

ALINE DA SILVA MORAES

PROCESSOS EROSIVOS LINEARES EM ÁREA URBANA: ESTUDO DE  
CASO EM BOÇOROCA EM SANTA BÁRBARA D'OESTE

Projeto de Formatura apresentado à Escola  
Politécnica da Universidade de São Paulo, no âmbito  
do Curso de Engenharia Civil

São Paulo  
2018

ALINE DA SILVA MORAES

PROCESSOS EROSIVOS LINEARES EM ÁREA URBANA: ESTUDO DE  
CASO EM BOÇOROCA EM SANTA BÁRBARA D'OESTE

Projeto de Formatura apresentado à Escola  
Politécnica da Universidade de São Paulo, no âmbito  
do Curso de Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Mauricio Abramento

São Paulo  
2018

## Catalogação-na-publicação

Moraes, Aline

Processos erosivos lineares em área urbana: estudo de caso em boçoroca em Santa Bárbara d'Oeste / A. Moraes -- São Paulo, 2018.  
105 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.erosão 2.boçoroca 3.estabilização dos solos 4.geotecnia 5.engenharia civil I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço especialmente ao pessoal do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), Claudio Ridente Gomes, Gerson Salviano, Filipe Falcetta, Geraldo Gama e Zeno Hellmeister pela disponibilidade que tiveram tanto para tirar dúvidas quanto para opinarem nos tópicos abordados pelo trabalho. A oportunidade que tive em estagiar no IPT e realizar meu trabalho de formatura em um projeto desenvolvido pelo Instituto foi grandiosa. Esse último ano da graduação foi especialmente importante devido às pessoas com as quais me aproximei e por aprender tantos aspectos técnicos na área de geotecnica em um pequeno período de tempo, graças aos profissionais do IPT que sempre foram muito solícitos quanto a isso e ao meu professor orientador Mauricio Abramento que proporcionou todo auxílio e suporte nesse trabalho.

Agradeço à minha família e ao Rafael Girotto por terem me apoiado nos momentos difíceis e terem acreditado que seria possível a realização do trabalho, mesmo com os empecilhos que ocorreram pelo caminho. E, por fim, aos meus amigos e professores da Escola que deram qualquer tipo de apoio durante a elaboração do trabalho.

## ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO E OBJETIVO .....	1
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	1
2.1	Geologia.....	1
2.2	Pedologia .....	3
2.3	Geomorfologia .....	7
2.4	Erosão .....	7
2.4.1	Classificação.....	8
2.4.2	Principais causas.....	12
2.4.3	Áreas urbanas .....	13
2.4.4	Avaliação do fenômeno .....	14
2.4.5	Consequências sociais, econômicas e ambientais .....	15
2.5	Ensaios de Erodibilidade .....	17
2.6	Medidas de controle na área urbana.....	20
2.6.1	Estabilidade de taludes em processos erosivos lineares .....	21
2.6.2	Drenagem superficial e subsuperficial .....	24
2.6.3	Condução do escoamento superficial .....	27
3	ESTUDO DE CASO .....	28
3.1	Área de Estudo.....	28
3.1.1	Localização.....	29
3.1.2	Aspectos Geológicos .....	31
3.1.3	Aspectos Pedológicos .....	33
3.1.4	Aspectos Geomorfológicos .....	33
3.2	Definição do Problema .....	33
3.3	Análise de Soluções .....	34
3.4	Bacia de contribuição.....	35
3.4.1	Uso e Ocupação do Solo.....	36
4	MEDIDAS DE ESTABILIZAÇÃO .....	38
4.1	Estudo Hidrológico e Hidráulico .....	38
4.1.1	Método Racional .....	42
4.1.2	Método I-Pai-Wu.....	43
4.1.3	Hidrograma Unitário do SCS (Soil Conservation Service) .....	45
4.2	Levantamento de seções .....	52

4.3	Estabilidade dos taludes.....	52
4.3.1	Parâmetros de resistência ao cisalhamento por meio de sondagens .....	52
4.3.2	Parâmetros de resistência ao cisalhamento de acordo com a literatura.....	58
4.3.3	Parâmetros de resistência ao cisalhamento a partir de retroanálise e geometria de projeto .....	59
4.4	Balanço de massas entre o volume de corte e aterro .....	65
4.5	Proteção dos taludes.....	66
4.5.1	Revestimento com gabião manta e geotêxtil .....	67
4.5.2	Trincheiras drenantes em talude .....	71
4.5.3	Vegetação rasteira.....	71
4.6	Sistema de drenagem superficial .....	71
4.6.1	Canaletas.....	71
4.6.2	Escadas d'água .....	72
4.6.3	Caixas de transição .....	74
4.6.4	Dissipador de energia .....	74
4.7	Barramentos .....	74
5	ESTIMATIVA DE CUSTOS .....	76
6	CONCLUSÕES .....	81
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	82

## RESUMO

O presente trabalho tem por finalidade apresentar os conceitos envolvidos nas erosões hídricas lineares (sulcos, ravinas e boçorocas), iniciando-se pela definição de propriedades intrinsecamente associadas ao fenômeno, como aspectos geológicos, pedológicos e geomorfológicos. São apresentados alguns exemplos de erosões decorrentes em áreas urbanas, método para definir a suscetibilidade à erosão de determinada área, ensaios de erodibilidade e consequências sociais, econômicas e ambientais que os processos erosivos causam à sociedade.

A urbanização descontrolada, sem seu devido planejamento, afeta diretamente as condições de equilíbrio do meio físico, possibilitando a ocorrência de processos erosivos. Sistema de drenagem deficiente, remoção de cobertura vegetal do solo, lançamento de águas pluviais em cabeceira de drenagem ou em solo pouco resistente à erosão e uso inadequado do solo são fatores que podem gerar processos erosivos. A maioria deles são decorrentes da urbanização.

Escolheu-se uma boçoroca urbana no município de Santa Bárbara D’Oeste, no interior do Estado de São Paulo, com a finalidade de estudar as causas e alternativas para sua estabilização e recuperação. Nesse sentido, o trabalho aborda o conceito de estabilidade de taludes e sistemas de drenagem superficial, pois são pontos importantes para estabilizar o processo erosivo e contê-lo para evitar maiores danos ambientais, sociais e econômicos.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Classes e associações de rocha no Estado de São Paulo (Fonte: CPRM, 2006) .....	2
Figura 2 - Litologia do Estado de São Paulo (Fonte: CPRM, 2006) .....	2
Figura 3 - Perfil esquemático do solo residual (DNER, 1996).....	4
Figura 4 - Os diferentes tipos de solo devido ao relevo da região (Fonte: ESALQ - USP) .....	5
Figura 5 - Mapa pedológico do Estado de São Paulo (Fonte: Oliveira et al.) .....	6
Figura 6 - Tipos de erosão hídrica .....	8
Figura 7–Ausência de cobertura vegetal de maneira homogênea (Fonte: Blog Engenharia Cotidiana) .....	9
Figura 8–Presença de sulcos rasos e profundos (Fonte: IPT).....	9
Figura 9– Ravina caracterizada por seu formato em V, não há presença de água e a vegetação indica que o processo erosivo não é recente (Fonte: IPT).....	10
Figura 10 – Presença de água no fundo da boçoroca e rupturas recentes nos pés dos taludes (Fonte: IPT) .....	11
Figura 11 - Esquema do fenômeno de <i>piping</i> , um dos responsáveis pela alteração da geometria do talude .....	12
Figura 12 - Levantamento dos processos erosivos lineares no Estado de São Paulo (Fonte: IPT/DAEE, 2012) .....	14
Figura 13 - Assoreamento a jusante de uma boçoroca (Fonte: IPT) .....	17
Figura 14 - Equipamento para ensaio de Inderbitzen desenvolvido no IPR (Fonte: Fonseca e Ferreira) .....	18
Figura 15 - Ensaio de infiltrabilidade (Fonte: Adaptado de Fonseca e Ferreira (1981) por Grando (2011)) .....	19
Figura 16 - Ensaio de erodibilidade específica (Fonte: Adaptado de Fonseca e Ferreira (1981) por Grando (2011)).....	19
Figura 17 - Critério de erodibilidade pela Metodologia MCT (Fonte: Bastos et al. (2000)) ...	20

Figura 18 – As imagens a e b ilustram um muro de gravidade, sendo que a imagem b refere-se a um muro de gabião caixa, enquanto as imagens c e d um muro de flexão e solo grampeado, respectivamente.....	22
Figura 19 - Descidas d'água de aterros em degraus (Fonte: DNIT, 2013) .....	25
Figura 20 - Dreno de bambu (Fonte: Circular Técnica Embrapa, 2011).....	26
Figura 21 - Dreno cego (Fonte: Circular Técnica Embrapa, 2011).....	26
Figura 22 - Dreno de geotêxtil (Fonte: Circular Técnica Embrapa, 2011).....	26
Figura 23 - Boçoroca que será objeto de estudo. A partir do veículo localizado no canto superior esquerdo da imagem, é possível ter uma ordem de grandeza do tamanho da erosão (Fonte: autora).....	28
Figura 24–Expressiva deposição de sedimentos no Rio Piracicaba devido ao processo erosivo a montante .....	29
Figura 25 - Localização da bacia de contribuição do processo erosivo no município de Santa Bárbara D’Oeste e municípios vizinhos (Fonte: IBGE, 2010).....	30
Figura 26–Localização de rios e córregos da região (Fonte: SÃO PAULO, 2013) .....	31
Figura 27 - Classificação das rochas na área de estudo (Fonte: CPRM, 2006).....	32
Figura 28–Tipos de solo e rocha na área de estudo (Fonte: CPRM, 2006) .....	32
Figura 29 - Infere-se grande evolução da boçoroca entre 2004 e 2011. De 2011 a 2014 não há alterações significativas. E, por fim, de 2014 a 2017 há crescimento de vegetação .....	34
Figura 30 - Bacia de Contribuição.....	35
Figura 31 - Bacia de Contribuição alterada de acordo com visitas de campo.....	36
Figura 32 - Mapa de uso e ocupação da Bacia de Contribuição do Processo Erosivo (Fonte: IPT).....	37
Figura 33 - Perfil longitudinal do córrego Suzigan e declividade equivalente. .....	40
Figura 34 - Fluxograma de metodologias adotadas para a estimativa de vazões de pico (DAEE, 2005).....	42
Figura 35 - Coeficiente de distribuição espacial da chuva (K) - Fonte: (DAEE, 1994).....	45
Figura 36 - Hidrograma unitário para a bacia do córrego Suzigan .....	49

Figura 37 - Precipitação total e efetiva da bacia em blocos alternados .....	50
Figura 38–Precipitação total e efetiva ao longo do tempo .....	51
Figura 39 - Hidrogramas unitários de cada evento D e o hidrograma resultante da bacia hidrográfica, resultando na vazão de pico de 16,5 m <sup>3</sup> /s .....	51
Figura 40 - Talude da margem direita da erosão (Seção 12). Solo coluvionar no topo, solo saprolítico na porção intermediária e rocha alterada na base do talude .....	53
Figura 41 - Sondagem na Avenida Armando Salles de Oliveira.....	54
Figura 42 - Sondagem na Avenida Marginal.....	55
Figura 43 - Sondagem na Avenida São Jerônimo .....	56
Figura 44 - Locação das sondagens obtidas .....	57
Figura 45 - Pontos de amostragem para realização de ensaios geotécnicos.....	58
Figura 46 - Ângulo de atrito e coesão para a Seção 7 a partir da retroanálise (FS = 1) .....	61
Figura 47 - Ângulo de atrito e coesão para a seção 5 a partir da retroanálise (FS = 1).....	61
Figura 48 - Fator de segurança de 1,86 para a seção de projeto, com $\varphi = 40^\circ$ e $c = 21$ kPa (Software Slide) .....	63
Figura 49 - Fator de segurança de 1,84 para a seção de projeto, com $\varphi = 40^\circ$ e $c = 21$ kPa e nível d'água em 2 metros (Software Slide) .....	64
Figura 50 - Esquema do contato entre terreno natural e aterro .....	65
Figura 51 - Curva granulométrica para Amostra 1 .....	68
Figura 52 - Elementos presentes na trincheira de modo a evitar erosões no pé do talude .....	68
Figura 53 - Possível cenário caso um processo erosivo se inicie no Ponto A .....	69
Figura 54 - Seção utilizada para cálculo da lâmina d'água, pois apesenta menor largura entre os taludes .....	69
Figura 55 - Dimensões da seção 15 .....	70
Figura 56 - Dimensões do revestimento para proteção do pé do talude.....	70
Figura 57 - Esquema da descida d' água e bacia de amortecimento.....	72

Figura 58 - O polígono verde delimita a bacia de contribuição, enquanto o polígono rosa delimita a área de influência para as canaletas e escadas d'água.....	73
Figura 59 - Barramento constituído de solo compactado proveniente do material de corte, brita como material de transição e manta geotêxtil atuando como filtro.....	75
Figura 60 - Barramento constituído de brita e manta geotêxtil .....	76
Figura 61 - Seção A-A dos barramentos ilustrados nas Figura 59 e Figura 60.....	76
Figura 62 – Dimensões do revestimento em gabião manta para cálculo do volume de brita ..	78

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas (ABNT, 2009).....	23
Tabela 2 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais (ABNT, 2009)	23
Tabela 3 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (ABNT, 2009) .....	24
Tabela 4 - Porcentagem dos diferentes usos do solo .....	38
Tabela 5 - Características fluviomorfológicas da bacia hidrográfica .....	38
Tabela 6 - Cálculo da declividade equivalente utilizando dados da carta topográfica do IGC	39
Tabela 7 - Coeficiente de escoamento superficial (C) - Método Racional (Fonte: Mays, 2001) .....	43
Tabela 8 - Estimativa de CN para áreas urbanas (Fonte: Adaptado de SCS (1986); Akan e Houghtalen (2003)) .....	47
Tabela 9 - Valores dos números CN da curva de runoff para bacias rurais (Fonte: Tucci et al, 1993).....	48
Tabela 10 - Cálculo do CN da bacia.....	48
Tabela 11 - Cálculo de chuva total e efetiva .....	50
Tabela 12 - Índices físicos para a Amostra 1.....	59
Tabela 13 - Granulometria para a Amostra 1 .....	59
Tabela 14 - Altura e inclinação dos taludes mais críticos .....	60
Tabela 15- Estimativa do volume de corte e volume de aterro ao longo da boçoroca.....	66
Tabela 16 - Porcentagem e área dos diferentes usos do solo.....	73
Tabela 17 – Estimativa do custo de escavação para execução dos cortes .....	77
Tabela 18 - Estimativa do custo do aterro .....	77
Tabela 19 - Estimativa do custo da compactação dos aterros .....	78
Tabela 20 - Estimativa de custo do revestimento em gabião manta.....	79
Tabela 21 - Estimativa de custo para os barramentos e trincheiras drenantes em talude.....	80
Tabela 22 - Estimativa de custo para as descidas d'água.....	80

Tabela 23 - Estimativa de custo para as canaletas.....80

## 1 INTRODUÇÃO E OBJETIVO

Os processos erosivos trazem sérias consequências à sociedade e, na ausência de medidas de controle, estes podem chegar a grandes dimensões, mobilizando grandes quantidades de solo. Os processos podem gerar perda de áreas produtivas, assoreamento dos cursos d'água situados a jusante do fenômeno, comprometimento de infraestrutura em áreas urbanas e podem colocar em risco a vida de pessoas.

O objetivo do presente trabalho é apresentar os principais tópicos envolvidos nos processos erosivos lineares, apresentar as consequências sociais, econômicas e ambientais desses processos e levantar algumas alternativas de solução para contê-los e controlá-los. Após abordagem desses tópicos, será analisado um processo erosivo urbano ocorrido no interior do Estado de São Paulo, no município de Santa Bárbara D'Oeste.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A conceituação de aspectos envolvidos com a erosão se faz necessária para garantir um bom entendimento sobre o tema. Assim, são abordados aspectos geológicos, pedológicos e geomorfológicos do meio físico. Além disso, é válido abordar ensaios de erodibilidade do solo e as características dos processos erosivos em urbanas. A partir da conceituação do fenômeno e como ele se dá no meio ambiente, são abordadas medidas de controle para estabilizar o processo.

### 2.1 Geologia

Os processos erosivos são mais expressivos em áreas com predomínio de rochas sedimentares, devido às suas estruturas e composição mineralógica, apresentando maior suscetibilidade aos intemperismos físico, químico e biológico.

As rochas sedimentares originam-se do intemperismo de outras rochas e os sedimentos originários são transportados e depositados em camadas em um determinado local, assim as camadas de cima exercem pressão sobre as camadas de baixo, compactando-as, propiciando a formação das rochas sedimentares ao longo dos anos. O Oeste Paulista apresenta grande ocorrência de processos erosivos e, como ilustrado na Figura 1, caracteriza-se pelo predomínio de rochas sedimentares. Os processos erosivos também ocorrem em rochas ígneas e metamórficas, porém, em menor magnitude.

A Figura 1 ilustra as classes e associações de rochas do Estado de São Paulo e a Figura 2 as separa em litologias, uma subclassificação dos tipos de rocha. O arenito, argilito, siltito, calcário e cascalhos são exemplos de rochas sedimentares.

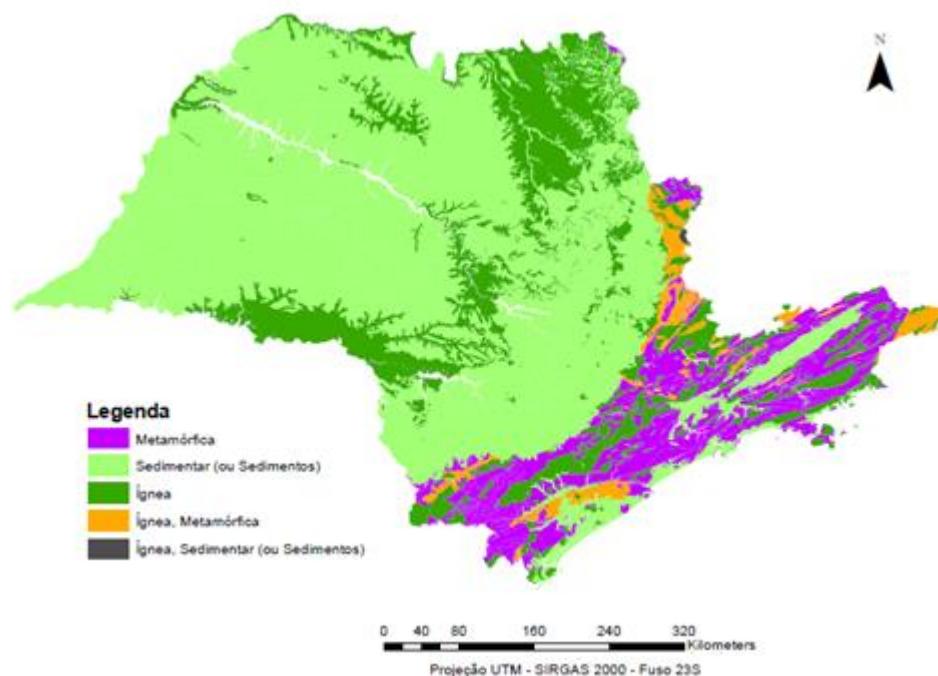


Figura 1 - Classes e associações de rocha no Estado de São Paulo (Fonte: CPRM, 2006)

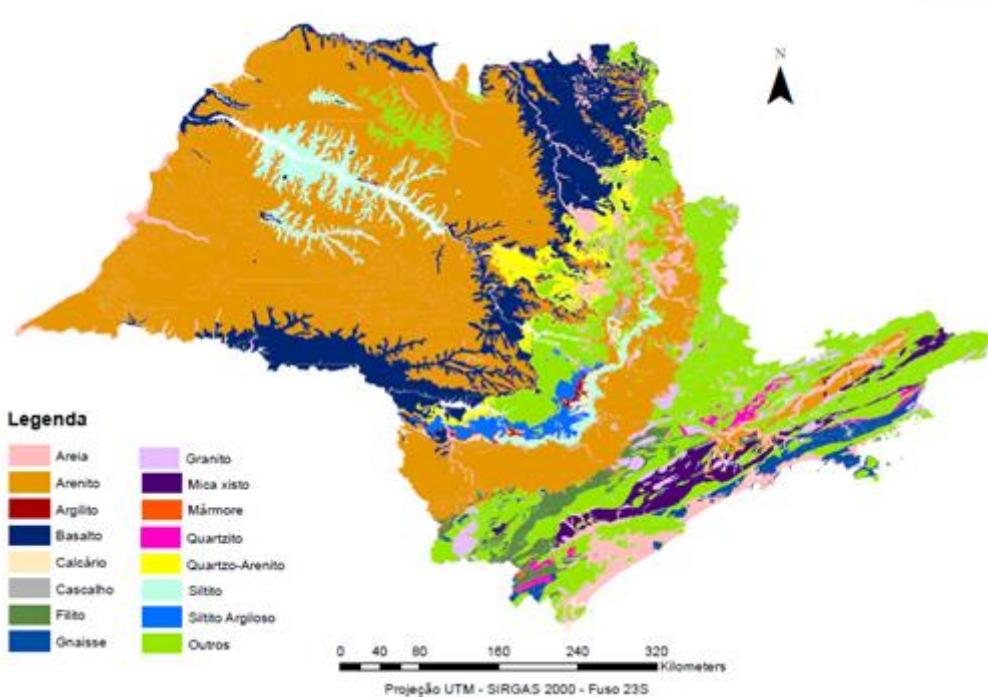


Figura 2 - Litologia do Estado de São Paulo (Fonte: CPRM, 2006)

## 2.2 Pedologia

O intemperismo, representado pelos fenômenos físicos, químicos e biológicos, atua sobre as rochas gerando resíduos não consolidados, levando à formação do solo. O material proveniente da desagregação da rocha poderá permanecer no local em que se desenvolveu ou ser transportado para outro, originando os solos residuais e os transportados, respectivamente. Dessa forma, os solos residuais se caracterizam por manter peculiaridades estruturais das rochas que lhes deram origem.

O perfil dos solos é composto por uma sequência de horizontes diferenciados por suas características morfológicas. Segundo Salomão e Antunes (1998), conforme os processos intempéricos atuam na rocha, a camada de detritos vai se tornando mais espessa e se diferenciando em subcamadas morfológicamente distintas. Dessa maneira, diferentes horizontes são identificados nos solos residuais. Esta diferenciação realiza-se por meio da incorporação da matéria orgânica e da migração da matéria mineral e orgânica no interior do solo. O principal mecanismo de migração é a lixiviação, caracterizada pela incorporação/desagregação de substâncias solúveis, principalmente sob a forma de sais.

De acordo com o grau de intemperismo sofrido pela rocha, os graus de alteração determinam se o material é um solo residual maduro, solo de alteração de rocha, rocha alterada ou rocha sã. O solo residual maduro é o solo que perdeu toda a estrutura original da rocha mãe e tornou-se relativamente homogêneo, seus minerais e estruturas originais da rocha estão totalmente alterados. O solo de alteração de rocha mostra alguns elementos da rocha mãe, mantendo a estrutura original, mas com menor consistência. A rocha alterada apresenta minerais medianamente alterados e parte da estrutura da rocha mãe preservada. E, por fim, a rocha sã é a rocha inalterada. Em geral, o perfil dos solos segue o esquema da Figura 3, onde A, B, C e D referem-se aos horizontes A, B, C e D.

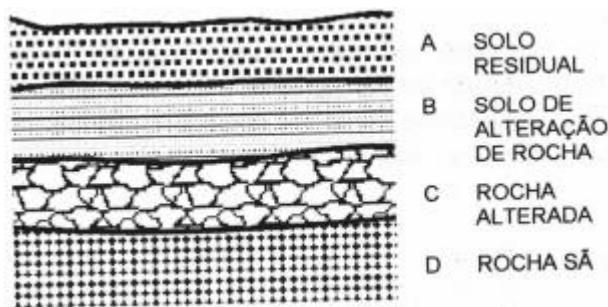


Figura 3 - Perfil esquemático do solo residual (DNER, 1996)

O clima influencia a formação do solo por meio da precipitação e temperaturas. Chuvas e temperaturas elevadas contribuem para a formação do solo, portanto regiões de clima úmido e quente apresentam solos muito intemperizados e profundos, que é o caso da maioria dos solos brasileiros. Regiões de baixa precipitação apresentam solos menos intemperizados e mais rasos.

De acordo com o relevo, a água da chuva tende a infiltrar no solo ou escoar por sua superfície. Nos relevos planos, em regiões de elevadas precipitações, a água infiltra propiciando a formação de um solo profundo, bem intemperizado. Nos relevos inclinados, como parte da água escoa, há maior dificuldade para a formação do solo, gerando os solos rasos. Por fim, nas áreas de baixada, ocorre ganho de material por meio de enxurradas ou pelo lençol freático, sem ocorrência de lixiviação, portanto os solos são ricos e pouco intemperizados.

Na Figura 4, o solo A encontra-se em relevo plano e distante no substrato rochoso, favorecendo a infiltração da água e, consequentemente, o intemperismo ao longo do perfil do solo. Portanto, há ocorrência de solo profundo bem intemperizado. O solo B não apresenta boa infiltração devido à declividade da encosta, desfavorecendo os processos intempéricos. O solo C encontra-se próximo ao substrato, em área de baixada, portanto há ocorrência de solos rasos e acúmulo de água. Já o solo D representa um afloramento rochoso, com camada superficial de solo ao seu redor. Esse cenário dá origem a solos rasos e jovens. Devido à declividade e à facilidade com que a água tem de atingir a rocha e carrear o solo da camada superficial, o solo é extremamente erodível.

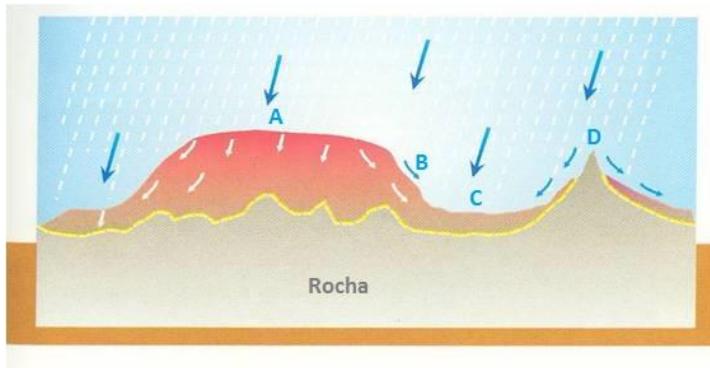


Figura 4 - Os diferentes tipos de solo devido ao relevo da região (Fonte: ESALQ - USP)

O latossolo é um solo em avançado estágio de intemperização, bem uniforme e variação quase nula ou pouco acentuada de teor de argila do horizonte A para o B, portanto apresenta boa infiltração, Figura 1 representando um solo bem resistente aos processos erosivos devido à sua uniformidade. De acordo com a Figura 4, o solo A pode ser classificado como um latossolo. O argissolo apresenta horizonte A arenoso e horizonte B argiloso, com presença de gradiente textural (horizonte com textura arenosa em que houve incremento de argila). Nos relevos inclinados, o horizonte B, mais argiloso que o A, dificulta a infiltração da água, facilitando o escoamento da água pelo horizonte A. Dessa forma, os argissolos tendem a ser mais suscetíveis aos processos erosivos devido à relação textural presente nestes solos, que implica em diferenças de infiltração dos horizontes superficiais e subsuperficiais. De acordo com a Figura 4, o solo B representa o argissolo.

Outros exemplos de tipos de solos são o cambissolo e o neossolo. Ambos são solos rasos e pouco desenvolvidos, sendo que o primeiro normalmente possui horizonte A, B incipiente (pouco expressivo) e camada de rocha alterada sobreposta à rocha sã, enquanto o segundo não possui horizonte B diagnosticável, apresenta apenas horizonte A e rocha sã.

Na Figura 5 é possível notar predomínio dos argissolos (solo mais suscetível à erosão) no Oeste Paulista, portanto os solos mais erodíveis estão presentes nessa região.

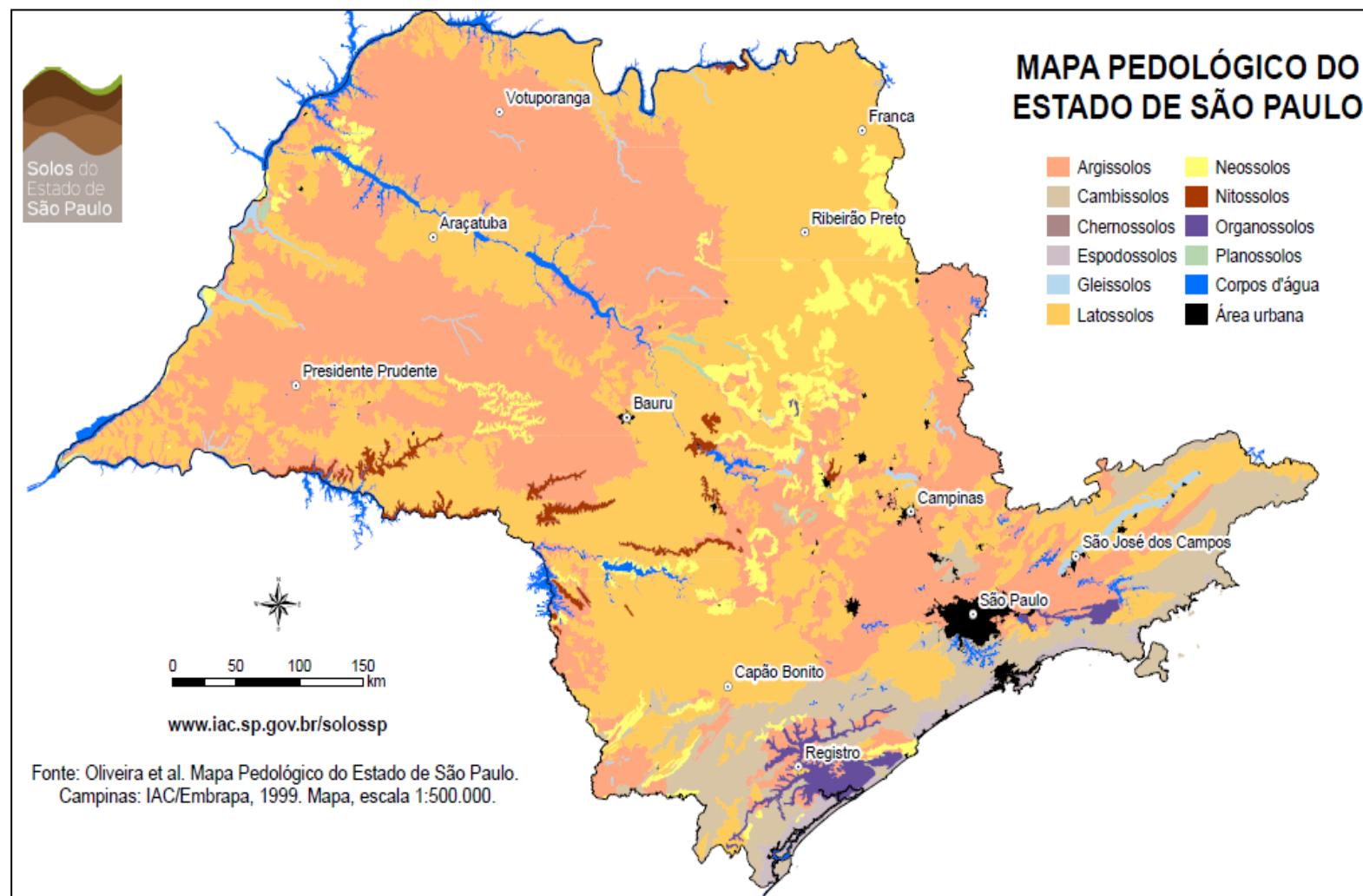


Figura 5 - Mapa pedológico do Estado de São Paulo (Fonte: Oliveira et al.)

## **2.3 Geomorfologia**

Elevadas declividades provocam aumento da velocidade do escoamento superficial, aumentando a capacidade do fluxo de água retirar partículas do solo. Além disso, o comprimento do trecho por onde se passa esse fluxo também é determinante, pois o volume de água e velocidade de escoamento aumentam se a distância percorrida pela água for maior.

## **2.4 Erosão**

O relevo está em contínua transformação devido aos processos de formação e erosão do solo, sempre buscando seu estado de equilíbrio, no qual a velocidade de erosão natural do solo não excede a velocidade de formação do mesmo. Erosão é o desgaste da superfície da terra pela água corrente, vento, gelo ou outros agentes geológicos, incluindo processos como o arraste gravitacional, enquanto a formação do solo constitui-se de um processo contínuo devido às alterações das rochas e aos processos pedogenéticos comandados por agentes físicos, químicos e orgânicos (DAEE e IPT, 1989).

A erosão natural ocorre na superfície da terra pela ação do intemperismo e não causa sérias consequências ao meio ambiente, pois reflete certo equilíbrio da natureza, modelando o relevo ao seu redor. Entretanto, muitas vezes o homem acelera esse processo de modo a propiciar desequilíbrio do meio, o que é conhecido como erosão antrópica. O desequilíbrio pode ser causado pelo desmatamento de áreas, seja para implantação de empreendimentos diversos ou para produção agrícola, sendo assim, os solos que ficam desprotegidos da cobertura vegetal são submetidos à ação das chuvas que passam a incidir diretamente sobre a superfície do terreno (SANTORO, 1991 e 2000). Além dos terrenos ficarem desprotegidos devido à retirada da cobertura vegetal, a alteração da sua geometria natural, como mudança de declividade e má execução de taludes de corte e aterro, também podem acelerar os processos erosivos.

Apesar da erosão antrópica ser fundamentalmente determinada pelo homem, as características naturais do meio físico também afetam o grau da erosão, como: intensidade das chuvas, declividade dos terrenos, comportamento do substrato e outros. Os processos erosivos trazem sérias consequências nos meios econômico, social e ambiental e, portanto, é extremamente importante o uso adequado do solo e implantação de boas práticas conservacionistas a fim de se evitar a ocorrência desses processos.

As erosões são classificadas segundo sua origem e agente. Segundo Holanda (1999), a origem pode ser natural ou antrópica, enquanto o agente pode ser eólico ou hídrico, entretanto há também a erosão glacial e por gravidade. A erosão de origem hídrica é proveniente da água da chuva. O impacto das gotas na superfície do solo gera desagregação do mesmo e transporte de sedimentos, os quais serão depositados a jusante da erosão. A erosão hídrica pode ser classificada como superficial (laminar) ou linear (sulco, ravina e boçoroca). As erosões lineares serão objetos de estudo desse trabalho.

#### 2.4.1 Classificação

A erosão hídrica é classificada como laminar ou linear; entre as erosões lineares, há os sulcos, ravinias e boçorocas, como representado no esquema a seguir (Figura 6).

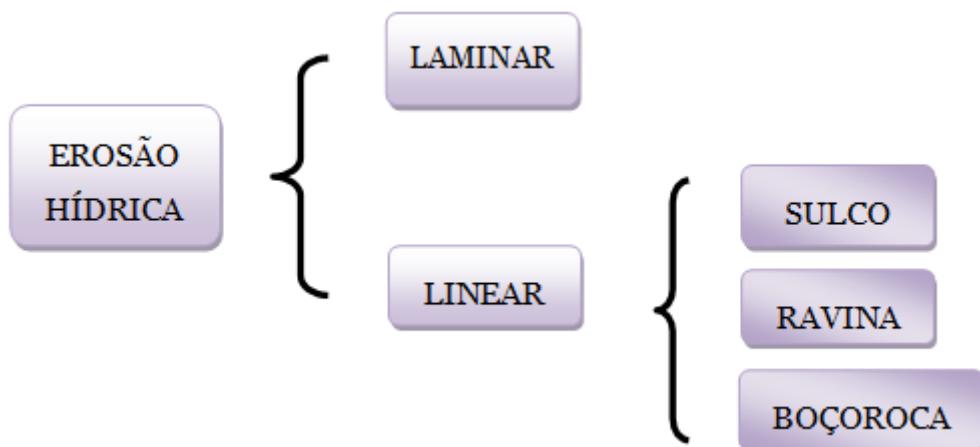


Figura 6 - Tipos de erosão hídrica

Os processos erosivos decorrentes da ação da água dividem-se em dois tipos: a erosão laminar e a erosão linear. A erosão laminar é causada pelo escoamento em lençol superficial difuso, que retira a camada superficial do solo de maneira quase homogênea, lateralmente ou em pequenos filetes (DAEE e IPT, 1989) e, portanto, ela é pouco perceptível. Alguns indícios de sua ocorrência é a perda de coloração do solo e aparecimento de raízes, caracterizando a perda de fertilidade do solo. Na Figura 7 é possível evidenciar sua uniformidade.



Figura 7–Ausência de cobertura vegetal de maneira homogênea (Fonte: Blog Engenharia Cotidiana)

A erosão linear é causada pela concentração dos fluxos de água no escoamento superficial. Normalmente, com a intensificação da erosão laminar, a água encontra um caminho preferencial no solo, causando o aparecimento de sulcos, como na Figura 8.



Figura 8–Presença de sulcos rasos e profundos (Fonte: IPT)

Na ausência de medidas de controle, os sulcos podem evoluir para ravinas (Figura 9). Alguns autores adotam que um sulco com profundidade maior que 50 cm já pode ser considerado uma ravina.

Ainda sem medidas de controle e com condições de terreno favoráveis, a ravina pode evoluir até atingir o lençol freático, originando uma boçoroca ou voçoroca (Figura 10). Portanto, infere-se que a erosão não se desenvolve somente pela ação de águas superficiais, pois as águas do lençol freático podem amplificar os danos da erosão.



Figura 9– Ravina caracterizada por seu formato em V, não há presença de água e a vegetação indica que o processo erosivo não é recente (Fonte: IPT)



Figura 10 – Presença de água no fundo da boçoroca e rupturas recentes nos pés dos taludes (Fonte: IPT)

Como dito anteriormente, a contribuição do escoamento superficial e do lençol freático pode levar à formação da boçoroca, que é caracterizada por atingir o nível d'água. Atrelado à boçoroca, há ocorrência do fenômeno *piping* (também chamado de entubamento ou erosão interna), que se dá pela remoção de partículas no interior do solo através do fluxo da água, formando canais internos que descalçam o pé do talude, condicionando evolução da boçoroca lateralmente. A Figura 11 ilustra surgências d'água no pé do talude devido ao fenômeno de *piping*.

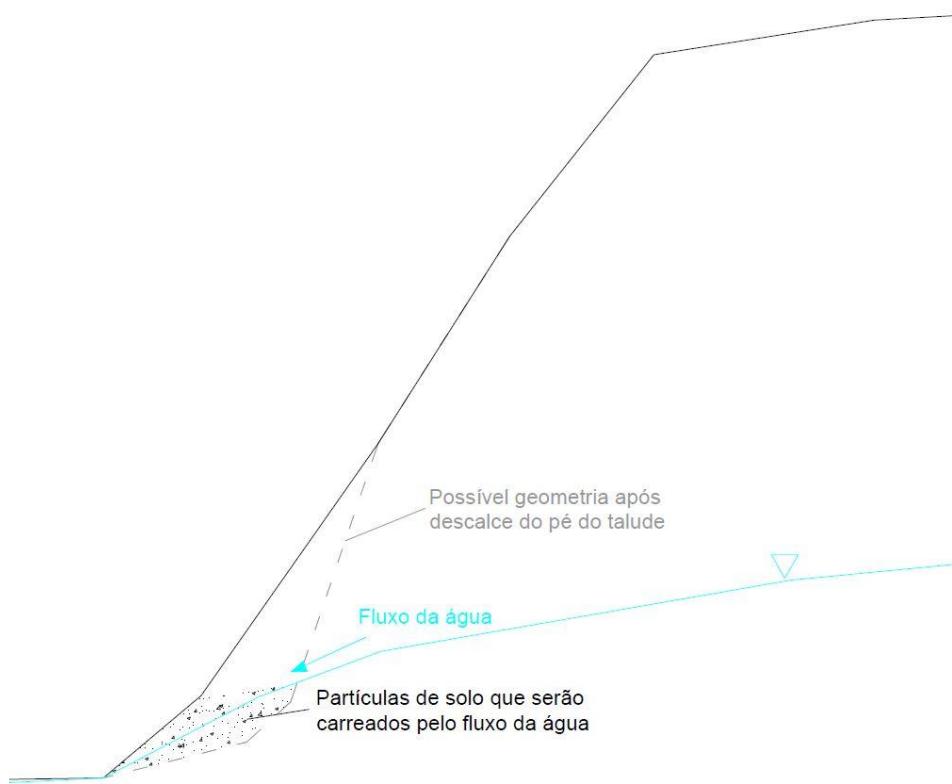


Figura 11 - Esquema do fenômeno de *piping*, um dos responsáveis pela alteração da geometria do talude

#### 2.4.2 Principais causas

Os fatores influentes na ocorrência de processos erosivos são a geologia, pedologia, geomorfologia e pluviometria. Em relação à geologia, infere-se que as características do substrato rochoso definirão as propriedades do solo em questão, portanto a suscetibilidade à erosão está intrinsecamente relacionada ao tipo de rocha.

Entre as propriedades dos solos, os argissolos são mais suscetíveis à erosão e isso se deve à gradiência textural entre os horizontes do solo, característica relacionada à distribuição granulométrica e plasticidade do solo. A gradiência textural é a relação entre os teores de areia e argila observada nos horizontes do solo (ALMEIDA FILHO, 2004). Assim, solos com gradiência textural são heterogêneos, com horizonte A mais arenoso que horizonte B, e apresentam maior suscetibilidade à erosão que solos homogêneos.

Quanto à geomorfologia, elevadas declividades proporcionam aumento da velocidade da água e esta, por sua vez, provoca erosão devido ao impacto das gotas na superfície do solo, carreando partículas de solo quando não há cobertura do solo adequada. Sendo assim, infere-se

que elevados índices pluviométricos podem intensificar a ocorrência de processos erosivos, desde que o solo e declividade da região sejam favoráveis para ocorrência do mesmo.

#### **2.4.3 Áreas urbanas**

As primeiras ocorrências de erosões urbanas expressivas no Brasil foram identificadas nas regiões Sul e Sudeste há cerca de 90 anos no oeste de São Paulo e 70 anos no nordeste do Paraná. Os municípios de Marília e Assis, pertencentes ao estado de São Paulo, e Cianorte e Paranavaí, municípios do Paraná, são exemplos de regiões afetadas por grandes processos erosivos na época. Os processos coincidem praticamente com o ápice do processo de colonização e a ocupação dessas regiões, manifestando-se após o desmatamento intensivo para as culturas temporárias, como o cultivo de algodão e amendoim, e a instalação dos núcleos urbanos, ao longo das rodovias e ferrovias.

Segundo Iwasa e Fendrich (1998), as alterações das atividades econômicas no país, no final da década de 50, promoveram a migração da população do campo para as cidades e fizeram com que as áreas urbanas tivessem um crescimento e adensamento populacional significativo. Com o aumento da população na cidade, implantaram-se programas de loteamentos e de habitações populares sem a devida atenção para as áreas suscetíveis a processos erosivos e sem muita preocupação com os sistemas de drenagem da cidade, contribuindo para a ocorrência de focos erosivos.

A implantação de lotes em áreas inadequadas, cujos terrenos possuem declividade igual ou superior a 30 % (Lei de Lehmann, 1979) e/ou características geotécnicas favoráveis à erosão, revela o mau planejamento de bairros, cuja consequência é a quebra da condição de equilíbrio do meio, o que pode proporcionar ocorrência de processos erosivos.

Além das características geotécnicas do terreno, a concentração de águas superficiais é um fator que contribui para ocorrência e evolução do processo. Dessa forma, é importante a execução de um sistema de drenagem eficiente, evitando que haja pontos de lançamento em solo pouco resistente à erosão.

Uma galeria de águas pluviais deve ser projetada até um córrego ou rio que suporte a vazão afluente ou até uma galeria a jusante que também suporte a vazão adicional. Caso o lançamento seja realizado em um córrego ou rio, uma estrutura de dissipaçāo de energia deve ser projetada para impedir que a velocidade da água cause desagregação e arraste das partículas

do solo, propiciando o início de um sulco, que pode evoluir para uma ravina e, consequentemente, para uma boçoroca. Casos em que o ponto de lançamento da galeria de águas pluviais é feito em cabeceira de drenagem (local onde o rio nasce), sem dissipação de energia, são muito corriqueiros. Por ser o local da nascente do rio, muitas vezes o corpo d'água não consegue absorver a energia vinda do lançamento das águas, assim, é possível que se inicie o processo.

Na área urbana, também há problemas de impermeabilização do solo devido à pavimentação das ruas, acarretando maior velocidade e volume de escoamento das águas. Uma boa prática de projeto viário é dispor as ruas paralelas às curvas de nível terreno, para que o escoamento não adquirir altas velocidades.

Um levantamento dos processos erosivos lineares no Estado de São Paulo, considerando ravinhas e boçorocas, foi realizado pelo IPT/DAEE (2012) e, segundo o levantamento, há um total de 1.398 processos erosivos urbanos e 39.864 rurais, como ilustrado na Figura 12.

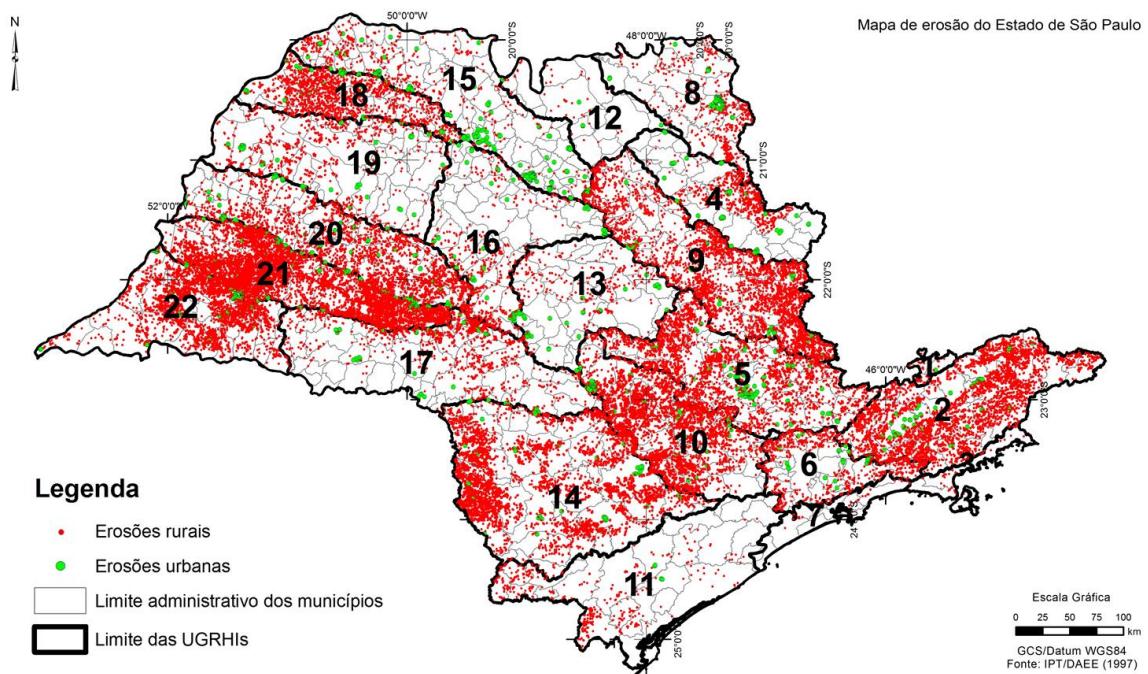


Figura 12 - Levantamento dos processos erosivos lineares no Estado de São Paulo (Fonte: IPT/DAEE, 2012)

#### 2.4.4 Avaliação do fenômeno

Suscetibilidade de uma área a um determinado fenômeno geológico corresponde à possibilidade de sua ocorrência como um evento sem danos, enquanto risco está relacionado à

possibilidade de que a ocorrência do fenômeno tenha consequências sociais e econômicas (CERRI & AMARAL, 1998).

Segundo a metodologia IPT, os mapas de suscetibilidade integram informações sobre o comportamento da água e incidência dos processos erosivos, em relação aos fatores geológicos, geomorfológicos e pedológicos (IPT, 1986). Portanto, analisam-se os mapas de hidrografia, geologia, geomorfologia e pedologia da área de estudo para gerar o mapa de suscetibilidade à erosão da região. Simplificadamente, o mapa geológico revela os diferentes tipos de rocha; o mapa geomorfológico, os tipos de relevo e o mapa pedológico, os tipos de solo.

Atrelado aos fatores responsáveis pelos processos erosivos comentados anteriormente, o uso e ocupação do solo é um subsídio para avaliação do risco das erosões e intensidade do processo gerando, assim, os mapas de potencialidade. Mesmo com alto grau de suscetibilidade à erosão do solo, se a área for dotada de boas práticas conservacionistas, favorecendo a infiltração do solo em detrimento do escoamento superficial, ela pode não apresentar riscos.

A análise conjunta dos mapas de suscetibilidade e potencialidade à erosão possibilita estabelecer diretrizes para o planejamento do município a fim de prevenir ocorrência de processos erosivos, além de auxiliar na solução quando os mesmos já existirem.

#### **2.4.5 Consequências sociais, econômicas e ambientais**

Na ausência de controle, os processos erosivos podem chegar a grandes dimensões, mobilizando grandes quantidades de solo e destruindo obras de infraestrutura. A seguir são apresentadas consequências sociais, econômicas e ambientais decorrentes das erosões.

A falta de planejamento nas áreas urbanas muitas vezes dispõe moradias em locais inapropriados sob o ponto de vista geotécnico, deixando-as vulneráveis quando da ocorrência de processos erosivos. Por exemplo, em áreas urbanas, o lançamento de águas diretamente sobre o solo, em cabeceiras de drenagens e sem dissipação de energia, pode dar início a processos erosivos. É comum que uma erosão desse tipo evolua morro acima, caracterizada por erosão remontante, podendo atingir casas e obras de infraestrutura. Dessa forma, infere-se o risco de perda de bens materiais e perda de vidas humanas devido ao processo.

Quanto aos impactos econômicos, é conveniente separá-los em consequências intrínsecas e extrínsecas. Entre as intrínsecas há redução de eficiência na produção, devido ao

carreamento de nutrientes do solo, o que prejudica a competitividade no setor agropecuário; perda de áreas cultiváveis, sendo o prejuízo dado pelo preço de mercado da terra; custo de reposição de nutrientes, normalmente o cálcio, fósforo, magnésio, nitrogênio e potássio, que são os macronutrientes, considerando tanto o preço de fertilizantes no mercado quanto o valor da mão de obra para aplicação.

Entre as extrínsecas há o assoreamento de drenagens, que indiretamente pode gerar aumento no custo de geração de energia elétrica e na captação de água para abastecimento; aumento no preço dos alimentos, devido à implantação de práticas e produtos para melhor utilizar o solo; reparação do patrimônio público, pois as obras de infraestrutura, como pavimentação, pontes, estradas e galerias, podem ser deterioradas pelos processos erosivos e disponibilidade dos recursos naturais para gerações futuras.

Quando a erosão promove remoção de grandes volumes de solo, é muito importante avaliar o destino deste material. Na maioria dos casos, grandes ravinas e boçorocas originam-se em cabeceiras de drenagem e, portanto, todo o volume de sedimentos removidos do local de origem do processo deposita-se no rio a jusante, podendo provocar assoreamento, cuja definição é a deposição de sedimentos ao longo de drenagens, como ilustrado na Figura 13. Estes sedimentos deterioram a qualidade das águas, pois o solo carreado pode conter pesticidas e fertilizantes, caso uma área destinada à agricultura tenha sido erodida. Além disso, o assoreamento proporciona diminuição da capacidade de escoamento do corpo hídrico, causando muitas vezes desaparecimento de drenagens e, consequentemente, perda de biodiversidade. Devido à diminuição das seções de escoamento, o local torna-se mais suscetível a processos de extravasamento de descargas fluviais e, portanto, mais suscetível a inundações.



Figura 13 - Assoreamento a jusante de uma boçoroca (Fonte: IPT)

## 2.5 Ensaios de Erodibilidade

Ensaios de erodibilidade podem auxiliar o dimensionamento das bacias de dissipação nas obras de drenagem, quando as águas são lançadas diretamente no solo após passarem pela estrutura de dissipação, e podem avaliar a viabilidade de um canal de drenagem em solo, pois alguns ensaios determinam a velocidade máxima que a água pode atingir o solo de modo que o mesmo não seja erodido.

De acordo com Bastos et al. (2000), a erodibilidade pode ser definida como a propriedade do solo que retrata a maior ou menor facilidade com que suas partículas são destacadas e transportadas pela ação de um agente erosivo. Entre os métodos para avaliação da erodibilidade os que mais se destacam são o ensaio de Inderbitzen e a Metodologia MCT.

No ensaio de Inderbitzen, amostras de solo apresentam inclinação variável em sua superfície para que a perda de solo seja medida de acordo com um fluxo d'água controlado. Segundo Inderbitzen (1961), o ensaio permite determinar a influência da compactação do solo, declividade da rampa, vazão e duração do fluxo. O equipamento de Inderbitzen, representado na Figura 14, possui uma rampa com inclinação específica, a qual direcionará a água conforme tentativa de recriar o processo erosivo. A amostra é colocada dentro do molde metálico, de

forma a coincidir a superfície da rampa com a da amostra, simulando o carreamento de grãos com a erosão laminar.

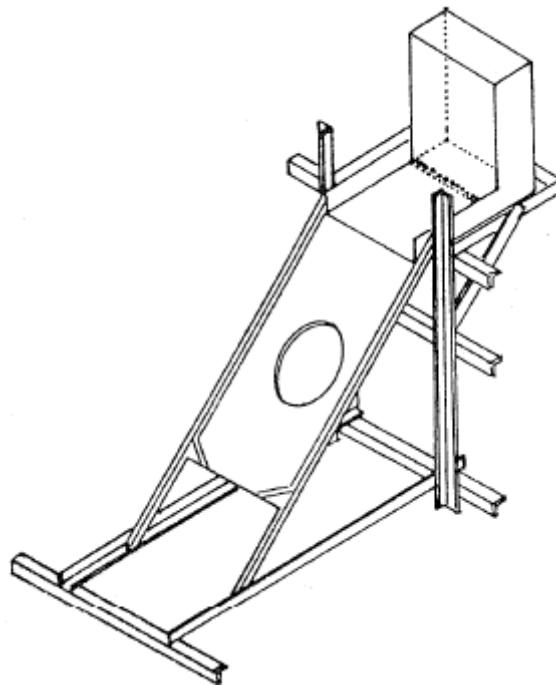


Figura 14 - Equipamento para ensaio de Inderbitzen desenvolvido no IPR (Fonte: Fonseca e Ferreira)

A metodologia MCT descrita por Nogami e Villibor (1979) analisa a infiltrabilidade e a perda de massa por imersão (erodibilidade específica) de uma amostra indeformável. Assim, leva-se em conta a facilidade com que a água infiltra no solo pelo coeficiente de sorção. Através dos ensaios de infiltrabilidade (Figura 15) e de erodibilidade específica (Figura 16), os parâmetros de sorção (em  $cm/min^{1/2}$ ) e perda de massa por imersão (em %), são calculados.

No ensaio de infiltrabilidade, uma amostra indeformada, envolvida por um anel de PVC, é posicionada sobre uma pedra porosa para que seu gradiente seja alterado sem que haja deformação ou perda de solo. O anel é conectado a uma base com água seguida de um tubo de vidro na horizontal cuja altura coincide com a altura da pedra. Como teremos água no tubo, por meio da capilaridade, a água contida na amostra se deslocará pelo tubo e será possível determinar a velocidade do fluxo do líquido.

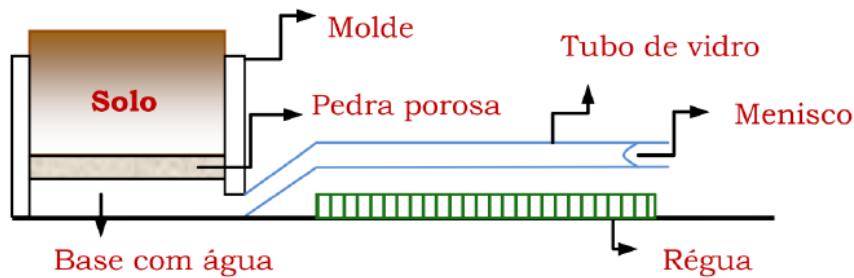


Figura 15 - Ensaio de infiltrabilidade (Fonte: Adaptado de Fonseca e Ferreira (1981) por Grando (2011))

No ensaio de erodibilidade específica, a amostra indeformada é submersa em um recipiente com água. Em uma das extremidades da amostra, há uma pedra porosa que impede a perda de solo naquela extremidade, proporcionando tendência de desprendimento em apenas um dos lados. A amostra, também envolta por um anel, é deixada submersa por 20 horas e depois de terminado o ensaio é possível determinar a quantidade de solo perdido.

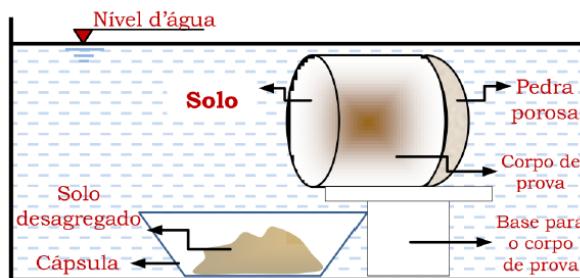


Figura 16 - Ensaio de erodibilidade específica (Fonte: Adaptado de Fonseca e Ferreira (1981) por Grando (2011))

Através do coeficiente de sorção (em  $cm/min^{1/2}$ ), chamado de  $s$ , e perda de massa por imersão (em %), chamado de  $pi$ , Nogami e Villibor estabeleceram a relação  $pi/s = 52$  como critério de erodibilidade (Figura 17).

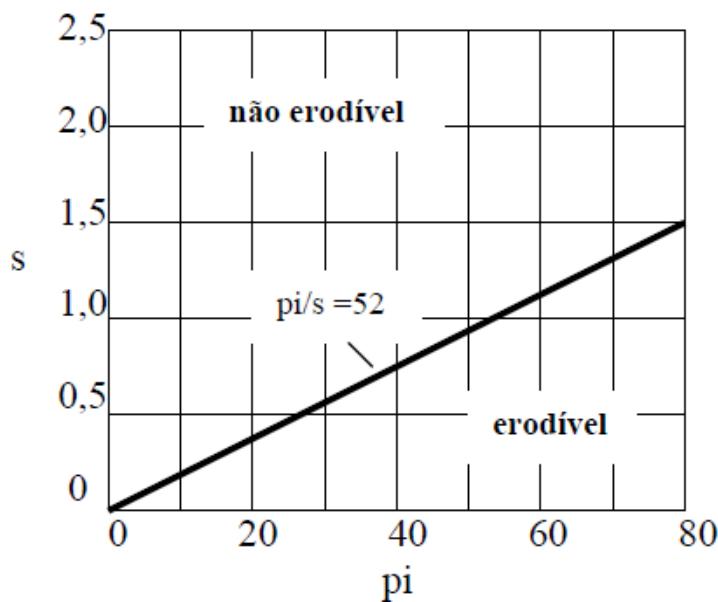


Figura 17 - Critério de erodibilidade pela Metodologia MCT (Fonte: Bastos et al. (2000))

## 2.6 Medidas de controle na área urbana

Segundo Almeida Filho (2004), em áreas urbanas, o controle corretivo das erosões consiste na execução de um conjunto de obras, cuja finalidade primordial é evitar ou diminuir a energia do escoamento das águas pluviais sobre terrenos desprotegidos, que pode ser conseguido com obras de sistema de drenagem tais como: pavimentação das ruas, guias, sarjetas, bocas de lobos e galerias de águas pluviais.

No controle destes processos, é fundamental a análise da bacia de contribuição, cuja definição corresponde à área de terreno que drena água, partículas de solo e material dissolvido para um ponto de saída comum, situado ao longo de um rio, riacho ou ribeirão (Dunne e Leopold, 1978) e é necessariamente delimitada por uma linha imaginária que segue os pontos mais altos das formações topográficas, chamada de divisor de águas. Assim, a análise da bacia de contribuição possibilita a elaboração projetos, contendo microdrenagem e macrodrenagem a fim de se evitar a ocorrência dos processos. Como já dito anteriormente, além de um sistema de drenagem eficiente, também é necessário avaliar o ponto de lançamento das águas pluviais, pois não pode ser realizado em locais desprovidos de estruturas de dissipação de energia.

O projeto de contenção de uma boçoroca envolve, desta forma, aspectos geotécnicos e urbanísticos. O primeiro exige a caracterização e quantificação dos fatores e mecanismos, e o segundo, inclui a possibilidade e alternativas de ocupação da área. É importante definir se o projeto visa a estabilização ou a recuperação do processo, pois o primeiro se restringe a evitar que o processo evolua, de modo que a feição da boçoroca permanecerá na área afetada,

enquanto o segundo se propõe a recuperar a área, de modo que as características do meio físico anteriores ao início do processo serão restabelecidas. A concepção do projeto deve, necessariamente, considerar o adequado conhecimento dessas questões, sendo fator decisivo para o sucesso das obras de contenção.

Não existe uma solução universal para conter as boçorocas, entretanto há medidas muito eficientes que na maioria das vezes minimiza o problema, como: conduzir a água do interior da boçoroca de maneira adequada a fim de impedir que o solo continue sendo carreado, estabilizar e drenar os taludes para evitar que o processo evolua em largura e executar emissários para condução das águas até pontos adequados de lançamento.

### **2.6.1 Estabilidade de taludes em processos erosivos lineares**

Na estabilização de grandes ravinas e boçorocas, os taludes que se encontram dentro da feição do processo devem ser estabilizados para impedir ocorrência de novos deslizamentos e consequente aumento nas dimensões do processo. O retaludamento é uma solução simples para estabilização de taludes que se dá pelo abatimento dos mesmos. Essa solução é adotada quando não há impedimento para volume de corte, assim, é necessário calcular a nova geometria do talude que garanta sua estabilidade.

Outras alternativas para estabilização de taludes envolvem obras de contenção no solo, cujo objetivo é conter o empuxo e tensões provenientes do solo e sobrecargas accidentais e/ou permanentes. As estruturas de contenção podem ser muros de gravidade, muros de flexão e estruturas de solo reforçado, como ilustrado na Figura 18.

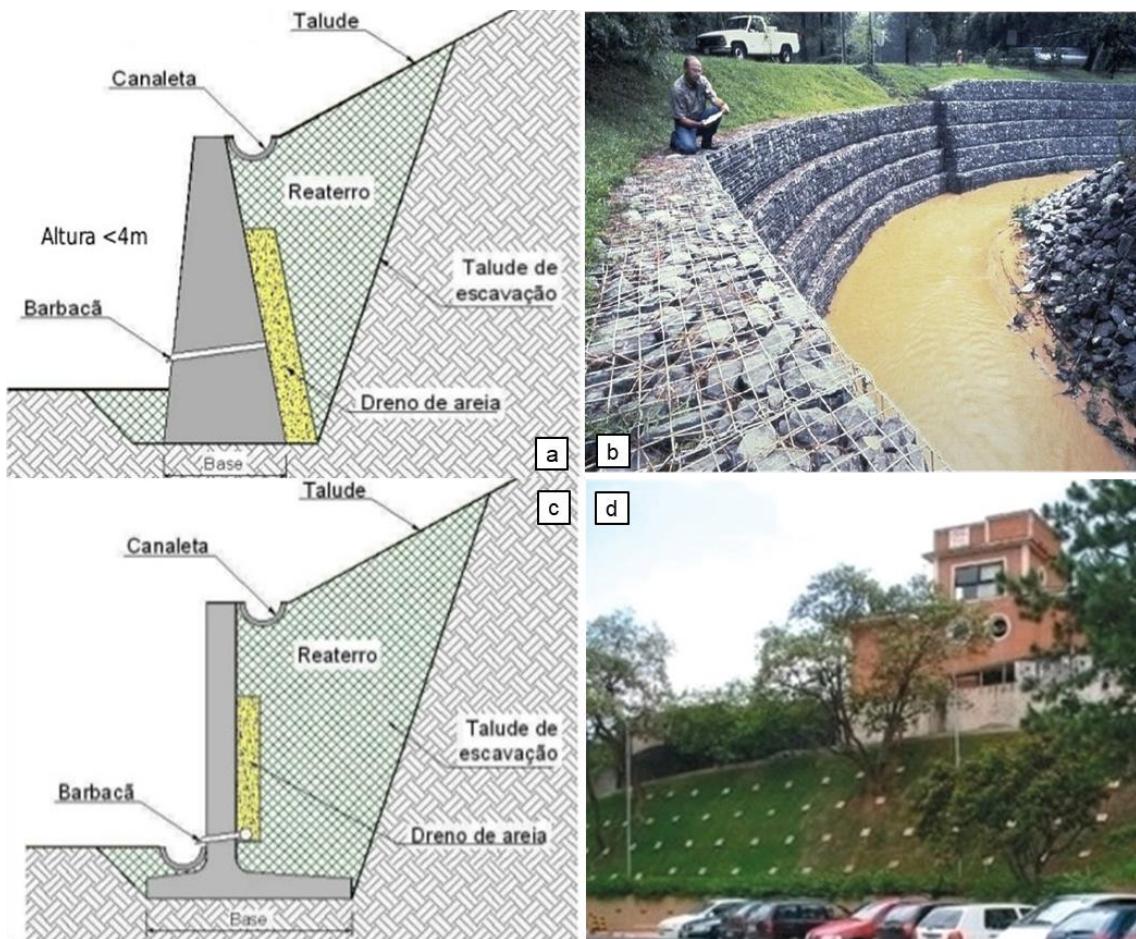


Figura 18 – As imagens a e b ilustram um muro de gravidade, sendo que a imagem b refere-se a um muro de gabião caixa, enquanto as imagens c e d um muro de flexão e solo grampeado, respectivamente.

Os muros de gravidade resistem aos esforços solicitantes devido ao seu peso próprio. Podem ser de concreto, gabiões, fundo de pedra argamassada, entre outros. Já os muros de flexão resistem aos esforços por flexão, utilizando o peso próprio do solo que se apoia sobre sua base para garantir equilíbrio. As estruturas de solo reforçado apresentam elementos introduzidos (comumente grampos) no seu interior. A estrutura funciona como um reforço, pois seus elementos dependem da deformação do maciço para trabalharem.

Há softwares comumente utilizados no mercado para cálculo de estabilidade de talude. Segundo Pereira (2013), a maioria das análises de estabilidade foram desenvolvidas baseadas na teoria do equilíbrio limite. O equilíbrio limite é uma ferramenta empregada pela teoria da plasticidade para análise do equilíbrio dos corpos, cujas condições são: linha de escorregamento conhecida e resistência respeitando a equação de Coulomb ao longo da linha de deslizamento. Os métodos mais utilizados para obtenção do fator de segurança nesses softwares são Bishop, Bishop Simplificado e Fellenius, que dividem o solo potencialmente deslizante em lamelas e

assumem superfície de ruptura circular. Os dados de entrada são os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, geometria do talude e forças atuantes. Os parâmetros de resistência são a coesão e ângulo de atrito. A saída do software é a superfície de ruptura crítica do talude e fator de segurança, que relaciona a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura com os esforços solicitantes, portanto fator de segurança menor que 1 indica ruptura do talude. A NBR11682 - Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009) impõe a determinação do nível de segurança contra perda de vidas humanas (Tabela 1) e danos materiais e ambientais (Tabela 2) a fim de se determinar o fator de segurança mínimo desejado para o talude (Tabela 3).

Tabela 1 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas (ABNT, 2009)

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Tabela 2 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais (ABNT, 2009)

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Tabela 3 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (ABNT, 2009)

Nível de segurança contra danos a vidas humanas		Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4	
Médio	1,5	1,4	1,3	
Baixo	1,4	1,3	1,2	

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

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

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

## 2.6.2 Drenagem superficial e subsuperficial

A estabilização de taludes dos processos erosivos só será garantida se as águas de escoamento superficial forem captadas e direcionadas a um lugar adequado, que suporte a energia vinda do lançamento, dessa forma, é necessário realizar a drenagem superficial dos taludes. As estruturas responsáveis pelo escoamento superficial serão as canaletas, descidas d'água em degraus (escadas d'água), rápidos, tubos de queda. O sistema de drenagem superficial também é composto por caixas de transição e dissipação de energia.

As canaletas podem ser de crista e de pé do talude. A primeira é responsável pela captação e condução das águas superficiais provenientes do terreno a montante da crista do talude, enquanto a segunda, possui a função de coletar e conduzir as águas superficiais que incide sobre o próprio talude. Na presença de bermas nos taludes, sua inclinação deverá direcionar o fluxo para a canaleta de pé do talude.

A função das descidas d'água é conduzir as águas superficiais captadas pelas canaletas; sua execução pode ser em degraus, por rápidos ou tubos de queda. O primeiro garante boa dissipação de energia durante o percurso, entretanto, há detalhes e cuidados a serem tomados durante sua execução. O segundo é mais fácil de ser executado, porém seu uso é limitado a pequenos comprimentos, pois as águas adquirem altas velocidades de escoamento quando o terreno apresenta elevadas inclinações. Por fim, os tubos de queda verticais, constituídos de concreto armado, são utilizados em situações onde o terreno apresenta diferença expressiva de

cota e inclinações próximas a 90 graus. A Figura 19 ilustra uma descida d'água de aterros em degraus, onde as dimensões a e b dependem da vazão

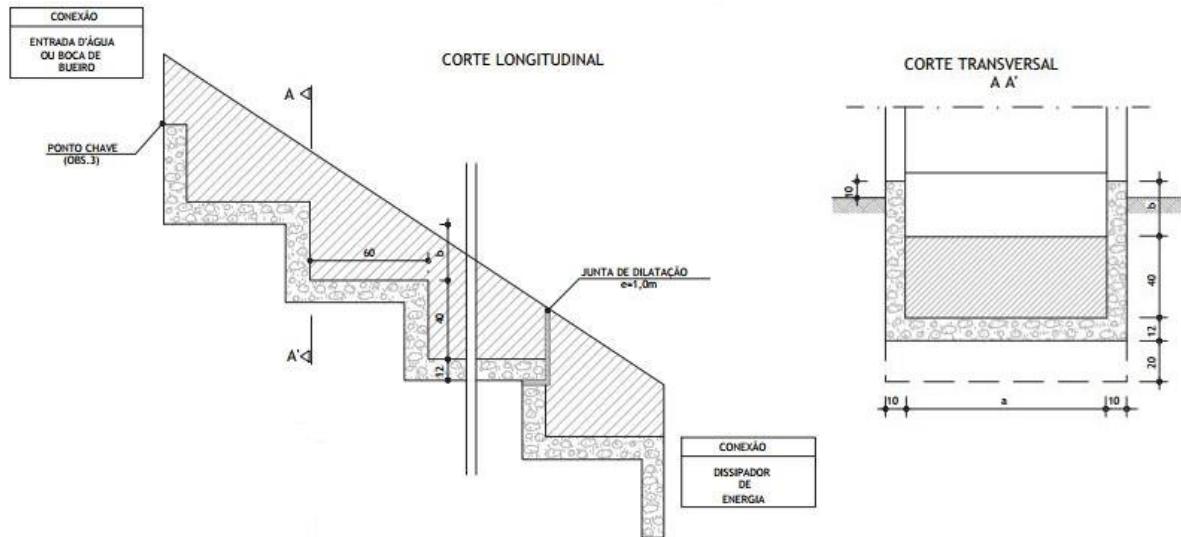


Figura 19 - Descidas d'água de aterros em degraus (Fonte: DNIT, 2013)

As caixas de transição são utilizadas para mudanças bruscas de direção do escoamento, possibilitando o direcionamento das águas e podendo até serem utilizadas para a dissipação de energia.

Quanto ao escoamento subsuperficial, a ação das águas subterrâneas é uma das principais causas do desenvolvimento lateral e remontante das boçorocas, pois quando o processo atinge o lençol freático, o gradiente piezométrico gera remoção de partículas sólidas no pé do talude, estabelecendo o processo de erosão regressiva (*piping*). Ocorre também a liquefação do material arenoso, gerando uma diminuição da coesão do solo e consequente solapamento do talude (DAEE/IPT, 1986).

Uma alternativa ao problema é a utilização de drenos enterrados, possibilitando o disciplinamento das águas subsuperficiais do fundo da boçoroca e rebaixamento do lençol freático. Segundo o Filizola (2011), os drenos enterrados visam a drenagem das águas subsuperficiais, na forma de “espinha de peixe”, que consiste de um dreno central principal, sendo de seu dimensionamento deve ser realizado de acordo com a vazão das águas das surgências do fundo da boçoroca. Os principais tipos de drenos enterrados são:

- Dreno de bambu: executado com bambus amarrados em feixes, assentados em vala e envolvidos com manta geotêxtil; o fechamento da vala é feito com material impermeável. Dreno utilizado em áreas rurais;

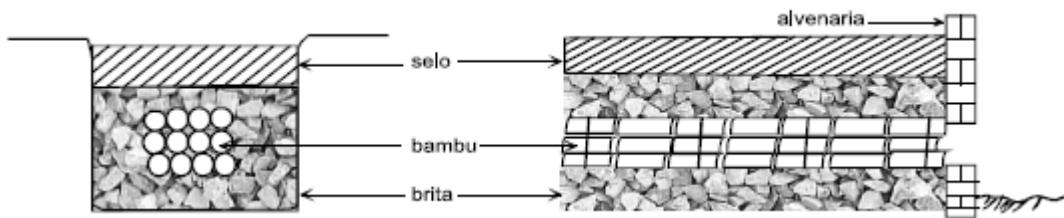


Figura 20 - Dreno de bambu (Fonte: Circular Técnica Embrapa, 2011)

- Dreno cego: composto de uma valeta revestida com material filtrante e de um seguimento de tubo de PVC perfurado, colocado na saída do dreno. Sobre o material filtrante instala-se material impermeável, normalmente constituído por argila ou plástico (selo);

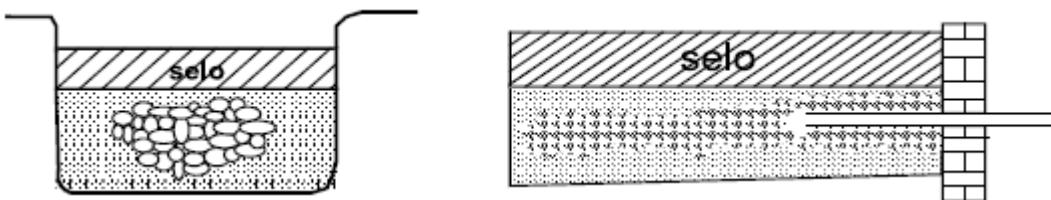


Figura 21 - Dreno cego (Fonte: Circular Técnica Embrapa, 2011)

- Dreno com material sintético geotêxtil: trata-se do revestimento de uma vala com manta geotêxtil e preenchimento com material filtrante de enchimento. Após o envolvimento total do material filtrante com a manta de geotêxtil procede-se o fechamento da vala com material impermeável que funciona como selo. Apresenta alto custo, porém, melhor desempenho.

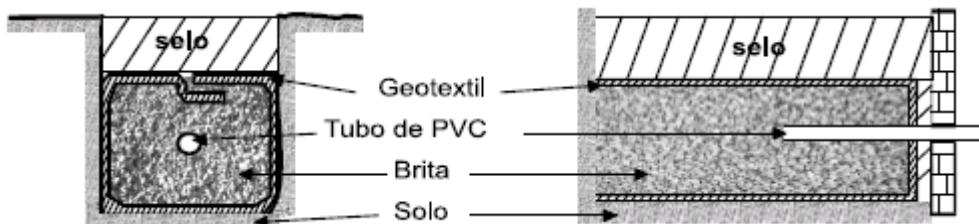


Figura 22 - Dreno de geotêxtil (Fonte: Circular Técnica Embrapa, 2011)

- Tubos drenantes: a vala é revestida com manta geotêxtil envolvendo todo o núcleo da trincheira e há o lançamento de brita. No fundo da vala, é instalado o tubo drenante, normalmente corrugado, de PEAD. A manta geotêxtil envolve todo o conjunto e é feito um reaterro com cascalho ou brita, seguido de fechamento com material argiloso compactado. O tubo de PEAD é flexível e possui alta resistência mecânica e proteção ao ataque de agentes químicos do meio.

Na execução dos drenos enterrados, o material do fundo do canal deve apresentar certa resistência para garantir o bom assentamento do dreno, portanto, nos casos em que houve deposição de material no fundo do canal, é aconselhável escavá-lo.

### **2.6.3 Condução do escoamento superficial**

Normalmente, a ocorrência de uma boçoroca deve-se ao lançamento de águas em solo ou cabeceira de drenagem que não apresenta resistência suficiente para absorver a energia proveniente do lançamento, portanto, a fim de se evitar o processo, um canal pode ser projetado para conduzir as águas de lançamento até um ponto adequado, seja ele em solo resistente ou em drenagem que suporte a vazão afluente.

Segundo Plínio Tomaz (2011), a fórmula mais conhecida para dimensionamento de condutos livres usada no Brasil, Estados Unidos e demais países de língua inglesa, é a fórmula experimental do engenheiro irlandês R. Manning (1816-1897) elaborada em 1891. Um dos motivos para o grande uso da fórmula, é que é mais fácil estimar a rugosidade de Manning do que a fórmula de Darcy-Weisbach. Existem muitas medições e aferições do uso do coeficiente de Manning de maneira que uma pessoa experiente pode com relativa facilidade escolher o valor adequado para cada caso.

As formas trapezoidal e retangular são as mais comuns para os canais abertos e a equação de Manning (1) é comumente utilizada para escoamentos permanentes, uniformes e turbulentos rugosos.

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{2/3} * i^{1/2} \quad (1)$$

Onde V é a velocidade média do escoamento em m/s; n é o coeficiente de rugosidade em função do tipo de parede do canal; Rh é o raio hidráulico calculado pela relação entre área da seção transversal e perímetro molhado e i é a declividade do canal em m/m. Apesar de muito utilizada, a equação de Manning possui limitações, pois não é eficiente na ocorrência de variação brusca de seção.

Seções fechadas não são muito recomendáveis, pois caso o fluido preencha completamente a seção, o escoamento deixa de ser livre e passa a ser forçado. Nos condutos forçados, a pressão interna é diferente da pressão atmosférica e o sentido do fluxo pode se dar em qualquer sentido do conduto. Já os condutos livres estão sujeitos à pressão atmosférica e o sentido do fluxo se dá de acordo com a gravidade.

### 3 ESTUDO DE CASO

A partir das definições dos aspectos envolvidos, exemplificação e apresentação de medidas de controle para estabilizar e recuperar os processos erosivos escolheu-se um estudo de caso a fim de avaliar as causas e propor soluções para um processo erosivo urbano ocorrido no interior do Estado de São Paulo.

#### 3.1 Área de Estudo

Escolheu-se uma boçoroca de grandes dimensões na divisa dos municípios de Santa Bárbara D'Oeste e Americana, ilustrada na Figura 23, para estudo das alternativas para sua estabilização e recuperação.



Figura 23 - Boçoroca que será objeto de estudo. A partir do veículo localizado no canto superior esquerdo da imagem, é possível ter uma ordem de grandeza do tamanho da erosão (Fonte: autora)

A boçoroca chegou a um estágio alarmante em 2014, quando o Ministério Público, por meio de uma ação civil pública, intimou que as Prefeituras de Santa Bárbara e Americana resolvessem o problema devido à elevada perda de área produtiva causada pelo processo

erosivo e por danos ambientais devido ao assoreamento do Rio Piracicaba, como ilustrado na Figura 24. Dessa forma, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, desenvolveu um projeto básico para estabilização e recuperação desse processo.



Figura 24–Expressiva deposição de sedimentos no Rio Piracicaba devido ao processo erosivo a montante

A partir dos dados brutos do referido processo erosivo, fornecidos pelo IPT (levantamento topográfico, seções transversais e longitudinais, caracterização geológico-geotécnica dos taludes, estudos hidrológicos da bacia de contribuição, uso e ocupação do solo etc), pretende-se realizar um novo projeto básico de estabilização/recuperação do processo erosivo em questão, respeitando as seguintes premissas: melhor relação entre custo e benefício; diminuição da energia do fluxo das águas no interior da boçoroca; movimentação de terra dentro do processo erosivo, para evitar custos com transporte e bota fora, e abordar apenas o escopo hidráulico e geotécnico da área, desconsiderando lançamento de esgoto nas galerias de águas pluviais, pois cabe às autoridades competentes a identificação e condução adequada dos lançamentos irregulares de esgoto.

### **3.1.1 Localização**

O processo erosivo situa-se na divisa dos municípios de Santa Bárbara d'Oeste e Americana. Esses Municípios pertencem à Região Metropolitana de Campinas (RMC), na

região sudeste do Estado de São Paulo. Santa Bárbara D’Oeste está a 40 km da sede da RMC e a 130 km da capital.

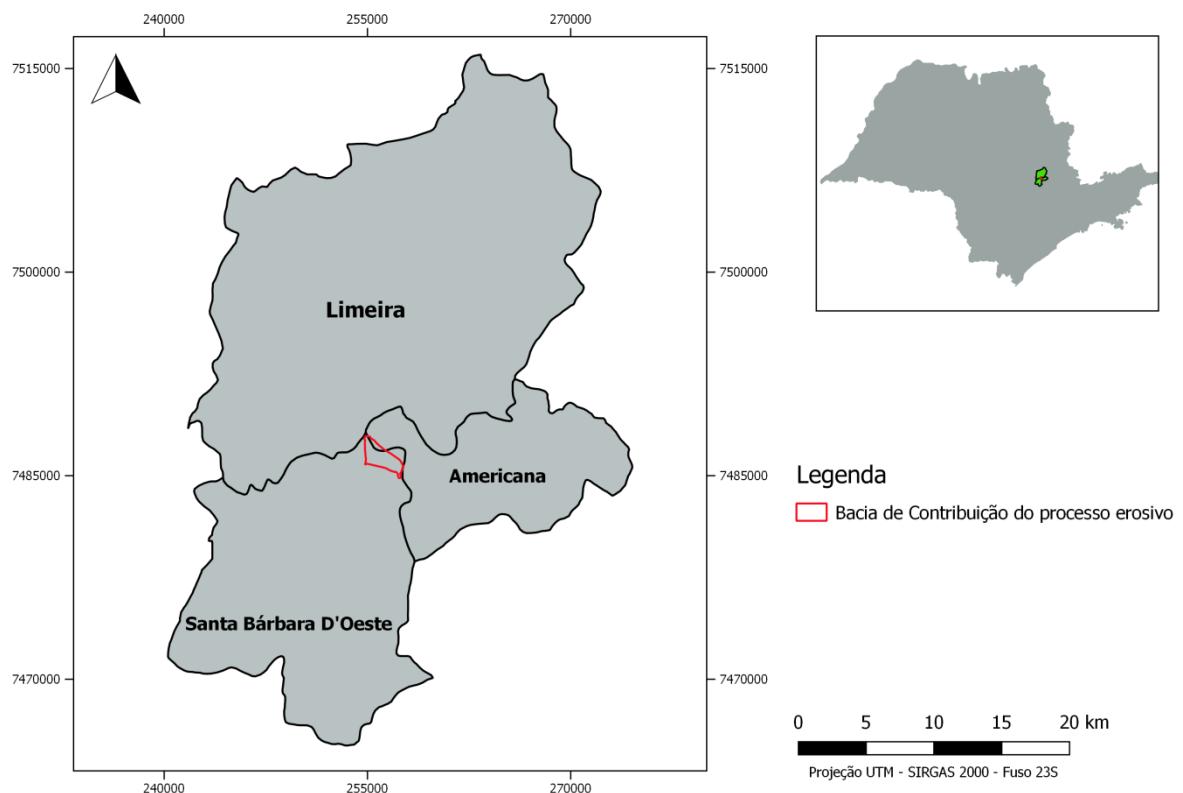


Figura 25 - Localização da bacia de contribuição do processo erosivo no município de Santa Bárbara D’Oeste e municípios vizinhos (Fonte: IBGE, 2010)

A área de estudo está inserida na Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos Piracicaba, Capivari e Jundiaí (UGRHI – 5) e o processo erosivo está situado na cabeceira do córrego Suzigan, que desagua no rio Piracicaba, como observado na Figura 26.

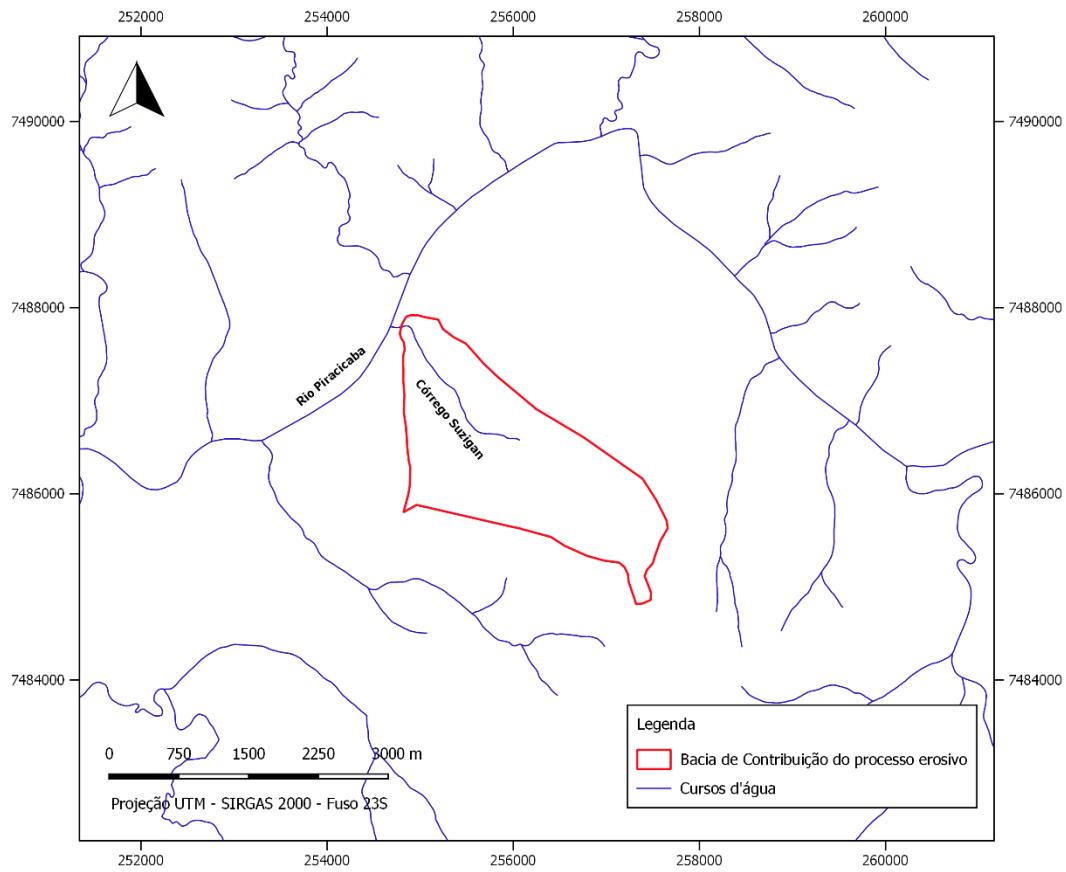


Figura 26—Localização de rios e córregos da região (Fonte: SÃO PAULO, 2013)

### 3.1.2 Aspectos Geológicos

Na área de estudo predominam rochas sedimentares (representado na Figura 27) do Grupo Itararé, no qual há predominância de arenitos (representado na Figura 28) de granulação heterogênea, sedimentos aluvionares (planície aluvial do rio Piracicaba) e sedimentos colúvio-eluvionares (PERROTTA et al. 2005). O arenito é extremamente erodível e origina-se das rochas sedimentares.

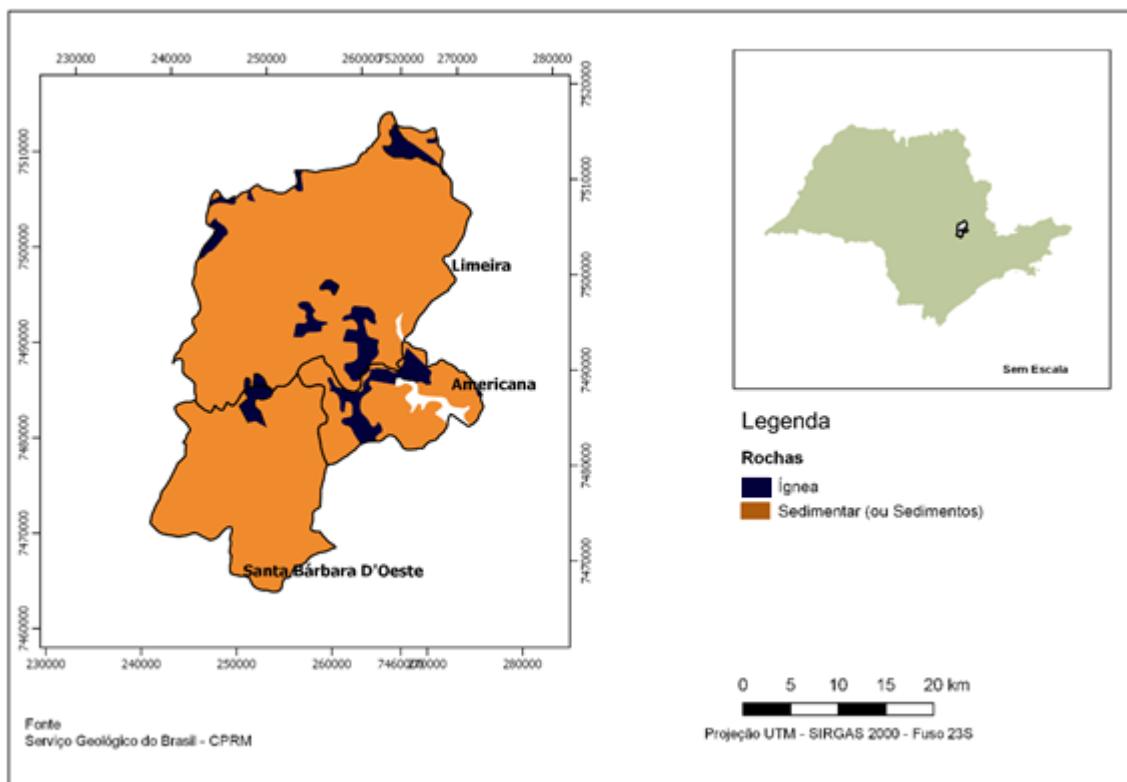


Figura 27 - Classificação das rochas na área de estudo (Fonte: CPRM, 2006)

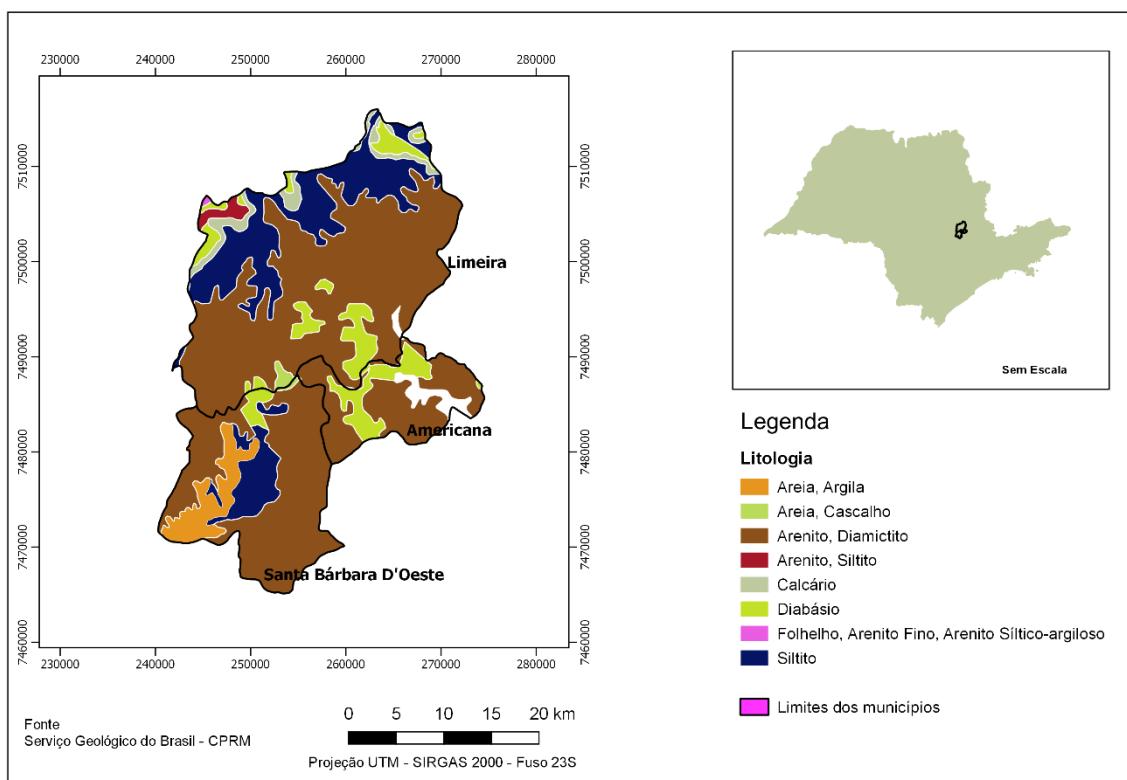


Figura 28-Tipos de solo e rocha na área de estudo (Fonte: CPRM, 2006)

### **3.1.3 Aspectos Pedológicos**

Na área de estudo predominam os latossolos vermelho-amarelos distróficos (bastante ácido e de baixa a média fertilidade), com textura média em relevo suave ondulado.

Nas declividades mais acentuadas, há solos mais rasos e jovens, do tipo Cambissolo, com textura média, tendo como substrato arenitos finos pouco argilosos do Grupo Itararé.

Do ponto de vista geotécnico, os solos predominantes podem ser divididos em três horizontes, sendo o superior classificado como solo coluvionar areno-argiloso, o intermediário classificado como um solo saprolito, derivado de alteração de arenitos finos e pouco argilosos e arenitos muito finos argilosos, e o horizonte inferior constituído de rocha alterada, um saprolito com alteração de arenitos finos pouco argilosos e arenitos muito finos argilosos do Grupo Itararé.

### **3.1.4 Aspectos Geomorfológicos**

Geomorfologicamente, a área de estudo está situada na unidade morfoestrutural da Bacia do Paraná, denominada de Depressão Periférica Paulista, especificamente, na Depressão do Médio-Tietê. O relevo geral é caracterizado por colinas de topos amplos tabulares e convexos, com altimetrias predominantes entre 500 e 650 metros (altitude média de 540 m) e declividades entre 5 e 10%. A rede de drenagem, nesta unidade de relevo, apresenta-se bem organizada, destacando-se o rio Piracicaba. A área é suscetível a fortes atividades erosivas, principalmente onde o substrato rochoso é constituído por arenitos do Grupo Itararé.

## **3.2 Definição do Problema**

As imagens mais antigas da região, disponíveis no software Google Earth, são de 2004 e nelas tanto a boçoroca quanto a deposição de sedimentos no Rio Piracicaba já são perceptíveis. É possível notar um processo erosivo de grandes dimensões na área de estudo devido ao lançamento de águas pluviais, de forma concentrada, na cabeceira da drenagem.

Entre 2004 e 2010, houve uma aceleração acentuada do processo erosivo devido ao aumento da área urbana dentro da bacia de contribuição, em especial próximo à cabeceira de drenagem, e aumento de áreas impermeabilizadas, acarretando aumento da vazão no ponto de lançamento das águas pluviais. A partir de 2011 até 2014, houve uma evolução gradual do processo, mais lenta em relação ao período de 2004 a 2010. Infere-se que a existência de vegetação no interior da erosão pode indicar estabilização do processo, entretanto o mesmo pode ser reativado devido a alterações do curso d'água no interior da erosão ou novos

lançamentos de água na cabeceira. A evolução da boçoroca está representada na Figura 29, a partir das imagens do Google Earth.



Figura 29 - Infere-se grande evolução da boçoroca entre 2004 e 2011. De 2011 a 2014 não há alterações significativas. E, por fim, de 2014 a 2017 há crescimento de vegetação

O quadro foi agravado pela ação antrópica intensa ocorrida na área de estudo por meio de desmatamentos, abertura/duplicação de estradas, abertura de loteamentos, arruamentos e lançamentos de águas pluviais na cabeceira de drenagem.

A boçoroca apresentava largura variando de 20 a 150 metros e comprimento de aproximadamente 600 metros. A maior inclinação e altura observadas nos taludes da boçoroca foram de 85° e 21 metros, respectivamente.

### 3.3 Análise de Soluções

Entre as várias alternativas possíveis para conter e estabilizar o processo erosivo, as seguintes premissas foram consideradas: diminuição da energia do fluxo das águas no interior da boçoroca; os movimentos de terra gerados devem permanecer no interior do processo

erosivo, evitando-se assim o transporte desse material e os impactos ambientais gerados com a execução de um bota fora, e melhor relação entre custo e benefício.

### 3.4 Bacia de contribuição

A delimitação da bacia de contribuição do processo erosivo permitirá a análise das vazões de pico que ocorrem na área de estudo. De acordo com a carta topográfica da região, disponível no site do Instituto Geográfico e Cartográfico do Estado de São Paulo (IGC), a bacia de contribuição foi determinada, como mostra a Figura 30.



Figura 30 - Bacia de Contribuição

As intervenções para conter a evolução do processo erosivo poderiam ser feitas até o Rio Piracicaba, entretanto, de acordo com visitas de campo realizadas pelos técnicos do IPT, verificou-se que não há necessidade de intervenções a jusante da boçoroca, pois o solo encontra-se bastante resistente. Portanto, não há necessidade de disciplinar as águas do interior do processo erosivo ao longo de todo o trecho (do ponto de lançamento até o Rio Piracicaba), possibilitando alteração na delimitação da bacia de contribuição.

A Figura 31 ilustra a bacia de contribuição que será utilizada para o trabalho. Comparando-a com a bacia original, infere-se que o trecho de solo resistente suportará a vazão afluente, portanto esse trecho não se encontra na área delimitada pela atual bacia de contribuição.



Figura 31 - Bacia de Contribuição alterada de acordo com visitas de campo

### 3.4.1 Uso e Ocupação do Solo

Um mapeamento de uso e ocupação do solo visa analisar e interpretar determinada região através de imagens. Nesse trabalho, o mapa de uso e ocupação do solo foi elaborado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas e teve como objetivo verificar as formas de uso e ocupação no entorno do processo erosivo do córrego Suzigan com a finalidade de determinar as vazões de pico na bacia de contribuição. A elaboração foi feita por meio de fotointerpretação, baseada na Ortofoto da Emplasa (2011), nas observações de campo e na delimitação da bacia de contribuição do processo erosivo.

A Figura 32 representa os seguintes usos do solo:

- Área Urbana (AU): consolidada (urbanizadas e com construções), em consolidação (em processo de ocupação) e lotes vazios (terrenos vazios/sem construções);
- Uso da terra para pecuária: pastos;
- Uso da terra para cultivo: cana e hortaliças;
- Áreas rurais destinadas a moradias: chácaras/sítios
- Delimitação do processo erosivo analisado, localizado em propriedade particular.

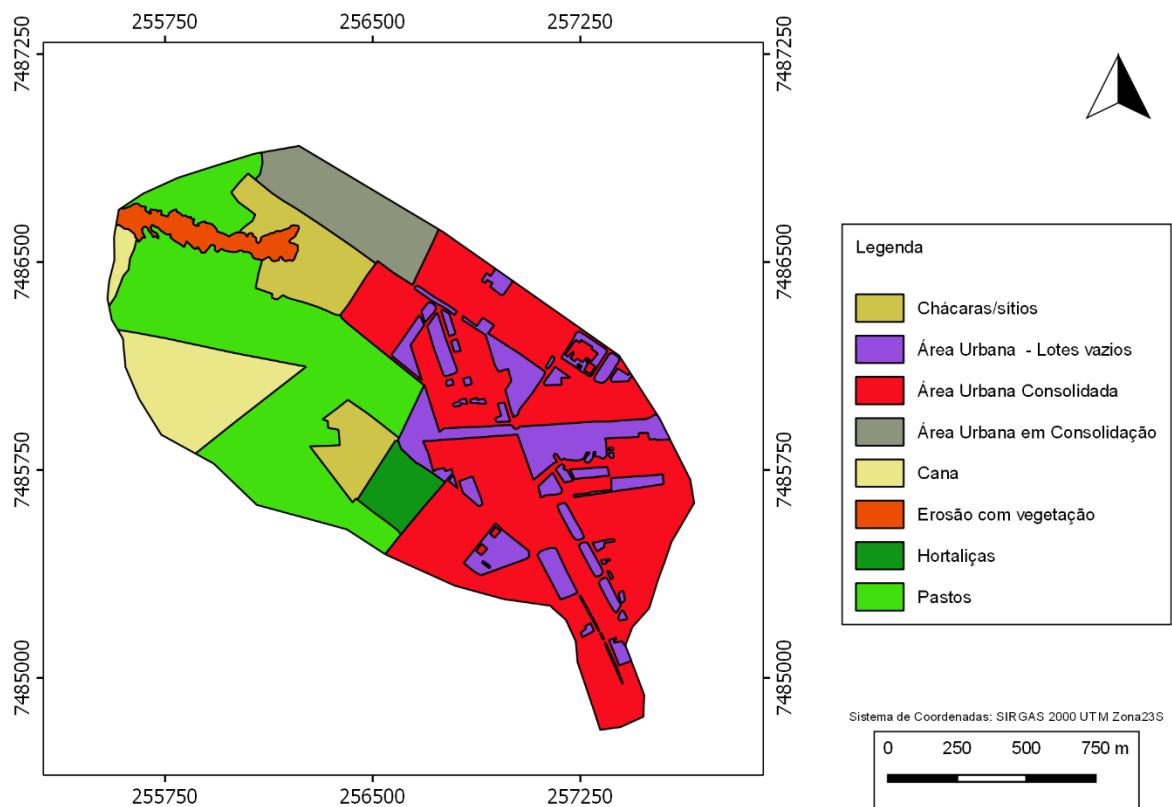


Figura 32 - Mapa de uso e ocupação da Bacia de Contribuição do Processo Erosivo (Fonte: IPT)

A Tabela 4 apresenta a porcentagem de cada tipo de uso do solo na região de estudo. Considerando área urbana com lotes vazios, área urbana consolidada e área urbana em consolidação como área urbana e o restante como área rural, 55,1 % da bacia é constituída de área urbana e 44,9 % de área rural. De acordo com as visitas de campo e interpretação de ortofotos, não foram observadas práticas conservacionistas do solo ou estruturas de dissipaçao para pontos de lançamento de águas pluviais, facilitando o desenvolvimento de processos erosivos.

Tabela 4 - Porcentagem dos diferentes usos do solo

Uso do solo	Área (km <sup>2</sup> )	Porcentagem (%)
Área urbana - Lotes vazios	0,266	11,57
Área urbana consolidada	0,864	37,56
Pastos	0,583	25,34
Chácaras/sítios	0,171	7,42
Erosão com vegetação	0,055	2,38
Área urbana em consolidação	0,138	5,99
Cana	0,172	7,47
Hortaliças	0,052	2,26
<b>Total</b>	<b>2,299</b>	<b>100</b>

## 4 MEDIDAS DE ESTABILIZAÇÃO

Foram realizados estudos hidrológicos e hidráulicos a fim de se obter a vazão de pico no córrego Suzigan e, a partir disso, propor uma solução para que a velocidade do fluxo das águas no interior da boçoroca não gere solapamentos na base dos taludes. Verificou-se a estabilidade dos taludes e foi proposto uma solução para que os mesmos permaneçam estáveis. Por fim, um sistema de drenagem superficial foi proposto para a devida condução das águas.

### 4.1 Estudo Hidrológico e Hidráulico

Estudos hidrológicos e hidráulicos foram realizados com a finalidade de estimar a vazão de pico do córrego Suzigan. Esses dados darão subsídios para cálculo da proteção necessária nos pés dos taludes devido à ação das águas, contribuindo para a estabilização do processo erosivo.

Como dito anteriormente, a bacia de contribuição foi definida a partir da carta topográfica do IGC e observações realizadas em campo. A Tabela 5 indica as características fluviomorfológicas da bacia.

Tabela 5 - Características fluviomorfológicas da bacia hidrográfica

Área total	2,30 km <sup>2</sup>
Área urbana atual	1,27 km <sup>2</sup> (55,1%)
Área rural atual	1,03 km <sup>2</sup> (44,9%)
Perímetro	6,61 km
Comprimento do talvegue principal	2,938 km
Cota do divisor (IGC)	611 m
Cota no exutório (IGC)	526 m
Declividade total	(611-526)/2,938 = 28,93 m/km
Coeficiente de conformação (kc)	$0,28 * \frac{P}{\sqrt{A}} = 1,22$

A partir da bacia de contribuição definida, a declividade média do curso d'água foi encontrada pelo método da declividade equivalente constante, o qual considera que o perfil longitudinal do talvegue apresenta declividade constante, igual a uma declividade equivalente. A Tabela 6 foi utilizada para obtenção da declividade média do curso d'água.

Tabela 6 - Cálculo da declividade equivalente utilizando dados da carta topográfica do IGC

Cota (m)	Distância acumulada (km) – L	Desnível em m (a)	Ext. trecho em km (b)	Decl. Trecho em m/km - j (c) = (a)/(b)	L/ √decl. (b)/√(c)
611	---				
610	0,1867	1	0,1867	5,3565	0,08066
605	0,4693	5	0,2827	17,6897	0,0672
600	0,5409	5	0,0716	69,8324	0,00857
595	0,6366	5	0,0956	52,2794	0,01323
590	0,7979	5	0,1614	30,9866	0,02899
585	0,8967	5	0,0988	50,6073	0,01389
580	0,9977	5	0,101	49,5148	0,01435
575	1,1958	5	0,1981	25,2436	0,03942
570	1,3195	5	0,1237	40,4138	0,01946
565	1,4427	5	0,1232	40,5778	0,01934
560	1,592	5	0,1493	33,4896	0,0258
555	1,8381	5	0,2461	20,3169	0,0546
550	1,9295	5	0,0914	54,7285	0,01235
545	2,0295	5	0,1	49,99	0,01415
540	2,0859	5	0,0564	88,6525	0,00599
535	2,5228	5	0,4368	11,4458	0,12912
530	2,6487	5	0,126	39,6888	0,02
526	2,9378	4	0,2891	13,8356	0,07773
					Soma: 0,64484

A partir dos dados da Tabela 6, a declividade equivalente do canal é obtida pela seguinte equação:

$$I_{eq} = \left( \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{j_i}} \right)^2 = \left( \frac{2,9378}{0,64484} \right)^2 = 20,76 \frac{\text{m}}{\text{km}}$$

Na Figura 33 é apresentado o perfil longitudinal do córrego Suzigan e a linha de declividade equivalente, em vermelho.

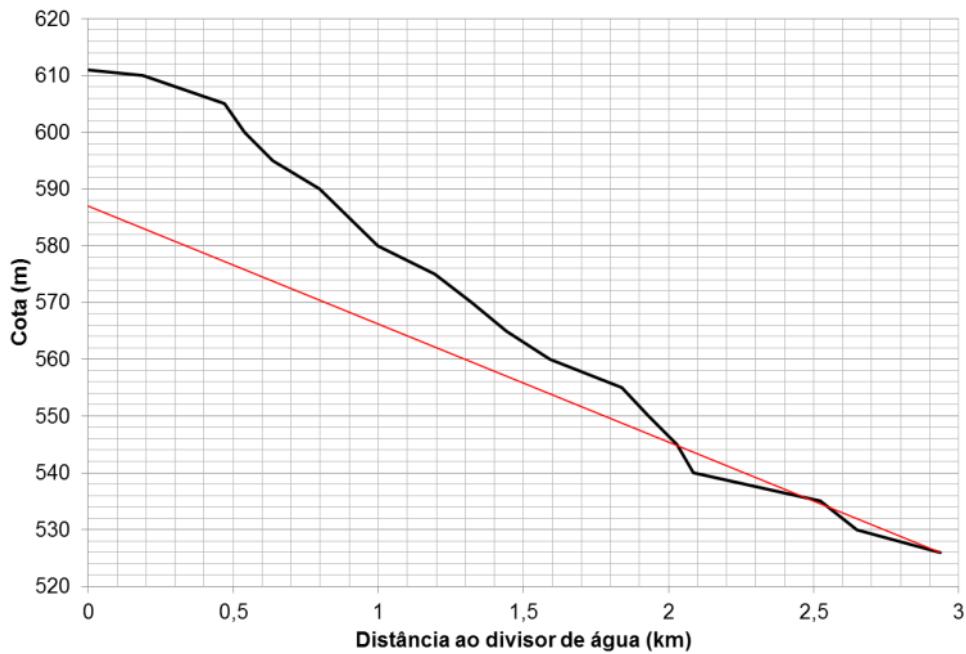


Figura 33 - Perfil longitudinal do córrego Suzigan e declividade equivalente.

Tempo de concentração é o tempo que a gota mais distante do exutório leva para chegar até ele, portanto uma bacia em área urbana apresenta tempo de concentração menor que uma bacia em área rural, considerando-as equivalentes quanto à área e forma, pois a impermeabilização é maior em área urbana.

A maioria dos métodos para cálculo do tempo de concentração é empírico. A fórmula de Kirpich será utilizada para cálculo do tempo de concentração da bacia do córrego Suzigan.

$$tc = 57 * \left( \frac{L^2}{Ieq} \right)^{0,385}$$

Onde L é o comprimento do talvegue dentro da delimitação da bacia dado em km e Ieq é a declividade equivalente do talvegue. Para L de 2,94 km e Ieq de 20,76 m/km (calculada anteriormente), o tempo de concentração é de 40,7 minutos.

Além das características fluviomorfológicas da bacia, é necessário obter os dados de chuva da região em questão. Dessa forma, foi utilizado o software Pluvio 2.1 (2006), que consiste em um modelo que permite a interpolação e espacialização dos dados de chuvas intensas encontradas na literatura, tornando possível a geração de equações de chuvas intensas para diversos municípios do Brasil.

Pelo software, a partir da região de estudo como dado de entrada, os parâmetros empíricos são definidos.

$$I = \frac{k * Tr^a}{(t + b)^c}$$

Onde k, a, b e c são constantes, t é o tempo em minutos decorrido desde o início da chuva e Tr é o período de retorno. O período de retorno é o intervalo médio de anos para um dado evento hidrológico ser igualado ou superado. De acordo com o DAEE (2007), para determinação da vazão máxima de projeto em áreas de zona urbana ou de expansão urbana, o valor mínimo a ser adotado para período de retorno é de 100 anos. Portanto, adotou-se Tr de 100 anos.

Pelo software, as seguintes constantes foram determinadas: k = 1912,174; a = 0,147; b = 19,154 e c = 0,857. A equação para chuvas intensas na região fica, portanto:

$$I = \frac{1912,17 \times T_r^{0,147}}{(t + 19,154)^{0,857}}$$

Para t de 40 minutos (tempo de concentração) e período de retorno de 100 anos, a intensidade média da precipitação é de 114 mm/h.

Segundo fluxograma da Figura 34, elaborado pelo DAEE, os métodos que podem ser utilizados para estimar a vazão de pico da região em questão, considerando área da bacia de aproximadamente 2,0 km<sup>2</sup>, são o método Racional e o I-Pai-Wu. Entretanto, o método do Hidrograma Unitário Sintético também foi utilizado por apresentar um critério mais sistematizado para determinação do tipo e ocupação do solo na geração de escoamento superficial.

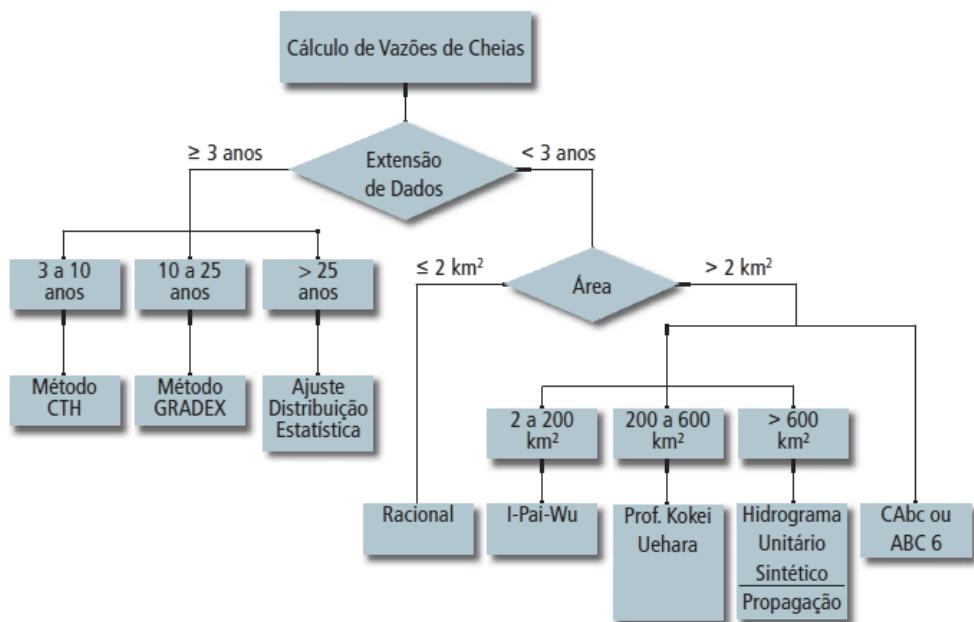


Figura 34 - Fluxograma de metodologias adotadas para a estimativa de vazões de pico (DAEE, 2005)

#### 4.1.1 Método Racional

O método considera chuva uniforme no tempo e no espaço, considera ocupação uniforme da bacia e não leva em conta a forma da bacia. A vazão é obtida pela seguinte fórmula.

$$Q = 0,278 * C * I * A$$

Onde A é a área da bacia em  $\text{km}^2$ , I é a intensidade pluviométrica ( $\text{mm/h}$ ), C coeficiente que retrata a porcentagem da chuva que vira escoamento superficial, adimensional, adotado de acordo com tabelas disponíveis na literatura, e o fator 0,278 converte as unidades para que a vazão Q seja dada em  $\text{m}^3/\text{s}$ .

Para cálculo do coeficiente de escoamento superficial, a porcentagem de área urbana e rural será considerada. Com o uso e ocupação do solo, a área urbana é de 55,1% e a rural é 44,9%. Segundo tabela de coeficiente de escoamento superficial apresentada por Mays (2001), adotou-se C de 0,69 para a área urbana, considerando período de retorno de 100 anos e residências unifamiliares em uso do solo, e 0,25 para a rural, considerando também período de retorno de 100 anos e áreas agrícolas em uso do solo, como ilustrado na Tabela 7. Portanto, a partir da ponderação com relação à porcentagem de área urbana e rural, o C é 0,492. Com os valores de C, I e A mencionados anteriormente, a vazão é de 35,9  $\text{m}^3/\text{s}$ .

Tabela 7 - Coeficiente de escoamento superficial (C) - Método Racional (Fonte: Mays, 2001)

USO DO SOLO	PERÍODO DE RETORNO (ANOS)			
	2-10	25	50	100
<b>Sistema viário</b>				
Vias pavimentadas	0,75 – 0,85	0,83 – 0,94	0,90 – 0,95	0,94 – 0,95
Vias não pavimentadas	0,60 – 0,70	0,66 – 0,77	0,72 – 0,84	0,75 – 0,88
<b>Áreas industriais</b>				
Pesadas	0,70 – 0,80	0,77 – 0,88	0,84 – 0,95	0,88 – 0,95
Leves	0,60 – 0,70	0,66 – 0,77	0,72 – 0,84	0,75 – 0,88
<b>Áreas comerciais</b>				
Centrais	0,75 – 0,85	0,83 – 0,94	0,90 – 0,95	0,94 – 0,95
Periféricas	0,55 – 0,65	0,61 – 0,72	0,66 – 0,78	0,69 – 0,81
<b>Áreas residenciais</b>				
Gramados planos	0,10 – 0,25	0,11 – 0,28	0,12 – 0,30	0,13 – 0,31
Gramados íngremes	0,25 – 0,40	0,28 – 0,44	0,30 – 0,48	0,31 – 0,50
Condomínios c/ lotes >300m <sup>2</sup>	0,30 – 0,04	0,33 – 0,44	0,36 – 0,48	0,31 – 0,50
Residências unifamiliares	0,45 – 0,55	0,50 – 0,61	0,54 – 0,66	0,56 – 0,69
Uso misto - denso	0,50 – 0,60	0,55 – 0,66	0,60 – 0,72	0,63 – 0,75
Prédios/conjunto de apartamentos	0,60 – 0,70	0,66 – 0,77	0,72 – 0,84	0,75 – 0,88
Playground/Praças	0,40 – 0,50	0,44 – 0,55	0,48 – 0,60	0,50 – 0,63
<b>Áreas rurais</b>				
Áreas agrícolas	0,10 – 0,20	0,11 – 0,22	0,12 – 0,24	0,13 – 0,25
Solo exposto	0,20 – 0,30	0,22 – 0,33	0,24 – 0,36	0,25 – 0,38
Terrenos montanhosos	0,60 – 0,80	0,66 – 0,88	0,72 – 0,95	0,75 – 0,95
Telhados	0,80 – 0,90	0,90	0,90	0,90

#### 4.1.2 Método I-Pai-Wu

O método I-Pai-Wu é um aprimoramento do Método Racional aplicável em bacia de até 200 km<sup>2</sup>. A diferença entre os dois é que o método I-Pai-Wu considera a forma da bacia e seu armazenamento e considera a chuva uniforme apenas no espaço. A expressão a seguir é utilizada pelo método para determinar a vazão de pico da bacia.

$$Q = 0,278 * C * I * A^{0,9} * K$$

Onde C é um coeficiente que retrata o escoamento superficial, A é a área da bacia, I é a intensidade pluviométrica e K é uma constante que depende da área e tempo de concentração. Como considera-se a forma da bacia, é necessário definir o parâmetro F, que é dado pelo fórmula a seguir.

$$F = \frac{L}{2 * \left(\frac{A}{\pi}\right)^{0,5}} = 1,718$$

Onde A é a área da bacia e L o seu comprimento. A partir do fator de forma calculado, é possível determinar um dos parâmetros para o coeficiente de escoamento superficial, o C1.

$$C1 = \frac{4}{2 + F} = 1,076$$

O C2 é o mesmo coeficiente calculado no método racional, cujo valor é de 0,492. A partir de C1 e C2, o coeficiente C é determinado pela seguinte fórmula.

$$C = \left( \frac{2}{1 + F} \right) * \left( \frac{C2}{C1} \right) = 0,337$$

O índice K é obtido pelo ábaco da Figura 35. Para tempo de concentração de 40 minutos e área da bacia de 2,3 km<sup>2</sup>, K = 0,99.

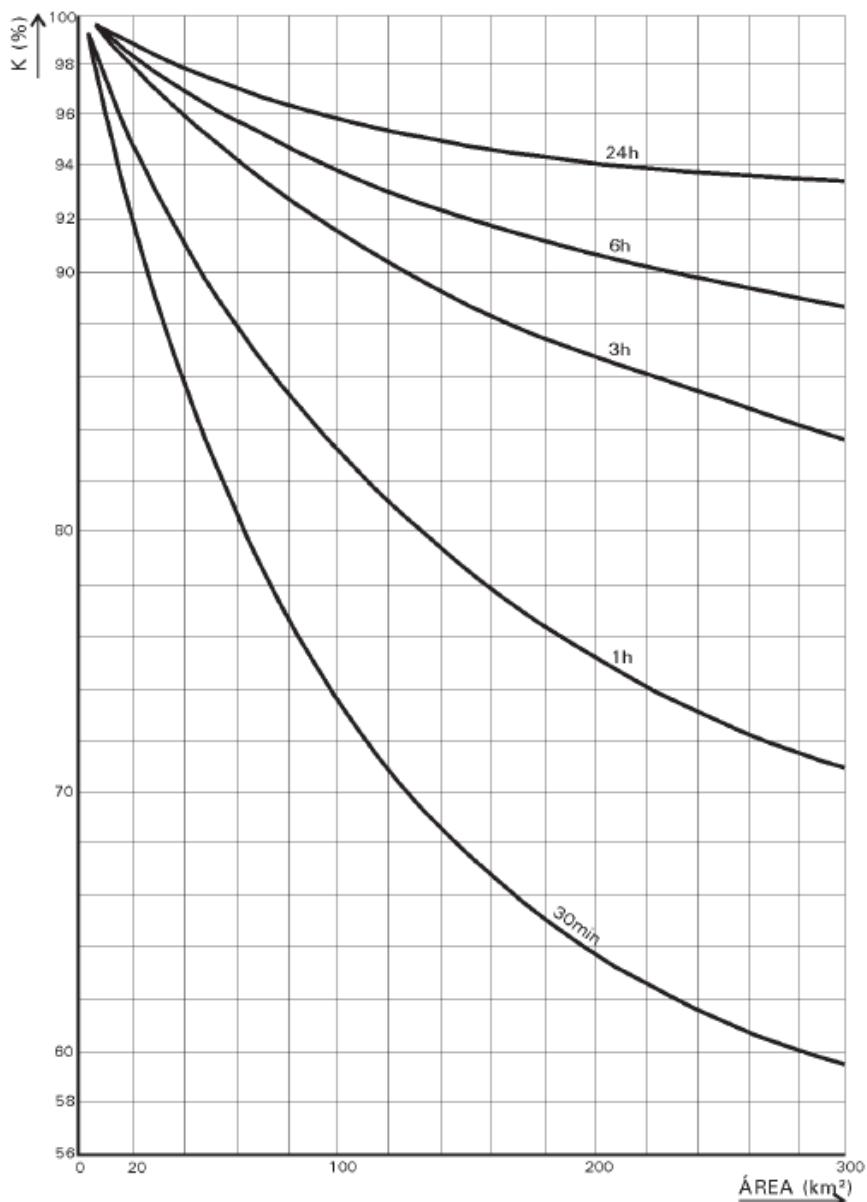


Figura 35 - Coeficiente de distribuição espacial da chuva (K) - Fonte: (DAEE, 1994)

A partir dos dados obtidos anteriormente, tem-se que a vazão de pico da bacia é de 22,36 m<sup>3</sup>/s.

#### 4.1.3 Hidrograma Unitário do SCS (Soil Conservation Service)

Um hidrograma representa a resposta da bacia hidrográfica a partir de uma chuva efetiva e é expresso pelo gráfico de vazão em função do tempo. Quando a chuva é unitária, por exemplo, uma chuva com 1 cm e duração de 1 min, o gráfico é denominado hidrograma unitário.

O método assume que a chuva é uniformemente distribuída na bacia, considera o tipo de solo da região e os diferentes usos do solo. O método do SCS propõe a seguinte fórmula para cálculo da vazão.

$$Q = \frac{(P - 0,2 \times S)^2}{(P + 0,8 \times S)} \text{ com } P \geq 0,2 \times S$$

Onde Q é o escoamento superficial direto em mm, P é a precipitação em mm e S é a retenção do solo, também em mm. O parâmetro S depende do tipo de solo e tem os valores tabelados. Adota-se, de modo geral, a seguinte equação:

$$CN = \frac{1000}{10 + \frac{S}{25,4}}$$

O parâmetro CN, denominado número da curva, depende da umidade antecedente do solo, do tipo e ocupação do solo. Quanto à umidade antecedente do solo, há 3 condições distintas, a primeira condição retrata os solos secos pouco acima do ponto de murchamento, a segunda condição é frequente em épocas chuvosas, em que as chuvas nos últimos dias totalizam entre 15 e 40 mm, e a terceira retrata solos quase saturados, após períodos de chuvas fortes (5 dias) ou baixas temperaturas, em que o efeito da evaporação é reduzido.

Adotaram-se os valores de CN correspondentes à segunda condição, por representar uma situação média de saturação do solo.

Quanto ao tipo de solo, o SCS divide os solos em cinco grupos hidrológicos de solos, cuja classificação foi adaptada para solos do estado de São Paulo em Setzer e Porto (1979).

- Grupo A: solos arenosos com teor de argila total inferior a 8%. Não há rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%;
- Grupo B: solos arenosos menos profundos que os do grupo A e com maior teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, este limite pode subir a 20%, graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5 m, mas é quase sempre presente camada mais densificada que a camada superficial;
- Grupo C: solos barrentos com teor total de argila de 20 a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2 m. No caso de terras roxas, estes dois limites máximos podem ser 40% e 1,5 m. Nota-se, a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade;

- Grupo D: solos argilosos (30 a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a 50 cm de profundidade, ou solos arenosos como os do grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados;
- Grupo E: solos barrentos como os do grupo C, mas com camada argilosa impermeável ou com pedras, ou sem tal camada, mas com teor total de argila superior a 40%. No caso de terras roxas, este teor pode subir a 60% (no caso do grupo D, 45%).

Segundo Setzer e Porto (1979), a região em estudo é descrita como “terra arenosa com seixos arredondados, por vezes estriados (glaciais), ora espalhados quando a rocha-mãe é tilito, ora formando camada quando se trata de conglomerado.”.

A Tabela 8 e Tabela 9 apresentam os valores de CN para bacias urbanas e rurais, respectivamente, de acordo com os grupos hidrológicos A, B, C e D.

Tabela 8 - Estimativa de CN para áreas urbanas (Fonte: Adaptado de SCS (1986); Akan e Houghtalen (2003))

TIPO DE SOLO/OCUPAÇÃO E CONDIÇÃO HIDROLÓGICA	ÁREA IMPERMEÁVEL (%)	GRUPO HIDROLÓGICO				
		A	B	C	D	
<b>ÁREAS URBANAS</b>						
Áreas livres						
Condições ruins (gramados <50%)	68	79	86	89		
Condições normais (gramados de 50% a 75%)	49	69	79	84		
Condições excelentes (gramados >75%)	39	61	74	80		
<b>ÁREAS IMPERMEÁVEIS</b>						
Estacionamentos pavimentados, telhados	98	98	98	98		
Estradas e ruas						
Pavimentadas com sistema de drenagem	98	98	98	98		
Pavimentadas sem sistema de drenagem	83	89	92	93		
Cascalho	76	85	89	91		
Terra	72	82	87	89		
<b>ÁREAS URBANAS</b>						
Áreas comerciais	85	89	92	94	95	
Áreas industriais	72	81	88	91	93	
<b>ÁREAS RESIDENCIAIS (EM FUNÇÃO DA PARTE IMPERMEÁVEL*)</b>						
Área residencial Tipo 1	65	77	85	90	92	
Área residencial Tipo 2	38	61	75	83	87	
Área residencial Tipo 3	25	54	70	80	85	
Área residencial Tipo 4	20	51	68	79	84	
Área residencial Tipo 5	12	45	65	77	82	

Tabela 9 - Valores dos números CN da curva de runoff para bacias rurais (Fonte: Tucci et al, 1993)

<b>Uso do solo</b>	<b>Superfície do solo</b>	<b>Grupo do Solo</b>			
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
Solo lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	76	84	88
	Em fileiras retas	64	76	84	88
Plantações de cereais	Em curvas de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Em fileiras retas	62	75	83	87
Plantações de legumes ou cultivados	Em curvas de nível	60	72	81	84
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curva de nível	6	35	70	79
Campos permanentes	Normais	30	58	71	78
	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais	36	60	73	79
	Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Chácaras Estradas de terra	Normais	56	75	86	91
	Más	72	82	87	89
	De superfície dura	74	84	90	92
Florestas	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76

A partir da ponderação de 50% para o grupo A, 25% para o B, 15% para o C e 10% para o D, referente ao solo da área de estudo, do uso e ocupação do solo da bacia e as tabelas de CN apresentadas anteriormente, ponderou-se os CNs de acordo com a porcentagem de cada tipo de solo e porcentagem do uso de solo correspondente e, somando os CNs de cada uso do solo, chegou-se no CN de 67,88 para a bacia, como representado pela Tabela 10.

Tabela 10 - Cálculo do CN da bacia

<b>Uso do solo</b>	<b>Porcentagem (%)</b>	<b>CN A</b>	<b>CN B</b>	<b>CN C</b>	<b>CN D</b>	<b>CN Total</b>
Área Urbana - Lotes vazios	11,57	61,00	75	83	87	8,15
Área Urbana Consolidada	37,56	77,00	85	90	92	30,97
Pastos	25,34	25,00	59	75	83	11,86
Chácaras/sítios	7,42	45,00	66	77	83	4,37
Erosão com Vegetação	2,38	45,00	66	77	83	1,40
Área Urbana em Consolidação	5,99	61,00	75	83	87	4,22
Cana	7,47	64,00	76	84	88	5,41
Hortaliças	2,26	57,00	70	78	89	1,51
<b>Total</b>	100					<b>67,88</b>

Para obter o hidrograma unitário triangular do SCS, foi adotada uma duração unitária da precipitação D, que é, segundo Genovez (2011),  $D = 0,133 \times tc$ . Onde tc é o tempo de concentração de 40 min, como calculado anteriormente.

Com a duração unitária escolhida, foi determinado o tempo de pico tp e o tempo de base tb, de acordo com DNIT (2005).

$$tp = \frac{D}{2} + 0,6 * tc = 26,66 \text{ min}$$

$$tb = 2,67 * tp = 71,18 \text{ min}$$

Portanto, a vazão unitária de pico (para 1cm de altura pluviométrica efetiva em uma duração unitária D) será de  $10,77 \text{ m}^3/\text{s}$ . Onde A é a área da bacia ( $2,3 \text{ km}^2$ ).

$$qp = \frac{2,08 * A}{tp} = 10,77 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \text{ cm}$$

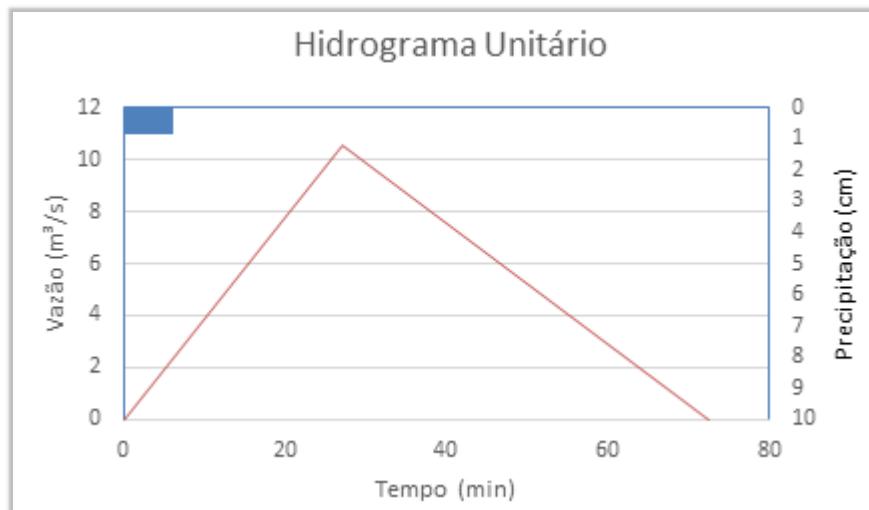


Figura 36 - Hidrograma unitário para a bacia do córrego Suzigan

A duração total da chuva é igual ao tempo de concentração e vale aproximadamente 40 min. Esta chuva é dividida em tempos iguais à duração unitária D, até que se completem a duração total da precipitação.

A Tabela 11 apresenta os cálculos realizados para obtenção da precipitação total e efetiva a cada 5 minutos. As intensidades pluviométricas foram calculadas pelo software Pluvio, obteve-se a chuva total a partir do intervalo de tempo e intensidade pluviométrica e o incremento de chuva foi obtido de acordo com o acréscimo da chuva entre os intervalos.

Tabela 11 - Cálculo de chuva total e efetiva

	<b>t min decorrido desde o começo da chuva</b>	<b>I (intens pluv) mm/h para T = 100 anos</b>	<b>Chuva total (mm)</b>	<b>Δ chuva (mm)</b>	<b>Chuva total (mm) blocos alternados</b>	<b>ΣP (mm)</b>	<b>Chuva efetiva (mm)</b>
1	5	245,6	20,5	20,5	5,0	5,0	0,00
2	10	209,1	34,9	14,4	6,9	11,9	0,00
3	15	182,5	45,6	10,8	10,8	22,6	0,00
4	20	162,4	54,1	8,5	20,5	43,1	2,61
5	25	146,5	61,0	6,9	14,4	57,5	7,28
6	30	133,6	66,8	5,8	8,5	66,0	10,85
7	35	123	71,8	5,0	5,8	71,8	13,56
8	40	114	76,0	4,3	4,3	76,0	15,68

Foi aplicado o método dos blocos alternados, de acordo com Tomaz (2011), para se obter uma distribuição temporal mais crítica da precipitação para o período de retorno de 100 anos e a partir da seguinte fórmula, obteve-se a precipitação efetiva para cada intervalo de tempo.

$$Pe = \frac{\left[ P - \frac{5080}{CN} + 50,8 \right]^2}{P + \frac{20320}{CN} - 203,2} \text{ para } P > \left( \frac{5080}{CN} - 50,8 \right)$$

Onde P é a precipitação acumulada para cada intervalo de tempo (mm), Pe é a precipitação efetiva (mm) e CN é o número da curva.

A partir dos cálculos realizados anteriormente, na Figura 37, tem-se o gráfico de precipitação total e efetiva obtido e na Figura 38 é possível verificar a infiltração do solo ao longo do tempo.

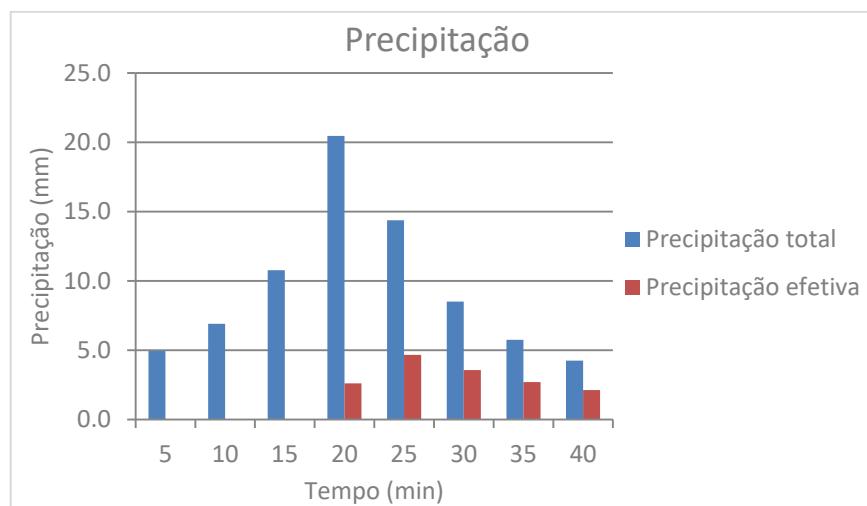


Figura 37 - Precipitação total e efetiva da bacia em blocos alternados

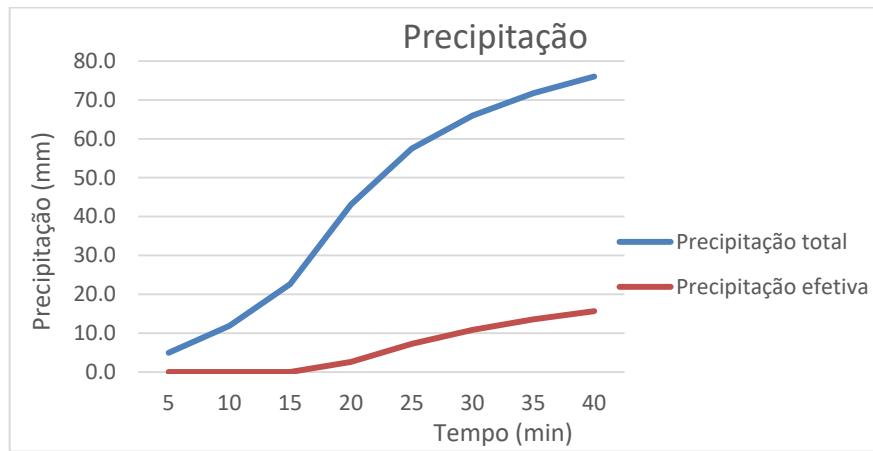


Figura 38–Precipitação total e efetiva ao longo do tempo

A vazão de pico de cada evento de duração D foi determinada pelo produto da vazão unitária de pico do hidrograma unitário da bacia estudada com a precipitação efetiva (cm). Os hidrogramas unitários de cada evento de duração D defasados no tempo de D foram somados e o hidrograma resultante desta soma forneceu a vazão de pico na bacia hidrográfica, de 16,5 m<sup>3</sup>/s, como ilustrado na Figura 39.

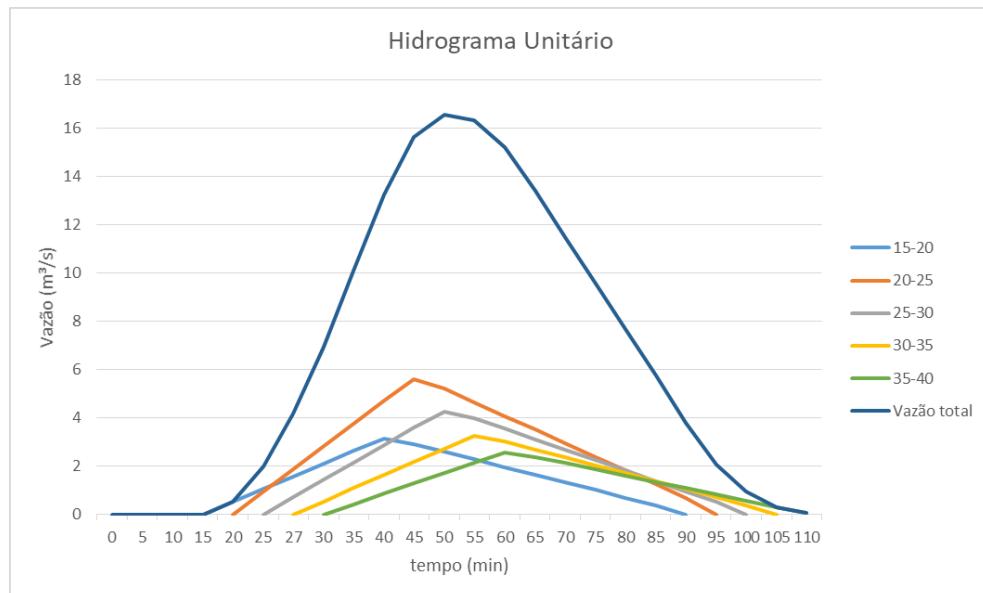


Figura 39 - Hidrogramas unitários de cada evento D e o hidrograma resultante da bacia hidrográfica, resultando na vazão de pico de 16,5 m<sup>3</sup>/s

Os resultados dos métodos Racional, I-Pai-Wu e Hidrograma Unitário foram 35,9 m<sup>3</sup>/s, 22,4 m<sup>3</sup>/s e 16,5 m<sup>3</sup>/s, respectivamente. Apesar do método do Hidrograma Unitário apresentar menor valor, ele foi adotado por representar melhor a situação real, devido aos diversos parâmetros considerados no cálculo.

## 4.2 Levantamento de seções

A partir do levantamento topográfico fornecido pelo IPT, apresentado no Desenho 1 - Anexo A, foram levantadas 20 seções transversais, 1 seção longitudinal e 6 seções transversais nos braços da erosão. No Desenho 2 - Anexo A, as seções transversais estão nomeadas de Seção 01 a Seção 20, a seção longitudinal é representada pela Seção 21 e as seções dos braços da erosão estão acompanhadas de E ou D, sendo que E significa o lado esquerdo da seção, olhando-a de montante para jusante e D, lado direito.

As seções em perfil, com locação do córrego Suzigan, estão apresentadas no Desenho 3 - Anexo A.

## 4.3 Estabilidade dos taludes

A análise de estabilidade de taludes só é possível quando se sabe os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, para tanto, procurou-se sondagens na região de estudo e dados na literatura sobre o solo em questão.

### 4.3.1 Parâmetros de resistência ao cisalhamento por meio de sondagens

De acordo com cartas geotécnicas e visitas de campo, observou-se predomínio do Arenito Itararé na região. Os próprios taludes da boçoroca auxiliaram na descrição das camadas do perfil do solo, como representado na Figura 40.



Figura 40 - Talude da margem direita da erosão (Seção 12). Solo coluvionar no topo, solo saprolítico na porção intermediária e rocha alterada na base do talude

Normalmente, os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo são obtidos na literatura a partir da descrição do solo e sondagens com SPT no local de estudo. A sondagem com SPT consiste no número de golpes necessários, por meio de um peso padronizado solto em queda livre, para a cravação dos últimos 30 cm de um amostrador padronizado, e contribui para a determinação dos parâmetros de resistência do solo, pois quanto maior o número de golpes para cravação do amostrador, mais resistente é o solo.

Não foi possível realizar sondagens na área de estudo para o presente trabalho, entretanto, procurou-se por diversos meios adquirir sondagens com SPT próximas à região de estudo. Obtiveram-se três sondagens próximas à boçoroca, mas as mesmas não eram representativas, pois a descrição das camadas não é compatível com o que foi visto em campo. As sondagens estão apresentadas na Figura 41, Figura 42 e Figura 44. A mais próxima encontra-se a um raio de 4,3 km enquanto a mais distante encontra-se a um raio de 4,9 km, como ilustrado na Figura 44.

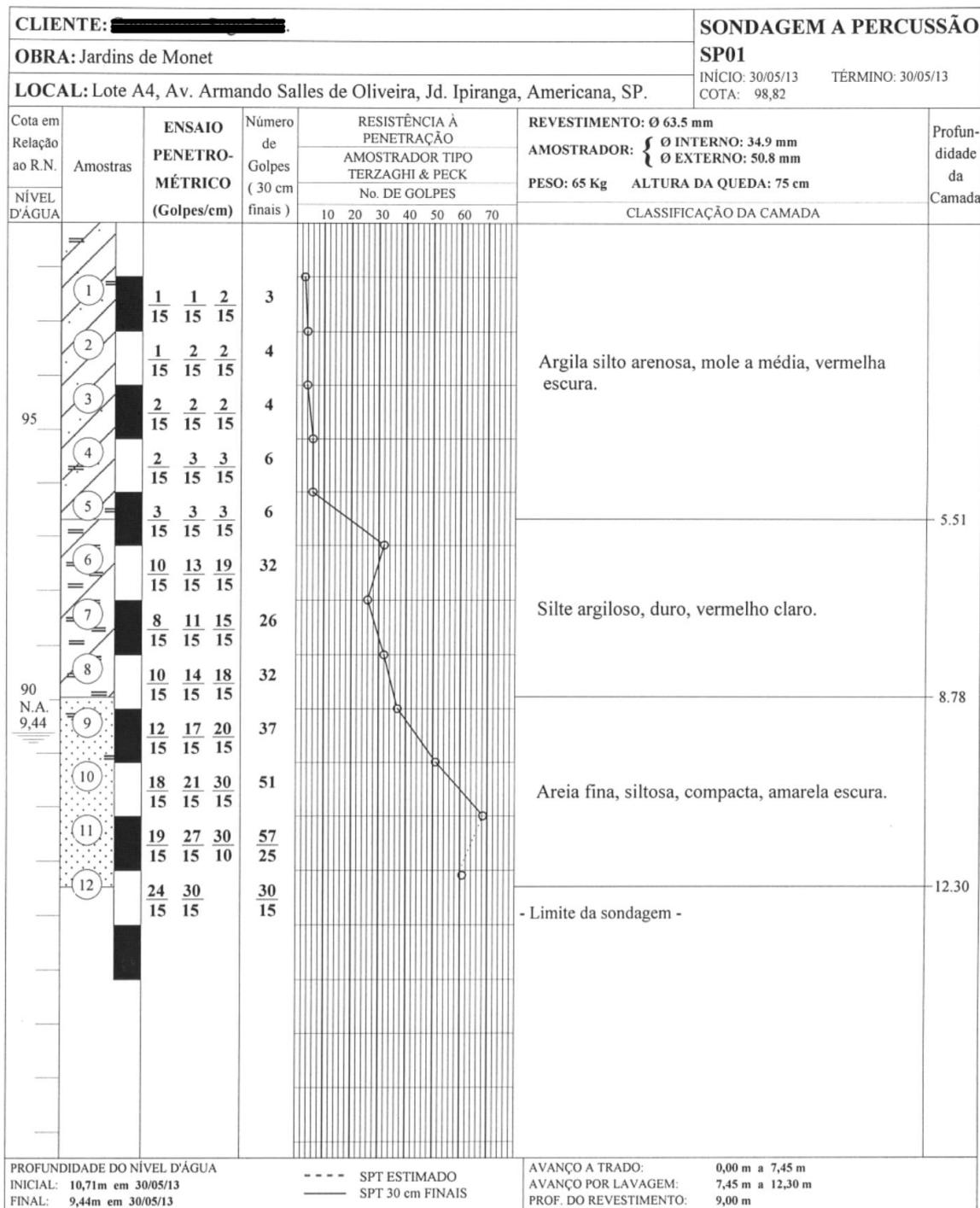


Figura 41 - Sondagem na Avenida Armando Salles de Oliveira

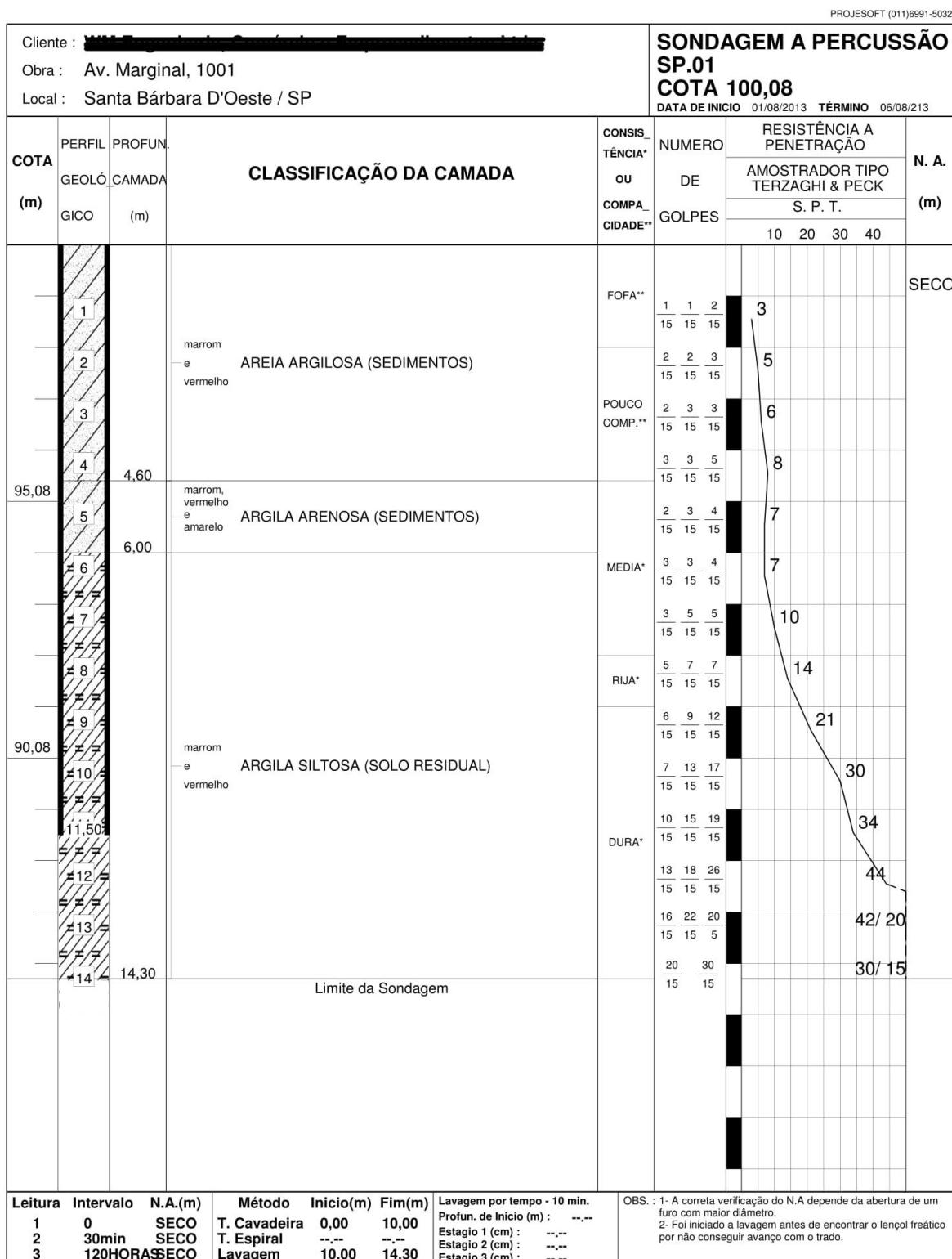


Figura 42 - Sondagem na Avenida Marginal

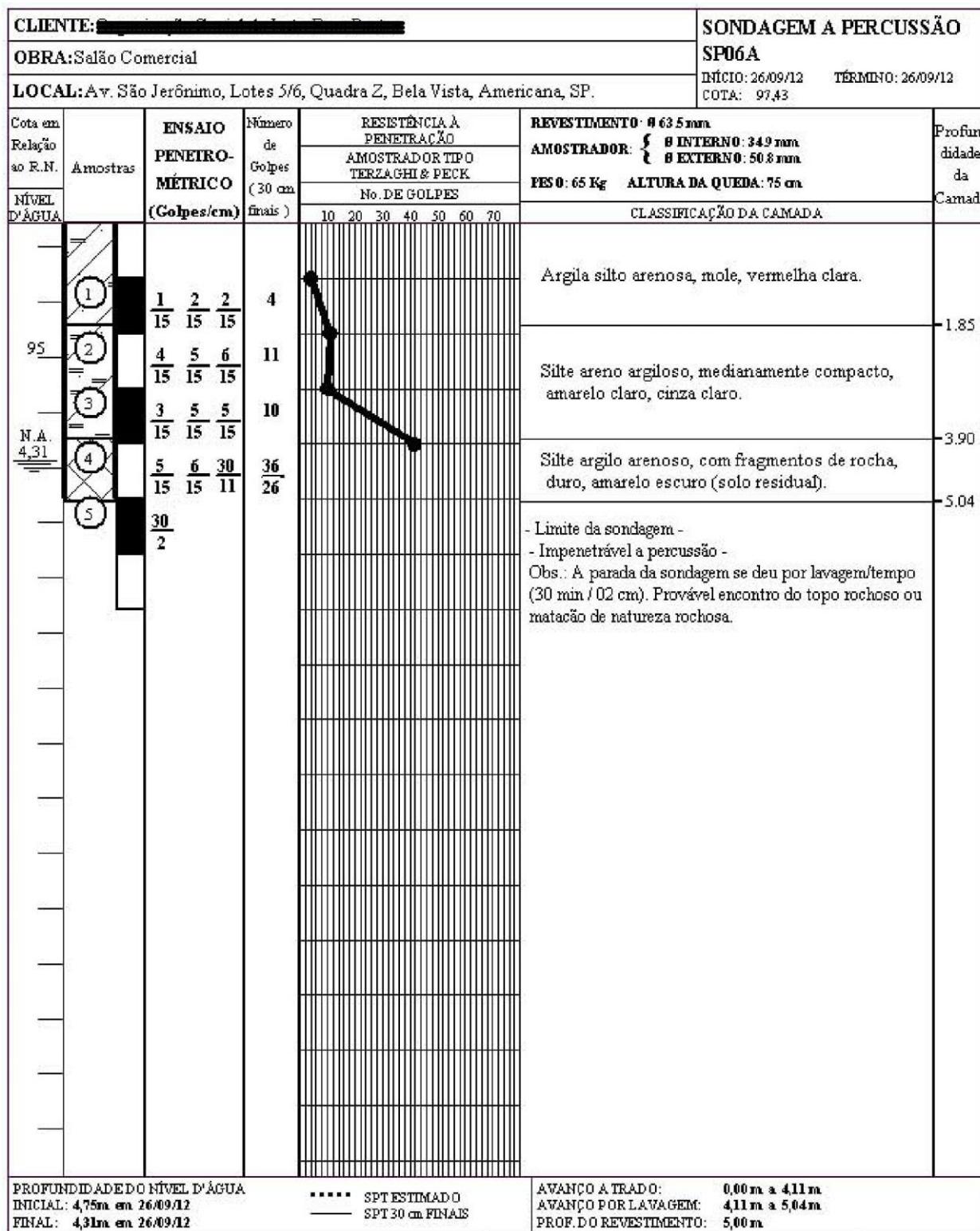


Figura 43 - Sondagem na Avenida São Jerônimo

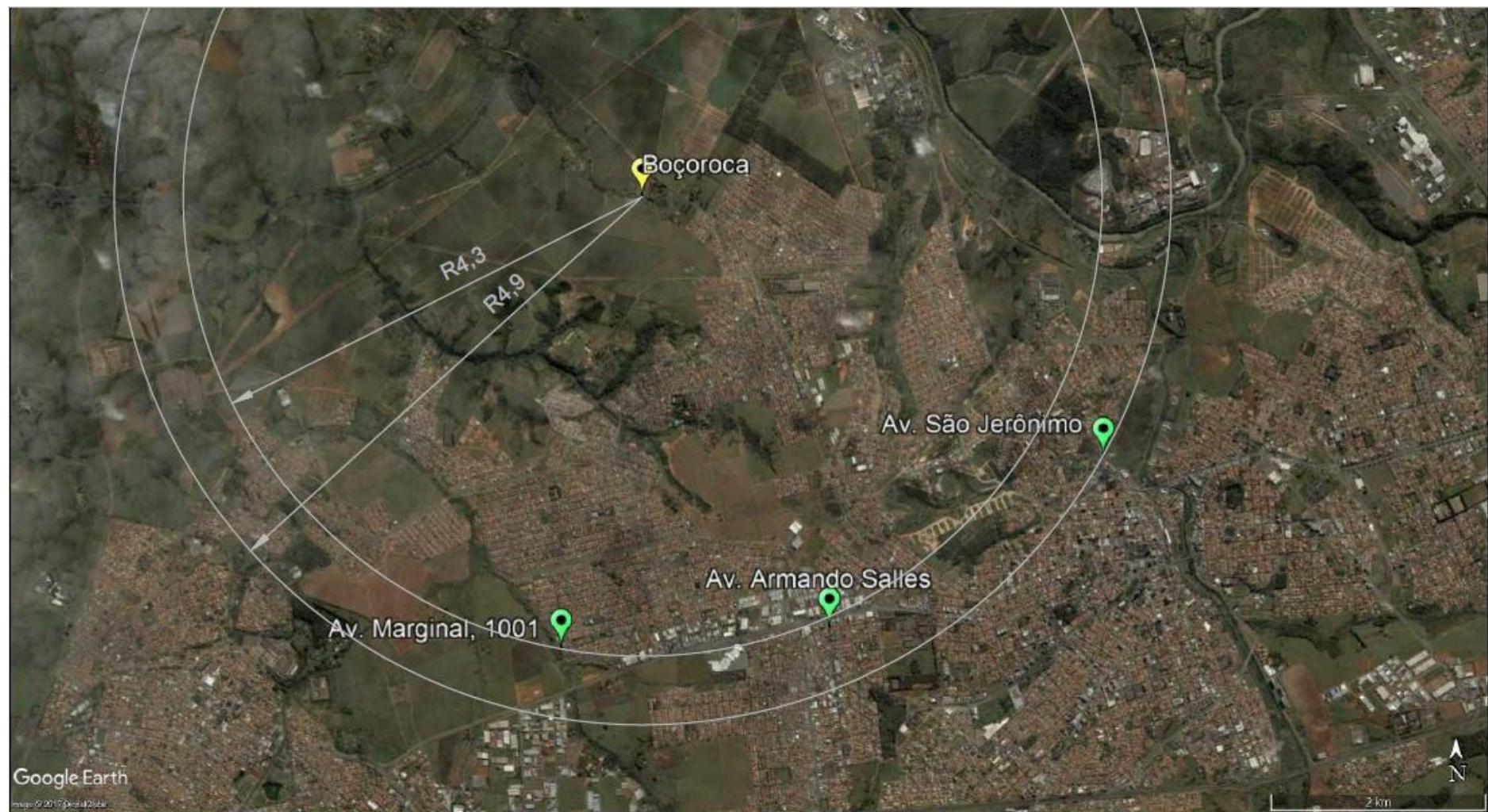


Figura 44 - Locação das sondagens obtidas

#### 4.3.2 Parâmetros de resistência ao cisalhamento de acordo com a literatura

Como não foi possível inferir parâmetros de resistência ao cisalhamento para o solo a partir de sondagens, realizou-se uma pesquisa a fim de determinar uma faixa aceitável de parâmetros de resistência ao cisalhamento para o Arenito Itararé.

Pinto et al. (1993) apresenta parâmetros médios de coesão e ângulo de atrito para o arenito Caiuá e Bauru a partir de ensaios de compressão axial. A região de estudo não pertence a ambos os solos mencionados, mas apesar disso, considerou-se a faixa de parâmetros dos mesmos para orientação dos parâmetros de resistência do solo em estudo. O arenito Caiuá apresenta coesão de 18 kPa, ângulo de atrito de 36° e peso específico de 19,8 kN/m<sup>3</sup> e o Bauru apresenta coesão de 5 kPa, ângulo de atrito de 31° e peso específico de 20,1 kN/m<sup>3</sup>.

Correa (2011) realizou ensaios geotécnicos nas sub-bacias dos córregos do Suzigan (também chamado de córrego do Sossego) e do Barracão, portanto alguns pontos de amostragem utilizados por Correa (Figura 45) estão bastante próximos à boçoroca em questão.

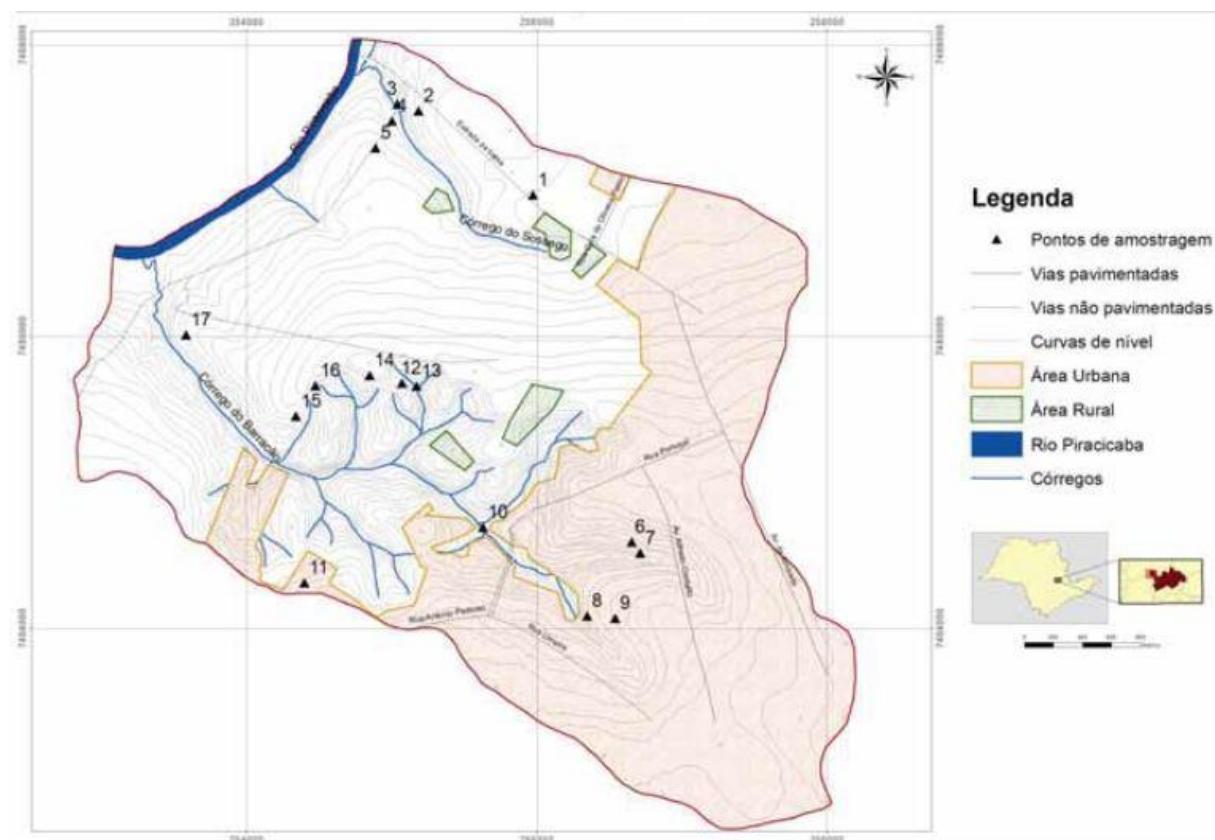


Figura 45 - Pontos de amostragem para realização de ensaios geotécnicos

A Amostra 1, cujas coordenadas, em Universal Transversa de Mercator (UTM), são E = 255976m e S = 7486967m, apresentou os seguintes resultados para os índices físicos (Tabela 12) e granulometria (Tabela 13).

Tabela 12 - Índices físicos para a Amostra 1

Amostra	Massa específica (g/cm³)	Massa específica seca (g/cm³)	Massa específica dos sólidos (g/cm³)	Teor de umidade (%)	Porosidade (%)	Índice de vazios	Teor de saturação (%)
1	1,43	1,307	2,59	9,76	49,5	0,98	25,79

Tabela 13 - Granulometria para a Amostra 1

Amostra	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)			Pedregulhos (%)
			Fina	Média	Grossa	
1	22	11	30	25	12	0

Infere-se que o peso específico de 14,3 kN/m³ é muito inferior ao peso específico do arenito Caiuá e Bauru apresentado por Pinto et al. (1993), o que provavelmente está associado à profundidade da Amostra 1. Como não foi possível obter a profundidade da amostra e sabe-se que o peso específico tende a aumentar com a acréscimo de profundidade, o valor de 14,3 kN/m³ poderia ser majorado, mas não se optou por isso.

O peso específico, atrelado à geometria da seção típica e fixação do fator de segurança em 1, proporcionará a obtenção dos pares de parâmetros (coesão e ângulo de atrito) para o solo em questão e, a partir do par obtido, o mesmo será dado de entrada para análise de estabilidade da geometria de projeto, atrelado ao peso específico adotado anteriormente, portanto como o mesmo peso específico será utilizado tanto na retroanálise quanto no cálculo para a geometria de projeto, infere-se que é indiferente adotar 14,3 kN/m³ ou valor superior, pois essa questão não interfere no fator segurança final encontrado para a seção de projeto.

#### 4.3.3 Parâmetros de resistência ao cisalhamento a partir de retroanálise e geometria de projeto

A retroanálise consiste na determinação dos parâmetros de resistência do solo a partir da geometria inicial do talude, geometria da superfície de ruptura e condições de pressão neutra,

considerando fator de segurança igual a 1, portanto, para a realização da retroanálise é desejável que existam rupturas na região circunvizinha à área de estudo. A coesão e ângulo de atrito obtidos a partir da retroanálise são parâmetros médios do talude em questão, pois considera-se o maciço homogêneo para a análise.

Segundo Wolle (1980), para os taludes naturais ou de corte, especialmente em saprolito, a obtenção do fator de segurança é muito difícil e está sujeita a erros consideráveis. Entretanto, a determinação da variação do fator de segurança do talude frente a alterações de algumas das suas características (altura, inclinação e condições de pressões neutras) é bem precisa e de fácil realização.

A metodologia proposta para a realização de retroanálises utiliza os métodos de análise de estabilidade baseados na teoria do equilíbrio limite, que consistem na análise do equilíbrio de uma massa de solo, a partir de algumas hipóteses simplificadoras. O método de Bishop Simplificado (BISHOP, 1955) é um dos mais utilizados entre os métodos determinísticos baseados na teoria do equilíbrio limite, nele, considera-se somente superfície de ruptura circular; fator de segurança constante ao longo de toda a superfície de ruptura e que as componentes verticais das forças atuantes nas faces laterais da lamela se anulam.

No presente trabalho não foram observadas rupturas recentes para obtenção da geometria da superfície de ruptura, portanto assumiu-se fator de segurança igual a 1 para o talude mais crítico da boçoroca.

A partir dos perfis das seções levantadas (Desenho 3 –Anexo A), a Tabela 14 apresenta as seções mais críticas da boçoroca.

Tabela 14 - Altura e inclinação dos taludes mais críticos

Seção	Ângulo (°)	Altura (m)
2	71	16
5	78	17
7	80	20
10	71	14
12	69	16
14	75	14

Dentre as seções supracitadas, infere-se que a Seção 7 é a mais crítica, portanto foi feita a retroanálise na mesma, por meio do Software Slide 5.0 e utilizando o método Bishop Simplificado, atentando-se para que os parâmetros obtidos permaneçam dentro da faixa de parâmetros do Arenito obtidos na literatura.

Durante a retroanálise na Seção 7, para fator de segurança (FS) igual 1, os parâmetros ficaram muito fora da faixa que a literatura apresenta. Escolheu-se uma faixa para o ângulo de atrito de  $32^\circ$  a  $40^\circ$ , peso específico de  $14,3 \text{ kN/m}^3$  e obteve-se valores muito altos para a coesão (Figura 46), o que provavelmente não é representativo para um solo de arenito.

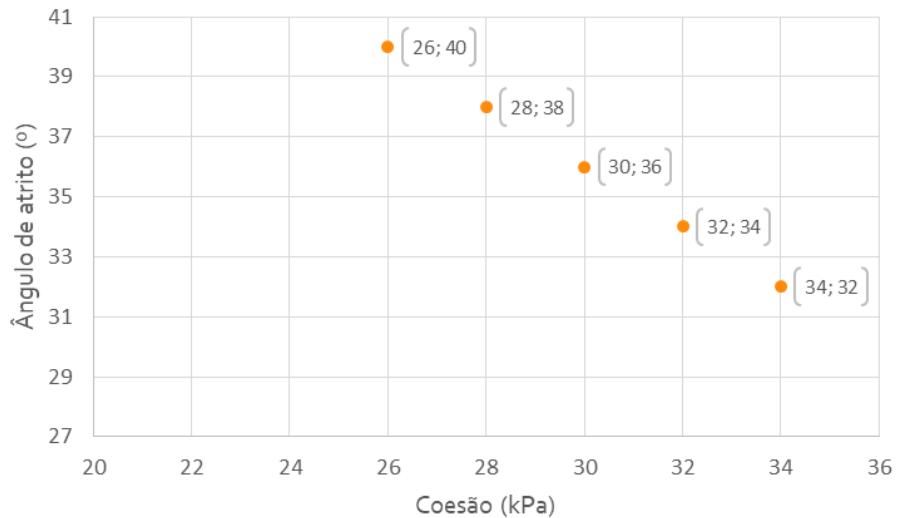


Figura 46 - Ângulo de atrito e coesão para a Seção 7 a partir da retroanálise (FS = 1)

Sendo assim, a Seção 7 foi descartada e realizou-se a retroanálise na Seção 5, seção mais representativa em relação à geometria dos taludes ao longo da boçoroca. Escolheu-se uma faixa para o ângulo de atrito de  $32^\circ$  a  $40^\circ$ , como realizado anteriormente, peso específico de  $14,3 \text{ kN/m}^3$  e obtiveram-se os seguintes valores para a coesão (Figura 47).

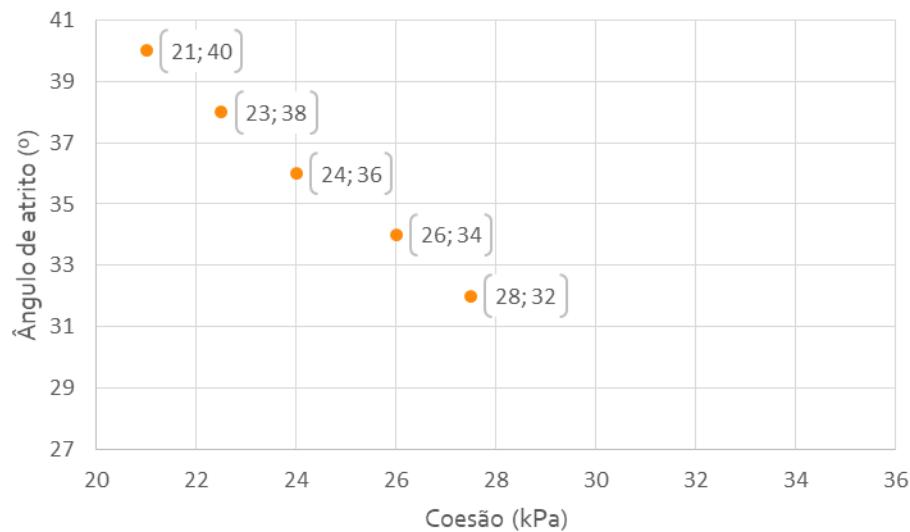


Figura 47 - Ângulo de atrito e coesão para a seção 5 a partir da retroanálise (FS = 1)

A partir dos pares de parâmetros obtidos, considerando que se trata de um solo arenoso, de acordo com a Tabela 13, e considerando os parâmetros de resistência ao cisalhamento do Arenito Caiuá e Bauru como referência, escolheu-se o quinto par de parâmetros, com ângulo de atrito de 40° e coesão de 21 kPa. A realização da análise de estabilidade para a geometria de projeto e para os cinco pares de parâmetros obtidos fornece subsídios para a escolha dos pares de parâmetros que proporcionam menor fator de segurança, para garantia da segurança, entretanto a diferença entre os extremos é pequena, pois para os pares 21 kPa e 40° obteve-se  $FS = 1,9$  e para os pares 28 kPa e 32°, obteve-se 1,8, ambos bastante superiores ao exigido pela norma.

Na definição da geometria de projeto, com os parâmetros de resistência ao cisalhamento definidos, deve-se obter fator de segurança de no mínimo 1,30, pois, como visto anteriormente, de acordo com a NBR11682 (ABNT, 2009), para nível de segurança baixo contra danos a vidas humanas e nível de segurança médio contra danos materiais e ambientais, o fator de segurança exigido é de 1,30.

Na definição da geometria, optou-se por bermas, pois a maioria dos taludes apresenta altura maior que 10 metros. A largura da berma adotada foi de 3 metros, pois é o mínimo para trânsito de máquinas. Não se escolheu uma largura maior, pois o projeto visa cortar menos material possível a fim de diminuir custos. Quanto à altura e inclinação do talude de projeto, verificou-se por meio de um balanço de massas que com altura de 8 metros e inclinação de 55° (aproximadamente talude na proporção 3V:2H), o volume de solo removido no retaludamento poderia ocupar a área disponível dentro da própria boçoroca, contanto que a geometria do aterro apresente altura de 8 metros e inclinação de 34° (talude na proporção 2V:3H), medidas também obtidas pelo balanço de massas, satisfazendo uma das premissas de projeto mencionada anteriormente, que diz respeito aos movimentos de terra, orientando que os mesmos devem permanecer no interior do processo erosivo.

A partir da geometria de projeto para o retaludamento, com altura de 8 metros e inclinação de 55°, ângulo de atrito de 40° e coesão de 21 kPa, obteve-se fator de segurança de 1,86, como ilustrado na Figura 48.

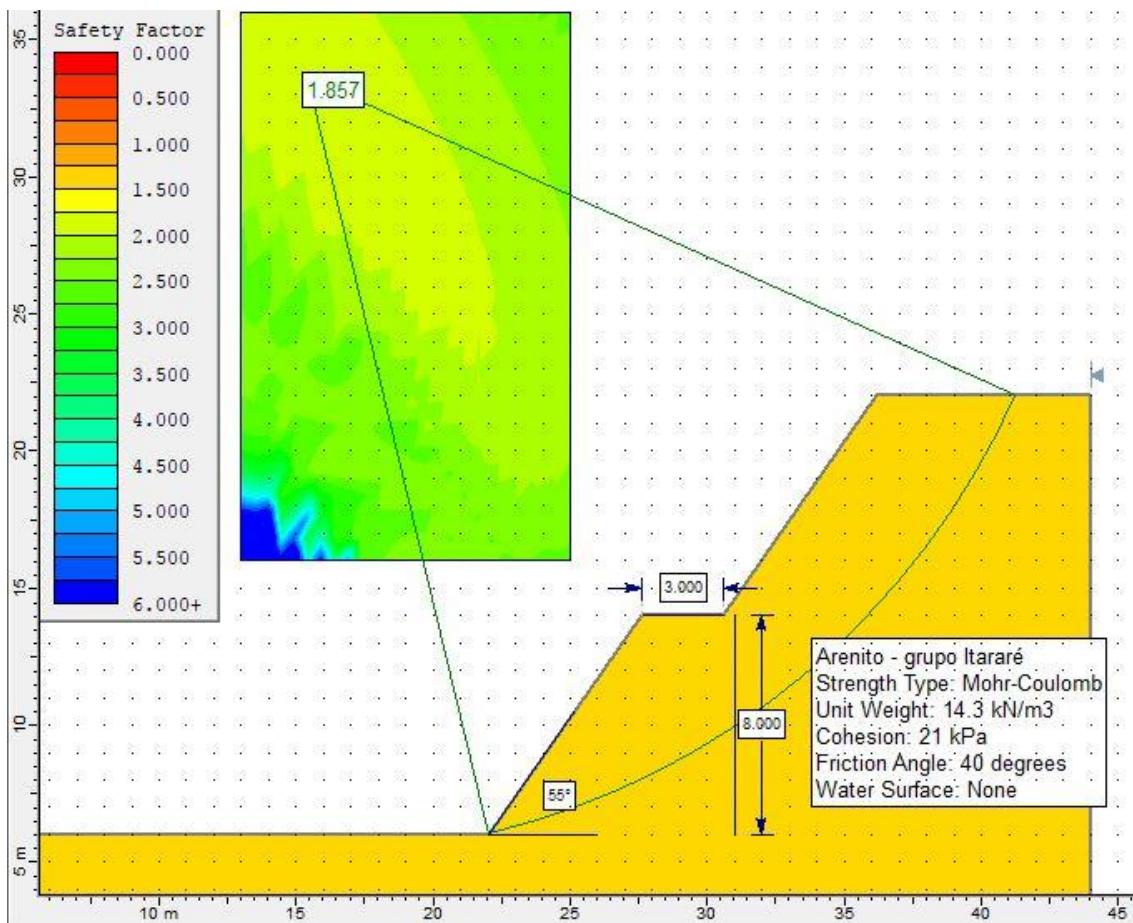


Figura 48 - Fator de segurança de 1,86 para a seção de projeto, com  $\varphi = 40^\circ$  e  $c = 21 \text{ kPa}$  (Software Slide)

Não se tem informações sobre a variação do nível d'água no lençol freático, portanto estimou-se nível d'água de 2 metros para realização da análise de estabilidade em épocas chuvosas. A partir dos cálculos, como representado na Figura 49, chegou-se no fator de segurança de 1,84.

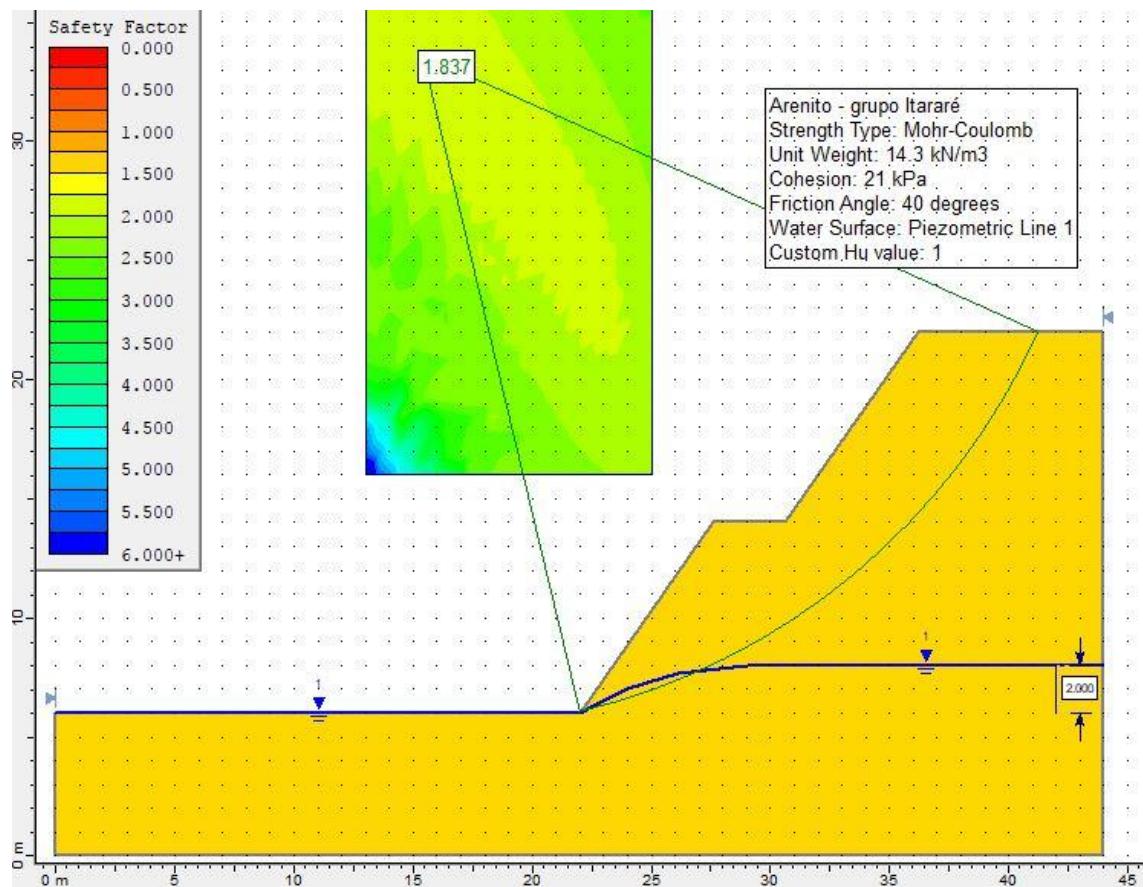


Figura 49 - Fator de segurança de 1,84 para a seção de projeto, com  $\phi = 40^\circ$  e  $c = 21$  kPa e nível d'água em 2 metros (Software Slide)

O fator de segurança de 1,8 está 40% acima do mínimo exigido pela NBR11682 (ABNT, 2009), entretanto essa foi a melhor geometria obtida de acordo com o balanço de massas, mantendo volume de corte e aterro muito próximos, e é sabido que inclinações acima de  $60^\circ$  são mais difíceis de executadas em campo.

O aterro deverá ser compactado em sua umidade ótima e endentado ao terreno natural, de modo que não se tenha uma superfície de ruptura preferencial entre o terreno natural e o aterro. Além disso, nas bermas, para que não ocorra infiltração de água no contato, provavelmente proporcionando trincas e consequentes recalques diferenciais, previu-se uma camada de solo argiloso compactado e gramíneas, como ilustrado na Figura 50.

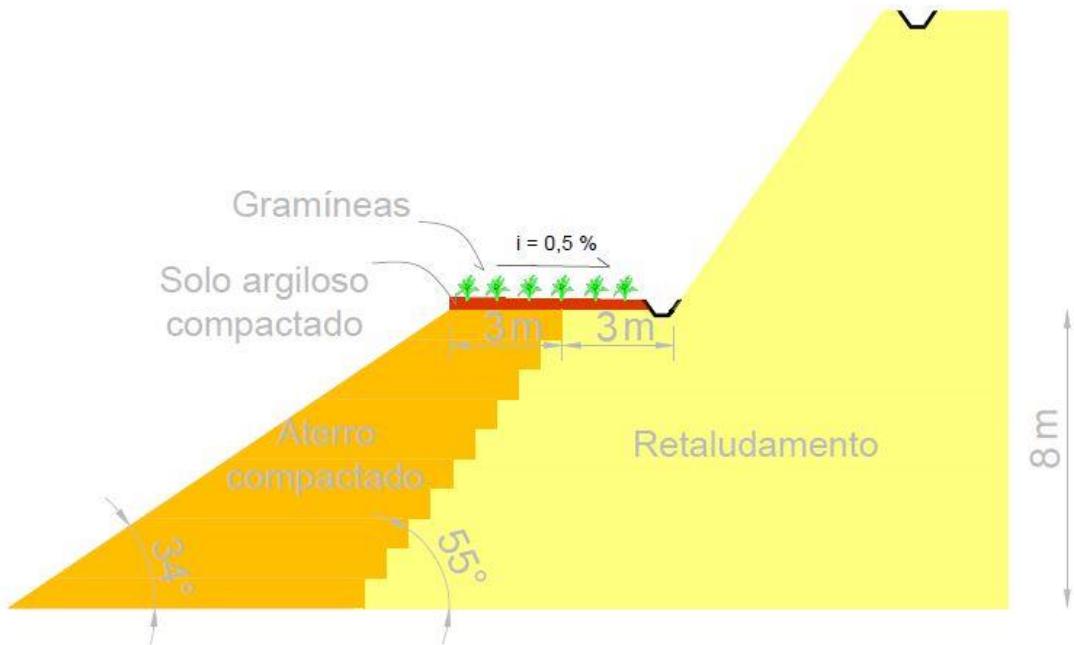


Figura 50 - Esquema do contato entre terreno natural e aterro

#### 4.4 Balanço de massas entre o volume de corte e aterro

A partir dos perfis das seções levantadas (Desenho 3 – Anexo A), a área de corte devido à geometria de projeto foi calculada e multiplicada pela distância entre seções, obtendo assim o volume de corte proporcionado pelo retaludamento, e calculou-se também o volume disponível para aterro, priorizando os baços da erosão para dispor o solo. Devido à movimentação de terra é necessário considerar o empolamento. Como se trata de um solo muito poroso (49,5% de porosidade), todo o solo removido ocupará um volume menor quando compactado, portanto adotou-se redução de 30% no volume cortado.

A Tabela 15 apresenta os volumes de corte e aterro calculados para cada seção. As seções dos braços da erosão estão acompanhadas de E ou D, sendo que E significa o lado esquerdo da seção, olhando-a de montante para jusante e D, lado direito. Como considerou-se redução de 30% no volume de solo cortado, devido à sua porosidade, multiplicou-se a somatória dos volumes de corte, na Tabela 15, por 0,7.

Tabela 15- Estimativa do volume de corte e volume de aterro ao longo da boçoroca

Seção	Distância entre seções (m)	Área de corte (m <sup>2</sup> )	Área de aterro (m <sup>2</sup> )	Volume de corte (m <sup>3</sup> )	Volume de aterro (m <sup>3</sup> )
1	-	14	45	0	0
2	83.6	64	48	3260	3858
3	20.7	12	0	790	493
4	32.4	49	48	993	771
5	43.4	176	50	4872	2107
6	30.1	58	0	3508	745
7	17.3	200	0	2230	0
8	40.7	52	0	5136	0
9	52.5	0	0	1370	0
10	54.4	80	55	2184	1488
11	27.7	37	59	1622	1571
12	25.7	52	0	1137	754
13	15.8	23	0	588	0
14	32.7	64	0	1418	0
15	24.4	7	0	869	0
16	34.3	25	0	554	0
17	27.5	0	0	345	0
18	10.8	32	0	172	0
19	22.9	41	0	836	0
20	33.1	23	0	1061	0
9 E1	31.9	0	145	0	4635
16 E1	23.8	0	43	293	1023
17 E1	23.8	0	101	0	2413
17 E2	29.6	0	111	0	3280
17 D1	21.0	0	27	0	559
20 E1	15.4	0	84	0	1298
<b>TOTAL</b>				<b>23266</b>	<b>24995</b>

O Desenho 4 (Anexo A) ilustra as seções com a geometria de projeto definida anteriormente; o Desenho 5 (Anexo A) ilustra as áreas de corte e aterro em cada seção e, por fim, o Desenho 6 (Anexo A) representa em planta os cortes e aterros.

#### 4.5 Proteção dos taludes

Após realização dos cortes para estabilização dos taludes e aterro para dispor o material proveniente do retaludamento, faz-se necessária a proteção dos taludes contra a ação da água, portanto previu-se revestimento em gabião manta para pé dos taludes e fundo da erosão nos pontos críticos e trincheiras drenantes em taludes de 100 em 100 metros para contribuir com o

fluxo d'água quando o lençol freático estiver elevado. Além disso, foi prevista cobertura vegetal para todos os taludes.

#### **4.5.1 Revestimento com gabião manta e geotêxtil**

O gabião manta é um revestimento flexível e drenante, constituído de pedras e pedregulhos envoltos por uma tela de aço galvanizado. Apresenta dimensões da ordem de 1 a 2 metros em comprimento e largura e espessura da ordem de 30 centímetros.

A proteção de pé de talude é essencial para evitar que o fluxo de água proporcione solapamentos na base dos taludes e, consequentemente, instabilidades. É possível estimar a profundidade máxima que a erosão pode atingir partindo do pé do talude, portanto, será proposto uma alternativa que proteja os taludes até a respectiva profundidade. A proteção utilizada trata-se de um revestimento com gabião manta e geotêxtil.

Segundo publicação Design of Riprap Revetment (FHWA, 1989), a profundidade máxima que a erosão pode atingir é função do  $D_{50}$ , peneira na qual 50% do material passa pela mesma. Essa profundidade (ds) atende às seguintes condições:

- $ds = 3,66 \text{ m}$ , para  $D_{50} < 0,0015 \text{ m}$
- $ds = 1,74 * D_{50}^{-0,11}$  para  $D_{50} > 0,0015 \text{ m}$

De acordo com Correa (2011), a Figura 51 representa a curva granulométrica da Amostra 1, cuja localização é próxima à área de estudo do presente trabalho, e infere-se que para 50% do solo que passa, o diâmetro do solo é aproximadamente de 0,180 mm (0,00018 m), portanto adota-se profundidade máxima erodível de 3,66 m.

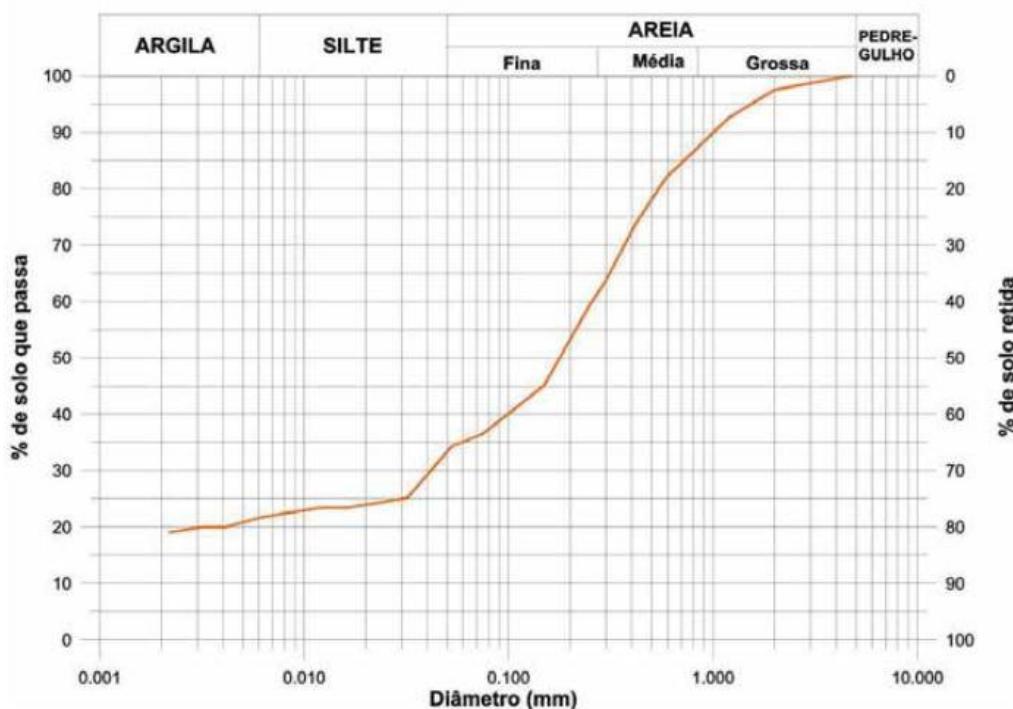


Figura 51 - Curva granulométrica para Amostra 1

A Figura 52 ilustra a solução proposta. Infere-se que apesar da profundidade possivelmente erodível, o gabião manta (estrutura flexível) que se encontra na horizontal pode inclinar-se à medida que ocorrer erosão na base, de modo a proteger o pé do talude.

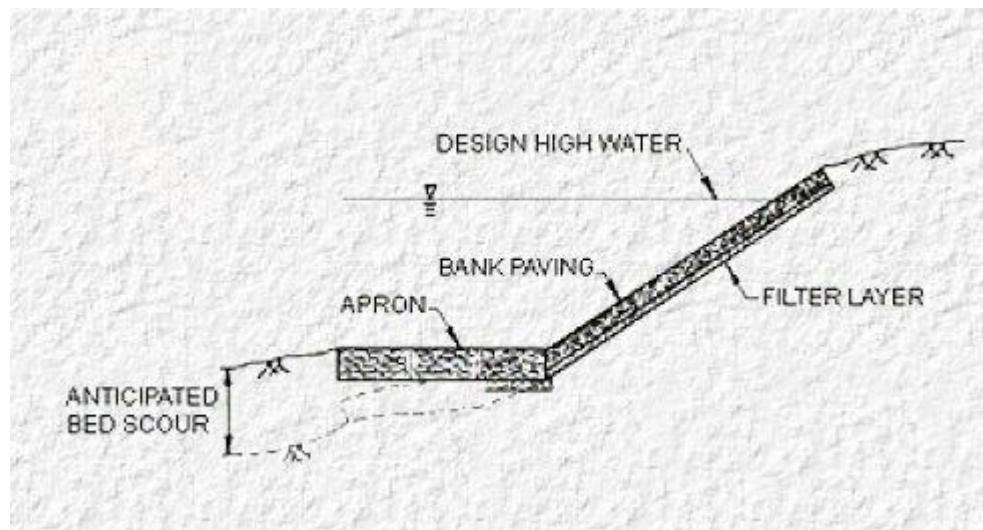


Figura 52 - Elementos presentes na trincheira de modo a evitar erosões no pé do talude

Optou-se por uma camada de geotêxtil entre o gabião manta e o solo natural para funcionar como filtro, evitando a passagem de partículas do solo nos vazios do gabião manta. Adotando profundidade erodível de 3,7 m e retaludamento de 55°, é necessário que o trecho horizontal do gabião manta apresente comprimento de 4,5 m, como ilustrado na Figura 53.

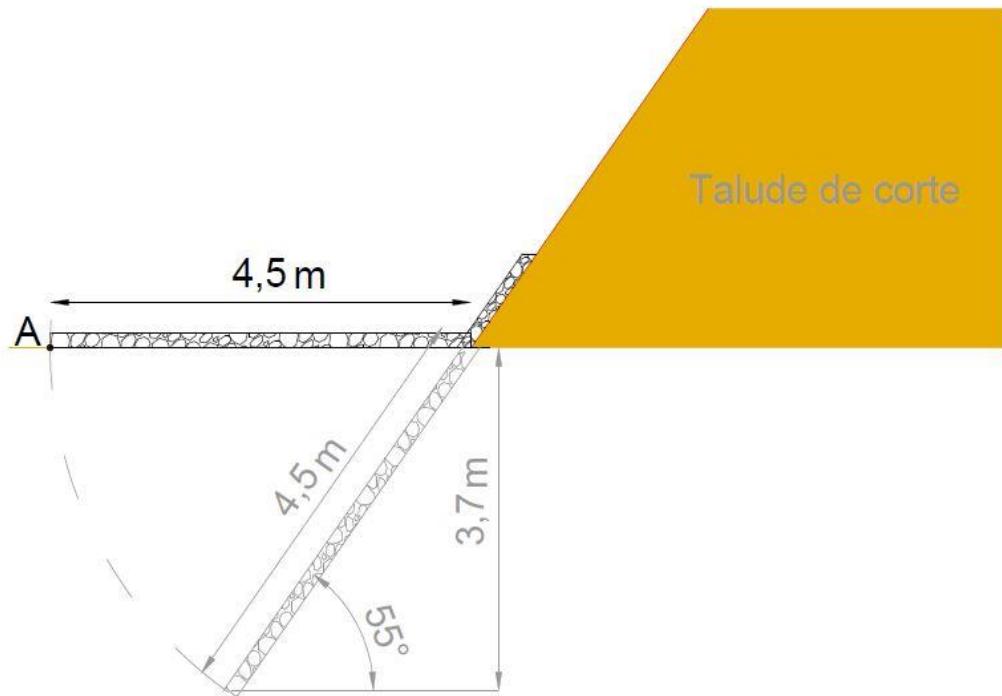


Figura 53 - Possível cenário caso um processo erosivo se inicie no Ponto A

Já a altura necessária para o revestimento é função da altura da lâmina d'água e esta, por sua vez, foi calculada em função da vazão de projeto e seção de maior estrangulamento ao longo da boçoroca.

Como visto anteriormente, pelo método do hidrograma unitário, a vazão de projeto para período de retorno de 100 anos é de  $16,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Escolheu-se a Seção 15 (Figura 54) para cálculo da lâmina d'água, pois é a seção de menor largura ao longo da boçoroca.

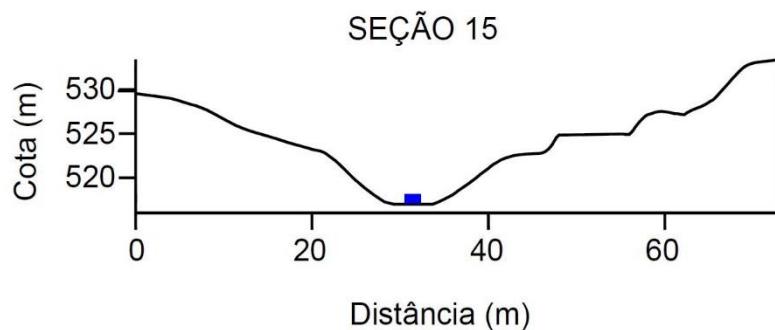


Figura 54 - Seção utilizada para cálculo da lâmina d'água, pois apesenta menor largura entre os taludes

A Figura 55 apresenta as dimensões da seção 15. A partir da equação de Manning (2), com os dados de vazão,  $n$  de Manning, largura da base da seção e declividade, a altura da lâmina d'água foi determinada.

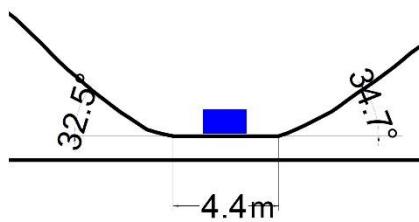


Figura 55 - Dimensões da seção 15

$$Q = \frac{1}{n} * A * \left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} * i^{1/2} \quad (2)$$

Onde considerou-se  $n$  de 0,028, pois os taludes estarão revestidos com gabião manta e o leito do canal estará em solo natural; declividade média de 0,017, obtida a partir da seção longitudinal (SEC 21) ilustrada no Desenho 02 – Anexo A; área em função da área de um trapézio, onde a base menor é de 4,4 metros e a base maior está em função da lâmina d'água; perímetro molhado em função da base e paredes do canal e vazão de 16,5 m<sup>3</sup>/s. Resolvendo essa equação, tem-se que para a vazão de 16,5 m<sup>3</sup>/s, a altura da lâmina d'água é de 0,84 metros. Entretanto, a favor da segurança, escolheu-se altura de 1 metro para o revestimento dos taludes, como ilustra a Figura 56.

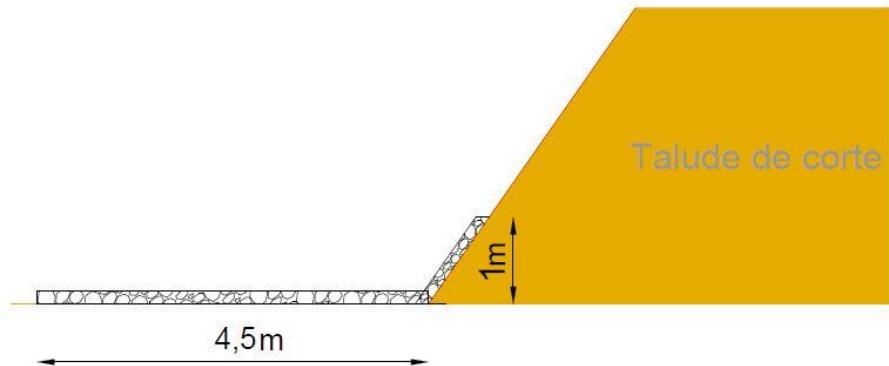


Figura 56 - Dimensões do revestimento para proteção do pé do talude

Segundo publicação Design of Riprap Revetment (FHWA, 1989), para solos arenosos de baixa granulometria, a espessura mínima recomendada para o gabião manta é de 30 cm e a máxima velocidade aceitável é de 3,0 m/s. Considerando a Seção 15 com lâmina d'água de 0,84 m e vazão de 16,5 m<sup>3</sup>/s, o fluxo apresenta velocidade de 3,5 m/s, superior ao limite aceitável. Entretanto, foi proposto um barramento a montante da seção 15, de modo a diminuir a velocidade da água.

O critério utilizado para definir quais seções precisam de revestimento considerou a situação atual da boçoroca. De acordo com o Desenho 01 – Anexo A, infere-se que os pontos mais problemáticos da erosão se dão nas seções 2, 5, 10, 11, 12, do lado direito, e nas seções 7, 10, 11 e 12, do lado esquerdo, olhando de montante para jusante. Portanto, previu-se realização da proteção de pé de talude em todos esses pontos, incluindo a seção 15, pois é a seção de menor largura. Como a seção 15 apresenta largura de 4,4 metros, seu revestimento será contínuo entre seus respectivos taludes. O Desenho 07 – Anexo A indica todo o trecho onde será necessária a proteção de talude.

#### **4.5.2 Trincheiras drenantes em talude**

Como visto anteriormente, foi verificada a estabilidade dos taludes para nível d' água de 2 metros e o fator de segurança obtido está dentro do aceitável. Entretanto, consideraram-se trincheiras drenantes em talude de modo a contribuir com o rebaixamento do lençol freático.

As trincheiras serão revestidas com manta geotêxtil, preenchidas com material drenante e seu fechamento será feito com material impermeável para funcionar como selo. Considerou-se altura também de 2 metros, profundidade de 60 cm e realização das trincheiras a cada 150 metros. Elas conduzirão o fluxo de água para as trincheiras de pé dos taludes, contribuindo para a drenagem do sistema.

#### **4.5.3 Vegetação rasteira**

A feição erosiva fará parte da paisagem, sendo a mesma totalmente vegetada. Portanto, todos os taludes receberão vegetação rasteira, de modo a melhorar a infiltração de água e o aspecto visual da erosão.

### **4.6 Sistema de drenagem superficial**

As águas de escoamento superficial devem ser captadas e direcionadas adequadamente de modo a evitar carreamento de partículas de solo na região de estudo. Os elementos constituintes do sistema de drenagem superficial são as canaletas, descidas d'água, caixas de transição e dissipadores de energia.

#### **4.6.1 Canaletas**

As canaletas serão executadas nos pés e crista dos taludes superiores, sempre optando por apoiá-las em terreno natural, quando possível. Nas bermas, sua inclinação direcionará o fluxo para a canaleta de pé do talude superior e esta será apoiada sobre terreno natural, assim como as canaletas de crista, como visto na Figura 50. Não se optou por canaletas de pé nos taludes

inferiores pela dificuldade de compatibilização com a proteção adotada. Escolheu-se as canaletas moldadas in loco a fim de diminuir os custos com a obra.

#### 4.6.2 Escadas d'água

Quanto ao elemento responsável por conduzir as águas superficiais captadas pelas canaletas, escolheu-se as escadas d'água acompanhadas de bacias de amortecimento, pois garante boa dissipação de energia, como ilustrado na Figura 57. Elas serão colocadas em pontos que não apresentam proteção de talude, para não ocorrer problemas de compatibilização.

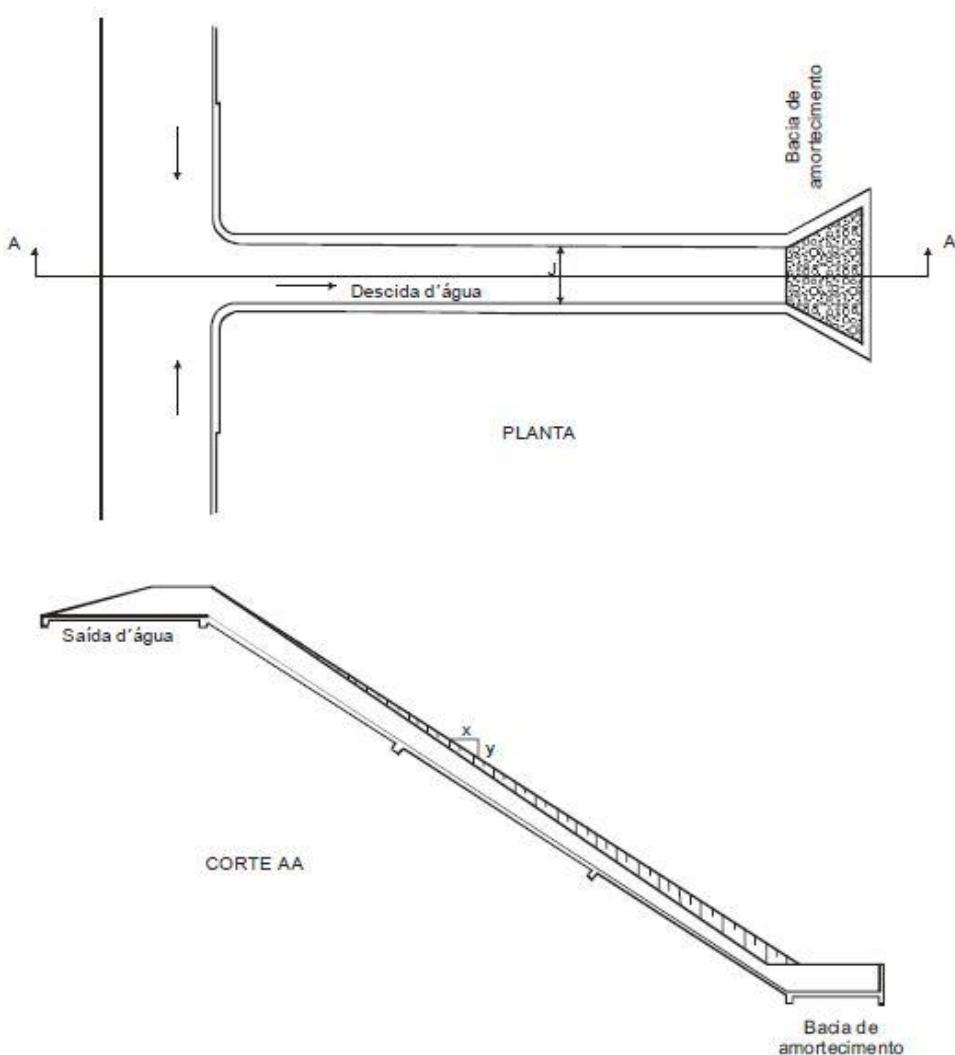


Figura 57 - Esquema da descida d'água e bacia de amortecimento

Realizou-se um cálculo expedito a fim de estimar a quantidade necessária de escadas d'água. Para isso, calculou-se a vazão que será captada diretamente pelas canaletas e, consequentemente, pelas escadas d'água. A área correspondente a essa vazão está ilustrada na

Figura 58, onde o polígono verde refere-se à bacia de contribuição e o rosa refere-se à área que contribuirá com a vazão recebida pelas escadas d'água.



Figura 58 - O polígono verde delimita a bacia de contribuição, enquanto o polígono rosa delimita a área de influência para as canaletas e escadas d'água

A Tabela 16 apresenta o uso e ocupação do solo na região delimitada pelo polígono rosa.

Tabela 16 - Porcentagem e área dos diferentes usos do solo

Uso do solo	Área (km <sup>2</sup> )	Porcentagem (%)
Pastos	0.294	46.00
Chácaras/sítios	0.077	12.00
Área Urbana em Consolidação	0.077	12.00
Cana	0.192	30.00
<b>Total</b>	<b>0.640</b>	<b>100</b>

Como a área de influência é menor que 2 km<sup>2</sup>, utilizou-se o método racional para cálculo da vazão, cuja equação está representada a seguir.

$$Q = 0,278 * C * I * A$$

Onde A é a área da bacia em km<sup>2</sup>, I é a intensidade pluviométrica (mm/h), C coeficiente de escoamento superficial e Q a vazão em m<sup>3</sup>/s. Os parâmetros empíricos para cálculo da intensidade pluviométrica foram obtidos pelo Software Pluvio 2.1, cujos valores foram k =

1912,174;  $a = 0,147$ ;  $b = 19,154$  e  $c = 0,857$  e considerou-se período de retorno de 100 anos. Dessa forma, de acordo com a fórmula a seguir, obteve-se intensidade pluviométrica de 114 mm/h.

$$I = \frac{k * Tr^a}{(t + b)^c}$$

Quanto ao coeficiente de escoamento superficial, como trata-se de áreas agrícolas, utilizou-se C de 0,25.

A partir da vazão de 5,0 m<sup>3</sup>/s obtida, o dimensionamento hidráulico será realizado simplificadamente, utilizando-se a seguinte fórmula empírica, baseada em experiências de laboratório:

$$Q = 2,07 * L^{0,9} * H^{1,6}$$

Onde Q é a descarga de projeto a ser conduzida pela escada d'água, em m<sup>3</sup>/s, L é a largura da descida d'água, em metros, e H é a altura média das paredes laterais, em metros. Adotando L e H de 50 cm, a vazão máxima conduzida de maneira segura pela escada d'água será de 0,4 m<sup>3</sup>/s. Portanto, para conduzir devidamente as águas do escoamento superficial, cuja vazão é de 5,0 m<sup>3</sup>/s, serão necessárias 6 escadas hidráulicas de cada lado, com espaçamento de aproximadamente 100 m, optando por alocá-las nos trechos de terreno natural.

#### **4.6.3 Caixas de transição**

As caixas de transição serão utilizadas para mudanças bruscas de direção do escoamento e para conduzir as águas coletadas pelas canaletas lançando-as nas escadas d'água, possibilitando o direcionamento das águas.

#### **4.6.4 Dissipador de energia**

Os dissipadores de energia são responsáveis por dissipar a energia do fluxo da água, reduzindo sua velocidade, e podem ser classificados como localizados ou contínuos. No presente trabalho, serão utilizadas bacias de amortecimento (dissipador localizado) como dissipadores de energia. Elas estarão presentes sempre ao final de uma escada d'água e também no lançamento da galeria de águas pluviais.

### **4.7 Barramentos**

Diques de enrocamento e geotêxtil foram propostos a fim de diminuir a velocidade de fluxo das águas dentro da boçoroca e contribuir com a deposição de material granular quando

o mesmo for carreado pelo fluxo de água no interior da boçoroca, sendo assim, os sedimentos serão depositados a montante do dique.

O barramento proposto pode ser constituído de solo compactado em seu interior, utilizado do próprio material de corte, camada de transição com brita nº 2 e manta geotêxtil ou ser constituído de apenas brita nº 2 e geotêxtil. Optou-se por colocar seis barramentos ao longo da boçoroca, sendo que dois deles foram alocados imediatamente a jusante de pontos de estrangulamento, próximos às seções 8 e 15, com altura de 1 m, pois para a vazão de pico, com período de retorno de 100 anos, a lâmina d'água chega a 84 cm. Nos demais barramentos, a altura de 40 cm seria suficiente, pois para largura de 20 m e taludes na proporção 3V:2H, o que é representativo para as demais seções, obteve-se lâmina d'água de 35 cm, entretanto devido a questões construtivas, adotou-se altura de 1 m para todos os barramentos.

O barramento constituído de solo compactado, brita e geotêxtil (Figura 59) mobilizaria um volume de solo da ordem de 160 m<sup>3</sup> e volume de brita da ordem de 80 m<sup>3</sup>, enquanto o barramento constituído apenas de brita e geotêxtil (Figura 60) mobilizaria um volume da ordem de 240 m<sup>3</sup> de brita, considerando largura média de 30 m nas seções com o barramento.

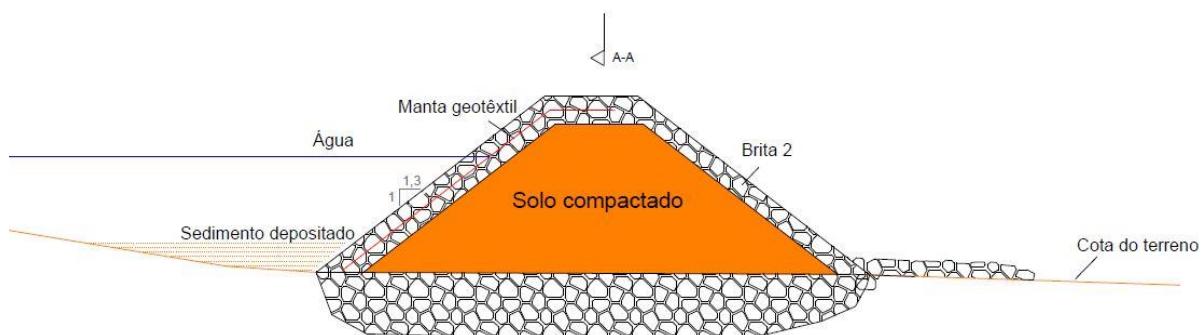


Figura 59 - Barramento constituído de solo compactado proveniente do material de corte, brita como material de transição e manta geotêxtil atuando como filtro

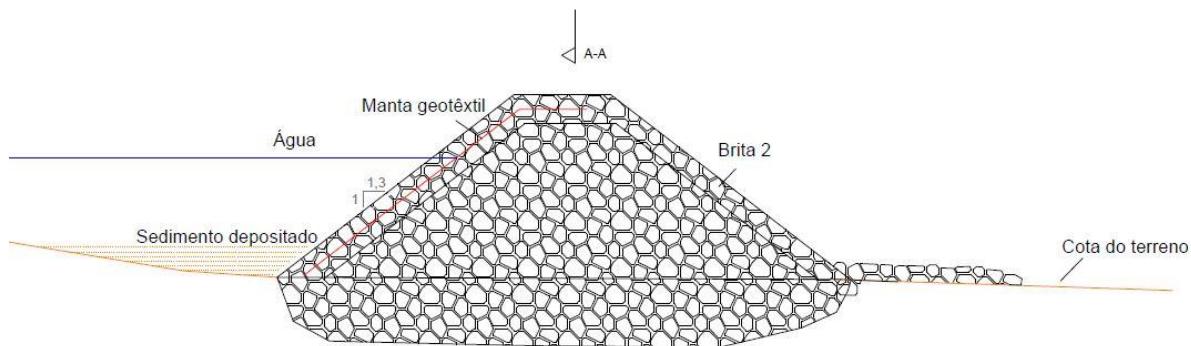


Figura 60 - Barramento constituído de brita e manta geotêxtil

Nas Figura 59 e Figura 60, a manta geotêxtil encontra-se apenas a montante, porque apresenta papel de impedir que os sedimentos carreados pela água sejam depositados entre os vazios do barramento, não sendo necessária a jusante. Ela está envolvida por brita para protegê-la de ações intempéries, aumentando sua vida útil.

Infere-se também, na Figura 59 e Figura 60, que o barramento apresenta uma ficha do terreno, de modo a dar maior sustentação e impedir que o mesmo seja mobilizado pelo fluxo de água. Essa ficha apresenta em média altura de 30 cm.

A seção A-A dos barramentos está representada na Figura 61.

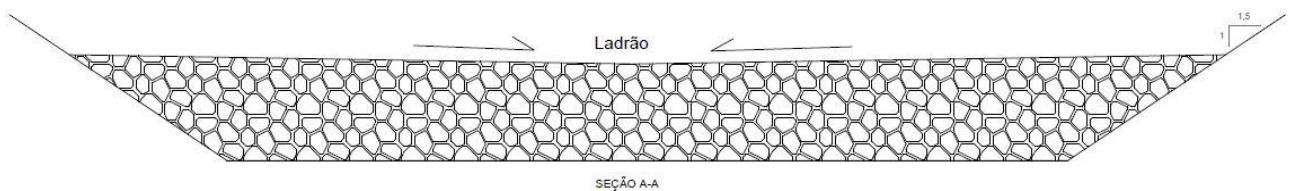


Figura 61 - Seção A-A dos barramentos ilustrados nas Figura 60 e Figura 61

## 5 ESTIMATIVA DE CUSTOS

Em relação ao custo da obra, é muito difícil obter na literatura valores coerentes para as alternativas propostas no trabalho, entretanto, de maneira simplificada, o custo da obra foi calculado a partir do levantamento de materiais e movimentação de terra que serão necessários para execução do projeto.

Na visita de campo realizada, verificou-se que talvez houvesse lançamento irregular de esgoto na galeria de águas pluviais que deságua no córrego Suzigan. A solução proposta pelo presente trabalho aborda apenas o escopo hidráulico e geotécnico da área, desconsiderando

lançamento de esgoto, entretanto optou-se por geotêxtil de polipropileno e tela do gabião manta revestida de PVC, a fim das estruturas não serem deterioradas pela agressividade do meio, se existir. É importante ressaltar que cabe às autoridades competentes a identificação e condução adequada dos lançamentos irregulares de esgoto.

A partir da Tabela de Composição de Preços para Orçamentos (PINI, 2010) e Tabela de Custo Horário de Equipamentos (M&T, 2016), obtiveram-se os custos de escavação mecanizada, aterro e compactação, conforme Tabela 17, Tabela 18 e Tabela 19.

Tabela 17 – Estimativa do custo de escavação para execução dos cortes

<b>Escavações mecanizadas em campo aberto em solo de 1ª categoria - para 33000 m<sup>3</sup></b>				
<b>Componentes</b>	<b>Unid.</b>	<b>Consumos</b>	<b>Preço Unitário</b>	<b>Preço Total</b>
Servente	h	858	R\$ 10.00	R\$ 8,580.00
Trator sobre esteiras, diesel, potência 90 HP, fator de carga médio, com lâmina de angulagem e inclinação hidráulica e capacidade da lâmina de 2,34 m <sup>3</sup> - vida útil 8000 h	h	858	R\$ 206.86	R\$ 177,485.88
<b>Total</b>				<b>R\$ 186,065.88</b>

Tabela 18 - Estimativa do custo do aterro

<b>Aterro mecanizado - para 33000 m<sup>3</sup></b>				
<b>Componentes</b>	<b>Unid.</b>	<b>Consumos</b>	<b>Preço Unitário</b>	<b>Preço Total</b>
Servente	h	1273.8	R\$ 10.00	R\$ 12,738.00
Trator sobre esteiras, diesel, potência 185 HP, fator de carga médio, com lâmina de angulagem e ríper paralelogramo, capacidade da lâmina de 3,93 m <sup>3</sup> - vida útil 8000 h	h	191.4	R\$ 206.86	R\$ 39,593.00
Carregadeira de rodas 211 HP, com caçamba de aplicação geral de bordas cortantes aparafusáveis, capacidade nominal da caçamba 3,30 m <sup>3</sup> , fator de carga baixo - vida útil 9200 h	h	293.7	R\$ 216.96	R\$ 63,721.15
Caminhão basculante, diesel, potência 228 HP, capacidade carga útil 15,46 t, caçamba 6 m <sup>3</sup> - vida útil 8000 h	h	788.7	R\$ 105.43	R\$ 83,152.64
<b>Total</b>				<b>R\$ 199,204.80</b>

Tabela 19 - Estimativa do custo da compactação dos aterros

<b>Compactação de aterro - para 33000 m<sup>3</sup></b>				
<b>Componentes</b>	<b>Unid.</b>	<b>Consumos</b>	<b>Preço Unitário</b>	<b>Preço Total</b>
Servente	h	495	R\$ 10.00	R\$ 4,950.00
Caminhão irrigadeira, diesel, potência 167 HP, 8000 l-vida útil 8000 h	h	330	R\$ 105.74	R\$ 34,894.20
Rolo compactador autopropelido vibratório com pneus de tração, cilindro pé-de-carneiro em aço, diesel, potência 150 HP, peso operacional 11,60 t, fator de carga médio - vida útil 8000 h	h	165	R\$ 163.90	R\$ 27,043.50
Trator sobre pneus, diesel, potência 92 HP - vida útil 8000 h	h	330	R\$ 105.50	R\$ 34,815.00
Motoniveladora sobre pneus, diesel, fator de carga médio, com lâmina reta, potência no volante do motor: 135 HP - vida útil 8000 h	h	165	R\$ 206.49	R\$ 34,070.85
Rolo compactador autopropelido estático de pneus, diesel, potência 99 HP, peso operacional 6 t - vida útil 8000 h	h	165	R\$ 144.34	R\$ 23,816.10
<b>Total</b>				<b>R\$ 159,589.65</b>

A partir dos custos obtidos para escavação e execução de aterro compactado, tem-se que o custo por metro cúbico referente à escavação é de aproximadamente R\$ 6,00 e o custo referente ao aterro compactado é de aproximadamente R\$ 12,00.

O volume de brita para o gabião manta foi calculado a partir da área da seção do revestimento (Figura 62) e comprimento do trecho em que o revestimento foi proposto, que pode ser verificado no Desenho 07 – Anexo A. Com área da seção de 1,7 m<sup>2</sup> e trecho que aproximadamente 490 m, o volume de brita é de 833 m<sup>3</sup>.

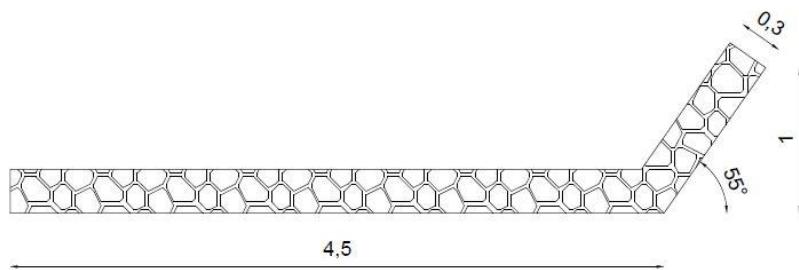


Figura 62 – Dimensões do revestimento em gabião manta para cálculo do volume de brita

Para o volume de brita do barramento, optou-se por utilizar solo compactado no seu interior, diminuindo o volume necessário de brita, portanto o volume de brita será de 80 m<sup>3</sup>. Nas trincheiras drenantes em talude, para drenarem água do lençol em 2 m, devido à inclinação de 55°, elas deverão apresentar comprimento de 2,5 m. Assumindo largura e profundidade de

60 cm e 8 trincheiras ao longo da boçoroca, sendo 4 em cada lado, o volume necessário de brita é de 7,2 m<sup>3</sup>.

A partir da Tabela de Composição de Preços para Orçamentos (PINI, 2010), Tabela de Custo Horário de Equipamentos (M&T, 2016), relação de Pedreiras Associadas ao Sindipedras (FIESP), cotação de geotêxtil com empresa MacGeo e cotação de tela para o gabião obtido no site MFRural, obtiveram-se os custos para execução do gabião manta, conforme Tabela 20.

Tabela 20 - Estimativa de custo do revestimento em gabião manta

<b>Gabião manta, e = 30 cm - para 2900 m<sup>2</sup></b>					
<b>Componentes</b>	<b>Unid.</b>	<b>Consumos</b>	<b>Preço Unitário</b>	<b>Preço Total</b>	
Servente	h	4640	R\$ 10.00	R\$ 46,400.00	
Brita nº2 de basalto	m <sup>3</sup>	1044	R\$ 45.00	R\$ 46,980.00	
Gabião (revestimento: PVC; tipo manta/colchão; malha hexagonal; trama de 60 x 80 mm; diâmetro do fio de 2 mm)	m <sup>2</sup>	2800	R\$ 8.00	R\$ 22,400.00	
Retroescavadeira sobre pneus, pot nominal de 76 HP, fator de carga médio, com caçamba dianteira de inclinação simples e aplicação geral, com capacidade nominal de 0,96 m <sup>3</sup> , braço padrão, profundidade de escavação de 4362 mm - vida útil de 8000 h	h	229.1	R\$ 180.11	R\$ 41,263.20	
Manta geotêxtil de polipropileno para resistência a tração de 10 kN/m	m <sup>2</sup>	2900	R\$ 4.50	R\$ 13,050.00	
<b>Total</b>				<b>R\$ 170,093.20</b>	

Onde o custo de R\$ 45,00 por m<sup>3</sup> de brita foi cotado com a empresa Grupo Estrutural Basalto 5, próxima à Santa Bárbara d'Oeste, encontrada na relação de Pedreiras Associadas ao Sindipedras (FIESP).

Quanto ao custo dos barramentos e trincheiras drenantes em talude, de acordo com as mesmas referências utilizadas no revestimento em gabião manta, o custo está representado na Tabela 21.

Tabela 21 - Estimativa de custo para os barramentos e trincheiras drenantes em talude

<b>Barramentos e trincheiras drenantes verticais - 100 m<sup>3</sup></b>					
<b>Componentes</b>	<b>Unid.</b>	<b>Consumos</b>	<b>Preço Unitário</b>	<b>Preço Total</b>	
Servente	h	160	R\$ 10.00	R\$ 1,600.00	
Brita nº2 de basalto	m <sup>3</sup>	36	R\$ 45.00	R\$ 1,620.00	
Retroescavadeira sobre pneus, pot nominal de 76 HP, fator de carga médio, com caçamba dianteira de inclinação simples e aplicação geral, com capacidade nominal de 0,96 m <sup>3</sup> , braço padrão, profundidade de escavação de 4362 mm - vida útil de 8000 h	h	7.9	R\$ 180.11	R\$ 1,422.87	
Manta geotêxtil de polipropileno para resistência a tração de 10 kN/m	m <sup>2</sup>	100	R\$ 4.50	R\$ 450.00	
<b>Total</b>				<b>R\$ 5,092.87</b>	

A partir da Planilha de Preços Unitários (DNIT, 2012), o custo das descidas d'água está representado na Tabela 22.

Tabela 22 - Estimativa de custo para as descidas d'água

<b>Descidas d'água - 12 unidades totalizando 204 m</b>					
<b>Componentes</b>	<b>Unid.</b>	<b>Consumos</b>	<b>Preço Unitário</b>	<b>Preço Total</b>	
Descidas d'água do tipo DAR 02	m	204	R\$ 110.00	R\$ 22,440.00	
<b>Total</b>				<b>R\$ 22,440.00</b>	

Por fim, para as canaletas de concreto moldadas in loco, a partir da Tabela de Composição de Preços para Orçamentos (PINI, 2010) e Tabela de Custos Analítica Manutenção e Reformas (2017), o custo está representado na Tabela 23.

Tabela 23 - Estimativa de custo para as canaletas

<b>Canaletas de concreto moldadas in loco - para 2600 m</b>					
<b>Componentes</b>	<b>Unid.</b>	<b>Consumos</b>	<b>Preço Unitário</b>	<b>Preço Total</b>	
Ajudante de carpinteiro	h	3770	R\$ 10.00	R\$ 37,700.00	
Carpinteiro	h	3770	R\$ 12.50	R\$ 47,125.00	
Pedreiro	h	962	R\$ 12.50	R\$ 12,025.00	
Servente	h	4784	R\$ 10.00	R\$ 47,840.00	
Chapa compensada resinada (comprimento: 2200 mm / espessura: 12 mm / largura: 1100 mm)	m <sup>2</sup>	1716	R\$ 9.18	R\$ 15,752.88	
Concreto dosado em central convencional brita 1 e 2 (resistência 15 MPa)	m <sup>3</sup>	156	R\$ 207.64	R\$ 32,391.84	
Prego 16 x 24 com cabeça (comprimento: 55 mm / diâmetro 2,70 mm)	kg	676	R\$ 7.90	R\$ 5,340.40	
Sarrafo aparelhado (seção transversal: 1 x 2" / tipo de madeira cedro)	m	6864	R\$ 4.74	R\$ 32,535.36	
<b>Total</b>				<b>R\$ 230,710.48</b>	

Os preços da Tabela de Composição de Preços para Orçamentos (PINI, 2010), Tabela de Custos Analítica Manutenção e Reformas (2017) e demais preços apresentados não

contemplam o BDI, que são as despesas indiretas do construtor ou do profissional responsável pela obra, os encargos financeiros, os tributos federais e municipal e a remuneração da empresa que executará a obra. De acordo com os valores apresentados anteriormente, o custo total para a obra será de aproximadamente R\$ 1.000.000,00.

## 6 CONCLUSÕES

Procurou-se optar por soluções economicamente viáveis para a estabilização da boçoroca apresentada no trabalho. Como não houve restrição para cortes do terreno natural, o retaludamento foi uma ótima alternativa para diminuição de custos, pois caso o mesmo não fosse possível, obras de contenção teriam que ser realizadas, elevando o custo da obra. O material de corte foi alocado na própria área do processo erosivo, diminuindo também custos com transporte e bota fora.

Foi proposto proteção do pé do talude com gabião manta e geotêxtil, a fim de prevenir possíveis solapamentos de base devido a ação do fluxo de água, e barramentos para dissipar a energia das águas. Além disso, um sistema de drenagem foi previsto, com canaletas, escadas d'água, caixas de transição, bacias de amortecimento e trincheiras drenantes em talude.

A partir do custo estimado apresentado anteriormente, infere-se que a realização da obra é praticável, ainda mais considerando o fato de que vidas podem estar em risco, caso o processo continue evoluindo.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AKAN, A. O.; HOUGHTALEN, R. J. **Urban Hydrology, Hydraulics and Stormwater Quality. Engineering Applications and Computer Modeling.** Publisher John Wiley e Sons. 2003.
- ALMEIDA FILHO, G. S. **Noções básicas para controle e prevenção de erosão em área urbana e rural,** 2004.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR11682 - Estabilidade de Encostas.** Rio de Janeiro, 2009.
- BASTOS, C.A.B. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados.** Porto Alegre/RS, 1999, 298p. Tese de Doutorado em Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- BASTOS C. A. B.,MILITITSKYJ.&GEHLING W.A **Avaliação da erodibilidade dos solos sob o enfoque geotécnico – pesquisas e tendências,** 2000.
- BELLINAZZI JUNIOR, R., BERTONI, D., LOMBARDI NETO, F. **A ocorrência de erosão rural no Estado de São Paulo.** In: Simpósio sobre o controle da erosão, 2<sup>a</sup> edição, São Paulo. Anais. SaoPaulo: ABGE, 1981. p.117-137.
- BISHOP, A. W. **The Use of The Slipe Circle in The Stability Analysis of Slopes.** Geotechnique, 1955, v. 5, n. 1, p. 7-17.
- BRASIL. **Lei 6.766/79 – Lei de Lehmann.** 1979.
- CERRI, L. E. S. & AMARAL, C. P. **Riscos Geológicos.** In BRITO, S. N. A.; OLIVEIRA, A. M. S. Geologia de Engenharia. ABGE, São Paulo, 1998. P. 301-310.
- CORREA, C. M. **Carta geotécnica das sub-bacias dos córregos do Sossego e do Barracão nos municípios de Americana e Santa Bárbara d'Oeste na escala 1:20.000.** Rio Claro – SP, 2011. Trabalho de Formatura. IGCE-UNESP-Campus de Ria Claro.
- CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Mapa geológico do Estado de São Paulo.** 2006.
- DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA - DAEE. **Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas.** São Paulo: DAEE, 2005.
- DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA – DAEE. INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS – IPT. **Controle de erosão; bases conceituais e técnicas; diretrizes para o planejamento urbano e regional; orientações para o controle de boçorocas urbanas.** São Paulo: DAEE/IPT. 92p.il. 1989
- DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA – DAEE. **Instrução DPO nº 002.** Diretoria de Procedimentos de Outorga e Fiscalização. 2007.
- DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA – DEINFRA. IN 02/94 **Instruções Normativas para Execução de Sondagens.** Santa Catarina, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES- DNIT. **Manual de Drenagem de Rodovias.** Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES- DNIT. **Relatório de anteprojeto das Vias Laterais de Natal e Parnamirim.** 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Planilha de Preços Unitários.** SICRO 2. 2012.

EL-SWAIFY, S. A., DANNER, E. W., ARMSTRONG, C. L. **Soil erosion by water in the tropics.** 1982. Research Extension Series, College of Agriculture and Juman Resources, University of Hawai.

EMPLASA. **Ortofotos e Modelos Digitais de Superfície.** Produtos Cartográficos. 2011.

ESCOLA ENGENHARIA. **Muro de arrimo: o que é e principais tipos.** Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/muro-de-arrimo/>. Acessado em: 28 jan. 2018.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Design of Riprap Revetment.** Washington, D. C. USA, 1989.

FIESP. SINDIPEDRAS. **Pedreiras Associadas da Região Metropolitana de São Paulo.** Disponível em <http://www.fiesp.com.br/sindipedras/sobre-o-sindipedras/associados/relacao-de-pedreiras/>. Acessado em: 03 jan. 2018.

FILIZOLA, H. F. et al. **Controle dos Processos Erosivos Lineares (ravinhas e voçorocas) em Áreas de Solos Arenosos.** Circular Técnica Embrapa, São Paulo, 2011.

FONSECA, A.M.M.C.C. **Técnicas para previsão, prevenção e contenção da erosão em taludes e encostas.** In: Simpósio Nacional sobre o Controle de Erosão, 2., 1981, São Paulo/SP.ABGE, 1981.v.1, p.217–234.

FONSECA, A.M.M.C.C.; FERREIRA, C.S.M. **Metodologia para determinação de um índice de erodibilidade de solos.** In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais, 1., 1981, Rio de Janeiro/RJ.COPPE/ABMS, 1981.p.646–667.

GRANDO, A. **Monitoramento e modelagem hidrossedimentológica em uma microbacia hidrográfica experimental.** 2011.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. **Bases e referencias cartográficas.** 2010.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS – **Diagnóstico e Diretrizes para Estabilização do Processo Erosivo Localizado na Divisa dos Municípios de Santa Bárbara d’Oeste e Americana, SP.** São Paulo. 2012. (Relatório Técnico 141.866-205)

HACHICH, W. C. et al. **Solo grampeado: análises de equilíbrio limite e tensão-deformação.** ABMS. 2008.

HOLANDA, F. J. M. **Erosão dos solos: práticas conservacionistas.** Fortaleza, SEBRAE – CE; 1999, 45p.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO - IPT. **Orientações para o combate à erosão no Estado de São Paulo, Bacia do Peixe-Paranapanema.** São Paulo, 1986, 6 vols. (IPT, Relatório, 24.739).

IWASA, O. Y. ; FENDRICH, R. **Controle da Erosão Urbana.** In: GEOLOGIA DE ENGENHARIA. CNPq/FAPESP. ABGE, São Paulo, 1998, Cap.16.

INDERBITZEN, A.L. **An erosion test for soils.** Materials Research & Standards, Philadelphia, v.1, n.7, p.553–554, 1961.

LIMA, H. M.; SILVA, E. S.; RAMINHOS, C. **Bacias de retenção para gestão do escoamento: métodos de dimensionamento e instalação.** Disponível em: [http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0370-44672006000100013](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0370-44672006000100013). Acessado em: 20 jun. 2017.

MACGEO PRODUTOS PARA ENGENHARIA CIVIL. Disponível em: <http://macgeo.com.br/site/index.php>. Acessado em: 25 jan. 2018.

MAYS, L. **Stormwater drainage systems design handbook.** Nova York: McGrawHill, 2001.

M&T MANUTENÇÃO E TECNOLOGIA. **Tabela de Custo Horário de Equipamentos.** Disponível em: [http://www.revistamt.com.br/PDFS/tabela\\_custo\\_horario\\_2016.pdf](http://www.revistamt.com.br/PDFS/tabela_custo_horario_2016.pdf). Acessado em: 26 jan. 2018.

MFRURAL. **Telas e alambrados.** Disponível em: <http://www.mfrural.com.br/detalhe/tela-de-alambrado-162176.aspx>. Acessado em 25 jan. 2018.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Soil characterization of mapping units for highway purposes in a tropical area.** Bulletin of the International Association of Engineering Geology, Krefeld, n.19, p.196–199, 1979.

OBRAS24HORAS. **Solo grampeado.** Disponível em: <http://www.obra24horas.com.br/materias/construcao/solo-grampeado>. Acessado em: 28 jan. 2018.

PEREIRA, T. S. **Avaliação do desempenho de diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes em barragens de terra.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Centro de Ciências Rurais. Programa de pós-graduação em Engenharia Agrícola. Santa Maria/RS. 2013.

PERROTTA, M.M. et al. **Mapa Geológico do Estado de São Paulo. Escala 1:750.000.** São Paulo: CPRM, 2005. (Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil).

PINI. **Tabela de Composição de Preços para Orçamentos.** 13ª edição. 2010.

PINI. **Tabela de Custos Analítica Manutenção e Reformas.** 2017.

PINTO, C. S., GOBARA W., PERES, J. E. E. & NADER, J. J. **Propriedades dos Solos Residuais.** Mesa Redonda - Solos do Interior de São Paulo. ABMS e ABEF, São Paulo, 1993. p. 94-142.

SALES, I. **Execução de dispositivos de drenagens pluvial em obras rodoviárias.** Disponível em: <http://monteirosales.blogspot.com.br/2015/01/dispositivos-de-drenagem-obras-rodoviarias.html>. Acessado em: 28 mai. 2017.

SALOMÃO, F.; ANTUNES, F. **Solos.** In: GEOLOGIA DE ENGENHARIA. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental - ABGE. São Paulo, 1998.cap. 6.

SANTORO, J. **Fenômenos erosivos acelerados na região de São Pedro – SP. Estudo da fenomenologia com ênfase geotécnica.** Rio Claro – SP, 1991. Dissertação de Mestrado. IGCE-UNESP-Campus de Rio Claro.

SANTORO, J. **Análise da ocorrência de processos erosivos no município de Campinas (SP), a partir da interação entre a suscetibilidade natural à erosão hídrica e o uso e ocupação do solo.** Rio Claro – SP, 2000. Tese de Doutorado. IGCE-UNESP-Campus de Rio Claro.

SÃO PAULO. **Rede de Drenagem do Estado de São Paulo.** Coordenadoria de Planejamento Ambiental, Secretaria do Meio Ambiente de São Paulo. 2013.

SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS). **Urban Hydrology for Small Watersheds.** Technical release 55, U.S. Department of agriculture, Washington DC. 1986.

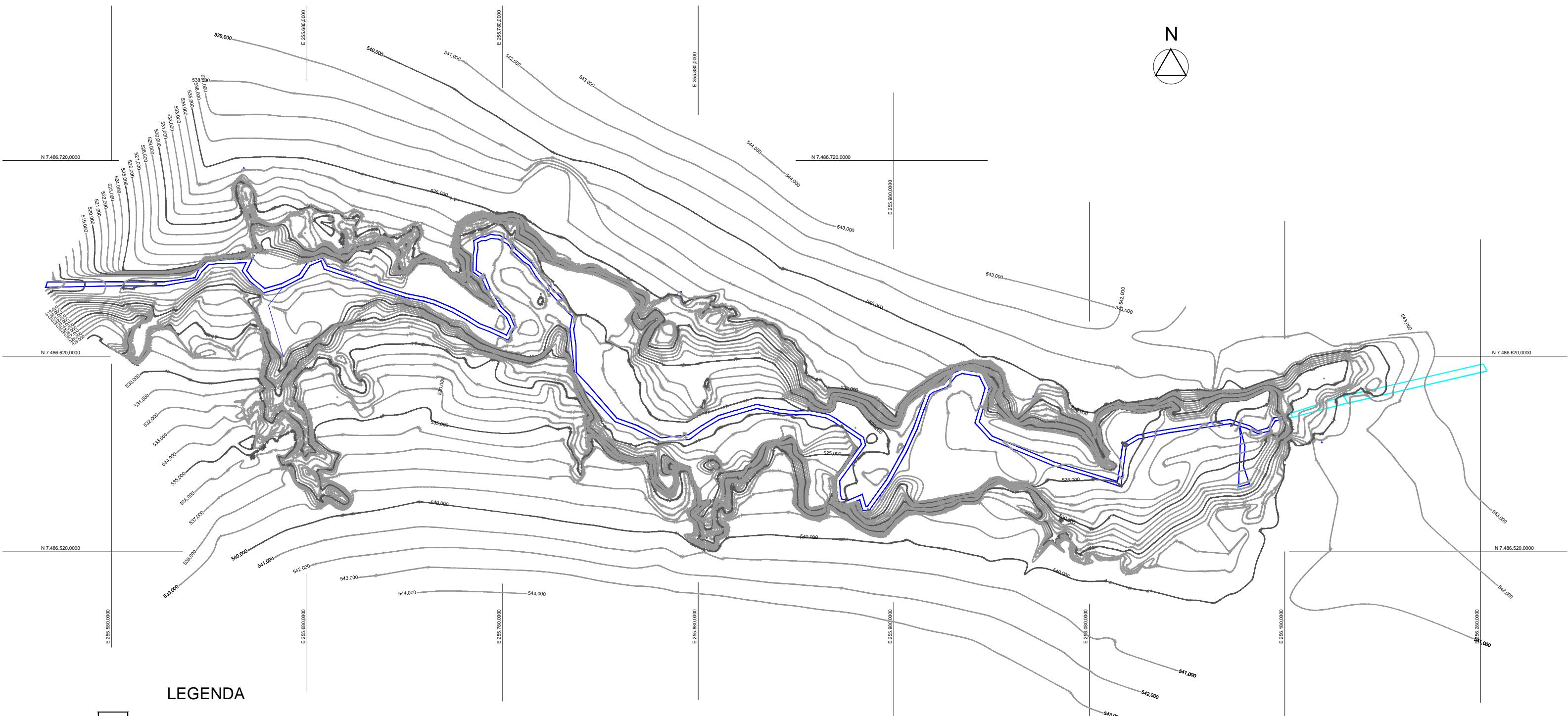
TOMAZ, P. **Fórmula de Manning e canais.** Curso de Manejo de águas pluviais. Cap. 50. 2011.

TUCCI, C.E.M. et. al. **Hidrologia: Ciência e Aplicação.** Porto Alegre: Ed. UFRGS/.ABRH/EDUSP, 1993. 943 p.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. ESCOLA SUPERIOR DE AGRICULTURA LUIZ DE QUEIROZ. **Fatores de formação do solo.** Programa Solo na Escola. Disponível em <http://solonaescola.blogspot.com.br/2011/10/fatores-de-formacao-do-solo-4.html>. Acessado em: 21 ago. 2017.

WOLLE, C. M. **Taludes Naturais – Mecanismos de Instabilização e Critérios de Segurança.** Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo, 1980. 345p.

## ANEXO A - DESENHOS

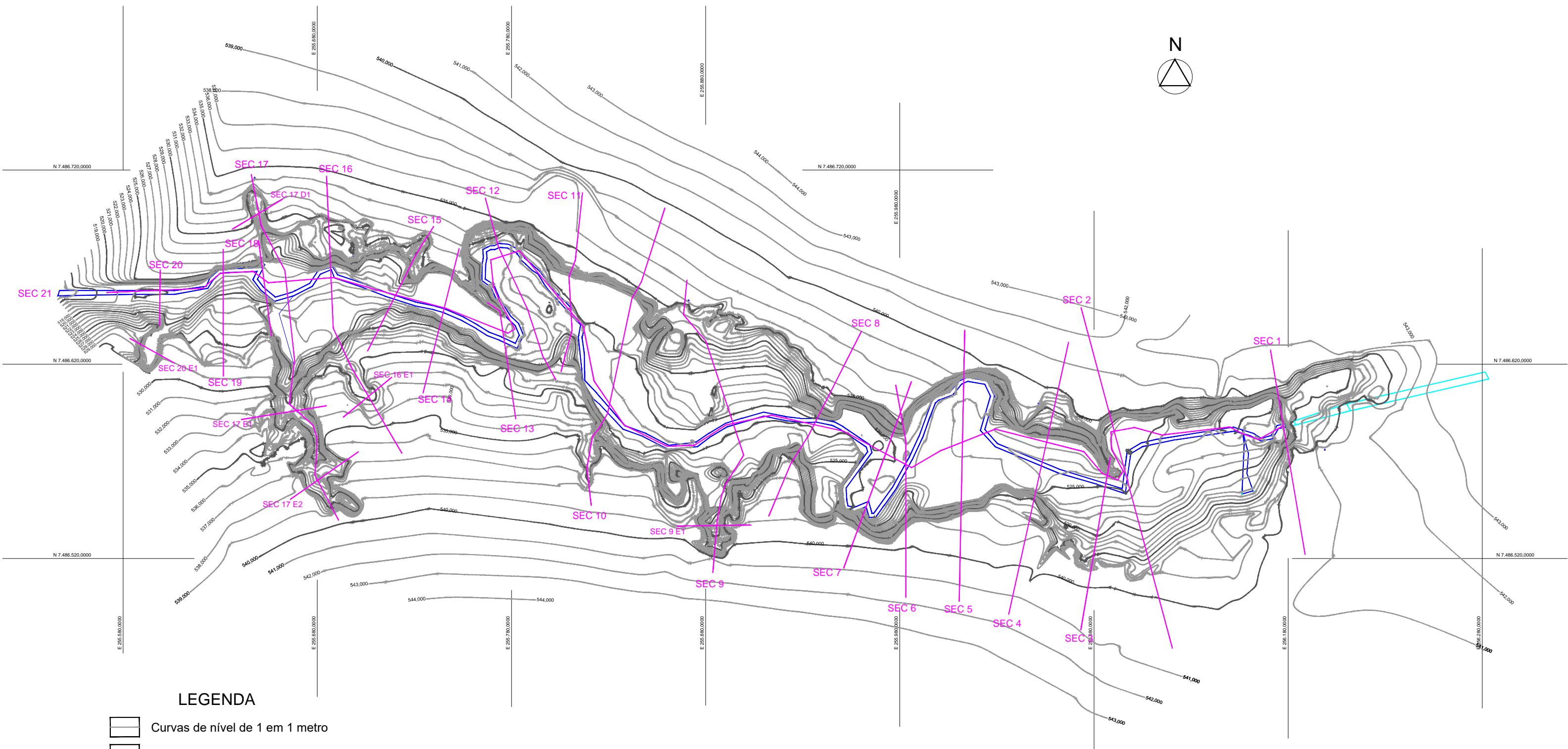


#### LEGENDA

- Curvas de nível de 1 em 1 metro
- Curvas de nível de 5 em 5 metros
- Córrego Suzigan
- Galeria de águas pluviais

ESCALA GRÁFICA  
0 20 40 60 80 100 metros

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO - Desenho nº 01



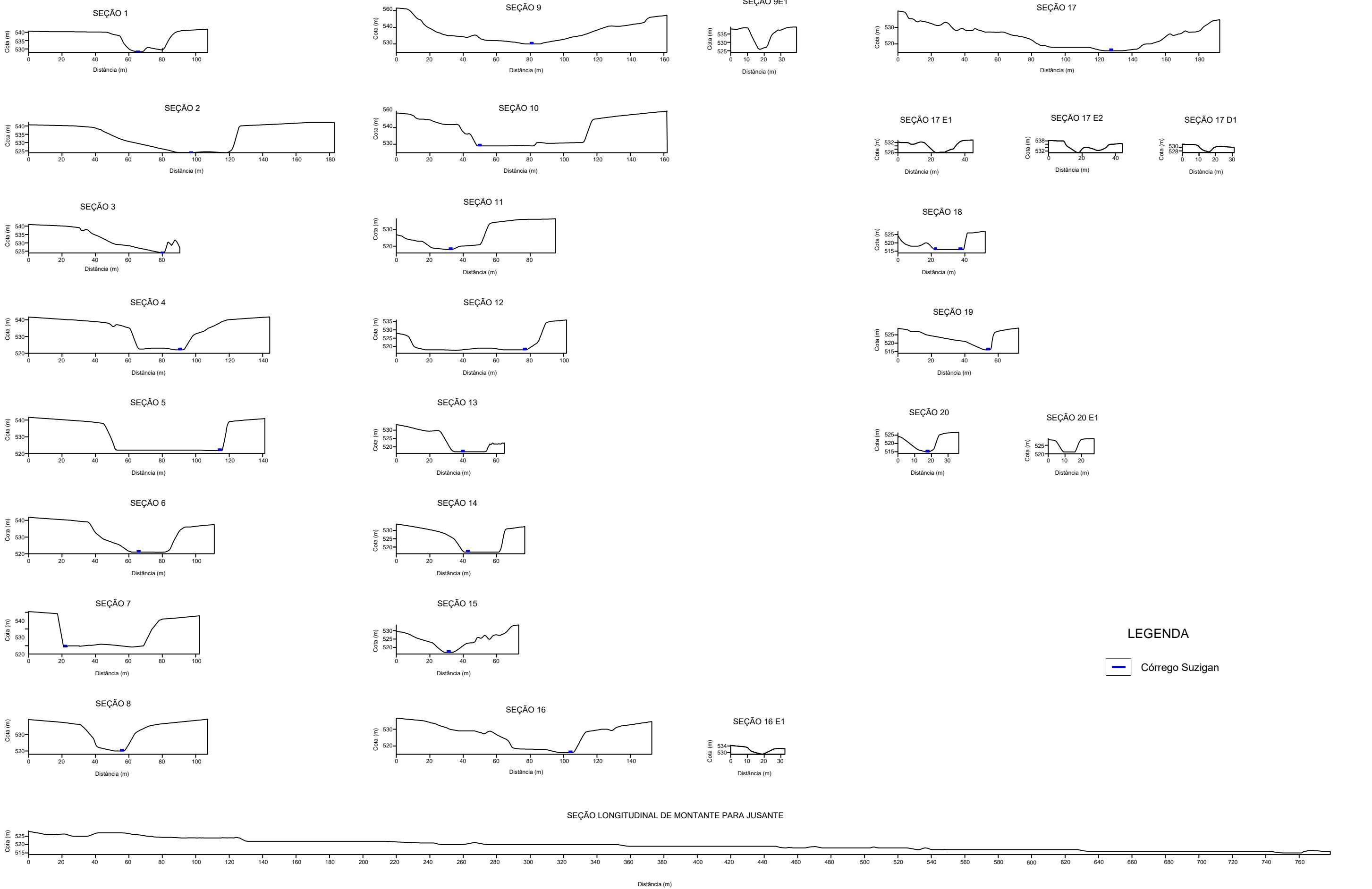
#### LEGENDA

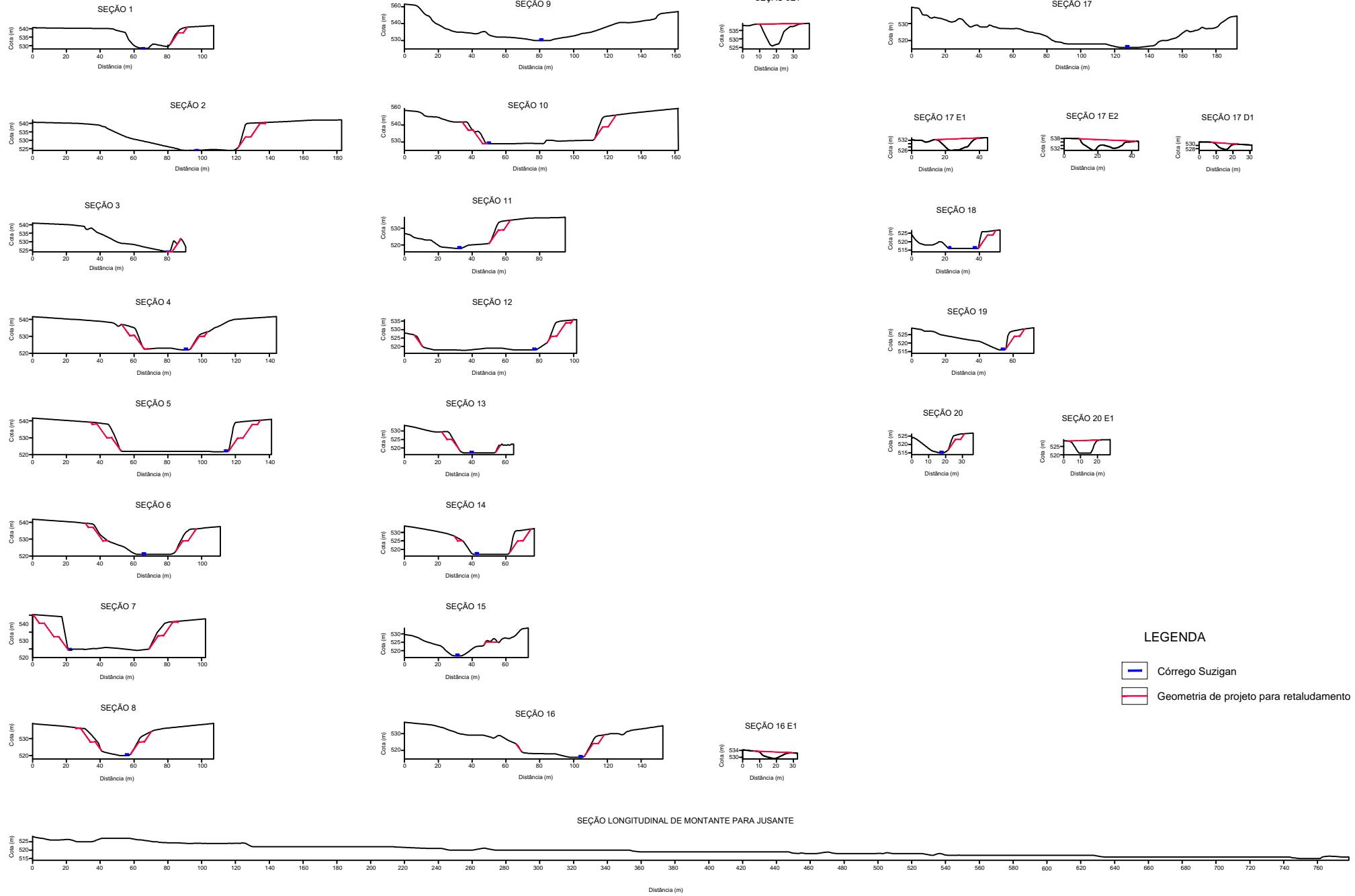
- Curvas de nível de 1 em 1 metro
- Curvas de nível de 5 em 5 metros
- Córrego Suzigan
- Galeria de águas pluviais
- Seções

ESCALA GRÁFICA

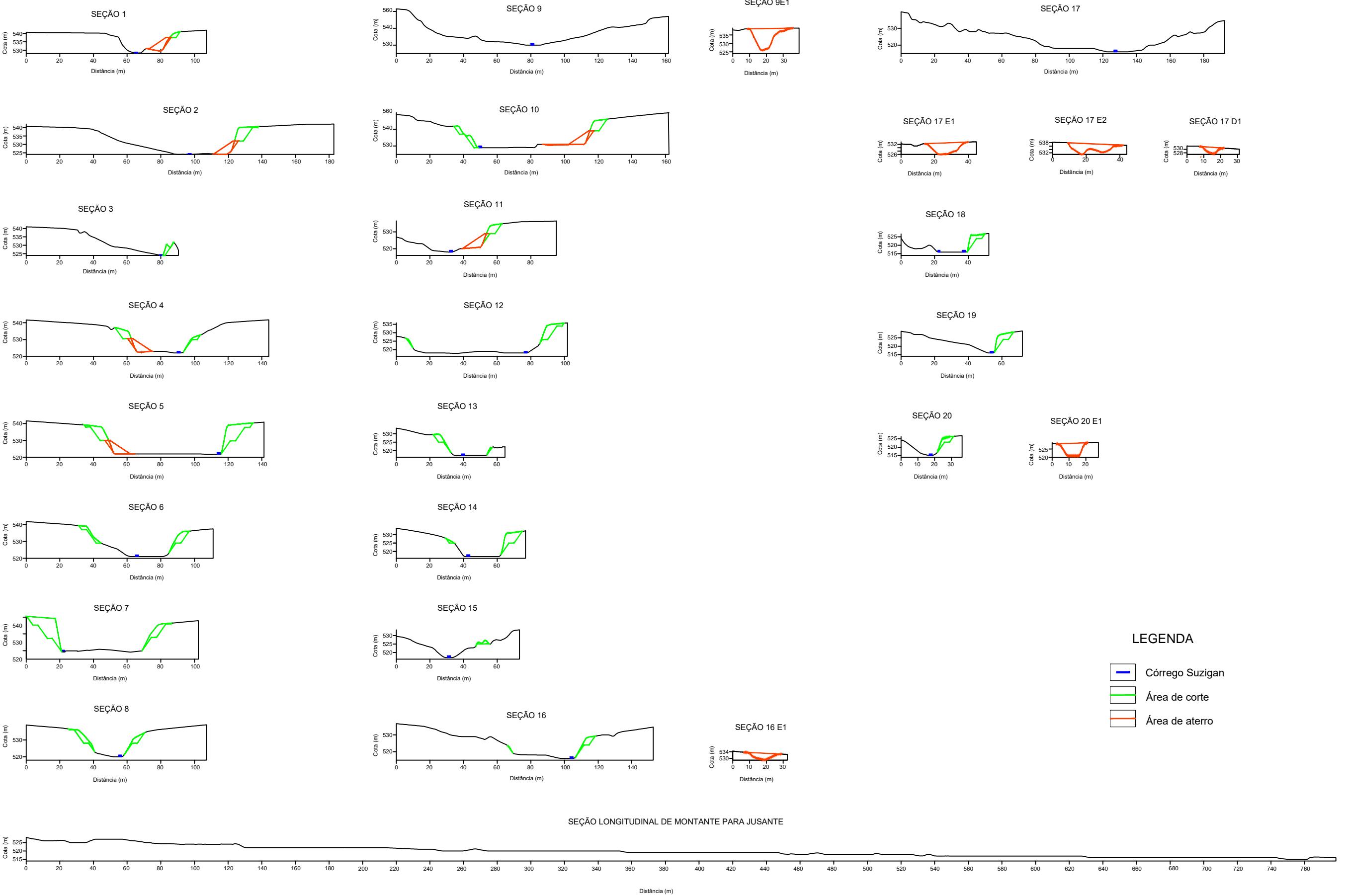
0 20 40 60 80 100 metros

SEÇÕES LOCADAS AO LONGO DA BOÇOROCA - Desenho nº 02

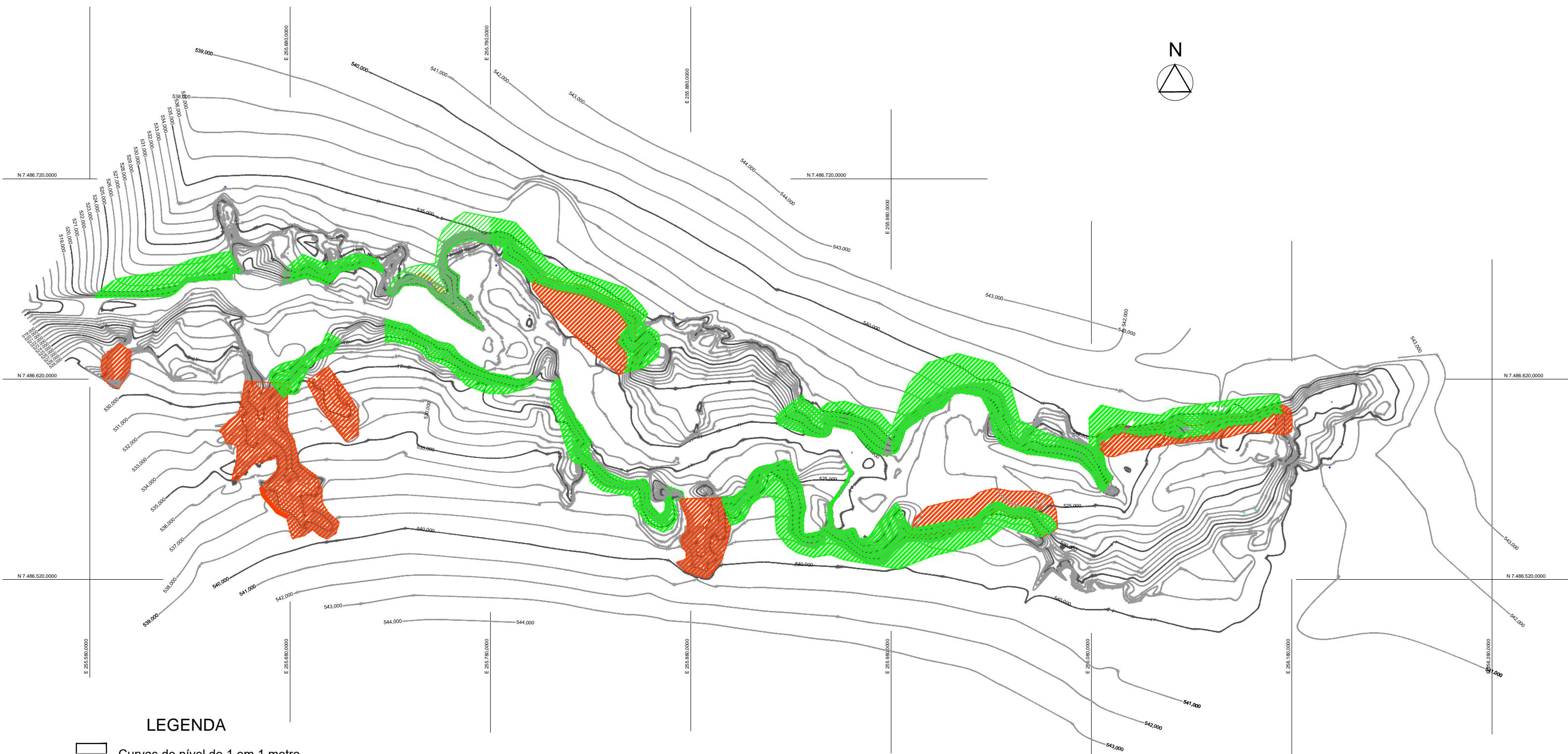




SEÇÕES EM PERFIL COM GEOMETRIA DE PROJETO - Desenho nº 04



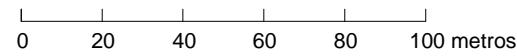
SEÇÕES EM PERFIL COM CORTE E ATERRO - Desenho nº 05



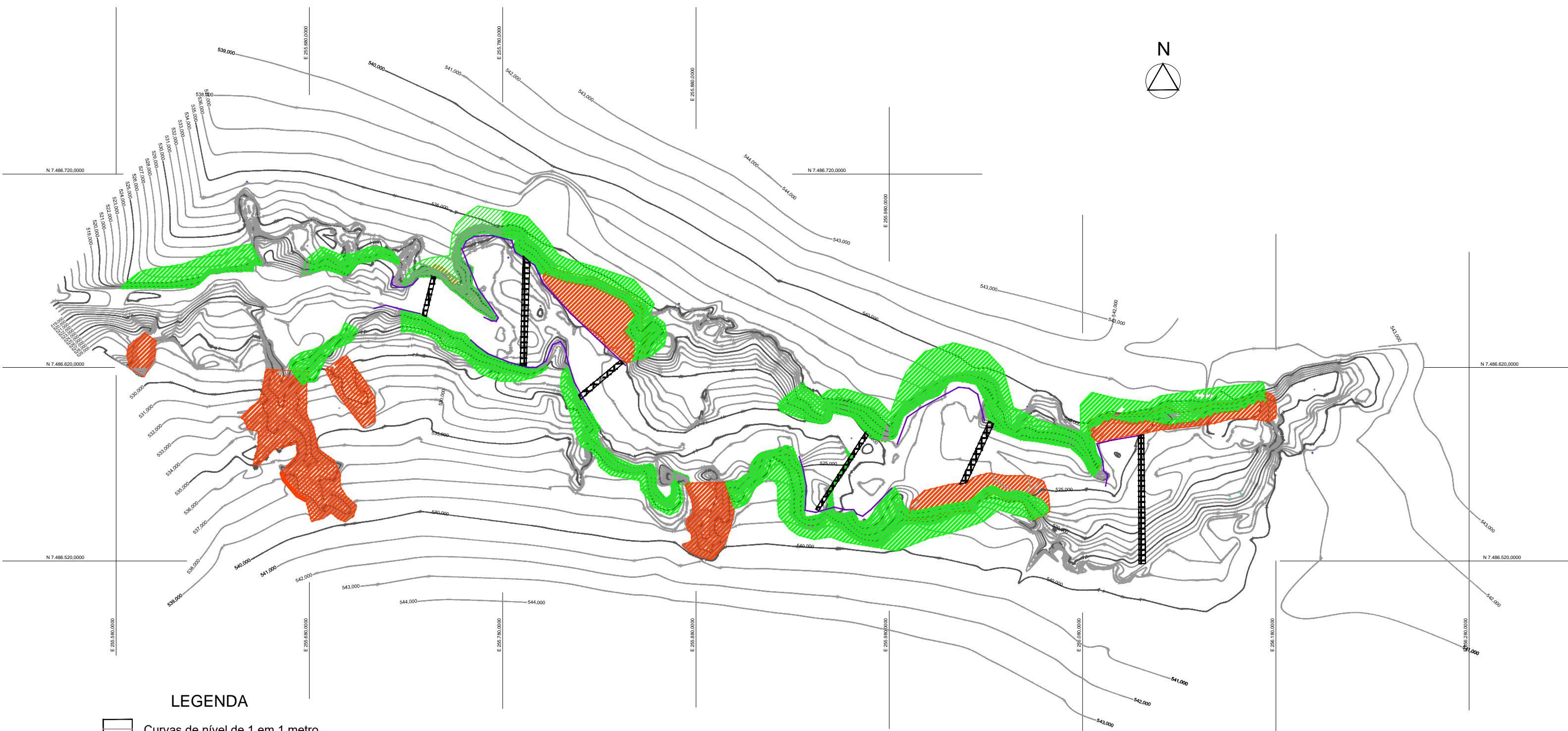
### LEGENDA

- [White box] Curvas de nível de 1 em 1 metro
- [White box with diagonal lines] Curvas de nível de 5 em 5 metros
- [Green hatched box] Corte em planta
- [Red hatched box] Aterro em planta

### ESCALA GRÁFICA



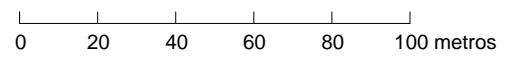
CORTE E ATERRO EM PLANTA - Desenho nº 06



#### LEGENDA

- [White box] Curvas de nível de 1 em 1 metro
- [White box] Curvas de nível de 5 em 5 metros
- [Green hatched box] Corte em planta
- [Red hatched box] Aterro em planta
- [Purple outline box] Proteção de talude
- [Black dashed box] Barramentos

#### ESCALA GRÁFICA



REPRESENTAÇÃO DA PROTEÇÃO DE TALUDE E BARRAMENTOS - Desenho nº 07