

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

R M L A T Ó R I O


Carlos Fernandes de Medeiros Filho

Estagiária: ADRIANA DE QUEIROZ GONDIM

Matrícula : 8211214/1

Professor Supervisor: Carlos Medeiros

Campina Grande, agosto/1985.



Biblioteca Setorial do CDSA. Junho de 2021.

Sumé - PB



COMPANHIA DE ÁGUA E ESGÔTOS DA PARAÍBA
GERÊNCIA REGIONAL DA BORBOREMA

CERTIDÃO DE ESTÁGIO

Certifico para os devidos fins, que ADRIANA DE QUEIROZ GONDIM realizou um estágio nesta Empresa, durante o período de 15 de abril a 15 de agosto de 1985, em regime de 04 (quatro) horas diárias, nos dias úteis, perfazendo o total de 328 (trezentos e vinte e oito) horas, tendo sempre demonstrado interesse na aprendizagem, alcançado bom aproveitamento e um excelente relacionamento.

Campina Grande, 02 de setembro de 1985

Com. de Água e Esgotos da Paraíba - 50000
GERÊNCIA REGIONAL DA BORBOREMA


Eng. Sakae Mishima
Chefe da Div. de Op. e Manutenção

mvs/DM.

C A G E P A

RUA FELICIANO CIRNE S/N
Edifício "Eng. Omar de Paula Assis" - Telefone: 221-1410
Bairro de Jaguaribe - João Pessoa - Pb.

Í N D I C E

	Pág.
I - AGRADECIMENTOS	
II - INTRODUÇÃO.....	01
III - OBJETIVO DA OBRA.....	02
II.1 - Terminologia.....	03
II.2 - Condições de Cálculo Hidráulico da Rê de.....	05
IV - DESENVOLVIMENTO.....	08
1 - Dimensionamento da Rede Coletora.....	08
2 - Preparação de Ordem de Serviço.....	17
V - CONCLUSÃO.....	25
VI - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	26

I - AGRADECIMENTOS :

Quero agradecer, ao Dr. **Mariano** e ao Dr. **Sakaé Mishina**, a oportunidade que me deram de estagiar na Divisão de Operação e Manutenção (**D.O.M**), da Companhia de Água e Esgotos da Paraíba (CAGEPA).

Agradeço também ao Dr. **Carlos Medeiros**, que me orientou na realização deste relatório.

II - INTRODUÇÃO:

O presente relatório diz respeito ao estágio que realizei na Companhia de Água e Esgotos da Borborema, junto à Divisão de Operação e Manutenção, iniciado no dia 15 de abril de 1985 e finalizando no dia 15 de agosto do corrente ano, per fazendo um total de 328 horas.

O programa previsto para o estágio, constava da parte de Água e Esgotos, mas por motivos vários, tive que me afastar antes do tempo previsto, que era de cinco meses, vendo desta forma sô a parte relacionada à Esgotos.

O estágio constou principalmente, do dimensionamento da Rede Coletora de Esgotos domésticos implantada no Conjunto Habitacional dos Servidores da U.F.P.b., bem como a preparação da ordem de serviço desta mesma rede. O referido conjunto é localizado no bairro de Bodocongô em Campina Grande-Paraíba.

III - OBJETIVO DA OBRA:

Com a construção do sistema de esgotos sanitários neste Conjunto, procura-se atingir: melhores condições sanitárias locais e conseqüente aumento da produtividade; conservação de recursos naturais, eliminação de focos de poluição e contaminação, assim como de aspectos estéticos desagradáveis, como por exemplo, odores agressivos.

desagradáveis

II.1 - Terminologia:

Tendo em vista que o Engenheiro deve empregar com precisão a terminologia adequada, é apresentada a seguir uma relação de conceitos e definições que foram utilizadas no di mensionamento da rede coletora.

1 - Coletor de esgoto:

É a tubulação que, funcionando como conduto livre, recebe contribuição de esgoto em qualquer ponto ao longo de seu comprimento.

2 - Águas residuárias:

Líquidos residuários do efluentes do sistema de es gotos. Compreendem as águas residuárias domésticas e os despe jos industriais.

3 - Águas residuárias domésticas:

Despejos líquidos das habitações, estabelecimentos comerciais, instituições e edifícios públicos. Incluem as águas imundas ou negras e as águas servidas.

4 - Águas imundas:

Parcela das águas residuárias que contém dejetos (matéria fecal).

5 - Águas servidas:

Efluentes que resultam das operações de limpeza e de lavagem.

6 - Despejos:

Refugos líquidos dos edifícios, excluídas as águas pluviais.

7 - Águas residuárias das indústrias:

Efluentes das operações industriais.

8 - Águas de infiltração:

Parcelas das águas do lençol (sub-superfície) que penetram nas canalizações de esgotos, somada a certa quantidade de água que penetra pelas junções dos tampões dos poços de visita.

9 - Poço de visita:

É uma câmara visitável através da abertura existente na sua parte superior, destinada a permitir a reunião de duas ou mais canalizações e a permitir a execução de trabalhos de manutenção dessas canalizações.

10 - Profundidade do coletor:

É a diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz inferior da tubulação.

11 - Rêde coletora de esgotos:

É o conjunto de coletores de esgoto, coletores principais, coletores tronco, interceptores e de seus poços de visita.

12 - Trecho de coletor:

É o ^{segmento} comprimento de coletor compreendido entre dois poços de visita sucessivos.

II.2 - Condições de Cálculo Hidráulico da Rêde:

1 - Para todos os trechos da rede serão sempre estimadas as contribuições de início e fim do período, Q_i e Q_f respectivamente.

Neste trabalho, as contribuições serão iguais no início e no fim do período, pois se trata de um Conjunto Habitacional.

2 - O valor de Q a considerar em qualquer trecho não deve ser inferior a 2,2 l/s.

3 - Os diâmetros a empregar são os previstos nas normas e especificações brasileiras para os diversos materiais, sendo que o menor não deverá ser inferior a 0,15m.

4 - Para todos os trechos da rede serão sempre escolhidas declividades que estejam acima do valor mínimo admissível.

OBSERVAÇÃO: O valor mínimo da declividade tem sua justificativa no fato de que valores abaixo do admissível implicam em velocidades pequenas causando, assim, deposição de materiais sólidos em suspensão no fundo da canalização.

A velocidade de dimensionamento deve satisfazer o seguinte critério:

$$V \geq 0,50 \text{ m/s.}$$

As declividades mínimas admissíveis para satisfazer a velocidade de dimensionamento $V = 0,50 \text{ m/s}$, nos condutos, serão calculadas em função da vazão, pela expressão.

$$I_{\min} = 0,01 \times Q^{-2/3} \quad \text{para } Q \text{ expresso em l/s e } I \text{ em m/m.}$$

5 - As tubulações serão sempre calculadas em lâmina livre sendo "Y" a lâmina correspondente a vazão de dimensionamento. A lâmina deverá satisfazer os seguintes critérios:

$$5.1 - Y/d > 20\% \quad \text{se } 0,5 \leq V \leq 0,6 \text{ m/s.}$$

5.2 - No caso de $V > 0,6$ m/s serão tolerados enchimentos menores que 20%.

$$5.3 - Y/d \leq 75\%.$$

6 - A Lâmina Y será sempre calculada admitindo o escoamento como uniforme e permanente.

7 - Nos cálculos hidráulicos será utilizada a seguinte fórmula para definir o valor da velocidade.

Fórmula de Manning, com n constante. Adotar o valor de $n = 0,013$.

$$V = 76,9 R^{2/3} I^{1/2} \quad \text{onde } R \text{ é o raio hidráulico.}$$

8 - Condição de progressão de diâmetro.

Em qualquer trecho o diâmetro será sempre maior ou no mínimo igual a quaisquer dos diâmetros dos trechos que chegam ao poço de montante.

9 - Disposições construtivas.

9.1 - Posições obrigatórias para os poços de visita:

9.1.1 - Nas cabeceiras da rede.

Os poços de cabeceiras devem servir a um único co
letor.

9.1.2 - Nas mudanças de direção dos co
letores.

9.1.3 - Nas mudanças de declividade.

9.1.4 - Nas mudanças de diâmetro.

9.1.5 - Nas mudanças de material do tubo.

9.1.6 - Nos pontos onde haja degraus nos co
letores.

9.1.7 - Em cada poço de visita somente se ad
mite uma saída de coletor.

9.2 - A distância máxima entre os poços de visita
será:

100m para tubulações de 0,15m de diâmetro.

120m para tubulações de 0,20m a 0,6m de diâmetro.

150m para tubulações de diâmetro superior a 0,6m.

9.3 - Recobrimento.

O menor recobrimento admissível é 1,0m. O uso de
recobrimento menores exige a verificação da estabilidade do
tubo, já no projeto hidráulico sanitário.

IV - DESENVOLVIMENTO:

1 - Dimensionamento da Rede Coletora:

1.1 - Considerações Gerais:

Para a elaboração de projetos de sistemas de coleta, afastamento, tratamento e disposição final de esgotos urbanos, deve-se tomar algumas medidas preliminares, como: localização e delimitação da área a ser esgotada, levantando dados referentes aos aspectos físicos, técnicos, urbanísticos e de serviços de infra-estrutura, sócio-econômicos, sanitários da respectiva área. Essas medidas preliminares não foram acompanhadas no estágio, tendo em vista que o trabalho foi refazer o cálculo de uma rede coletora de esgoto já implantada.

Foi dado uma planta da rede coletora (ver anexo) com o traçado das ruas principais e secundárias do Conjunto Habitacional, com o sentido de escoamento, localização dos poços de visita, e respectivas cotas do terreno e do coletor, extensões de cada trecho e o ponto final de lançamento do esgoto.

A partir destes dados fez-se o preenchimento das planilhas, cujo cálculo será mostrado a seguir:

OBSERVAÇÃO: Será efetuado apenas o cálculo de uma parte da rede coletora de esgotos do Conjunto dos Servidores, tendo em vista que o processo de cálculo para as demais partes é o mesmo, será apresentado o cálculo geral, na planilha em anexo.

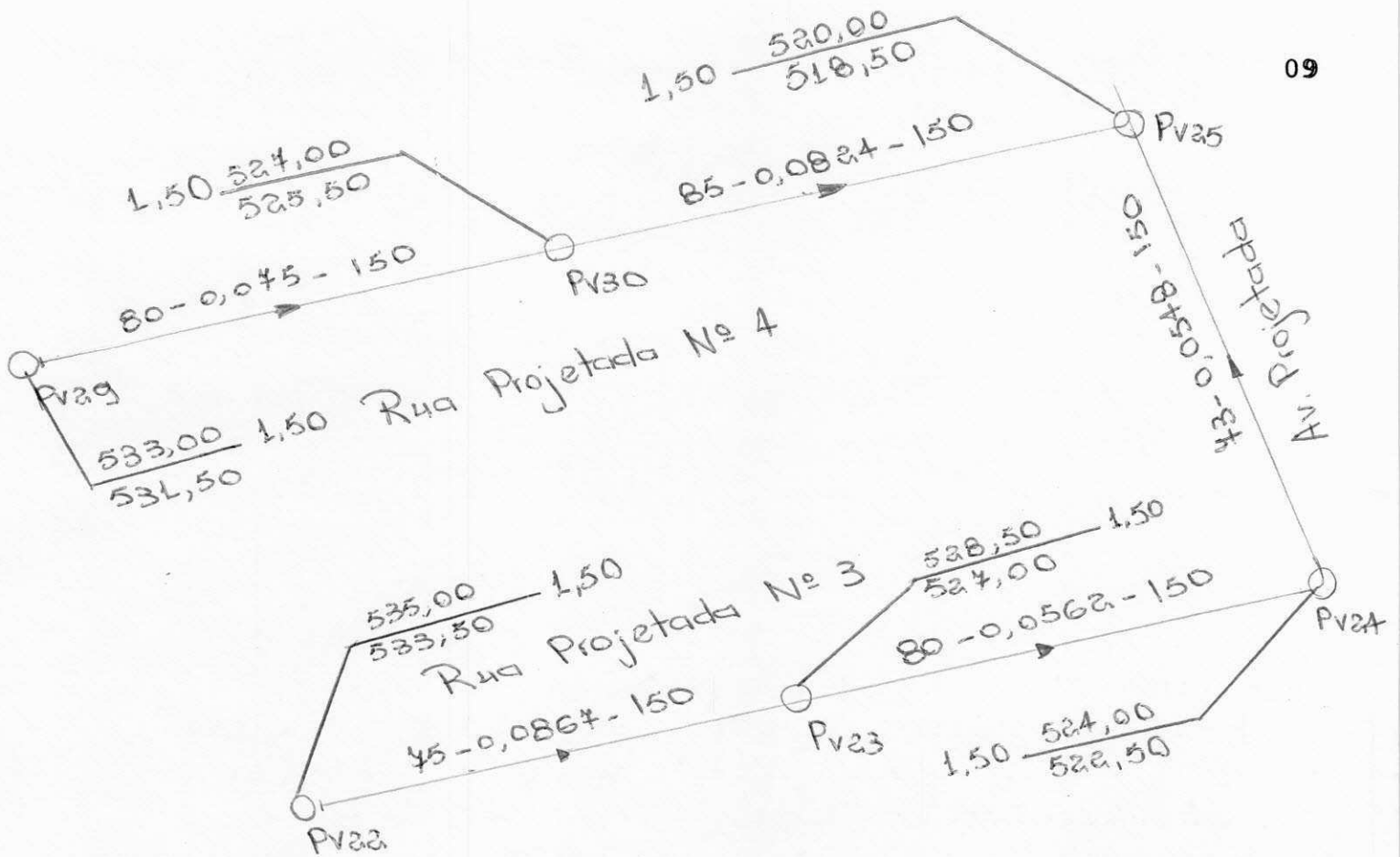


FIG. 1 - Parte da Rede Coletora de Esgotos.

1.2 - Cálculo da Taxa de Contribuição de Esgotos por Metro Linear de Canalização:

1.2.1 - Variáveis Utilizadas:

1.2.1.1 - População (P)

Será obtida com a multiplicação do número de prédios existentes no conjunto habitacional, pela taxa média de ocupação destes mesmos prédios.

Admitindo-se uma taxa de ocupação de cinco habitantes por prédio, teremos:

$$P = 203 \text{ prédios} \times 5 \text{ hab/prédio} = 1015 \text{ hab.}$$

1.2.1.2 - Contribuição per capita de esgotos sanitários (q)

Admitindo-se a inexistência de indústrias e sendo a localização do Conjunto Habitacional em uma zona periférica, foi adotado uma contribuição per capita 150 litros por habitante por dia.

1.2.1.3 - Coefficiente de máximo consumo (K)

Será obtido pela multiplicação do coeficiente de máxima vazão diária (K_1) pelo coeficiente de máxima vazão horária (K_2).

$$K_1 = 1,2$$

$$K_2 = 1,5$$

$$K = K_1 \times K_2 = 1,2 \times 1,5 = 1,8$$

1.2.1.4 - Coefficiente de retorno de água potável aos esgotos (C)

Como parte da água potável consumida se destina à rega de jardins, lavagens de carros, etc., cerca de 80% desta água retorna aos esgotos. Logo:

$$C = 0,80.$$

1.2.1.5 - Comprimento de toda rede coletora (L)

Obtido pela somatória dos comprimentos de cada tre-

cho da rede.

$$L = 2410,5 \text{ m.}$$

1.2.1.6 - Contribuição de infiltração (I_f)

A P-NB-567 recomenda a utilização da taxa de infiltração de 1,0 l/s. Km. Porém, tendo em vista que Campina Grande está situada entre 500 e 600m acima do nível do mar e, portanto, a influência do lençol freático é consideravelmente reduzida na infiltração de água na canalização, justifica-se a adoção da taxa abaixo referida.

$$I_f = 0,5 \text{ l/s. Km.}$$

1.2.2 - Fórmula utilizada

$$Q = \frac{P.q.C.K}{86400.L} + I_f \quad (\text{l/s.m})$$

1.2.3 - Cálculo efetuado

$$Q = \frac{1015 \times 150 \times 0,80 \times 1,8}{86400 \times 2410,5} + 0,0005 = 0,00155 \frac{\text{l}}{\text{s.m}}$$

$$\text{ou } Q = 0,0016 \frac{\text{l}}{\text{s.m}}$$

1.2.4 - Valores a serem adotados em cada trecho

Para adotarmos os valores das taxas de contribuição linear de esgoto em cada trecho da rede, temos que levar em consideração existência de prédios em ambos os lados da rua

pela qual passa o coletor. Caso haja possibilidades da existência de prédios nos dois lados, então adotaremos o valor da taxa calculada. Se esta situação não ocorrer, a taxa de contribuição será igual à metade do valor encontrado.

1.3 - Cálculo das cotas do terreno, das declividades das canalizações e das cotas dos coletores

Através de simples leitura em planta encontramos os valores das cotas do terreno. Para a obtenção das declividades das canalizações e das cotas dos coletores foi feito o seguinte procedimento:

Com os valores das vazões em cada trecho encontramos através do ábaco para escolha da declividade no fundo da canalização, os valores mínimos admissíveis. Em seguida calculamos a inclinação do terreno.

- Cálculo da declividade mínima admissível para todos os trechos da rede.

$$I_{\min} = 0,01 \times Q^{-2/3}$$

$$I_{\min} = 0,01 (2,2)^{-2/3} = 0,0059 \quad \text{ou}$$

$$I_{\min} = 0,0060 \text{ m/m}$$

- Cálculo das declividades e cotas dos coletores.

Trecho 1 - PV22 ao PV23:

CTM = cota do terreno à Montante = 535,00 m

CTJ = cota do terreno à Jusante = 528,50 m

$$L = \text{extensão horizontal} = 75,00 \text{ m}$$

$$Q = 0,120 \text{ l/s}$$

$$I \text{ min.} = 0,0060 \text{ m/m (ábaco)}$$

$$i = \frac{CTM - CTJ}{L} = \frac{535,00 - 528,50}{75} \cong 0,0867 \text{ m/m} = \text{inclinação do terreno.}$$

$$CTM - CCM = 1,00 \text{ m}$$

$$CCM = 535,00 - 1,00 = 534,00 \text{ m} = \text{cota do coletor à Montante.}$$

$$CTJ - CCJ = 1,00 \text{ m}$$

$$CCJ = 528,50 - 1,00 = 527,50 \text{ m} = \text{cota do coletor à Jusante.}$$

$$CCJ = CCM - I \cdot L$$

$$527,50 = 534,00 - I \times 75,00$$

$$I = \frac{534,00 - 527,50}{75,00} \Rightarrow I = 0,0867 \text{ m/m} = \text{inclinação da canalização.}$$

Trecho 2 - PV23 ao PV24:

$$CTM = 528,50 \text{ m}$$

$$Q = 0,248 \text{ l/s}$$

$$CTJ = 524,00 \text{ m}$$

$$I \text{ min.} = 0,0060 \text{ m/m.}$$

$$L = 80,00 \text{ m}$$

$$i = \frac{528,50 - 524,00}{80,00} = 0,0562 \text{ m/m}$$

$$CCM = 527,50 \text{ m}$$

$$CTJ - CCJ = 1,00 \text{ m}$$

$$CCJ = 524,00 - 1,00 = 523,00 \text{ m}$$

$$CCM - I \cdot L = CCJ$$

$$I = \frac{527,50 - 523,00}{80,00} = 0,0562 \text{ m/m.}$$

Trecho 3 - PV24 ao PV25:

$$CTM = 524,00 \text{ m}$$

$$Q = 0,3064 \text{ l/s}$$

$$CTJ = 520,00 \text{ m}$$

$$I \text{ min.} = 0,0060 \text{ m/m.}$$

$$L = 73,00 \text{ m}$$

$$i = \frac{524,00 - 520,00}{73} = 0,0548 \text{ m/m}$$

$$CCM = 523,00$$

$$CTJ - CCJ = 1,00\text{m.}$$

$$CCJ = 520,00 - 1,00 = 519,00 \text{ m.}$$

$$CCM - I \times L = CCJ$$

$$I = \frac{523,00 - 519,00}{73,00} = 0,0548 \text{ m/m}$$

Trecho 4 - PV29 ao PV30:

$$CTM = 533,00 \text{ m}$$

$$Q = 0,128 \text{ l/s}$$

$$CTJ = 527,00 \text{ m}$$

$$I \text{ min.} = 0,0060 \text{ m/m.}$$

$$L = 80,00 \text{ m}$$

$$i = \frac{533,00 - 527,00}{80,00} = 0,075 \text{ m/m}$$

$$CCM = 532,00 \text{ m}$$

$$CTJ - CCJ = 1,00 \text{ m}$$

$$CCJ = 527,00 - 1,00 = 526,00 \text{ m}$$

$$CCM - I \times L = CCJ$$

$$I = \frac{532,00 - 526,00}{80,00} = 0,075 \text{ m/m}$$

Trecho 5 - PV30 ao PV25:

$$CTM = 527,00 \text{ m}$$

$$Q = 0,264 \text{ l/s}$$

$$CTJ = 520,00 \text{ m}$$

$$I \text{ min.} = 0,0060 \text{ m/m}$$

$$L = 85,00 \text{ m}$$

$$i = \frac{527,00 - 520,00}{85,00} = 0,0824 \text{ m/m}$$

$$CCM = 526,00 \text{ m}$$

$$CTJ - CCJ = 1,00 \text{ m}$$

$$CCJ = 520,00 - 1,00 = 519,00 \text{ m}$$

$$CCM - I \times L = CCJ$$

$$I = \frac{526,00 - 519,00}{85,00} = 0,0824 \text{ m/m}$$

1.4 - Cálculo dos diâmetros, velocidades e alturas molhadas:

Esses parâmetros são obtidos através do ábaco de Manning (anexo ! Entramos com o valor $\frac{Q}{\sqrt{I}}$ e encontramos os valores dos parâmetros acima mencionados.

O valor de Q é obtido, multiplicando-se a taxa de contribuição pelo comprimento do trecho.

De posse do valor da razão e da inclinação calcula-se o parâmetro Q/\sqrt{I} , obtendo-se imediatamente através do ábaco de Manning com coeficiente $n = 0,013$ para tubos cerâmicos, os valores do diâmetro, da altura molhada e de um valor N adimensional. Este valor N multiplicado pela raiz quadrada da inclinação do trecho, fornecerá a velocidade do mesmo.

A altura molhada (Y/D) pode ser menor que 0,20, contanto que a velocidade seja superior a 0,60 m/s.

Trecho 1 - PV22 ao PV23:

$$Q = 0,0016 \text{ l/s.m} \times 75,00 \text{ m} = 0,120 \text{ l/s ou}$$

$$Q = 2,2 \text{ l/s}$$

$$I = 0,0867 \text{ m/m}$$

$$Q/\sqrt{I} = 2,2 \times 10^{-3} / \sqrt{0,0867} = 0,007$$

Entrando no ábaco, obtemos:

$$N = 5$$

$$D = 150 \text{ mm}$$

$$Y/D = 0,15 = 15\%$$

$$V = N \sqrt{I} = 5 \sqrt{0,0867} = 1,47 \text{ m/s; onde:}$$

D = Diâmetro de tubulação

V = Velocidade

Y/D = Altura molhada

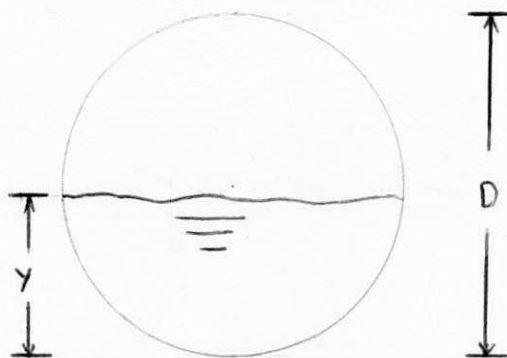


FIG. 2 - Seção de Escoamento.

OBSERVAÇÃO: Foi apresentada apenas a resolução do trecho compreendido entre os poços de visita 22 e 23, da FIG. 1, pois os demais trechos são resolvidos da mesma maneira, e os seus resultados estão na planilha em anexo.

2 - Preparação de Ordem de Serviço:

2.1 - Considerações Gerais:

A ordem de serviço (O.S.) é entregue pelo Engenheiro ao mestre da obra. É um extrato de caderneta, com os elementos essenciais para a execução do assentamento.

Assentar uma canalização é colocar seus elementos componentes (tubos ou manilhas) em posição tal que, após a união como um todo, satisfaçam em declividade e alinhamento os vários trechos projetados.

2.2 - Definição de Elementos Necessários à Preparação de uma Ordem de Serviço:

Cota do Terreno (C.T) - obtida na planta de locação da rede coletora de esgotos através do traçado das curvas de nível nela existentes.

Cota do Coletor (C.C) - Inicialmente se parte de um poço de visita onde é conhecida a cota do coletor. E para o restante das estacas utiliza-se a inclinação e a distância entre duas estacas consecutivas.

Inclinação do trecho (I) - obtida das planilhas de cálculo da rede coletora de esgotos.

Diâmetro (\emptyset) - obtido das planilhas de cálculo da rede coletora de esgotos.

Profundidade do Coletor (P) - obtida das planilhas de cálculo da rede coletora de esgotos.

Gabarito (G) - um dos métodos utilizados no assentamento da canalização, que consiste em se trabalhar sobre a geratriz interna inferior do tubo.

Altura da régua (H) - é a diferença entre a altura do Gabarito e a profundidade do coletor.

Cota da régua (C.H) - é a soma entre a cota do terreno e a altura da régua.

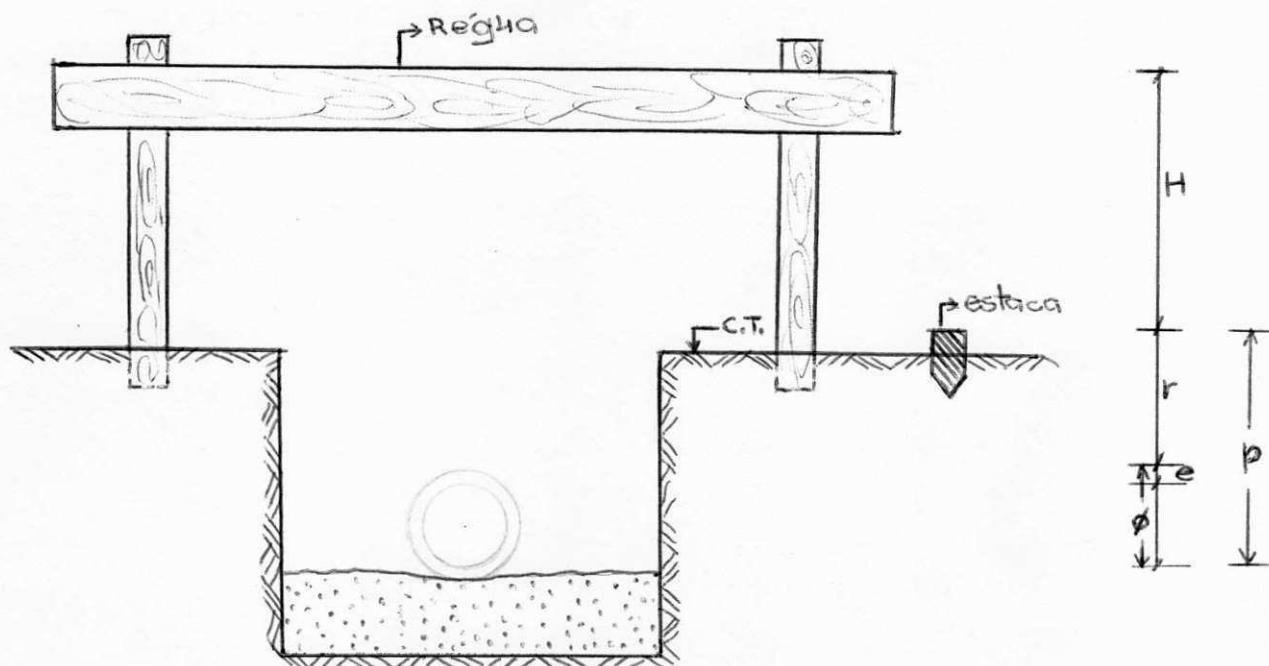


FIG. 3 - Definição de Elementos Necessários à Preparação de uma Ordem de Serviço.

2.3 - Métodos Utilizados no Assentamento de Canalizações:

O método visto no estágio foi o do Gabarito, o qual já foi definido acima, mas existe outro método, é o da cruzeta, o qual diferencia-se do Gabarito pelo fato da cruzeta trabalhar sobre o corpo do tubo.

2.4 - Cálculo de uma Ordem de Serviço:

Será apresentado apenas o cálculo de uma parte da rede coletora, pois o restante faz-se da mesma maneira.

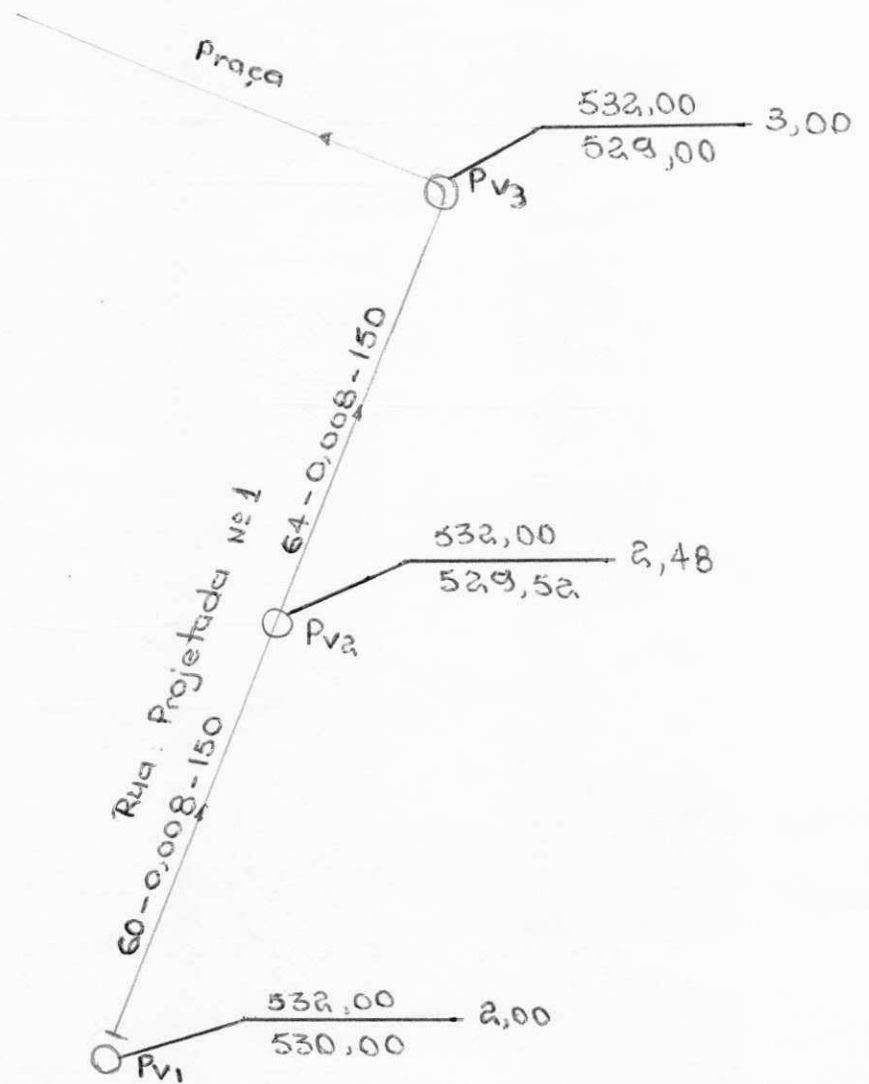


FIG. 4 - Parte da Rêde Coletora de Esgoto.

Trecho 1 - PV1 ao PV2:

Estaca 0 (PV1)

$$CT = 532,00 \text{ m}$$

$$CC_o = 530,00 \text{ m}$$

$$I = 0,0080 \text{ m/m}$$

$$\varnothing = 150 \text{ mm}$$

$$P = CT - CC = 532,00 - 530,00 = 2,00 \text{ m}$$

$$G = 3,50 \text{ m (estipulado em função da profundidade do coletor)}$$

$$H = G - P = 3,50 - 2,00 = 1,50 \text{ m}$$

$$CH = CT + H = 532,00 + 1,50 = 533,50 \text{ m}$$

Estaca 1 (+ 20 m)

$$I = 0,0080 \text{ m/m}$$

$$CT = 532,00 \text{ m}$$

$$CC_1 = CC_0 - I \times 20,0 = 530,00 - 0,0080 \times 20,0 = 529,84$$

$$\varnothing = 150 \text{ mm}$$

$$P = CT - CC = 532,00 - 529,84 = 2,16 \text{ m}$$

$$G = 3,50$$

$$H = G - P = 3,50 - 2,16 = 1,34 \text{ m}$$

$$CH = CT + H = 532,00 + 1,34 = 533,34 \text{ m}$$

Estaca 2 (+ 20 m)

$$I = 0,0080 \text{ m/m}$$

$$CT = 532,00 \text{ m}$$

$$CC_2 = CC_1 - I \times 20,0 = 529,84 - 0,008 \times 20,0 = 529,68 \text{ m}$$

$$\varnothing = 150 \text{ mm}$$

$$P = CT - CC = 532,00 - 529,68 = 2,32 \text{ m}$$

$$G = 3,50$$

$$H = G - P = 3,50 - 2,32 = 1,18 \text{ m}$$

$$CH = CT + H = 532,00 + 1,18 = 533,18 \text{ m}$$

Estaca 3 (+ 20 m) (PV2)

$$I = 0,0080 \text{ m/m}$$

$$CT = 532,00$$

$$CC_3 = CC_2 - I \times 20,0 = 529,68 - 0,008 \times 20,0 = 529,52 \text{ m}$$

$$\varnothing = 150 \text{ mm}$$

$$P = CT - CC = 532,00 - 529,52 = 2,48 \text{ m}$$

$$G = 3,50$$

$$H = G - P = 3,50 - 2,48 = 1,02 \text{ m}$$

$$CH = CT + H = 532,00 + 1,02 = 533,02 \text{ m}$$

Trecho 2 - PV2 ao PV3:

Estaca 0 (PV2)

$$CT = 532,00 \text{ m}$$

$$CC_0 = 529,52 \text{ m}$$

$$I = 0,0080 \text{ m/m}$$

$$\varnothing = 150 \text{ mm}$$

$$P = CT - CC = 2,48 \text{ m}$$

$$G = 3,50$$

$$H = G - P = 3,50 - 2,48 = 1,02 \text{ m}$$

$$CH = CT + H = 532,00 + 1,02 = 533,02 \text{ m}$$

Estaca 1' (+ 20m)

$$I = 0,0080 \text{ m/m}$$

$$CT = 532,00 \text{ m}$$

$$CC_1 = CC_0 - I \times 20,0 = 529,52 - 0,008 \times 20,0 = 529,36 \text{ m}$$

$$\varnothing = 150 \text{ mm}$$

$$P = CT - CC = 532,00 - 529,36 = 2,64 \text{ m}$$

$$G = 3,50 \text{ m}$$

$$H = G - P = 3,50 - 2,64 = 0,86 \text{ m}$$

$$CH = CT + H = 532,00 + 0,86 = 532,86 \text{ m}$$

Estaca 2 (+20 m)

$$I = 0,0080 \text{ m/m}$$

$$CT = 532,00 \text{ m}$$

$$CC_2 = CC_1 - I \times 20,0 = 529,36 - 0,008 \times 20,0 = 529,20 \text{ m}$$

$$\varnothing = 150 \text{ mm}$$

$$P = CT - CC = 532,00 - 529,20 = 2,80 \text{ m}$$

$$G = 4,00$$

$$H = G - P = 4,00 - 2,80 = 1,20 \text{ m}$$

$$CH = CT + H = 532,00 + 1,20 = 533,20 \text{ m}$$

Estaca 3 (+ 20 m)

$$I = 0,0080 \text{ m/m}$$

$$CT = 532,00 \text{ m}$$

$$CC_3 = CC_2 - I \times 20,0 = 529,20 - 0,0080 \times 20,0 = 529,04 \text{ m}$$

$$\varnothing = 150 \text{ mm}$$

$$P = CT - CC = 532,00 - 529,04 = 2,96 \text{ m}$$

$$G = 3,50$$

$$H = G - P = 4,00 - 2,96 = 1,04 \text{ m}$$

$$CH = CT + H = 532,00 + 1,04 = 533,04 \text{ m}$$

Estaca 3 + 4,00 m (PV3)

$$I = 0,0080 \text{ m/m}$$

$$CT = 532,00 \text{ m}$$

$$CC_{3+4,0 \text{ m}} = CC_3 - I \times 4,0 = 529,04 - 0,008 \times 4,0 = 529,01 \text{ m}$$

$$\varnothing = 150 \text{ mm}$$

$$P = CT - CC = 532,00 - 529,01 = 2,99 \text{ m}$$

$$G = 4,00$$

$$H = G - P = 4,00 - 2,99 = 1,01 \text{ m}$$

$$CH = CT + H = 532,00 + 1,01 = 533,01 \text{ m}$$

V - CONCLUSÃO:

A implantação de um sistema de esgotos sanitários é de fundamental importância para uma comunidade.

Nas cidades beneficiadas por um sistema público de abastecimento de água e ainda carentes de sistema de esgotos sanitários, as águas servidas acabam poluindo o solo, contaminando as águas superficiais e freáticas e frequentemente passam a escoar pelas valas e sarjetas, constituindo-se em perigosos focos de disseminação de doenças.

O projeto de implantação de um sistema de esgoto sanitário deve ser feito empregando-se com precisão a terminologia adequada e procurando-se obedecer na medida do possível as normas existentes para projetos de esgotos sanitários, levando-se em conta também os aspectos de ordem econômica.

VI - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- 1 - Garcez, Lucas Nogueira
Obras Hidráulicas, Vol. II - 1962

- 2 - Netto, Azevedo
Manual de Hidráulica, Vol. II - 7ª Edição

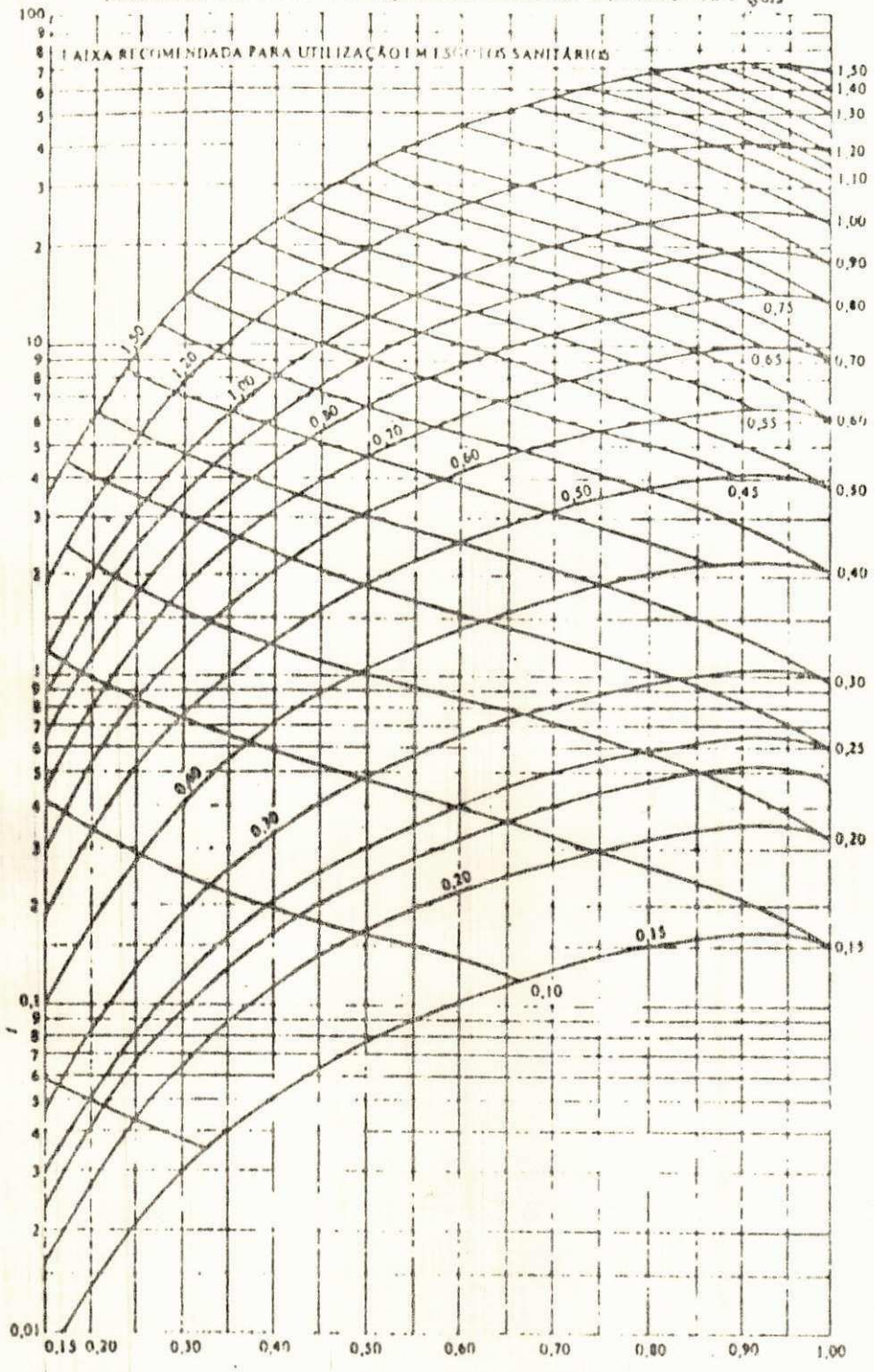
- 3 - P-NB-567 - Normas Técnicas para Elaboração de Projetos de Redes de Esgotos Sanitários.

- 4 - Nina, Eduardo Della
Construção de Rêdes Urbanas de Esgotos - 1966.

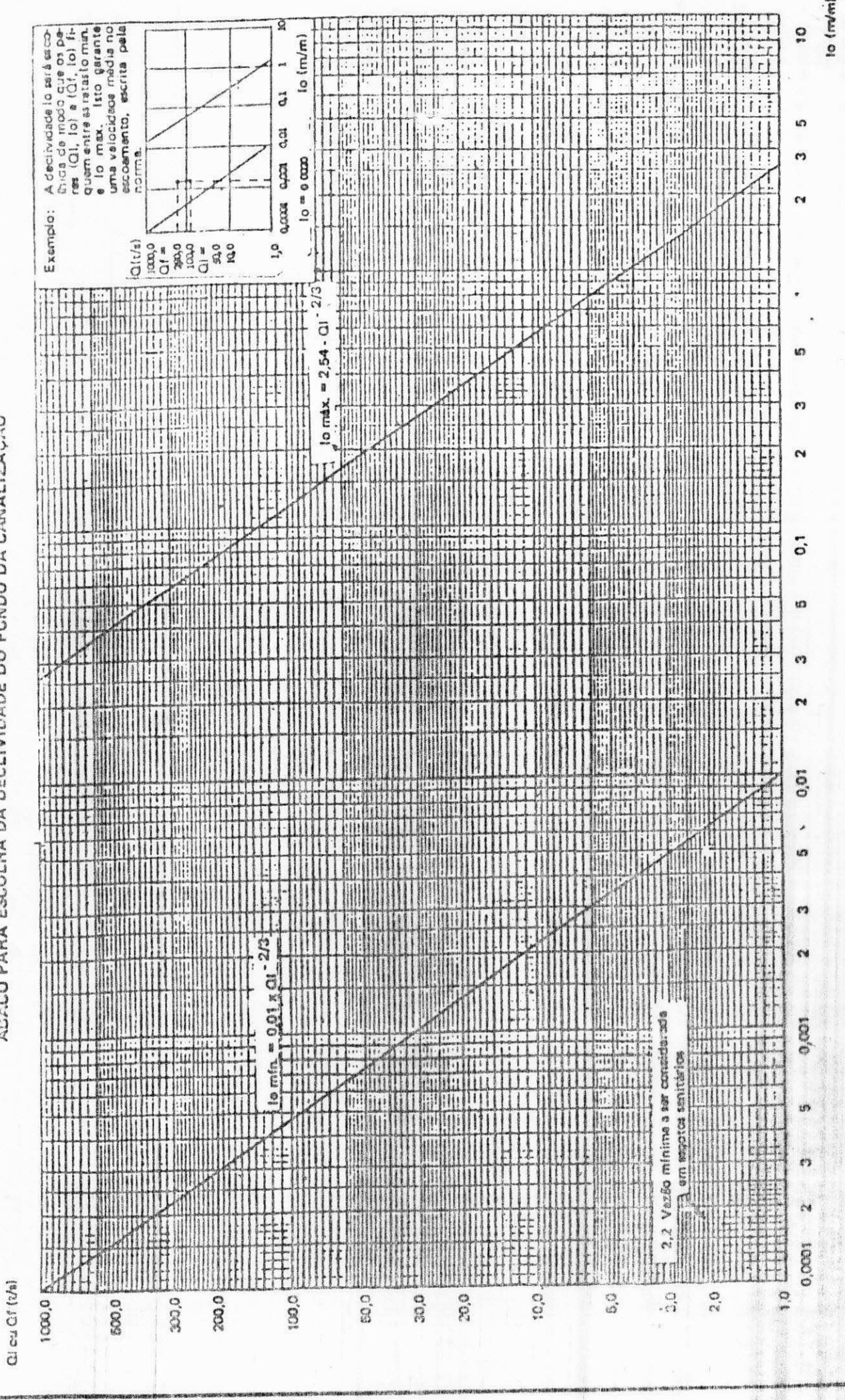
Adriana de Queiroz Gondim.

Adriana de Queiroz Gondim.

ABACO PARA CÁLCULO DE TUBULAÇÃO PELA FÓRMULA DE MANNING, COM $n = 0,013$



ADACO PARA ESCOLHA DA DECLIVIDADE DO FUNDO DA CANALIZAÇÃO



Ordem de Serviço:

Zona: Conjunto Habitacional da U.F.R.B.

Est.	C.T. (m)	C.C. (m)	I (m/m)	ϕ (mm)	P (m)	G (m)	H (m)	C.H. (m)	Observações
0	532,00	530,00	0,0080	150	2,00	3,50	1,50	533,50	Pv1
1	532,00	529,84	0,0080	150	2,16	3,50	1,34	533,34	
2	532,00	529,68	0,0080	150	2,32	3,50	1,18	533,18	
3	532,00	529,52	0,0080	150	2,48	3,50	1,02	533,08	Pv2
0	532,00	529,52	0,0080	150	2,48	3,50	1,02	533,08	Pv2
1	532,00	529,36	0,0080	150	2,64	3,50	1,86	532,96	
2	532,00	529,20	0,0080	150	2,80	4,00	1,20	533,80	
3	532,00	529,04	0,0080	150	2,96	4,00	1,04	533,04	
3+4,00	532,00	529,01	0,0080	150	2,99	4,00	1,01	533,01	Pv3
0	532,00	529,01	0,0080	150	2,99	4,00	1,01	533,01	Pv3
1	532,00	528,85	0,0080	150	3,15	4,00	0,85	533,35	
2	532,00	528,69	0,0080	150	3,31	4,50	1,19	533,19	
3	530,00	528,53	0,0080	150	1,44	3,00	1,53	531,33	
3+5,00	530,00	528,49	0,0080	150	1,51	3,00	1,49	531,49	Pv4
0	530,00	528,49	0,0080	150	1,51	3,00	1,49	531,49	Pv4
1	530,40	528,33	0,0080	150	2,04	3,00	0,93	531,33	
2	530,40	528,17	0,0080	150	2,23	3,50	1,24	531,64	
3	530,40	528,01	0,0080	150	2,39	3,50	1,11	531,51	

Ordem de Serviço:

Zona Conjunta Habitacional da U.F.Pb.

Est.	C.T. (m)	C.C. (m)	I (m/m)	ϕ (mm)	P (m)	G (m)	H (m)	C.H. (m)	Observações
4	530,00	527,85	0,0080	150	2,15	3,00	0,85	530,85	Pv5
0	530,00	527,85	0,0151	150	2,15	3,00	0,85	530,85	Pv5
1	529,70	527,55	0,0151	150	2,15	3,00	0,85	530,55	
2	529,20	527,25	0,0151	150	1,95	3,00	1,05	530,25	
3	528,90	526,95	0,0151	150	1,95	3,00	1,05	529,95	
4	528,40	526,65	0,0151	150	1,75	3,00	1,25	529,65	
4+9,00	528,00	526,51	0,0151	150	1,49	3,00	1,51	528,51	Pv6
0	528,00	526,51	0,0739	150	1,49	3,00	1,51	528,51	Pv6
1	526,50	525,03	0,0739	150	1,47	3,00	1,53	528,03	
1+3,00	526,50	524,81	0,0739	150	1,69	3,00	1,31	527,81	Pv7
0	526,50	524,81	0,0630	150	1,69	3,00	1,31	527,81	Pv7
1	525,50	523,55	0,0630	150	1,95	3,00	1,05	526,55	
2	524,50	522,29	0,0630	150	2,21	3,50	1,29	525,49	
3	523,00	521,03	0,0630	150	1,97	3,00	1,03	524,03	
4	522,00	519,77	0,0630	150	2,23	3,50	1,27	523,27	
5	520,00	518,51	0,0630	150	1,49	3,00	1,51	521,51	Pv8

