



CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PROJETO E EXECUÇÃO DA CANALIZAÇÃO DO RIBEIRÃO DA AVENIDA
OTÁVIO MARQUES DE PAIVA EM VARGINHA-MG: ESTUDO DE CASO

VINICIUS FREIRE FAGUNDES

VARGINHA - MG
2022

VINICIUS FREIRE FAGUNDES

PROJETO E EXECUÇÃO DA CANALIZAÇÃO DO RIBEIRÃO DA AVENIDA
OTÁVIO MARQUES DE PAIVA EM VARGINHA-MG: ESTUDO DE CASO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais como requisito parcial para
obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientadora: Profa. Dra. Valéria Antônia Justino Rodrigues

Coorientador: Prof. Dr. Armando Belato Pereira

VARGINHA - MG

2022

VINICIUS FREIRE FAGUNDES

PROJETO E EXECUÇÃO DA CANALIZAÇÃO DO RIBEIRÃO DA AVENIDA
OTÁVIO MARQUES DE PAIVA EM VARGINHA-MG: ESTUDO DE CASO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais como requisito parcial para
obtenção do título de Engenheira Civil.

Data de aprovação: 03/02/2022

Banca examinadora:



Valéria Antônia Justino Rodrigues, Dra.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG) –
Unidade Varginha



Armando Belato Pereira, Dr.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG) –
Unidade Varginha



Luciana Alvarenga Santos, Dra.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG) –
Unidade Varginha



Antonicelli Carlos da Silva, Engenheiro Civil.

Fiscal da Secretaria Municipal de Obras e Serviços Urbanos – Prefeitura de
Varginha

AGRADECIMENTOS

À Professora Valéria Antônia Justino Rodrigues, que gentilmente aceitou a me orientar nas atividades finais da graduação. Obrigado pelo carinho e por toda ajuda ao longo desta caminhada!

Aos engenheiros da SOSUB, em especial Antonicelli e William, e ao engenheiro Patrick da *Construtora Corte* pela disposição em contribuir com este trabalho e por toda informação e conhecimento compartilhados.

Ao Luís Phillipe pelo carinho, companheirismo, apoio e incentivo que tanto se fizeram fundamentais durante as atividades finais da graduação e de tantos momentos outros.

Ao Professor Nilton César da Silva que com sua maneira entusiasta e contagiante apresenta com muito amor o incrível mundo da matemática.

Aos colegas de classe da turma 2015/2, em especial João, Luana, Poliana e Rodrigo, que me acompanharam e que muito compartilharam comigo nas diversas atividades, trabalhos, relatórios e estudos durante toda a graduação.

RESUMO

O processo de urbanização no Brasil se iniciou no século XX como uma resposta ao processo de industrialização. Com a implantação de novas áreas urbanas, além do crescimento das existentes, pode-se notar diversas alterações no meio ambiente como, por exemplo, a supressão de coberturas vegetais o que acarreta no aumento do escoamento superficial de águas pluviais devido à redução dos processos de infiltração, de evapotranspiração e de interceptação das águas precipitadas. Esse incremento no escoamento superficial, por sua vez, tem como consequência o aumento de eventos como inundações, alagamentos e enchentes. A Avenida Otávio Marques de Paiva, importante via pública do município de Varginha, se encontra com o sistema de drenagem de águas pluviais sobrecarregado devido ao intenso escoamento que aflui em suas galerias, tornando o sistema ineficiente e acarretando alagamentos sazonais no local. Desta forma, este estudo visou apresentar as fases de um processo de implantação de um sistema de drenagem urbana contemplando todo o processo de canalização do curso d'água da avenida, desde os estudos preliminares, a elaboração do projeto e a aprovação nos órgãos ambientais competentes, o orçamento de materiais e recursos necessários e o processo licitatório, até a execução da obra propriamente dita. Foi então proposto pela SOSUB da Prefeitura Municipal o projeto de um canal formado um trecho de aduelas abertas seguido por um trecho de gabião, totalizando cerca de 365,0 m de extensão. A obra foi executada pela *Construtora Corte LTDA* sob contrato com previsão orçamentária de R\$ 4.032.069,02, valor do qual foram consumidos 93,49% para a consumação dos serviços realizados de março a dezembro do ano de 2021.

Palavras-chave: Hidrotecnia; Urbanização; Alagamento; Obras de drenagem.

ABSTRACT

The urbanization process in Brazil began in the 20th century as a response to the industrialization process. With the implementation of new urban areas, in addition to the growth of existing ones, several changes in the environment can be noticed, such as, for example, the suppression of plant cover which results in increased surface runoff of rainwater due to the reduction of infiltration, evapotranspiration and interception of precipitated waters. This increase in surface runoff, in turn, has the result of increased events such as floods, floods and floods. Avenida Otávio Marques de Paiva, an important public road in the municipality of Varginha, meets the overloaded rainwater drainage system due to the intense flow flowing in its galleries, making the system inefficient and resulting in seasonal flooding on site. Thus, this study aimed to present the phases of a process of implementation of an urban drainage system contemplating the entire process of channeling of the watercourse of the mall, from preliminary studies, the elaboration of the project and approval in the competent environmental agencies, the budget of materials and resources required and the bidding process, until the execution of the work itself. It was then proposed by SOSUB of the City Hall the project of a canal formed a stretch of open staves followed by a stretch of gabion, totaling about 365.0 m long. The work was executed by *Construtora Corte LTDA* under contract with budget forecast of R\$ 4,032,069.02, amount of which 93.49% were consumed for the consummation of services performed from March to December 2021.

Key-words: Hydrotechnics; Urbanization; Flooding; Drainage Works.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Inundação ocorrida na Avenida Otávio Marques de Paiva em fev. de 2016	13
Figura 2 – Inundação ocorrida na Avenida Otávio Marques de Paiva em dez. de 2020 ..	14
Figura 3 – Inundação ocorrida na Avenida Otávio Marques de Paiva em jan. de 2021	14
Figura 4 – Fluxograma das etapas de desenvolvimento de projeto na SOSUB	25
Figura 5 – Bacia hidrográfica do córrego da Avenida Otávio Marques de Paiva	26
Figura 6 – Seção arbitrada inicialmente arbitrada para o canal (cotas em metro)	30
Figura 7 – Imagem obtida do <i>Google Earth</i> ilustrando os trechos do canal	33
Figura 8 – Geometria das aduelas abertas de concreto armado	34
Figura 9 – Terraplanagem inclinada ($i=5^\circ$) nas laterais do canal	35
Figura 10 – Ações consideradas atuantes nas aduelas abertas	36
Figura 11 – Gráfico de deslocamentos das aduelas abertas	38
Figura 12 – Diagrama de esforços normais nas aduelas abertas	38
Figura 13 – Diagrama de esforços cortantes nas aduelas abertas	39
Figura 14 – Diagrama de momentos fletores nas aduelas abertas	39
Figura 15 – Pontos de verificação dos esforços solicitantes nas aduelas abertas	41
Figura 16 – Armaduras principais submetidas à flexão nas aduelas abertas	42
Figura 17 – Detalhamento (por metro linear) das armaduras das aduelas abertas	43
Figura 18 – Seções críticas para o estudo de abertura de fissuras	44
Figura 19 – Detalhe: perspectiva esquemática do escalonamento das caixas	48
Figura 20 – Detalhe: perspectiva esquemática do gabião (sem escala)	48
Figura 21 – Detalhe: perspectiva esquemática do colchão reno (sem escala)	49
Figura 22 – Detalhe: malha do colchão reno (sem escala)	49
Figura 23 – Detalhe: bobina de geossintético (sem escala)	49
Figura 24 – Imagem obtida do <i>Google Earth</i> ilustrando a locação da edificação provisória no canteiro de obras	50
Figura 25 – Fotografia ilustrando o exterior da edificação provisória (a). Fotografia ilustrando o escritório da edificação provisória (b). Fotografia ilustrando o refeitório da edificação provisória (c). Fotografia ilustrando o almoxarifado da edificação provisória (d)	51
Figura 26 – Fotografia ilustrando a etapa de locação topográfica do trecho de gabião (a). Fotografia ilustrando a limpeza do trecho de gabião (b). Fotografia ilustrando a etapa de transporte do material de limpeza (c). Fotografia ilustrando a escavação do leito do trecho de gabião (d)	53
Figura 27 – Fotografia ilustrando a descarga em bota-fora de material escavado (a). Fotografia ilustrando o recebimento de pedra de mão (b). Fotografia ilustrando a descarga de pedra de mão no leito do trecho de gabião (c). Fotografia ilustrando a montagem das telas de gabião (d)	54
Figura 28 – Fotografia ilustrando a etapa de montagem do muro de gabião na porção final do trecho (a). Fotografia ilustrando a etapa de cercamento do local com tela-tapume (b)	55

Figura 29 – Fotografia ilustrando a etapa de limpeza para reaterro do trecho de gabião (a). Fotografia ilustrando o reaterro do trecho de gabião (b). Fotografia ilustrando a execução do meio-fio do trecho de gabião (c). Fotografia ilustrando a execução dos muros laterais de gabião (d)	57
Figura 30 – Fotografia ilustrando a execução do colchão reno do trecho de gabião (a). Fotografia ilustrando a locação topográfica do trecho de aduelas abertas (b). Fotografia ilustrando a limpeza do trecho de aduelas (c). Fotografia ilustrando a escavação do trecho de aduelas (d)	58
Figura 31 – Fotografia ilustrando o plantio de grama do trecho de gabião (a). Fotografia da concretagem da calçada do trecho de gabião (b). Fotografia da execução do enrocamento do trecho de aduelas (c). Fotografia da execução do piso de regularização do trecho de aduelas (d)	60
Figura 32 – Fotografia ilustrando a vista aérea do trecho de aduelas abertas (a). Fotografia ilustrando o acerto do terreno de bota-fora (b)	61
Figura 33 – Fotografia ilustrando o içamento das aduelas fechadas (a). Fotografia ilustrando a etapa de execução do segmento de aduelas fechadas (b). Fotografia ilustrando o fechamento de meia pista na região afetada pelo surgimento de trincas no leito asfáltico (c)	62
Figura 34 – Fotografia ilustrando o transporte das aduelas abertas	63
Figura 35 – Fotografia ilustrando as aduelas abertas disponíveis para instalação (a). Fotografia ilustrando a instalação das aduelas abertas (b). Fotografia ilustrando a etapa de rejunte entre as peças das aduelas (c). Fotografia ilustrando o reaterro do trecho de aduelas abertas (d)	64
Figura 36 – Fotografia ilustrando o içamento das peças das aduelas abertas	65
Figura 37 – Fotografia ilustrando a etapa de execução do trecho de aduelas abertas	65
Figura 38 – Fotografia do reaterro das bordas do trecho de aduelas (a). Fotografia da compactação das bordas do trecho de aduelas (b). Fotografia da execução do meio-fio das calçadas do trecho de aduelas (c). Fotografia da concretagem das calçadas do trecho de aduelas (d)	66
Figura 39 – Fotografia ilustrando a etapa de acabamento das aduelas abertas	67
Figura 40 – Foto de um ramal aferente ao trecho de aduelas - a (a). Foto de um ramal aferente ao trecho de aduelas- b (b). Foto da execução da boca de lobo de um ramal aferente ao trecho de aduelas (c). Foto da finalização da concretagem das calçadas do trecho de aduelas (d)	68
Figura 41 – Fotografia ilustrando a execução dos cortes de dilatação das calçadas do trecho de aduelas abertas (a). Fotografia ilustrando a etapa de plantio de grama nos taludes do trecho de aduelas abertas (b)	69
Figura 42 – Gráfico do capital empenhado acumulado da porcentagem acumulada em relação ao orçamento contratado em função dos meses	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dados topográficos e de caracterização dos trechos do canal	32
Tabela 2 – Critérios de projeto para o dimensionamento das armaduras das aduelas	37
Tabela 3 – Valores máximos de deslocamentos e esforços nas aduelas abertas	39
Tabela 4 – Esforços solicitantes para a situação de içamento nas aduelas abertas	41
Tabela 5 – Esforços solicitantes para a situação de carregamento nas aduelas abertas ..	41
Tabela 6 – Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração nas aduelas	42
Tabela 7 – Estudo de fissuras para a situação de içamento nas aduelas abertas	44
Tabela 8 – Estudo de fissuras para a situação de carregamento nas aduelas abertas	45

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- ABNT** – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- CODEMA** – Conselho Municipal de Desenvolvimento Ambiental
- CONAMA** – Conselho Nacional do Meio Ambiente
- DEC** – Diagrama de Esforço Cortante
- DEN** – Diagrama de Esforço Normal
- DMF** – Diagrama de Momento Fletor
- EPI** – Equipamento de Proteção Individual
- FCE** – Formulário de Caracterização do Empreendimento
- IBGE** – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
- IDE-SISEMA** – Infraestrutura de Dados Espaciais do Sistema Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos
- IGAM** – Instituto Mineiro de Gestão das Águas
- IPEA** – Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada
- LID** – *Low Impact Development*
- NBR** – Norma Brasileira
- SEMAD** – Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável
- SEMEA** – Secretaria de Meio Ambiente
- SIAM** – Sistema Integrado de Informação Ambiental
- SOSUB** – Secretaria Municipal de Obras e Serviços Urbanos
- SUPRAM** – Superintendência Regional de Meio Ambiente

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
2 JUSTIFICATIVA	15
3 OBJETIVOS	15
3.1 Objetivo Geral	15
3.2 Objetivos Específicos	16
4 REFERENCIAL TEÓRICO	16
4.1 Conceitos: enchente, alagamento, inundação e enxurrada	16
4.2 Medidas de controle de inundação	17
4.2.1 Medidas estruturais	17
4.2.2 Medidas não-estruturais	19
4.2.3 Tecnologias para medidas estruturais	19
4.2.4 Tecnologias para medidas não-estruturais	21
5 MÉTODO DE PESQUISA	22
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES	23
6.1 Etapas de desenvolvimento de projeto na SOSUB	23
6.2 Projeto de engenharia	25
6.2.1 Delimitação e tempo de concentração da bacia hidrográfica	25
6.2.2 Determinação do coeficiente de escoamento superficial médio	27
6.2.3 Determinação da intensidade máxima de chuva	28
6.2.4 Determinação da vazão de projeto	29
6.2.5 Determinação da velocidade de escoamento e dimensionamento da área da seção transversal	29
6.2.6 Projeto de canalização	32
6.2.6.1 Trecho 1 – aduelas abertas	33
6.2.6.2 Trecho 2 – gabião	45
6.2.7 Execução	50
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	71
8 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	72
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	73
ANEXO A – Projeto geométrico e detalhamento do trecho de aduelas abertas	75
ANEXO B – Perfil da linha d'água no canal	76
ANEXO C – Projeto geométrico, detalhamento, perfil e corte do trecho de gabião	77

1 INTRODUÇÃO

Inundações e enchentes são fenômenos naturais que ocorrem com frequência e, normalmente, são consequências de fortes e rápidas precipitações ou chuvas de longa duração. Estes eventos naturais têm sido intensificados, principalmente nas áreas urbanas, por ações antrópicas (BRAGA, 2016).

Inundações, alagamentos e enchentes, além de acarretarem em muitos danos materiais, conferem um grande risco à perda de vidas. Episódios de inundações em áreas urbanas e ribeirinhas têm ocorrido com maior intensidade e maior frequência a cada ano no Brasil, o que ocorre em função da crescente impermeabilização do solo, como consequência da urbanização excessivamente acelerada e também da ocupação ribeirinha, áreas que antes caracterizavam-se várzeas e planícies de inundação naturais (TUCCI, 2007).

Desastres relacionados às enchentes e inundações são muito recorrentes em âmbito mundial e nacional. Com o crescimento demográfico, sobretudo a partir da segunda metade do século XX, muitas cidades brasileiras registraram um aumento populacional demasiadamente acelerado, o que, vinculadas à ausência de planejamento para subsidiar o processo de expansão urbana, contribuiu para o desencadeamento de situações de risco (SILVA, 2007). De acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, em 2015, a maior parte da população brasileira (84,72%) vive em áreas urbanas.

O processo de urbanização traz consigo a modificação das condições de infiltração das águas pluviais decorrente da sua impermeabilização como consequência do uso e ocupação do solo por edificações, estradas, praças, ruas. Dessa forma, a área de infiltração das águas pluviais no solo diminui consideravelmente, ocasionando um aumento dos volumes de escoamento superficial (IPEA, 2020).

Segundo Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA), em 2017, no Brasil, cerca de três milhões de pessoas foram afetadas por inundações, alagamentos e enxurradas. Foram registradas 1.424 ocorrências desses fenômenos no período de 2015 a 2017, em que o Sul do país foi a região mais afetada, representando 57% desses eventos, enquanto as regiões Norte,

Sudeste, Nordeste e Centro-Oeste apresentaram 15%, 13%, 9% e 6%, respectivamente.

Neste contexto, o presente trabalho propõe um estudo de caso sobre a solução encontrada pela Secretaria Municipal de Obras e Serviços Urbanos (SOSUB) da prefeitura do município de Varginha para o curso d'água da Avenida Otávio Marques de Paiva, local que se encontra com o sistema de drenagem de águas pluviais sobrecarregado devido ao intenso escoamento que aflui em suas galerias, provenientes da precipitação de águas pluviais nos diversos bairros que a circundam, tornando o sistema ineficiente e acarretando alagamentos sazonais no local. O estudo visou apresentar as fases de um processo de implantação de um sistema de drenagem urbana contemplando todo o processo de canalização do curso d'água, desde os estudos preliminares, a elaboração do projeto e a aprovação nos órgãos ambientais competentes, o orçamento de materiais e recursos necessários e o processo licitatório, até a execução da obra propriamente dita.

Neste sentido, uma matéria extraída do site *Portal G1*, de fevereiro de 2016, registrou o acúmulo de água no leito da Avenida Otávio Marques de Paiva em função da sua deficiência no escoamento de águas precipitadas (Figura 1).

Figura 1 – Inundação ocorrida na Avenida Otávio Marques de Paiva em fevereiro de 2016.



Fonte: registro realizado por Marcelo Amaral.

De acordo com o site *Varginha Online*, com as chuvas de dezembro de 2020, o trecho da Avenida Otávio Marques de Paiva que intercepta a Avenida Santa Luiza ficou alagado após as águas do ribeirão que passa pelo local transbordarem (Figura 2). Conforme registro realizado pelo *Correio do Sul*, em janeiro de 2021 este mesmo trecho voltou a sofrer com alagamento (Figura 3).

Figura 2 – Inundação ocorrida na Avenida Otávio Marques de Paiva em dezembro de 2020.



Fonte: registro realizado por populares.

Figura 3 – Inundação ocorrida na Avenida Otávio Marques de Paiva em janeiro de 2021.



Fonte: registro realizado por populares.

2 JUSTIFICATIVA

O presente estudo de caso se fez relevante uma vez que o ribeirão da Avenida Otávio Marques de Paiva no bairro Santa Luíza, município de Varginha, se encontra com o sistema de drenagem de águas pluviais sobrecarregado devido ao intenso escoamento superficial, proveniente da precipitação de águas pluviais nos diversos bairros que o circundam, que afluem em suas galerias, tornando o sistema ineficiente e acarretando alagamentos sazonais no local. O local sofre, então, em épocas de chuvas, inundações constantes, que dificultam o fluxo de veículos e pedestres pela avenida.

Mediante questionamento e pressão da comunidade civil do local, a Prefeitura do município, para amenizar os danos ambientais e sociais resultantes de episódios de cheias, atendeu com a obra de canalização do ribeirão visando melhorias no sistema de captação de águas drenadas na localidade, além da construção de calçadas para garantir segurança aos usuários da avenida e proporcionar a prática de atividades físicas à população.

Devido a obra de canalização do ribeirão da Avenida Otávio Marques de Paiva, tratar-se de uma obra de grande porte e de grande importância para o município uma vez que, além dos danos econômicos e sociais causados pela inundação, a avenida configura uma via importante que possibilita o acesso a diversos bairros, à rodovia BR-491 e ao *Via Café Garden Shopping*. Além do mais, nota-se que a literatura se apresenta pouco abrangente em relação aos estudos que visam fornecer informações acerca do delineamento geral de como ocorrem as obras públicas de engenharia na esfera municipal.

3 OBJETIVOS

3.1 Objetivo geral

Apresentar as fases de implantação de um sistema de drenagem urbana contemplando todo o processo de canalização do ribeirão da Avenida Otávio Marques de Paiva.

3.2 Objetivos específicos

Tem-se como objetivos específicos:

- apresentar as etapas licitatória e orçamentária do projeto;
- avaliar a concepção e elaboração do projeto de canalização do córrego;
- analisar o processo de viabilidade ambiental do projeto;
- relatar a execução da obra pela construtora e a fiscalização por parte da Secretaria Municipal de Obras e Serviços Urbanos (SOSUB).

4 REFERENCIAL TEÓRICO

4.1 Conceitos: enchente, alagamento, inundação e enxurrada

Os fenômenos mais comuns associados às enchentes são: i) alagamentos; ii) inundações urbanas; e iii) enxurradas.

Enchentes ou cheias são definidas como fenômenos naturais que ocorrem periodicamente nos cursos d'água devido às chuvas de magnitude elevada e se caracterizam pela elevação do nível d'água no canal de drenagem devido ao aumento da vazão, atingindo a cota máxima do canal, porém, sem extravasar (POMPEO, 2000).

O alagamento é o acúmulo momentâneo de águas em determinados locais por deficiência no sistema de drenagem. Esse ocorre, geralmente, em áreas planas ou com depressões e fundos de vales, com o escoamento superficial comprometido pela topografia e falta ou insuficiência de um sistema de drenagem pluvial no ambiente urbano (BRAGA, 2016).

A inundação pode ser entendida como sendo o transbordamento das águas de rios, riachos, galerias pluviais. Quando as águas saem do leito de escoamento devido à falta de capacidade de descarga do sistema hídrico e atinge a planície de inundação ou área de várzea. A grande preocupação é quando essa área é ocupada pela população para moradia, transporte, recreação, comércio, indústria e outros fins (TUCCI, 1997).

Já enxurrada representa o escoamento superficial concentrado e com alta energia de transporte resultante de fortes chuvas em áreas de acentuado declive (OFICINA DE TEXTOS, 2017).

As enchentes, alagamentos e inundações acarretam impactos não só ambientais, como também socioeconômicos e até perdas de vidas humanas. Afetam a mobilidade nas cidades e a infraestrutura urbana e potencializam a ocorrência de doenças de veiculação hídrica e a proliferação de vetores (IPEA, 2020).

4.2 Medidas de controle de inundação

As enchentes e inundações podem ser prevenidas e controladas por meio de mecanismos que reduzam o excesso de escoamento pluvial e/ou amortecem as ondas de cheias em rios urbanos. As medidas de controle de inundação podem ser classificadas em medidas não-estruturais e estruturais (IPEA, 2020).

As medidas não estruturais englobam aquelas ações em que os prejuízos trazidos pelas inundações são minimizados por uma melhor interação entre a população e as enchentes. Por outro lado, as medidas estruturais compreendem as obras de engenharia que objetivam o controle de enchentes por meio da modificação do sistema fluvial com o intuito de evitar os prejuízos que as enchentes trazem (TUCCI, 2001).

4.2.1 Medidas estruturais

As medidas estruturais de controle podem ser subdivididas em extensivas e intensivas. As medidas estruturais extensivas são aquelas que agem diretamente sobre a bacia, buscando a intervenção na relação entre a precipitação e a vazão da água precipitada. São alguns dos exemplos das medidas extensivas: o aumento de áreas permeáveis, a inserção de dispositivos de armazenamento disseminados na bacia, a alteração da cobertura vegetal do solo que visa reduzir os picos de enchentes e controlar os processos de erosão na bacia (TUCCI, 2001).

As medidas estruturais intensivas são as mais utilizadas e representam as obras de engenharia que agem diretamente nos rios e nos canais da bacia. Tais medidas podem ser de três tipos básicos de acordo com a sua função:

- de aceleração do escoamento: execução de diques e canalizações (aumento da capacidade de descarga de rios e corte de meandros);
- retardamento do escoamento: reservatórios e bacias de amortecimento;
- desvio do escoamento: túneis de derivação e canais de desvio (IPEA, 2020).

Tais obras de engenharia podem ser chamadas de convencionais devido a sua ampla utilização e todas elas procuram atenuar ou controlar o excesso de escoamento pluvial. Contudo, nos túneis de derivação e nos canais de desvio, os efeitos das enchentes são deslocados para outros locais (IPEA, 2020; TUCCI, 2001).

Recentemente, medidas estruturais intensivas não-convencionais têm sido propostas, as denominadas de Desenvolvimento de Baixo Impacto (*Low Impact Development* - LID). As não-convencionais visam o controle das águas pluviais integrando princípios das medidas convencionais a técnicas que imitam o escoamento natural do terreno. Então, elas objetivam restaurar a capacidade natural de infiltração do solo a partir da descentralização dos fluxos pluviais para possibilitar que o fluxo das águas ocorra de forma natural, resgatando os níveis de escoamento e infiltração do solo do momento de pré-urbanização. Dessa forma, essas medidas procuram aumentar os processos de infiltração, armazenamento e evapotranspiração. Estes métodos contrastam com os métodos atuais convencionais aplicados nas grandes cidades, em que o controle das águas é realizado através de grandes dutos e detenções a partir da canalização dos rios (IPEA, 2020; BAPTISTA, 2013).

Tanto as medidas estruturais convencionais quanto as não-convencionais necessitam de adequada manutenção para evitar entupimentos e acumulação de sedimentos, lixo, poluentes, e outros materiais (IPEA, 2020).

4.2.2 Medidas não-estruturais

As medidas de controle de inundação não-estruturais representam as medidas de proteção que procuram evitar ao máximo a ocorrência de enchentes e minimizar os prejuízos causados à população e elas podem ser divididas em quatro tipos de ações: I) regulamentação do uso da terra, regulação da ocupação de zonas com risco de inundação; II) construções à prova de enchentes, mecanismos de proteção para reduzir as perdas em edifícios localizados em áreas de inundação; III) seguro de inundação, proteção econômica a eventuais perdas; e IV) sistemas de previsão e alerta de inundações, que incluem coleta de dados de precipitações e vazões em tempo real, transmissão a uma central de processamento, previsão de cheias a partir de modelos matemáticos e planos da Defesa Civil (ou instituições similares), com ações de proteção individual e comunitária para reduzir os prejuízos de um evento de enchente. Estas medidas não demandam grandes obras de engenharia portanto são mais baratas de serem implementadas (IPEA, 2020; TUCCI, 2001).

4.2.3 Tecnologias para medidas estruturais

As principais tecnologias para as medidas estruturais de controle de inundações são: diques; canalizações; reservatórios; trincheiras de infiltração; bacias de retenção; bacias de infiltração; pavimentos permeáveis; tetos e paredes verdes; jardins filtrantes; restauração de rios urbanos; e sistemas de captação (IPEA, 2020).

Os diques e as canalizações são medidas convencionais que visam a aceleração do escoamento. O primeiro se caracteriza por muros verticais ou inclinados construídos em terra ou concreto dispostos a certa distância do rio para proteger as áreas ribeirinhas das inundações urbanas. Já, o segundo são modificações da morfologia de rios ou córregos a partir do aumento da área transversal da calha ou pelo aumento da velocidade. O aumento da velocidade ocorre pela redução da rugosidade da calha ou pelo aumento da declividade pelo corte de meandros. Tais modificações resultam em um aumento da vazão para um nível constante baseado nas condições hidrológicas locais (IPEA, 2020; TUCCI, 2001; CANHOLI, 2015).

Os reservatórios representam uma medida convencional que visa o retardamento do escoamento e se caracterizam por elementos que retêm parte do volume de escoamento superficial, reduzindo a vazão no rio de tal forma que não se produzam inundações. Após a retenção, a vazão é escoada para o rio de forma gradual e controlada (IPEA, 2020; TUCCI, 2001; CANHOLI, 2015).

As trincheiras de infiltração, as bacias de infiltração, os pavimentos permeáveis, os tetos e paredes verdes, os jardins filtrantes e os sistemas de captação são medidos não-convencionais que visam o retardamento do escoamento. Tais estruturas são coletores longitudinais ou pequenos canais, com o leito coberto por brita de diferentes tamanhos, que coletam as águas pluviais. Usualmente são instalados em ruas, estacionamentos e edificações, e podem incluir tanques ou tubos perfurados sob seu leito, para transporte até o sistema de drenagem (IPEA, 2020; TUCCI, 2001; CANHOLI, 2015).

As bacias de infiltração são estruturas superficiais, geralmente rasas, de armazenamento temporário das águas pluviais. Seu fundo é composto de solos altamente permeáveis que facilitam a infiltração rápida das águas para um aquífero ou um coletor subterrâneo. Durante a infiltração, essas bacias podem ainda realizar filtração das águas. Os pavimentos permeáveis infiltram as águas pluviais até coletores subterrâneos e tratam essas águas a partir de um filtro de areia-brita. Podem ser utilizados em ruas e estradas de tráfego leve ou pesado e em estacionamentos (IPEA, 2020; TUCCI, 2001; CANHOLI, 2015).

Os tetos e paredes verdes correspondem a uma camada de vegetação-solo instalada no topo ou paredes de edificações e retém e/ou armazenam as águas pluviais, que posteriormente são descarregadas até uma área permeável ou para um tanque de captação. Os jardins filtrantes são jardins que contam com filtros de areia-brita-cascalho para auxiliar na drenagem das águas. Os sistemas de captação coletam e armazenam as águas pluviais para reduzir a velocidade da descarga no sistema de drenagem urbana (IPEA, 2020; TUCCI, 2001; CANHOLI, 2015).

As bacias de retenção, as bacias de detenção e a restauração de rios urbanos são medidas que possibilitam adaptações convencionais e não-convencionais e que visam o retardamento do escoamento. As bacias de

detenção são depressões em locais com condições de deter o escoamento pluvial. Elas armazenam temporariamente as águas pluviais antes de transferi-las controladamente ao sistema de drenagem. Já, as bacias de retenção são também depressões que retêm as águas pluviais, porém por maior tempo que as bacias de detenção (IPEA, 2020; TUCCI, 2001; CANHOLI, 2015).

Por fim, a restauração de rios urbanos compreende a restauração das condições naturais dos rios e córregos urbanos incluindo a recuperação do leito maior, a preservação da sinuosidade, a implementação de rugosidade nas canalizações para reduzir as velocidades de escoamento e a restauração da mata ciliar, além de medidas para o saneamento dos fundos de vale (IPEA, 2020; TUCCI, 2001; CANHOLI, 2015).

4.2.4 Tecnologias para medidas não-estruturais

Algumas medidas não-estruturais para a prevenção de controle de inundações são: *softwares* para modelagem do escoamento em redes de drenagem; sistemas de realidade virtual; sistemas de controle à distância de redes de drenagem urbana; barreiras portáteis com vedação à prova de água; *flood barriers*; e bombas hidráulicas ativadas por sensores (IPEA, 2020).

Os *softwares* para modelagem do escoamento em redes de drenagem possibilitam a modelagem chuva-vazão e/ou hidráulica em ambientes urbanizados que permitem determinar quantidade e qualidade das águas pluviais. Esta tecnologia, assim como a de sistemas de realidade virtual, compartilham das ações não-estruturais de regulamentação do uso da terra e de sistemas de previsão e alerta de inundações. Os sistemas de realidade virtual são sistemas baseados em modelos digitais de elevação criados a partir de dados da topografia do terreno e de imagens aéreas (IPEA, 2020).

Os sistemas de controle à distância de redes de drenagem urbana são ações de previsão e alerta de inundações que utilizam sensores de nível para controlar o fechamento/abertura de válvulas presentes em bacias de detenção e monitorar em tempo real os níveis de bacias de retenção. As barreiras portáteis com vedação à prova de água são barreiras plásticas que possuem câmeras de ar com um sistema de bombeamento que aumenta a vedação da barreira. As

denominadas *flood barriers* são barreiras móveis com diferentes formatos e de diferentes materiais que podem formar barreiras temporárias para a proteção de determinado ambiente. São muito usadas em situações emergenciais (IPEA, 2020).

As bombas hidráulicas ativadas por sensores são empregadas em reservatórios com sensor de nível da água que bombeiam a água para a rede de drenagem ou para outro local de destinação. As tecnologias de barreiras portáteis com vedação à prova de água, *flood barriers* e bombas hidráulicas ativadas por sensores são exemplos de medidas não-estruturais do tipo construções à prova de enchentes (IPEA, 2020).

5 MÉTODO DE PESQUISA

O estudo consistiu no acompanhamento, na observação e na busca de dados para a descrição de todo o processo de concepção, elaboração e implantação do projeto de engenharia.

As informações acerca do projeto de canalização, do processo de viabilidade ambiental, da etapa orçamentária e do processo licitatório foram extraídas do dossiê da obra de canalização do córrego fornecido pela Secretaria Municipal de Obras e Serviços Urbanos da prefeitura do município de Varginha. Nesta etapa, além da pesquisa exploratória, foram realizadas reuniões com o engenheiro projetista William Gregório Grande e o engenheiro fiscal Antonicelli Carlos da Silva da SOSUB para se adquirir as informações pertinentes aos processos de concepção e elaboração do projeto.

As informações inerentes à execução da obra de engenharia foram cedidas pela *Construtora Corte LTDA*, empresa responsável pela execução da obra, representada pelo engenheiro Patrick Nogueira de Matos. Na fase da execução do projeto foram realizadas diversas visitas técnicas à obra e elaboração de um roteiro de perguntas para a empresa executora com o objetivo de se obter um maior detalhamento das atividades desenvolvidas, como, também, materiais e insumos consumidos, equipamentos e tecnologias empregadas, cronograma e mão-de-obra utilizada.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após considerada a importância e a relevância da situação de enchente e inundação que a Avenida Otávio Marques de Paiva vem sofrendo ao longo dos anos, o que acarreta não só prejuízos ambientais, mas também, confere problemas sociais e econômicos, a SOSUB apresentou como solução para o problema a canalização do córrego do local mediante as justificativas listadas a seguir, as quais foram submetidas aos órgãos competentes, inclusive a Secretaria de Meio Ambiente (SEMEA). As justificativas foram descritas considerando:

- o aumento de áreas impermeáveis à montante da bacia de contribuição;
- as inundações ocorridas em todo ano no córrego que provoca alagamentos na avenida;
- a contenção dos taludes lindeiros à avenida que está comprometendo as pistas de rolamento;
- a construção de calçadas ao longo da avenida para a segurança dos pedestres;
- que as obras de melhorias e construção de calçadas ao longo da avenida são objetos de ação judicial do Ministério Público e questionamentos do Legislativo.

A canalização do córrego, proposta pela SOSUB, com o aumento da área transversal permite um escoamento de uma maior vazão no canal podendo esse elemento receber uma maior quantidade de água da bacia de drenagem na qual está inserido. Além disso, uma baixa declividade do fundo do canal foi proposta, o que possibilita que o mesmo atue como uma bacia de drenagem com condições de reter temporariamente o escoamento pluvial e transferir as águas de forma controlada e gradual aos próximos elementos do sistema de drenagem. A canalização de cursos d'água também possui a vantagem da estabilização de taludes por meio da contenção do solo prevenindo ou atenuando problemas como deslizamentos e desprendimento de partículas de solo, que, por sua vez, causam o assoreamento das linhas de drenagem.

6.1 Etapas de desenvolvimento de projeto na SOSUB

As principais etapas da ordem prática de evolução da solução encontrada pela SOSUB dentro do setor podem ser sintetizadas da seguinte maneira: inicialmente ocorreram os estudos topográficos e os de sondagem de solo do

local. Em seguida, foi concebido e elaborado o projeto de canalização do córrego. Após esta etapa, iniciou-se o processo de viabilidade ambiental junto ao Instituto Mineiro de Gestão das Águas (IGAM)/ Superintendência Regional de Meio Ambiente (SUPRAM).

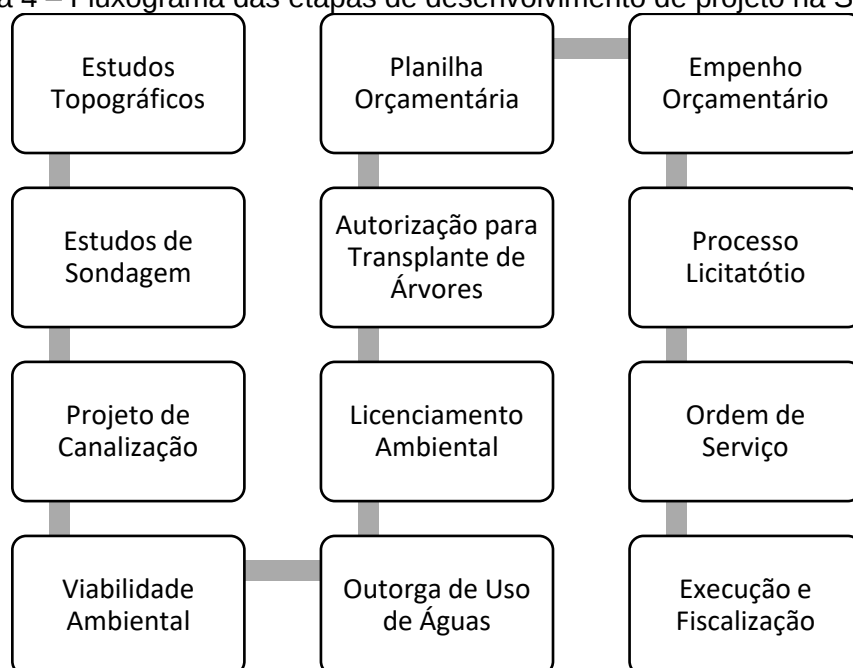
As outorgas de direito de uso das águas de domínio do Estado são obtidas junto ao IGAM de acordo com a Política Nacional de Recursos Hídricos, Lei 13.199/99. O uso de outorga segundo a classificação do IGAM foi o de retificação, canalização ou obras de drenagem com a finalidade de urbanização. A modalidade de outorga aprovada foi a de Concessão, aquela relativa a obras, serviços ou atividades que são desenvolvidas por pessoa jurídica ou de direito público ou quando se destinam a utilidade pública. O prazo de concessão é de até 35 anos e o prazo concedido foi de 35 anos. Em seguida, mediante preenchimento do Formulário de Caracterização do Empreendimento (FCE), foi requerido o Licenciamento Ambiental junto à Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável (SEMAD) à luz da Lei Estadual 21.972/16.

O tipo de licença concedida foi o Licenciamento Ambiental Simplificado, certificado destinado a empreendimentos classificados como pequenos e responsáveis por um impacto ambiental não significativo. Para viabilizar a execução do projeto, nesta etapa também foi solicitada junto à Secretaria Municipal de Meio Ambiente a Autorização para o Transplante de Árvores em conformidade com a Resolução 02/07 do Conselho Municipal de Desenvolvimento Ambiental (CODEMA) que dispõe sobre o regulamento das normas para supressão, restrição e recuperação de árvores na zona urbana do município de Varginha.

Com a etapa ambiental concluída, elaborou-se a planilha orçamentária contemplando o levantamento e o orçamento de todo o quantitativo de materiais e mão-de-obra necessários à execução da obra. Em seguida, iniciou-se a etapa de empenho orçamentário que é o primeiro estágio de um processo de pagamento da Administração Pública, pelo qual é feita a reserva de dotação orçamentária para um determinado fim, criando a obrigação de pagamento para o Estado e, em seguida, de licitação, etapa esta regida pela Lei de Licitações 8.666/93 e publicada em diários oficiais municipal e estadual.

Após estabelecida a empresa vencedora do processo licitatório, a qual executará o projeto, ocorreu a fase de Ordem Serviço, momento esse em que ocorre o contato entre contratante e contratado e que são definidos todos os acordos e ajustes e, assim, firmados os contratos. O valor total de orçamento no contrato foi de R\$ 4.032.069,02. Finalmente ocorre a etapa de execução da obra propriamente dita sob a fiscalização da SOSUB. O fluxograma da Figura 4 traz a representação esquemática de todo este processo descrito.

Figura 4 – Fluxograma das etapas de desenvolvimento de projeto na SOSUB.



Fonte: do autor, 2021.

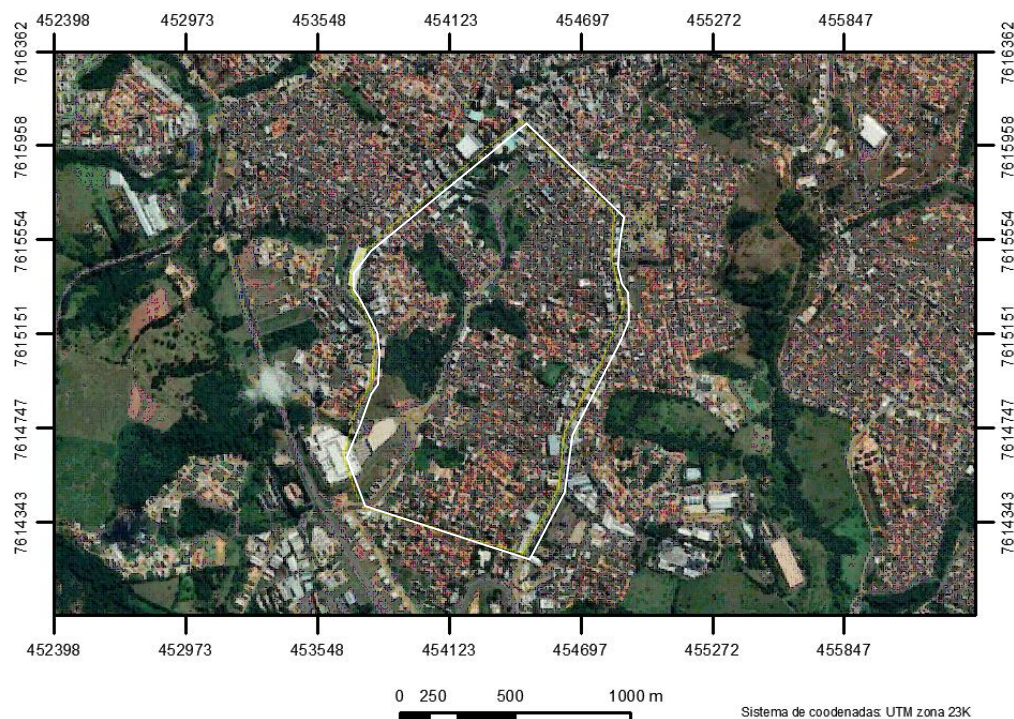
6.2 Projeto de engenharia

6.2.1 Delimitação e tempo de concentração da bacia hidrográfica

A delimitação de bacias hidrográficas pode ser realizada de forma automática utilizando *softwares* específicos, porém, para a obra em estudo foi realizada de forma manual sobre a carta topográfica do município por meio do *Google Earth* traçando uma linha que passa pelos picos altimétricos e que representa o divisor de águas da bacia (Figura 5). Observando a topografia do terreno verifica-se que a drenagem da água da chuva e os limites encontram-se nas partes mais altas do relevo, ou seja, a bacia é delimitada seguindo as curvas

de nível de maior cota, simulando o trajeto das águas (GOERGEN; SCHUH; PEREIRA, 2012).

Figura 5 – Bacia hidrográfica do córrego da Avenida Otávio Marques de Paiva.



Fonte: do autor, 2021.

Foram então medidos a área da bacia (A), a distância em planta entre o exutório e o ponto mais afastado da bacia (L) e a declividade entre esses pontos (H). Os dados obtidos foram: A = 117 ha; L = 1,26 km e H = 104 m.

A partir desses dados foi determinado o tempo de concentração (t_c) da bacia por meio da equação (1). Esse dado refere-se ao tempo necessário para que toda a bacia considerada contribua para o escoamento superficial na seção estudada, por meio do método *Califórnia Culverts Practice*.

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (1)$$

em que:

t_c = tempo de concentração da bacia [min];

L = distância horizontal entre o exutório e ponto mais distante da bacia [km];

H = diferença de cota altimétrica entre o ponto mais alto e o exutório da bacia [m].

O tempo de concentração determinado para a bacia hidrográfica do córrego da Avenida Otávio Marques de Paiva foi de 10,42 min.

6.2.2 Determinação do coeficiente de escoamento superficial médio

O escoamento superficial, fração da chuva precipitada que não infiltra no subsolo portanto escoar superficialmente, pode ser influenciado por fatores de natureza climática, relacionados à precipitação ou de natureza fisiográfica ligados às características físicas da bacia. Dentre os fatores climáticos destacam-se a intensidade e a duração da precipitação, pois quanto maior a intensidade, mais rápido o solo atinge a sua saturação ou capacidade máxima de infiltração provocando um excesso de precipitação que escoará superficialmente. A duração também é diretamente proporcional ao escoamento, pois para chuvas de intensidade constante, haverá maior oportunidade de escoamento quanto maior for a duração.

Outro fator climático importante é o da precipitação antecedente, pois uma precipitação que ocorre quando o solo está úmido devido a uma chuva anterior, terá maior facilidade de escoamento. Dentre os fatores fisiográficos os mais importantes são a área, a forma, a permeabilidade e a topografia da bacia. A influência da área é clara, pois sua extensão está relacionada à maior ou menor quantidade de água que ela pode captar. A permeabilidade do solo influi diretamente na capacidade de infiltração, ou seja, quanto mais permeável for o solo, maior será a quantidade de água que ele pode absorver, diminuindo assim a ocorrência de excesso de precipitação.

O coeficiente de escoamento superficial, coeficiente *runoff*, ou coeficiente de deflúvio é definido então como a razão entre o volume de água escoado superficialmente e o volume de água precipitado.

Foi obtida, mediante consulta no setor de Planejamento da Prefeitura Municipal, a taxa de superfície permeável e impermeável (asfalto e telhados) da bacia em estudo, as quais eram de 9,0% de área permeável, 11,0% de área asfaltada e 80,0% de área de telhados. Assim, foi calculado por meio da equação (2) o coeficiente de escoamento superficial médio (C_m) da bacia:

$$C_m = \frac{t_p C_p + t_a C_a + t_t C_t}{1} \quad (2)$$

em que:

C_m = coeficiente de escoamento superficial médio;

t_p = taxa de área permeável;

C_p = coeficiente de escoamento superficial da área permeável = 0,60;

t_a = taxa de área asfaltada;

C_a = coeficiente de escoamento superficial da área asfaltada = 0,90;

t_t = taxa de área de telhados;

C_t = coeficiente de escoamento superficial da área de telhados = 0,85.

O coeficiente de escoamento superficial médio determinado para a bacia é de 0,83.

6.2.3 Determinação da intensidade máxima de chuva

Para a determinação da vazão máxima de projeto, inicialmente foi calculada a intensidade máxima de chuvas para o município de Varginha utilizando a equação (3), equação de intensidade, duração e frequência (IDF), também conhecida como equação de chuvas intensas, principal forma de caracterizar a relação dessas três grandezas. Os fatores locais da equação foram obtidos por meio do *software Pluvio 2.1* desenvolvido pelo Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos da Universidade de Viçosa:

$$i = \frac{aT_r^n}{(t_c + b)^m} \quad (3)$$

em que:

i = intensidade [mm/h];

T_r = tempo de retorno [anos];

t_c = tempo de concentração da bacia [min];

a , b , m e n = fatores locais.

Os fatores a , b , m e n utilizados foram, respectivamente, 5.987,104; 32.634; 1.087 e 0,218. Para drenagem pluvial, é comum o emprego de um tempo de retorno entre 2 e 10 anos, sendo considerado um T_r de 25 anos, conferindo uma menor probabilidade de ocorrência do fenômeno e aumentando a

segurança da estrutura a se dimensionar. O tempo de concentração adotado foi de 10,42 min. Dessa forma, foi obtida uma intensidade máxima de chuva de 201,9 mm/h.

6.2.4 Determinação da vazão de projeto

O Método Racional é usado para calcular a vazão de pico (vazão máxima de escoamento) de uma determinada bacia hidrográfica, considerando uma seção de estudo da área sujeita a uma intensidade máxima de precipitação, com um determinado tempo de concentração. A vazão (Q) foi então calculada por meio da equação (4).

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360} \quad (4)$$

em que:

Q = vazão [m³/s];

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade pluviométrica [mm/h];

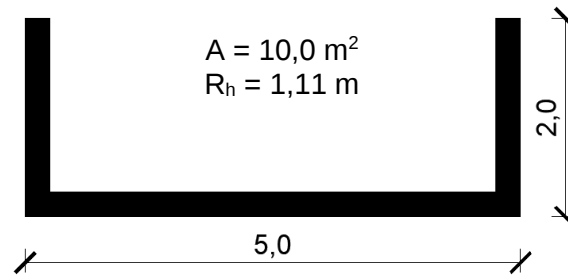
A = área da bacia [ha].

Adotando $C_m = 0,83$; $i = 201,9$ mm/h e $A = 117$ ha, a vazão máxima determinada para a bacia hidrográfica do córrego da Avenida Otávio Marques de Paiva foi de 54,46 m³/s.

6.2.5 Determinação da velocidade de escoamento e dimensionamento da área da seção transversal

Inicialmente foi determinada a declividade (I) do fundo do canal. Uma vez que o trecho a ser canalizado apresenta 360,0 m de comprimento e desnível de 2,8 m, a declividade é de 0,78%. A partir da concepção de um canal retangular de concreto foi arbitrada uma seção razoável para o local: 5,0 m de largura por 2,0 m de altura, tem-se uma área de 10,0 m² e raio hidráulico (R_h) de 1,11 m (Figura 6).

Figura 6 – Seção inicialmente arbitrada para o canal (cotas em metro).



Fonte: do autor, 2021.

Considerando um escoamento permanente e uniforme, foi então determinada a velocidade média de escoamento por meio da equação (5), $V = 7,28 \text{ m/s}$, por meio da *Fórmula de Manning*:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (5)$$

em que:

V = velocidade média na seção transversal [m/s];

R_h = raio hidráulico [m];

I = declividade do fundo do canal [m/m];

n = coeficiente de rugosidade de *Manning* (concreto = 0,013).

Por meio da equação (6), conhecida como equação da continuidade e, dos valores de vazão e velocidade, $Q = 54,46 \text{ m}^3/\text{s}$ e $V = 7,28 \text{ m/s}$, determinou-se a área da seção transversal do canal da Avenida Otávio Marques de Paiva, $A = 7,48 \text{ m}^2$.

$$Q = VA \quad (6)$$

em que:

Q = vazão média na seção transversal [m^3/s];

V = velocidade média na seção transversal [m/s];

A = área da seção transversal [m^2].

Para a chamada condição “sanitária”, depuração das cargas de poluentes advindas de cidades ou indústrias que são emitidas em um curso d’água, a vazão mais crítica é a de estiagem, quando a capacidade de diluição do rio se reduz. Assim, a resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) 357/05 estabelece os critérios de classificação dos rios para enquadramento a uma vazão de referência como, por exemplo, a $Q_{7,10}$.

A $Q_{7,10}$ é a vazão mínima de 7 dias de duração e 10 anos de tempo de recorrência com um risco de 10% de ocorrer valores menores ou iguais a esta vazão em qualquer ano. Com a $Q_{7,10}$, a vazão máxima de cheia foi novamente determinada mediante algumas considerações. Então, utilizando o Sistema Integrado de Informação Ambiental (SIAM) e a Infraestrutura de Dados Espaciais do Sistema Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos (IDE-SISEMA), adotando uma área de drenagem de $2,2 \text{ km}^2$ e tempo de retorno de 100 anos, foi apresentado para a área em estudo uma vazão máxima de cheia de $76,62 \text{ m}^3/\text{s}$. Por esse motivo houve uma adequação no dimensionamento da canalização do córrego.

De acordo com a nova área de drenagem e a nova vazão máxima de cheia, foi dimensionada uma área de seção de $15,47 \text{ m}^2$, portanto o dispositivo a ser instalado foi duas linhas de aduelas abertas com dimensões de $4,00 \text{ m} \times 2,00 \text{ m} \times 1,00 \text{ m}$ totalizando uma área de seção de $16,00 \text{ m}^2$. Em síntese a especificação da canalização após adequação foi:

- **tipo de canal:** seção retangular aberta;
- **profundidade normal:** $2,00 \text{ m}$;
- **declividade do fundo:** $2,2\%$;
- **material de revestimento:** concreto;
- **coeficiente de rugosidade do material de revestimento:** $0,013$;
- **folga de seção:** $0,53 \text{ m}^2$;
- **comprimento do canal:** 360 m ;
- **largura da base:** $8,00 \text{ m}$.

Considerando a ocorrência da vazão máxima de cheia de $76,62 \text{ m}^3/\text{s}$, os elementos geométricos e a velocidade média do canal serão:

- **altura média da lâmina d'água (y_m):** $0,98 \text{ m}$;
- **área molhada:** $7,86 \text{ m}^2$;
- **perímetro molhado:** $9,97 \text{ m}$;
- **raio hidráulico:** $0,79 \text{ m}$;
- **velocidade média:** $9,74 \text{ m/s}$.

É importante ressaltar que a velocidade média de escoamento em canais revestidos por concreto esteja compreendida entre 4,0 m/s (velocidade mínima) e 6,0 m/s (velocidade máxima). Velocidades abaixo de $V_{\min}$ pode possibilitar a sedimentação do material sólido em suspensão no corpo d'água, causando, dessa forma, o assoreamento no leito do canal. Em contrapartida, velocidades superiores a $V_{\max}$ pode favorecer a erosão das paredes e do fundo do canal pelo escoamento.

Nota-se que quando o canal estiver trabalhando com a vazão máxima de cheia, a velocidade de escoamento será maior que $V_{\max}$, portanto as paredes do canal estarão sujeitas a um maior potencial erosivo, contudo, situações de cheia apresentam baixa ocorrência.

6.2.6 Projeto de canalização

O projeto de canalização foi elaborado dividindo o córrego em dois trechos. O trecho 1 apresenta cerca de 312,0 m de extensão e desnível altimétrico de 5,5 m. O emissário do trecho 1 consiste em duas tubulações de concreto de seção circular com diâmetros de 2,00 e 0,80 m. O trecho 2 apresenta cerca de 53,0 m de extensão e desnível altimétrico de 2,5 m. O trecho 2 descarrega em uma aduela fechada de concreto de seção quadrada de 2,50 m x 2,50 m. Os trechos 1 e 2 são conectados por duas tubulações de concreto, uma de seção circular com diâmetro de 2,00 m e uma com seção quadrada de 1,50 m x 1,50 m. Na Tabela 1, é apresentado as informações topográficas e descritivas dos trechos e na Figura 7, é ilustrado uma vista superior do local.

Tabela 1 – Dados topográficos e de caracterização dos trechos do canal.

Trecho	Longitude [m E]	Latitude [m S]	Cota altimétrica [m]	Comprimento [m]	Desnível [m]
Trecho 1	453803,00	7614539,00	834,0	312,0	5,5
	453585,92	7614309,10	828,5		
Trecho 2	453554,34	7614304,01	828,5	53,0	2,5
	453504,77	7614298,77	826,0		

Fonte: Prefeitura de Varginha/MG, 2021.

Figura 7 – Imagem obtida do *Google Earth* ilustrando os trechos do canal.



Fonte: Google Earth, 2021.

O uso de gabião nas margens de córregos e rios como material de revestimento, além de proteger e estabilizar os taludes, apresentam ainda diversas vantagens como causam baixo impacto ambiental, pois se integram bem à vegetação e não utilizam concreto e argamassa, auxilia na redução da velocidade de escoamento do corpo hídrico, possui um bom custo-benefício e não necessita de mão-de-obra especializada, contudo quando é necessário o emprego de muros com grandes alturas, o gabião pode se apresentar como uma tecnologia inviável principalmente do ponto de vista econômico. Esse é o caso do primeiro trecho da canalização. Como o trecho 1 apresenta um grande desnível altimétrico ($D_y = 5,50$ m), muros altos de gabião seriam necessários, portanto, optou-se pelo emprego de aduelas abertas neste trecho. A utilização de gabião ficou restrita apenas ao trecho 2.

6.2.6.1 Trecho 1 – aduelas abertas

O trecho 1 foi concebido por um canal retangular formado por duas aduelas abertas de concreto armado em formato de “U” dispostas lado a lado (ANEXO A). Este trecho do canal apresenta extensão de 312,0 m na margem esquerda do córrego e 309,0 m na margem direita, 8,0 m de largura e área de 16,0 m². O trecho se inicia na cota altimétrica de 834,0 m e finaliza na cota de

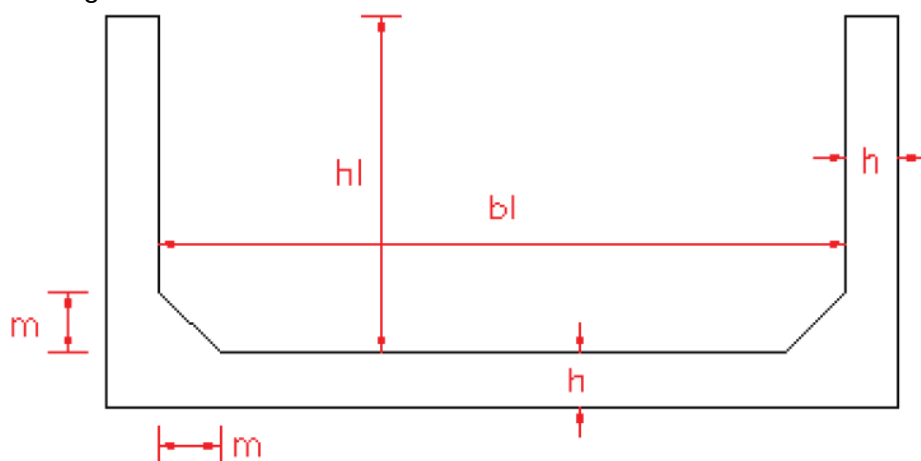
828,5 m, conferindo um desnível vertical de 5,5 m e uma declividade média de fundo de canal de 1,77% (ANEXO B).

A modelagem e a análise estrutural bem como o dimensionamento e as especificações pertinentes às aduelas abertas de concreto armado foram realizados pela *Construtora Corte Ltda*, empresa responsável pela fabricação e pelo fornecimento destes elementos.

O *software* utilizado pela construtora tem como diretriz a ABNT NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento e equações baseadas nas teorias do professor adjunto Péricles Brasiense Fusco da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Conforme ilustrado na Figura 8, a geometria das aduelas abertas foi definida como unidades de 1,0 m de comprimento longitudinal; 4,0 m de largura livre (b_l); 2,0 m de altura livre (h_l); mísula (m) de 20,0 cm e espessura (h) de 25,0 cm.

Figura 8 – Geometria das aduelas abertas de concreto armado.



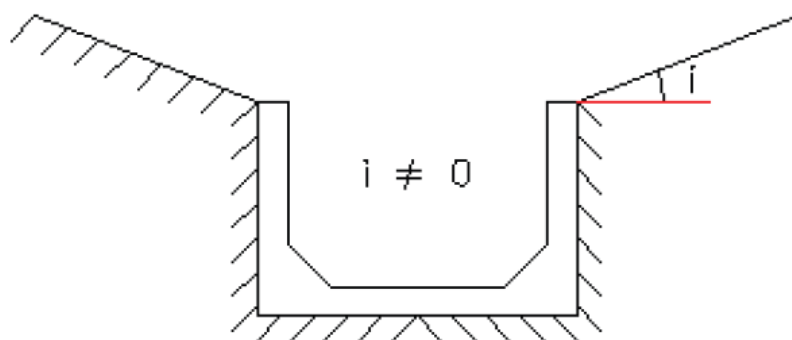
Fonte: Construtora Corte, 2021.

Para o dimensionamento das armaduras das aduelas, foram levados em consideração os esforços de empuxo do solo no qual o canal se insere, o empuxo da água canalizada em uma condição de cheia, a sobrecarga de tráfego das pistas que ladeiam o canal e os esforços de içamento das peças devido ao peso próprio das mesmas que atuam nos momentos de transporte e de instalação.

Como simplificação, pode-se considerar que o solo não tenha coesão e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações assim

determinadas estejam a favor da segurança. O peso específico do solo úmido a ser adotado deve ser no mínimo igual a 18 kN/m³ e o ângulo de atrito interno no máximo igual a 30 graus. Os empuxos ativos e de repouso devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis possíveis. Dessa forma, em relação ao solo de implantação do canal, foi considerada uma terraplanagem com ângulo de inclinação (i) de 5 graus nas laterais das aduelas, um solo padrão com peso específico (r) de 18,0 kN/m³, ângulo de atrito interno (f) de 30 graus, coeficiente de empuxo em repouso (k₀) de 0,5 e coeficiente de empuxo ativo (k_a) de 0,3 (Figura 9).

Figura 9 – Terraplanagem inclinada (i = 5°) nas laterais do canal.



Fonte: Construtora Corte, 2021.

O ângulo de atrito interno do solo representa as características friccionais entre as partículas do solo, sendo definido como o ângulo máximo que a força transmitida ao solo pode fazer com a força normal à superfície de contato, sem que haja o cisalhamento do solo no plano de ruptura.

O empuxo em repouso se refere ao solo quando este se encontra sem qualquer deformação vertical ou horizontal. O coeficiente de empuxo em repouso pode ser determinado pela equação (7):

$$k_0 = 1 - \sin \phi' \quad (7)$$

em que:

k₀ = coeficiente de empuxo em repouso;

φ = ângulo de atrito interno efetivo [graus].

O empuxo ativo ocorre quando a estrutura de contenção é gradualmente empurrada pelo maciço de solo, onde diminui a tensão horizontal efetiva e ocorre a ruptura do solo. De forma simplificada, o empuxo ativo é a força que o solo

exerce sobre uma estrutura para desestabilizá-la. O coeficiente de empuxo ativo pode ser determinado, de forma prática pois a *Teoria de Rankine* se aplica a inclinação do terrapleno é nula, pela equação (8):

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (8)$$

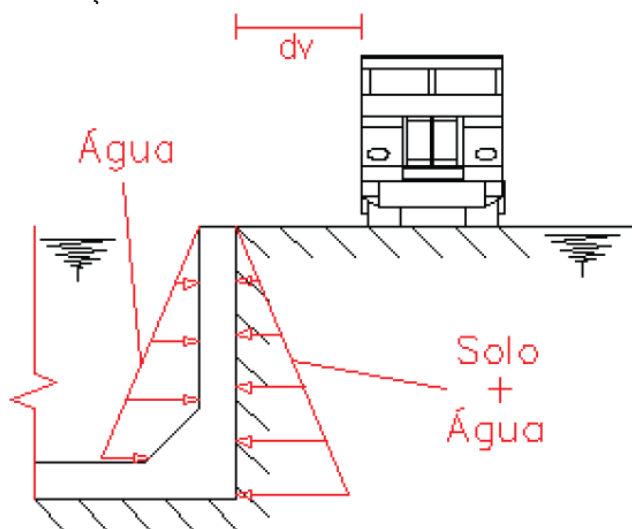
em que:

k_a = coeficiente de empuxo ativo;

ϕ = ângulo de atrito interno efetivo [graus].

Para as sobrecargas provenientes do tráfego rodoviário podem-se adotar as mesmas forças empregadas nos projetos das pontes. No Brasil, as cargas para o projeto de pontes são regulamentadas pela ABNT NBR 7188:2013, que divide as pontes rodoviárias em três classes, discriminadas a seguir: a) Classe 45: na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total; b) Classe 30: na qual a base do sistema é um veículo tipo de 300 kN de peso total; c) Classe 12: na qual a base do sistema é um veículo tipo de 120 kN de peso total. As pontes Classe 12 correspondem a situações com passagem restrita de veículos leves. Normalmente, este caso é reservado apenas para situações particulares. Dessa forma, normalmente, são empregadas as Classes 45 e 30. A favor da segurança, considerou-se como sobrecarga de tráfego, a maior carga móvel rodoviária, Classe 45, veículo-tipo de 450 kN de peso total, trafegando a distância (d_v) de 2,0 m do canal conforme o esquematizado na Figura 10.

Figura 10 – Ações consideradas atuantes nas aduelas abertas.



Fonte: Construtora Corte, 2021.

Em relação ao içamento das peças, foi previsto quatro pontos de içamento por peças, forças de içamento verticais, resistência mínima do concreto no momento de içamento de 20 MPa e coeficiente de impacto vertical de 1,20, o qual tem a função de amplificar a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento. Na falta de informações específicas, utilizou-se este valor de coeficiente de impacto vertical que é uma adaptação dos valores para tubos enterrados. Além do mais, foram utilizados também os critérios de projeto elencados na Tabela 2:

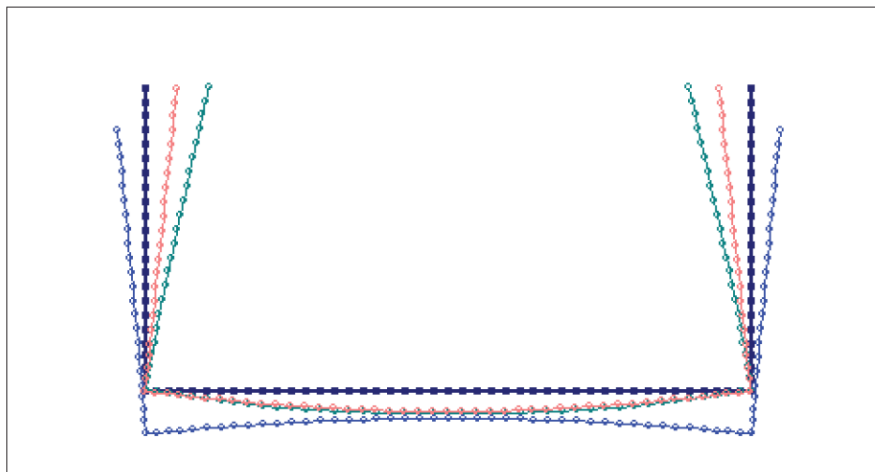
Tabela 2 – Critérios de projeto para o dimensionamento das armaduras das aduelas abertas.

Critério	Valor Considerado
Resistência característica do concreto (f_{ck})	30,0 Mpa
Peso específico do concreto:	25,0 kN/m ³
Peso específico do aço:	78,0 kN/m ³
Módulo de Deformação Longitudinal do concreto (E_c):	26071,59 MPa
Coeficiente de ponderação do concreto:	1,40
Coeficiente de ponderação do aço:	1,15
Coeficiente de ponderação do peso próprio:	1,30
Coeficiente de ponderação do solo:	1,35
Coeficiente de ponderação da carga móvel:	1,50
Coeficiente de ponderação da água:	1,20
Cobrimento da armadura:	3,0 cm
Comprimento de ancoragem:	30,0 cm
Abertura máxima de fissura:	0,20 mm

Fonte: Construtora Corte, 2021.

Após a modelagem estrutural, foram obtidos os deslocamentos e os diagramas de esforços normais (DEN), de esforços cortantes (DEC) e de momentos fletores (DMF), os quais são apresentados nas Figuras 11 a 14. Na Tabela 3 apresenta os valores máximos de deslocamentos e de esforços solicitantes na base e nos flancos das aduelas.

Figura 11 – Gráfico de deslocamentos das aduelas abertas.



Valores Máximos dos Deslocamentos

Topo do Flanco:

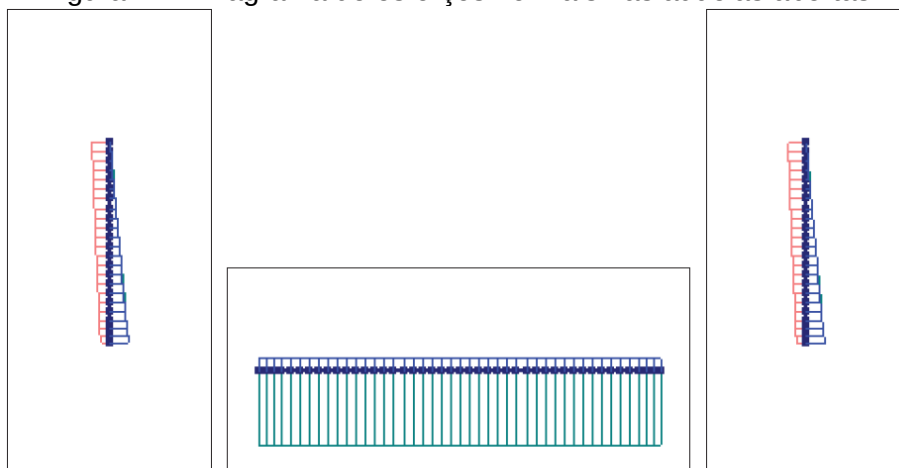
Deslocamento Horizontal = 0,5363 cm

Meio da Base:

Deslocamento Vertical = 0,2266 cm

Fonte: Construtora Corte, 2021.

Figura 12 – Diagrama de esforços normais nas aduelas abertas.



Valores Máximos dos Esforços Normais

Flanco:

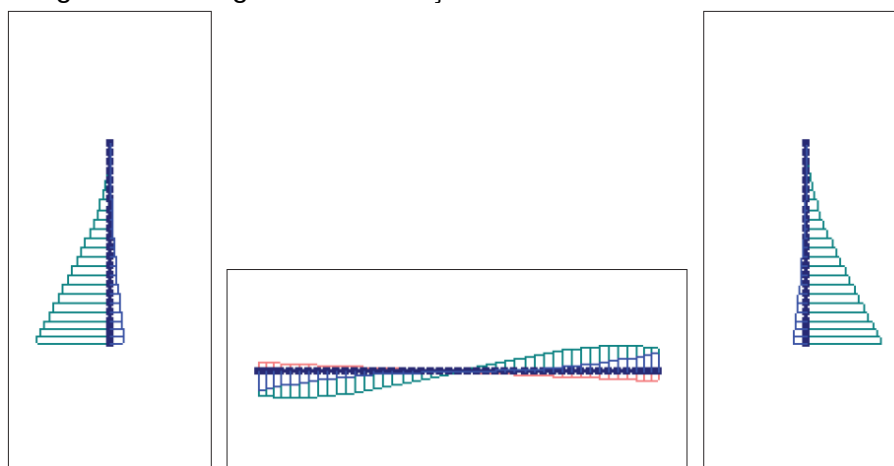
Máxima = 19,38 kN

Base:

Máxima = 76,81 kN

Fonte: Construtora Corte, 2021.

Figura 13 – Diagrama de esforços cortantes nas aduelas abertas.



Valores Máximos dos Esforços Cortantes

Flanco:

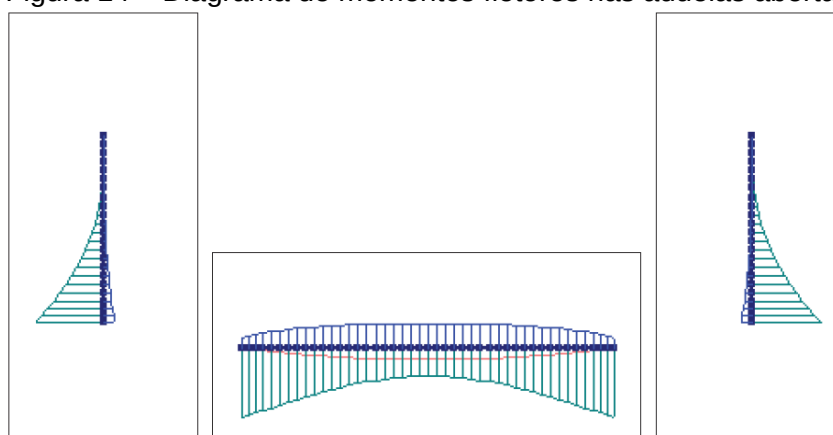
Máxima = 68,85 kN

Base:

Máxima = 24,34 kN

Fonte: Construtora Corte, 2021.

Figura 14 – Diagrama de momentos fletores nas aduelas abertas.



Valores dos Máximos dos Momentos Fletores

Flanco:

Máxima externa = 58,36 kN.m

Máxima interna = 9,09 kN.m

Base:

Máxima externa = 58,36 kN.m

Máxima interna = 20,86 kN.m

Fonte: Construtora Corte, 2021.

Tabela 3 – Valores máximos de deslocamentos e esforços nas aduelas abertas.

Deslocamentos/Esforços	Flanco	Base
Deslocamentos	$d_x = 0,5363$ cm	$d_y = 0,2266$ cm
Esforços Normais	13,38 kN	76,81 kN
Esforços Cortantes	68,85 kN	24,34 kN
Momentos Fletores	58,36 kN.m (externo) 9,09 kN.m (interno)	58,36 kN.m (externo) 20,86 kN.m (interno)

Fonte: Construtora Corte, 2021.

Os esforços cortantes e os momentos fletores de cálculo foram determinados por meio das equações (9) e (10) apresentadas a seguir:

$$v_d = 0,85\alpha\xi + \omega' \frac{\sigma'_{sd}}{f'_{yd}} - \omega \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \quad (9)$$

em que:

v_d = força cortante de cálculo;

α = coeficiente;

ξ = relação entre a posição da linha neutra e a altura útil do elemento;

ω = taxa mecânica de armadura longitudinal em relação à armadura tracionada;

σ_{sd} = tensão normal solicitantes de cálculo em relação à armadura tracionada;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço em relação à armadura tracionada;

ω' = taxa mecânica de armadura longitudinal em relação à armadura comprimida;

σ'_{sd} = tensão normal solicitantes de cálculo em relação à armadura comprimida;

f'_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço em relação à armadura comprimida.

$$\mu_{sd} = 0,85\alpha\xi + (1 - \xi'\xi) + \omega' \frac{\sigma'_{sd}}{f'_{yd}} - (1 - \delta') \quad (10)$$

em que:

μ_{sd} = momento fletor reduzido solicitante de cálculo;

α = coeficiente;

ξ = relação entre a posição da linha neutra e a altura útil do elemento em relação à armadura tracionada;

ω = taxa mecânica de armadura longitudinal em relação à armadura tracionada;

σ_{sd} = tensão normal solicitantes de cálculo em relação à armadura tracionada;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço em relação à armadura tracionada;

ξ' = relação entre a posição da linha neutra e a altura útil do elemento em relação à armadura comprimida;

ω' = taxa mecânica de armadura longitudinal em relação à armadura comprimida;

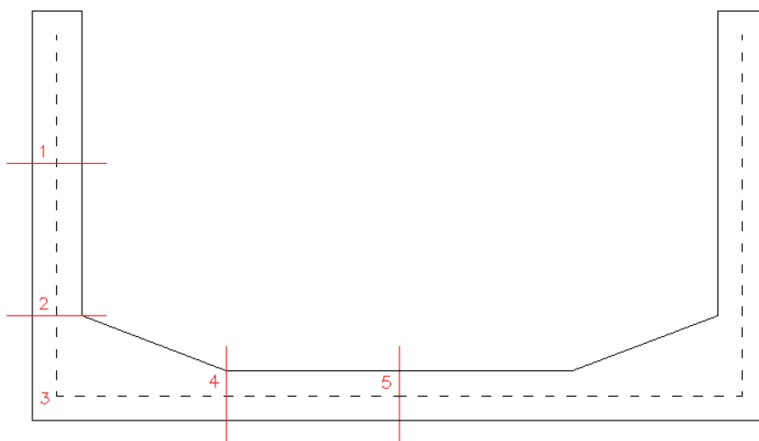
σ'_{sd} = tensão normal solicitantes de cálculo em relação à armadura comprimida;

f'_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço em relação à armadura comprimida;

δ = coeficiente de redistribuição.

A partir dos diagramas apresentados, estão explicitados na Tabela 4 para a situação de içamento e na Tabela 5 para a situação de carregamento, os valores dos esforços solicitantes em cinco pontos de verificação, pontos críticos, nas aduelas, os quais se encontram evidenciados na Figura 15.

Figura 15 – Pontos de verificação dos esforços solicitantes nas aduelas abertas.



Fonte: Construtora Corte, 2021.

Tabela 4 – Esforços solicitantes para a situação de içamento nas aduelas abertas.

Seção	Esforço Normal [kN]	Esforço Cortante [kN]	Momento Fletor [kN.cm]
1	15,2805	0,0000	0,0000
2	11,5880	0,0000	0,0000
3	10,1804	0,0000	0,0000
	0,0000	-9,0189	0,0000
4	0,0000	-7,2187	269,1514
5	0,0000	0,2063	937,4014

Fonte: Construtora Corte, 2021.

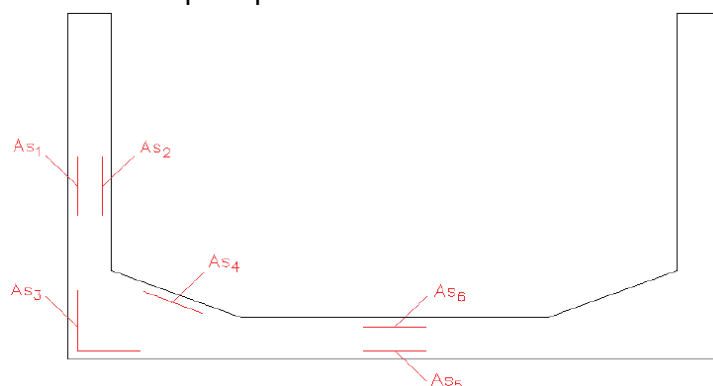
Tabela 5 – Esforços solicitantes para a situação de carregamento nas aduelas abertas.

Seção	Esforço Normal [kN]	Esforço Cortante [kN]	Momento Fletor [kN.cm]
1	-8,0538	-19,6488	557,7696
2	-16,2526	-57,3223	3786,5780
3	-19,3814	-68,8459	5836,0599
	-76,8085	22,2163	5836,0599
4	-76,6968	24,3426	5075,7096
5	-76,4275	-0,9934	2350,2266

Fonte: Construtora Corte, 2021.

As armaduras principais submetidas à flexão foram então devidamente posicionadas de forma a combaterem o momento fletor externo e interno cobrindo os cinco pontos críticos, conforme pode ser observado na Figura 16. Na Tabela 6, é apresentado a área da seção transversal da armadura longitudinal de tração (A_s) para cada ponto crítico, as quais serão formadas por barras e/ou por telas. O detalhamento e as especificações das armaduras se encontram na Figura 17.

Figura 16 – Armaduras principais submetidas à flexão nas aduelas abertas.



Fonte: Construtora Corte, 2021.

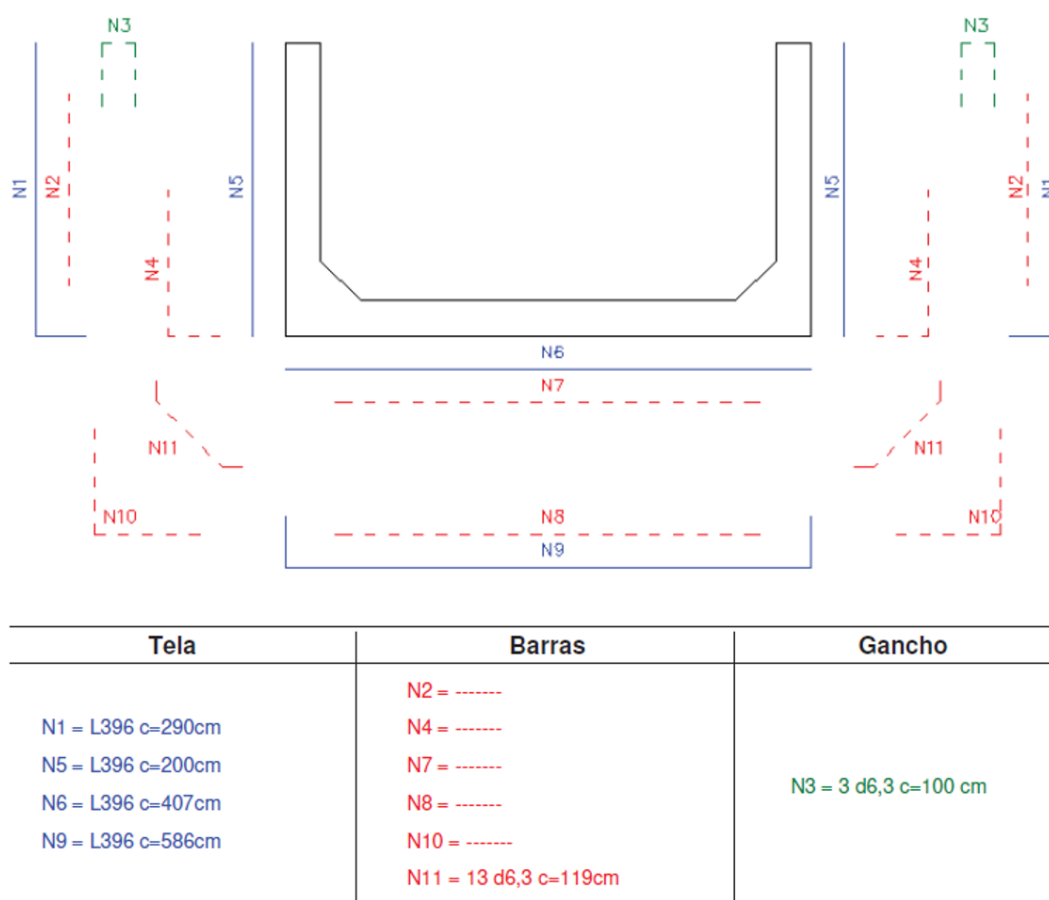
Tabela 6 – Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração nas aduelas.

Seção	A_s tela [cm ²]	$A_{s,calc}$ barra [cm ²]	$A_{s,ef}$ barra [cm ²]	Bitola [mm]	Nº
1	3,96	0,00	0,00	-	-
2	3,96	0,00	0,00	-	-
3	7,92	0,00	0,00	-	-
4	3,96	4,07	4,05	6,3	13
5	7,92	0,00	0,00	-	-
6	0,00	0,00	0,00	-	-

Fonte: Construtora Corte, 2021.

A tela especificada para as seções é a soldada nervurada L396, a qual apresenta barras longitudinais espaçadas a cada 10,0 cm com bitola de 7,1 mm. Todas as barras previstas apresentam bitola de 6,3 mm.

Figura 17 – Detalhamento (por metro linear) das armaduras das aduelas abertas.



Fonte: Construtora Corte, 2021.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o risco e a evolução da corrosão do aço na região das fissuras de flexão transversais à armadura principal dependem essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobertura da armadura. O valor característico da abertura de fissuras, w_k , é o menor entre os obtidos pelas equações (11) e (12):

$$w_a = \frac{\phi_i \sigma_{si} 3 \sigma_{si}}{12,5 \eta_i E_{si} f_{ctm}} \quad (11)$$

$$w_s = \frac{\phi_i \sigma_{si}}{12,5 \eta_i E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_i} + 45 \right) \quad (12)$$

em que:

σ_{si} , ϕ_i , E_{si} , ρ_i são definidos para cada área de envolvimento em exame;

A_{cri} é a área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ_i ;

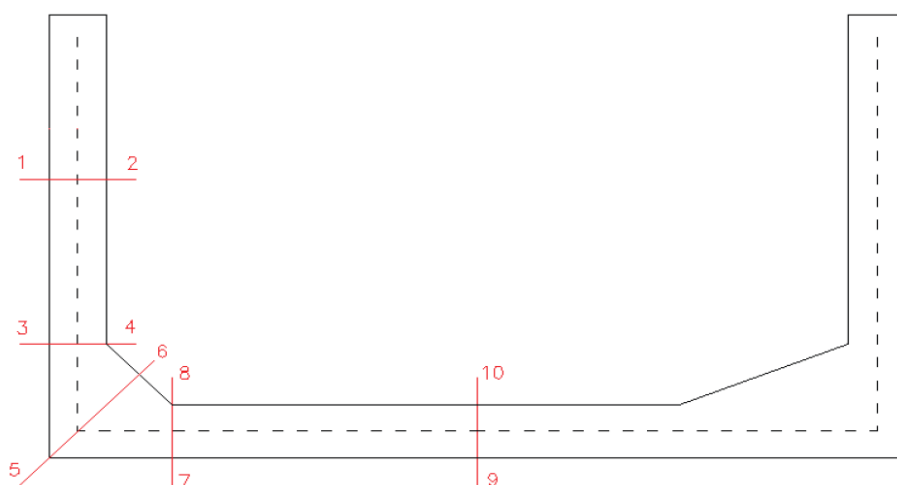
ϕ_i é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

ρ_{ri} é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II.

O estudo de abertura de fissuras foi realizado para dez seções críticas, as quais podem ser visualizadas na Figura 18. Os valores de abertura de fissuras na superfície do concreto (w) considerando a situação de içamento e de carregamento se encontram nas Tabelas 7 e 8, respectivamente.

Figura 18 – Seções críticas para o estudo de abertura de fissuras.



Fonte: Construtora Corte, 2021.

Tabela 7 – Estudo de fissuras para a situação de içamento nas aduelas abertas.

Seção	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kN.cm]	f_i [cm]	σ_{si} [kN]	r_{ri}	w_k [mm]
1	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
3	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
4	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
5	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
6	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
7	0,00	269,15	0,7100	3,7760	0,0038	0,0018
8	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
9	0,00	937,40	0,7100	13,4882	0,0037	0,0227
10	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Fonte: Construtora Corte, 2021.

Tabela 8 – Estudo de fissuras para a situação de carregamento nas aduelas abertas.

Seção	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kN.cm]	f _i [cm]	σ _{si} [kN]	r _{ri}	w _k [mm]
1	-8,05	557,77	0,7100	7,5251	0,0035	0,0071
2	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
3	-16,25	3786,58	0,7100	27,0000	0,0033	0,0908
4	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
5	-76,81	5836,06	0,7100	15,8716	0,0032	0,0314
6	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
7	-76,70	5075,71	0,7100	27,0000	0,0031	0,0908
8	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
9	-76,43	2350,23	0,7100	27,0000	0,0030	0,0908
10	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Fonte: Construtora Corte, 2021.

A abertura máxima característica w_k das fissuras, desde que não exceda valores da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm, sob ação das combinações frequentes, não tem importância significativa na corrosão das armaduras passivas. O valor máximo de w_k calculado para situação de içamento foi de 0,0227 mm na seção 9 e para a situação de carregamento foi de 0,0980 mm nas seções 3, 7 e 9.

A abertura de fissuras foi limitada em 0,25 mm, com base nas indicações para tubos circulares de concreto, portanto, as aduelas abertas estão em conformidade em relação à verificação da abertura de fissuras.

6.2.6.2 Trecho 2 – gabião

A concepção do trecho 2 se baseia em um canal retangular com paredes laterais formadas por gabião caixa (gaiolas) e fundo constituído por colchão reno. As paredes apresentam a função de contenção geotécnica de estabilizar o maciço de solo lateral não estável. Por meio do peso próprio o gabião caixa resiste aos esforços laterais – empuxo lateral de solo e da sobrecarga do trânsito em um sentido e do nível d'água no sentido oposto. Além da função geotécnica, o gabião desempenha a função hidráulica de revestir o perímetro hidráulico do canal, o que suporta as tensões de arraste da água, impedindo o processo erosivo.

O colchão reno do fundo do canal apresenta apenas a função hidráulica de revestimento, não há a necessidade de desempenhar a função geotécnica uma vez que o mesmo se encontra sobre o maciço de solo. Nesse mesmo sentido, o colchão reno também suporta as tensões de arraste da água no fundo do canal e diminui a velocidade da água que infiltra no mesmo, velocidade essa denominada de residual, a qual tem de ser menor que a velocidade crítica suportada pelo colchão. Nesse mesmo sentido, o colchão reno também é importante na estabilização hidráulica da base dos muros de gabião caixa pois diminui a velocidade da água que infiltra nesse local, reduzindo o processo erosivo, e, conseqüentemente, o colapso do muro.

O trecho proposto em gabião apresenta extensão de 51,0 m na margem esquerda do córrego e 53,0 m na margem direita, 5,0 m de largura e área de 22,0 m² na seção da estaca 0+50. O trecho se inicia na cota altimétrica de 828,5 m e finaliza na cota de 826,0 m, conferindo um desnível vertical de 2,5 m e uma declividade média de fundo de canal de 4,81%. Nas Figuras 22, 23 e 24 são representados, respectivamente, o projeto geométrico do trecho em gabião, os perfis laterais esquerdo e direito e a seção na estaca 0+50.

O dimensionamento e as especificações pertinentes ao gabião e ao colchão reno foram realizados segundo valores práticos comumente utilizados para viabilizar este tipo de solução geo e hidrotécnica. Contudo, os parâmetros definidos foram validados por meio da plataforma de dimensionamento de gabiões *Macra 1* da *Maccaferri*.

As caixas apresentam altura de 1,0 m, exceto as inferiores, que medem 0,5 m e a largura inicial de 1,0 m a qual cresce na taxa de 0,5 m a cada metro de solo a ser contido. As caixas são empilhadas de forma escalonada (Figura 19): para aumentar a estabilidade dos muros de gabião, as caixas são sobrepostas mediante um alinhamento vertical inclinado, ou seja, a posição da caixa superior se dá a 10 cm da margem da caixa inferior, conferindo, dessa forma, uma margem para um possível deslocamento horizontal das caixas.

Em conformidade com a ABNT NBR 10514:1988 Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção, para confecção de gabiões – Especificação e a ABNT NBR 8964:2013 Arames de aço de baixo teor de carbono, revestidos,

para gabiões e demais produtos fabricados com malha de dupla torção, a malha de aço, tanto das gaiolas como do colchão reno, são com baixo teor de carbono o que confere uma alta resistência a tração e, ainda, contam com proteção contra processos oxidativos por meio do revestimento com zinco e alumínio além de uma camada plástica polimérica o que possibilita uma vida útil de mais de 30 anos do material em meio hídrico. A malha hexagonal de dupla torção traz às gaiolas e ao colchão uma alta resistência mecânica sem prejudicar a flexibilidade do elemento, permitindo a absorção de energias mediante pequenas deformações.

Foi empregado contrafortes no início, a cada 20,0 m ao longo da direção longitudinal e no fim das paredes de gabião a fim de aumentar a resistência ao deslocamento e ao tombamento da estrutura nos planos transversais ao canal. Na Figura 20, é representada uma perspectiva esquemática do gabião em que pode ser visualizado a inserção de contrafortes ao longo do trecho em gabião.

Em relação ao colchão reno, a estrutura foi projetada com espessura de 23,0 cm e dividida em unidades de 2,00 m x 1,00 m para que as paredes laterais das unidades, denominadas diafragmas, atuem no sentido de aumentar o confinamento do material pétreo barrando deslocamentos ao longo do fluxo do córrego. Cada unidade apresenta quatro tirantes verticais para se opor aos esforços de arrancamento da tampa do colchão. Na Figura 21, é ilustrada em detalhe a perspectiva esquemática do colchão reno e na Figura 22 é ilustrada a malha hexagonal de dupla torção.

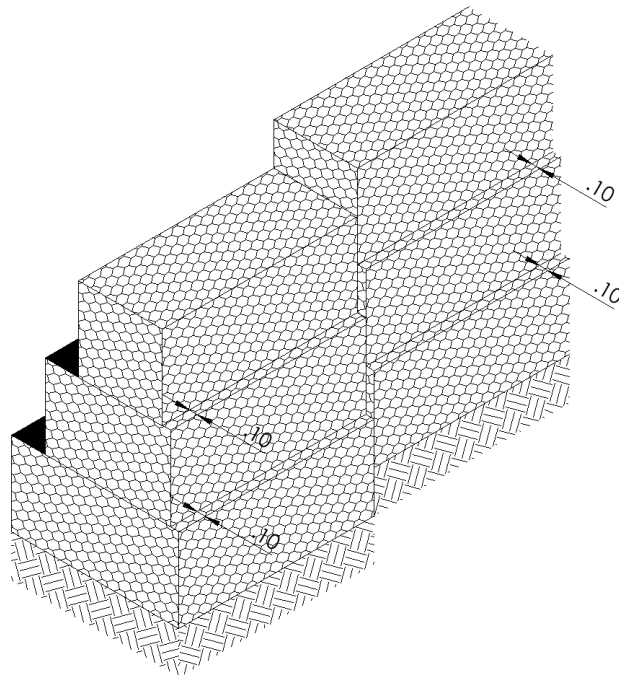
O material pétreo de enchimento das gaiolas e do colchão é o rachão, material suficientemente volumoso para não escapar da estrutura pela malha de aço e de diâmetro razoável para que não gere vazios excessivos nas estruturas a fim de maximizar o peso das mesmas.

Ladeando os muros de gabião foi previsto um aterro compactado com material de boa qualidade. Na interface aterro/gabião e também no solo/colchão reno, foi previsto o uso de filtro geotêxtil a fim de reduzir ainda mais o processo erosivo por meio do deslocamento de solo das encostas e do assoalho do canal (Figura 23).

A regularização da base de assentamento o gabião foi realizada com lastro de rachão de 0,50 m de espessura.

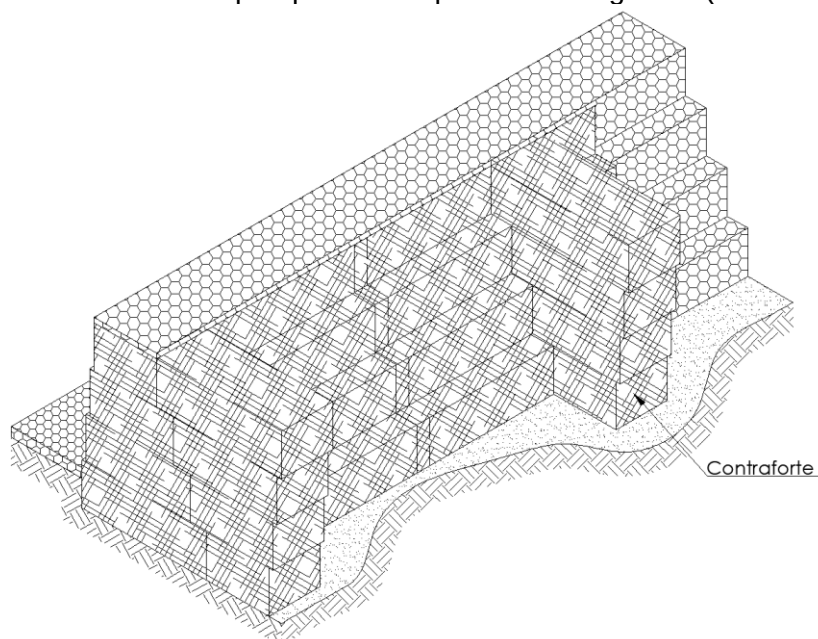
No ANEXO C pode ser visualizado o projeto geométrico, os perfis laterais e uma seção tipo do trecho em gabião.

Figura 19 – Detalhe: perspectiva esquemática do escalonamento das caixas (sem escala).



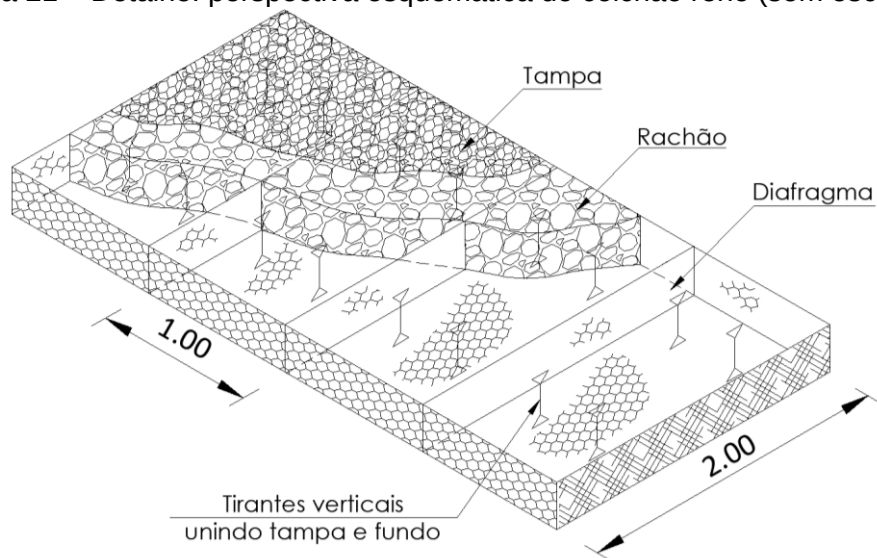
Fonte: Prefeitura de Varginha/MG, 2021.

Figura 20 – Detalhe: perspectiva esquemática do gabião (sem escala).



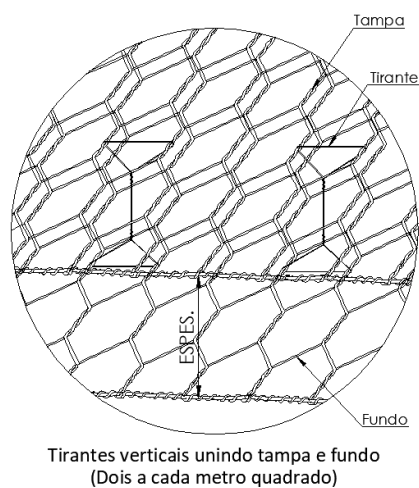
Fonte: Prefeitura de Varginha/MG, 2021.

Figura 21 – Detalhe: perspectiva esquemática do colchão reno (sem escala).



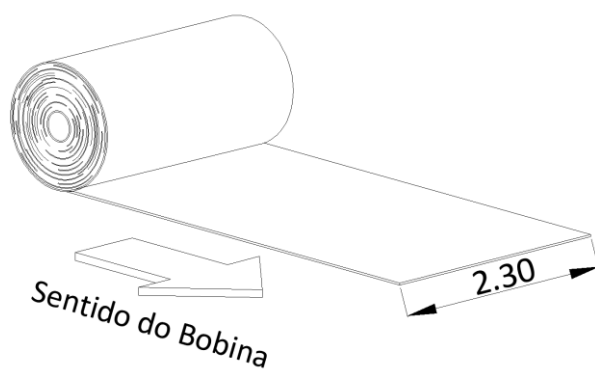
Fonte: Prefeitura de Varginha/MG, 2021.

Figura 22 – Detalhe: malha do colchão reno (sem escala).



Fonte: Prefeitura de Varginha/MG, 2021.

Figura 23 – Detalhe: bobina de geossintético (sem escala).



Fonte: Prefeitura de Varginha/MG, 2021.

6.2.7 Execução

A execução das obras de muros de contenção, aduelas, drenagem e pavimentação na Avenida Otávio Marques de Paiva iniciaram no dia 5 de março de 2021 e tinha como previsão de término o dia 1 de setembro de 2021, o que totalizaria 6 meses. Contudo, os serviços finais ainda continuam a serem executados.

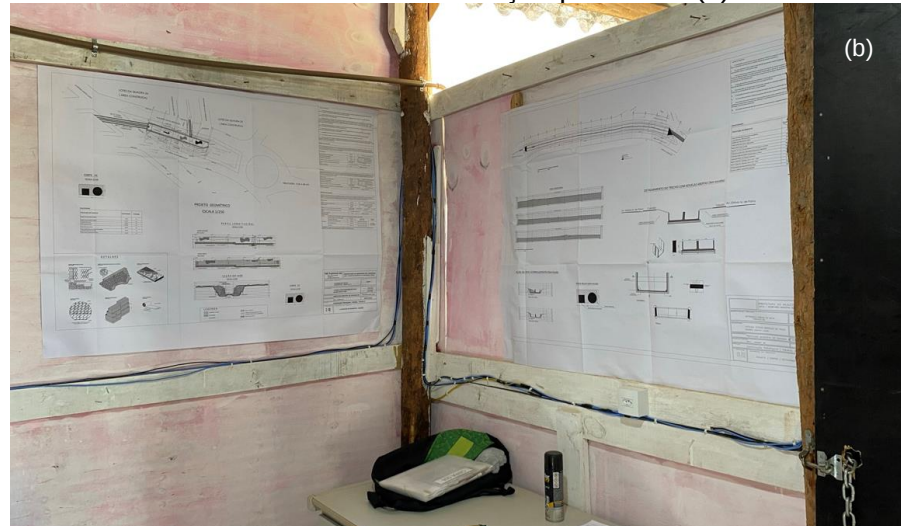
O canteiro de obras contou com uma edificação provisória em madeira de cerca de 32,0 m², locada à direita do trecho de gabião, que contemplava o escritório de engenharia, refeitório e almoxarifado de ferramentas, EPIs e materiais, conforme mostrado nas Figuras 24 e 25. Uma das grandes vantagens em usar a madeira como principal material nas edificações provisórias é contar com isolamento térmico e acústico, dando conforto e maior qualidade de vida aos trabalhadores da obra durante o período da construção.

Figura 24 – Imagem obtida do *Google Earth* ilustrando a locação da edificação provisória no canteiro de obras.



Fonte: do autor, 2021.

Figura 25 – Fotografia ilustrando o exterior da edificação provisória (a). Fotografia ilustrando o escritório da edificação provisória (b). Fotografia ilustrando o refeitório da edificação provisória (c). Fotografia ilustrando o almoxarifado da edificação provisória (d).



Fonte: Construtora Corte, 2021.

Nos meses de março e abril de 2021 foram realizadas basicamente as etapas de locação topográfica do trecho de gabião utilizando estação total, limpeza deste trecho por meio de escavadeira hidráulica, transporte do material de limpeza e descarga em bota-fora com o auxílio de caminhão basculante, escavação com escavadeira hidráulica do leito do trecho, transporte e descarga de material escavado, montagem das telas de gabião, recebimento de pedra de mão e montagem do muro de gabião na porção final do trecho. O local foi isolado/cercado com tela-tapume (Figuras 26 a 28).

A pedra de mão, também conhecida como rachão ou pedra pulmão, é um agregado graúdo constituído do material que passa pelo britador primário (uma pedra bruta, de maior dimensão) e é retido na peneira de 76 mm. A pedra de mão é empregada na construção de fundações em geral, aterramentos, drenagem de áreas alagadas, muros de contenção, barreiras, nivelamento de áreas, dentre outras aplicações.

Figura 26 – Fotografia ilustrando a etapa de locação topográfica do trecho de gabião (a). Fotografia ilustrando a limpeza do trecho de gabião (b). Fotografia ilustrando a etapa de transporte do material de limpeza (c). Fotografia ilustrando a escavação do leito do trecho de gabião (d).



Fonte: Construtora Corte, 2021.

Figura 27 – Fotografia ilustrando a descarga em bota-fora de material escavado (a). Fotografia ilustrando o recebimento de pedra de mão (b). Fotografia ilustrando a descarga de pedra de mão no leito do trecho de gabião (c). Fotografia ilustrando a montagem das telas de gabião (d).



Fonte: Construtora Corte, 2021.

Figura 28 – Fotografia ilustrando a etapa de montagem do muro de gabião na porção final do trecho (a). Fotografia ilustrando a etapa de cercamento do local com tela-tapume (b).



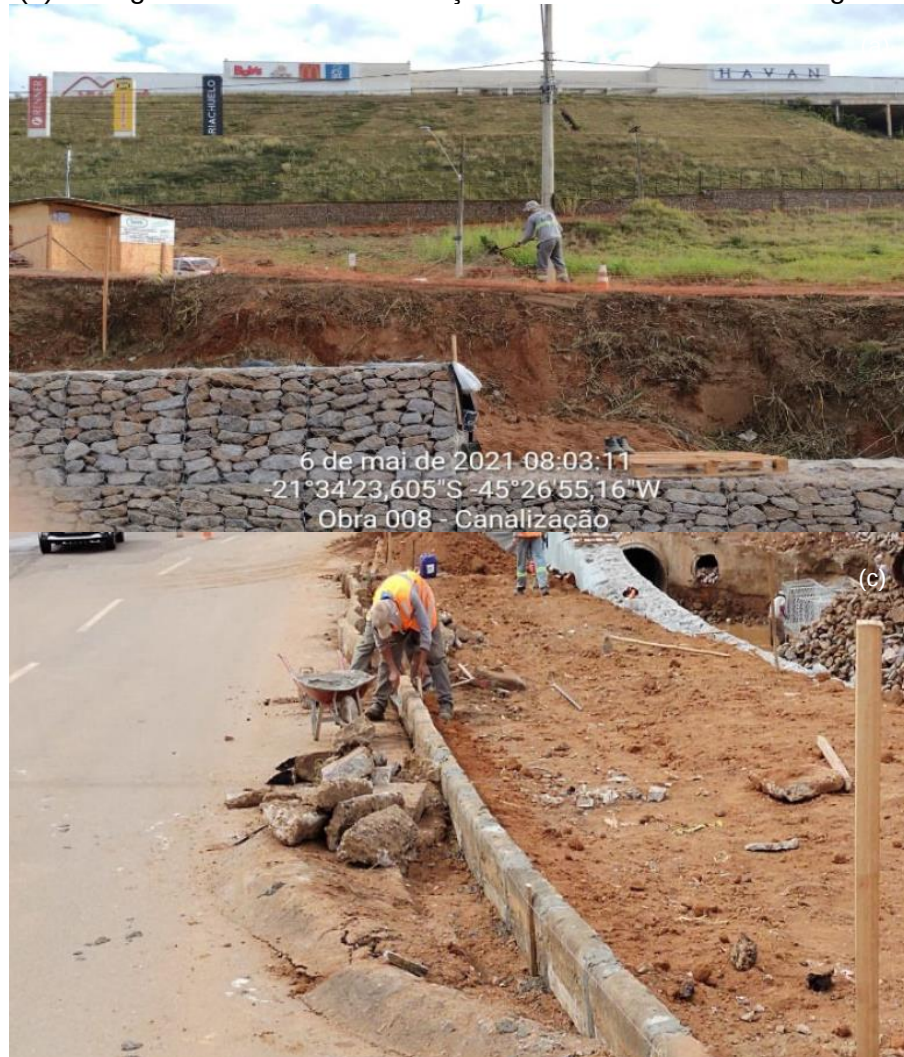
Fonte: Construtora Corte, 2021.



Considerando o valor total de orçamento do contrato de R\$ 4.032.069,02, foi consumido 6,68% nesta primeira etapa bimestral que representou um total de serviços executados de R\$ 269.261,46.

No mês de maio foram realizadas basicamente as etapas de limpeza para reaterro e reaterro do trecho de gabião com material de 1ª categoria e com o auxílio de compactador de solo de placa vibratória (compactador tipo sapo), execução do meio-fio, execução das caixas dos muros laterais e do colchão de areia do trecho de gabião, locação topográfica, limpeza e escavação do trecho de aduelas abertas (Figuras 29 e 30). Material de 1ª categoria compreende os solos em geral, residuais ou sedimentares, seixos rolados ou não, com diâmetro máximo e inferior a 0,15 m, qualquer que seja o teor de umidade apresentado. Esta medição mensal representou um aporte de R\$ 523.607,28 (12,99%) do montante orçamentário.

Figura 29 – Fotografia ilustrando a etapa de limpeza para reaterro do trecho de gabião (a). Fotografia ilustrando o reaterro do trecho de gabião (b). Fotografia ilustrando a execução do meio-fio do trecho de gabião (c). Fotografia ilustrando a execução dos muros laterais de gabião (d).



Fonte: Construtora Corte, 2021.

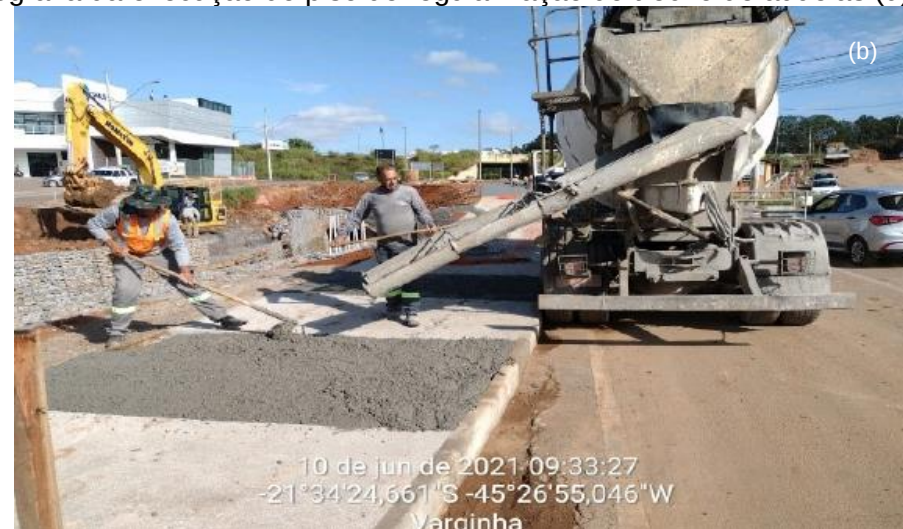
Figura 30 – Fotografia ilustrando a execução do colchão reno do trecho de gabião (a). Fotografia ilustrando a locação topográfica do trecho de aduelas abertas (b). Fotografia ilustrando a limpeza do trecho de aduelas (c). Fotografia ilustrando a escavação do trecho de aduelas (d).



Fonte: Construtora Corte, 2021.

No mês de junho foram realizadas, além da continuação e/ou finalização dos serviços anteriores, as etapas de plantio de grama e execução de calçada do trecho de gabião, enrocamento e execução do piso de regularização do trecho de aduelas abertas e compactação e regularização do terreno de bota-fora (Figuras 31 e 32). Esta medição mensal representou um aporte de R\$ 537.382,44 (13,33%) do montante orçamentário.

Figura 31 – Fotografia ilustrando o plantio de grama do trecho de gabião (a). Fotografia da concretagem da calçada do trecho de gabião (b). Fotografia da execução do enrocamento do trecho de aduelas (c). Fotografia da execução do piso de regularização do trecho de aduelas (d).



Fonte: Construtora Corte, 2021.

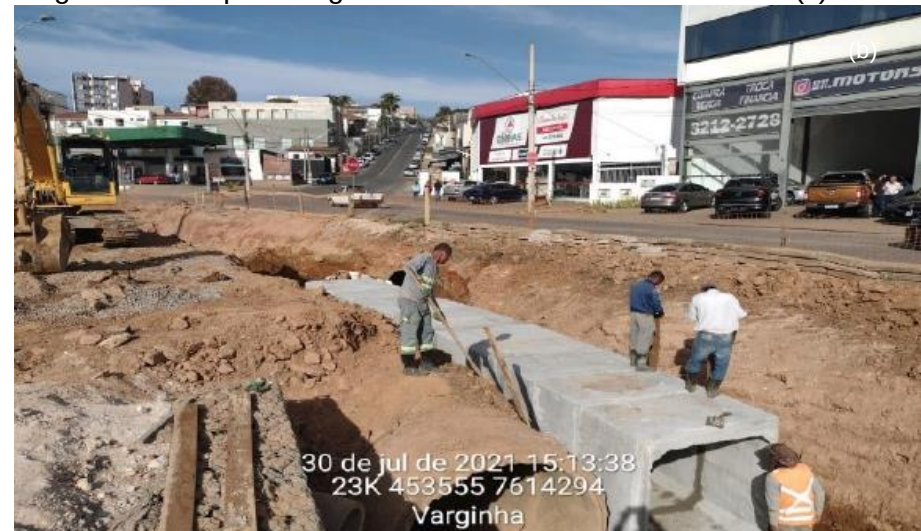
Figura 32 – Fotografia ilustrando a vista aérea do trecho de aduelas abertas (a). Fotografia ilustrando o acerto do terreno de bota-fora (b).



Fonte: Construtora Corte, 2021.

No mês de julho foram realizadas, além da continuação e/ou finalização dos serviços anteriores, as etapas de execução do segmento de aduelas fechadas de ligação entre os trechos de gabião e de aduelas abertas e de sinalização e fechamento de meia pista à direita do trecho de aduelas abertas em função de trincas que surgiram no pavimento asfáltico (Figura 33). Esta medição mensal representou um aporte de R\$ 420.333,43 (10,42%) do montante orçamentário.

Figura 33 – Fotografia ilustrando o içamento das aduelas fechadas (a). Fotografia ilustrando a etapa de execução do segmento de aduelas fechadas (b). Fotografia ilustrando o fechamento de meia pista na região afetada pelo surgimento de trincas no leito asfáltico (c).



Fonte: Construtora Corte, 2021.

No mês de agosto foram realizadas as etapas de reaterro e compactação do segmento de aduelas fechadas, de transporte das aduelas abertas do local de usinagem para o canteiro de obras e de execução do trecho de aduelas compreendendo o içamento das peças para o interior do canal, o rejunte das peças e o reaterro e a compactação deste trecho (Figuras 34 e 35). Esta medição mensal representou um aporte de R\$ 120.516,53 (2,99%) do montante orçamentário.

Figura 34 – Fotografia ilustrando o transporte das aduelas abertas.



Fonte: Construtora Corte, 2021.

Figura 35 – Fotografia ilustrando as aduelas abertas disponíveis para instalação (a). Fotografia ilustrando a instalação das aduelas abertas (b). Fotografia ilustrando a etapa de rejunte entre as peças das aduelas (c). Fotografia ilustrando o reaterro do trecho de aduelas abertas (d).



Fonte: Construtora Corte, 2021.

Nos meses de setembro e outubro basicamente continuou-se a instalação das aduelas abertas e reaterro e compactação deste trecho. Também neste mês, foram realizadas as etapas de execução do meio-fio e concretagem da calçada do mesmo trecho (Figuras 36 a 38). A medição deste período representou um aporte de R\$ 856.708,32 (21,25%) do montante orçamentário.

Figura 36 – Fotografia ilustrando o içamento das peças das aduelas abertas.



Fonte: Construtora Corte, 2021.

Figura 37 – Fotografia ilustrando a etapa de execução do trecho de aduelas abertas.



Fonte: Construtora Corte, 2021.

Figura 38 – Fotografia do reaterro das bordas do trecho de aduelas (a). Fotografia da compactação das bordas do trecho de aduelas (b). Fotografia da execução do meio-fio das calçadas do trecho de aduelas (c). Fotografia da concretagem das calçadas do trecho de aduelas (d).



Fonte: Construtora Corte, 2021.

Nos meses de novembro e dezembro basicamente finalizou-se a instalação das aduelas abertas e reaterro e compactação deste trecho. Também neste período, foram realizadas as etapas de acabamento das aduelas, de execução de ramais aferentes a este trecho, de finalização das calçadas e corte de dilatação e de plantio de grama no talude do trecho (Figuras 39 a 41). A medição deste período representou um aporte de R\$ 1.041.485,94 (25,83%) do montante orçamentário.

Figura 39 – Fotografia ilustrando a etapa de acabamento das aduelas abertas.



Fonte: Construtora Corte, 2021.

Figura 40 – Foto de um ramal aferente ao trecho de aduelas - a (a). Foto de um ramal aferente ao trecho de aduelas– b (b). Foto da execução da boca de lobo de um ramal aferente ao trecho de aduelas (c). Foto da finalização da concretagem das calçadas do trecho de aduelas (d).



Fonte: Construtora Corte, 2021.

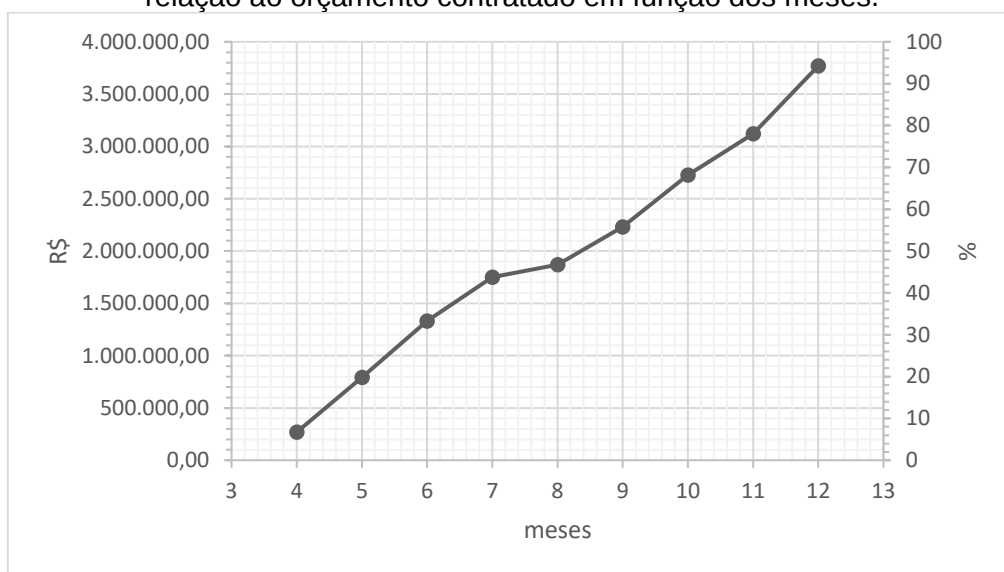
Figura 41 – Fotografia ilustrando a execução dos cortes de dilatação das calçadas do trecho de aduelas abertas (a). Fotografia ilustrando a etapa de plantio de grama nos taludes do trecho de aduelas abertas (b).



Fonte: Construtora Corte, 2021.

O gráfico a seguir (Figura 42) demonstra o capital consumido acumulado no período de abril a dezembro bem como a porcentagem acumulada considerando o orçamento contratado de R\$ 4.032.069,02 para a execução da obra. Em dezembro de 2021 do valor orçamentário R\$ 3.769.295,40, o que representa 93,49% do mesmo.

Figura 42 – Gráfico do capital empenhado acumulado da porcentagem acumulada em relação ao orçamento contratado em função dos meses.



Fonte: do autor, 2021.

Durante as escavações do trecho de aduelas abertas, com a retirada do solo arenoso não eficientemente compactado, houve o surgimento de trincas no leito asfáltico à direita do canal. As medidas de sinalização e fechamento de meia pista no local foram realizadas por parte da *Construtora Corte* e o solo foi novamente estabilizado após a implantação das aduelas e o reaterro e compactação do talude de borda do canal. O recapeamento do leito asfáltico foi realizado pela SOSUB. Também durante as escavações do canal, foram encontrados diversos ramais drenantes das águas de minas do bairro Santa Luíza. Estes ramais foram conectados ao canal.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A canalização dos cursos d'água em centros urbanos é uma intervenção necessária para aumentar a capacidade de vazão de córregos em áreas que sofrem com enchentes, alagamentos e inundações, além de erosão e solapamento das margens. Os esforços são sempre no sentido de garantir uma intervenção eficaz e com o mínimo impacto ambiental.

O projeto de intervenção no ribeirão da Avenida Otávio Marques de Paiva foi concebido pela SOSUB adotando uma vazão máxima de cheia de 76,62 m³/s e considerando uma área de drenagem de 2,2 km² e tempo de retorno de 100 anos. Em função destes parâmetros, foi dimensionado para o córrego do local um canal com área de seção de 16,00 m² e cerca de 365,0 m de extensão, configurado em dois trechos diferentes: o primeiro de aduelas abertas e o segundo de gabião caixa.

O aumento da área transversal proposto para o canal permite um escoamento de uma maior vazão, podendo esse elemento receber maior quantidade de água da bacia de drenagem na qual está inserido. O projeto de canalização foi também idealizado no sentido de apresentar pequena declividade de fundo para tentar alcançar um retardamento do escoamento de forma que o canal aproxime a sua funcionalidade a de uma bacia de amortecimento.

A execução da obra foi concedida mediante licitação à *Construtora Corte*, a qual realizou praticamente todos os serviços previstos em 9 meses, de março a dezembro de 2021, com um montante orçamentário disponível de R\$ 4.032.069,02.

A canalização do ribeirão da Avenida Otávio Marques de Paiva era de grande necessidade e urgência para o município de Varginha uma vez que, além dos danos sociais e econômicos que as recorrentes inundações têm trazido, a região em que o córrego se insere tem se tornado uma zona de destaque no município em relação à concentração de bares e restaurantes e também no ramo empresarial, principalmente o do café.

O presente trabalho de conclusão de curso possibilitou o contato do discente com conceitos das mais diversas disciplinas de graduação em Engenharia Civil permitindo uma visão holística do processo estudado.

8 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se para trabalhos futuros:

- a apresentação dos dados levantados na etapa orçamentária pela SOSUB;
- a apresentação de todo o quantitativo de materiais, de equipamentos e de mão-de-obra, orçado e empregado nas diversas etapas da execução da obra pela *Construtora Corte*;
- a apresentação do quantitativo de projeto e de execução de solo cortado e aterrado, comprado e descartado em bota-fora nas diversas etapas de escavação e de reaterro durante a execução da obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10514: Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção, para confecção de gabiões - Especificação**. Rio de Janeiro, 1988.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 2013.

BRAGA, J. O. **Alagamentos e inundações em áreas urbanas: estudo de caso na cidade de Santa Maria - DF**. Monografia de graduação – Curso de Geografia, Universidade de Brasília. Brasília, 2016.

BRASIL. IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística Educa Jovens. Conheça o Brasil. População. **População rural e urbana**. Disponível em: <<https://educa.ibge.gov.br/jovens/conheca-o-brasil/populacao/18313-populacao-rural-urbana.html#:~:text=De%20acordo%20com%20dados%20da,brasileiros%20vivem%20em%20%C3%A1reas%20rurais>>. Acesso em: 2 de agosto de 2021.

BRASIL. IPEA - Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada. Centro de Pesquisa em Ciência, Tecnologia e Sociedade. Central de conteúdo. **Controle de enchentes**. Disponível em: <<https://www.ipea.gov.br/cts/pt/central-de-conteudo/artigos/artigos/231-controle-de-enchentes>>. Acesso em: 2 de agosto de 2021.

BRASIL. Lei nº 13.199, de 29 de janeiro de 1999. **Dispõe sobre a Política Estadual de Recursos Hídricos e dá outras providências**. Belo Horizonte, 1999.

BRASIL. Lei Estadual nº 21.972, de 21 de janeiro de 2016. **Dispõe sobre o Sistema Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos – SISEMA – e dá outras providências**. Belo Horizonte, 2016.

BRASIL. Resolução do CODEMA nº 02, de 10 de outubro de 2007. **Dispõe sobre o regulamento das normas para supressão, restrição e recuperação de árvores na zona urbana do município de Varginha**. Varginha, 2007.

BRASIL. Lei nº 8.666, de 21 de junho de 1993. **Regulamenta o art. 37, inciso XXI, da Constituição Federal, institui normas para licitações e contratos da Administração Pública e dá outras providências**. Brasília, 1993.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2ª ed. Oficina de textos, 384 p. São Paulo, 2015.

CARVALHO, D. F. et al. **Hidrologia. Escoamento Superficial**. Apostila – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro. p. 95-115. Rio de Janeiro, 2006.

CORREIO DO SUL. Destaque. **Cruzamento abaixo do shopping de Varginha fica alagado após forte chuva**. Disponível em:

<<http://correiodosul.com/varginha/cruzamento-abaixo-do-shopping-de-varginha-fica-alagado-apos-forte-chuva/>>. Acesso em: 2 de agosto de 2021.

G1 – GLOBO. Minas Gerais. Sul de Minas. Notícia. **Ribeirão transborda durante chuva e famílias ficam desalojadas em Varginha, MG.** Disponível em: <<https://g1.globo.com/mg/sul-de-minas/noticia/2020/02/13/rio-transborda-durante-chuva-e-familias-ficam-desalojadas-em-varginha-mg.ghtml>>. Acesso em: 2 de agosto de 2021.

GRILO, R. C. **A precipitação pluvial e o escoamento superficial na cidade de Rio Claro/SP.** Dissertação de mestrado – curso de Geografia, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista. Rio Claro, 1992.

OFICINA DE TEXTOS. Geografia e Meteorologia. **Enchente, inundação, alagamento e enxurrada.** Disponível em: <<https://www.ofitexto.com.br/comunitexto/enchentes-inundacao-alagamento-e-enxurradas/>>. Acesso em: 2 de agosto de 2021.

POMPÊO, C. A. **Drenagem Urbana Sustentável.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos/Associação Brasileira de Recursos Hídricos, v. 5, n. 1, p. 15-23, Porto Alegre, 2000.

SILVA, K. A. **Análise da eficiência de métodos de controle de enchentes na atenuação de picos de cheias utilizando o modelo computacional SWMM – Storm Water Management Model.** Dissertação de mestrado – Curso de Engenharia do Meio Ambiente, Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2007.

SILVA, L. D. B. et al. **Hidrologia.** Apostila – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro. 86 p. Rio de Janeiro, 2007.

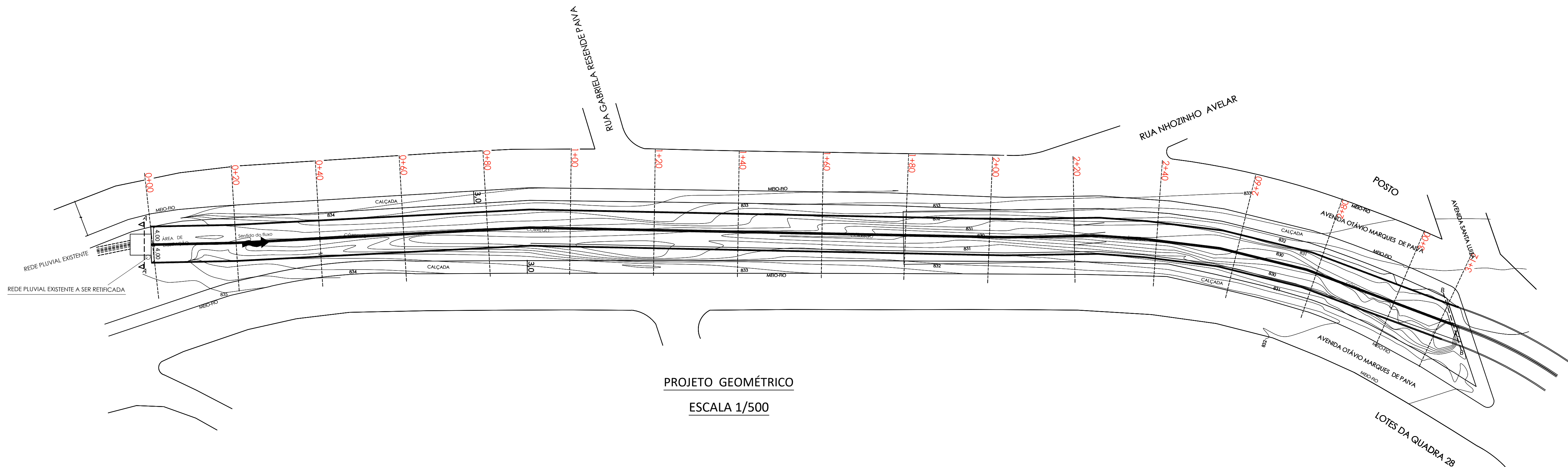
SILVA, A. J. N. et al. **Coesão e resistência ao cisalhamento relacionadas a atributos físicos e químicos de um Latossolo Amarelo de tabuleiro costeiro.** Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 31, n. 5, p. 853-862. Viçosa, 2007.

TUCCI, C. E. M. **Inundações urbanas: impactos da urbanização.** Editora da UFRGS ABRH. Porto Alegre, 2007.

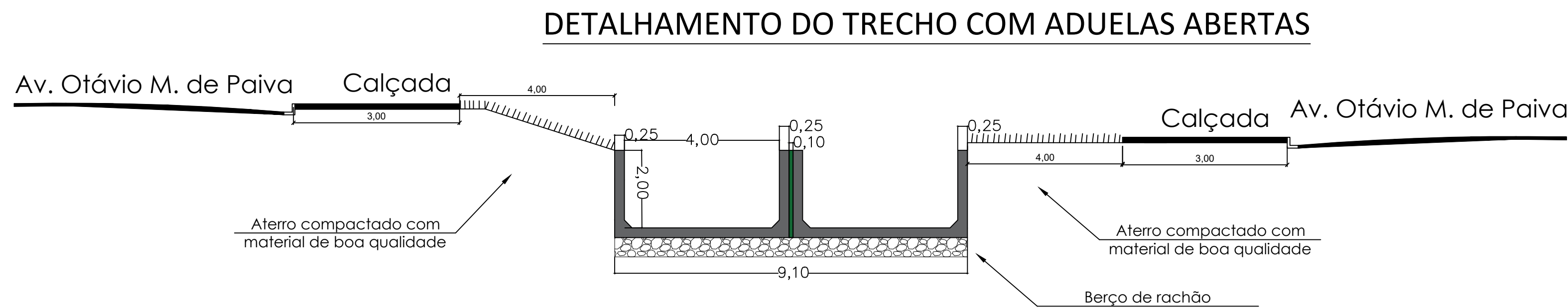
TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: ciência e aplicação.** 2ª ed. Editora da UFRGS ABRH. Porto Alegre, 1997.

VARGINHA ONLINE. Notícia. **Chuva causa alagamentos nesta noite em Varginha; ribeirão abaixo do shopping transborda.** Disponível em: <<https://www.varginhaonline.com.br/187144/chuva-causa-alagamentos-nesta-noite-em-varginha-ribeirao-abaixo-do-shopping-transborda.html>>. Acesso em: 2 de agosto de 2021.

ANEXO A – Projeto geométrico e detalhamento do trecho de aduelas abertas.



PROJETO GEOMÉTRICO
ESCALA 1/500



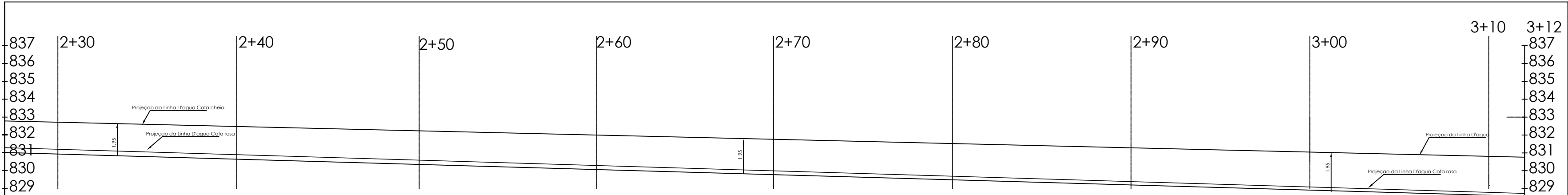
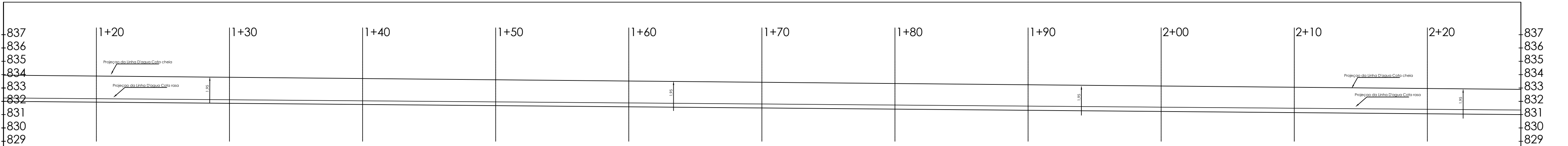
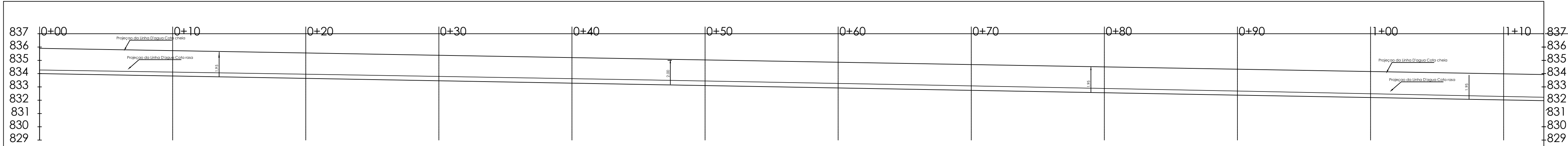
DETALHAMENTO DO TRECHO COM ADUELAS ABERTAS

		PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE VARGINHA SEPLA - SECRETARIA MUNICIPAL DE PLANEJAMENTO URBANO	
RESPONSÁVEL TÉCNICO: ANTONICELLI CARLOS DA SILVA 110414/D MG		ART. N.º:	
ENDEREÇO: AVENIDA OTÁVIO MARQUES DE PAIVA BAIRRO SANTA LUIZA			
PROPRIETÁRIO: PREFEITURA MUNICIPAL DE VARGINHA MG		ARQUIVO: ROTATÓRIA SANTA LUIZA	
PLANIALTIMETRIA SEPLA - VARGINHA MG		MAPOTECA: ROTATORIAS	
TÍTULO: TRECHO 1: ADUELAS ABERTAS			
PRANCHA: 01/03	CONTEÚDO DA PRANCHA: PROJETO GEOMÉTRICO / DETALHAMENTO		

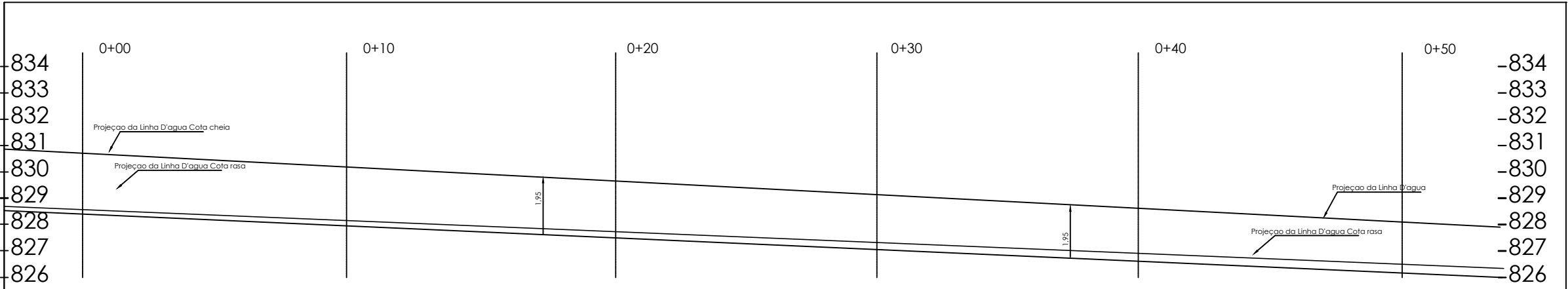
ANEXO B – Perfil da linha d'água no canal.

PERFIS LONGITUDINAIS

ESCALA 1/250



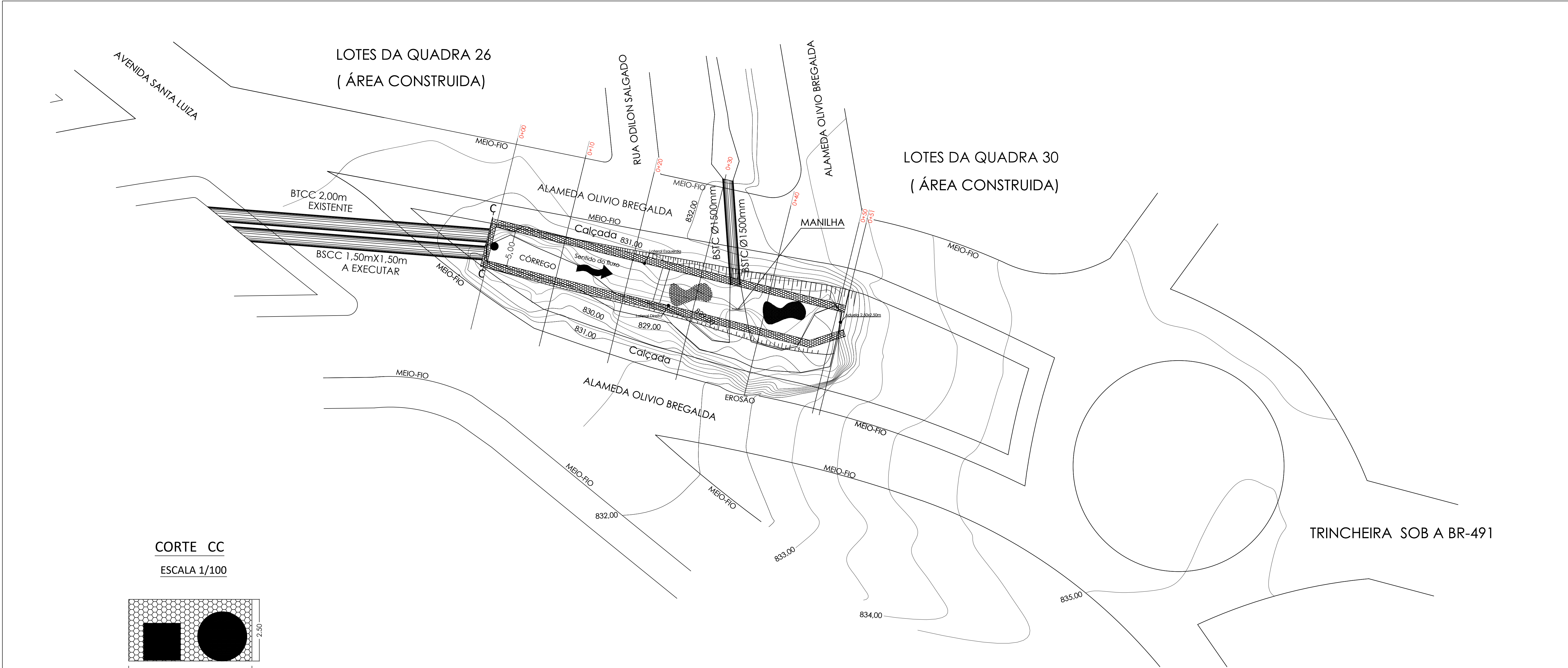
Trecho 1: Aduelas Abertas
Ext: 312,00m



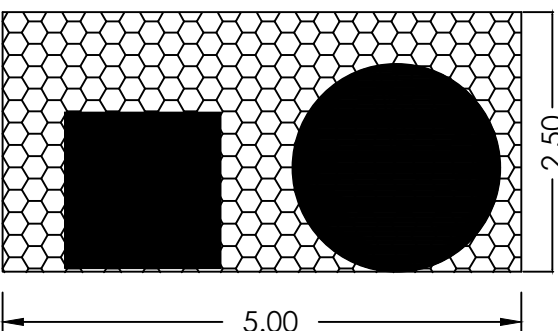
Trecho 2: Gabião Caixa
Ext: 53,00m

		PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE VARGINHA SEPLA - SECRETARIA MUNICIPAL DE PLANEJAMENTO URBANO	
RESPONSÁVEL TÉCNICO: ANTONICELLI CARLOS DA SILVA 110414/D MG		ART. N°:	
ENDEREÇO: AVENIDA OTÁVIO MARQUES DE PAIVA BAIRRO SANTA LUIZA			
PROPRIETÁRIO: PREFEITURA MUNICIPAL DE VARGINHA MG		ARQUIVO: ROTATÓRIA SANTA LUIZA	
PLANIALTIMETRIA SEPLA - VARGINHA MG		MAPOTECA: ROTATORIAS	
TÍTULO: TRECHO DE ADUELAS ABERTAS E TRECHO DE GABIÃO			
PRANCHA: 02/03		CONTEÚDO DA PRANCHA: PERFIL DA LINHA D'AGUA	

ANEXO C – Projeto geométrico, detalhamento, perfil e corte do trecho de gabião.



CORTE CC
ESCALA 1/100



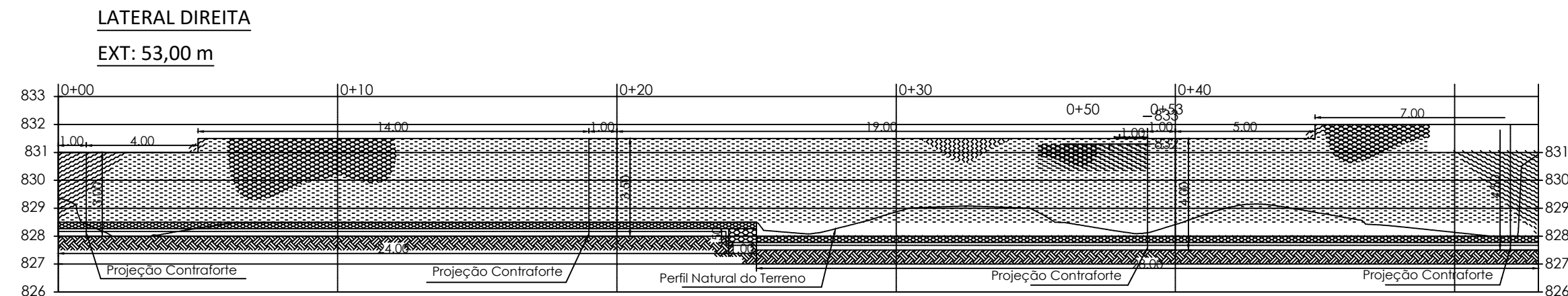
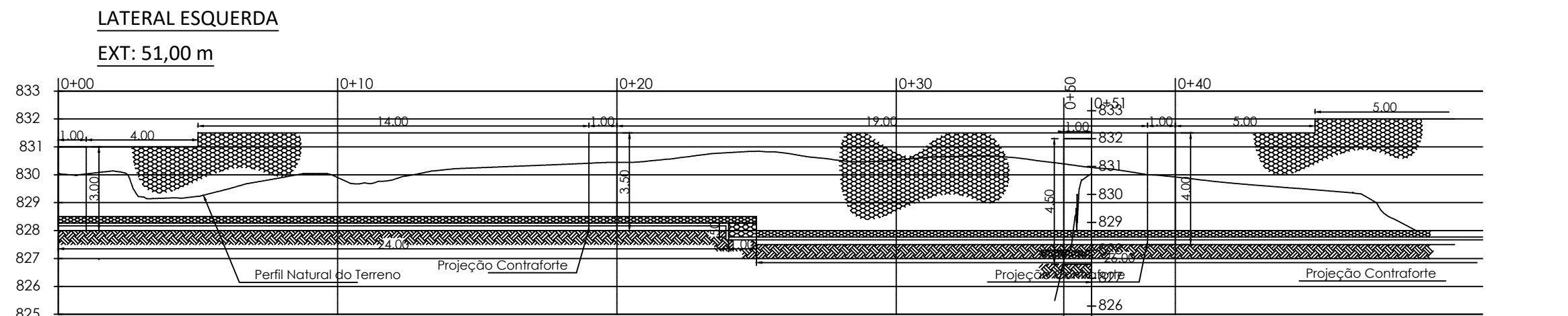
Quantidades		
Descrição do Material	Quantidade	Unidade
Gabião tipo Caixa 80 (h=0,50m)	78,50	m³
Gabião tipo Caixa 80 (h=1,00m)	674,00	m³
Colchão 60 (e=0,23)	254,00	m²
Filtro Geotêxtil H40,2	1.150,00	m²
Dispositivo de conexão	500,00	Kg
Pedra Rachão para enchimento dos gabiões (considerando 15% de perda)	930,00	m³
Pedra rachão co preparação de base	255,00	m³

PROJETO GEOMÉTRICO

ESCALA 1/250

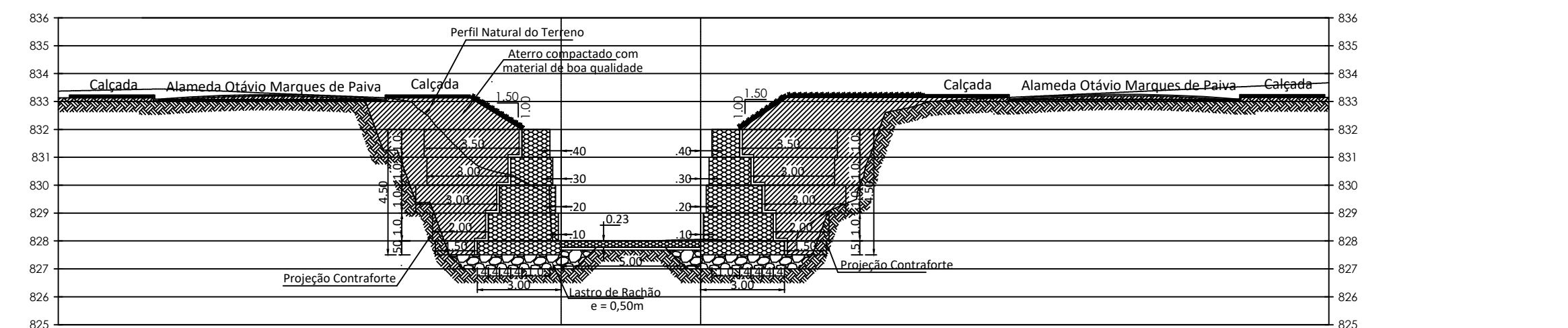
PERFIL LONGITUDINAL

ESCALA 1/250

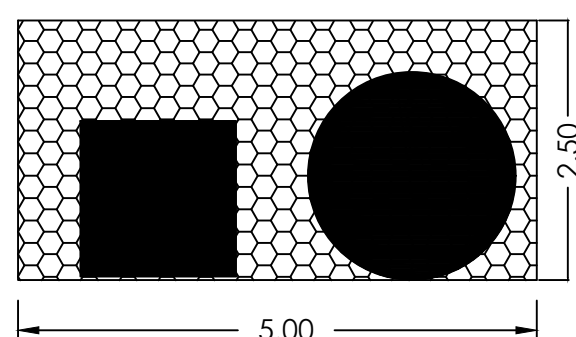


SEÇÃO EST: 0+50

ESCALA 1/250



CORTE CC
ESCALA 1/100



LEGENDA

- Gabião Caixa
- Colchão
- Geotêxtil
- Solo natural
- Aterro compactado com material de boa qualidade
- Pedra rachão

- NOTAS DE PROJETO:
- A estabilidade da estrutura proposta deverá ser analisada mediante a utilização de parâmetros de resistência dos solos de aterro e fundação, que deverão ser obtidos através de ensaios específicos;
 - Os solos utilizados como reaterro não deverão apresentar matéria orgânica e outras impurezas, e deverão apresentar expansividade inferior a 2,0% (ensaio CBR);
 - O aterro deverá ser compactado em camadas com espessura máxima acabada de 25 cm, até atingir o grau de compactação mínimo de 98% em relação à energia normal de compactação, e desvio de umidade máximo de Junto à face, com largura mínima de 1,0 m, a compactação deve ser processada através do uso de placas vibratórias ou sapos mecânicos, para evitar dano pela proximidade do rolo compactador;
 - A execução da face, colocação dos Gabiões e a execução do aterro devem ser simultâneas, ou seja, o levantamento do muro deve ser efetuado concomitantemente com a execução do aterro;
 - Para execução da estrutura aqui apresentada, deverão ser realizados ensaios de campo e laboratório a fim de verificar e confirmar as características dos solos e o nível freático;
 - A topografia do terreno natural e as cotas de projeto deverão ser confirmadas para locação da estrutura proposta;
 - As escavações próximas à estrutura proposta não deverão comprometer a integridade da mesma;
 - Este estudo tem como finalidade a apresentação da geometria e estimativa de custos, portanto todos os dados hidráulicos, geotécnicos e geométricos deverão ser verificados e confirmados;Deverá ser previsto cobertura vegetal dos taludes expostos para proteção contra erosões superficiais;

Gabião Tipo Caixa 80

Gabiões tipo Caixa 80 são confeccionados com malha hexagonal de dupla torção, produzida a partir de arames, no diâmetro externo 3,40 mm, em conformidade com as normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3, suas características de desempenho são apresentadas abaixo. Os Gabiões tipo Caixa 80 são subdivididos em células por diafragmas, inseridos a cada metro durante a fabricação (execução feita aos gabios com comprimento inferior a 2 m, que não recebem diafragmas). Para as operações de montagem (amarração e atirantamento) dos gabios.

Ensaio de abrasão	≥100.000	ciclos	NBR 7577 / EN 60229 (Adaptado)
Resistência química em ambiente aquoso	1<ph<14	Consultar tabela de resistência química*	
Força máxima de punção	22,75	kN	ASTM A975 (Adaptado)
Resistência da conexão na borda	27,00	kN/m	ASTM A975 (Adaptado)
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio Kesternich)	<5% de oxidação após 250 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm³ SO2 para 2 dm³ água)	EN 10223-3
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio de Névoa Salina)	<5% de oxidação após 6000 horas	EN ISO 9227 / EN 10223-3	
Temperatura de fragilidade	-35ºC	NBR 8964 / EN 10223-3	

Colchão

Colchões 60 são confeccionados com malha hexagonal de dupla torção, produzida a partir de arames, no diâmetro externo 3 mm, em conformidade com as normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3, suas características de desempenho são apresentadas abaixo. Os Colchões 60 são subdivididos em células por diafragmas de parede dupla, que reforçam os elementos, aumentando a rigidez das estruturas construídas. Para as operações de montagem (amarração e atirantamento) dos colchões, são necessários dispositivos de conexão.

Ensaio de abrasão	≥100.000	ciclos	NBR 7577 / EN 60229 (Adaptado)
Resistência química em ambiente aquoso	1<ph<14	Consultar tabela de resistência química*	
Força máxima de punção	15,50	kN	ASTM A975 (Adaptado)
Resistência da conexão na borda	21,00	kN/m	ASTM A975 (Adaptado)
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio Kesternich)	<5% de oxidação após 250 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm³ SO2 para 2 dm³ água)	EN 10223-3
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio de Névoa Salina)	<5% de oxidação após 6000 horas	EN ISO 9227 / EN 10223-3	
Temperatura de fragilidade	-35ºC	NBR 8964 / EN 10223-3	

Dispositivo de Conexão

Os Dispositivos de Conexão, são utilizados nas operações de amarração e atirantamento, para a montagem e instalação dos gabios e demais produtos de malha hexagonal de dupla torção, estes dispositivos metálicos são produzidos com o mesmo tipo de aço utilizado para a fabricação das malhas, garantindo que as estruturas, construídas com tais materiais apresentem características monolíticas. O Dispositivo de Conexão é produzido a partir de arames, no diâmetro externo 3,2 mm, em conformidade com as normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3, suas características de desempenho são apresentadas abaixo.

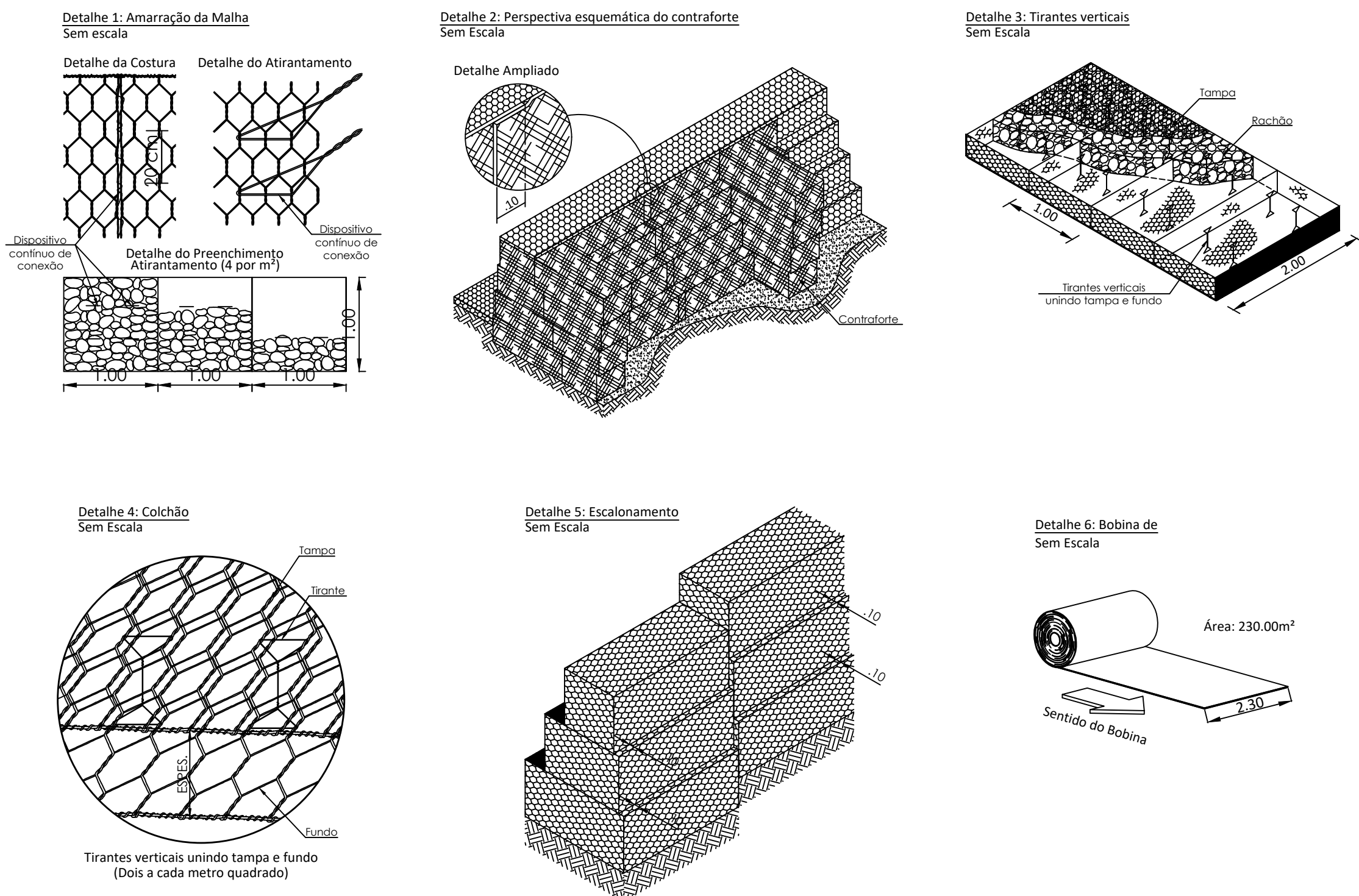
Ensaio de abrasão	≥100.000	ciclos	NBR 7577 / EN 60229 (Adaptado)
Resistência química em ambiente aquoso	1<ph<14	Consultar tabela de resistência química*	
Tensão de ruptura	380 a 500 classe A	mPa	NBR 8964 / EN 10223-3 / NBR 709
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio Kesternich)	<5% de oxidação após 250 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm³ SO2 para 2 dm³ água)	EN 10223-3
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio de Névoa Salina)	<5% de oxidação após 6000 horas	EN ISO 9227 / EN 10223-3	
Temperatura de fragilidade	-35ºC	NBR 8964 / EN 10223-3	

Especificação

Descrição	Geotêxtil nátecedo 100% poliéster, agulhado e consolidado térmicamente por calandragem.		
Propriedades	Resistência longitudinal à tração (Faixa larga)	10,00 kN/ m	ASTM D 4595 / NBR ISO 10319
	Alongamento (Faixa larga)	50,00 %	
	Resistência ao punção CBR	1,50 kN	ASTM D 6241 / NBR 12236
	Permeabilidade normal	0,20 cm/s	ASTM D 4491 / NBR ISO 11058
	Gramatura	200,00 g/ m²	ASTM D 5261 / NBR ISO 9864

A estabilidade e a segurança da estrutura proposta só podem ser garantidas a longo prazo através da utilização de geossintéticos de alta qualidade e desempenho e que obrigatoriamente atendam às propriedades listadas.

DETALHES



PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE VARGINHA

SEPLA - SECRETARIA MUNICIPAL DE PLANEJAMENTO URBANO

RESPONSÁVEL TÉCNICO:	ANTONICELLI CARLOS DA SILVA 110414/D MG	ART N°:
ENDEREÇO:	AVENIDA OTÁVIO MARQUES DE PAIVA BAIRRO SANTA LUIZA	
PROPRIETÁRIO:	PREFEITURA MUNICIPAL DE VARGINHA MG	ARQUIVO: ROTATORIA SANTA LUIZA
PLANALTIMETRIA:	SEPLA - VARGINHA MG	MAPOTECA: ROTATORIAS
TÍTULO:	TRECHO 2: GABIÃO CAIXA	
PRANCHA:	03/03	CONTEUDO DA PRANCHA: PROJETO GEOMÉTRICO / DETALHAMENTO / PERFIL / CORTE