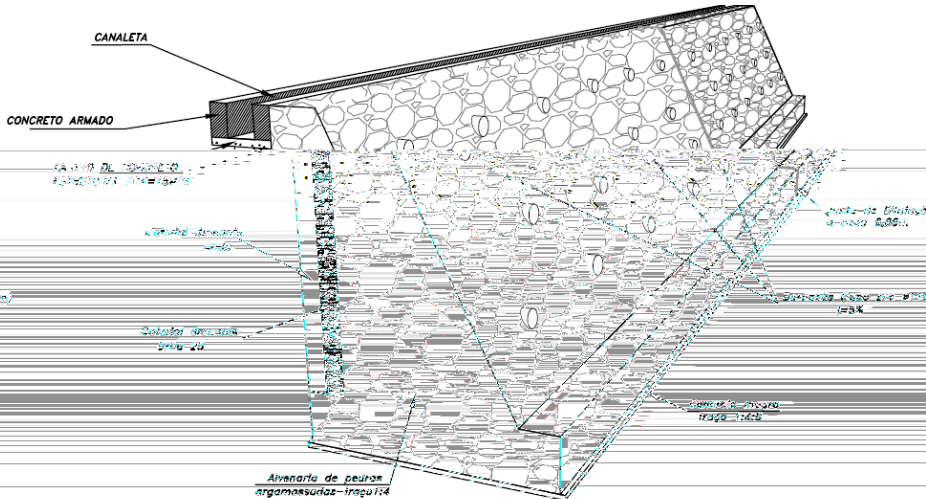


2024

DETALHE DO MURO COM BARBACÃS
(SEM ESCALA)



RELATÓRIO DO PROJETO DE CONTENÇÃO DE ENCOSTAS DO SETOR MBG5 – MURILO BRAGA

Sumário

1. APRESENTAÇÃO.....	5
2. CONHECENDO O MUNICÍPIO.....	7
2.1. DADOS GERAIS E LOCALIZAÇÃO	7
2.2. GEOLOGIA	9
3. ESTUDOS BÁSICOS	10
3.1. ESTUDOS TOPOGRÁFICOS.....	10
• Receptor GPS/GNSS com RTK.....	10
• Receptor GPS/GNSS – GTRi com RTK.....	11
3.2. ESTUDOS GEOTÉCNICOS	12
4. DEFINIÇÕES E CRITÉRIOS DE PROJETO, PARÂMETROS E COEFICIENTES ...	15
4.1. COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL	15
4.2. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO.....	15
4.3. TEMPO DE RECORRÊNCIA	16
4.4. INTENSIDADE PLUVIOMÉTRICA	16
4.5. COEFICIENTE DE RUGOSIDADE	19
4.6. ESCADA HIDRÁULICA	21
4.7. PLANO DE EXECUÇÃO DA OBRA	22
5. RESULTADOS DOS DIMENSIONAMENTOS:	25
5.1. MURO DE CONTENÇÃO	25
5.2. MATERIAIS:	26
5.3. MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS MUROS:	26
5.4. DRENAGEM.....	69
6. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS.....	79
6.1. INSTALAÇÕES PROVISÓRIAS E SERVIÇOS PRELIMINARES	79
6.2. DEMOLIÇÕES	81
6.3. REMOÇÕES	81
6.4. ESCAVAÇÕES	83
6.5. CORTES	84
6.6. ATERROS	84
6.7. TRANSPORTE DE MATERIAL DE QUALQUER NATUREZA EM CARRINHO DE MÃO E/OU EM CAÇAMBA	86
6.8. CONTENÇÃO EM MURO DE PEDRA RACHÃO.....	87
6.8.1. ALVENARIA DE PEDRAS.....	87
6.8.2. ENROCAMENTO	88
6.8.3. REVESTIMENTO.....	89
6.8.4. CONTROLE	89
6.8.5. PAGAMENTO.....	89
6.9. MANTA GEOTÊXTIL.....	89
6.9.1. DEFINIÇÃO	89
6.9.2. MÉTODO EXECUTIVO.....	90
6.9.3. CRITÉRIOS DE CONTROLE	91
6.9.4. CRITÉRIOS DE MEDIÇÃO E PAGAMENTO.....	91
6.10. DRENAGEM.....	91
6.10.1. GENERALIDADES.....	91
6.10.2. CANALETAS	91
6.10.3. DISSIPADORES DE ENERGIA	92

6.11.	CONCRETO PROJETADO.....	92
6.11.1.	PREPARO DA MASSA.....	93
6.11.2.	PREPARO DO TALUDE.....	93
6.11.3.	COLOCAÇÃO DA TELA.....	93
6.12.	COLOCAÇÃO DOS DRENOS	93
6.12.1.	PREPARAÇÃO DO CONCRETO.....	94
6.12.2.	APLICAÇÃO DO CONCRETO	94
6.12.3.	DESEMPOLAMENTO E ACABAMENTO	94
6.12.4.	PROTEÇÃO E CURA.....	94
6.12.5.	CONTROLE.....	94
6.13.	CORRIMÃO	94
6.13.1.	DESCRIÇÃO.....	94
6.13.2.	ACABAMENTO	95
6.13.3.	APLICAÇÃO	95
6.13.4.	EXECUÇÃO.....	95
6.14.	PISO CIMENTADO.....	96
6.14.1.1.	OBJETIVO	96
6.14.1.2.	PREPARO DA MASSA	96
6.15.	URBANISMO	97
6.15.1.	PISOS EXTERNOS.....	97
6.15.2.	ILUMINAÇÃO EXTERNA	97
6.15.3.	PLAYGROUND	98
6.15.4.	BANCOS.....	99
6.15.4.1.	BANCOS EM CONCRETO.....	99
6.15.4.2.	COMPENSAÇÃO AMBIENTAL DE ÁRVORES SUPRIMIDAS	99
7.	RELATÓRIO FOTOGRÁFICO	101
8.	ANEXOS.....	104
8.1.	CÁLCULOS	104
8.1.1.	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO	104
8.1.2.	INTENSIDADE DE CHUVA	104
8.1.3.	COMPARATIVO HIDRÁULICO “MANNING”x”RACIONAL”	104
8.1.4.	VERIFICAÇÃO DOS DADOS POR CANALETA - COTA, DECLIVIDADE, ÁREA de BACIA e MAIOR EXTENSÃO DENTRO DA BACIA.....	104

1. APRESENTAÇÃO

A Região Metropolitana do Recife sofre, anualmente, com os transtornos causados pelas chuvas, os quais vêm ocorrendo com maior frequência e intensidade, como consequência da ocupação desordenada, do uso inadequado dos dispositivos de drenagem, associados a serviços de manutenção ineficientes, além dos problemas relacionados à impermeabilização do solo e à infraestrutura insuficiente de microdrenagem, coleta e transporte de esgotos domésticos e coleta de resíduos sólidos.

Nesse contexto, a Prefeitura Municipal do Jaboatão dos Guararapes, através da Secretaria Executiva de Saneamento e Elaboração de Projetos de Obras - SESPO, integrante da Secretaria Municipal de Infraestrutura, decidiu elaborar os estudos para contenção da encosta responsável pelo sinistro que vitimou três pessoas, fruto do deslizamento de massa de terra na região denominada de MURILO BRAGA-MBG5, situada no bairro de CAVALEIRO.

Desta forma a **PREFEITURA DO JABOATÃO DOS GUARARAPES**, com sede na Avenida Barreto de Menezes, 1648 Prazeres – Jaboatão dos Guararapes/PE, inscrita no CNPJ 10.377.679/0001-96, apresenta o Relatório do Projeto Executivo de Engenharia para Estabilização de Encostas em Áreas de Riscos do setor de contenção denominado MURILO BRAGA – MBG5 - **Jaboatão dos Guararapes**.



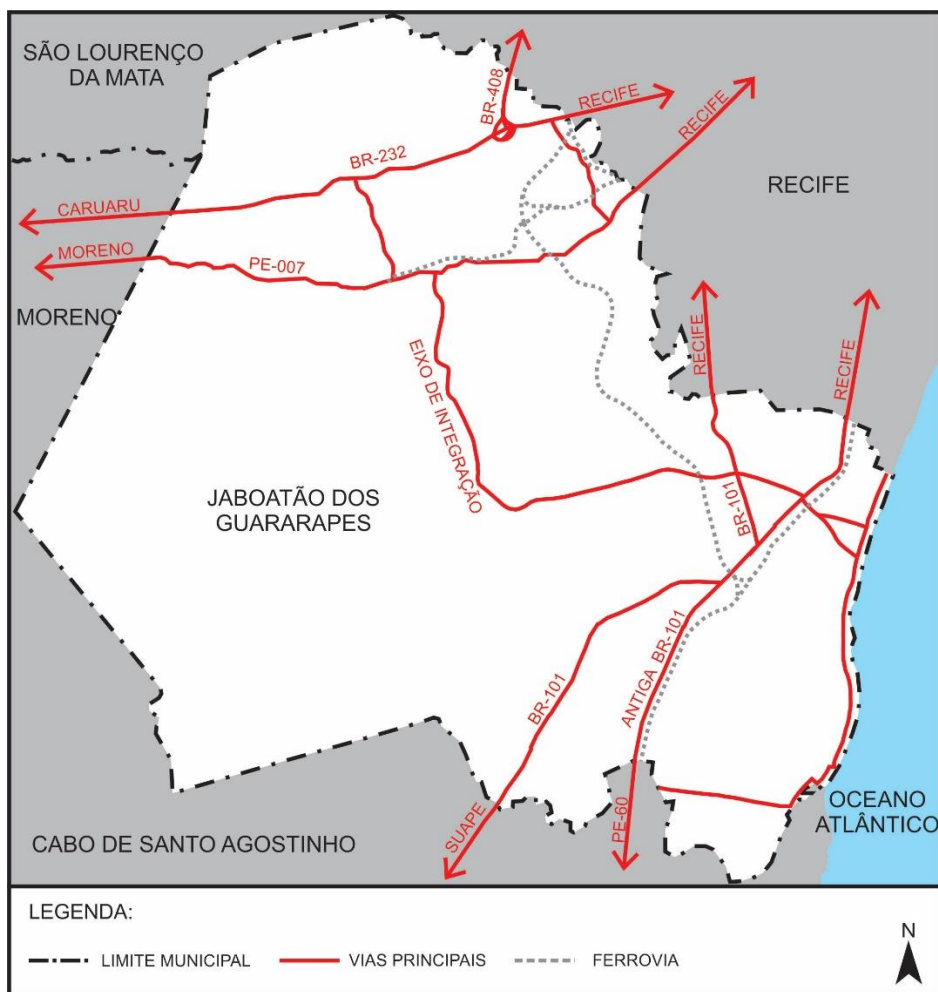
MEMORIAL DESCRITIVO

2. CONHECENDO O MUNICÍPIO

2.1.DADOS GERAIS E LOCALIZAÇÃO

Localizado em Pernambuco, na Região Nordeste do país, Jaboatão dos Guararapes pertence à Mesorregião Metropolitana do Recife, à Microrregião de Recife e à Região Metropolitana do Recife. A cidade faz fronteira com Recife ao norte, com Moreno a leste, com São Lourenço da Mata a noroeste, com Cabo de Santo Agostinho ao sul e com o Oceano Atlântico a leste, ocupando uma área total de 258,694 km², sendo composto por 5 distritos e 27 bairros.

O município conta com vários acessos por se encontrar na Região Metropolitana do Recife, conforme pode ser visualizado na figura abaixo, sendo os melhores a BR-101, rodovia que liga grande parte do litoral brasileiro de norte a sul, e a BR-232, rodovia que se inicia em Recife e atravessa o interior do estado, no sentido leste-oeste. O município é cortado por 4 rodovias estaduais e 3 federais, conforme descrito na sequência, além de 23 ruas e avenidas arteriais.



Principais vias de acesso ao município

- PE-007 – Liga Jaboatão dos Guararapes ao município de Moreno a oeste, e no leste, ao município de Recife;
- PE-008 – Liga Jaboatão dos Guararapes ao município de Recife e à BR-101;
- PE-017 – Liga a PE-007 com a BR-101, dentro os limites da cidade de Jaboatão dos Guararapes;
- BR-101 – Liga Jaboatão dos Guararapes ao município de Cabo de Santo Agostinho ao sul, e no norte, ao município de Recife;
- BR-232 – Liga Jaboatão dos Guararapes ao município de Moreno a oeste, e no leste, ao município de Recife;
- BR-408 – Liga Jaboatão dos Guararapes ao município de São Lourenço da Mata ao norte.

Além das rodovias o município se beneficia de um sistema metroviário e pelo Aeroporto Internacional dos Guararapes.

O município de Jaboatão dos Guararapes é o segundo maior município em população do estado de Pernambuco, e um dos 10 (dez) mais populosos do país, excetuando-se as capitais. Em 2022, a população era de 644.037 habitantes com uma densidade demográfica de 2.489,28 habitantes por quilômetro quadrado.

Na comparação com outros municípios do estado, ficava nas posições 2 e 5 de 185. Já na comparação com municípios de todo o país, ficava nas posições 32 e 50 de 5570.

Em 2021, o Produto Interno Bruto per capita foi de R\$ 22.680,83, na comparação com outros municípios do estado, ficou nas posições 15 de 185 entre os municípios do estado e na 2.871 de 5.570 entre todos os municípios.

Representa 7,3% da economia de Pernambuco, contudo em fevereiro de 2022 registrou 214.797 pessoas, ou seja, 30% da população total do município, em situação de pobreza, ou extrema pobreza (renda per capita/mês de até R\$ 200,00). Outro dado que demonstra a vulnerabilidade da maior parte da população da cidade é que 80% da população são SUS dependentes.

A taxa de mortalidade infantil média na cidade é de 13,96 para 1.000 nascidos vivos. As internações devido a diarreias são de 18,2 para cada 1.000 habitantes. Comparado com todos os municípios do estado, fica nas posições 74 de 185 e 71 de 185, respectivamente. Quando comparado a cidades do Brasil todo, essas posições são de 2.115 de 5.570 e 1.658 de 5.570, respectivamente.

O município de Jaboatão dos Guararapes está integrado à Região Metropolitana do Recife desde a segunda metade do século XX, sendo verificada uma conurbação com a capital, onde as manchas urbanas dos dois municípios estão interligadas em bairros como Jardim Jordão e Jardim Monte Verde. A mancha urbana da RMR teve sua consolidação a partir de um processo histórico de mais de quatro séculos, onde pelo longo da história produziu resultados heterogêneos quanto ao tipo de ocupação ora, por uma malha contínua, ora por núcleos urbanos isolados. A Região Metropolitana do Recife foi institucionalizada pela Lei Federal nº 134 de 1973, sendo formada por 14 municípios (Figura 2.8): Abreu e Lima, Aroçaiaba, Camaragibe, Cabo de Santo Agostinho, Igarassu, Ilha de Itamaracá, Ipojuca, Itapissuma, Jaboatão dos Guararapes, Moreno, Olinda, Paulista, Recife e São Lourenço da Mata.

2.2. GEOLOGIA

O município de Jaboatão dos Guararapes abrange três grandes conjuntos litológicos formados no intervalo de tempo de 2.500 milhões de anos atrás até o presente. Quanto à litologia, compreende litótipos do Maciço Pernambuco-Alagoas, (BRITO NEVES, 1975), litótipos do Grupo Pernambuco, (AMARAL; MENOR, 1979) e Sedimentos de cobertura Terciários e Quaternários, distribuídos na faixa litorânea (CPRM, 1997).

O Maciço Pernambuco-Alagoas compreende as rochas do Complexo Gnáissico-Migmatítico e as Rochas Plutônicas Proterozóicas. O “embasamento cristalino” é formado por rochas ígneas e metamórficas, que juntas, compreendem cerca de 75% do território municipal.

Tais rochas são responsáveis pelo relevo de colinas e montes que predominam nas porções norte, oeste e sul do município de Jaboatão dos Guararapes (CPRM, 1997).

As rochas metamórficas predominam em grande parte do município e formam o Complexo Gnáissico-Migmatítico que compõem a infraestrutura regional. Essas rochas são encontradas principalmente na parte norte do município, ao longo do Lineamento Pernambuco (zona de cisalhamento conhecida como grande falha geográfica a qual corta o estado de leste a oeste).

As rochas ígneas são Rochas Plutônicas Proterozóicas definidas como quartzodioritos, biotita-granitos porfiríticos, e leucosienitos e leucomonzonitos, ocorrendo na região oeste.

O Grupo Pernambuco congrega os sedimentos da bacia tipo rift, encontrados a sul de Recife, a partir do Lineamento Pernambuco. Suas rochas estão mais próximas ao litoral e nas proximidades dos limites do município com o Recife e está representado por ocorrências de rochas pertencentes à Formação Cabo (Kc). Os tipos litológicos predominantes são siltitos, argilitos e arenitos feldspáticos, ocorrendo principalmente nos limites e proximidades das falhas que condicionam a estrutura convencionalmente denominada Rift do Cabo (CPRM, 1997).

Os sedimentos Terciários compreendem a Formação Barreiras e são caracterizados por sedimentos areno-siltítico-argilosos. A Formação Barreiras ocupa cerca de 3% a 5% da área municipal e está disposta na porção norte. Além disso, são atribuídas a esta Formação os morros, morrotes e pequenos tabuleiros com encostas de fortes declividades, comumente superiores a 30%.

Segundo a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais - CPRM (1997) há ainda os Sedimentos Quaternários que compreendem os Depósitos Quaternários, Terraços Marinhos Pleistocênicos, Sedimentos Flúvio-Lagunares, Terraços Marinhos Holocênicos, Recifes de Arenitos, Sedimentos de Mangues, Coberturas Residuais, Sedimentos Arenosos de Praia, Sedimentos Colúvio-Aluviais e Areias Aluvionares. Os Sedimentos Quaternários são de origem marinha, fluvial, lagunar e manguezal e estão dispostos nas regiões mais baixas do município.

Os domínios de morros e, em menor quantidade, de colinas, representam cerca de 70% da área total municipal e estão compreendidos entre as porções oeste e nordeste de Jaboatão dos Guararapes (CPRM, 1997).

3. ESTUDOS BÁSICOS

3.1. ESTUDOS TOPOGRÁFICOS

Constituem objetivos básicos dos estudos topográficos a obtenção de elementos planialtimétricos cadastrais, suficientemente detalhados, necessários ao desenvolvimento dos projetos executivos.

O levantamento cadastral realizado na RUA MURILO BRAGA MBG-5 – Cavaleiro – Jaboatão dos Guararapes visou à obtenção de uma base cartográfica atualizada.

Foram levantados postes, árvores, imóveis, caixas de drenagem e esgoto, meios-fios, passeios, compondo um cadastro completo.

Foram levantados acidentes topográficos e/ou interferências que possam influenciar na implantação do eixo, tais como: estradas, cercas de arame, cursos de água, edificações, oleodutos, adutoras, emissários, coletores, gasodutos e interceptores, assim como bueiros, pontes e pontilhões, edificações, linhas de transmissão de energia elétrica, fibra ótica e de telecomunicações, limites de propriedades, nomes dos proprietários e tantos outros elementos necessários a implantação do eixo.

Foi implantada uma rede de pontos altimétricos georreferenciada, por rastreamento GNSS estático e ajustamento relativo para transporte de coordenadas de vértices do sistema geodésico brasileiro (SGB), conforme recomendações do IBGE, de forma a permitir verificações futuras e facilitar a execução da obra, a partir dos mesmos pontos de referência utilizados para a elaboração dos projetos.

A determinação de coordenadas foi realizada mediante a aplicação de recursos da Geodésia Celeste, usando o sistema GPS (Sistema de Posicionamento Global), com emprego de no mínimo dois aparelhos receptores, no modo estático, colocados um em vértice geodésico de coordenadas conhecidas e o outro no vértice para o qual se pretende determinar as coordenadas (levantamento GPS diferencial), com observações simultâneas de, no mínimo, quatro satélites. Em seguida, os dados levantados foram pós-processados por Softwares específicos para corrigir diferencialmente os dados rastreados, a fim de alcançar a precisão desejada.

No que se relaciona a equipamentos, foram utilizados os seguintes instrumentos.

- Receptor GPS/GNSS com RTK
 - Receptor JAVAD TRIUMPH-1 GNSS para fins de levantamento topográfico e geodésico para trabalhos pós-processado e RTK (Tempo Real), com 216 canais.

Modelo Ilustrativo do GPS/GNSS JAVAD TRIUMPH-1.



- Receptor GPS/GNSS – GTRi com RTK
 - GPS geodésico com tecnologia Bluetooth fabricado pela TechGeo, com 76 canais

Modelo Ilustrativo do GPS/GNSS – GTRi.



Foram levantados postes, árvores, imóveis, caixas de drenagem e esgoto, meios-fios, passeios, compondo um cadastro completo, e disponibilizado imagem de sobrevôo obtido DRONE.

O material produzido pela contratada foi recebido e trabalhado diretamente no software CIVIL 3D, onde a partir daí foram geradas curvas de nível, seções transversais e perfis longitudinais de eixos determinados em projeto.

A seguir demonstra a imagem obtida pelo sobrevôo realizado no mês de setembro/2022, período logo posterior ao sinistro ocorrido na localidade.



Imagem obtida pelo lançamento do produto entregue pela contratada, com superposição dos estudos iniciais do projeto.

3.2. ESTUDOS GEOTÉCNICOS

O projeto foi desenvolvido com base em dados geotécnicos históricos da região, onde o município detém uma base de informações, fruto de contratações anteriores, que leva em consideração a formação geológica existente no município.

Jaboatão dos Guararapes está localizado em uma região composta por litotipos do Maciço Pernambuco-Alagoas e da Província Costeira. A sequência estratigráfica inclui o seguinte arranjo: Complexo Gnáissico Migmatítico, Rochas Plutônicas, Grupo Pernambuco (Formação Cabo), Formação Barreiras e Depósitos Quaternários (Figura 2.5).

O Complexo Gnáissico-Migmatítico é composto principalmente por ortognaisses de composição predominantemente tonalítica, além de ortognaisses dioríticos, granodioríticos e graníticos, todos de idade arqueana (CPRM, 2014). Estes apresentam ao menos quatro fases de deformação, das quais a última, associada aos falhamentos sob regime cisalhante que resultou na formação do Lineamento Pernambuco. As Rochas Plutônicas compõem corpos batolíticos intrusivos no Complexo Gnáissico-Migmatítico, identificados em dois corpos distintos: quartzodioritos, representados pelo Batólito Gurjaú, localizado ao sul da cidade de Jaboatão dos Guararapes e aflorando como matacões, formando colinas proeminentes na topografia; e granitoides leucocráticos que formam um corpo alongado na direção leste-oeste (estas duas últimas unidades estão incluídas na unidade quartzodiorítica).

O Grupo Pernambuco é caracterizado pela presença da Formação Cabo, a qual é composta por um conjunto de sedimentos clásticos que incluem conglomerados, arcóseos, siltitos, argilitos e arenitos. Estes afloram em pequenas regiões no sudeste do município e datam do período cretáceo (Lima Filho, 1998).

A Formação Barreiras está localizada no nordeste do município, na fronteira com o município do Recife. Esta formação é composta por sedimentos clásticos de natureza areno-argilosa e laterítica, de origem continental, datando do período terciário. É caracterizada predominantemente por processos fluviais, evidenciados por três sistemas deposicionais principais denominados fácies: fácies de leque aluvial proximal, leque aluvial/planície aluvial e fácies de canal fluvial entrelaçado (Alheiros et al., 1988; Bandeira, 2010). Esta formação caracteriza as áreas caracterizadas por encostas que requer um maior cuidado para estabilização, quando ocupado por residências no seu entorno. Para desenvolvimento dos projetos, levou-se em consideração características geotécnicas padrões deste tipo de formação, onde os resultados evidenciam características similares entre si.

As fácies sedimentares da Formação Barreiras foram categorizadas com base nas características distintas desses sedimentos em ambientes específicos, refletindo processos de transporte, deposição ou diagênese estreitamente relacionados às variações nos sistemas deposicionais continentais (Alheiros e Lima Filho, 1991).

Os Depósitos Quaternários ocupam as áreas mais baixas do município, abrangendo uma variedade de sedimentos de origem marinha, fluvial, lagunar e flúvio-lagunar, bem como depósitos de manguezais, recifes e colúvio-aluviais. Esses sedimentos consistem em areias, siltes, argilas e materiais turfosos, cobrindo uma extensa área do município, especialmente ao longo da faixa costeira.

4. DEFINIÇÕES E CRITÉRIOS DE PROJETO, PARÂMETROS E COEFICIENTES

4.1. COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

O coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de deflúvio, ou ainda, coeficiente de “RUN OFF”, é definido como a razão entre o volume de água escoado superficialmente e o volume de água precipitado. Este coeficiente pode ser relativo a uma chuva isolada ou relativo a um intervalo de tempo onde várias chuvas ocorreram.

Para o caso em estudo, tendo em vista a intensão de impermeabilizar toda superfície de escoamento da encosta com tela argamassada, considerou-se para o cálculo do escoamento superficial o valor de “0,95”, ou seja, considerando que a maior parte da chuva precipitada na área de projeto será conduzida para os dispositivos a serem construídos e detalhados mais a frente.

4.2. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

Quando se considera determinada seção de escoamento em uma bacia de contribuição, sempre decorre algum tempo a contar do início da chuva até que toda a bacia passe a contribuir uniformemente para a seção considerada. Este intervalo inicial se chama tempo de concentração.

Portanto, o tempo de concentração será o menor tempo de precipitação necessário para que toda a bacia hidrográfica contribua integralmente para uma determinada seção de escoamento. Fisicamente é representado pelo tempo gasto por uma gota de chuva para ir do ponto mais distante da bacia até a seção considerada.

O tempo de concentração é, ao lado do coeficiente de escoamento superficial, um dos parâmetros fundamentais na aplicação das metodologias de cálculos de vazões de pico por processos indiretos, cuja determinação está também sujeita a imprecisões e incertezas.

Para o tempo de concentração foi utilizada a equação de Kirpich:

$$t_c = 57 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385}, \text{ onde}$$

t_c = tempo de concentração, em minutos;

L = comprimento do talvegue, em km;

H = diferença entre o ponto no início do talvegue e o ponto ao final do talvegue, em m.

Em dispositivos, cujo eixo possui uma grande variação de declividade ao longo de seu perfil longitudinal, foi seguida a orientação do DNIT, de dividir o eixo em trechos menores em função da declividade, de modo a avaliar o tempo de concentração em cada um desses trechos, os quais são somados para a obtenção do tempo de concentração total da bacia. Neste caso, a obtenção das declividades em cada trecho é obtida com o auxílio da seguinte equação:

$$S = \left[\frac{\sum Li}{\sum \left(\frac{Li}{\sqrt{Di}}\right)} \right]^2,$$

onde:

$$Di = \frac{dni}{Li}$$

dni = diferença de cotas de início e fim do trecho analisado;

Li = comprimento do trecho analisado.

4.3. TEMPO DE RECORRÊNCIA

Período de retorno (Tr) ou tempo de recorrência é o período de tempo médio que um determinado evento hidrológico é igualado ou superado pelo menos uma vez. “É um parâmetro fundamental para a avaliação e projeto de sistemas hídricos, como reservatórios, canais, vertedores, bueiros, galerias de água, etc” (Righeto,1998).

Para a engenharia, a segurança e a durabilidade de uma estrutura hídrica, frequentemente se associam ao tempo ou período de recorrência.

No caso dos dispositivos de drenagem, este tempo diz respeito a enchentes de projeto que orientarão o dimensionamento, de modo que a estrutura indicada resista a essas enchentes, minimizando os riscos de superação.

Zahed e Marcellin (1995), analisando gráficos da variação da vazão de projeto com o período de retorno e gráficos do período de retorno com o gradiente da vazão, observaram também com muita propriedade, que nem sempre a escolha de um período de retorno maior, ocasiona uma elevação no custo da obra, como se poderia supor. Afirmam que a escolha da tormenta para os projetos de obras de drenagem urbana, deve ser considerada de acordo com a natureza das obras a projetar.

Deve-se levar em conta os riscos envolvidos quanto à segurança da população e as perdas materiais e deverá ser considerado em conformidade à tabela abaixo.

Tipo de Dispositivo de Drenagem	Tempo de Recorrência Tr (anos)
Microdrenagem - dispositivos de drenagem superficial, galerias de águas pluviais	10
Aproveitamento de rede existente - microdrenagem	5
Canais de macrodrenagem não revestidos	10
Canais de macrodrenagem revestidos, com verificação para Tr = 50 anos, sem considerar borda livre	25

Tendo em vista o projeto em questão ser realizado com aproveitamento de estruturas de microdrenagem existentes, a exemplo do córrego identificado como ponto de deságue final dos dispositivos a serem construídos, levou-se em consideração um Tempo de Recorrência de 05 (cinco) anos.

4.4. INTESIDADE PLUVIOMÉTRICA

A precipitação é o principal dado hidrológico de entrada, utilizado no cálculo das vazões de projeto das obras de drenagem pluvial. Para a determinação da referida vazão é tomado como referência o pico de deflúvio para o tempo de recorrência adotado, associado a um determinado risco assumido. Portanto, outras precipitações, com picos de vazões menores, serão conduzidos em segurança pelas estruturas.

O grau de complexidade do projeto, por vezes, exige a utilização de registros de séries históricas de precipitação, que muitas vezes não são disponíveis.

Neste caso, lança-se mão de dados pluviométricos de regiões próximas o que, de certa forma, compromete a confiabilidade dos resultados.

Para o caso específico de Jaboatão dos Guararapes vale ressaltar os estudos relevantes são o Plano Diretor de Macrodrenagem para a Região Metropolitana do Recife, elaborado pela Acqua-Plan, para a então Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife – FIDEM – e o Plano Diretor Executivo de Águas Pluviais do Recife contratado pela Prefeitura da Cidade do Recife – PCR – com a ENCIBRA S.A.

A FIDEM desenvolveu duas equações para intensidade pluviométrica, sendo adotado o maior valor entre elas, quais sejam:

$$i_1 = \frac{456,768*(T-1,5)^{0,117}}{(60*t+6)^{0,58111}} * -(4,54x10^{-21} * 60 * t^8 + 1) \quad \text{ou} \quad i_2 = \frac{72,153*(T-1,75)^{0,173}}{(t+1)^{0,74826}}$$

Para:

i_1 e i_2 em mm/h;

T em ano;

t em horas.

A equação desenvolvida pela ENCIBRA S.A para a PCR tem a seguinte expressão básica, com a mesma notação das equações acima:

$$i = \frac{335 * T^{0,218}}{(5 + t)^{0,539}}$$

Para:

i em mm/h;

T em ano;

t em minutos.

Em Novembro de 2007, a Secretaria de Saneamento e Meio Ambiente da Prefeitura Municipal do Jaboatão dos Guararapes (PMJG), contratou a Techne Engenheiros Consultores para desenvolver os estudos denominados “Mapeamento de Inundação do Baixo Rio Jaboatão em Jaboatão dos Guararapes – PE”, no qual foi utilizada, para a determinação do regime de precipitações na bacia do rio Jaboatão, a equação a seguir, que utiliza a mesma notação já apresentada:

$$i = 766,8123 * (TR)^{0,1735} * (D + 14)^{-0,7165*(TR)^{0,006667}}$$

Para:

i em mm/h;

T em ano;

t em minutos.

Além das quatro metodologias diferentes demonstradas acima, também foi levada em consideração o estudo desenvolvido pela empresa GEOSISTEMAS, com base em dados disponibilizados pela APAC – Agência Pernambucana de Águas e Climas, onde o estabelecimento do regime pluviométrico teve por base, os dados obtidos a partir do site da Agência para o Posto de Jaboatão dos Guararapes, localizado no município Jaboatão dos Guararapes, no estado de Pernambuco, estação código 202, latitude -8.150321 e longitude -34.921417, no período de observação relativo aos anos 1995 a 2016.

A partir da série histórica, além dos gráficos das precipitações totais anuais e Nº de dias de

chuva por ano, foram elaborados os histogramas das precipitações pluviométricas mensais mínimas, médias e máximas, além dos histogramas com as distribuições mensais do número de dias de chuva mínimos, médios e máximos. As observações pluviométricas evidenciaram que as precipitações não são uniformes durante o ano, apresentando maiores alturas no período de maio a julho, e menores entre os meses de outubro e dezembro. A precipitação anual é superior a 1.700 mm/ano.

Como forma de ampliar o espectro das opções possíveis para o estudo da intensidade pluviométrica, também foram comparados os dados obtidos com a determinação feita pelo ATLAS PLUVIOMÉTRICO DO BRASIL, sendo esta uma ação dentro do programa de Levantamentos da Geodiversidade que tem por objetivo reunir, consolidar e organizar as informações sobre chuvas obtidas na operação da rede hidrometeorológica nacional. Dentre os vários objetivos do projeto Atlas Pluviométrico, destaca-se, a definição das relações intensidade-duração-frequência (IDF). Essas relações serão estabelecidas para os pontos da rede hidrometeorológica nacional que dispõe de registros contínuos de chuva, ou seja, estações equipadas com pluviógrafos ou estações automáticas. A equação definida pode ser utilizada no município de Jaboatão dos Guararapes e regiões circunvizinhas.

$$i = \frac{1423,97 \times T^{0,1124}}{(t+21)^{0,7721}}$$

Para:

i em mm/h;

T em ano;

t em minutos.

Como forma de maximizar a segurança, para quantificar a intensidade pluviométrica, será adotado o maior valor obtido entre as equações apresentadas: FIDEM 1 e 2, PMJG (TECHNE), PCR (EMCIBRA), PMJG (GEOSISTEMAS), para um determinado tempo de duração.

a) Duração da chuva de projeto

A duração total da chuva normalmente adotada, que é a duração da chuva crítica para o cálculo da enchente, deverá corresponder ao mínimo valor de duração da chuva para o qual toda a bacia contribui para o escoamento superficial (isto é, tempo total de duração da chuva complexa \geq tempo de concentração da bacia).

Em obras de natureza similar a presente, costuma-se adotar a duração da chuva igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica específica do canal analisado.

b) Dimensionamento hidráulico das canaletas

A fórmula mais conhecida para dimensionamento de condutos livres, usada no Brasil, nos Estados Unidos e demais países de língua inglesa, é a fórmula experimental do engenheiro irlandês R. Manning (1816-1897) elaborada em 1891, a qual será utilizada no presente estudo, em função de seu amplo uso, conforme fórmula apresentada na sequência.

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * J^{\frac{1}{2}}$$

A formula de Manning, associada à formula da continuidade, dá origem à seguinte fórmula:

$$Q = \frac{R^{\frac{2}{3}} * J^{\frac{1}{2}} * A}{n}, \text{ onde:}$$

Q = vazão de projeto, em m³/s;

R = Raio hidráulico da seção transversal, adimensional;

J = declividade da canaleta, em m/m;

A = Área da seção transversal, em m²; e

n = coeficiente de rugosidade de manning.

Como medida mínima de canaleta para o projeto foi adotado a seção de 0,40 m x 0,40 m, atendendo pedido da Secretaria Executiva de Serviços Urbanos do município, tendo em vista ser uma medida plausível para garantir o escoamento necessário na maioria dos casos, além de permitir atender parâmetros de limpeza.

O dimensionamento dos dispositivos de drenagem superficial será feito através de determinação da seção da vazão, calculada mediante a fórmula de Manning associada à equação de continuidade.

4.5. COEFICIENTE DE RUGOSIDADE

Pela teoria do escoamento em canais abertos, o coeficiente de rugosidade de Manning é um dos principais parâmetros para descrição da vazão sobre uma superfície.

O ajuste da rugosidade de cursos d'água a um modelo hidrodinâmico fornece informações relativas ao nível de água, vazão e a velocidade do escoamento em qualquer trecho, porém uma das dificuldades da aplicação da equação de Manning é justamente a definição do valor do coeficiente de rugosidade do canaletas o qual pode ser determinado por valores médios observados em campo ou em experimentos de laboratório.

Porto (1998) e Cirilo et al. (2001) listaram diversos valores para a escolha do coeficiente de Manning através da natureza das paredes do canal e a condição do seu revestimento (“muito boa, boa, regular ou má”).

Os coeficientes de rugosidade de Manning adotados foram oriundos da tabela abaixo.

Natureza das paredes	Condições			
	Muito boa	Boa	Regular	Má
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Canais abertos em rocha (irregular)	0,035	0,040	0,045	-
Canais c/ fundo em terra e talude c/ pedras	0,028	0,030	0,033	0,035
Canais c/ leito pedregoso e talude vegetado	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Canais de terra (retilíneos e uniformes)	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Condutos de barro (drenagem)	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Condutos de barro vitrificado (esgoto)	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de prancha de madeira aplainada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Gabião	0,022	0,030	0,035	-
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Tubo de ferro fundido revestido c/ alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubo de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Córregos e rios Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espraiadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espraiadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: Porto(1998) e Cirilo et.al, (2001).

Para proceder ao dimensionamento hidráulico das canaletas, há necessidade de estimar a descarga de contribuição, utilizando-se o método racional, onde a área de drenagem é limitada pela própria valeta e pela linha do divisor de águas da vertente a montante.

A expressão da fórmula racional é:

$$Q = \frac{C \times i \times A}{36 \times 10^4}$$

onde:

Q = descarga de contribuição em m³/s;

c = coeficiente de escoamento, adimensional, fixado de acordo com o complexo solo cobertura vegetal e declividade do terreno (tabela 39 do Apêndice C);

i = intensidade de precipitação, em cm/h para a chuva de projeto, fixada no estudo hidrológico;

A = área de contribuição, em m², determinada através de levantamentos topográficos, aerofotogramétricos ou expeditos.

Fixada a vazão de contribuição, passa-se ao dimensionamento hidráulico propriamente dito através da fórmula de Manning e da equação da continuidade, obtendo-se a vazão admissível na canaleta.

A seqüência de cálculo a seguir para o projeto da valeta será como abaixo descrito:

- fixa-se o tipo de seção a ser adotada, partindo da menor seção admitida pelo município (0,40 x 0,40);
- determina-se a declividade da canaleta no trecho considerado, conforme determinação nas seções e perfis longitudinais;
- fixa-se a velocidade máxima admissível (v), tendo em vista o tipo de revestimento escolhido e conseqüentemente o valor do coeficiente de rugosidade “n”;
- Através de tentativas, dá-se valores para a altura (h), recalculando-se os respectivos elementos hidráulicos da seção, tais como: perímetro molhado, raio hidráulico e área molhada, e aplicando a fórmula de Manning e a equação de continuidade, determina-se a velocidade e a descarga admissível da canaleta;
- a comparação entre a descarga afluyente e a vazão admissível orientará a necessidade ou não do aumento da altura h;
- a comparação entre a velocidade de escoamento e a velocidade admissível orientará a necessidade ou não de alterar o revestimento previsto;

4.6. ESCADA HIDRÁULICA

Dissipadores de energia, como o nome indica, são dispositivos destinados a dissipar energia do fluxo d'água, reduzindo conseqüentemente sua velocidade, quer no escoamento através do dispositivo de drenagem, quer no deságue para o terreno natural.

As descidas d'água podem ser do tipo rápido ou em degraus. A escolha entre um e outro tipo será função da velocidade limite do escoamento para que não provoque erosão, das características geotécnicas dos taludes, do terreno natural, da necessidade da quebra de energia do fluxo d'água e dos dispositivos de amortecimento na saída.

A descida d'água, por se localizar em um ponto bastante vulnerável nas proximidades de taludes como o projeto em questão, requer que cuidados especiais sejam tomados para se evitar desníveis causados por caminhos preferenciais durante as chuvas intensas e conseqüentes erosões que podem levar ao colapso toda a estrutura.

Para escolha da melhor descida d'água que se adeque ao cenário do projeto, foi utilizado como padrão as descidas d'água previstas no MANUAL DNIT - Publicação IPR – 736: ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM, onde ao verificar o perfil que melhor se adeque ao declive existente, adotando-se o tipo DCD ou DAD, Descidas D'água em Corte em Degraus, ou Descidas D'água em Aterro em Degraus., sempre comparando a capacidade de vazão com os valores calculados para cada uma delas.

Consumos médios ³									
Descida d'água	Adaptável em	a (cm)	b (cm)	Capacidade de vazão (m³/s)	Escavação (m³/m)	Apiloamento (m³/m)	Fôrma (m³/m)	Aço CA-50 (kg/m)	Concreto fck ≥ 20 MPa (m³/m)
DAD 60-36	EDA	60	36	0,5381	0,4716	0,6801	2,8748	20,9752	0,3258
DAD 110-26	BSTC 60	110	26	0,4343	0,6183	1,0849	2,7747	26,3350	0,4210
DAD 125-30	BSTC 80	125	30	0,8800	0,7471	1,2083	3,0246	28,7326	0,4663
DAD 170-35	BSTC 100	170	35	1,5300	1,0698	1,5706	3,4645	34,4924	0,5856
DAD 200-40	BSTC 120	200	40	2,4200	1,3472	1,8135	3,8744	40,1194	0,6691
DAD 240-54	BSTC 150	240	54	4,2200	1,9574	2,1373	4,6743	45,9803	0,7981
DAD 320-35	BSTC 100	320	35	3,0700	1,8999	2,7850	4,3941	54,3040	0,9432
DAD 370-45	BSTC 120	370	45	4,8400	2,5997	3,1998	5,0939	61,6559	1,0864
DAD 435-55	BSTC 150	435	55	8,4500	3,4491	3,7190	5,6837	71,3384	1,2653
DAD 470-35	BTTCC 150 x 150	470	35	4,7000	2,7241	3,9694	5,2936	73,0165	1,3007
DAD 608-50	BSCC 200 x 200	608	50	9,6400	4,4331	5,1196	6,7212	92,5839	1,6857

Notas:

Descidas em Aterro em Degraus

Consumos médios ³								
Descida d'água	a (cm)	b (cm)	Capacidade de vazão (m³/s)	Escavação (m³/m)	Apiloamento (m³/m)	Fôrma (m³/m)	Aço CA-50 (kg/m)	Concreto fck ≥ 20 MPa (m³/m)
DCD 40-40	40	40	0,2909	0,3538	0,4525	2,7929	18,7451	0,2716
DCD 60-30	60	30	0,4848	0,3832	0,5640	2,5439	19,9270	0,2950
DCD 80-40	80	40	0,8397	0,5749	0,7354	3,0757	23,9614	0,3645
DCD 100-50	100	50	1,5344	0,8049	0,8768	3,6059	27,0762	0,4338

Descida em Corte em Degraus

4.7. PLANO DE EXECUÇÃO DA OBRA

São construídos gabaritos de madeira a cada 10m, ao longo do eixo dos mesmos, definindo a seção do maciço conforme as dimensões do projeto.

A manutenção da seção transversal do muro é garantida através da utilização de linhas de nylon ou arame recozido devidamente esticado, passados de um gabarito a outro.

Efetuada a locação do alinhamento do muro, é executada a escavação da área. Para contenção de cortes, é feita uma escavação adicional a montante do muro, executando-se um talude de pequeno ângulo que ofereça segurança à área de trabalho, de maneira que seja propiciado um espaço maior para a execução dos serviços.

Após a escavação, o fundo das cavas deverá ser compactado utilizando-se soquetes de 30 a 50 kg e regularizado com a aplicação de um lastro de concreto magro com 5cm de espessura e largura 10 centímetros maiores que a da base do muro de arrimo.

Deverão ser selecionadas pedras de boa qualidade e graduação uniforme, não se admitindo o uso de material em estado de decomposição ou capa de pedreira.

As pedras deverão ser assentadas com argamassa de cimento e areia no traço indicado pelo projeto ou, na falta desta indicação, no traço 1:3. Essas pedras serão colocadas lado a lado em camadas horizontais, e umedecida em toda a largura e comprimento do muro, lançando-se, em seguida, a argamassa sobre a superfície das mesmas, de modo a possibilitar a aderência com a camada subsequente.

Para evitar rachaduras provocadas pelas retrações do muro, pelas variações da temperatura ou por pequenas acomodações do terreno de fundação, recomenda-se colocar juntas verticais ao longo da extensão do mesmo. Estas juntas, distantes entre si de 6 metros, devem ser colocadas quando da extensão do muro, devendo ser no material do tipo geotextil bidim op 30 ou similar ou outro material designado pelas especificações da obra. Deverá ser revestida posteriormente com selante a base de asfalto.

Os vazios entre as pedras serão preenchidos com pedras menores, sempre que possível, para proporcionar uma melhor coesão entre elas, aumentando, assim, a estabilidade do maciço

Desse modo, em camadas sucessivas, o muro será executado até atingir a altura indicada no projeto.

No caso de parâmetros de contenção, deverá ser prevista a drenagem das águas oriundas do talude, por meio de barbacãs uniformemente distribuídos de acordo com o projeto. Na falta de um projeto específico, considera-se como ideal a proporção de 100 cm² de drenos por metro quadrado de parâmetro.

Esses dispositivos são colocados durante a execução do muro, nas coordenadas e declividade definidas em projeto.

Quando o muro de contenção intercepta o lençol freático ou quando a permeabilidade do terreno contido apresenta-se elevada, simultaneamente com a confecção do muro deverá ser executada uma camada de material filtrante (areia, brita, manta geotéxtil) com 20 cm de espessura, internamente, em toda a altura do parâmetro em contato com o terreno.

Para solucionar a drenagem da área em estudo foram projetadas canaletas em concreto com seção variadas, localizadas nas cristas dos muros e ao longo da barreira, recebendo a contribuição

vindo do terreno das casas e da rua no topo da barreira e outras entre as telas projetadas e os muros de arrimo, responsáveis pelo recolhimento das águas pluviais.

As descidas de canaleta serão nas dimensões 0,40m x 0,40m e 0,60m x 0,30m, e têm o seu destino para a drenagem existente. Adota-se este procedimento para canalizar as águas que escoam pelas barreiras, evitando infiltrações nas bases dos muros.

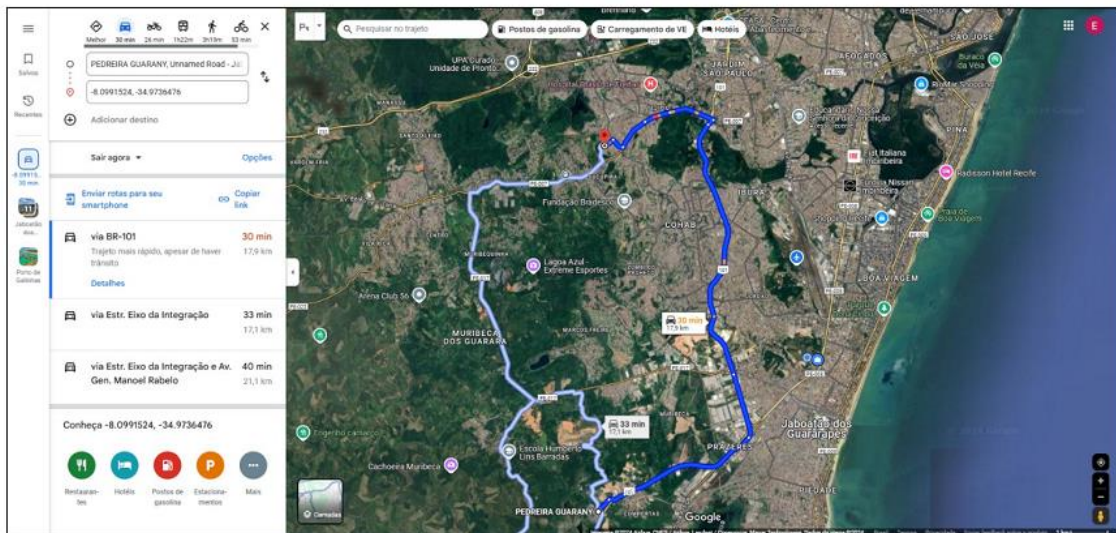
Depois de executar a terraplanagem e as escavações do terreno, o material excedente deverá ser transportado a um local apropriado. Para o Cálculo do volume de transporte foi considerado um empolamento de 25% para materiais de primeira categoria.

Além desse transporte também vamos ter transporte de brita e pedra rachão, que será proveniente da Pedreira Guarany.

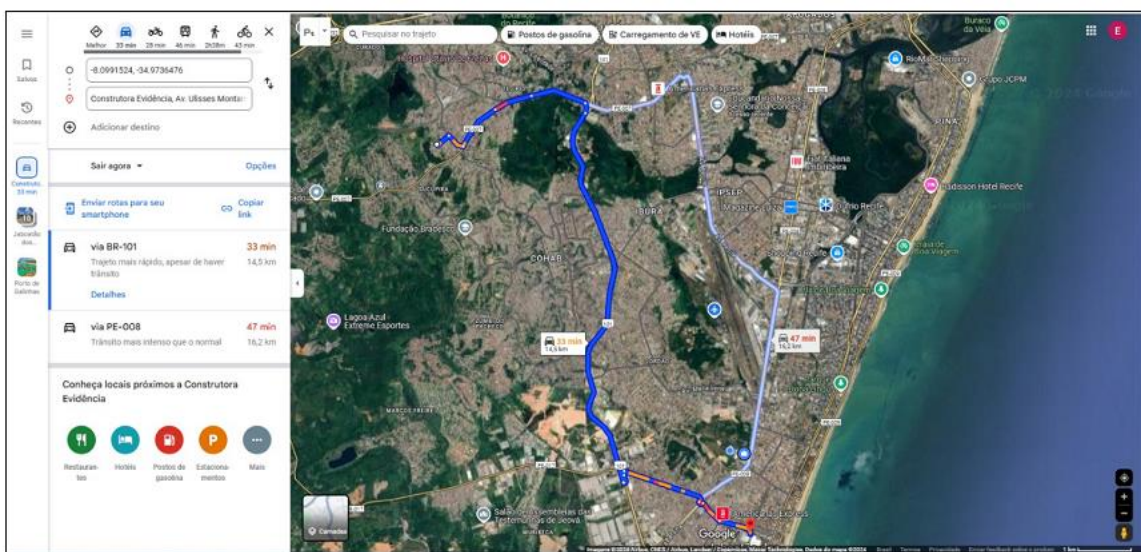
A seguir são apresentados os valores considerados de Distância Média de Transporte.

Os transportes desses materiais serão realizados utilizando caminhões basculantes de 14 m³.

Foi escolhido esse tipo de caminhão por possuir um custo de transporte mais econômico para o município.



DMT - BRITA
SEM ESCALA



DMT - BOTA FORA
SEM ESCALA



MEMORIAL DE CÁLCULO

5. RESULTADOS DOS DIMENSIONAMENTOS:

5.1. MURO DE CONTENÇÃO

O projeto foi desenvolvido para estabilização do talude, que sofreu intervenção antrópica, com a retirada de cobertura vegetal resultante dos cortes indiscriminados na área localizada na RUA MURILO BRAGA MBG-5 - Cavaleiro – Jaboatão dos Guararapes.

A abrangência do projeto que resultou em um muro de arrimo que visou garantir a segurança e o bem-estar dos moradores.

A solução apresentada pelo projeto foi à construção de muro de arrimo, em alvenaria de pedra rachão argamassada, sendo com 4,00 metros de altura, situado na cota altimétrica variando entre a cota 38 à 40, percorrendo a encosta de maneira a prover a segurança da primeira cunha preferencial de deslizamento.

A drenagem projetada foi canaleta em concreto no topo dos muros de arrimo, com seção de 0,40m x 0,40 m, além desta canaleta foi projetada uma canaleta na descida, já compondo a via a ser pavimentada.

Para proteção da face do talude a ser regularizado foi prevista o uso de tela armada com argamassa projetada, com 4 centímetros de espessura, sendo esta a medida padrão adotada em projetos desenvolvidos pelo município, e já corriqueiramente aprovados pelo GOVERNO FEDERAL.

Foram previstos passeios e corrimãos para melhorar os acessos dos moradores no local.

O muro de arrimo projetado foi locado em planta, conforme a descrição abaixo:

QUADRO DE DIMENSÕES DE MURO

ESPECIFICAÇÃO	ALTURA	COMPRIMENTO
MURO 01	5,00	81,23 m
MURO 02	5,00	60,79 m
MURO 03	3,50	80,73 m
MURO 04	3,00	129,97 m
MURO 05	3,50	22,97 m

Para o dimensionamento da estrutura foram considerados os parâmetros de resistência dos materiais empregados na execução de muros de arrimo em alvenaria de pedras obtidos da literatura existente.

A seguir são definidos todos os parâmetros estabelecidos para o muro de arrimo, terrapleno e solo de fundação.

5.2. MATERIAIS:

Pedras rachão perfeitamente limpas, adequadamente assentadas com argamassa de cimento eareia no traço 1:3.

5.3. MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS MUROS:

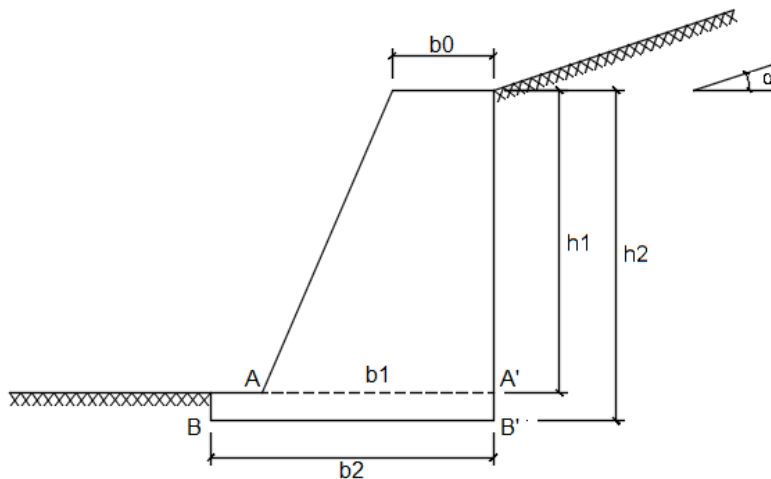
Barbacãs em tubos de PVC rígido com diâmetro de 100mm, atravessando o muro, espaçados alternadamente a cada 2,00m na direção horizontal e a cada 1,00m na direção vertical.

Do lado do aterro os tubos deverão ser tampados com tela (3mm de malha) ou manta bidim para evitar a fuga do material drenante, composto de brita 25 e areia.

Parâmetros utilizados:

- Inclinação do terreno de aterro: terrapleno com inclinação máxima de 30°
- Ângulo de atrito interno: $\varphi = 30^\circ$
- Peso específico do solo: $\gamma_s = 1,80tf / m^3$
- Peso específico do muro: $\gamma_m = 2,20tf / m^2$
- Tensão admissível máxima no terreno de fundação: $\bar{\sigma}_s = 12,00tf / m^2$

Muro de arrimo
altura 5,00 metros



• Propriedades geométricas:

$h_1 =$	5 m	(Altura do muro medida da seção AA' até o topo)
$h_2 =$	5,7 m	(Altura do muro medida da seção BB' até o topo)
$h_0 =$	0 m	(Altura de terra equivalente à sobrecarga)
$b_0 =$	1,5 m	(Largura do topo do muro)

b1 =	3,7 m	(Largura do muro na seção AA')
b2 =	5,1 m	(Largura do muro na seção BB')

OBS.: A altura de terra equivalente à sobrecarga é calculada dividindo a sobrecarga pelo peso específico do solo. Fisicamente, ela corresponde a altura de solo que exerceria uma pressão sobre o talude igual a pressão exercida pela sobrecarga

• Propriedade dos materiais:

ϕ =	30 Graus	(Ângulo de atrito do solo)
φ_1 =	0 Graus	(Ângulo de rugosidade do muro)
α =	23 Graus	(Ângulo de inclinação do terreno adjacente)
γ_{solo} =	19 kN/m ³	(Peso específico do solo)
γ_{alv} =	24 kN/m ³	(Peso específico do material do qual o muro é feito)
$\sigma_{\text{adm, solo}}$ =	190 kN/m ²	(Tensão admissível do solo)
$\sigma_{\text{adm, alv}}$ =	1000 kN/m ²	(Tensão admissível do material de que é feito o muro)

• Verificação da estabilidade da seção AA':

Cálculo do ângulo δ :

δ é o ângulo que a força de empuxo forma com a horizontal. Ele é igual a soma de φ_1 com o ângulo que a face do muro em contato com o solo forma com a vertical. Portanto, $\delta = \varphi_1$

No livro "Caderno de Muros de Arrimo" do autor Antonio Moliterno são sugeridos os seguintes valores para o ângulo φ_1 :

$\varphi_1 = 0$	(Ângulo para muros lisos - Ex.: Muro cimentado ou pintado com pixe)
$\varphi_1 = 0,5.\phi$	(Ângulo para muros parcialmente rugosos)
$\varphi_1 = \phi$	(Ângulo para muros rugosos)

$\delta =$	0 Graus	(Valor adotado para o ângulo δ)
------------	---------	---

Cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo:

O cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo (K_a) foi realizado utilizando a fórmula mais apropriada para o Método de Coulomb

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \cdot \text{sen}(\beta - \varphi_1) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \alpha) \cdot \text{sen}(\phi + \varphi_1)}{\text{sen}(\beta - \varphi_1) \cdot \text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

β = Ângulo que a face do muro em contato com o solo forma com a horizontal

$$\beta = 90^\circ$$

$$K_a = 0,4745$$

Cálculo do peso próprio do muro:

O muro foi dimensionado através da análise das forças que atuam em uma porção de apenas 1 metro de comprimento do mesmo. Portanto, o peso próprio foi calculado multiplicando a área da seção transversal do muro por 1 e pelo peso específico do material do qual ele é feito

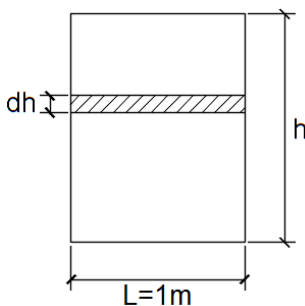
$$A_{st} = \frac{(b_1 + b_0) \cdot h_1}{2} \quad (\text{Área da seção transversal do muro compreendida acima da Seção AA'})$$

$$\gamma_{alv} = 24 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{Peso específico do material do qual o muro é feito})$$

$$P = A_{st} \cdot \gamma_{alv}$$

$$P = 312 \text{ kN} \quad (\text{Peso próprio do muro})$$

Cálculo do empuxo:



$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v \quad (\text{Tensão na horizontal})$$

$$\sigma_v = \gamma_{solo} \cdot h \quad (\text{Tensão na vertical})$$

$$dA = dh \cdot L = dh \quad (\text{Elemento infinitesimal de área})$$

$$\sigma_h = \frac{dE}{dA} = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h$$

$$dE = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dA = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh$$

$$E = \int_0^h dE = \int_0^h K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh = K_a \cdot \gamma_{solo} \int_0^h h \cdot dh$$

$$E = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot \left[\frac{h^2}{2} \right]_0^h$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos não coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot (H^2 - h_0^2) \quad ; \quad H = h + h_0 \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos não coesivos com sobrecarga})$$

O dimensionamento foi feito para um solo não coesivo, pois o empuxo gerado por esse tipo de solo é maior do que a de um solo coesivo nas mesmas condições. Dessa forma, o dimensionamento fica a favor da segurança

Conforme mencionado anteriormente, o dimensionamento foi feito através da análise das forças atuando em apenas 1 metro de comprimento do muro

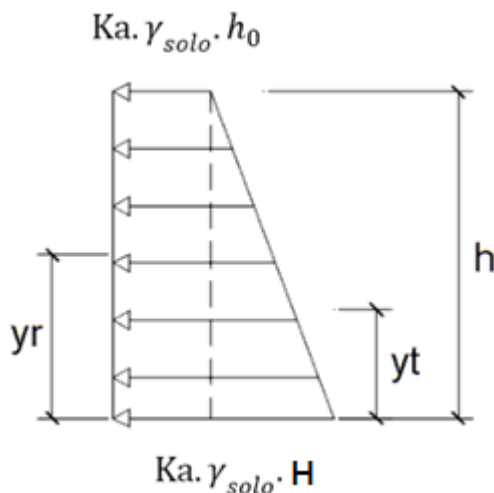
$$E = 112,68 \text{ kN}$$

$$E_h = 112,68 \text{ kN} \quad (\text{Componente horizontal do empuxo})$$

$$E_v = 0,00 \text{ kN} \quad (\text{Componente vertical do empuxo})$$

Cálculo do ponto de aplicação do empuxo:

A altura do ponto de aplicação do empuxo, representado nesse memorial pela letra y , foi calculado em relação a Seção AA'



y_r = Altura do centróide do retângulo

y_t = Altura do centróide do triângulo

A ilustração ao lado representa as pressões atuantes no muro ao longo de sua altura h

$$y = \frac{y_r \cdot A_r + y_t \cdot A_t}{A_r + A_t}$$

A_r = Área do retângulo

At = Área do triângulo

$$y_r \cdot Ar = \frac{h}{2} (h \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) = \frac{h^2 \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0}{2}$$

$$y_t \cdot At = \frac{h}{3} \cdot \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} = \frac{Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H \cdot h^2}{6} - \frac{Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0 \cdot h^2}{6} \quad ; \quad H = h + h_0$$

$$Ar = h \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0$$

$$At = \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} \quad ; \quad H = h + h_0$$

Fazendo as devidas substituições se obtém a fórmula final para o cálculo de y

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{(2h_0 + H)}{(h_0 + H)} \quad ; \quad H = h + h_0$$

h1 = 5 m

h0 = 0 m

H = 5 m

y = 1,67 m

Cálculo do momento estabilizador:

As forças que produzem momentos fletores que tendem a estabilizar o muro são a força peso e a componente vertical da força de empuxo. Esses momentos foram calculados em relação ao ponto A (Ver ilustração no início do memorial)

$$M_E = P \cdot x + E_v \cdot b1$$

(Momento estabilizador)

x = Coordenada horizontal do centro de gravidade do muro, calculada com origem no ponto A

$$M_E = 724,60 \text{ kNm}$$

Cálculo do momento de tombamento:

A única força que produz momento fletor que tende a tombar o muro é a componente horizontal da força de empuxo. Esse momento fletor deve ser calculado em relação ao mesmo ponto do momento estabilizador, ou seja, ponto A

$$M_T = E_h \cdot y$$

(Momento de tombamento)

$$y = 1,67 \text{ m}$$

$$M_T = 187,80 \text{ kNm}$$

Cálculo do ponto de aplicação da força resultante R:

A força resultante R corresponde a força que a base do muro na seção AA' aplica na região abaixo dela. Seu ponto de aplicação em relação ao ponto A, é representado pela letra c

$$V_R = \sum F_v = P + E_v$$

(Componente vertical da força resultante R)

$$H_R = \sum F_h = E_h$$

(Componente horizontal da força resultante R)

$$c = \frac{M_E - M_T}{V_R}$$

$$c = 1,72 \text{ m}$$

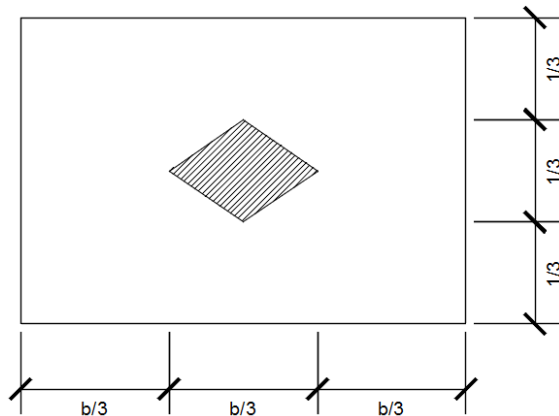
Cálculo da excentricidade da força resultante R:

A excentricidade da força resultante R corresponde a distância da força resultante R até o centro da seção AA'

$$e = \frac{b}{2} - c$$

(Excentricidade da força resultante R)

Cálculo da tensão de compressão na seção AA':



A fórmula para o cálculo da maior tensão de compressão na seção AA' irá depender do ponto de aplicação da força resultante R. Se essa força estiver sendo aplicada dentro do núcleo central de inércia da seção (Losango da figura acima), toda a seção estará submetida a compressão, caso contrário apenas uma fração da seção estará comprimida

$$\sigma_1 = \frac{V_R}{b} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R dentro do núcleo central de inércia)

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot V_R}{3 \cdot c}$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R fora do núcleo central de inércia)

A condição para que a força resultante R esteja dentro do núcleo central de inércia é que $b/3 \leq c \leq 2b/3$

c =	1,72 m
b/3 =	1,23 m
(2.b)/3 =	2,47 m

Força resultante R se encontra dentro do núcleo central de inércia da seção AA'

$$\sigma_1 = 102,03 \text{ kN/m}^2$$

1ª Verificação:

Pelo menos metade da seção AA' deve estar comprimida. Isso ocorre para $b/6 \leq c \leq (5b)/6$

c =	1,72 m
b/6 =	0,62 m

$$(5b_1)/6 = 3,08 \text{ m}$$

$$b_1/6 \leq c \leq (5b_1)/6 \quad \text{OK}$$

2º Verificação:

A máxima tensão de compressão atuando na seção AA' deve ser menor que a tensão admissível do material do qual é feito o muro. Caso $h_1=h_2$, a máxima tensão de compressão atuando na seção AA' deve ser menor que a tensão admissível do solo

$$\sigma_1 = 102,03 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm,alv} = 1000 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm,solo} = 190 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 \leq \sigma_{adm} \quad \text{OK}$$

3º Verificação:

Para garantir a segurança contra o tombamento, será verificado se o momento de estabilização é o dobro do momento de tombamento, ou seja, $(M_E/M_T) \geq 2,0$

$$M_E = 724,60 \text{ kNm}$$

$$M_T = 187,80 \text{ kNm}$$

$$(M_E/M_T) \geq 2,0 \quad \text{OK}$$

4º Verificação:

A altura h_1 deve ser menor ou igual a altura h_2 (Ver ilustração no início do memorial)

$$h_1 = 5 \text{ m}$$

$$h_2 = 5,7 \text{ m}$$

$$h_1 \leq h_2 \quad \text{OK}$$

5º Verificação:

A largura b_1 deve ser menor ou igual a largura b_2 (Ver ilustração no início do memorial)

$$b_1 = 3,7 \text{ m}$$

$$b_2 = 5,1 \text{ m}$$

$$b_1 \leq b_2 \quad \text{OK}$$

- Verificação da estabilidade da seção BB':

Cálculo do ângulo δ :

δ é o ângulo que a força de empuxo forma com a horizontal. Ele é igual a soma de φ_1 com o ângulo que a face do muro em contato com o solo forma com a vertical. Portanto, $\delta = \varphi_1$

No livro "Caderno de Muros de Arrimo" do autor Antonio Moliterno são sugeridos os seguintes valores para o ângulo φ_1 :

$\varphi_1 = 0$ (Ângulo para muros lisos - Ex.: Muro cimentado ou pintado com pixe)
 $\varphi_1 = 0,5 \cdot \phi$ (Ângulo para muros parcialmente rugosos)
 $\varphi_1 = \phi$ (Ângulo para muros rugosos)

$\delta =$ 0 Graus (Valor adotado para o ângulo δ)

Cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo:

O cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo (K_a) foi realizado utilizando a fórmula mais apropriada para o Método de Coulomb

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \cdot \text{sen}(\beta - \varphi_1) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \alpha) \cdot \text{sen}(\phi + \varphi_1)}{\text{sen}(\beta - \varphi_1) \cdot \text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

β = Ângulo que a face do muro em contato com o solo forma com a horizontal

$\beta = 90^\circ$

$K_a =$ 0,4745

Cálculo do peso próprio do muro:

O muro foi dimensionado através da análise das forças que atuam em uma porção de apenas 1 metro de comprimento do mesmo. Portanto, o peso próprio foi calculado multiplicando a área da seção transversal do muro por 1 e pelo peso específico do material do qual ele é feito

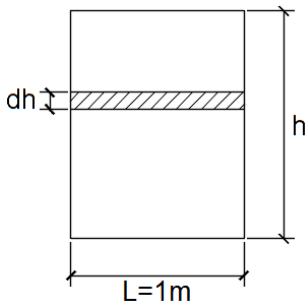
$$A_{st} = \frac{(b_1 + b_0) \cdot h_1}{2} + b_2 \cdot (h_2 - h_1)$$

(Área da seção transversal do muro compreendida acima da Seção BB')

$\gamma_{alv} =$ 24 kN/m³ (Peso específico do material do qual o muro é feito)

$P = A_{st} \cdot \gamma_{alv}$
 $P =$ 397,68 kN (Peso próprio do muro)

Cálculo do empuxo:



$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v \quad (\text{Tensão na horizontal})$$

$$\sigma_v = \gamma_{solo} \cdot h \quad (\text{Tensão na vertical})$$

$$dA = dh \cdot L = dh \quad (\text{Elemento infinitesimal de área})$$

$$\sigma_h = \frac{dE}{dA} = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h$$

$$dE = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dA = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh$$

$$E = \int_0^h dE = \int_0^h K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh = K_a \cdot \gamma_{solo} \int_0^h h \cdot dh$$

$$E = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot \left[\frac{h^2}{2} \right]_0^h$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos não coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot (H^2 - h_0^2) ; H = h + h_0 \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos não coesivos com sobrecarga})$$

O dimensionamento foi feito para um solo não coesivo, pois o empuxo gerado por esse tipo de solo é maior do que a de um solo coesivo nas mesmas condições. Dessa forma, o dimensionamento fica a favor da segurança

Conforme mencionado anteriormente, o dimensionamento foi feito através da análise das forças atuando em apenas 1 metro de comprimento do muro

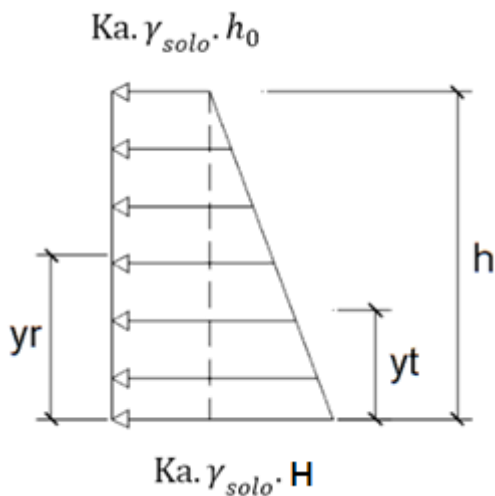
E = 146,44 kN

E_h = 146,44 kN (Componente horizontal do empuxo)

E_v = 0,00 kN (Componente vertical do empuxo)

Cálculo do ponto de aplicação do empuxo:

A altura do ponto de aplicação do empuxo, representado nesse memorial pela letra *y*, foi calculado em relação a Seção BB'



y_r = Altura do centróide do retângulo

y_t = Altura do centróide do triângulo

A ilustração ao lado representa as pressões atuantes no muro ao longo de sua altura *h*

$$y = \frac{y_r \cdot A_r + y_t \cdot A_t}{A_r + A_t}$$

A_r = Área do retângulo

A_t = Área do triângulo

$$y_r \cdot A_r = \frac{h}{2} (h \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) = \frac{h^2 \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0}{2}$$

$$y_t \cdot A_t = \frac{h}{3} \cdot \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} = \frac{Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H \cdot h^2}{6} - \frac{Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0 \cdot h^2}{6} ; \quad H = h + h_0$$

$$A_r = h \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0$$

$$A_t = \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} ; \quad H = h + h_0$$

Fazendo as devidas substituições se obtém a fórmula final para o cálculo de y

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{(2h_0 + H)}{(h_0 + H)} \quad ; \quad H = h + h_0$$

$$h_2 = 5,7 \text{ m}$$

$$h_0 = 0 \text{ m}$$

$$H = 5,7 \text{ m}$$

$$y = 1,90 \text{ m}$$

Cálculo do momento estabilizador:

As forças que produzem momentos fletores que tendem a estabilizar o muro são a força peso e a componente vertical da força de empuxo. Esses momentos foram calculados em relação ao ponto B (Ver ilustração no início do memorial)

$$M_E = P \cdot x + E_v \cdot b^2$$

(Momento estabilizador)

x = Coordenada horizontal do centro de gravidade do muro, calculada com origem no ponto B

$$M_E = 1379,88 \text{ kNm}$$

Cálculo do momento de tombamento:

A única força que produz momento fletor que tende a tombar o muro é a componente horizontal da força de empuxo. Esse momento fletor deve ser calculado em relação ao mesmo ponto do momento estabilizador, ou seja, ponto B

$$M_T = E_h \cdot y$$

(Momento de tombamento)

$$y = 1,90 \text{ m}$$

$$M_T = 278,24 \text{ kNm}$$

Cálculo do ponto de aplicação da força resultante R:

A força resultante R corresponde a força que a base do muro na seção BB' aplica na região abaixo dela. Seu ponto de aplicação em relação ao ponto B, é representado pela letra c

$$V_R = \sum F_v = P + E_v$$

(Componente vertical da força resultante R)

$$H_R = \sum F_h = E_h$$

(Componente horizontal da força resultante R)

$$c = \frac{M_E - M_T}{V_R}$$

$c =$ $2,77$ m

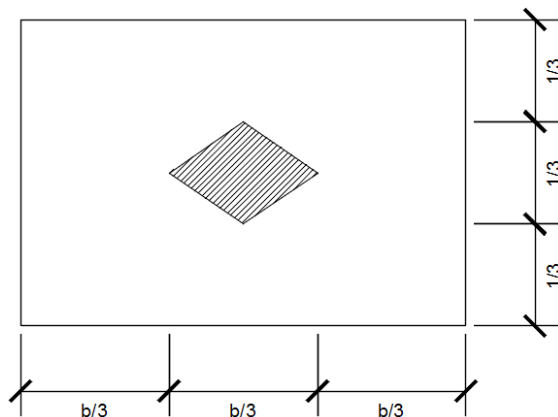
Cálculo da excentricidade da força resultante R:

A excentricidade da força resultante R corresponde a distância da força resultante R até o centro da seção BB'

$$e = \frac{b^2}{2} - c$$

(Excentricidade da força resultante R)

Cálculo da tensão de compressão na seção BB':



A fórmula para o cálculo da maior tensão de compressão na seção BB' irá depender do ponto de aplicação da força resultante R. Se essa força estiver sendo aplicada dentro do núcleo central de inércia da seção (Losango da figura acima), toda a seção estará submetida a compressão, caso contrário apenas uma fração da seção estará comprimida

$$\sigma_1 = \frac{V_R}{b} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R dentro do núcleo central de inércia)

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot V_R}{3 \cdot c}$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R fora do núcleo central de inércia)

A condição para que a força resultante R esteja dentro do núcleo central de inércia é que $b/3 \leq c \leq 2b/3$

c =	2,77 m
b/3 =	1,70 m
(2.b)/3 =	3,40 m

Força resultante R se encontra dentro do núcleo central de inércia da seção BB'

$\sigma_1 =$	98,17 kN/m ²
--------------	-------------------------

1º Verificação:

Pelo menos metade da seção BB' deve estar comprimida. Isso ocorre para $b/6 \leq c \leq (5b)/6$

c =	2,77 m
b/6 =	0,85 m
(5.b)/6 =	4,25 m

$b/6 \leq c \leq (5b)/6$	OK
--------------------------	----

2º Verificação:

A máxima tensão de compressão atuando na seção BB' deve ser menor que a tensão admissível do solo

$\sigma_1 =$	98,17 kN/m ²
--------------	-------------------------

$\sigma_{adm,solo} =$	190 kN/m ²
-----------------------	-----------------------

$\sigma_1 \leq \sigma_{adm,solo}$	OK
-----------------------------------	----

3º Verificação:

Para garantir a segurança contra o tombamento, será verificado se o momento de estabilização é o dobro do momento de tombamento, ou seja, $(M_E/M_T) \geq 2,0$

$M_E = 1379,88 \text{ kNm}$

$M_T = 278,24 \text{ kNm}$

$(M_E/M_T) \geq 2,0 \quad \text{OK}$

4º Verificação:

Para garantir a segurança contra o deslizamento é necessário que a maior força horizontal atuando no muro, majorada por um fator de segurança de 1,5, seja menor do que a força de cisalhamento que o solo é capaz de suportar. Resumindo, $1,5.H_R \leq V_R.tg\phi$

$\tau = c + \sigma_v.tg\phi$
 (Tensão de cisalhamento que provoca a ruptura do solo aderido à base do muro)

OBS.: Na fórmula acima, c é a coesão do solo, que será adotado como sendo igual a 0

$\tau = \frac{F_{ruptura}}{A} = \left(\frac{V_R}{A}\right)tg\phi$

$F_{ruptura} = V_R \cdot tg\phi$

$H_R = 146,44$

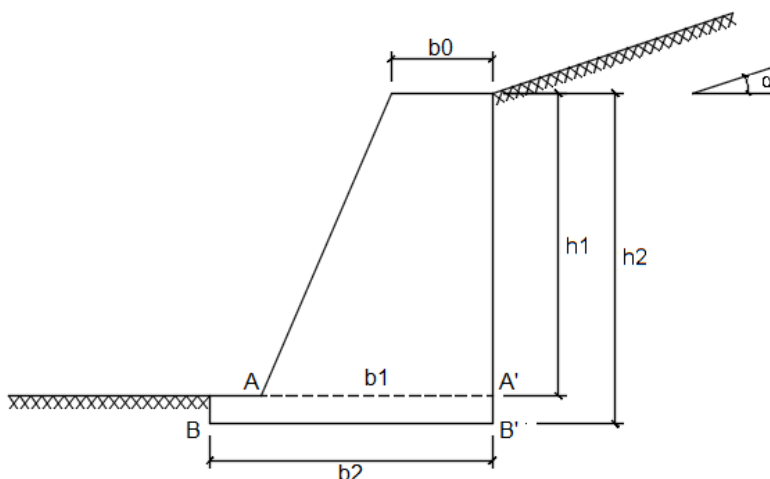
$V_R = 397,68$

$tg\phi = 0,57735$

$1,5.H_R \leq V_R \cdot tg\phi$

$1,5.H_R \leq V_R.tg\phi \quad \text{OK}$

Muro de arrimo
 altura 3,50 metros



• Propriedades geométricas:

$h_1 =$	3,5 m	(Altura do muro medida da seção AA' até o topo)
$h_2 =$	4,2 m	(Altura do muro medida da seção BB' até o topo)
$h_0 =$	0 m	(Altura de terra equivalente à sobrecarga)
$b_0 =$	0,6 m	(Largura do topo do muro)
$b_1 =$	2,3 m	(Largura do muro na seção AA')
$b_2 =$	3,3 m	(Largura do muro na seção BB')

OBS.: A altura de terra equivalente à sobrecarga é calculada dividindo a sobrecarga pelo peso específico do solo. Fisicamente, ela corresponde a altura de solo que exerceria uma pressão sobre o talude igual a pressão exercida pela sobrecarga

• Propriedade dos materiais:

$\phi =$	30 Graus	(Ângulo de atrito do solo)
$\phi_1 =$	0 Graus	(Ângulo de rugosidade do muro)
$\alpha =$	15 Graus	(Ângulo de inclinação do terreno adjacente)
$\gamma_{\text{solo}} =$	19 kN/m ³	(Peso específico do solo)
$\gamma_{\text{alv}} =$	24 kN/m ³	(Peso específico do material do qual o muro é feito)
$\sigma_{\text{adm, solo}} =$	190 kN/m ²	(Tensão admissível do solo)
$\sigma_{\text{adm, alv}} =$	1000 kN/m ²	(Tensão admissível do material de que é feito o muro)

• Verificação da estabilidade da seção AA':

Cálculo do ângulo δ :

δ é o ângulo que a força de empuxo forma com a horizontal. Ele é igual a soma de ϕ_1 com o ângulo que a face do muro em contato com o solo forma com a vertical. Portanto, $\delta = \phi_1$

No livro "Caderno de Muros de Arrimo" do autor Antonio Moliterno são sugeridos os seguintes valores para o ângulo ϕ_1 :

$\phi_1 = 0$	(Ângulo para muros lisos - Ex.: Muro cimentado ou pintado com pixe)
$\phi_1 = 0,5 \cdot \phi$	(Ângulo para muros parcialmente rugosos)
$\phi_1 = \phi$	(Ângulo para muros rugosos)

$\delta =$	0 Graus	(Valor adotado para o ângulo δ)
------------	---------	---

Cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo:

O cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo (K_a) foi realizado utilizando a fórmula mais apropriada para o Método de Coulomb

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \cdot \text{sen}(\beta - \phi_1) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \alpha) \cdot \text{sen}(\phi + \phi_1)}{\text{sen}(\beta - \phi_1) \cdot \text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

β = Ângulo que a face do muro em contato com o solo forma com a horizontal

$$\beta = 90^\circ$$

$$K_a = 0,4019$$

Cálculo do peso próprio do muro:

O muro foi dimensionado através da análise das forças que atuam em uma porção de apenas 1 metro de comprimento do mesmo. Portanto, o peso próprio foi calculado multiplicando a área da seção transversal do muro por 1 e pelo peso específico do material do qual ele é feito

$$A_{st} = \frac{(b_1 + b_0) \cdot h_1}{2}$$

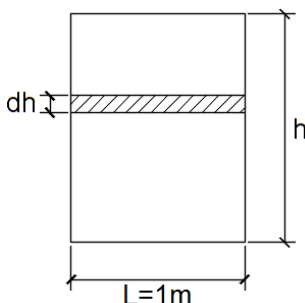
(Área da seção transversal do muro compreendida acima da Seção AA')

$$\gamma_{alv} = 24 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{Peso específico do material do qual o muro é feito})$$

$$P = A_{st} \cdot \gamma_{alv}$$

$$P = 121,8 \text{ kN} \quad (\text{Peso próprio do muro})$$

Cálculo do empuxo:



$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v \quad (\text{Tensão na horizontal})$$

$$\sigma_v = \gamma_{solo} \cdot h \quad (\text{Tensão na vertical})$$

$$dA = dh \cdot L = dh \quad (\text{Elemento infinitesimal de área})$$

$$\sigma_h = \frac{dE}{dA} = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h$$

$$dE = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dA = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh$$

$$E = \int_0^h dE = \int_0^h K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh = K_a \cdot \gamma_{solo} \int_0^h h \cdot dh$$

$$E = Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot \left[\frac{h^2}{2} \right]_0^h$$

$$E = \frac{1}{2} Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos não coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{Ka} \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot (H^2 - h_0^2) ; H = h + h_0 \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos não coesivos com sobrecarga})$$

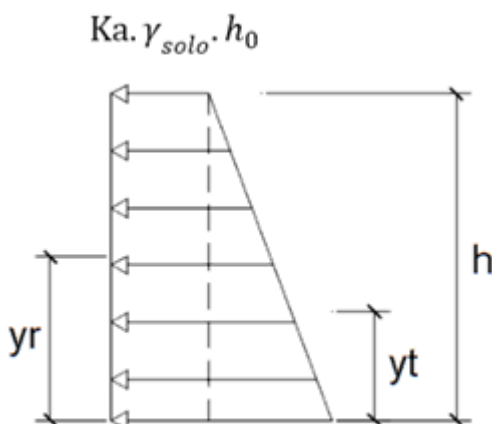
O dimensionamento foi feito para um solo não coesivo, pois o empuxo gerado por esse tipo de solo é maior do que a de um solo coesivo nas mesmas condições. Dessa forma, o dimensionamento fica a favor da segurança

Conforme mencionado anteriormente, o dimensionamento foi feito através da análise das forças atuando em apenas 1 metro de comprimento do muro

E =	46,77 kN	
Eh =	46,77 kN	(Componente horizontal do empuxo)
Ev =	0,00 kN	(Componente vertical do empuxo)

Cálculo do ponto de aplicação do empuxo:

A altura do ponto de aplicação do empuxo, representado nesse memorial pela letra y, foi calculado em relação a Seção AA'



yr = Altura do centróide do retângulo

yt = Altura do centróide do triângulo

A ilustração ao lado representa as pressões atuantes no muro ao longo de sua altura h

$$y = \frac{yr \cdot Ar + yt \cdot At}{Ar + At}$$

Ar = Área do retângulo

At = Área do triângulo

$$yr \cdot Ar = \frac{h}{2} (h \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) = \frac{h^2 \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0}{2}$$

$$yt \cdot At = \frac{h}{3} \cdot \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} = \frac{Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H \cdot h^2}{6} - \frac{Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0 \cdot h^2}{6} \quad ; \quad H = h + h_0$$

$$Ar = h \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0$$

$$At = \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} \quad ; \quad H = h + h_0$$

Fazendo as devidas substituições se obtém a fórmula final para o cálculo de y

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{(2h_0 + H)}{(h_0 + H)} \quad ; \quad H = h + h_0$$

h1 =	3,5 m
h0 =	0 m
H =	3,5 m
y =	1,17 m

Cálculo do momento estabilizador:

As forças que produzem momentos fletores que tendem a estabilizar o muro são a força peso e a componente vertical da força de empuxo. Esses momentos foram calculados em relação ao ponto A (Ver ilustração no início do memorial)

$$M_E = P \cdot x + E_v \cdot b_1$$

(Momento estabilizador)

x = Coordenada horizontal do centro de gravidade do muro, calculada com origem no ponto A

$$M_E = 181,72 \text{ kNm}$$

Cálculo do momento de tombamento:

A única força que produz momento fletor que tende a tombar o muro é a componente horizontal da força de empuxo. Esse momento fletor deve ser calculado em relação ao mesmo ponto do momento estabilizador, ou seja, ponto A

$$M_T = E_h \cdot y$$

(Momento de tombamento)

$$y = 1,17 \text{ m}$$

$$M_T = 54,57 \text{ kNm}$$

Cálculo do ponto de aplicação da força resultante R:

A força resultante R corresponde a força que a base do muro na seção AA' aplica na região abaixo dela. Seu ponto de aplicação em relação ao ponto A, é representado pela letra c

$$V_R = \sum F_v = P + E_v$$

(Componente vertical da força resultante R)

$$H_R = \sum F_h = E_h$$

(Componente horizontal da força resultante R)

$$c = \frac{M_E - M_T}{V_R}$$

$$c = 1,04 \text{ m}$$

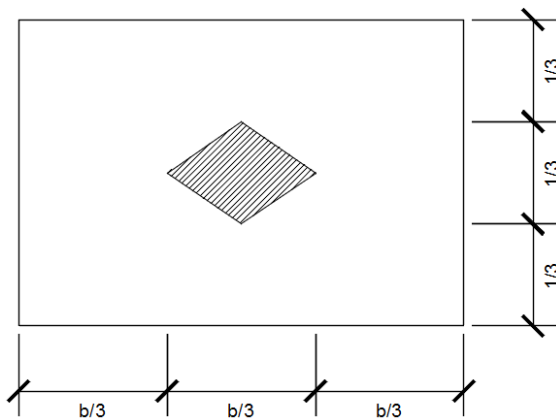
Cálculo da excentricidade da força resultante R:

A excentricidade da força resultante R corresponde a distância da força resultante R até o centro da seção AA'

$$e = \frac{b1}{2} - c$$

(Excentricidade da força resultante R)

Cálculo da tensão de compressão na seção AA':



A fórmula para o cálculo da maior tensão de compressão na seção AA' irá depender do ponto de aplicação da força resultante R. Se essa força estiver sendo aplicada dentro do núcleo central de inércia da seção (Losango da figura acima), toda a seção estará submetida a compressão, caso contrário apenas uma fração da seção estará comprimida

$$\sigma_1 = \frac{V_R}{b} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R dentro do núcleo central de inércia)

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot V_R}{3 \cdot c}$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R fora do núcleo central de inércia)

A condição para que a força resultante R esteja dentro do núcleo central de inércia é que $b/3 \leq c \leq 2b/3$

c =	1,04 m
b1/3 =	0,77 m
(2.b1)/3 =	1,53 m

Força resultante R se encontra dentro do núcleo central de inércia da seção AA'

$$\sigma_1 = 67,61 \text{ kN/m}^2$$

1º Verificação:

Pelo menos metade da seção AA' deve estar comprimida. Isso ocorre para $b_1/6 \leq c \leq (5b_1)/6$

$$c = 1,04 \text{ m}$$

$$b_1/6 = 0,38 \text{ m}$$

$$(5b_1)/6 = 1,92 \text{ m}$$

$$b_1/6 \leq c \leq (5b_1)/6 \quad \text{OK}$$

2º Verificação:

A máxima tensão de compressão atuando na seção AA' deve ser menor que a tensão admissível do material do qual é feito o muro. Caso $h_1=h_2$, a máxima tensão de compressão atuando na seção AA' deve ser menor que a tensão admissível do solo

$$\sigma_1 = 67,61 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm,alv} = 1000 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm,solo} = 190 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 \leq \sigma_{adm} \quad \text{OK}$$

3º Verificação:

Para garantir a segurança contra o tombamento, será verificado se o momento de estabilização é o dobro do momento de tombamento, ou seja, $(M_E/M_T) \geq 2,0$

$$M_E = 181,72 \text{ kNm}$$

$$M_T = 54,57 \text{ kNm}$$

$$(M_E/M_T) \geq 2,0 \quad \text{OK}$$

4º Verificação:

A altura h_1 deve ser menor ou igual a altura h_2 (Ver ilustração no início do memorial)

$$h_1 = 3,5 \text{ m}$$

$$h_2 = 4,2 \text{ m}$$

$h_1 \leq h_2$ OK

5ª Verificação:

A largura b_1 deve ser menor ou igual a largura b_2 (Ver ilustração no início do memorial)

$b_1 =$ 2,3 m

$b_2 =$ 3,3 m

$b_1 \leq b_2$ OK

- Verificação da estabilidade da seção BB':

Cálculo do ângulo δ :

δ é o ângulo que a força de empuxo forma com a horizontal. Ele é igual a soma de φ_1 com o ângulo que a face do muro em contato com o solo forma com a vertical. Portanto, $\delta = \varphi_1$

No livro "Caderno de Muros de Arrimo" do autor Antonio Moliterno são sugeridos os seguintes valores para o ângulo φ_1 :

$\varphi_1 = 0$ (Ângulo para muros lisos - Ex.: Muro cimentado ou pintado com pixe)

$\varphi_1 = 0,5 \cdot \phi$ (Ângulo para muros parcialmente rugosos)

$\varphi_1 = \phi$ (Ângulo para muros rugosos)

$\delta =$ 0 Graus (Valor adotado para o ângulo δ)

Cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo:

O cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo (K_a) foi realizado utilizando a fórmula mais apropriada para o Método de Coulomb

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \cdot \text{sen}(\beta - \varphi_1) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \alpha) \cdot \text{sen}(\phi + \varphi_1)}{\text{sen}(\beta - \varphi_1) \cdot \text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

$\beta =$ Ângulo que a face do muro em contato com o solo forma com a horizontal

$\beta = 90^\circ$

$K_a =$ 0,4019

Cálculo do peso próprio do muro:

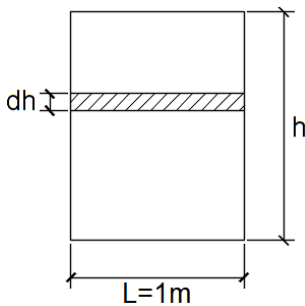
O muro foi dimensionado através da análise das forças que atuam em uma porção de apenas 1 metro de comprimento do mesmo. Portanto, o peso próprio foi calculado multiplicando a área da seção transversal do muro por 1 e pelo peso específico do material do qual ele é feito

$$Ast = \frac{(b1 + b0) \cdot h1}{2} + b2 \cdot (h2 - h1) \quad (\text{Área da seção transversal do muro compreendida acima da Seção BB'})$$

$$\gamma_{alv} = 24 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{Peso específico do material do qual o muro é feito})$$

$$P = Ast \cdot \gamma_{alv} \quad P = 177,24 \text{ kN} \quad (\text{Peso próprio do muro})$$

Cálculo do empuxo:



$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v \quad (\text{Tensão na horizontal})$$

$$\sigma_v = \gamma_{solo} \cdot h \quad (\text{Tensão na vertical})$$

$$dA = dh \cdot L = dh \quad (\text{Elemento infinitesimal de área})$$

$$\sigma_h = \frac{dE}{dA} = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h$$

$$dE = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dA = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh$$

$$E = \int_0^h dE = \int_0^h K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh = K_a \cdot \gamma_{solo} \int_0^h h \cdot dh$$

$$E = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot \left[\frac{h^2}{2} \right]_0^h$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos não coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot (H^2 - h_0^2) ; H = h + h_0$$

(Fórmula do empuxo para solos não coesivos com sobrecarga)

O dimensionamento foi feito para um solo não coesivo, pois o empuxo gerado por esse tipo de solo é maior do que a de um solo coesivo nas mesmas condições. Dessa forma, o dimensionamento fica a favor da segurança

Conforme mencionado anteriormente, o dimensionamento foi feito através da análise das forças atuando em apenas 1 metro de comprimento do muro

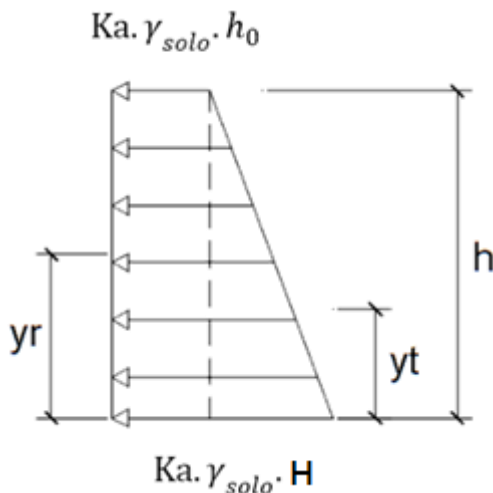
E = 67,35 kN

Eh = 67,35 kN (Componente horizontal do empuxo)

Ev = 0,00 kN (Componente vertical do empuxo)

Cálculo do ponto de aplicação do empuxo:

A altura do ponto de aplicação do empuxo, representado nesse memorial pela letra y, foi calculado em relação a Seção BB'



yr = Altura do centróide do retângulo

yt = Altura do centróide do triângulo

A ilustração ao lado representa as pressões atuantes no muro ao longo de sua altura h

$$y = \frac{yr \cdot Ar + yt \cdot At}{Ar + At}$$

Ar = Área do retângulo

At = Área do triângulo

$$yr \cdot Ar = \frac{h}{2} (h \cdot K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) = \frac{h^2 \cdot K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0}{2}$$

$$yt. At = \frac{h}{3} \cdot \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} = \frac{Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H \cdot h^2}{6} - \frac{Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0 \cdot h^2}{6} \quad ; \quad H = h + h_0$$

$$Ar = h \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0$$

$$At = \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} \quad ; \quad H = h + h_0$$

Fazendo as devidas substituições se obtém a fórmula final para o cálculo de y

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{(2h_0 + H)}{(h_0 + H)} \quad ; \quad H = h + h_0$$

h2 = 4,2 m

h0 = 0 m

H = 4,2 m

y = 1,40 m

Cálculo do momento estabilizador:

As forças que produzem momentos fletores que tendem a estabilizar o muro são a força peso e a componente vertical da força de empuxo. Esses momentos foram calculados em relação ao ponto B (Ver ilustração no início do memorial)

$$M_E = P \cdot x + E_v \cdot b_2$$

(Momento estabilizador)

x = Coordenada horizontal do centro de gravidade do muro, calculada com origem no ponto B

ME = 395,00 kNm

Cálculo do momento de tombamento:

A única força que produz momento fletor que tende a tombar o muro é a componente horizontal da força de empuxo. Esse momento fletor deve ser calculado em relação ao mesmo ponto do momento estabilizador, ou seja, ponto B

$$M_T = E_h \cdot y$$

(Momento de tombamento)

y = 1,40 m

M_T = 94,30 kNm

Cálculo do ponto de aplicação da força resultante R:

A força resultante R corresponde a força que a base do muro na seção BB' aplica na região abaixo dela. Seu ponto de aplicação em relação ao ponto B, é representado pela letra c

$$V_R = \sum F_v = P + E_v$$

(Componente vertical da força resultante R)

$$H_R = \sum F_h = E_h$$

(Componente horizontal da força resultante R)

$$c = \frac{M_E - M_T}{V_R}$$

c = 1,70 m

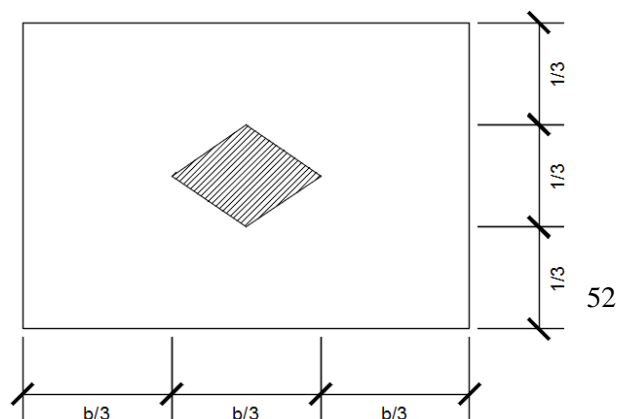
Cálculo da excentricidade da força resultante R:

A excentricidade da força resultante R corresponde a distância da força resultante R até o centro da seção BB'

$$e = \frac{b}{2} - c$$

(Excentricidade da força resultante R)

Cálculo da tensão de compressão na seção BB':



A fórmula para o cálculo da maior tensão de compressão na seção BB' irá depender do ponto de aplicação da força resultante R. Se essa força estiver sendo aplicada dentro do núcleo central de inércia da seção (Losango da figura acima), toda a seção estará submetida a compressão, caso contrário apenas uma fração da seção estará comprimida

$$\sigma_1 = \frac{V_R}{b} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R dentro do núcleo central de inércia)

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot V_R}{3 \cdot c}$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R fora do núcleo central de inércia)

A condição para que a força resultante R esteja dentro do núcleo central de inércia é que $b/3 \leq c \leq 2b/3$

c =	1,70 m
b/3 =	1,10 m
(2.b)/3 =	2,20 m

Força resultante R se encontra dentro do núcleo central de inércia da seção BB'

$\sigma_1 =$	58,26 kN/m ²
--------------	-------------------------

1ª Verificação:

Pelo menos metade da seção BB' deve estar comprimida. Isso ocorre para $b/6 \leq c \leq (5b)/6$

c =	1,70 m
b/6 =	0,55 m
(5.b)/6 =	2,75 m

$b/6 \leq c \leq (5b)/6$	OK
--------------------------	----

2ª Verificação:

A máxima tensão de compressão atuando na seção BB' deve ser menor que a tensão admissível do solo

$\sigma_1 =$	58,26 kN/m ²
--------------	-------------------------

$\sigma_{adm,solo} =$	190 kN/m ²
-----------------------	-----------------------

$\sigma_1 \leq \sigma_{adm,solo}$	OK
-----------------------------------	----

3º Verificação:

Para garantir a segurança contra o tombamento, será verificado se o momento de estabilização é o dobro do momento de tombamento, ou seja, $(M_E/M_T) \geq 2,0$

$M_E = 395,00 \text{ kNm}$
 $M_T = 94,30 \text{ kNm}$

$(M_E/M_T) \geq 2,0 \quad \text{OK}$

4º Verificação:

Para garantir a segurança contra o deslizamento é necessário que a maior força horizontal atuando no muro, majorada por um fator de segurança de 1,5, seja menor do que a força de cisalhamento que o solo é capaz de suportar. Resumindo, $1,5 \cdot H_R \leq V_R \cdot \text{tg}\phi$

$\tau = c + \sigma_v \cdot \text{tg}\phi$
 (Tensão de cisalhamento que provoca a ruptura do solo aderido à base do muro)

OBS.: Na fórmula acima, c é a coesão do solo, que será adotado como sendo igual a 0

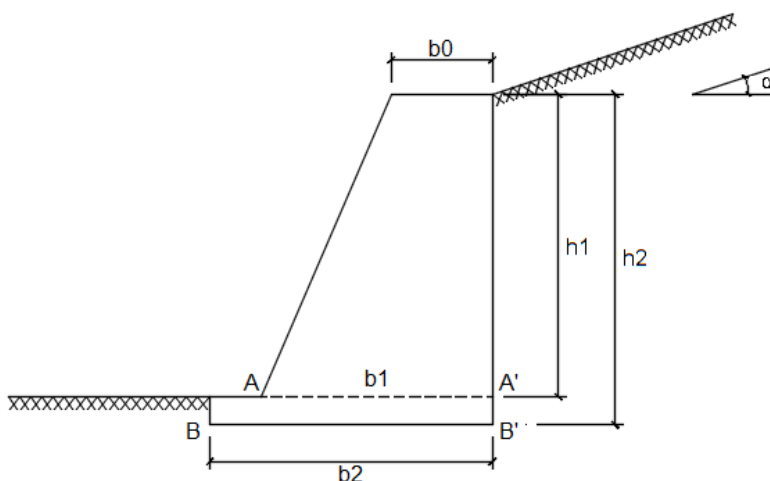
$\tau = \frac{F_{ruptura}}{A} = \left(\frac{V_R}{A}\right) \text{tg}\phi$

$F_{ruptura} = V_R \cdot \text{tg}\phi$

$H_R = 67,35$
 $V_R = 177,24$
 $\text{tg}\phi = 0,57735$

$1,5 \cdot H_R \leq V_R \cdot \text{tg}\phi \quad \text{OK}$

Muro de arrimo



- Propriedades geométricas:

$h_1 =$	3 m	(Altura do muro medida da seção AA' até o topo)
$h_2 =$	3,7 m	(Altura do muro medida da seção BB' até o topo)
$h_0 =$	0 m	(Altura de terra equivalente à sobrecarga)
$b_0 =$	0,6 m	(Largura do topo do muro)
$b_1 =$	1,8 m	(Largura do muro na seção AA')
$b_2 =$	2,8 m	(Largura do muro na seção BB')

OBS.: A altura de terra equivalente à sobrecarga é calculada dividindo a sobrecarga pelo peso específico do solo. Fisicamente, ela corresponde a altura de solo que exerceria uma pressão sobre o talude igual a pressão exercida pela sobrecarga

- Propriedade dos materiais:

$\phi =$	30 Graus	(Ângulo de atrito do solo)
$\phi_1 =$	10 Graus	(Ângulo de rugosidade do muro)
$\alpha =$	0 Graus	(Ângulo de inclinação do terreno adjacente)
$\gamma_{\text{solo}} =$	19 kN/m ³	(Peso específico do solo)
$\gamma_{\text{alv}} =$	24 kN/m ³	(Peso específico do material do qual o muro é feito)
$\sigma_{\text{adm,solo}} =$	190 kN/m ²	(Tensão admissível do solo)
$\sigma_{\text{adm,alv}} =$	1000 kN/m ²	(Tensão admissível do material de que é feito o muro)

- Verificação da estabilidade da seção AA':

Cálculo do ângulo δ :

δ é o ângulo que a força de empuxo forma com a horizontal. Ele é igual a soma de ϕ_1 com o ângulo que a face do muro em contato com o solo forma com a vertical. Portanto, $\delta = \phi_1$

No livro "Caderno de Muros de Arrimo" do autor Antonio Moliterno são sugeridos os seguintes valores para o ângulo ϕ_1 :

$\phi_1 = 0$	(Ângulo para muros lisos - Ex.: Muro cimentado ou pintado com pixe)
$\phi_1 = 0,5.\phi$	(Ângulo para muros parcialmente rugosos)
$\phi_1 = \phi$	(Ângulo para muros rugosos)

$\delta =$	10 Graus	(Valor adotado para o ângulo δ)
------------	----------	---

Cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo:

O cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo (K_a) foi realizado utilizando a fórmula mais apropriada para o Método de Coulomb

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \cdot \text{sen}(\beta - \phi_1) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \alpha) \cdot \text{sen}(\phi + \phi_1)}{\text{sen}(\beta - \phi_1) \cdot \text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

β = Ângulo que a face do muro em contato com o solo forma com a horizontal

$$\beta = 90^\circ$$

$$K_a = 0,3085$$

Cálculo do peso próprio do muro:

O muro foi dimensionado através da análise das forças que atuam em uma porção de apenas 1 metro de comprimento do mesmo. Portanto, o peso próprio foi calculado multiplicando a área da seção transversal do muro por 1 e pelo peso específico do material do qual ele é feito

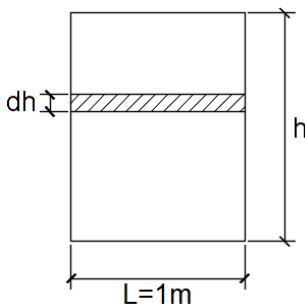
$$Ast = \frac{(b_1 + b_0) \cdot h_1}{2} \quad (\text{Área da seção transversal do muro compreendida acima da Seção AA'})$$

$$\gamma_{alv} = 24 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{Peso específico do material do qual o muro é feito})$$

$$P = Ast \cdot \gamma_{alv}$$

$$P = 86,4 \text{ kN} \quad (\text{Peso próprio do muro})$$

Cálculo do empuxo:



$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v \quad (\text{Tensão na horizontal})$$

$$\sigma_v = \gamma_{solo} \cdot h \quad (\text{Tensão na vertical})$$

$$dA = dh \cdot L = dh \quad (\text{Elemento infinitesimal de área})$$

$$\sigma_h = \frac{dE}{dA} = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h$$

$$dE = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dA = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh$$

$$E = \int_0^h dE = \int_0^h Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh = Ka \cdot \gamma_{solo} \int_0^h h \cdot dh$$

$$E = Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot \left[\frac{h^2}{2} \right]_0^h$$

$$E = \frac{1}{2} Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos não coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{Ka} \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot (H^2 - h_0^2) ; H = h + h_0 \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos não coesivos com sobrecarga})$$

O dimensionamento foi feito para um solo não coesivo, pois o empuxo gerado por esse tipo de solo é maior do que a de um solo coesivo nas mesmas condições. Dessa forma, o dimensionamento fica a favor da segurança

Conforme mencionado anteriormente, o dimensionamento foi feito através da análise das forças atuando em apenas 1 metro de comprimento do muro

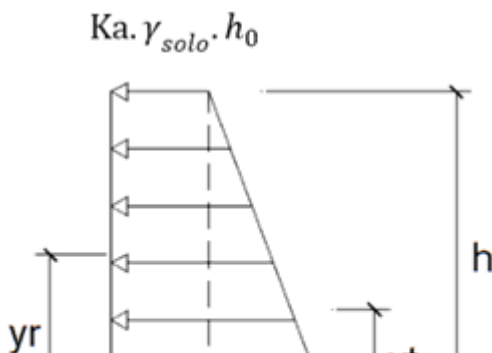
E = 26,37 kN

E_h = 25,97 kN (Componente horizontal do empuxo)

E_v = 4,58 kN (Componente vertical do empuxo)

Cálculo do ponto de aplicação do empuxo:

A altura do ponto de aplicação do empuxo, representado nesse memorial pela letra y, foi calculado em relação a Seção AA'



y_r = Altura do centróide do retângulo

y_t = Altura do centróide do triângulo

A ilustração ao lado representa as pressões atuantes no muro ao longo de sua altura h

$$y = \frac{y_r \cdot A_r + y_t \cdot A_t}{A_r + A_t}$$

A_r = Área do retângulo

A_t = Área do triângulo

$$y_r \cdot A_r = \frac{h}{2} (h \cdot K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) = \frac{h^2 \cdot K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0}{2}$$

$$y_t \cdot A_t = \frac{h}{3} \cdot \frac{(K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot H - K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} = \frac{K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot H \cdot h^2}{6} - \frac{K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0 \cdot h^2}{6} \quad ; \quad H = h + h_0$$

$$A_r = h \cdot K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0$$

$$A_t = \frac{(K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot H - K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} \quad ; \quad H = h + h_0$$

Fazendo as devidas substituições se obtém a fórmula final para o cálculo de y

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{(2h_0 + H)}{(h_0 + H)} \quad ; \quad H = h + h_0$$

$h_1 =$ 3 m

$h_0 =$ 0 m

$H =$ 3 m

$y =$ 1,00 m

Cálculo do momento estabilizador:

As forças que produzem momentos fletores que tendem a estabilizar o muro são a força peso e a componente vertical da força de empuxo. Esses momentos foram calculados em relação ao ponto A (Ver ilustração no início do memorial)

$$M_E = P \cdot x + E_v \cdot b_1$$

(Momento estabilizador)

x = Coordenada horizontal do centro de gravidade do muro, calculada com origem no ponto A

$$M_E = 107,60 \text{ kNm}$$

Cálculo do momento de tombamento:

A única força que produz momento fletor que tende a tombar o muro é a componente horizontal da força de empuxo. Esse momento fletor deve ser calculado em relação ao mesmo ponto do momento estabilizador, ou seja, ponto A

$$M_T = E_h \cdot y$$

(Momento de tombamento)

$$y = 1,00 \text{ m}$$

$$M_T = 25,97 \text{ kNm}$$

Cálculo do ponto de aplicação da força resultante R:

A força resultante R corresponde a força que a base do muro na seção AA' aplica na região abaixo dela. Seu ponto de aplicação em relação ao ponto A, é representado pela letra c

$$V_R = \sum F_v = P + E_v$$

(Componente vertical da força resultante R)

$$H_R = \sum F_h = E_h$$

(Componente horizontal da força resultante R)

$$c = \frac{M_E - M_T}{V_R}$$

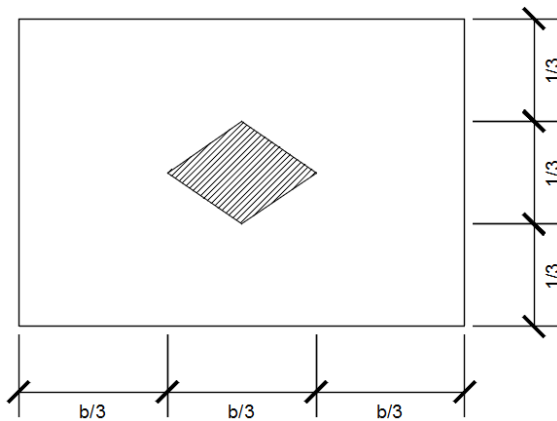
$c = 0,90 \text{ m}$

Cálculo da excentricidade da força resultante R:

A excentricidade da força resultante R corresponde a distância da força resultante R até o centro da seção AA'

$$e = \frac{b_1}{2} - c \quad \text{(Excentricidade da força resultante R)}$$

Cálculo da tensão de compressão na seção AA':



A fórmula para o cálculo da maior tensão de compressão na seção AA' irá depender do ponto de aplicação da força resultante R. Se essa força estiver sendo aplicada dentro do núcleo central de inércia da seção (Losango da figura acima), toda a seção estará submetida a compressão, caso contrário apenas uma fração da seção estará comprimida

$$\sigma_1 = \frac{V_R}{b} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) \quad \text{(Máxima tensão de compressão para força resultante R dentro do núcleo central de inércia)}$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot V_R}{3 \cdot c} \quad \text{(Máxima tensão de compressão para força resultante R fora do núcleo central de inércia)}$$

A condição para que a força resultante R esteja dentro do núcleo central de inércia é que $b/3 \leq c \leq 2b/3$

$c = 0,90 \text{ m}$

$b/3 = 0,60 \text{ m}$

$$(2.b_1)/3 = 1,20 \text{ m}$$

Força resultante R se encontra dentro do núcleo central de inércia da seção AA'

$$\sigma_1 = 51,01 \text{ kN/m}^2$$

1º Verificação:

Pelo menos metade da seção AA' deve estar comprimida. Isso ocorre para $b_1/6 \leq c \leq (5b_1)/6$

$$c = 0,90 \text{ m}$$

$$b_1/6 = 0,30 \text{ m}$$

$$(5b_1)/6 = 1,50 \text{ m}$$

$$b_1/6 \leq c \leq (5b_1)/6 \quad \text{OK}$$

2º Verificação:

A máxima tensão de compressão atuando na seção AA' deve ser menor que a tensão admissível do material do qual é feito o muro. Caso $h_1=h_2$, a máxima tensão de compressão atuando na seção AA' deve ser menor que a tensão admissível do solo

$$\sigma_1 = 51,01 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm,alv} = 1000 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm,solo} = 190 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 \leq \sigma_{adm} \quad \text{OK}$$

3º Verificação:

Para garantir a segurança contra o tombamento, será verificado se o momento de estabilização é o dobro do momento de tombamento, ou seja, $(M_E/M_T) \geq 2,0$

$$M_E = 107,60 \text{ kNm}$$

$$M_T = 25,97 \text{ kNm}$$

$$(M_E/M_T) \geq 2,0 \quad \text{OK}$$

4º Verificação:

A altura h_1 deve ser menor ou igual a altura h_2 (Ver ilustração no início do memorial)

$$h_1 = 3 \text{ m}$$

$h_2 = 3,7 \text{ m}$

$h_1 \leq h_2 \quad \text{OK}$

5ª Verificação:

A largura b_1 deve ser menor ou igual a largura b_2 (Ver ilustração no início do memorial)

$b_1 = 1,8 \text{ m}$

$b_2 = 2,8 \text{ m}$

$b_1 \leq b_2 \quad \text{OK}$

- Verificação da estabilidade da seção BB':

Cálculo do ângulo δ :

δ é o ângulo que a força de empuxo forma com a horizontal. Ele é igual a soma de φ_1 com o ângulo que a face do muro em contato com o solo forma com a vertical. Portanto, $\delta = \varphi_1$

No livro "Caderno de Muros de Arrimo" do autor Antonio Moliterno são sugeridos os seguintes valores para o ângulo φ_1 :

$\varphi_1 = 0$ (Ângulo para muros lisos - Ex.: Muro cimentado ou pintado com pixe)

$\varphi_1 = 0,5 \cdot \phi$ (Ângulo para muros parcialmente rugosos)

$\varphi_1 = \phi$ (Ângulo para muros rugosos)

$\delta = 10 \text{ Graus}$ (Valor adotado para o ângulo δ)

Cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo:

O cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo (K_a) foi realizado utilizando a fórmula mais apropriada para o Método de Coulomb

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \cdot \text{sen}(\beta - \varphi_1) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \alpha) \cdot \text{sen}(\phi + \varphi_1)}{\text{sen}(\beta - \varphi_1) \cdot \text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

$\beta =$ Ângulo que a face do muro em contato com o solo forma com a horizontal

$\beta = 90^\circ$

$K_a = 0,3085$

Cálculo do peso próprio do muro:

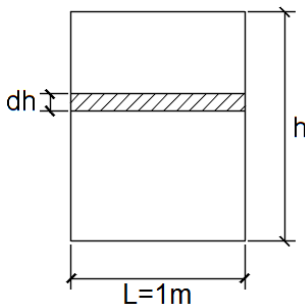
O muro foi dimensionado através da análise das forças que atuam em uma porção de apenas 1 metro de comprimento do mesmo. Portanto, o peso próprio foi calculado multiplicando a área da seção transversal do muro por 1 e pelo peso específico do material do qual ele é feito

$$Ast = \frac{(b1 + b0) \cdot h1}{2} + b2 \cdot (h2 - h1) \quad (\text{Área da seção transversal do muro compreendida acima da Seção BB'})$$

$$\gamma_{alv} = 24 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{Peso específico do material do qual o muro é feito})$$

$$P = Ast \cdot \gamma_{alv} \quad P = 133,44 \text{ kN} \quad (\text{Peso próprio do muro})$$

Cálculo do empuxo:



$$\sigma_h = Ka \cdot \sigma_v \quad (\text{Tensão na horizontal})$$

$$\sigma_v = \gamma_{solo} \cdot h \quad (\text{Tensão na vertical})$$

$$dA = dh \cdot L = dh \quad (\text{Elemento infinitesimal de área})$$

$$\sigma_h = \frac{dE}{dA} = Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h$$

$$dE = Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dA = Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh$$

$$E = \int_0^h dE = \int_0^h Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh = Ka \cdot \gamma_{solo} \int_0^h h \cdot dh$$

$$E = Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot \left[\frac{h^2}{2} \right]_0^h$$

$$E = \frac{1}{2} Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos não coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{Ka} \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot (H^2 - h_0^2) ; H = h + h_0 \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos não coesivos com sobrecarga})$$

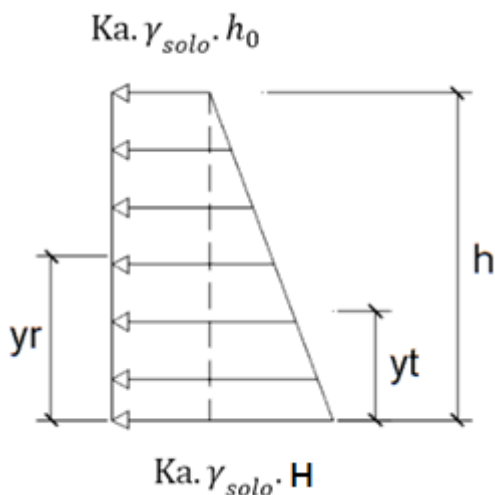
O dimensionamento foi feito para um solo não coesivo, pois o empuxo gerado por esse tipo de solo é maior do que a de um solo coesivo nas mesmas condições. Dessa forma, o dimensionamento fica a favor da segurança

Conforme mencionado anteriormente, o dimensionamento foi feito através da análise das forças atuando em apenas 1 metro de comprimento do muro

E =	40,12 kN	
Eh =	39,51 kN	(Componente horizontal do empuxo)
Ev =	6,97 kN	(Componente vertical do empuxo)

Cálculo do ponto de aplicação do empuxo:

A altura do ponto de aplicação do empuxo, representado nesse memorial pela letra y , foi calculado em relação a Seção BB'



y_r = Altura do centróide do retângulo

y_t = Altura do centróide do triângulo

A ilustração ao lado representa as pressões atuantes no muro ao longo de sua altura h

$$y = \frac{y_r \cdot A_r + y_t \cdot A_t}{A_r + A_t}$$

A_r = Área do retângulo

A_t = Área do triângulo

$$y_r \cdot A_r = \frac{h}{2} (h \cdot K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) = \frac{h^2 \cdot K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0}{2}$$

$$yt. At = \frac{h}{3} \cdot \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} = \frac{Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H \cdot h^2}{6} - \frac{Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0 \cdot h^2}{6} \quad ; \quad H = h + h_0$$

$$Ar = h \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0$$

$$At = \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} \quad ; \quad H = h + h_0$$

Fazendo as devidas substituições se obtém a fórmula final para o cálculo de y

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{(2h_0 + H)}{(h_0 + H)} \quad ; \quad H = h + h_0$$

h2 = 3,7 m

h0 = 0 m

H = 3,7 m

y = 1,23 m

Cálculo do momento estabilizador:

As forças que produzem momentos fletores que tendem a estabilizar o muro são a força peso e a componente vertical da força de empuxo. Esses momentos foram calculados em relação ao ponto B (Ver ilustração no início do memorial)

$$M_E = P \cdot x + E_v \cdot b_2$$

(Momento estabilizador)

x = Coordenada horizontal do centro de gravidade do muro, calculada com origem no ponto B

ME = 271,12 kNm

Cálculo do momento de tombamento:

A única força que produz momento fletor que tende a tombar o muro é a componente horizontal da força de empuxo. Esse momento fletor deve ser calculado em relação ao mesmo ponto do momento estabilizador, ou seja, ponto B

$$M_T = E_h \cdot y$$

(Momento de tombamento)

y = 1,23 m

M_T = 48,73 kNm

Cálculo do ponto de aplicação da força resultante R:

A força resultante R corresponde a força que a base do muro na seção BB' aplica na região abaixo dela. Seu ponto de aplicação em relação ao ponto B, é representado pela letra c

$$V_R = \sum F_v = P + E_v$$

(Componente vertical da força resultante R)

$$H_R = \sum F_h = E_h$$

(Componente horizontal da força resultante R)

$$c = \frac{M_E - M_T}{V_R}$$

c = 1,58 m

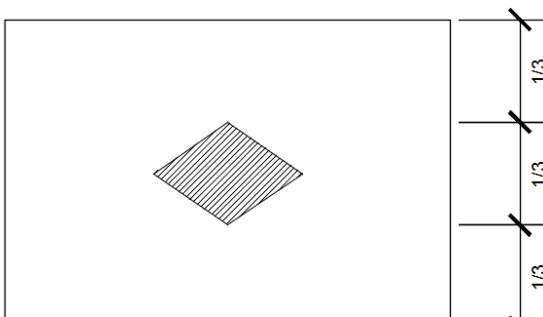
Cálculo da excentricidade da força resultante R:

A excentricidade da força resultante R corresponde a distância da força resultante R até o centro da seção BB'

$$e = \frac{b^2}{2} - c$$

(Excentricidade da força resultante R)

Cálculo da tensão de compressão na seção BB':



A fórmula para o cálculo da maior tensão de compressão na seção BB' irá depender do ponto de aplicação da força resultante R. Se essa força estiver sendo aplicada dentro do núcleo central de inércia da seção (Losango da figura acima), toda a seção estará submetida a compressão, caso contrário apenas uma fração da seção estará comprimida

$$\sigma_1 = \frac{V_R}{b} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R dentro do núcleo central de inércia)

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot V_R}{3 \cdot c}$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R fora do núcleo central de inércia)

A condição para que a força resultante R esteja dentro do núcleo central de inércia é que $b/3 \leq c \leq 2b/3$

c =	1,58 m
b/3 =	0,93 m
(2.b)/3 =	1,87 m

Força resultante R se encontra dentro do núcleo central de inércia da seção BB'

$$\sigma_1 = 69,91 \text{ kN/m}^2$$

1º Verificação:

Pelo menos metade da seção BB' deve estar comprimida. Isso ocorre para $b/6 \leq c \leq (5b)/6$

c =	1,58 m
b/6 =	0,47 m
(5.b)/6 =	2,33 m

$$b/6 \leq c \leq (5b)/6 \quad \text{OK}$$

2º Verificação:

A máxima tensão de compressão atuando na seção BB' deve ser menor que a tensão admissível do solo

$$\sigma_1 = 69,91 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{adm,solo} = 190 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 \leq \sigma_{adm,solo} \quad \text{OK}$$

3º Verificação:

Para garantir a segurança contra o tombamento, será verificado se o momento de estabilização é o dobro do momento de tombamento, ou seja, $(M_E/M_T) \geq 2,0$

$$M_E = 271,12 \text{ kNm}$$

$$M_T = 48,73 \text{ kNm}$$

$$(M_E/M_T) \geq 2,0 \quad \text{OK}$$

4º Verificação:

Para garantir a segurança contra o deslizamento é necessário que a maior força horizontal atuando no muro, majorada por um fator de segurança de 1,5, seja menor do que a força de cisalhamento que o solo é capaz de suportar. Resumindo, $1,5.H_R \leq V_R.tg\phi$

$$\tau = c + \sigma_v.tg\phi$$

(Tensão de cisalhamento que provoca a ruptura do solo aderido à base do muro)

OBS.: Na fórmula acima, c é a coesão do solo, que será adotado como sendo igual a 0

$$\tau = \frac{F_{ruptura}}{A} = \left(\frac{V_R}{A}\right)tg\phi$$

$$F_{ruptura} = V_R \cdot tg\phi$$

$$H_R = 39,51$$

$$V_R = 140,41$$

$$tg\phi = 0,57735$$

$$1,5.H_R \leq V_R \cdot tg\phi$$

$$1,5.H_R \leq V_R.tg\phi \quad \text{OK}$$

5.4.DRENAGEM

O cálculo das canaletas foi obtido adotando-se como canaleta mínima de partida para cálculo da dimensão do dispositivo, a medida recomendada pela Prefeitura Municipal de Jabotão dos Guararapes, 0,40 m x 0,40 m, conforme já informado acima.

Contudo para determinação das vazões demandadas para cada uma delas, foi necessário determinar as bacias de contribuição para cada trecho das canaletas que apresentavam declividade diferenciada, obtendo-se a seguinte distribuição de área por bacia (ver planilha de cálculo anexo ao projeto).

CANALETA 01 - MURO 01 - 5 metros

	INTERVALO	ESTACA	POSIÇÃO	DISTÂNCIA a partir do início da canaleta	COTA DE FUNDO DA CANALETA	DIFERENÇA COTA	DISTÂNCIA	DECLIVIDADE (m/m)	DECLIVIDADE (m/Km)	BACIA	ÁREA DA BACIA (m ²)	ÁREA DA BACIA (Hec)	Comprimento
TRECHO 01	1	0+10	MONTANTE	0	58,00	0,01	3,35	0,002	2,000	1	1.236,10	0,12	76,18
			JUSANTE	3,35	57,99								
	2	0+10	MONTANTE	3,35	57,99	0,02	10,16	0,002	2,000				
			JUSANTE	13,51	57,97								
	3	1+10	MONTANTE	13,51	57,97	0,02	10,16	0,002	2,000				
			JUSANTE	23,67	57,95								
	4	1+10	MONTANTE	23,67	57,95	0,01	6,40	0,002	2,000				
			JUSANTE	30,07	57,94								
	5		MONTANTE	30,07	57,94	0,01	5,36	0,002	2,000				
			JUSANTE	35,43	57,93								
	6		MONTANTE	35,43	57,93	0,02	8,16	0,002	2,000				
			JUSANTE	43,59	57,91								
	7	2+10	MONTANTE	43,59	57,91	0,01	4,46	0,002	2,000				
			JUSANTE	48,05	57,90								
	8	2+10	MONTANTE	48,05	57,90	0,01	5,53	0,002	2,000				
			JUSANTE	53,58	57,89								
TRECHO 02	9		MONTANTE	53,58	57,89	0,49	4,47	-0,110	-110,000	2	1.225,15	0,12	72,08
			JUSANTE	58,05	58,38								
	10		MONTANTE	58,05	58,38	0,61	5,55	-0,110	-110,000				
			JUSANTE	63,60	58,99								
	11		MONTANTE	63,60	58,99	0,19	1,76	-0,110	-110,000				
			JUSANTE	65,36	59,18								
	12	3+10	MONTANTE	65,36	59,18	0,60	5,45	-0,110	-110,000				
			JUSANTE	70,81	59,78								
	13		MONTANTE	70,81	59,78	0,40	3,64	-0,110	-110,000				
			JUSANTE	74,45	60,18								
	14		MONTANTE	74,45	60,18	0,36	3,25	-0,110	-110,000				
			JUSANTE	77,70	60,54								
	15	4+10	MONTANTE	77,70	60,54	0,38	3,49	-0,110	-110,000				
			JUSANTE	81,19	60,92								

CANALETA 02 - MURO 02 - 5 metros

	INTERVALO	ESTACA	POSIÇÃO	DISTÂNCIA a partir do início da canaleta	COTA DE FUNDO DA CANALETA	DIFERENÇA COTA	DISTÂNCIA	DECLIVIDADE (m/m)	DECLIVIDADE (m/Km)	BACIA	ÁREA DA BACIA (m ²)	ÁREA DA BACIA (Hec)	Comprimento
TRECHO 01	1	5	MONTANTE	0	60,92	1,86	1,86	1,000	1000,000	3A	17,34	0,00	13,04
			JUSANTE	1,86	59,06								
TRECHO 02	2	5	MONTANTE	1,86	59,06	0,00	1,19	0,002	2,000	3	133,38	0,01	22,31
			JUSANTE	3,05	59,06								
	3	5+10	MONTANTE	3,05	59,06	0,01	6,78	0,002	2,000				
			JUSANTE	9,83	59,05								
TRECHO 03	4	5+10	MONTANTE	9,83	59,05	0,01	3,33	0,002	2,000	4	391,45	0,04	55,53
			JUSANTE	13,16	59,04								
	5		MONTANTE	13,16	59,04	0,01	5,45	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	18,61	59,05								
	6	6	MONTANTE	18,61	59,05	0,01	5,90	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	24,51	59,06								
	7	6+10	MONTANTE	24,51	59,06	0,00	1,99	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	26,50	59,06								
	8	6+10	MONTANTE	26,50	59,06	0,02	8,02	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	34,52	59,08								
	9		MONTANTE	34,52	59,08	0,00	0,56	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	35,08	59,08								
	10	7	MONTANTE	35,08	59,08	0,02	9,47	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	44,55	59,10								
	11		MONTANTE	44,55	59,10	0,00	0,55	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	45,10	59,10								
	12	7+10	MONTANTE	45,10	59,10	0,02	9,46	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	54,56	59,12								
13		MONTANTE	54,56	59,12	0,00	0,65	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	55,21	59,12									
14	8	MONTANTE	55,21	59,12	0,01	5,58	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	60,79	59,13									

PREFEITURA MUNICIPAL DE JABOATÃO DOS GUARARAPES
SECRETARIA EXECUTIVA DE SANEAMENTO E ELABORAÇÃO DE PROJETOS
SECRETARIA MUNICIPAL DE INFRAESTRUTURA



CANALETA 03 - MURO 03 - 3,5 metros

	INTERVALO	ESTACA	POSIÇÃO	DISTÂNCIA a partir do início da canaleta	COTA DE FUNDO DA CANALETA	DIFERENÇA COTA	DISTÂNCIA	DECLIVIDADE (m/m)	DECLIVIDADE (m/Km)	BACIA	ÁREA DA BACIA (m²)	ÁREA DA BACIA (Hec)	Comprimento
TRECHO I	1		MONTANTE	0	68,30	0,00	2,20	0,002	2,000	8,00	243,03	0,02	33,20
			JUSANTE	2,20	68,30								
	2	5	MONTANTE	2,20	68,30	0,01	4,42	0,002	2,000				
			JUSANTE	6,62	68,29								
	3	5	MONTANTE	6,62	68,29	0,01	5,70	0,002	2,000				
JUSANTE			12,32	68,28									
4	5+10	MONTANTE	12,32	68,28	0,01	7,21	0,002	2,000					
		JUSANTE	19,53	68,27									
5	5+10	MONTANTE	19,53	68,27	0,00	1,98	0,002	2,000					
		JUSANTE	21,51	68,27									
TRECHO II	6		MONTANTE	21,51	68,27	0,02	1,18	-0,015	-15,000	9,00	509,92	0,05	67,14
			JUSANTE	22,69	68,29								
	7	6	MONTANTE	22,69	68,29	0,14	9,30	-0,015	-15,000				
			JUSANTE	31,99	68,43								
	8	6	MONTANTE	31,99	68,43	0,02	1,35	-0,015	-15,000				
			JUSANTE	33,34	68,45								
	9	6+10	MONTANTE	33,34	68,45	0,15	10,31	-0,015	-15,000				
			JUSANTE	43,65	68,50								
	10	6+10	MONTANTE	43,65	68,50	0,01	0,50	-0,015	-15,000				
			JUSANTE	44,15	68,61								
	11		MONTANTE	44,15	68,61	0,14	9,44	-0,015	-15,000				
			JUSANTE	53,59	68,75								
	12	7	MONTANTE	53,59	68,75	0,03	2,17	-0,015	-15,000				
			JUSANTE	55,76	68,78								
	13	7	MONTANTE	55,76	68,78	0,15	10,00	-0,015	-15,000				
			JUSANTE	65,76	68,93								
14	7+10	MONTANTE	65,76	68,93	0,12	7,89	-0,015	-15,000					
		JUSANTE	73,65	69,05									
15	8	MONTANTE	73,65	69,05	0,03	2,21	-0,015	-15,000					
		JUSANTE	75,86	69,08									
16	8	MONTANTE	75,86	69,08	0,07	4,87	-0,015	-15,000					
		JUSANTE	80,73	69,15									

CANALETA 04 - MURO 04 - 3 metros

	INTERVALO	ESTACA	POSIÇÃO	DISTÂNCIA a partir do início da canaleta	COTA DE FUNDO DA CANALETA	DIFERENÇA COTA	DISTÂNCIA	DECLIVIDADE (m/m)	DECLIVIDADE (m/Km)	BACIA	ÁREA DA BACIA (m²)	ÁREA DA BACIA (Hec)	Comprimento
TRECHO I	1		MONTANTE	0	77,00	0,02	9,97	-0,002	-2,000	13	316,15000	0,0316	40,42
			JUSANTE	9,97	77,02								
	2	5	MONTANTE	9,97	77,02	0,00	1,74	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	11,71	77,02								
	3	5	MONTANTE	11,71	77,02	0,02	8,39	-0,002	-2,000				
JUSANTE			20,10	77,04									
4	5+10	MONTANTE	20,10	77,04	0,02	9,48	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	29,58	77,06									
5	5+10	MONTANTE	29,58	77,06	0,00	0,64	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	30,22	77,06									
TRECHO II	6		MONTANTE	30,22	77,06	0,02	10,45	-0,002	-2,000	14	1.018,72000	0,1019	109,54
			JUSANTE	40,67	77,08								
	7	6	MONTANTE	40,67	77,08	0,01	6,24	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	46,91	77,09								
	8	6	MONTANTE	46,91	77,09	0,03	15,50	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	62,41	77,12								
	9	6+10	MONTANTE	62,41	77,12	0,00	1,38	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	63,79	77,12								
	10	6+10	MONTANTE	63,79	77,12	0,02	8,13	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	71,92	77,14								
	11	7	MONTANTE	71,92	77,14	0,01	6,45	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	78,37	77,15								
	12	7	MONTANTE	78,37	77,15	0,01	2,90	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	81,27	77,16								
	13		MONTANTE	81,27	77,16	0,01	6,84	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	88,11	77,17								
	14	7+10	MONTANTE	88,11	77,17	0,00	0,28	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	88,39	77,17								
	15	7+10	MONTANTE	88,39	77,17	0,02	10,02	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	98,41	77,19								
	16	8	MONTANTE	98,41	77,19	0,02	10,00	-0,002	-2,000				
JUSANTE			108,41	77,21									
17	8+10	MONTANTE	108,41	77,21	0,00	0,65	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	109,06	77,21									
18	8+10	MONTANTE	109,06	77,21	0,02	9,46	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	118,52	77,23									
19	9	MONTANTE	118,52	77,23	0,02	10,10	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	128,62	77,25									
20	9	MONTANTE	128,62	77,25	0,00	0,59	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	129,21	77,25									
21		MONTANTE	129,21	77,25	0,00	0,76	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	129,97	77,25									

PREFEITURA MUNICIPAL DE JABOATÃO DOS GUARARAPES
SECRETARIA EXECUTIVA DE SANEAMENTO E ELABORAÇÃO DE PROJETOS
SECRETARIA MUNICIPAL DE INFRAESTRUTURA



CANALETA 05 - MURO PARCIAL 5 metros

	INTERVALO	ESTACA	POSIÇÃO	DISTÂNCIA a partir do início da canaleta	COTA DE FUNDO DA CANALETA	DIFERENÇA COTA	DISTÂNCIA	DECLIVIDADE (m/m)	DECLIVIDADE (m/Km)	BACIA	ÁREA DA BACIA (m²)	ÁREA DA BACIA (Hec)	Comprimento					
TRECHO I	1	5	MONTANTE	0	62,00	0,01	4,55	0,002	2,000	5	147,22	0,01	26,34					
			JUSANTE	4,55	61,99													
	2	MONTANTE	4,55	61,99	0,01	5,15	0,002	2,000										
		JUSANTE	9,70	61,98														
TRECHO II	3	5+10	MONTANTE	9,7	61,98	0,01	5,62	0,002	2,000	6	744,60	0,07	62,11					
			JUSANTE	15,32	61,97													
	4	5+10	MONTANTE	15,32	61,97	0,01	2,75	0,002	2,000									
			JUSANTE	18,07	61,96													
	TRECHO III	5	6	MONTANTE	18,07	61,96	0,01	7,48	-0,002					-2,000	7	331,50	0,03	33,61
				JUSANTE	25,55	61,97												
		6	6	MONTANTE	25,55	61,97	0,01	4,01	-0,002					-2,000				
				JUSANTE	29,56	61,98												
		7	6+10	MONTANTE	29,56	61,98	0,01	6,26	-0,002					-2,000				
				JUSANTE	35,82	61,99												
8		6+10	MONTANTE	35,82	61,99	0,02	9,95	-0,002	-2,000									
			JUSANTE	45,77	62,01													
9		7	MONTANTE	45,77	62,01	0,02	10,03	-0,002	-2,000									
			JUSANTE	55,80	62,03													
10	7+10	MONTANTE	55,80	62,03	0,02	10,03	-0,002	-2,000										
		JUSANTE	65,83	62,05														
TRECHO III	11	8	MONTANTE	65,83	62,05	0,01	5,29	-0,002	-2,000	7	331,50	0,03	33,61					
			JUSANTE	71,12	62,06													
	12		MONTANTE	71,12	62,06	0,01	3,35	-0,002	-2,000									
			JUSANTE	74,47	62,07													
	13		MONTANTE	74,47	62,07	0,00	1,49	-0,002	-2,000									
			JUSANTE	75,96	62,07													
	14	8+10	MONTANTE	75,96	62,07	0,02	9,06	-0,002	-2,000									
			JUSANTE	85,02	62,09													
15		MONTANTE	85,02	62,09	0,00	1,61	-0,002	-2,000										
		JUSANTE	86,63	62,09														
16	9	MONTANTE	86,63	62,09	0,01	7,46	-0,002	-2,000										
		JUSANTE	94,09	62,10														

CANALETA 06 - sem muro

	INTERVALO	ESTACA	POSIÇÃO	DISTÂNCIA a partir do início da canaleta	COTA DE FUNDO DA CANALETA	DIFERENÇA COTA	DISTÂNCIA	DECLIVIDADE (m/m)	DECLIVIDADE (m/Km)	BACIA	ÁREA DA BACIA (m²)	ÁREA DA BACIA (Hec)	Comprimento
TRECHO I	1	E5	MONTANTE	0	71,72	0,02	9,33	0,002	2,000	10	243,03	0,02	35,37
			JUSANTE	9,33	71,70								
	2	MONTANTE	9,33	71,70	0,01	3,66	0,002	2,000					
		JUSANTE	12,99	71,69									
TRECHO II	3	E5+10	MONTANTE	12,99	71,69	0,02	11,96	0,002	2,000	11	525,51	0,05	71,63
			JUSANTE	24,95	71,67								
	4		MONTANTE	24,95	71,67	0,00	1,33	0,002	2,000				
			JUSANTE	26,28	71,67								
TRECHO II	5		MONTANTE	26,28	71,67	0,01	3,15	-0,002	-2,000	11	525,51	0,05	71,63
			JUSANTE	29,43	71,68								
	6	E6	MONTANTE	29,43	71,68	0,02	10,47	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	39,90	71,70								
	7		MONTANTE	39,90	71,70	0,03	13,25	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	53,15	71,73								
	8	E6+10	MONTANTE	53,15	71,73	0,00	1,23	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	54,38	71,73								
	9		MONTANTE	54,38	71,73	0,02	9,99	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	64,37	71,75								
	10	E7	MONTANTE	64,37	71,75	0,01	3,09	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	67,46	71,76								
	11		MONTANTE	67,46	71,76	0,01	7,46	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	74,92	71,77								
12		MONTANTE	74,92	71,77	0,01	2,59	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	77,51	71,78									
13		MONTANTE	77,51	71,78	0,01	7,32	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	74,78	71,79									
14	E7+10	MONTANTE	74,78	71,79	0,01	3,01	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	77,79	71,80									
TRECHO III	15		MONTANTE	77,79	71,80	0,01	4,31	-0,002	-2,000	12	148,14	0,01	31,40
			JUSANTE	82,10	71,81								
	16		MONTANTE	82,10	71,81	0,01	2,70	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	84,80	71,82								
	17		MONTANTE	84,80	71,82	0,01	3,24	-0,002	-2,000				
			JUSANTE	88,04	71,83								
18		MONTANTE	88,04	71,83	0,04	19,93	-0,002	-2,000					
		JUSANTE	107,97	71,87									



Distribuição das áreas das bacias contribuintes para cada intervalo de canaleta com diferentes declividades (montante – jusante)

Como informado anteriormente, de posse do tempo de concentração de cada bacia, foi realizado um estudo preliminar com aplicação das diversas curvas de intensidade-duração-frequência, onde como forma de maximizar o alcance do projeto, buscou-se adotar aquela com maior valor de intensidade adotada para o tempo de retorno determinado em projeto para um período de retorno de 5 (cinco) anos.

Sendo assim, demonstraremos os quadros obtidos para cada curva referendada, obtendo-se:

PREFEITURA MUNICIPAL DE JABOATÃO DOS GUARARAPES
SECRETARIA EXECUTIVA DE SANEAMENTO E ELABORAÇÃO DE PROJETOS
SECRETARIA MUNICIPAL DE INFRAESTRUTURA



BACIA	ÁREA (m)	ÁREA (Hec)	L (m)	COTA (m)		DIFERENÇA COTA (m)	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (min)
				MONTANTE	JUSANTE		
BACIA 01	1.236,10	0,1236	15,09	58,00	57,89	0,11	1,05
BACIA 02	1.225,15	0,1225	15,57	57,89	60,92	3,03	0,30
BACIA 03 A	17,34	0,0017	18,56	60,92	59,06	1,86	0,45
BACIA 03	133,38	0,0133	17,94	59,06	59,04	0,02	2,47
BACIA 04	391,45	0,0391	16,01	59,04	59,13	0,09	1,21
BACIA 05	147,22	0,0147	26,34	62,00	61,96	0,04	2,95
BACIA 06	744,60	0,0745	62,11	61,96	62,05	0,09	5,82
BACIA 07	331,50	0,0332	33,61	62,05	62,10	0,05	3,59
BACIA 08	243,03	0,0243	33,20	68,30	68,27	0,03	4,31
BACIA 09	509,92	0,0510	67,14	68,27	69,15	0,88	2,64
BACIA 10	243,03	0,0243	35,37	71,72	71,67	0,05	3,81
BACIA 11	525,51	0,0526	71,63	71,67	71,80	0,13	5,95
BACIA 12	148,14	0,0148	31,40	71,80	71,87	0,07	2,91
BACIA 13	316,15	0,0316	40,42	77,00	77,06	0,06	4,14
BACIA 14	1.018,72	0,1019	109,54	77,06	77,25	0,19	8,40

$$t_c = 57 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385}, \text{ onde}$$

t_c = tempo de concentração, em minutos;

L = comprimento do talvegue, em km;

H = diferença entre o ponto no início do talvegue e o ponto ao final do talvegue, em m.

FIDEM 1							
BACIA	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO	TEMPO DE RETORNO (anos)					
		5	10	15	25	50	100
BACIA 01	1,05	87,33	102,60	111,37	122,75	139,27	157,50
BACIA 02	0,30	88,14	103,55	112,40	123,88	140,56	158,96
BACIA 03 A	0,45	87,98	103,37	112,20	123,66	140,31	158,67
BACIA 03	2,47	85,84	100,85	109,46	120,65	136,89	154,81
BACIA 04	1,21	87,16	102,40	111,14	122,50	138,99	157,19
BACIA 05	2,95	85,35	100,28	108,84	119,96	136,11	153,93
BACIA 06	5,82	82,56	96,99	105,28	116,03	131,65	148,89
BACIA 07	3,59	84,71	99,52	108,02	119,06	135,09	152,78
BACIA 08	4,31	84,00	98,69	107,12	118,07	133,96	151,50
BACIA 09	2,64	85,66	100,64	109,24	120,40	136,61	154,49
BACIA 10	3,81	84,49	99,27	107,75	118,76	134,75	152,39
BACIA 11	5,95	82,43	96,84	105,11	115,85	131,45	148,66
BACIA 12	2,91	85,39	100,32	108,89	120,01	136,17	154,00
BACIA 13	4,14	84,17	98,88	107,33	118,30	134,22	151,79
BACIA 14	8,40	80,21	94,24	102,29	112,74	127,91	144,66
	10	78,83	92,62	100,53	110,80	125,72	142,18

$$i_2 = \frac{72,153 * (T - 1,75)^{0,173}}{(t + 1)^{0,74826}}$$

PREFEITURA MUNICIPAL DE JABOATÃO DOS GUARARAPES
SECRETARIA EXECUTIVA DE SANEAMENTO E ELABORAÇÃO DE PROJETOS
SECRETARIA MUNICIPAL DE INFRAESTRUTURA



FIDEM 2							
BACIA	CONCENTRAÇÃO (min)	TEMPO DE RETORNO (anos)					
		5	10	15	25	50	100
BACIA 01	1,05	169,00	187,60	198,09	211,43	230,22	250,20
BACIA 02	0,30	180,42	200,27	211,46	225,70	245,76	267,08
BACIA 03 A	0,45	178,04	197,62	208,67	222,72	242,51	263,56
BACIA 03	2,47	151,78	168,50	177,92	189,91	206,80	224,76
BACIA 04	1,21	166,73	185,08	195,43	208,60	227,14	246,86
BACIA 05	2,95	146,99	163,18	172,31	183,92	200,28	217,68
BACIA 06	5,82	124,93	138,71	146,48	156,36	170,28	185,09
BACIA 07	3,59	141,19	156,74	165,52	176,67	192,39	209,11
BACIA 08	4,31	135,34	150,26	158,67	169,37	184,44	200,47
BACIA 09	2,64	150,00	166,52	175,84	187,69	204,38	222,13
BACIA 10	3,81	139,34	154,70	163,36	174,37	189,88	206,38
BACIA 11	5,95	124,10	137,78	145,50	155,32	169,15	183,85
BACIA 12	2,91	147,34	163,57	172,72	184,36	200,76	218,20
BACIA 13	4,14	136,64	151,70	160,19	170,99	186,21	202,39
BACIA 14	8,40	111,26	123,54	130,47	139,28	151,69	164,88

$$i_1 = \frac{456,768 \cdot (T-1,5)^{0,117}}{(60+t+6)^{0,58111}} * -(4,54 \times 10^{-21} * 60 * t^8 + 1)$$

EQUAÇÃO DE INTENSIDADE DE CHUVA DE JABOATÃO CÁLCULO DADOS APAC - GEOSISTEMAS							
BACIA	CONCENTRAÇÃO (min)	TEMPO DE RETORNO (anos)					
		5	10	15	25	50	100
BACIA 01	1,05	112,50	134,49	146,76	162,35	183,12	203,71
BACIA 02	0,30	113,71	135,92	148,34	164,11	185,11	205,95
BACIA 03 A	0,45	113,47	135,64	148,03	163,77	184,72	205,51
BACIA 03	2,47	110,21	131,78	143,80	159,00	179,36	199,50
BACIA 04	1,21	112,23	134,17	146,42	161,97	182,68	203,22
BACIA 05	2,95	109,45	130,88	142,81	157,88	178,11	198,10
BACIA 06	5,82	104,96	125,54	136,96	151,14	170,73	189,81
BACIA 07	3,59	108,44	129,68	141,49	156,38	176,45	196,23
BACIA 08	4,31	107,31	128,33	140,02	154,69	174,59	194,15
BACIA 09	2,64	109,94	131,45	143,44	158,60	178,91	199,00
BACIA 10	3,81	108,10	129,27	141,05	155,87	175,89	195,60
BACIA 11	5,95	104,75	125,29	136,69	150,83	170,38	189,42
BACIA 12	2,91	109,51	130,95	142,88	157,96	178,21	198,21
BACIA 13	4,14	107,57	128,65	140,36	155,08	175,02	194,63
BACIA 14	8,40	101,00	120,84	131,82	145,09	164,24	182,51

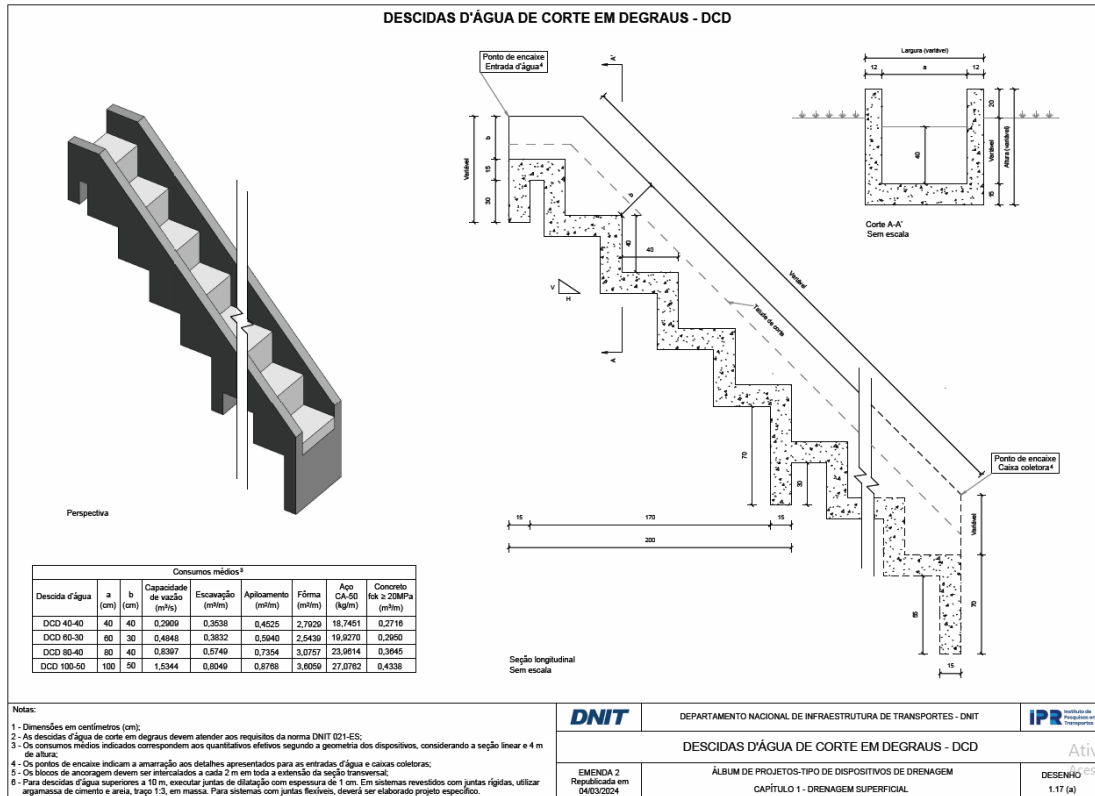
$$i = 766,8123 * (TR)^{0,1735} * (D + 14)^{-0,7165 * (TR)^{0,000007}}$$

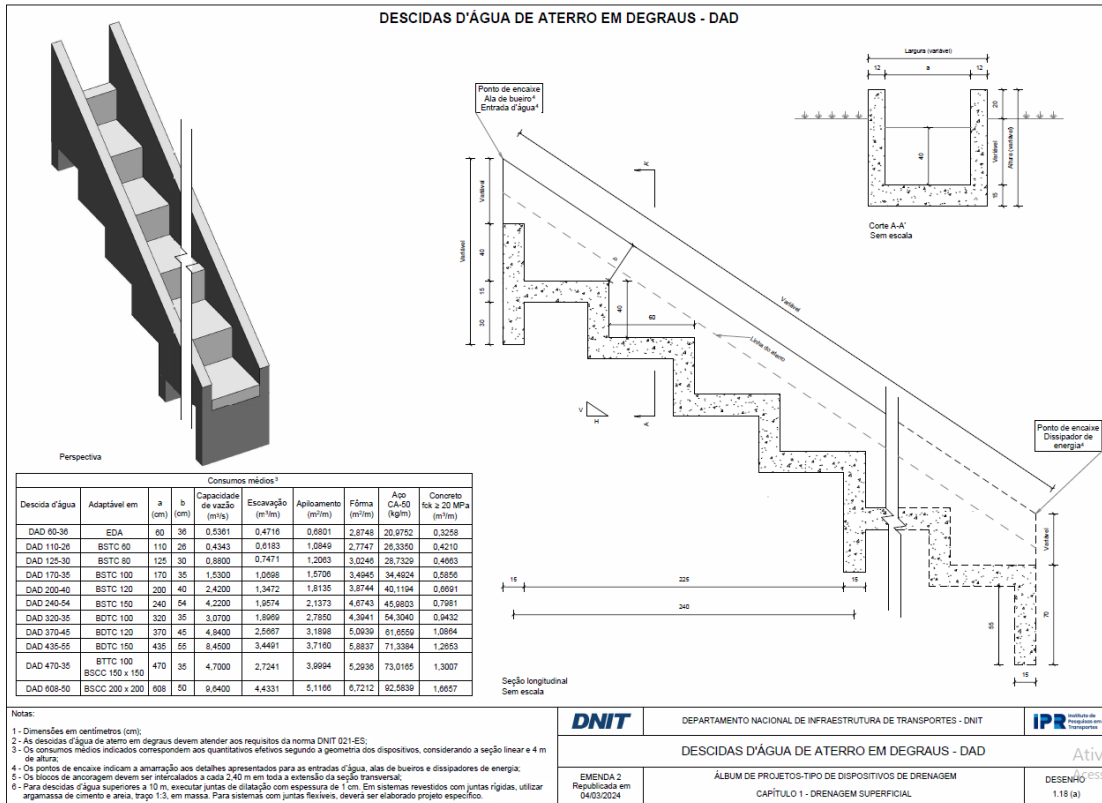
EQUAÇÃO DE INTENSIDADE DE CHUVA DA EMCIBRA							
BACIA	CONCENTRAÇÃO (min)	TEMPO DE RETORNO (anos)					
		5	10	15	25	50	100
BACIA 01	1,05	180,32	209,73	229,12	256,10	297,88	346,47
BACIA 02	0,30	193,58	225,16	245,97	274,94	319,79	371,96
BACIA 03 A	0,45	190,78	221,90	242,41	270,97	315,17	366,58
BACIA 03	2,47	160,92	187,17	204,47	228,56	265,84	309,20
BACIA 04	1,21	177,73	206,72	225,82	252,42	293,60	341,49
BACIA 05	2,95	155,64	181,02	197,75	221,05	257,10	299,04
BACIA 06	5,82	131,85	153,35	167,53	187,26	217,80	253,33
BACIA 07	3,59	149,30	173,65	189,70	212,05	246,63	286,87
BACIA 08	4,31	142,97	166,29	181,66	203,06	236,18	274,71
BACIA 09	2,64	158,96	184,89	201,97	225,77	262,59	305,43
BACIA 10	3,81	147,30	171,32	187,16	209,20	243,33	283,02
BACIA 11	5,95	130,96	152,32	166,40	186,00	216,34	251,63
BACIA 12	2,91	156,02	181,47	198,24	221,60	257,74	299,79
BACIA 13	4,14	144,38	167,93	183,45	205,05	238,50	277,41
BACIA 14	8,40	117,47	136,63	149,26	166,84	194,05	225,71

$$i = \frac{335 * T^{0,218}}{(5 + t)^{0,539}}$$

- CANALETA 05: 94,09 metros de extensão com medidas de 0,40 m x 0,40 m.
- CANALETA 06: 107,97 metros de extensão com medidas de 0,40 m x 0,40 m.
-

Objetivando utilizar padrões estabelecidos pelo DNIT, o detalhamento das canaletas propostas buscou atender aos requisitos descritos no material disponibilizado no MANUAL DNIT - Publicação IPR – 736: **ÁLBUM DE PROJETOS-TIPO DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM.**







ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA DOS SERVIÇOS DE ENGENHARIA

6. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

6.1. INSTALAÇÕES PROVISÓRIAS E SERVIÇOS PRELIMINARES

Esta determinação compreende todas as instalações provisórias executadas junto à área a ser edificada, com a finalidade de garantir condições adequadas de trabalho, abrigo, segurança e higiene a todos os agentes envolvidos, direta ou indiretamente, na execução da obra, além dos equipamentos e elementos necessários à sua execução e identificação.

Em atendimento a legislação vigente no que diz respeito às trabalhadoras mulheres nos serviços e atividades do canteiro de obras, a CONTRATADA deve avaliar e, caso necessário, adequar as instalações padronizadas, sem ônus para a CONTRATANTE.

Os custos referentes ao pessoal para limpeza diária e contínua das instalações dos escritórios e barracões de obras, bem como de toda a obra, inclusive o canteiro, devem estar incluídos no preço composto e ofertado pela CONTRATADA, não sendo, portanto, objeto de medição.

O Responsável Técnico da Planilha de Serviços e Quantitativos deve especificar o tipo de container, o número de unidades necessárias e o seu mobiliário. Além do tempo de demanda, estimado para cada unidade, a partir do Plano de Execução da Obra/Cronograma Físico.

Conforme estabelecido na atualização da NR-18 é proibido reutilizar container originalmente utilizado para transporte de cargas em área de vivência.

Contudo, o reuso é permitido apenas se este for acompanhado de laudo das condições ambientais relativo à ausência de riscos químicos, biológicos e físicos (especificamente para radiações), com a identificação da empresa responsável pela adaptação. Nesse caso, a CONTRATADA deve manter disponível no canteiro o laudo técnico atestando a ausência de riscos químicos, biológicos e físicos aos usuários. O documento deve ser redigido por profissional legalmente habilitado e conter a identificação da empresa responsável pela adaptação do container.

O transporte dos containers está previsto nas atividades de mobilização e desmobilização.

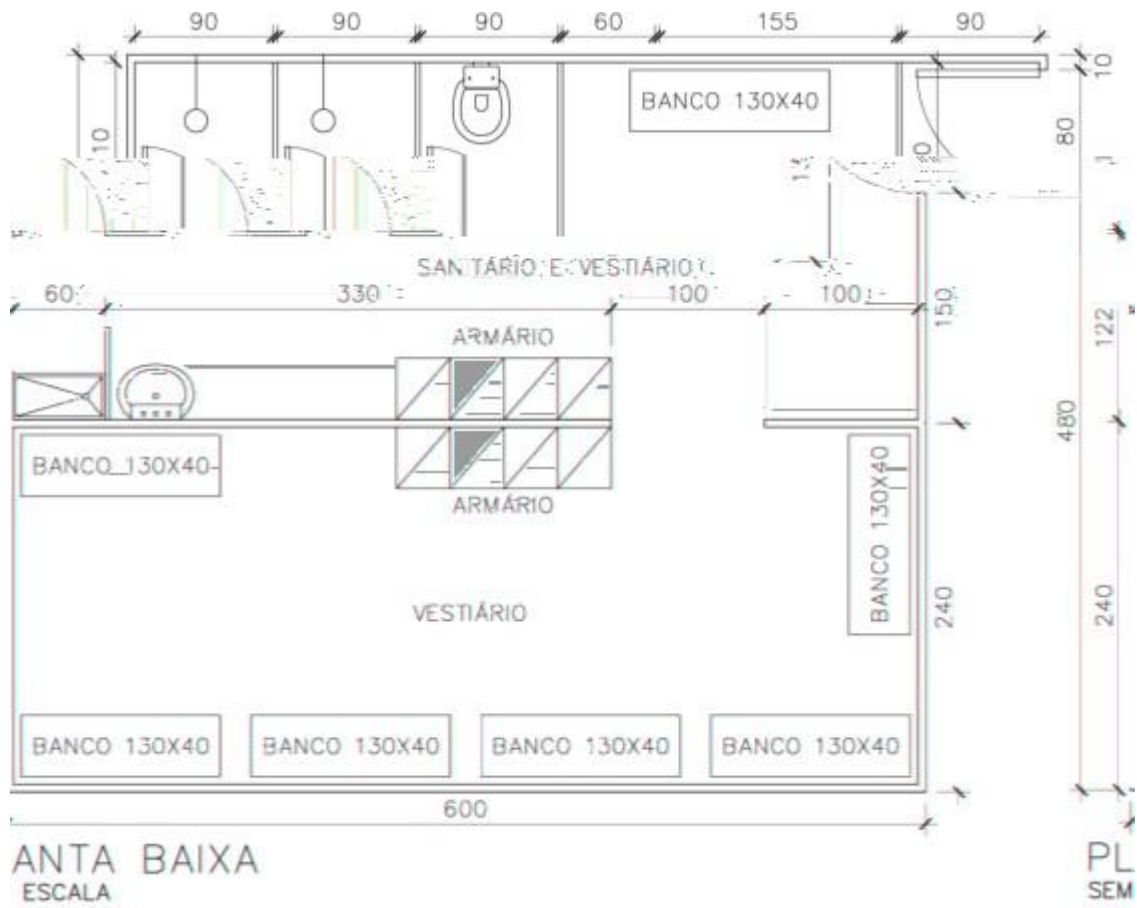
A limpeza interna do container independente de qual for o uso deve ser cuidadosa principalmente nos cantos e junções de peças, pois a areia e a terra acumuladas favorecem a corrosão e o acúmulo de umidade.

Por se tratar de uma estrutura metálica o container requer alguns cuidados:

- Para maior conforto os containers devem apresentar isolamento térmico. Nos que são utilizados como escritório e refeitório recomenda-se a instalação de equipamentos de ar condicionado, ação essa de responsabilidade da CONTRATADA. O mais adequado é optar pelas duas soluções simultaneamente considerando que, no caso de uso como alojamentos ou instalações sanitárias, a ligação de água e esgoto, também fica a cargo da CONTRATADA.;
- O pé direito não pode ser inferior a 2,40 m e as aberturas para ventilação devem ter dimensão equivalente a 15 % da área do piso. Se os containers forem usados como alojamentos, podem conter camas tipo beliche, com altura livre entre as camas no mínimo de 0,90 m.
- O container deve ser aterrado, pois está suscetível a ser atingido por raios. Como se trata de estrutura metálica é fundamental que o aterramento elétrico seja corretamente projetado e executado. Quando forem instalados chuveiros é obrigatório o uso de disjuntores tipo DR, que desligam automaticamente em caso de curto-circuito.
- Os containers usados no canteiro de obras devem atender todas as recomendações

da NR-18 e NR-24 para assegurar o bem-estar dos trabalhadores.

A título ilustrativo, segue abaixo um esquema demonstrando a disposição dos containers previstos em planilha.



Quanto ao item relativo à placa de obras, a empresa contratada deverá seguir as orientações

contidas no MANUAL DE USO DA MARCA DO GOVERNO FEDERAL, link abaixo:

https://www.gov.br/secom/pt-br/central-de-conteudo/manuais/uso-da-marca-do-governo-federal/2024-mar_br_govfederal_manual-de-uso_placas/view

6.2. DEMOLIÇÕES

Define-se como demolição toda e qualquer operação destinada a demolir ou desmontar, parcial ou totalmente, construções ou instalações e equipamentos, usando método apropriado. Remoção entende-se como a ação de retirar determinado elemento de seu local de aplicação original, de forma íntegra, permitindo assim a sua destinação para reutilização.

A gestão íntegra de resíduos da construção civil, gerados em decorrência dos serviços contratados, deverá ser realizada pela CONTRATADA responsável pela execução da obra, de acordo com as determinações legais.

A CONTRATADA responsável pela execução da obra deverá executar suas atividades sempre buscando reduzir, reutilizar, reciclar, tratar e evitar a geração de resíduos da construção civil e resíduos volumosos, cuidando para que estes recebam uma destinação ambientalmente adequada.

Antes do início das atividades, a CONTRATADA deverá contratar seguro de responsabilidade civil a favor de terceiros para cobrir danos que venham ser causados a transeuntes e empregados da demolidora/construtora, durante a demolição de edificações.

A CONTRATADA que será responsável pela execução da obra irá analisar a documentação técnica constante no Edital e realizar a sua validação e/ou indicação de adequações aos serviços, devidamente justificadas, por meio da entrega do seu Planejamento dos Serviços da Obra para o aceite da FISCALIZAÇÃO. O Planejamento dos Serviços deverá ser realizado conforme definições das Normas Regulamentadoras do Ministério do Trabalho e demais legislação aplicável, não sendo objeto de medição. Antes do início dos serviços de demolição e remoção, cabe à CONTRATADA elaborar o planejamento dos serviços de demolição ou remoção.

O FISCAL e a CONTRATADA deverão certificar se a empresa responsável pelo fornecimento das caçambas e seus equipamentos estão licenciados, devendo seguir as orientações abaixo:

O poder Executivo poderá determinar a retirada de caçamba, mesmo no local para o qual ela tenha sido liberada, quando, devido a alguma excepcionalidade, venha a prejudicar o trânsito de veículo e pedestre;

Uma vez definido e liberado o local para o estacionamento da caçamba, esta deverá ali permanecer até o momento de sua retirada da obra, pela empresa responsável pelo seu fornecimento;

É proibido qualquer tipo de incineração no interior da caçamba, assim como ultrapassar o limite da capacidade de carga (sujeito à multa);

É proibido limpar pincéis e rolos sujos de tinta nas caçambas;

Sempre que possível, deverá haver espaço reservado para a colocação de caçambas dentro do canteiro de obras. Caso as mesmas sejam mantidas nas vias públicas, o construtor será o responsável pelos resíduos nela depositados;

Coletar e transportar resíduos acondicionados, conforme NBR 13221

6.3. REMOÇÕES

Remoção de telhas em geral e engradamentos de telhado: O serviço será levantado por metro quadrado (m²) de remoção a ser executada, considerando a área real de desenvolvimento do telhado. O levantamento deverá ser separado por tipo de telha e por tipo de engradamento, sendo considerado o transporte destes materiais até o local de armazenamento provisório, situado na área interna do canteiro de obras;

Remoção de esquadrias de madeiras e metálicas em geral (portas, janelas e caixilhos), forros, quadros, bancadas e alambrado: O serviço será levantado por metro quadrado (m^2) de folha da esquadria, forro, quadro, bancada ou alambrado, considerando a área efetiva do respectivo vão de instalação ou da área ocupada. O levantamento deverá ser efetuado separando os tipos de forros, de esquadrias, com ou sem marcos e/ou alisares, e por tipo de material de bancada, sendo considerado o transporte destes materiais até o local de armazenamento provisório, situado na área interna do canteiro de obras;

Remoção de peças diversas, marcos e alisares: O serviço será levantado em metro quadrado (m^2) para o caso de remoção de quadro negro ou por unidade (und), quando se tratar de peças diversas, devendo estas ser separadas por grupos tais como ferragens (dobradiças, fechaduras, maçanetas), metais comuns (conduíte, sifão, registro, torneira), metais especiais (válvulas de descarga, caixas), luminárias. Estes materiais deverão ser separados também por tipo (lavatório, banheira, pia, etc., no caso de louças, por exemplo), sendo considerado o transporte dos mesmos até o local de armazenamento provisório, situado na área interna do canteiro de obras;

Demolição de pisos, passeios e pavimentos asfálticos: O serviço será levantado por metro quadrado (m^2) de demolição a ser executada, considerando a área efetiva dos elementos a serem demolidos. O levantamento será efetuado separando por tipo de piso, passeio ou pavimento a ser demolido em uma espessura máxima de 10 cm. Para espessuras superiores deverá ser adotada composição de preço específica;

Demolição de concreto simples e armado: O serviço será levantado por metro cúbico (m^3) de demolição a ser executada, considerando o volume efetivo dos elementos a serem demolidos. O levantamento será efetuado separando por tipo de estrutura (concreto simples ou armado) a ser demolido;

Demolição, remoção e carga manual de alvenaria em geral (tijolos ou blocos) e demolição de concreto simples e concreto armado: O serviço será levantado por metro cúbico (m^3) de demolição a ser executada, considerando o volume efetivo dos elementos a serem demolidos, apropriado com base nas dimensões das peças íntegras. No caso particular de alvenaria, serão descontados os vãos e aberturas existentes. Os quantitativos deverão ser separados pelo tipo de concreto (simples ou armado) ou pelo método de demolição a ser utilizado (manual, mecânico, etc.), atendendo às indicações apontadas pelo responsável técnico da planilha de quantitativos e serviços, durante o seu desenvolvimento e necessidade da obra.

Demolição, remoção e carga mecânica de construções de alvenaria:

O serviço será levantado pela área (m^2) construída de cada pavimento em planta, para edificações com até dois andares, estando aqui incluída a demolição completa de cada pavimento.

Carga mecanizada de material demolido em caminhão: O levantamento para fins de elaboração de planilha de quantitativos de serviços será realizado em metro cúbico (m^3), considerando o volume de material solto a ser carregado.

Carga e transporte de material demolido em carrinho de mão, caminhão e caçamba: Quando o transporte do material for realizado em carrinho de mão e posteriormente lançado em caçamba, a carga manual desta última não será considerada. Material proveniente de demolição não poderá em hipótese alguma, ser carregado em caçambas ou caminhão, juntamente com outros materiais provenientes de escavações, desmatamento, etc. Na valores de volumes serem coincidentes. A medição da carga será realizada apenas para transporte em caminhão, adotando o mesmo critério de levantamento de transporte. Quando o material for transportado em caçambas, a

carga manual não será objeto de medição, já que a mesma foi executada pelo transporte em carrinho de mão.

A medição do volume a ser carregado em carrinho de mão será realizada em metro cúbico (m³), sendo apropriada através da mensuração do volume real de material retirado do canteiro, balizando em número de carrinhos efetivamente carregados, considerando o volume dos mesmos através da cubagem.

6.4. ESCAVAÇÕES

A execução dos serviços cobertos por esta especificação deve atender às exigências da NBR 9061 e da NBR 12266. A execução de todos os serviços deve ser regida, protegida e sinalizada contra riscos de acidentes, segundo as prescrições contidas nas Normas Regulamentadoras de Segurança e Medicina do Trabalho.

Os trechos a serem escavados devem ser limitados, sinalizados e protegidos, garantindo as condições de circulação e segurança para todos os funcionários, pedestres e para o trânsito de um modo geral. As valas devem ser abertas preferencialmente no sentido de jusante para montante e executadas em caixão (talude vertical), a partir dos pontos de lançamento ou de pontos onde seja viável o seu esgotamento por gravidade, caso ocorra presença de água durante a escavação.

Devem ser protegidas contra infiltração de águas pluviais, com objetivo de evitar retrabalho para remover sedimentos de erosões e desbarrancamentos inerentes às ações das chuvas. As valas escavadas para a execução dos elementos das fundações e lançamento de tubulações devem ser alinhadas e apresentar paredes laterais verticais, fundo nivelado e largura compatível com as dimensões das peças a serem concretadas. O lançamento do concreto da estrutura de fundação nas cavas somente deve ocorrer após a aprovação e liberação por parte da FISCALIZAÇÃO.

Em função das características do material, profundidade da escavação ou condições específicas de projeto podem ser utilizados na execução de serviço equipamentos, tais como:

Os materiais são classificados em 1^a, 2^a e, eventualmente, 3^a categoria (ver "classificação dos materiais" no item 3.3.2), devendo-se verificar indicações descritas nos projetos e nos relatórios de sondagem.

Para material de 3^a categoria, a utilização de explosivos somente deve ser permitida quando prevista em projeto e com sua execução realizada por profissional habilitado, não eliminando a CONTRATADA das responsabilidades de seus efeitos.

Antes de se iniciar os serviços de escavação, a CONTRATADA deve solicitar aos órgãos concessionários de serviços públicos os cadastros de redes subterrâneas de água, esgoto, energia elétrica, gás, telefonia, transmissão de dados e sinalização de tráfego, afim de que sejam identificadas possíveis interferências, visando evitar danos a estas instalações.

Antes do início da escavação deve ser promovida a limpeza da área com a retirada de entulhos, tocos, raízes, etc. Os serviços de escavação de valas e cavas obedecem ao disposto nesta especificação quanto à execução, tipos de materiais escavados, esgotamento, escoramento e reaterro.

A demarcação e o acompanhamento dos serviços devem ser efetuados por equipe de topografia CONTRATADA e autorizados pela FISCALIZAÇÃO.

Atenção especial deve ser dada às cavas e valas próximas a obras existentes, com criterioso acompanhamento das diversas etapas de execução, a fim de que seja possível adotar, quando necessário, as medidas cabíveis de proteção.

6.5. CORTES

A execução de cortes compreenderá a escavação e remoção do material dentro dos limites da faixa de construção, de acordo com o alinhamento, greide e seção transversal estabelecidos no projeto.

O material escavado dos cortes será aplicado na execução dos aterros e a sua distribuição será feita de acordo com o diagrama de transportes aprovado pela fiscalização.

A execução de bota-fora somente será permitida com ordem expressa da fiscalização, que fixará, inclusive, a sua localização.

OBS.: Preferencialmente o bota-fora será utilizado para reduzir a inclinação do talude do aterro, ou alargamento da plataforma, quando isso for possível.

Se durante a execução de cortes, for localizado material que possa ter aplicação especial, poderá o mesmo, a critério da fiscalização a ser estocado em separado para aplicação oportunamente em local adequado.

Ao longo das ruas, os cortes em rochas ou de material que não apresentarem boa capacidade de suporte serão escavados no mínimo 0,30 m abaixo da cota do "greide" do projeto e reaterrados com material selecionado. Ficará a critério da fiscalização a fixação do rebaixo para cada caso específico.

Os taludes dos cortes terão a inclinação indicada no projeto e serão cuidadosamente acabados.

Os taludes de corte em rocha variarão com a sua natureza e o seu grau de decomposição, a critério da fiscalização.

Cuidados especiais serão tomados para a remoção de blocos de rocha soltos ou fraturados que possam no futuro, precipitar-se sobre a área onde serão construídas as habitações. Não será permitido o depósito de blocos numa faixa de 2,0 m de largura ao longo da crista dos cortes.

Na execução de cortes de grande altura ou em material instável, os taludes serão executados, conforme projeto ou por indicação da fiscalização, em degraus cujas dimensões possibilitem sua execução mecanizada.

6.6. ATERROS

O reaterro de vala deve ser executado, sempre que possível, com o mesmo material removido da vala, utilizando-se equipamento compatível com a largura da mesma.

Os solos e materiais empregados como aterro ou reaterro devem ser descarregados na área de trabalho ou no interior da vala, após a liberação e autorização da FISCALIZAÇÃO.

Para o reaterro compactado das valas deve ser procedido o seguinte:

Os aterros ou reaterros devem ser espalhados manualmente no interior da vala e compactados manualmente até a altura pré-definida e posteriormente compactados de forma mecânica, sobre a canalização ou rede tubular construída, somente após a liberação da FISCALIZAÇÃO, para assegurar o perfeito recobrimento das redes implantadas e o completo acabamento dos serviços;

Os aterros devem ser espalhados e regularizados com o auxílio de ferramentas manuais. Na operação devem ser removidos galhos, mato, entulhos e demais rejeitos

indesejáveis ao bom desempenho do reaterro da vala;

Os fundos de valas devem ser inicialmente regularizados e fortemente compactados utilizando-se compactadores de solos do tipo placa vibratória. As atividades sequenciais a serem realizadas nas cavas, por exemplo, lançamento de formas, armaduras e concretos, somente podem ser realizadas após a aprovação e a liberação por parte da FISCALIZAÇÃO; As camadas soltas devem apresentar espessura máxima de 30 cm e compactadas a um graude 100% a 95%, conforme NBR 5681.

Para a realização do reaterro compactado de valas devem ser empregados os seguintes equipamentos:

Compactadores de placa vibratória (elétricos, à diesel ou gasolina); Equipamentos de percussão (compactador a percussão);
Rolos compactadores de pequenas dimensões; Soquetes manuais.

A critério da FISCALIZAÇÃO, quando se tratar de serviços de recomposição de valas de drenagem ou de execução de remendos em pavimentos existentes, será admitido o uso de equipamentos de menor porte para a compactação da camada, desde que a área da vala ou do remendo a ser trabalhada não comporte a execução com os equipamentos usuais.

O reaterro em redes tubulares de concreto, até 20 cm acima da geratriz superior do tubo, deve ser executado manualmente com soquetes leves, devendo ser apiloado, sem controle do grau de compactação, visando preservar a integridade do tubo.

No entorno dos poços de visita e redes de drenagem pluvial executadas a compactação deve ser realizada com compactadores tipo percussão, executando-se as passadas suficientes à capacidade exigida em projeto. No entorno das caixas de boca de lobo os cuidados devem ser os mesmos, utilizando para a compactação manual ferramentas apropriadas, devido ao pequeno espaço entre o corte e a parede da caixa.

O serviço de reaterro compactado de valas deve ser levantado pelo volume geométrico da vala, em metros cúbicos (m³), de acordo com o indicado pelo projeto. As peças estruturais assim como os lastros de fundo de valas e as tubulações com diâmetro maior que 100 mm devem ser descontadas no cálculo do volume. O levantamento deve ser separado, observando-se o método de compactação (manual, mecanizada com compactador de percussão ou mecanizada com rolo) a ser definido pelo Responsável Técnico da Planilha de Serviços e Quantitativos.

A regularização e/ou compactação de terreno deve ser realizada com a utilização de equipamentos manuais ou mecânicos, escolhidos em função da área e do tipo de solo a ser trabalhado.

Os solos coesivos (argilas plásticas) recebem melhor o adensamento pela pressão estática e pelo amassamento. Para os solos arenosos é mais indicada a vibração, pois se obtêm com facilidade o escorregamento e a acomodação das partículas.

A execução dos aterros compreenderá a homogeneização dos materiais provenientes dos cortes e empréstimos, sua aeração ou umedecimento e sua compactação, em obediência às especificações e aos alinhamentos, "greide" e seção transversal no projeto.

Antes de se proceder a colocação do material de aterro, as operações de limpeza e destocamento deverão ter sido realizadas.

A fiscalização deverá determinar as providências a serem adotadas, quando for constatada a insuficiência de capacidade de suporte para o aterro ou a necessidade de drenagem prévia.

Preparada a superfície do terreno que irá receber o aterro, será o mesmo executado em

camadas horizontais de 0,20 m, (em toda largura permitida pela topografia). Durante a execução do aterro, o equipamento escavo-transportador e de espalhamento deverá operar em toda largura da camada.

Após o espalhamento, cada camada de 0,20 m de aterro, será umedecida ou aerada e rigorosamente compactada.

Durante todas as fases de execução do aterro, os serviços devem ser conduzidos de modo a permitir o rápido escoamento das águas da superfície das áreas, na eventualidade de chuvas.

Não serão usados em aterros solos orgânicos, micáceos, ou excessivamente expansivos, bem como, outros tipos de solo julgados inadequados, pela fiscalização.

Serão removidos do aterro, raízes, troncos e tocos, indevidamente transportados, bem como qualquer material condenado pela fiscalização, com ônus exclusivo da Empreiteira.

Excepcionalmente, a fiscalização poderá permitir no aterro o emprego de blocos de rochas, com dimensão inferior a 0,50m de diâmetro.

Os blocos de rocha deverão ser distribuídos dentro da massa do aterro, de modo a que os espaços entre eles existentes sejam preenchidos com materiais finos, formando uma massa densa e compacta.

As camadas em rochas devem ser intercaladas com uma de material seletivo devidamente compactado.

Quando o aterro a ser realizado se sobrepõe a outro já existente, deverá este ter a sua superfície escarificada e os seus taludes recortados em degraus, de modo a assegurar uma perfeita aderência do material a ser colocado ao aterro existente.

A largura destes degraus deverá ser estabelecida de modo a permitir sua execução mecanizada.

Se o aterro for executado sobre uma meia encosta íngreme, deverão ser escavados sobre a mesma, degraus em largura e em número suficiente para assegurar a estabilidade do aterro. As dimensões e o espaçamento destes degraus, quando não constantes do projeto, serão estabelecidos pela fiscalização de modo a permitir a operação dos equipamentos de construção e compactação.

Os últimos 0,60m do aterro serão executados com material selecionado, aprovado pela fiscalização. Deverão ser empregados solos previamente estudados.

6.7. TRANSPORTE DE MATERIAL DE QUALQUER NATUREZA EM CARRINHO DE MÃO E/OU EM CAÇAMBA

A carga manual somente deve ser executada quando não for possível a carga mecânica. Havendo condições, o material a ser transportado deve ser reservado e posteriormente carregado com a utilização de equipamento adequado (carregadeiras, escavadeiras, retroescavadeira, etc.).

A carga manual para o transporte de material em carrinho de mão está incluída na composição de preço deste item. Quando o transporte for efetuado em caçambas, a CONTRATADA deverá respeitar rigorosamente a legislação municipal, estadual ou federal vigente, no que diz respeito aos locais e horários adequados para descarga, estacionamento e recolhimento das caçambas.

Em nenhuma hipótese materiais provenientes de demolições ou entulhos em geral podem ser carregados em caçambas juntamente com materiais provenientes de escavações, desmatamento, etc., sendo obrigatória a triagem e classificação dos materiais.

O material a ser transportado deve ser levantado em metro cúbico (m³). O cálculo executado deve ocorrer em função da distância e das características do mesmo, sendo considerado:

O material a ser transportado deve ser levantado a partir do volume geométrico de

escavação (Vc) majorado em 25% quando se tratar de primeira ou segunda categoria e 30% quando for de terceira categoria.

Para material solto: o volume do mesmo.

6.8. CONTENÇÃO EM MURO DE PEDRA RACHÃO

A alvenaria de pedra deverá ser executada por fiadas, aproximadamente horizontais, utilizando-se blocos tão regulares quanto possível, assentados sobre argamassa, com sua maior face voltada para baixo e paralela ao plano horizontal.

Os blocos deverão ser calçados com rachas e rachinhas, que também serão empregadas na regularização de cada fiada.

Os vazios existentes entre os blocos de pedra deverão ser preenchidos com argamassa, decimento e areia, no traço 1:6, procedendo-se, em seguida, a introdução de rachas e rachinhas, com o auxílio de martelo de pedreiro e soquetes manuais.

O lançamento de blocos de pedra sobre as fiadas recém executadas, deverá ser feito por meio de planos inclinados, talhas ou outro qualquer processo, de modo a evitar choques prejudiciais à alvenaria.

Os blocos de pedra usados na alvenaria de elevação deverão ter forma, aproximadamente, paralelepípedica e ao menos uma face plana, que será colocada no paramento externo da alvenaria, seguindo o gabarito previamente assentado, conforme projeto básico.

A argamassa deverá ter o traço de cimento e areia especificado no projeto, misturados com água em proporção que produza a consistência necessária para a trabalhabilidade da massa. A argamassa deverá ser preparada em betoneira. No caso de preparo manual, o amassamento da argamassa deverá ser efetuado em amassadores de tábuas, tijolos ou folhas metálicas.

Quando o traço for medido em sacos, e não por peso, cada traço deverá conter exatamente as quantidades certas para se usar, apenas, sacos inteiros.

No caso de traço volumétrico, a areia deverá ser medida em caixotes indeformáveis, de madeira ou metálicos, cujas dimensões deverão ser permitidas a adição de água.

Quando não houver o emprego de argamassa, ou seja, nas alvenarias de pedra seca, os vazios existentes entre os blocos de alvenaria deverão ser preenchidos com rachas e rachinhas com o auxílio de demarrões e martelos de pedreiro, devendo ser tomados cuidados especiais, a fim de garantir o perfeito encaixe entre os mesmos.

Serão deixadas barbacãs através dos muros de alvenaria, em todos os lugares necessários, para permitir que a água escape e não fique represada, criando pressão hidrostática por trás dos mesmos.

Após a conclusão do rejuntamento e a pega da argamassa, todas as pedras aparentes da alvenaria de elevação, deverão ser bem limpas, tirando-se manchas de argamassa com o uso de escovas de aço.

6.8.1. ALVENARIA DE PEDRAS

A alvenaria de pedra deverá ser executada por fiadas, aproximadamente horizontais, utilizando-se blocos tão regulares quanto possível assentados sobre argamassa, com sua maior face voltados para baixo e paralelo ao plano horizontal.

Os blocos deverão ser calçados com rachas e rachinhas, que também serão empregadas na regularização de cada fiada.

Os vazios existentes entre os blocos de pedra deverão ser preenchidos e rejuntados com argamassa de traço 1:3, procedendo-se, em seguida, a introdução de rachas e rachinhas, com o

auxílio demartelo de pedreiro e soquetes manuais. Os blocos de pedra, rachas e rachinhas deverão ser umedecidos no momento de assentamento.

O lançamento de blocos de pedra sobre fiadas recém-executadas deverá ser feito por meio de planos inclinados, talhas ou outro qualquer processo, de modo a evitar choques prejudiciais à alvenaria.

Os blocos de pedra usados na alvenaria de elevação deverão ter forma, aproximadamente, paralelepípedica e ao menos uma (1) face plana, que será colocada no paramento externo da alvenaria.

O concreto não estrutural poderá ser preparado na betoneira com o consumo de cimento de 210kg/m³. Para a atividade de chapisco será utilizada argamassa que deverá ter o traço de cimento e areia de 1:3 que está especificado no projeto, misturados com água em proporção que produza a consistência necessária para ser trabalhável com a massa. Já para a atividade de emboço paulista (massa única) será utilizada argamassa que deverá ter o traço de cimento e areia de 1:3 que está especificado no projeto, misturados com água em proporção que produza a consistência necessária para ser trabalhável com a massa e terá espessura de 2cm quando aplicado. A argamassa deverá ser preparada apenas na quantidade necessária para uso imediato e qualquer quantidade que não tenha sido utilizada dentro de quarenta e cinco (45) minutos, após a adição da água, deverá ser jogada fora. Não será permitido pela fiscalização, a argamassa deverá ser preparada em betoneira. No caso de preparo manual, o amassamento da argamassa deverá ser efetuado em amassadores de tábuas, tijolos ou folhas metálicas.

Quando o traço for medido em peso, deverá ser feito previamente a aferição da balança. Quando o cimento for medido em sacos, e não por peso, cada traço deverá conter exatamente as quantidades certas para se usar, apenas sacos inteiros.

No caso de traço volumétrico, a areia deverá ser medida em caixotes indeformáveis, de madeira ou metálicos, cujas dimensões deverão ser permitidas a adição de água.

Quando não houver o emprego de argamassa, ou seja, nas alvenarias de pedra seca, os vazios existentes entre os blocos de alvenaria deverão ser preenchidos com rachas e rachinhas com o auxílio demarrões e martelos de pedreiro, devendo ser tomados cuidados especiais a fim de garantir o perfeito encaixe entre os mesmos.

Serão colocados dispositivos de drenagem constituídos por barbacãs em PVC com diâmetro de 110 mm e de acordo com o projeto específico, em todo lugar necessário para reduzir a pressão na estrutura da contenção, evita-se assim água represada por criar pressão hidrostática por trás dos mesmos.

Após a conclusão do rejuntamento e a pega da argamassa, todas as pedras aparentes da alvenaria de elevação deverão ser bem limpas, tirando-se manchas de argamassa com o uso de escovas de aço.

6.8.2. ENROCAMENTO

O enrocamento deverá ser executado com blocos de pedra do volume igual ou superior ao especificado no projeto.

No enrocamento de pedra arrumada, os blocos deverão ser assentados de modo a se encaixarem perfeitamente, garantindo a rigidez do conjunto.

6.8.3. REVESTIMENTO

Deverá ser feito o revestimento das partes superiores e das frentes das alas dos muros e de qualquer outro elemento da obra, julgado necessário pela fiscalização.

O revestimento deverá ser executado com argamassa de cimento e areia ao traço 1:4, em volume ou em outro fixado no projeto, na espessura, mínima de dois centímetros (2cm).

A areia deverá apresentar um diâmetro máximo igual ou inferior a dois milímetros (2 mm).

A argamassa deverá ser preparada, manualmente, em amassadores de tábuas, tijolos ou folhas metálicas. Antes da execução do revestimento, as superfícies onde o mesmo será feito, deverão ser umedecidas.

O preenchimento da junta com selante será feito com material a base de asfalto, com espessura de (0,025m).

6.8.4. CONTROLE

À critério da fiscalização deverá ser efetuados, periodicamente, ensaios qualitativos dos materiais empregados, assim como dos concretos e das argamassas.

determinação da resistência à compressão do concreto a sete (7) e vinte e oito (28) dias, devendo este ensaio ser realizado de acordo com as especificações MB-2 e MB-3 da ABNT.

Deverão ser moldados, no mínimo, três (3) corpos de prova para cada dia de concretagem.

A fiscalização poderá exigir, quando julgar necessário, prova de carga para verificação da estabilidade da obra ou de qualquer de seus elementos constituintes.

6.8.5. PAGAMENTO

O pagamento será feito ao preço unitário proposto, para cada serviço medido como estipulado, o qual deverá remunerar toda a mão-de-obra, ferramentas e equipamentos, materiais e transportes, encargos e eventuais, necessários à completa execução do serviço.

6.9. MANTA GEOTÊXTIL

6.9.1. DEFINIÇÃO

Genericamente, geotêxtil é um material têxtil formado por filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente de modo a constituir uma manta, a qual adquire coesão e resistência por processo mecânico (agulhagem), químico ou térmico.

São Três as características básicas dos

geotêxteis: Permeabilidade;

Textura

Resistência

Estabilidade

durabilidade.

Destas características é que decorrem as suas funções básicas de operação:

- Separação;
- Filtragem;
- Drenagem
no plano;
- Reforço.

Na separação, o geotêxtil atua como barragem flexível entre dois materiais de características diferentes, garantindo a manutenção das propriedades inerentes a cada um deles, como por exemplo: entre o subleito e a base granular em rodovias e aeroportos ou entre o subleito e o lastro em ferrovias.

Na filtragem, o geotêxtil forma um sistema de equilíbrio com o solo, garantindo passagem livre de água sem perda de solo, como por exemplo: na substituição de filtros granulares, na interface solo/gabiões ou no envelopamento de trincheiras drenantes.

Na drenagem, possibilita a condução de um fluido no plano de assentamento, como por exemplo: em interceptores de fluxo horizontal, drenos para líquidos ou gases ou entre geomembranas em aterros sanitários.

No reforço, aumenta a resistência de um sistema através da introdução do geotêxtil com características mecânicas que faltam ao meio, como por exemplo: sobre os solos moles em estradas, aeroportos, ferrovias, aterros, etc., ou em aterros e paredes reforçadas.

Também na recuperação de pavimentações, a colocação da manta geotêxtil entre o antigo e o novo pavimento retarda a propagação das fissuras existentes, conferindo maior vida útil ao mesmo.

O geotêxtil também pode ser utilizado como elemento de absorção acústica em estruturas com telhas metálicas, colado na parte inferior (interna) das telhas com cola à base de polivinila.

6.9.2. MÉTODO EXECUTIVO

Independentemente da finalidade a que se propõe a aplicação da manta geotêxtil basicamente deve obedecer sempre aos mesmos critérios no que se refere aos cuidados com elementos pontiagudos no plano de assentamento, à expansão adequada para evitar dobras indesejáveis, à ação de agentes químicos agressivos a sua integridade e aos métodos utilizados nos aterros ou colocação de outros materiais sobre a mesma.

A aplicação propriamente dita consiste na regularização do leito, colocação da manta, fixação provisória com grampos ou outros elementos apropriados, aterro ou colocação de outros materiais.

Quando utilizada em drenos subterrâneos, a manta deve ser colocada acompanhando fielmente a com os elementos drenantes, dobrada e costurada com sobreposição transversal mínima de 20 cm.

Nas emendas longitudinais, deve haver sobreposição mínima de 20 cm quando há costura, ou de 50 cm quando não.

A definição sobre a espessura da manta, a dimensões e os critérios para aplicação é especificada em projeto. São fornecidas em rolos com larguras de 2,15m; 3,70m e 4,30m.

6.9.3. CRITÉRIOS DE CONTROLE

O controle consiste na verificação do nivelamento, grau de expansão, presença de elementos pontiagudos ou agentes agressivos à integridade da manta, sobreposição transversal mínima, emendas e costuras, além naturalmente da espessura especificada.

O material deverá ser proveniente de fabricante previamente qualificado pela Contratante e deverão ser obedecidas criteriosamente todas as recomendações do mesmo, bem como as especificações técnicas do projeto.

6.9.4. CRITÉRIOS DE MEDIÇÃO E PAGAMENTO

Em todas as aplicações, as mantas geotêxtil serão medidas em metro quadrado útil efetivamente aplicado, desconsideradas as sobreposições e dobras.

O pagamento se processará de acordo com os respectivos itens da planilha orçamentária, por metro quadrado de manta aplicada, estando incluídos nos preços todos os encargos, impostos e taxas, além de custos de material, mão de obra e equipamentos necessários à aplicação.

6.10. DRENAGEM

6.10.1. GENERALIDADES

A drenagem pluvial do muro será realizada através de canaletas e tubos instalados na extensão do muro. No topo do muro será realizada uma canaleta de concreto moldada in loco e conformada com o talude (esses detalhes são elucidados em projeto) no qual destinará a água para a canaleta de piso existente. A água que infiltrar no solo será coletada por tubos perfurados que serão instalados em toda extensão do muro.

Na engenharia, a drenagem é um dos pontos mais vulneráveis porque está sujeita a cálculos totalmente empíricos baseados em estatísticas onde pode e acontecem desastres constantes. Assim não devemos subestimar um projeto de drenagem e só efetuar mudanças conscientes e seguras de que elas serão benéficas a uma solução definitiva.

A drenagem aqui exposta será considerada superficial e subterrânea, de acordo com os itens que seguem.

6.10.2. CANALETAS

Como serviço de proteção, as canaletas desempenham papel fundamental, devendo ser executadas com o maior cuidado, visto que como conduzem às águas as concentram, e mal executadas são fatores de erosão e desestabilização de terras.

Será utilizado concreto 25MPa.

A fabricação do concreto produzido em obra deverá ser em conformidade com a NBR 6118.

6.10.3. DISSIPADORES DE ENERGIA

Responsáveis pela condução das águas concentradas e em velocidade devem ser criteriosamente executados.

Todos os detalhes são importantes e a empreiteira deve observar o seguinte:

Toda a escavação deverá ser feita em terreno sólido, seja ele de aterro ou natural.

Toda escadaria dissipadora deve ter a cada 10m máximo duas recravas laterais para colocar dentro da canaleta as águas que escoam no bordo da mesma. Esta recrava deve ter sua cota 0,10m acima do bordo da canaleta, devendo ser construída como aba de concreto ou alvenaria revestida.

Deve ter a cada 10m de diferença de cota uma caixa de dissipação de energia conformedetalhe, em concreto ou alvenaria de pedra. Suas dimensões laterais devem exercer asdimensões das canaletas para obter maior volume d água e diminuir a velocidade da mesma. O terreno deve após a construção da canaleta ficar regularizado e numa altura superiorascendente a canaleta e inferior as recravas.

Os degraus deverão ser construídos mais em função da velocidade longitudinal e não podemexceder em altura a 0,30m. Quando a velocidade for bastante acentuada, com inclinação ultrapassando 1/1 ou 100%, devem-se executar poços dissipadores intermediários ao longoda canaleta.

6.11. CONCRETO PROJETADO

A tela de armadura tem a função de minimizar o fissuramento do concreto projetado e evitar o deslocamento do revestimento da superfície do talude. Em situações particulares de obras em que o esforço de soltura junto à extremidade do grampo seja muito elevado, poderá ser necessária uma armadura complementar, conforme previsão específica de projeto para cada caso de obra.

Todos os valores de diâmetros, comprimentos, malhas, espaçamentos, etc., apresentados a seguirsão para orientação e na falta de Especificações Técnicas de projeto para cada caso de obra, serão os adotados pela fiscalização.

Os fixadores serão de aço CA-50A com 10,00mm de diâmetro e 1,00m de comprimento, os fixadores serão utilizados com a finalidade de fazer com que a tela acompanhe os contornos da superfície do talude, mantendo uma distância de aproximadamente 1,00m entre ambos.

Os fixadores deverão ser dispostos em malha regular de 1,00m x 1,00m com grampos de ferro deseja aquele especificado em projeto.

A ligação tela-fixador deverá ser feita por solda de topo em chapa/perfil/tubo de aço chanfrado, espessura=3/8'. A tela deverá ser colocada de cima para baixo após a extremidade do rolo e ter sido enganchada na linha superior de chumbadores. O recobrimento lateral entre as faixas de tela deverá ser de 2 malhas de tela, salvo especificação contrário de projeto e/ou do fabricante da tela.

A tela projetada deverá ser provida de um sistema de drenagem sistemático, constituído por tubos de PVC rígido de comprimento variável e diâmetro 50mm. Estes tubos terão a função exclusiva dedrenagem do revestimento projetado. Situações em que se necessite de drenagem profunda, detectadas somente na fase de implantação das obras, deverão ser complementadas pela

execução de Drenos Sub- Horizontais Profundos (DHP's) a critério da Fiscalização.

Os drenos deverão ser solidarizados à tela através de amarração com arame, de modo a constituírem, espacialmente, os vértices de um quadrado de 1,00m x 1,00m.

Os drenos deverão ser revestidos com manta geotêxtil não tecida na extremidade em contato com o solo, e devidamente protegidos na outra extremidade, com papel, contra o lançamento da argamassa. A interface entre o solo e a parte imersa do barbacã deverá se constituir de um filtro dreno de areia média lavada.

6.11.1. PREPARO DA MASSA

Os materiais serão os seguintes:

- Cimento Portland
- Água
- Agregado Miúdo

O cimento deverá atender o que prescreve a NBR-5732 ou NBR-5735 da ABNT;

A água deverá ser isenta de teores nocivos de sais, ácidos, álcalis, matéria orgânica e outrassubstâncias prejudiciais.

Areia natural quartzosa de diâmetro máximo de 4,8 mm isenta de matéria orgânica e outrassubstâncias prejudiciais.

6.11.2. PREPARO DO TALUDE

As superfícies dos taludes deverão apresentar-se planas, sem ressalto nem cavidades. Os ressalto que subsistirem, se forem terrosos, deverão ser raspados, com enxadões ou outro equipamento apropriado. Se forem rochosos, deverão ser reduzidos até formarem uma superfície plana.

Os sulcos de erosão, provocados pelas águas pluviais, deverão ser preenchidos com solos e compactados com soquete.

6.11.3. COLOCAÇÃO DA TELA

As telas de aço galvanizado serão lançadas sobre a superfície do talude regularizado, com instalados a cada 1,00 m em todas as direções.

6.12. COLOCAÇÃO DOS DRENOS

Com espaçamento a cada metro em todas as direções, deverão ser instalados drenos em tubos de PVC de 50 mm, com filtro de geotêxtil na parte interna e fixados com profundidade de 20 cm.

6.12.1. PREPARAÇÃO DO CONCRETO

O concreto ao traço de 1:2,6:2,4 (cimento: areia: brita em massa seca), deverá ser preparado na mistura seca de cimento, areia e brita na betoneira; a água é adicionada no bico de injeção.

6.12.2. APLICAÇÃO DO CONCRETO

Sobre a tela fixada ao talude regularizado por ganchos, inicia-se a execução da projeção do concreto em movimentos contínuos, dirigidos à superfície a uma distância de 1 m. Esta operação deverá prosseguir até a completa cobertura da malha de telas galvanizadas, que devem ficar completamente envolvida.

O concreto deve ser aplicado sobre o talude na espessura de 4 cm, a partir do pé para a crista do mesmo, de forma a obter-se a seção projetada.

6.12.3. DESEMPOLAMENTO E ACABAMENTO

É de suma importância a execução desta etapa de serviço, a qual deve ser dispensado especial cuidado. O tempo consumido nesta operação deverá ser o estritamente necessário, para que ela se realize antes que se inicie a pega do cimento.

6.12.4. PROTEÇÃO E CURA

Nesta fase, o revestimento executado deve ser mantido úmido por meio de irrigação por pelo menos 7 (sete) dias.

6.12.5. CONTROLE

- Controle Tecnológico - A fiscalização procederá à coleta e aos ensaios dos materiais utilizados na mistura, a fim de constatar se os mesmos atendem às exigências estabelecidas no projeto.
- Controle Geométrico - Deverá ser feita a verificação através de nivelamento geométrico das inclinações dos taludes, que deverão atender ao indicado no projeto. A regularidade da superfície será analisada pelo seu aspecto geral, que deverá se apresentar como um plano sem deformações ou irregularidades aparentes.

6.13. CORRIMÃO

6.13.1. DESCRIÇÃO

Base para Assentamento do Tubo:

- Base em concreto;

6.13.2. ACABAMENTO

- Base: definida em projeto.
- Tubos, barras e chapas: pintura esmalte sintético sobre fundo para galvanizados.
- Pontos de solda e corte: galvanização a frio, funda para galvanizado e pintura esmaltesintética.

6.13.3. APLICAÇÃO

Em escadas, rampas e circulações, sempre que houver desníveis superiores a 18 cm, de acordo com as medidas básicas e com as adaptações e detalhes necessários para cada situação específica, observando as seguintes alturas para o guarda-corpo:

- H=110 cm para áreas externas.
- Deve ser anexado corrimão tubular em escadas, conforme desenho.

6.13.4. EXECUÇÃO

Fundação

Se for necessário fundação deverá ser atendido o que está descrito no Projeto Estrutural.

Assentamento dos Blocos:

- Argamassa traço 1: 4 cimento, e areia;
- O bloco deve ser nivelado, prumado e alinhado durante o assentamento;
- Juntas desencontradas (em amarração) com espessura de 1 cm.

Enchimento e Armação dos Blocos

- Concreto 1:4:8
- As armaduras dos pilares devem ser adequadamente ancoradas todas as superfícies em contato com o concreto devem estar limpas e isentas de agregados soltos, óleo, graxas e etc;
- Bater os pontos de solda e eliminar todas as rebarbas nas emendas e cortes dos tubos e chapas.
- Todos os locais onde houver pontos de solda e/ou corte, devem estar isentos de poeira, gordura, graxa, sabão, ferrugem ou qualquer outro contaminante (recomenda-se limpeza mecânica com lixa de aço ou jato abrasivo grau 2) para receber 1 demão, a pincel, de galvanização a frio (tratamento anticorrosivo composto de zinco).
- As soldas dos tubos devem ser contínuas em toda a extensão da área de contato.
- Antes da aplicação do fundo para galvanizados, toda superfície dos tubos, barras e chapas deve estar completamente limpa, seca e desengraxada.

6.14. PISO CIMENTADO

6.14.1.1. OBJETIVO

Para efeito deste procedimento, entende-se por cimento o material constituído por argamassa (traço 1:3: 5 - cimento, areia e brita).

6.14.1.2. PREPARO DA MASSA

As argamassas serão preparadas mecânica ou manualmente. O amassamento mecânico deve ser contínuo e durar pelo menos 90 segundos, a contar do momento em que os componentes da argamassa, inclusive a água, tiverem sido lançados na betoneira ou misturados.

Quando a quantidade de argamassa a manipular for insuficiente para justificar a mescla mecânica, será permitido o amassamento manual. O amassamento manual será feito sob uma cobertura e de acordo com as circunstâncias e recursos do canteiro da obra, em masseiras, tabuleiros ou superfícies planas impermeáveis e resistentes.

Mistura-se 1 parte do cimento com 3 partes de areia média, e 5 partes de brita; envolvendo os materiais com a pá até que a mescla adquira coloração uniforme.

Disposta a mistura referida, em forma de coroa, procede-se à adição da água, o que será efetuado de forma progressiva. Prosseguir-se-á o amassamento, com o devido cuidado para evitar perda de água ou segregação dos materiais, até conseguir uma massa homogênea de aspecto uniforme.

Eventualmente, pode ser necessário adicionar mais água para que a argamassa adquira a plasticidade adequada. Essa adição suplementar não poderá ultrapassar a 50% do peso do cimento, considerada a quantidade de adjuvante.

Serão preparadas quantidades de argamassa na medida das necessidades dos serviços a executar em cada etapa, de maneira a ser evitado o início de endurecimento antes de seu emprego. As argamassas contendo cimento serão usadas dentro de 1 hora, a contar do primeiro contato do cimento com a água.

Será rejeitada e inutilizada toda argamassa que apresentar vestígios de endurecimento, sendo expressamente vedado tornar a amassá-la. A argamassa retirada ou caída das alvenarias e revestimentos em execução não poderá ser novamente empregada.

1.1.2. Assentamento

A argamassa preparada conforme descrito será lançada sobre a superfície, esta deverá estar perfeitamente limpa antes de receber a argamassa.

A superfície do cimento, salvo quando expressamente especificado do modo diverso, será dividida em painéis ou por juntas.

Os painéis não poderão ter lado com dimensão superior a 1,20m. As juntas serão dispostas defora a evitar cruzamento em ângulos agudos e juntas alternadas.

As superfícies dos cimentados serão cuidadosamente curadas, sendo para tal fim conservado sob permanente umidade, durante os sete dias que sucederem sua execução.

Os cimentados terão espessura de cerca de 10 cm.

6.15. URBANISMO

6.15.1. PISOS EXTERNOS

A área da praça deverá ser nivelada de acordo com as cotas indicadas em desenho. Ao longo de toda a praça deverão ser instalados meios-fios pré-moldados de concreto, para a definição do traçado, os quais não deverão ultrapassar a altura de 13 cm. O desnível natural do terreno será visto nas áreas de jardim que serão cobertas por gramas conforme projeto de paisagismo.

Conforme visto na paginação de piso, os passeios e algumas áreas da praça serão pavimentados em piso intertravado de concreto. A área de playground será areia lavada, conforme demonstrado em projeto.

A área de revitalização deverá atender a legislação vigente (Lei Federal 10.098/2000 e NBR 9050) referente à acessibilidade, possibilitando o acesso de pessoas portadoras de necessidades especiais. Não deverá apresentar degraus ou obstáculos que dificultem a circulação. Nos rebaixamentos de meio-fio e acessos para P.N.E. o piso será conforme NBR 9050 e deverá ter sinalização tátil de alerta.

6.15.2. ILUMINAÇÃO EXTERNA

As instalações elétricas foram projetadas conforme as normas vigentes da ABNT (associação Brasileira de Normas Técnicas e NR-10 (Norma Regulamentadora Nº 10 do Ministério do Trabalho e Emprego) e deverão ser executadas em condições operacionais sendo que o fornecimento de materiais, de equipamentos e de mão-de-obra deverá ser previsto no sentido de incluir todos os componentes necessários para tal, mesmo aqueles que, embora não citados, sejam indispensáveis para se atingir o perfeito funcionamento de todos os sistemas.

Todas as instalações elétricas devem ser executadas, por profissional qualificado sob a supervisão de um profissional habilitado, conforme item 10.8.8 da NR-10, com esmero e com bom acabamento e em total acordo com as normas técnicas vigentes.

Caso seja identificado alguma divergência nos projetos os autores dos projetos deverão ser consultados antes de sua execução. Toda e qualquer alteração deverá ser acordada entre fiscalização e o Responsável técnico da empresa prestadora de serviço, devendo ser registrada em diário de obra, sob pena da não aceitação dos serviços.

Todos os condutores, conduítes e equipamentos e dispositivos devem ser cuidadosamente organizados e firmemente conectados às estruturas de suporte, formando um conjunto mecânico e eletricamente satisfatório e de boa qualidade.

Todo material aplicado na obra deverá ser **NÃO PROPAGADOR DE CHAMA**, normatizado e de primeira linha, estando sujeito à fiscalização a qualquer momento. Todo equipamento será firmemente fixado à sua base de instalação, prevendo-se meios de fixação ou suspensão, condizentes com a natureza do suporte e com o peso e as dimensões do equipamento considerado.

Toda a tubulação deverá ser instalada de modo a não permitir a entrada de resíduos sólidos e nem mesmo o acúmulo de água. Caso sejam utilizadas tubulações rígidas todas as extremidades deverão ser limadas de forma a garantir que as proteções dos cabos sejam devidamente preservadas.

A tubulação a ser utilizada deverá obedecer ao especificado em projeto, sendo de PVC (Policloreto de polivinila ou policloreto de vinil) Rígido rosqueável. No quadro, todos os cabos

deverão ser organizados no interior dos quadros por meio de canaletas perfuradas de PVC, com tampa, fixadores, abraçadeiras plásticas tipo HELLERMAN, e serão identificados por meio de anilhas de PVC específicas.

Todo cabo, com exceção da cordoalha de cobre nu, deverá ser passado dentro de eletrodutos PVC especificados em projetos. A alimentação será realizada por meio de rede de baixa tensão de fornecimento da concessionária, em um ponto da praça, conforme consta em projeto.

Os cabos que alimentarão as luminárias de iluminação pública deverão ser cabos singelos com isolamento de PVC 70°C, 0,6/1,0kV encordoamento classe 2 nas bitolas especificadas em projeto.

Os cabamentos que alimentarão as lâmpadas no alto dos postes deverão ser do tipo PP (2x4,0mm²). Sendo que todas as emendas deverão ser efetuadas nas caixas de passagem e devidamente isoladas com fita de auto fusão e posteriormente fita isolante de alta aderência e de primeira linha.

Os refletores deverão ser do tipo Led instalados no solo sobre estrutura de concreto com foco voltado para o objeto a ser iluminado, com Tecnologia led. Os projetores deverão possuir grau de proteção IP66.

Após a instalação dos quadros, os diagramas unifilares dos mesmos deverão ser armazenados no seu interior em porta planta confeccionado em plástico apropriado. Todas as ligações dos cabos aos bornes nos quadros elétricos serão feitos por terminal pré-isolado de compressão tipos pino e olhal.

A isolação dos terminais dos cabos de bitola superior a 10 mm² será efetuada através de tubo termo-contrátil. Os condutores deverão ser instalados de forma que os isente de esforços mecânicos incompatíveis com sua resistência, ou com a do isolamento ou revestimento.

Nas deflexões os condutores serão curvados segundo raios iguais ou maiores que os raios mínimos admitidos para seu tipo. As ligações dos condutores aos bornes dos aparelhos e dispositivos deverão ser feitas de modo a assegurar resistência mecânica adequada e contato elétrico perfeito e permanente, sendo que os fios de qualquer seção serão ligados por meio de terminais adequados.

Todos os cabos serão fixados através de abraçadeiras apropriadas. Deverão ser utilizados marcadores para todos os fios e cabos elétricos, os quais terão as seguintes cores:

- Condutores de fase preto, Cinza e vermelho;
- Condutores de neutro - azul claro;
- Condutores de retorno Branco;

O Quadro Geral deverá ser do modelo de sobrepor, que deverá ser instalado em abrigo a ser construído conforme indicação em projeto.

caixa de medição será em conformidade com o padrão concessionária (CELPE) e deverá ser de sobrepor e instalada no poste. Toda e qualquer dúvida deverá ser redimida junto a contratante.

6.15.3. PLAYGROUND

A área destinada para esse fim será composta por areia fina que deverá ser tratada para com hipoclorito de sódio(água sanitária) e água na proporção de 100g de hipoclorito de sódio em pó para 1L de água a cada metro quadrado de areia, mexer a areia e deixar secar.

6.15.4. BANCOS

6.15.4.1. BANCOS EM CONCRETO

aparente,
onde os construtores deverão atentar para a qualidade do acabamento final a ser atingido, que não poderá apresentar falhas, fissuras, imperfeições, etc.

A superfície resultante deverá ser lisa. Para tal, na confecção do concreto deverá ser considerado o traço a ser empregado, processos rigorosos de fôrma e desfôrma pelo emprego de chapas de madeira, com atenção ao tempo necessário de cura e à não exposição de armaduras. Os bancos também deverão ser pintados em sua base e laje de tampo, em cores a serem definidas pela fiscalização quando da execução, buscando atender programa de visualização e identidade do município.

6.15.4.2. COMPENSAÇÃO AMBIENTAL DE ÁRVORES SUPRIMIDAS

Tendo em vista a necessidade de realizar COMPENSAÇÃO AMBIENTAL das árvores suprimidas durante a obra, em outra localidade a ser indicada pelo município de Jaboatão dos Guararapes, segue abaixo as orientações quanto a esta atividade.

A compensação ambiental é uma medida exigida pelo poder público para minimizar os impactos negativos do corte de árvores no meio ambiente. O objetivo é garantir a preservação da flora e fauna, e o equilíbrio do ecossistema.

A compensação ambiental pode ser feita de diversas formas, como: Reflorestamento, Pagamento de multa, Apoio à implantação ou manutenção de unidades de conservação.

No caso do projeto em questão, a opção será por reflorestamento, onde para cada árvore suprimida, serão reflorestados três elementos arbóreos, e local determinado pela administração pública, devendo esta compensação ocorrer dentro do território do município, em local de fácil acesso e propício à atividade de replantio.

RELATÓRIO FOTOGRAFICO DA ÁREA DE ATUAÇÃO

7. RELATÓRIO FOTOGRÁFICO

➤ RUA MURILO BRAGA (MBG-5) - CAVALEIRO

 <p>30 de out. de 2024 10:00:35 25L 282441 9104242 200 Rua Antonio Gomes De Moura Sucupira Jaboatão dos Guararapes Pernambuco Baltazar Lucena Téc. em Edificações Mat.: 0.913654-1</p>	 <p>30 de set. de 2024 10:49:13 25L 282515 9104212 491 Antonio Bezerra Sucupira Jaboatão dos Guararapes Pernambuco Baltazar Lucena Téc. em Edificações Mat.: 0.913654-1</p>
<p>Figura 01: MURO LATERAL DA CRECHE</p>  <p>30 de set. de 2024 10:49:26 25L 282515 9104212 491 Antonio Bezerra Sucupira Jaboatão dos Guararapes Pernambuco Baltazar Lucena Téc. em Edificações Mat.: 0.913654-1</p>	<p>Figura 02: CAMINHO PROXIMO A CRISTA DO TALUDE</p>  <p>30 de set. de 2024 10:49:20 25L 282514 9104212 491 Antonio Bezerra Sucupira Jaboatão dos Guararapes Pernambuco Baltazar Lucena Téc. em Edificações Mat.: 0.913654-1</p>
<p>Figura 03: EDIFICACAO NA CRISTA DO TALUDE</p>  <p>30 de set. de 2024 10:49:50 25L 282524 9104201 492 Rua Sabia Sucupira Jaboatão dos Guararapes Pernambuco Baltazar Lucena Téc. em Edificações Mat.: 0.913654-1</p>	<p>Figura 04: EDIFICACAO NA CRISTA DO TALUDE</p>  <p>REDMI NOTE 8 AI QUAD CAMERA</p>
<p>Figura 05: ACESSO AO TALUDE</p>	<p>Figura 06: VALE OCASIONADO APOS SINISTROS</p>



Figura 07: VEGETACAO NA CRISTA DO TALUDE



Figura 08: ACESSO A CRISTA DO TALUDE



Figura 09: VEGETACAO SOBRE TALUDE



Figura 10: VEGETACAO SOBRE TALUDE



Figura 11: VALE NO TALUDE



Figura 12: VALE NO TALUDE



ANEXOS

8. ANEXOS

8.1. CÁLCULOS

8.1.1. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

8.1.2. INTENSIDADE DE CHUVA

8.1.3. COMPARATIVO HIDRÁULICO “MANNING”x”RACIONAL”

**8.1.4. VERIFICAÇÃO DOS DADOS POR CANALETA - COTA, DECLIVIDADE,
ÁREA de BACIA e MAIOR EXTENSÃO DENTRO DA BACIA**