar) podendo levá-lo ao cisalhamento e b) possibilidade de ruptura global do encontro com o avanço do processo erosivo (potencialmente em risco em caso de elevação do nível d'água do rio).

As Figuras 35 a 52 denotam a gravidade do problema, caracterizando a situação de risco aos usuários, justificando a necessidade da dispensa de licitação. O acostamento já havia sido interditado e a interdição da faixa direita da rodovia (faixa de sentido Florianópolis – Lages) seria questão de tempo.

Figura 35 – Vista do encontro Leste da ponte.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 36 – Encontro Leste (erosão sob o acostamento norte – LD, junto a placa da ponte).



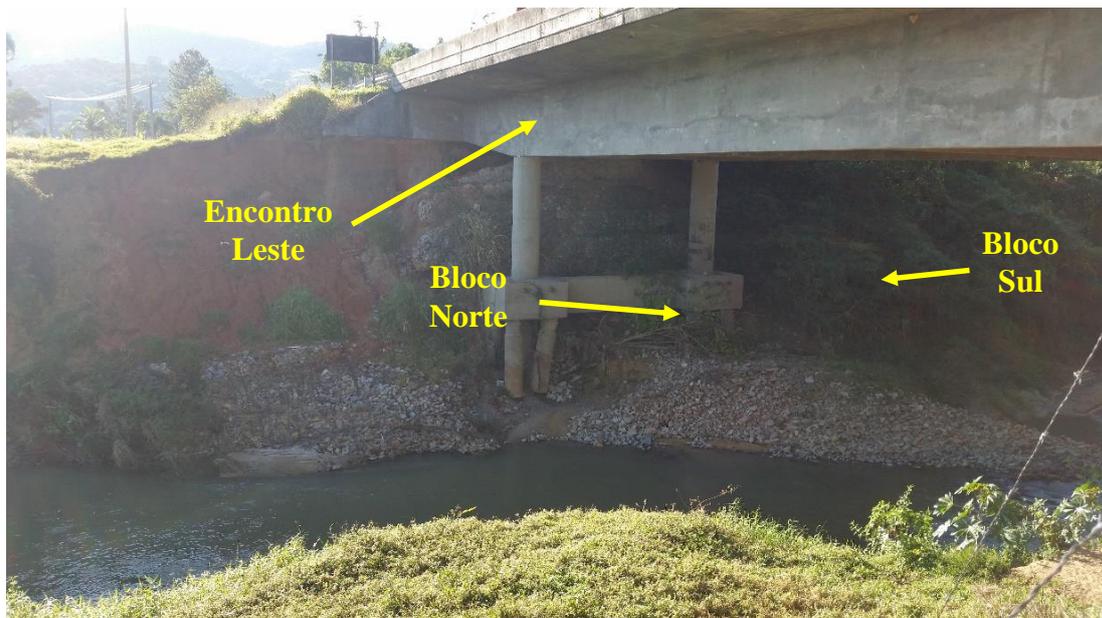
Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 37 – Vista do Rio Matias – Lado de montante (margem à direita da foto bastante erodida).



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 38 – Vista do lado interno do encontro Leste da ponte. Percebe-se uma exposição das estacas sob o bloco norte devido ao avanço progressivo de afundamento da margem leste do rio. Vê-se ainda a erosão avançada da porção norte (lado esquerdo da foto) do encontro e a ruptura do gabião junto ao bloco norte.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 39 – Vista do conjunto de fundações lado Leste da ponte. O bloco norte (à esquerda da foto) estava a cerca de 2,5 metros do nível da margem do rio, situação provocada pelo avanço progressivo da erosão da margem do rio. Ao fundo vê-se o deslocamento do gabião em direção ao bloco norte.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 40 - Detalhe da erosão progressiva junto à cabeceira norte da ponte, provocada pela curvacidade do rio imediatamente antes da ponte.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 41 – Tomada da erosão na cabeceira leste da ponte, lado norte (direito da foto), avançando sob o acostamento e colocando em risco a integridade do leito estradal. Não há laje de transição.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 42 – Vista inferior da erosão junto a cabeceira leste, lado norte.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 43 - Bloco norte da fundação leste da ponte. São 5 estacas revestidas nos primeiros 2,5 metros por tubos de concreto. Vê-se que a erosão da margem deixou em a estaca exposta e o enchimento dos tubos se perdeu, deixando a estaca desprotegida no interior dos tubos.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 44 - (a) Vista da infra-meso-super estrutura no bloco norte. (b) Detalhe do rompimento do gabião atrás do bloco (uma das caixas de tela esvaziada com a saída das pedras).



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 45 – Vista da fundação leste. Bloco sul (à direita da foto) em condição mais favorável.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 46 – Vista do bloco sul do encontro leste. Por trás do bloco sul o gabião estava preservado, vê-se a ruptura do gabião incidindo sobre o bloco norte (ao fundo da foto).



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 47 – Vista da ruptura do gabião junto ao bloco norte. Vê-se as trincas de ruptura indicando rotação na direção do bloco norte.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 48 - Face norte do encabeçamento leste da ponte. Vê-se a rotação do gabião junto a face de trás do bloco norte e a perda de material (solo) por trás do gabião, processo que avançou até o topo do aterro, abaixo do revestimento do acostamento, deixando o acostamento pendurado e expondo o encabeçamento da ponte no encontro do aterro.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 49 - Vista da erosão junto a face norte do encontro leste da ponte, demonstrando que o acostamento se encontrava pendurado, com perda de material sob o acostamento que já atingindo a projeção da pista de rolamento, processo que se não fosse contido urgentemente poderia representar risco ao usuário e interdição da pista.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 50 - Aproximação do avanço da erosão que atingiu o encontro leste da ponte, representado por perda do aterro junto a face norte do encontro, descalçando o acostamento. A continuidade deste processo, sobretudo se houver elevação do nível d'água do rio, pode representar a perda do encontro e interdição da pista de sentido Florianópolis – Lages.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 51 - Vista da face norte da ponte (sentido montante – jusante), onde se visualiza o curso d'água, a rotação do gabião na direção do bloco norte de fundação e a erosão junto ao encontro leste.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 52 – Vista dos blocos, pilares e gabião do encontro oeste, demonstrando a preservação desta face. O encabeçamento da ponte no lado oeste era idêntico ao lado leste que hoje se apresenta com problema.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

O problema de ruptura do gabião no encontro da Ponte sobre o Rio Matias já se estendia desde junho de 2016, após fortes eventos pluviométricos. Como o tráfego não ficou interrompido, a decretação de emergência foi descartada pela Superintendência na oportunidade e estava em preparação um edital de licitação para a recuperação do gabião, uma vez que o contrato de manutenção disponível para a rodovia não tinha mais condições de ser aditado para suportar estes tipos de serviços.

Com a entrada da estação chuvosa, as chuvas de 1º de janeiro de 2017 agravaram a situação, de modo que o acostamento da rodovia ficasse suspenso, deixando a faixa da direita da rodovia completamente exposta. Emergencialmente o acostamento da rodovia BR-282/SC junto a cabeceira da Ponte foi interditado.

No dia 3 de janeiro de 2017, constatou-se que o pavimento da faixa direita da rodovia estava bastante exposto, já que o aterro do encontro foi perdido com o avanço contínuo da erosão nas últimas chuvas relatadas, deixando o espaço sob o acostamento completamente oco.

Com o problema, caso ocorresse uma nova chuva que ocasionasse a elevação do nível do Rio Matias naquela seção, corria-se o risco de queda da pista (parcial ou integralmente). Nesta hipótese, impossível de ser monitorada durante uma enxurrada, havia risco de acidentes graves, pois a queda da pista no encabeçamento da ponte de forma abrupta poderia levar danos irreversíveis a vidas humanas e/ou prejuízos incalculáveis a veículos, fora a interdição da pista (onde na melhor das hipóteses seria apenas uma faixa interditada).

A área afetada compreendia o início da ponte (contato do aterro com a viga transversal da ponte, já que não há laje de transição) até uma distância de 5 metros deste ponto.

O problema não se restringia apenas à preservação das vidas humanas (contendo o aterro rompido e preenchendo a área oca do pavimento suspenso), mas também a recuperação do gabião rompido, a recuperação da margem do rio no contato com a ponte e a proteção das estacas metálicas do bloco de fundação norte do encontro leste.

As implicações ao tráfego eram relevantes, pois a rota alternativa possível se daria por dentro de ruas urbanas do município de Santo Amaro da Imperatriz, que não está preparada para receber tráfego pesado.

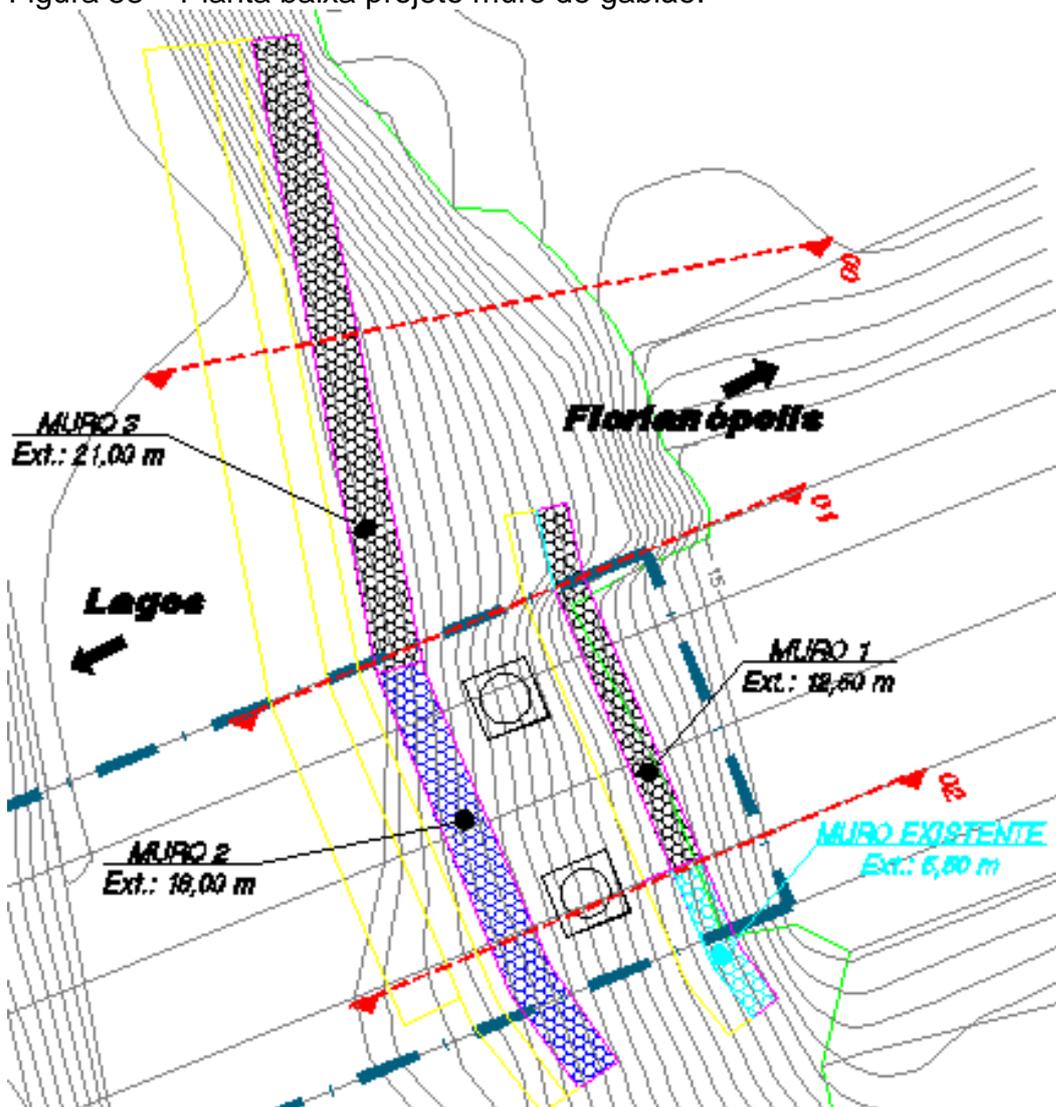
### **3.2.2 Solução Adotada**

A solução para resolver o problema foi o desvio da calha do rio para junto dos pilares do lado oeste da ponte, a reconformação da calha do rio junto aos blocos dos pilares leste da ponte, o enchimento da proteção das estacas metálicas do bloco norte da fundação leste da ponte, a retirada do gabião do encontro leste (ampliando o gabião, permitindo controlar o processo erosivo na curva do rio), a reconstrução do

aterro de encontro a partir de sua nova base junto ao gabião reconstruído e, por fim, a reconstrução do pavimento na região que foi recolocado material de enchimento do aterro rompido.

A planta baixa do projeto do muro de gabião está representada na Figura 53.

Figura 53 – Planta baixa projeto muro de gabião.

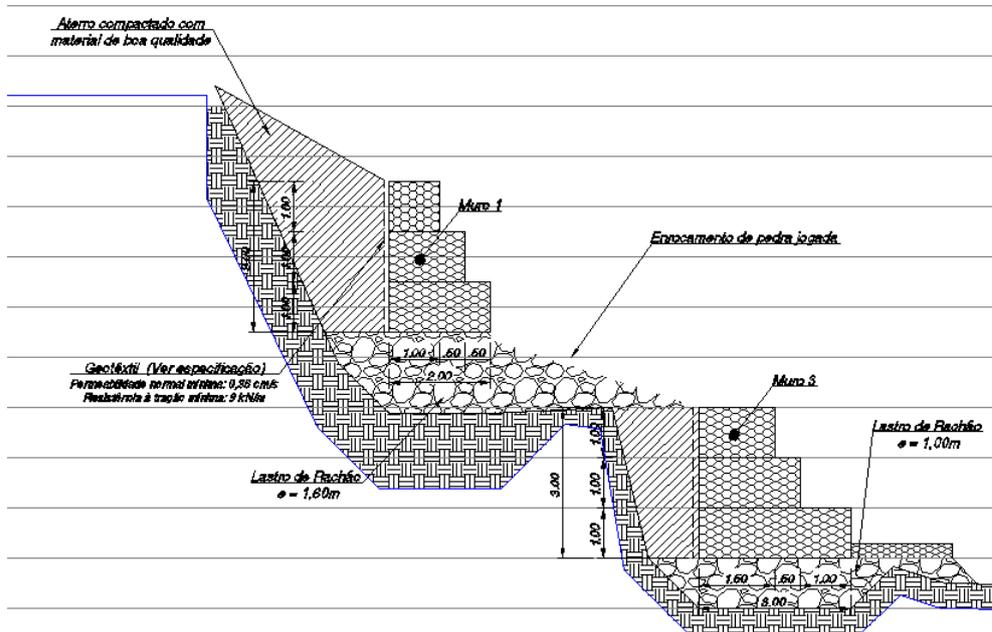


Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

O projeto contemplou três seções distintas. O Muro 1 seguiu a seção do muro já existente, o qual havia sofrido com os efeitos da erosão. O Muro 3, foi dimensionado visando conter o processo erosivo causado pelo movimento do Rio Matias, alargando-o até o limite da faixa de domínio de 40,00 metros em relação ao eixo da rodovia.

As seções dos Muros 1 e 3 estão representados na Figura 54 a seguir (Estaca 01 da planta baixa).

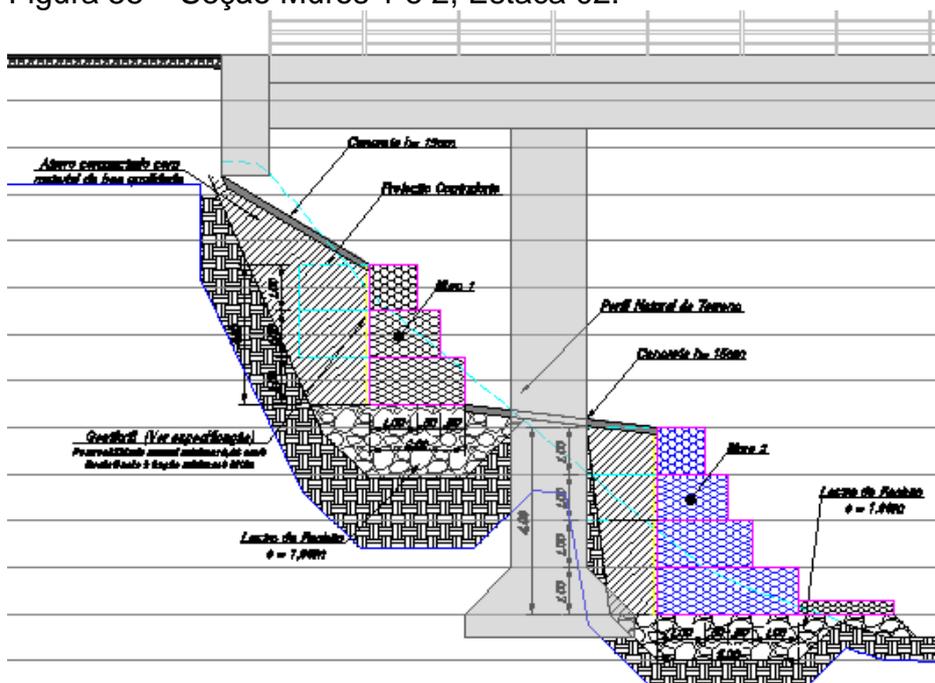
Figura 54 – Seção Muros 1 e 3, Estaca 01.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

O Muro 2, representado na Figura 55, foi dimensionado não só objetivando a proteção do aterro contra o processo erosivo, mas também a proteção das estacas da ponte, que, como citado anteriormente, estavam expostas.

Figura 55 – Seção Muros 1 e 2, Estaca 02.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Para a análise de estabilidade foi escolhido o Muro 2 por ser a seção crítica de projeto: apresenta a maior altura, carrega a carga do Muro 1 junto com a carga do aterro e também está exposto ao movimento do Rio Matias, com o nível da água variável.

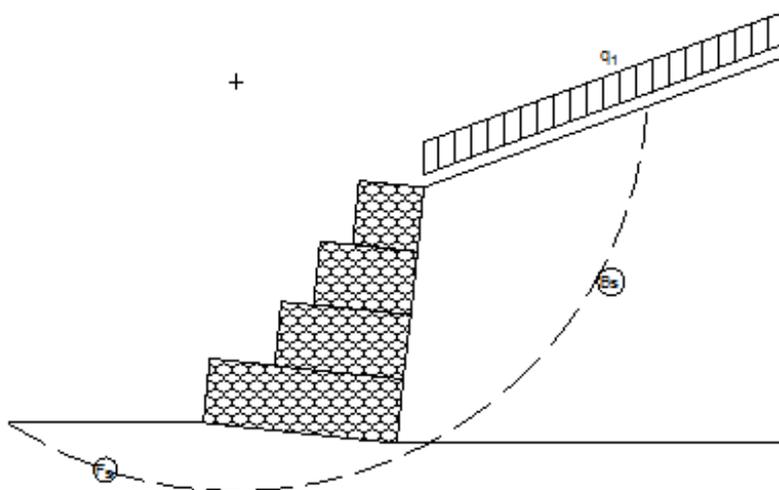
### 3.2.3 Verificação da Solução Adotada - Análise de Estabilidade

Neste item são apresentados os resultados das análises de estabilidade quanto ao deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global para o Muro 2 com seção apresentada na Figura 55. As verificações foram feitas através do software GawacWin (Figura 56), disponibilizado pela Maccaferri, software que utiliza as teorias apresentadas na Revisão Bibliográfica. Os memoriais de cálculo de cada seção estão apresentados nos anexos.

No Estudo de Caso utilizou-se os parâmetros do terrapleno obtidos nos ensaios realizados neste trabalho, a fim de verificar os resultados considerando os parâmetros usados no perfil original.

O primeiro caso estudado, seção do Muro 2 da Ponte sobre o Rio Matias, possui 4 metros de altura e 3 metros de largura de base.

Figura 56 – Muro 2 posicionado no software GawacWin.



Fonte: a Autora, 2017.

Após o posicionamento da seção do muro, partiu-se para o preenchimento dos parâmetros do solo obtidos através dos ensaios acima citados, além das características do próprio muro de gabião, dados fornecidos pela Maccaferri.

Na Tabela 6 apresenta-se o comparativo entre os parâmetros utilizados na fase de projeto com os utilizados no estudo de caso.

Tabela 6 – Parâmetros do Solo.

<b>DADOS MURO DE GABIÃO</b>		
	<b>Projeto Emergencial</b>	<b>Estudo de Caso</b>
Inclinação	0,00 graus	6,00 graus
Peso específico da pedra	24,20 kN/m <sup>3</sup>	24,20 kN/m <sup>3</sup>
Porosidade gabião	30,00%	30,00%
Malha e diâmetro do arame	8x10 Ø 2,4 mm CD	8x10 Ø 2,4 mm CD
Geotêxtil no terrapleno	Sim	Sim
Redução no atrito terrapleno	5,00%	5,00%
Geotêxtil sob a base	Não	Não
<b>DADOS TERRAPLENO</b>		
	<b>Projeto Emergencial</b>	<b>Estudo de Caso</b>
Peso específico	18,00 kN/m <sup>3</sup>	15,22 kN/m <sup>3</sup>
Ângulo de atrito	26,00 graus	35,50 graus
Coesão	15,00 kN/m <sup>2</sup>	18,10 kN/m <sup>2</sup>
<b>DADOS FUNDAÇÃO</b>		
	<b>Projeto Emergencial</b>	<b>Estudo de Caso</b>
Peso específico	18,00 kN/m <sup>3</sup>	17,00 kN/m <sup>3</sup>
Ângulo de atrito	26,00 graus	30,00 graus
Coesão	15,00 kN/m <sup>2</sup>	0,00 kN/m <sup>2</sup>

A Tabela 7 contém os resultados das análises feitas para cada situação.

Tabela 7 – Análises de estabilidade

<b>ANÁLISES ESTABILIDADE</b>		
	<b>Projeto Emergencial</b>	<b>Estudo de Caso</b>
Deslizamento (FS $\geq$ 2,0)	2,46	4,38
Tombamento (FS $\geq$ 1,50)	5,68	12,91
Ruptura Global (FS $\geq$ 1,50)	1,49	1,90
Tensão na base (esquerda)	51,08 kN/m <sup>2</sup>	2,76 kN/m <sup>2</sup>
Tensão na base (direita)	85,15 kN/m <sup>2</sup>	91,87 kN/m <sup>2</sup>
Máxima tensão admissível	188,49 kN/m <sup>2</sup>	131,02 kN/m <sup>2</sup>

Observa-se que os valores dos fatores de segurança para as análises de deslizamento de base, tombamento, ruptura global e tensões atenderam aos fatores mínimos/máximos e foram maiores do que o de projeto.

As Figuras 57 e 58 representam o antes e depois da cabeceira estudada.

Figura 57 – Muro de gabião posicionado, seção crítica.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 58 – Muro de gabião posicionado, visão geral.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

### 3.3 PONTE SOBRE O RIO BONITO

#### 3.3.1 Problemática

A Ponte sobre o Rio Bonito está localizada na rodovia BR-282/SC, em Rancho Queimado, trecho Florianópolis – Fronteira Brasil/Argentina (Ponte sobre o Rio Peperiguaçu), subtrecho Entr. SC-108 (Rancho Queimado) – Entr. SC-345(A) /352 (Alfredo Wagner), km 68+700.

Dada a morfologia do local do estudo, o Rio Bonito tem por característica a operação em regime supercrítico quando em torrentes. Comumente, mesmo em chuvas de alta intensidade, não há registros históricos de problemas nesta ponte, o que denota que o episódio das chuvas de 1º de janeiro de 2017 foi atípico, não só pela concentração pluviométrica na cabeceira da bacia hidrográfica elevando rapidamente o nível do rio, mas também pelo transporte de galhos e troncos juntos à tormenta.

O principal problema evidenciado foi a ruptura do aterro de encontro da cabeceira leste da Ponte, a qual foi provocada pela passagem de forte corrente d'água motivada pela ação conjunta da elevação do nível d'água do rio e a obstrução do vão central da calha de passagem do fluxo do rio sob a ponte, por troncos e arbustos trazidos na enxurrada. Conseqüentemente a passagem do fluxo foi deslocada para o talude do aterro de encontro da cabeceira leste da ponte, por detrás dos pilares leste da estrutura, arrancando a proteção do talude composta por placas de concreto e iniciando um rápido processo erosivo, cujo avanço foi descalçando o aterro culminando na sua ruptura.

As Figuras 59 a 67 mostram o estado do aterro de encontro leste da Ponte sobre o Rio Bonito após o evento pluviométrico de 1º de janeiro de 2017, demonstrando a necessidade urgente de recuperação. A situação não comprometia só o fluxo de veículos (pois a faixa de tráfego de sentido Florianópolis – Lages ficou intransitável), como também expunha a rodovia à interdição completa caso o avanço do descalçamento do aterro de encontro não fosse contido (há que se considerar que os meses de janeiro e fevereiro pertencem a estação chuvosa da região e correspondem ao período de maior registro histórico de chuvas intensas em Santa Catarina).

Figura 59 - Vista (sentido Lages – Florianópolis) do aterro rompido na cabeceira leste da Ponte sobre o Rio Bonito.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 60 – Vista sentido Florianópolis – Lages: perda da estrutura superficial da pista junto ao bordo direito.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 61 – Vista de cima do pavimento da ruptura na cabeceira leste (apesar de ter rompido apenas parte do pavimento, o comprometimento do aterro abaixo do pavimento foi bem maior, como se verá nas imagens posteriores).



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 62 – Fissura no pavimento a 6,35 m da viga transversal da ponte, delimitando a área em risco referente a cabeceira leste.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 63 – Fissura com abertura variando de 0,5 a 2 cm. Percebeu-se aumento da abertura com a passagem do tráfego, evidenciando o risco iminente de ruptura.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 64 – Outra fissura na cabeceira leste, junto a viga transversal da ponte, demonstrando que o pavimento estava descalçado e com risco de queda. Esta fissura apresentava abertura de 1 a 2 centímetros e diferença de nível de 0,5 centímetros.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 65 – Queda do aterro de encontro, ao passo que demonstra que o pavimento ficou suspenso.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 66 – Vista de baixo para cima da ruptura, evidenciando a extensão do problema, demonstrando a perda de material e a porção do pavimento que se encontrou sem sustentação (entre a viga transversal e o solo não rompido), com enorme risco de queda instantânea, além de não apresentar resistência para suporte do tráfego. Não há laje de transição.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 67 – Vista (sentido Florianópolis – Lages) evidenciando a ruptura do aterro de encontro no lado direito da cabeceira lesta da Ponte e o arrancamento das placas de concreto que protegiam a face do talude.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

A ruptura do aterro de encontro da Ponte sobre o Rio Bonito ocorreu no dia 1º de janeiro de 2017, tendo sido constatada pela Polícia Rodoviária Federal – PRF. A própria PRF encaminhou o memorando ao Departamento Nacional de Infraestrutura E Transportes – DNIT, no qual solicitava providências urgentes do órgão.

Emergencialmente a faixa da direita da rodovia BR-282/SC junto a cabeceira da Ponte foi parcialmente interditada com cones e tambores, tendo em vista que superficialmente o buraco ocasionado pela ruptura do encontro se restringia a porção entre a barreira de concreto e o bordo da pista direita.

As reportagens veiculadas na imprensa evidenciaram a gravidade do problema e a implicação no tráfego, justamente na época de maior movimentação de veículos em direção ao litoral. Outro apontamento trazido pelas reportagens a respeito da situação foi o agravante de não haver rota alternativa próxima, o que implicaria em deslocamento do tráfego para a BR-470. Além disso, caso a ponte fosse totalmente interditada, não haveria espaço para manobras do tipo retorno para veículos de grande porte.

Com a vistoria realizada no dia 3 de janeiro de 2017, constatou-se que o pavimento, em toda a largura da faixa da direita da rodovia, estava suspenso, já que o aterro do encontro foi perdido com a ruptura e o avanço contínuo da erosão na

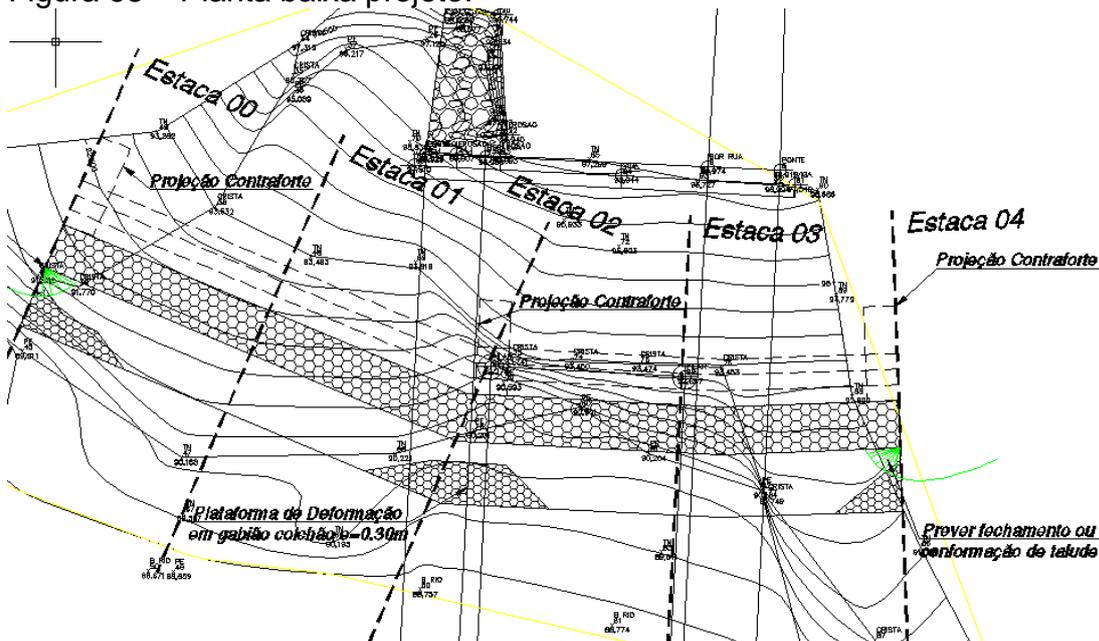
enxurrada, deixando o espaço sob a pista completamente oco. A área afetada estava do início da ponte (contato do aterro com a viga transversal da ponte) até uma distância de 6,5 m deste ponto. Havia o risco iminente de queda, tendo em vista as trincas que se formavam no pavimento (no contato com a viga transversal da ponte e no limite da ruptura a 6,35 m de distância) e que avançam não só em extensão como em tamanho da abertura, denotando que o pavimento não estava em condições seguras de suportar o peso do tráfego. Em função disso, a faixa da direita (sentido Florianópolis – Lages) foi totalmente interditada no dia da vistoria (3 de janeiro de 2017).

### 3.3.2 Solução Adotada

A solução para resolver o problema foi a reconstrução do aterro de encontro a partir de sua base junto ao rio, acrescida de uma estrutura auxiliar de proteção e contenção do tipo gabião. Inicialmente foi realizado um enrocamento de pedra jogada para proteger o talude de outras enxurradas e posteriormente a reconstrução do aterro com uma estrutura de contenção do tipo gabião para proteger não só o talude como também fazer o trabalho de contenção. Para finalizar, foi feita a reconstrução do pavimento.

Na Figura 68 encontra-se o projeto adotado para esta situação.

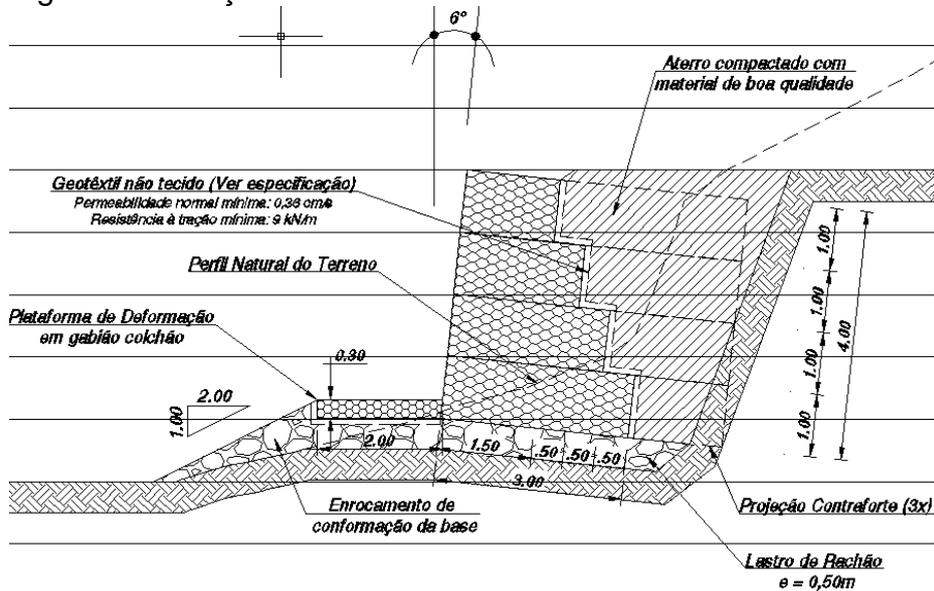
Figura 68 – Planta baixa projeto.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Para o caso da Ponte sobre o Rio Bonito, foi adotada apenas uma seção de muro, representada na Figura 69.

Figura 69 – Seção do muro.

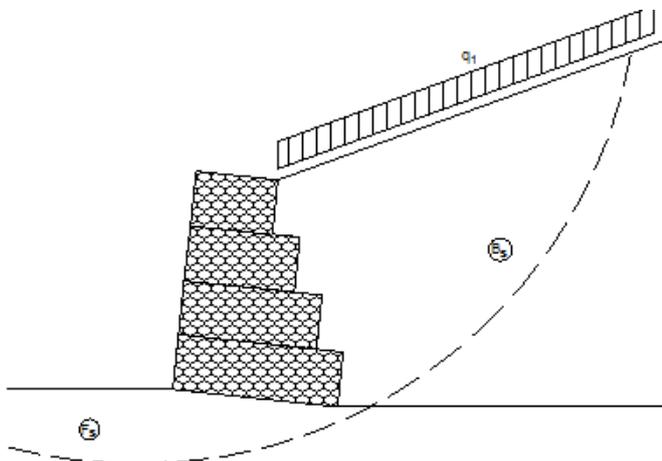


Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

### 3.3.3 Verificação da Solução Adotada - Análise de Estabilidade

Neste item são apresentados os resultados das análises de estabilidade quanto ao deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global para o muro com seção apresentada na Figura 69 acima. As verificações foram feitas através do software GawacWin, como na Figura 70, disponibilizado pela Maccaferri, software que utiliza as teorias apresentadas na Revisão Bibliográfica. Os memoriais de cálculo de cada seção estão apresentados nos anexos.

Figura 70 – Muro desenhado no software GawacWin.



Fonte: a Autora, 2017.

Tabela 8 – Parâmetros do Solo.

<b>DADOS MURO DE GABIÃO</b>		
	<b>Projeto Emergencial</b>	<b>Estudo de Caso</b>
Inclinação	0,00 graus	6,00 graus
Peso específico da pedra	24,20 kN/m <sup>3</sup>	24,20 kN/m <sup>3</sup>
Porosidade gabião	30,00%	30,00%
Malha e diâmetro do arame	8x10 Ø 2,4 mm CD	8x10 Ø 2,4 mm CD
Geotêxtil no terrapleno	Sim	Sim
Redução no atrito terrapleno	5,00%	5,00%
Geotêxtil sob a base	Não	Não
<b>DADOS TERRAPLENO</b>		
	<b>Projeto Emergencial</b>	<b>Estudo de Caso</b>
Peso específico	18,00 kN/m <sup>3</sup>	16,320 kN/m <sup>3</sup>
Ângulo de atrito	26,00 graus	32,20 graus
Coesão	15,00 kN/m <sup>2</sup>	26,50 kN/m <sup>2</sup>
<b>DADOS FUNDAÇÃO</b>		
	<b>Projeto Emergencial</b>	<b>Estudo de Caso</b>
Peso específico	18,00 kN/m <sup>3</sup>	17,00 kN/m <sup>3</sup>
Ângulo de atrito	26,00 graus	30,00 graus
Coesão	15,00 kN/m <sup>2</sup>	0,00 kN/m <sup>2</sup>

A Tabela 9 contém os resultados das análises feitas para esta situação.

Tabela 9 – Análises de estabilidade

<b>ANÁLISES ESTABILIDADE</b>		
	<b>Projeto Emergencial</b>	<b>Estudo de Caso</b>
Deslizamento (FS $\geq$ 2,0)	2,45	5,10
Tombamento (FS $\geq$ 1,50)	5,07	9,74
Ruptura Global (FS $\geq$ 1,50)	1,81	1,94
Tensão na base (esquerda)	97,07 kN/m <sup>2</sup>	76,56 kN/m <sup>2</sup>
Tensão na base (direita)	42,63 kN/m <sup>2</sup>	44,06 kN/m <sup>2</sup>
Máxima tensão admissível	175,15 kN/m <sup>2</sup>	134,31 kN/m <sup>2</sup>

Observa-se que os valores dos fatores de segurança para as análises de deslizamento de base, tombamento, ruptura global e tensões atenderam aos fatores mínimos/máximos e foram maiores do que o de projeto.

As Figuras 71 e 72 representam o antes e depois da cabeceira estudada.

Figura 71 – Muro de gabião posicionado.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

Figura 72 – Muro de gabião posicionado.



Fonte: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017.

### 3.4 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A título de investigação dos resultados, foram feitas variações pontuais nos parâmetros do solo e na inclinação para cada muro, até a constatação da ruptura, que ocorre quando uma das verificações atinge o fator de segurança mínimo. Contudo, foram calculadas 54 situações de análises de estabilidade, demonstradas a seguir.

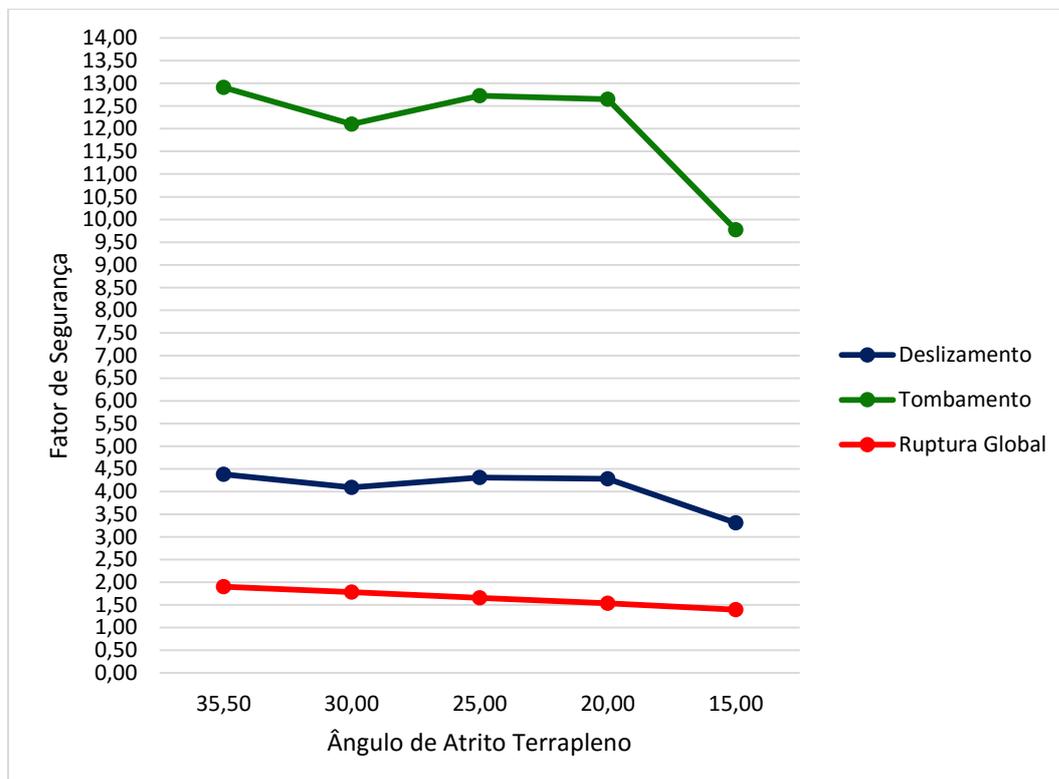
#### 3.4.1 Variação dos Parâmetros do Solo do Terrapleno – Muro Rio Matias

Tabela 10 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 18,10 kN/m<sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito.

	Fator de Segurança			
	Deslizamento	Tombamento	Ruptura Global	
Ângulo de Atrito (graus)	35,50	4,38	12,91	1,90
	30,00	4,09	12,10	1,78
	25,00	4,31	12,73	1,65
	20,00	4,28	12,65	1,53
	15,00	3,31	9,77	1,39

Fonte: a Autora, 2017.

Gráfico 1 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 18,10 kN/m<sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito.



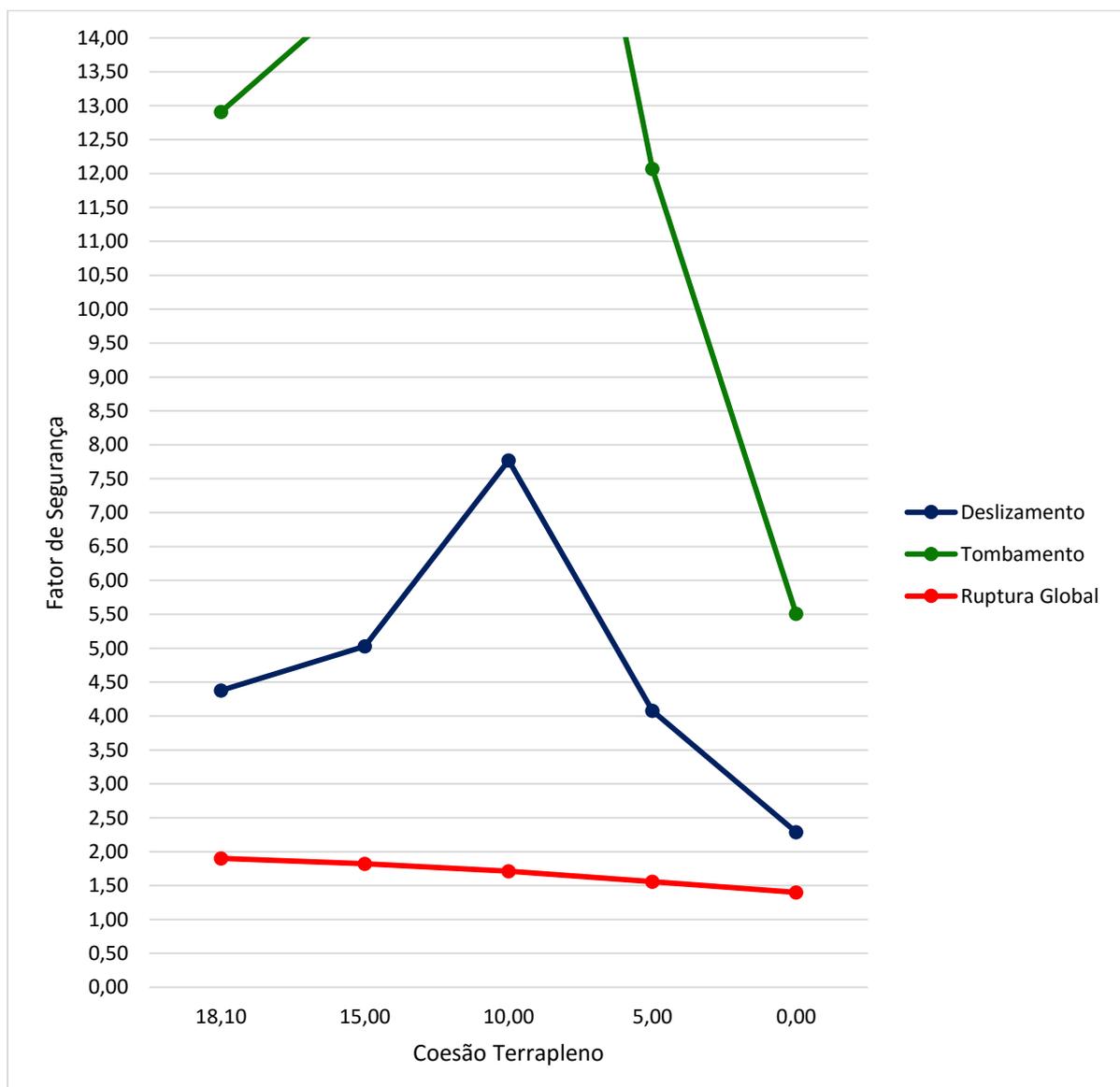
Fonte: a Autora, 2017.

Tabela 11 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em  $35,50^\circ$  e variada a coesão.

	Fator de Segurança			
	Deslizamento	Tombamento	Ruptura Global	
Coesão (kN/m <sup>2</sup> )	18,10	4,38	12,91	1,90
	15,00	5,03	14,76	1,82
	10,00	7,77	22,52	1,71
	5,00	4,08	12,07	1,56
	0,00	2,29	5,51	1,40

Fonte: a Autora, 2017.

Gráfico 2 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em  $35,50^\circ$  e variada a coesão.



Fonte: a Autora, 2017.

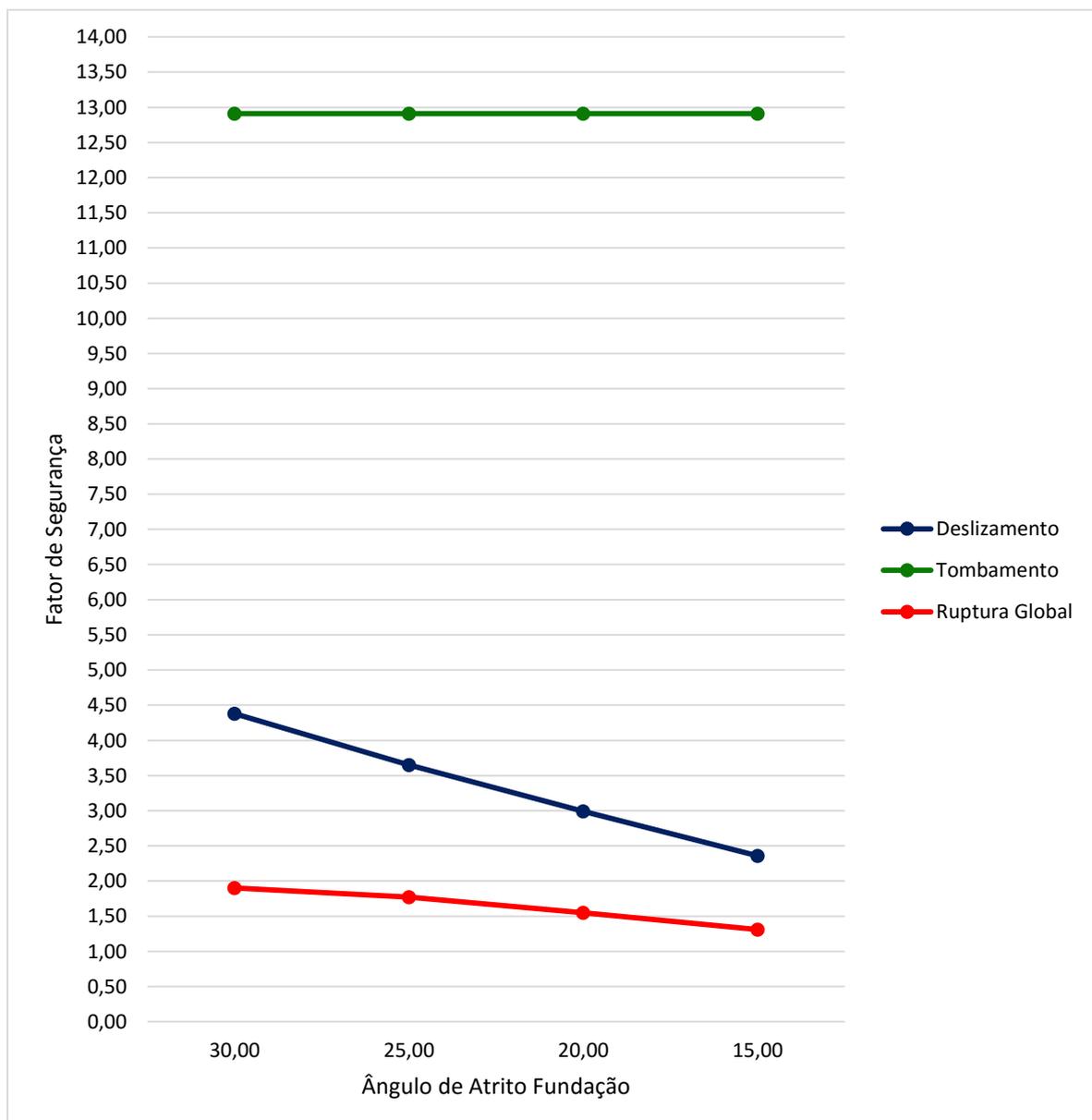
### 3.4.2 Variação dos Parâmetros do Solo da Fundação – Muro Rio Matias

Tabela 12 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 0 kN/m<sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito.

		Fator de Segurança		
		Deslizamento	Tombamento	Ruptura Global
Ângulo de Atrito (graus)	30,00	4,38	12,91	1,90
	25,00	3,65	12,91	1,77
	20,00	2,99	12,91	1,55
	15,00	2,36	12,91	1,31

Fonte: a Autora, 2017.

Gráfico 3 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 0 kN/m<sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito.



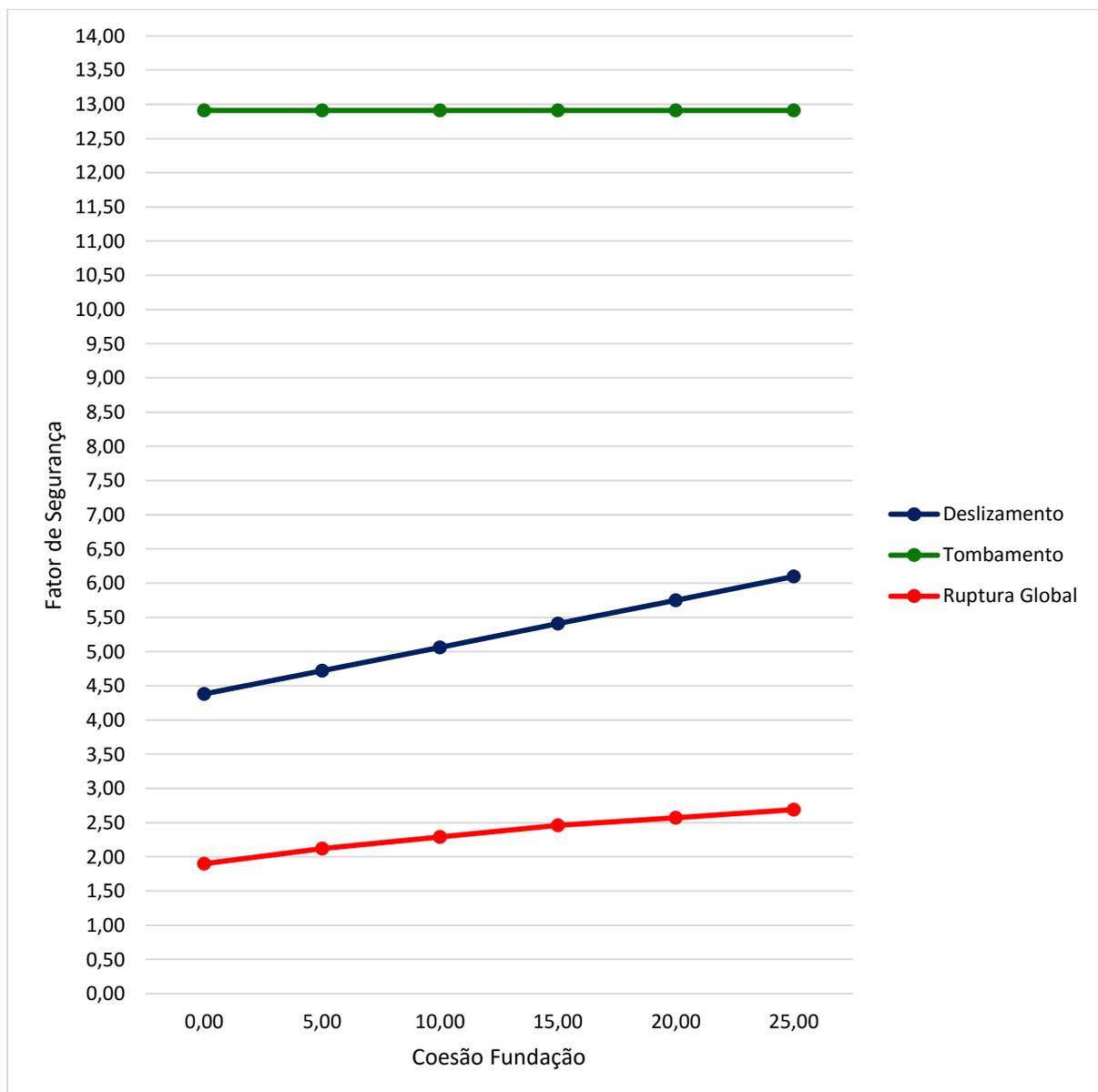
Fonte: a Autora, 2017.

Tabela 13 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em 30,00° e variada a coesão.

	Coesão (kN/m <sup>2</sup> )	Fator de Segurança		
		Deslizamento	Tombamento	Ruptura Global
	0,00	4,38	12,91	1,90
	5,00	4,72	12,91	2,12
	10,00	5,06	12,91	2,29
	15,00	5,41	12,91	2,46
	20,00	5,75	12,91	2,57
	25,00	6,10	12,91	2,69

Fonte: a Autora, 2017.

Gráfico 4 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em 30,00° e variada a coesão.



Fonte: a Autora, 2017.

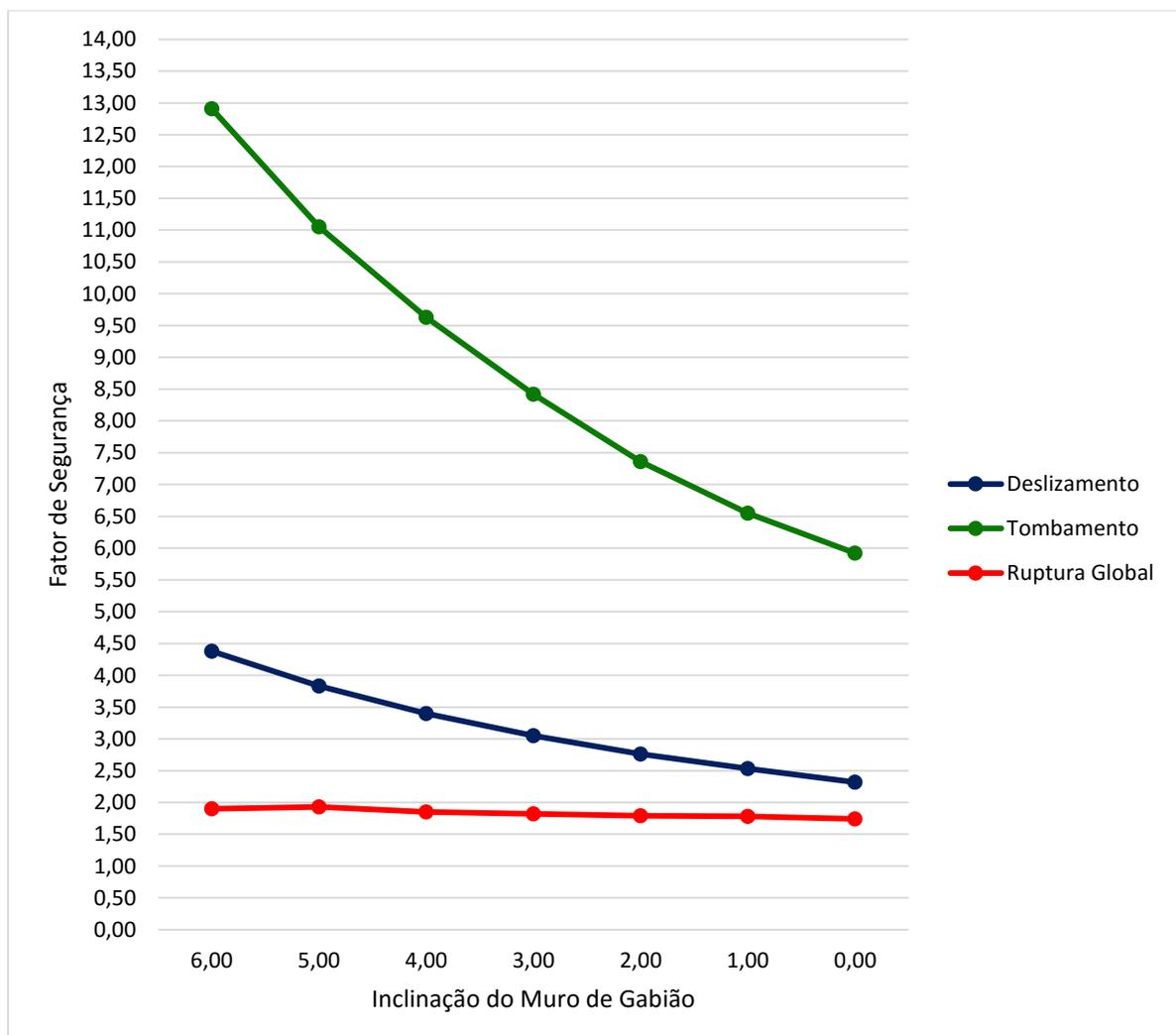
### 3.4.3 Variação na Inclinação do Muro – Muro Rio Matias

Tabela 14 – Variação na inclinação do muro utilizando os mesmos parâmetros do solo do estudo de caso.

	Fator de Segurança		
	Deslizamento	Tombamento	Ruptura Global
Inclinação (%)	6,00	4,38	12,91
	5,00	3,83	11,05
	4,00	3,40	9,63
	3,00	3,05	8,42
	2,00	2,76	7,36
	1,00	2,53	6,55
	0,00	2,32	5,92

Fonte: a Autora, 2017.

Gráfico 5 – Variação na inclinação do muro utilizando os mesmos parâmetros do solo do estudo de caso.



Fonte: a Autora, 2017.

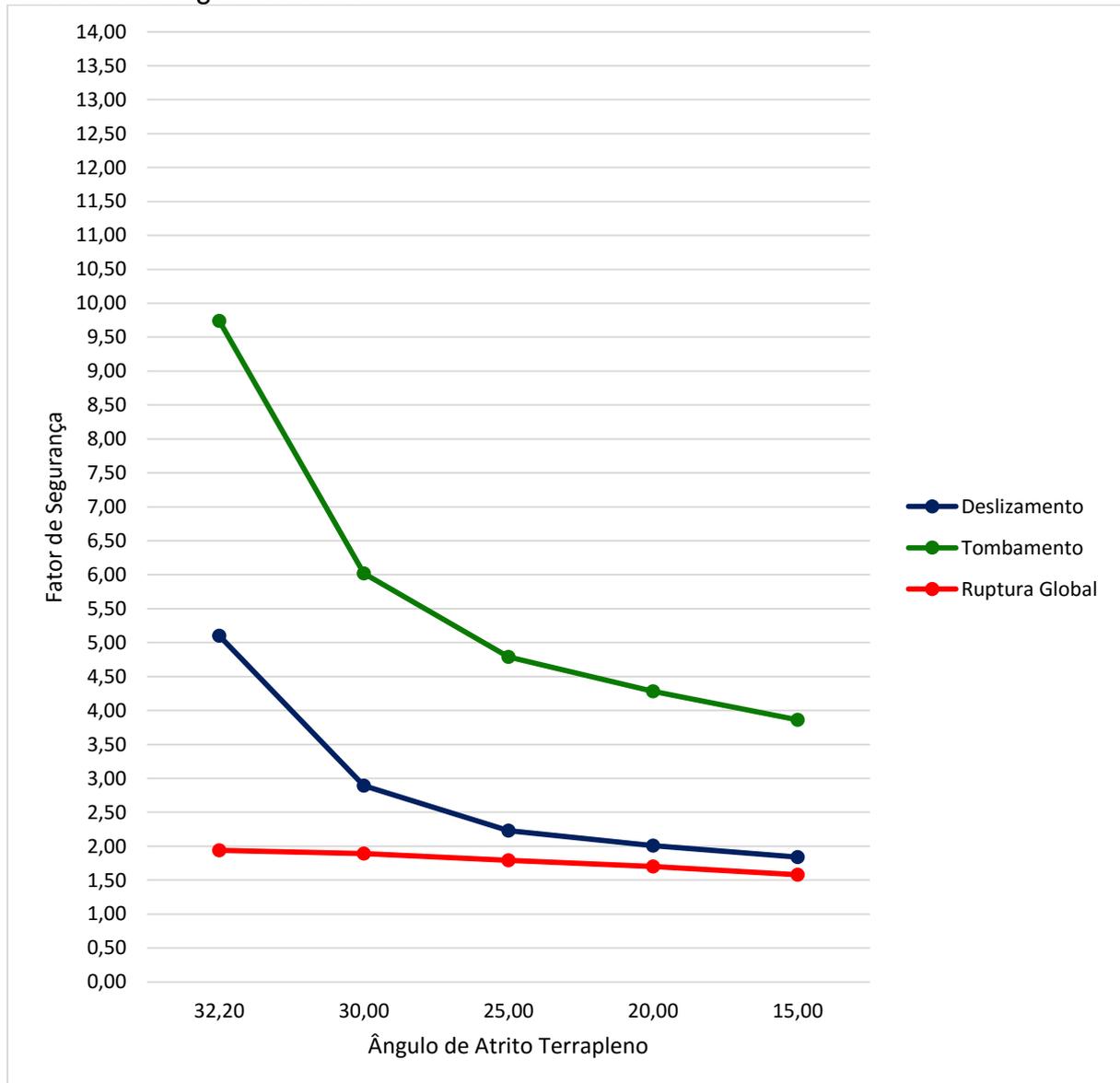
### 3.4.4 Variação dos Parâmetros do Solo do Terrapleno – Muro Rio Bonito

Tabela 15 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 26,50 kN/m<sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito.

	Fator de Segurança			
	Deslizamento	Tombamento	Ruptura Global	
Ângulo de Atrito (graus)	32,20	5,10	9,74	1,94
	30,00	2,89	6,02	1,89
	25,00	2,23	4,79	1,79
	20,00	2,01	4,28	1,70
	15,00	1,84	3,86	1,58

Fonte: a Autora, 2017.

Gráfico 6 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 26,50 kN/m<sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito.



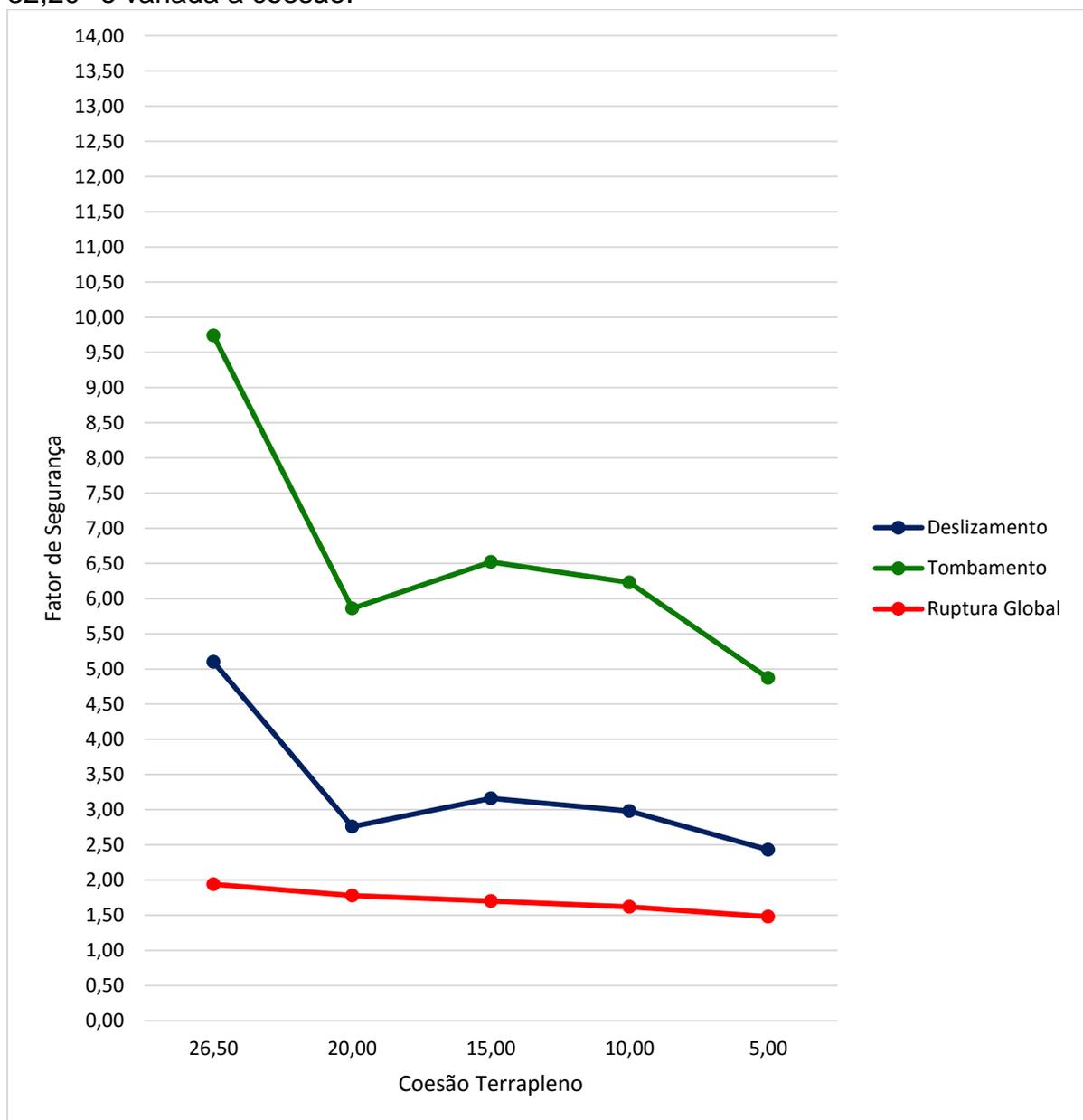
Fonte: a Autora, 2017.

Tabela 16 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em 32,20° e variada a coesão.

	Fator de Segurança		
	Deslizamento	Tombamento	Ruptura Global
Coesão (kN/m <sup>2</sup> )	26,50	5,10	9,74
	20,00	2,76	5,86
	15,00	3,16	6,52
	10,00	2,98	6,23
	5,00	2,43	4,87
			1,48

Fonte: a Autora, 2017.

Gráfico 7 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em 32,20° e variada a coesão.



Fonte: a Autora, 2017.

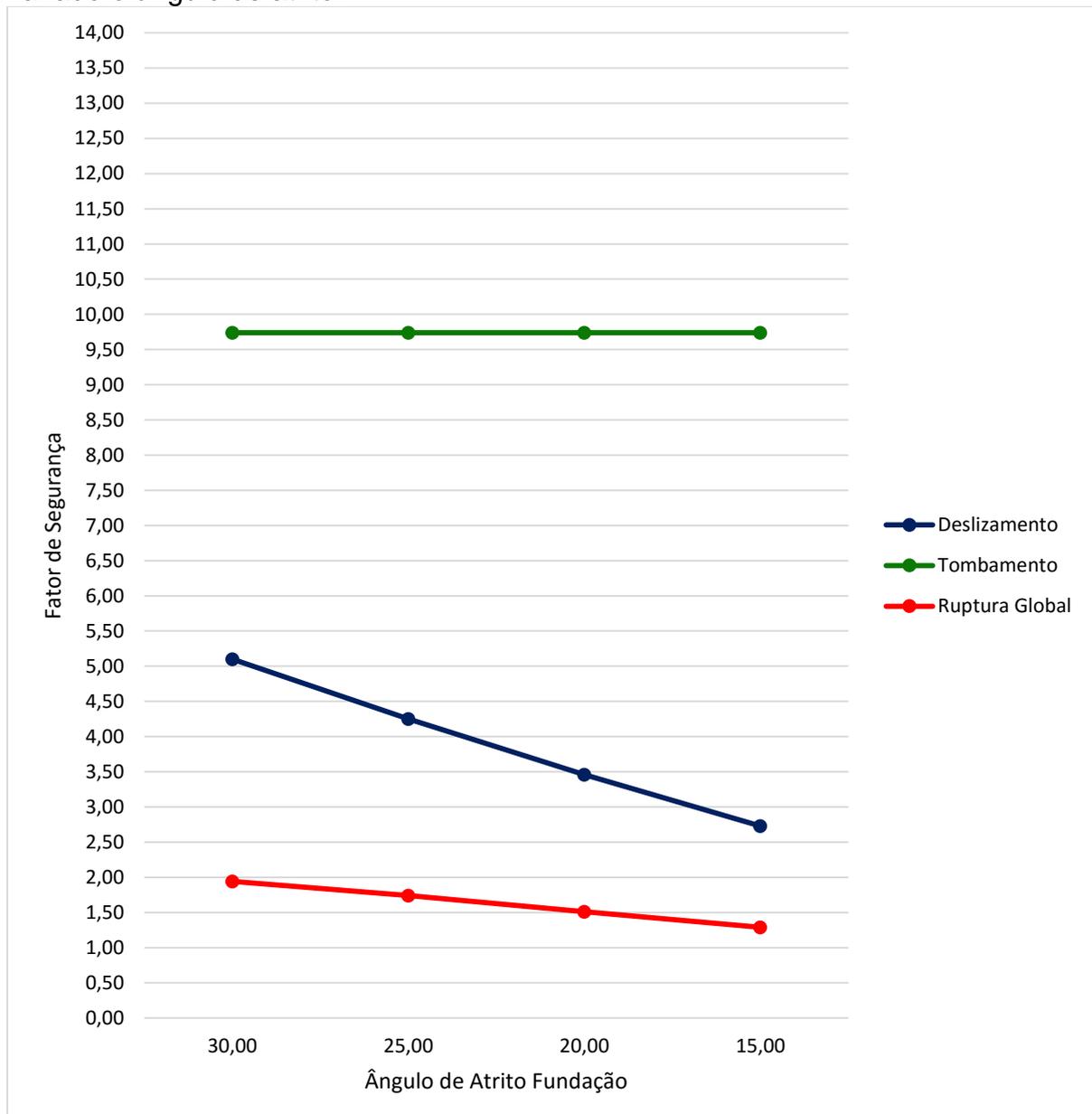
### 3.4.5 Variação dos Parâmetros do Solo da Fundação – Muro Rio Bonito

Tabela 17 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 0 kN/m<sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito.

		Fator de Segurança		
		Deslizamento	Tombamento	Ruptura Global
Ângulo de Atrito (graus)	30,00	5,10	9,74	1,94
	25,00	4,25	9,74	1,74
	20,00	3,46	9,74	1,51
	15,00	2,73	9,74	1,29

Fonte: a Autora, 2017.

Gráfico 8 – Variação dos fatores de segurança quando fixada coesão em 0 kN/m<sup>2</sup> e variado o ângulo de atrito.



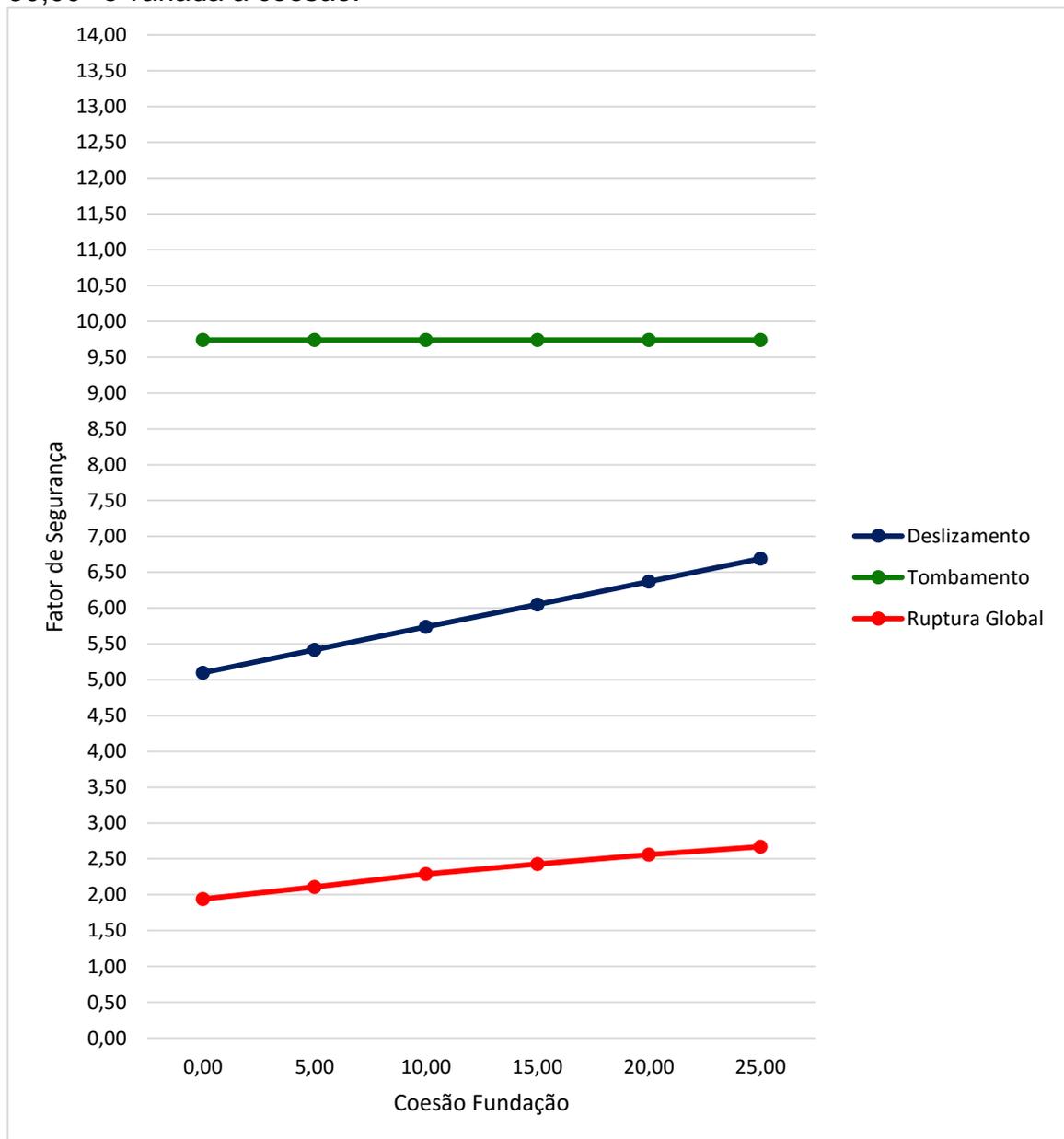
Fonte: a Autora, 2017.

Tabela 18 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em  $30,00^\circ$  e variada a coesão.

		Fator de Segurança		
		Deslizamento	Tombamento	Ruptura Global
Coesão (kN/m <sup>2</sup> )	0,00	5,10	9,74	1,94
	5,00	5,42	9,74	2,11
	10,00	5,74	9,74	2,29
	15,00	6,05	9,74	2,43
	20,00	6,37	9,74	2,56
	25,00	6,69	9,74	2,67

Fonte: a Autora, 2017.

Gráfico 9 – Variação dos fatores de segurança quando fixado ângulo de atrito em  $30,00^\circ$  e variada a coesão.



Fonte: a Autora, 2017.

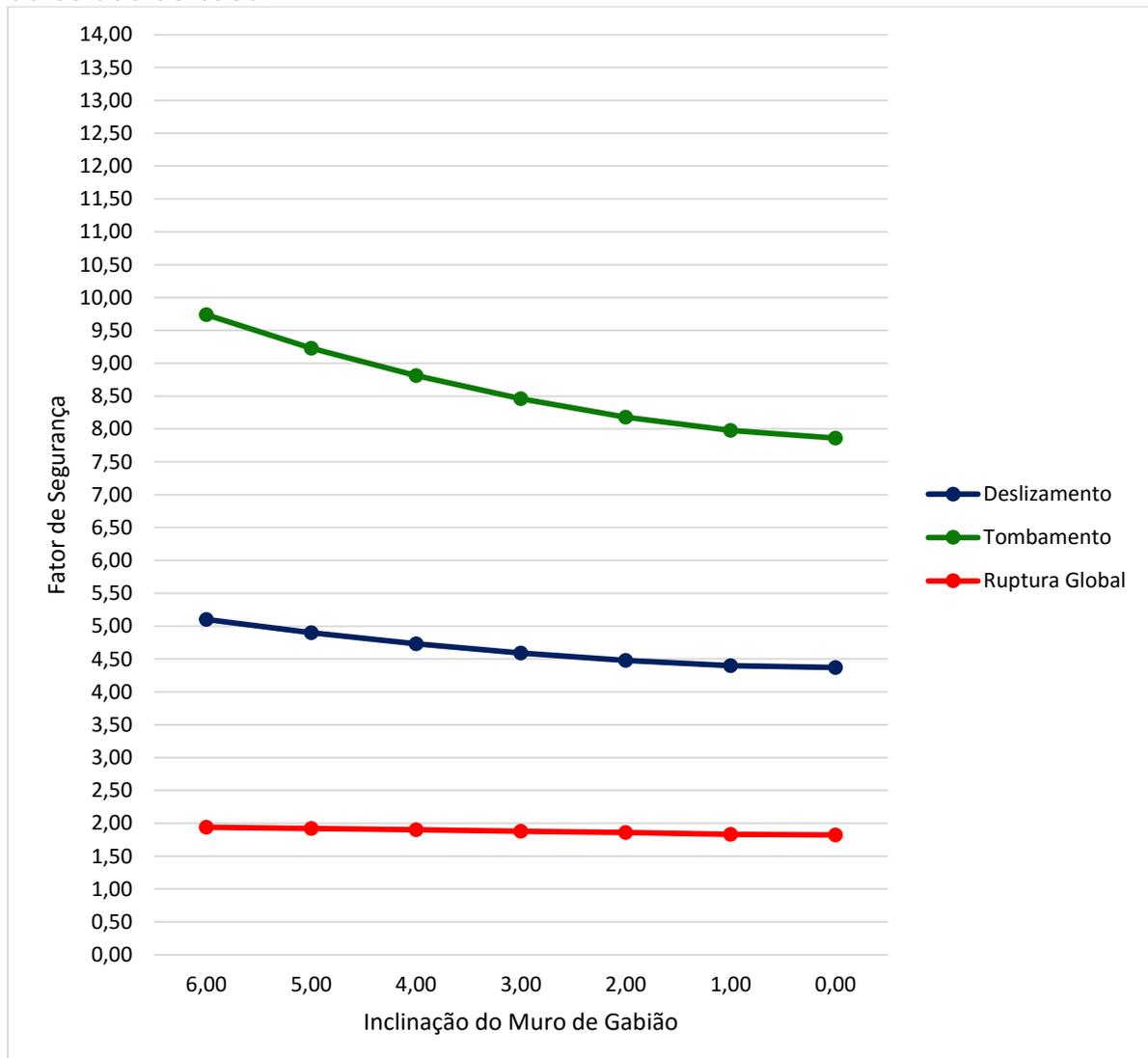
### 3.4.6 Variação na Inclinação do Muro – Muro Rio Bonito

Tabela 19 – Variação na inclinação do muro utilizando os mesmos parâmetros do solo do estudo de caso.

	Fator de Segurança			
	Deslizamento	Tombamento	Ruptura Global	
Inclinação (%)	6,00	5,10	9,74	1,94
	5,00	4,90	9,23	1,92
	4,00	4,73	8,81	1,90
	3,00	4,59	8,46	1,88
	2,00	4,48	8,18	1,86
	1,00	4,40	7,98	1,83
	0,00	4,37	7,86	1,82

Fonte: a Autora, 2017.

Gráfico 10 – Variação na inclinação do muro utilizando os mesmos parâmetros do solo do estudo de caso.



Fonte: a Autora, 2017.

### 3.4.7 Análises das Variações

Para as condições estabelecidas nas Tabelas 10 e 15 (Gráficos 1 e 6 respectivamente), onde foi feita a variação do ângulo de atrito do terraplano, a ruptura se deu com o ângulo de atrito de 15 graus para ambos os casos. Para o muro do Rio Matias, a ruptura se deu através da ruptura global, que atingiu valor menor que 1,5. Já para o muro do Rio Bonito, a ruptura aconteceu por deslizamento, onde o fator de segurança mínimo é 2.

Nas condições estabelecidas nas Tabelas 11 e 16 (Gráficos 2 e 7, respectivamente), onde a coesão do terraplano foi variada, podemos observar que nos pontos em que se obteve um aumento do fator de segurança, mesmo com a diminuição dos parâmetros do solo, os parâmetros adotados extrapolam o método de cálculo idealizado por Coulomb, e fogem da aplicabilidade do método.

Na condição do ângulo de atrito acima de 35 graus e coesão de 10 kN/m<sup>2</sup>, muro no Rio Matias, o empuxo ativo é igual a zero, e a única sobrecarga aplicada ao muro provém das fendas de tração. Neste caso o muro seria desnecessário, assim como o cálculo. Já para a condição do muro no Rio Bonito, como o ângulo de atrito é menor que 35 graus, na condição de coesão igual a 10 kN/m<sup>2</sup> o muro ainda se faz necessário.

Podemos observar também que ao aumentar-se a coesão, aumenta-se a parcela resistente ao empuxo do solo, porém aumenta-se também a profundidade da fenda de tração e conseqüentemente o empuxo aplicado, sendo que essas duas parcelas não aumentam de forma proporcional, ou seja, existem faixas onde o fator de segurança e a coesão não crescem de forma paralela, explicando assim a variação não linear dos fatores de segurança nesses gráficos.

Nas Tabelas 12 e 17 (Gráficos 3 e 8, respectivamente), onde foi variado o ângulo de atrito da fundação, a ruptura se deu no ângulo de atrito de 15 graus através da ruptura global para ambos os casos. O fator de segurança do tombamento não sofre nenhuma alteração quando os parâmetros do solo da fundação são alterados.

Já para as Tabelas 13 e 18 (Gráficos 4 e 9, respectivamente), onde foi aumentada a coesão do solo de fundação, houve melhora nos fatores de segurança contra a ruptura global e deslizamento, porém, os fatores de segurança contra o tombamento não sofreram alterações, como citado no parágrafo anterior.

Quando alterada a inclinação, Tabelas 14 e 19 (Gráficos 5 e 10, respectivamente), o fator de segurança contra o tombamento é o que mais sofre variação, porém, mesmo com a inclinação zero, não se obteve a ruptura de nenhum dos muros pois foi a condição imposta nos cálculos na época de projeto, visando a segurança, tendo em vista o não conhecimento dos parâmetros do solo. Em contrapartida, a variação do fator de segurança contra a ruptura global é praticamente nula, tornando a inclinação a única alteração que não atingiu de forma significativa a ruptura global da estrutura.

## 4 CONCLUSÃO

Pode-se concluir a partir das análises que os muros de gabião atenderam às condições de estabilidade, mesmo sendo dimensionados através de parâmetros empíricos do solo.

Durante a análise dos resultados obtidos através dos ensaios de compactação e cisalhamento direto, foi possível identificar uma variação significativa nos parâmetros do solo do terrapleno adotados na fase de projeto com os obtidos nos ensaios, tendo em vista que como não havia tempo hábil para a realização dos ensaios, foram utilizados parâmetros espectáveis para o dimensionamento, visando a segurança da estrutura.

Com isso, nota-se grande importância na obtenção dos parâmetros do solo em projetos, implicando na necessidade de tempo para investigação geotécnica. Uma vez definidos erroneamente tais parâmetros, a estrutura dimensionada pode ficar super ou subdimensionada, demonstrando que a otimização do dimensionamento depende dos parâmetros geotécnicos e da correta delimitação das condições de contorno.

Em relação à inclinação dos muros, foi possível identificar grande aumento do fator de segurança contra o tombamento relacionado à inclinação, evidenciando a importância no cuidado na fase construtiva com o posicionamento correto do muro.

Simulando variações dos parâmetros geotécnicos, observou-se que o critério mais desfavorável é a ruptura global, sendo a análise que comandou o fator de segurança.

Quando analisada a viabilidade da escolha do muro de gabião, é válido ressaltar que embora os custos relativos a alguns tipos de obra sejam determinantes para a escolha da contenção a utilizar, outros critérios técnicos também são relevantes, e podem inviabilizar alguns destes. Fatores como: rapidez e facilidade de execução, disponibilidade de recursos e mão de obra, flexibilidade e acomodação da estrutura, permeabilidade e sustentabilidade são de suma importância para a determinação do melhor tipo de estrutura a ser adotado para uma obra de recuperação emergencial. Ou seja, as soluções adotadas em ambas as cabeceiras atenderam aos objetivos.

Devem ser elaborados, quando há tempo, estudos de viabilidade econômica, técnica e ambiental, a fim de se desenvolver critérios para a escolha mais adequada à situação.

#### 4.1 RECOMENDAÇÃO PARA TRABALHO FUTUROS

- ✓ Estudo de outras soluções com comparativo de custos/preço em relação à solução do projeto do Departamento de Infraestrutura de Transportes;
- ✓ Estudo da erodibilidade dos solos nas cabeceiras destas pontes e potencial risco a escorregamentos comprometendo a rodovia.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA - ABGE. **Geologia de engenharia**. Editores: Antonio Manoel dos Santos Oliveira, Sérgio Nertan Alves de Brito. São Paulo, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Ensaio de Compactação. São Paulo: ABNT, 1986. 10 p.

BARROS, Prof. Dr. Pêrsio Leister de Almeida et al. **Obras de Contenção**: Manual Técnico. Jundiaí: Maccaferri, 2014. 215 p.

BRASIL. Constituição (1993). Lei nº 8.666, de 21 de junho de 1993. **Regulamenta O Art. 37, Inciso XXI, da Constituição Federal, Institui Normas Para Licitações e Contratos da Administração Pública e Dá Outras Providências**.

CORSINI, Rodnei. **Crib wall: contenção de muro em fogueira**. 2011. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/11/2-crib-wall-contencao-de-muro-em-fogueira-estrutura-245176-1.aspx>>. Acesso em: 11 março 2017.

DEPARTAMENTO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA DOS MATERIAIS. **Ensaio de Cisalhamento Direto**. Disponível em: <[http://www.geotecnia.ufba.br/arquivos/ensaios/Aula de Laboratorio - Roteiro - Cisalhamento Direto.pdf](http://www.geotecnia.ufba.br/arquivos/ensaios/Aula%20de%20Laboratorio%20-%20Roteiro%20-%20Cisalhamento%20Direto.pdf)>. Acesso em: 07 set. 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. 2009. Disponível em: <http://www.dnit.gov.br/>. Acesso em: 20 agosto 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Relatório Técnico de Caracterização de Urgência de Atendimento**: Ponte Sobre o Rio Bonito (km 68,7). Florianópolis: DNIT/SC, 2017. 13 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Relatório Técnico de Caracterização de Urgência de Atendimento:** Ponte Sobre o Rio Matias (km 25,5). Florianópolis: DNIT/SC, 2017. 16 p.

FINOTTI, Giselle Barbosa de Souza; RIBEIRO, Mariana de Jesus Souza; TAVARES, Mariana de Jesus Souza Ribeiro Rafaela Souza. **ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM GABIÕES PARA ESTABILIDADE DE ENCOSTAS EM PROCESSOS EROSIVOS.** 2013. 130 f. Trabalho de Conclusão de Curso - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiás, 2013.

GERSCOVICH, Profa Denise M S. **Estruturas de Contenção Muros de Arrimo.** Conteúdo Apostilado. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>>. Acesso em: 05 maio 2017.

JABER, Rodrigo. **Estudo da Probabilidade de Ruptura de uma Estrutura de Contenção em Gabiões.** 2011. 86 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2011.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. **Taludes de Rodovias:** Orientação para diagnóstico e solução de seus problemas. São Paulo: Departamento de Estradas de Rodagem, 1991. 388 p.

MACCAFERRI. **Obras de Contenção:** Necessidades e Soluções. Jundiaí: Maccaferri do Brasil Ltda, 2017. 20 p.

MACCAFERRI. **Obras de Contenção:** Manual Técnico. Jundiaí: Maccaferri do Brasil Ltda, 2014. 219 p.

MARANGON, Prof. M.. **Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra: NOTAS DE AULA ESTABILIDADE DE TALUDES.** 2009. Disponível em: <[http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot\\_Unid04EstabilidadeTaludes01.pdf](http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_Unid04EstabilidadeTaludes01.pdf)>. Acesso em: 30 abril 2017.

MASSAD, Faïçal. **Obras de Terra:** Curso básico de geotecnia. São Paulo: Oficina de Textos, 2003. 170 p.

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, PORTOS E AVIAÇÃO CIVIL - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT (2016). Instrução de Serviço nº 17, de 31 de outubro de 2016. **Procedimentos Relativos à Contratação, Mediante Dispensa de Licitação, em Casos de Emergência**. Brasil, DNIT.

MOLITERNO, Antonio. **Caderno de Muros de Arrimo**. 2ª Edição. São Paulo: Edgard Blucher LTDA, 1996, 194 p.

UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA. **Ensaio de Compactação de Solos**. Disponível em: <[http://www.geotecnia.ufba.br/arquivos/ensaios/Aula de Laboratorio - Roteiro - Compactacao.pdf](http://www.geotecnia.ufba.br/arquivos/ensaios/Aula%20de%20Laboratorio%20-%20Roteiro%20-%20Compactacao.pdf)>. Acesso em: 07 set. 2017.

**ANEXOS**

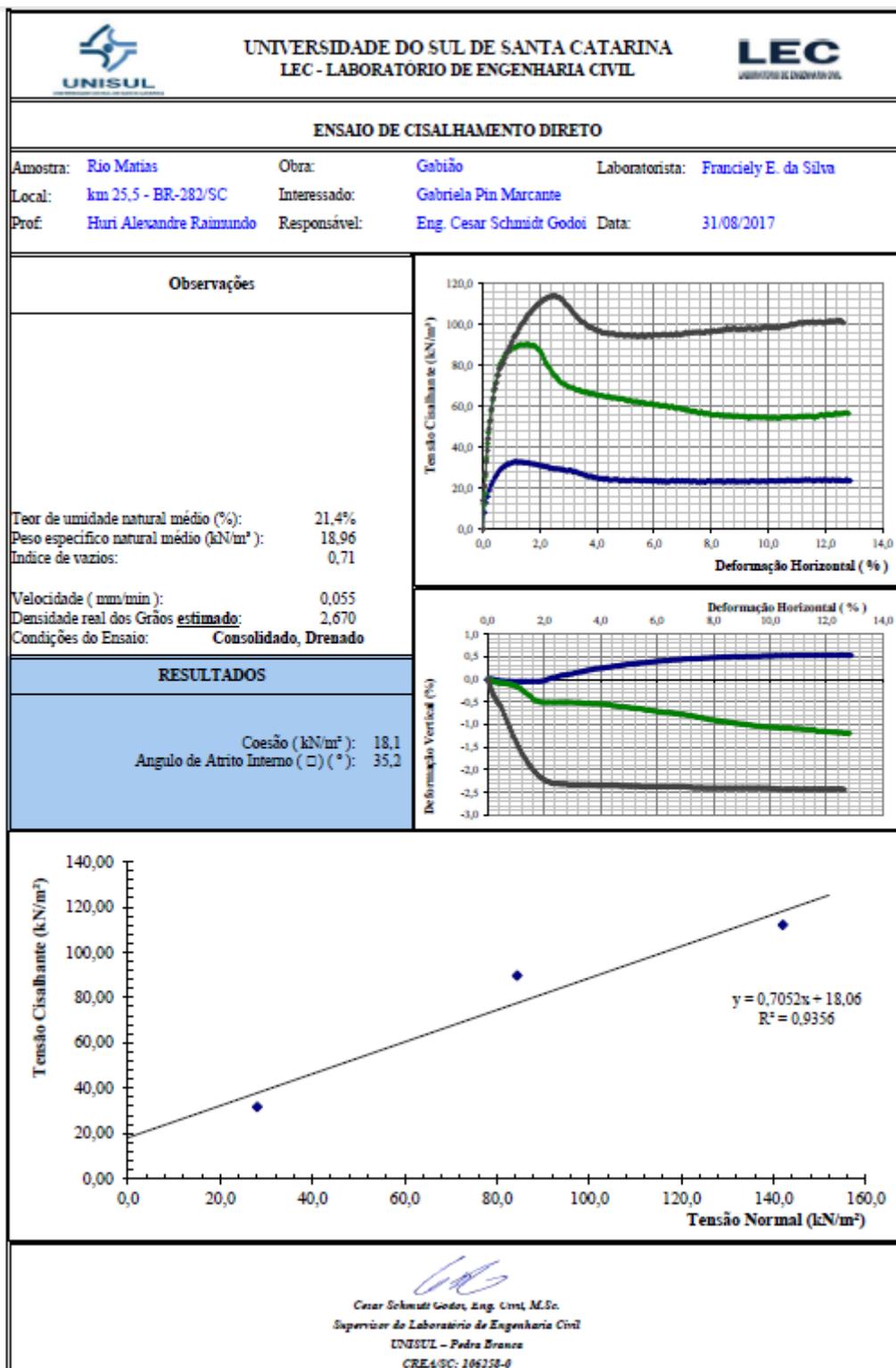
## ANEXO A – Ensaio de compactação Rio Matias

UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA		CAMPUS NORTE - PEDRA BRANCA		LEC		
UNISUL		Curso de Engenharia Civil		LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL		
<b>NBR 07182 - 1986 - Solo - Ensaio de compactação</b>						
Amostra:	Ponte Sobre o Rio Matias	Laboratorista:	Franciely E da Silva			
Interessado:	Gabriela Pin Marcante	Responsável:	Eng. Cesar S. Godoi			
Data:	08/08/2017					
<b>Determinação da Massa Específica Aparente Seca</b>						
<b>COMPACTAÇÃO</b>						
Determinação (N°)	1	2	3	4	5	6
Peso da Amostra + Cilindro (g)	4143,6	4275,3	4374,3	4429,8	4418	4356,8
Peso do Cilindro (g)	2519,2	2519,2	2519,2	2519,2	2519,2	2519,2
Peso da Amostra (g)	1624,4	1756,1	1855,1	1910,6	1898,8	1837,6
Volume do Cilindro (cm <sup>3</sup> )	1022	1022	1022	1022	1022	1022
M.E.A. do Solo Umido (kN/m <sup>3</sup> )	15,894	17,183	18,152	18,695	18,579	17,980
M.E.A. do Solo Seco (kN/m <sup>3</sup> )	13,782	14,605	15,098	15,184	14,769	13,961
<b>TEOR DE UMIDADE</b>						
Cáp. N°	200	A15	10	AA	20B	23B
Peso Cáp. (g)	21,11	19,27	20,72	21,05	21,4	21,4
Cáp. + S.U. (g)	65,44	92,13	96,5	67,8	64,7	89,4
Cáp. + S.S. (g)	59,55	81,2	83,75	59,02	55,82	74,2
Teor de Umidade	15,32%	17,65%	20,23%	23,12%	25,80%	28,79%
<b>Observações</b>			<b>RESULTADOS</b>			
Energia:	Proctor Normal (PN)		M.E.A. Máxima do Solo Seco (kN/m <sup>3</sup> ): 15,220			
Molde Número:	304		Umidade Ótima: 22,0%			

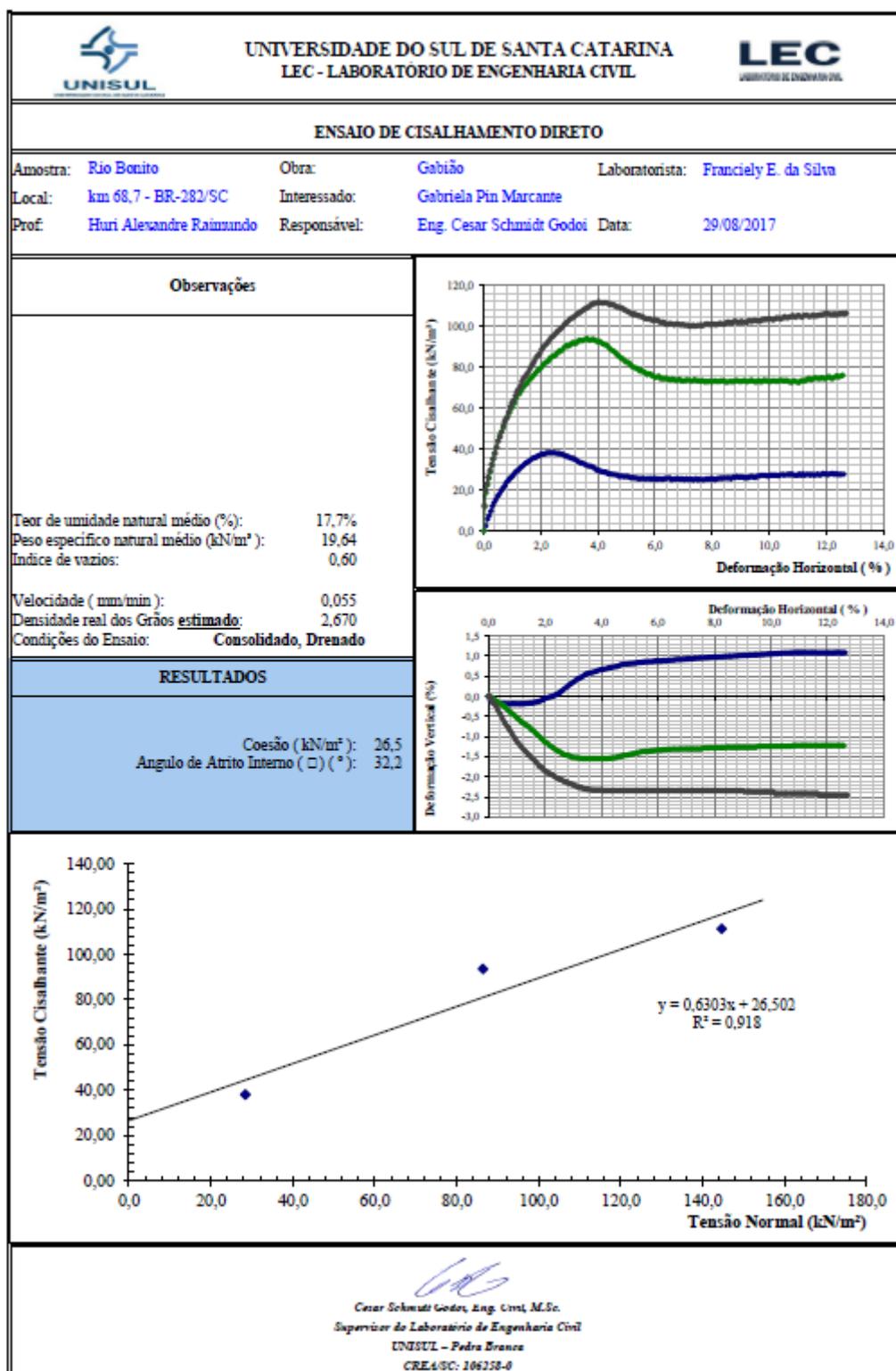
## ANEXO B – Ensaio de compactação Rio Bonito

UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA		CAMPUS NORTE - PEDRA BRANCA		LEC	
UNISUL		Curso de Engenharia Civil		LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL	
NBR 07182 - 1986 - Solo - Ensaio de compactação					
Amostra:	Ponte Sobre o Rio Bonito	Laboronista:	Franciely E da Silva		
Interessado:	Gabriela Pin Marcante	Responsável:	Eng. Cesar S. Godoi		
Data:	07/08/2017				
Determinação da Massa Específica Aparente Seca					
COMPACTAÇÃO					
Determinação (N°)	1	2	3	4	5
Peso da Amostra + Cilindro ( g )	4376,8	4450,2	4504,3	4485,7	4450,8
Peso do Cilindro ( g )	2519,2	2519,2	2519,2	2519,2	2519,2
Peso da Amostra ( g )	1857,6	1931	1985,1	1966,5	1931,6
Volume do Cilindro ( cm <sup>3</sup> )	1022	1022	1022	1022	1022
M.E.A. do Solo Umido ( kN/m <sup>3</sup> )	18,176	18,894	19,424	19,242	18,900
M.E.A. do Solo Seco ( kN/m <sup>3</sup> )	15,873	16,263	16,528	15,900	15,349
TEOR DE UMIDADE					
Cáp. N°	19	85	A15	153	177
Peso Cáp. ( g )	34,2	32,56	19,7	26,79	24,6
Cáp. + S.U. ( g )	105,7	106,38	101	86,3	95,5
Cáp. + S.S. ( g )	96,64	96,1	88,88	76,39	82,18
Teor de Umidade	14,51%	16,18%	17,52%	19,98%	23,13%
Observações			RESULTADOS		
Energia:	Proctor Normal ( PN )		M.E.A. Máxima do Solo Seco ( kN/m <sup>3</sup> ): 16,320		
Molde Número:	304		Umidade Ótima: 17,6%		

## ANEXO C – Ensaio de cisalhamento direto Rio Matias



## ANEXO D – Ensaio de cisalhamento direto Rio Bonito



## ANEXO E – Análise da estabilidade muro de gabião cabeceira Rio Matias

GawacWin 2003

Página 1

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: MATIAS

Arquivo: MATIAS

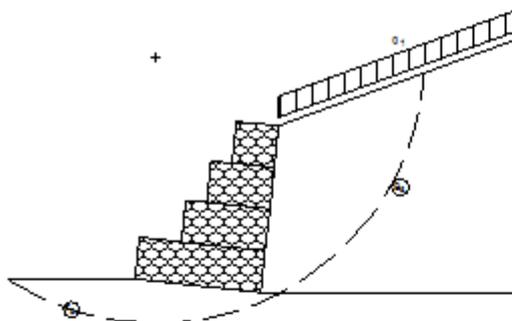
Data: 17/09/2017

### DADOS DE ENTRADA

#### Dados sobre o muro

Inclinação do muro : 6,00 graus  
 Peso específico da pedra : 24,40 kN/m<sup>3</sup>  
 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 2.4 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	3,00	1,00	-
2	2,00	1,00	1,00
3	1,50	1,00	1,50
4	1,00	1,00	2,00



#### Dados sobre o terrapleno

Inclinação do 1º trecho : 20,00 graus  
 Comprimento do 1º trecho : 0,00 m  
 Inclinação do 2º trecho : graus  
 Peso específico do solo : 15,22 kN/m<sup>3</sup>  
 Ângulo de atrito do solo : 35,50 graus  
 Coesão do solo : 18,10 kN/m<sup>2</sup>

#### Camadas Adicionais no Terrapleno

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

---

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL
 

---

Projeto: MATIAS

Arquivo: MATIAS

Data: 17/09/2017

**Dados sobre a fundação**

Altura da sup. superior : 0,00 m  
 Comprimento inicial : m  
 Inclinação : 0,00 graus  
 Peso específico do solo : 17,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Ângulo de atrito do solo : 30,00 graus  
 Coesão do solo : 0,00 kN/m<sup>2</sup>  
 Pressão adm. na fundação : kN/m<sup>2</sup>  
 Altura do nível d'água : m

## Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m <sup>3</sup>	Coesão kN/m <sup>2</sup>	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/m <sup>2</sup>
Segundo trecho	:	kN/m <sup>2</sup>

Cargas distribuídas sobre o muro
 

Carga	:	kN/m <sup>2</sup>
-------	---	-------------------

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	:	26,20 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	3,12 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	1,01 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	27,72 graus
Empuxo Passivo	:	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	:	0,00 graus

**Deslizamento**

Força normal sob a base	:	141,94 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,97 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,21 m
Força tangente sob a base	:	8,40 kN/m
Força resistente na base	:	81,95 kN/m
<b>Coef. de Segurança Contra o Deslizamento</b>	:	<b>4,38</b>

**Tombamento**

Momento Atuante	:	23,48 kN/m x m
Momento Resistente	:	303,22 kN/m x m
<b>Coef. de Segurança Contra o Tombamento</b>	:	<b>12,91</b>

**Tensões Atuantes na Fundação**

Excentricidade	:	-0,48 m
Tensão normal na borda externa	:	2,76 kN/m <sup>2</sup>
Tensão normal na borda interna	:	91,87 kN/m <sup>2</sup>
Tensão máx. admissível na fundação	:	131,02 kN/m <sup>2</sup>

---

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL
 

---

Projeto: MATIAS

Arquivo: MATIAS

Data: 17/09/2017

**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	:	5,29 m
Raio do arco	:	6,38 m
Número de superfícies pesquisadas	:	43
<b>Coef. de Segurança Contra a Rup. Global</b>	<b>:</b>	<b>1,90</b>

**Estabilidade Interna**

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	$\tau_{Max}$ kN/m <sup>2</sup>	$\tau_{Adm.}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{Max}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{Adm.}$ kN/m <sup>2</sup>
1	2,98	76,44	-8,03	101,57	-4,02	43,53	28,76	559,79
2	1,99	42,47	-4,46	40,11	-2,98	36,96	22,48	
3	0,99	16,99	-1,79	9,39	-1,79	29,45	15,37	

---

GawacWin 2003

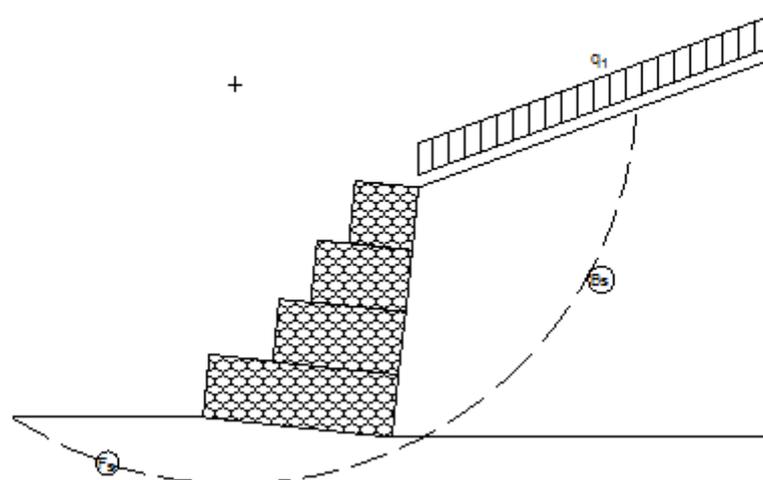
Resumo

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: MATIAS

Arquivo: MATIAS

Data: 17/09/2017



## DADOS SOBRE O SOLO

Solo	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	c kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ graus	Solo	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	c kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ graus
B <sub>s</sub>	15,22	18,10	35,50	F <sub>s</sub>	17,00	0,00	30,00

## CARGAS

Carga	Valor kN/m <sup>2</sup>	Carga	Valor kN/m
q <sub>1</sub>	20,00		

## VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	4,38	Tensão na base (esquerda)	2,76kN/m <sup>2</sup>
Coef. de Seg. Tombamento	12,91	Tensão na base (direita)	91,87kN/m <sup>2</sup>
Coef. de Seg. Rup. Global	1,90	Máxima tensão admissível	131,02kN/m <sup>2</sup>

## ANEXO F – Análise da estabilidade muro de gabião cabeceira Rio Bonito

GawacWin 2003

Página 1

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: BONITO

Arquivo: BONITO

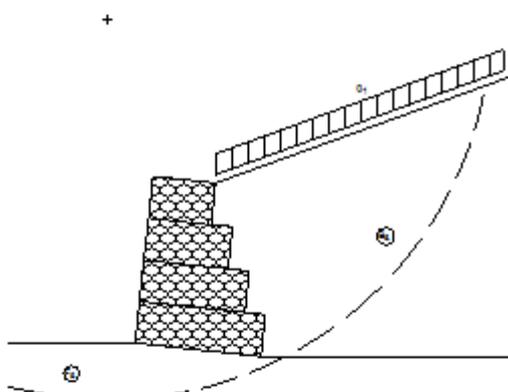
Data: 17/09/2017

### DADOS DE ENTRADA

#### Dados sobre o muro

Inclinação do muro : 6,00 graus  
 Peso específico da pedra : 24,20 kN/m<sup>3</sup>  
 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 2.4 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	3,00	1,00	-
2	2,50	1,00	0,00
3	2,00	1,00	0,00
4	1,50	1,00	0,00



#### Dados sobre o terraplano

Inclinação do 1º trecho : 20,00 graus  
 Comprimento do 1º trecho : 0,00 m  
 Inclinação do 2º trecho : graus  
 Peso específico do solo : 16,32 kN/m<sup>3</sup>  
 Ângulo de atrito do solo : 32,20 graus  
 Coesão do solo : 26,50 kN/m<sup>2</sup>

#### Camadas Adicionais no Terraplano

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

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: BONITO

Arquivo: BONITO

Data: 17/09/2017

**Dados sobre a fundação**

Altura da sup. superior : 0,00 m  
 Comprimento inicial : 0,00 m  
 Inclinação : 0,00 graus  
 Peso específico do solo : 17,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Ângulo de atrito do solo : 30,00 graus  
 Coesão do solo : 0,00 kN/m<sup>2</sup>  
 Pressão adm. na fundação : kN/m<sup>2</sup>  
 Altura do nível d'água : m

## Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m <sup>3</sup>	Coesão kN/m <sup>2</sup>	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/m<sup>2</sup>  
 Segundo trecho : kN/m<sup>2</sup>

Cargas distribuídas sobre o muro  
 Carga : kN/m<sup>2</sup>

## 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	:	37,63 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	2,63 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	1,06 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	45,15 graus
Empuxo Passivo	:	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	:	0,00 graus

**Deslizamento**

Força normal sob a base	:	180,93 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,37 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,14 m
Força tangente sob a base	:	7,67 kN/m
Força resistente na base	:	104,46 kN/m
<b>Coef. de Segurança Contra o Deslizamento</b>	:	<b>5,10</b>

**Tombamento**

Momento Atuante	:	28,26 kN/m x m
Momento Resistente	:	275,27 kN/m x m
<b>Coef. de Segurança Contra o Tombamento</b>	:	<b>9,74</b>

**Tensões Atuantes na Fundação**

Excentricidade	:	0,13 m
Tensão normal na borda externa	:	76,56 kN/m <sup>2</sup>
Tensão normal na borda interna	:	44,06 kN/m <sup>2</sup>
Tensão máx. admissível na fundação	:	134,31 kN/m <sup>2</sup>

---

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL
 

---

Projeto: BONITO

Arquivo: BONITO

Data: 17/09/2017

**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	:	7,71 m
Raio do arco	:	9,09 m
Número de superfícies pesquisadas	:	38
<b>Coef. de Segurança Contra a Rup. Global</b>	<b>:</b>	<b>1,94</b>

**Estabilidade Interna**

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	$\tau_{Max}$ kN/m <sup>2</sup>	$\tau_{Adm.}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{Max}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{Adm.}$ kN/m <sup>2</sup>
1	3,09	101,08	-10,62	117,80	-4,25	44,63	43,37	552,79
2	2,04	58,97	-6,20	57,85	-3,10	37,47	30,05	
3	0,99	25,27	-2,66	20,28	-1,77	29,21	15,74	

---

GawacWin 2003

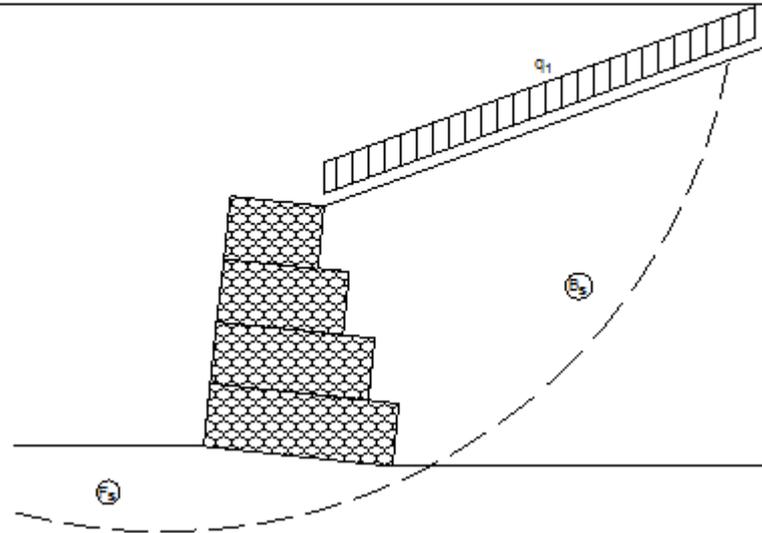
Resumo

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: BONITO +

Arquivo: BONITO

Data: 17/09/2017



## DADOS SOBRE O SOLO

Solo	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	c kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ graus	Solo	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	c kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ graus
B $\epsilon$	16,32	26,50	32,20	F $\epsilon$	17,00	0,00	30,00

## CARGAS

Carga	Valor kN/m <sup>2</sup>	Carga	Valor kN/m
q <sub>1</sub>	20,00		

## VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	5,10	Tensão na base (esquerda)	76,56kN/m <sup>2</sup>
Coef. de Seg. Tombamento	9,74	Tensão na base (direita)	44,06kN/m <sup>2</sup>
Coef. de Seg. Rup. Global	1,94	Máxima tensão admissível	134,31kN/m <sup>2</sup>