

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

"R E L A T Ó R I O"

ESTÁGIO SUPERVISIONADO

ALUNO:

*Wellington de Oliveira Farias*  
WELLINGTON DE OLIVEIRA FARIAS

SUPERVISOR:

RUI DE OLIVEIRA

*Rui de Oliveira*

CAMPINA GRANDE - PB

1 9 8 5



Biblioteca Setorial do CDSA. Setembro de 2021.

Sumé - PB

## Í N D I C E

	Página
I - APRESENTAÇÃO .....	01
II - INTRODUÇÃO .....	02
1 - Terminologia .....	02
1.1 - Coletor de esgoto (ou simplesmente cole tor, quando inserido neste texto) .....	02
1.2 - Profundidade do coletor .....	02
1.3 - Poço de visita .....	03
1.4 - Rede coletora de esgotos .....	03
1.5 - Trecho de coletor .....	03
1.6 - Esgoto doméstico .....	03
1.7 - Contribuição de infiltração .....	04
2 - Condições de Cálculo Hidráulico da Rede .....	04
III - DESENVOLVIMENTO .....	09
1 - Dimensionamento da Rede Coletora .....	09
1.1 - Considerações gerais .....	09
1.2 - Cálculo da taxa de contribuição de esgoto por metro linear de canalização .....	11
1.2.1 - Variáveis utilizadas .....	11
1.2.2 - Fórmula utilizada .....	13
1.2.3 - Cálculo efetuado	
1.2.4 - Valores a serem adotados em cada trecho .....	13
1.3 - Cálculo das cotas do terreno, das declivi dades das canalizações e das cotas dos co letores .....	14

	Página
1.4 - Cálculo dos diâmetros, velocidades e alturas molhadas .....	19
2 - Preparação de Ordens de Serviço .....	24
2.1 - Considerações gerais .....	24
2.2 - Elementos necessários à preparação de uma ordem de serviço .....	25
2.3 - Cálculo de uma ordem de serviço .....	27
IV - CONCLUSÃO .....	32
V - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	34

## I - APRESENTAÇÃO

O presente relatório tem a finalidade de colocar em julgamento o teor do aprendizado adquirido pelo aluno, assim como seu desempenho no decorrer do estágio supervisionado.

O trabalho foi desenvolvido na Companhia de Água e Esgotos da Paraíba (Superintendência Regional da Borborema), num total de noventa e seis (96) horas e constou principalmente, dentre outros assuntos, do cálculo referente ao dimensionamento e preparação de uma ordem de serviço da rede coletora de esgtos domésticos que foi implantada no conjunto habitacional dos servidores da UFPb, localizado no bairro de Bodocongô em Campina Grande - Paraíba.

## II - INTRODUÇÃO

Antes de iniciarmos o dimensionamento da rede coletora de esgotos em estudo, deveremos fazer referência às condições mínimas a serem observadas, bem como à terminologia utilizada neste trabalho. Essas condições são prescritas pela P-NB 567, uma norma que é aplicada aos projetos hidráulico-sanitários de redes de tubulações dos dos sistemas de coleta e afastamento de esgotos, com funcionamento em lâmina livre, cujo diâmetro não ultrapasse 1,50m.

### 1 - Terminologia

#### 1.1 - Coletor de esgoto (ou simplesmente coletor, quando inserido neste texto)

"É a tubulação que, funcionando como conduto livre, recebe contribuição de esgoto em qualquer ponto ao longo de seu comprimento". (P-NB-567)

#### 1.2 - Profundidade do coletor

"É a diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz inferior da tubulação". (P-NB-567)

### 1.3 - Poço de visita

"É uma câmara visitável através de 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". (P-NB-567)

### 1.4 - Rede coletora de esgotos

"É o conjunto de coletores de esgoto, coletores principais, coletores tronco, interceptores e de seus poços de visita". (P-NB-567)

### 1.5 - Trecho de coletor

"É o comprimento de coletor compreendido entre dois poços de visita sucessivos". (P-NB-567)

### 1.6 - Esgoto doméstico

"É o despejo líquido resultante dos hábitos higiênicos do homem em suas atividades domésticas ou no trabalho". (P-NB-567)

### 1.7 - Contribuição de infiltração

"É a parcela das águas do lençol sub-superficial que penetra nas canalizações de esgotos, somada a certa quantidade de água que penetra pelas junções dos tampões dos poços de visita". (P-NB-567)

## 2 - Condições de Cálculo Hidráulico da Rede

2.1 - "Para todos os trechos da rede serão sempre estimadas as contribuições de início e fim do período,  $Q_i$  e  $Q_f$  respectivamente". (P-NB-568)

OBSERVAÇÃO: Como este trabalho se refere a um conjunto habitacional, os valores das contribuições serão iguais no início e no fim do período, pois não há aumento da população e, com isso, não temos que considerar as áreas de expansão da rede coletora.

2.2 - "O valor de Q a considerar em qualquer trecho não deve ser inferior a 2,2 l/s". (P-NB-567)

OBSERVAÇÃO: A justificativa deste item da P-NB-567 está no fato de que os trechos que se situam nas extremidades das ruas e que recebem uma descarga instantânea de esgoto, proveniente de uma bacia sanitária, devem possuir um diâmetro mínimo tal que seja suficiente para atender aquela descarga instantânea.



2.3 - "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". (P-NB-567)

2.4 - "Para todos os trechos de rede serão sempre escolhidas declividades que estejam acima do valor mínimo admissível". (P-NB-567)

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:

$$V \geq 0,5 \text{ m/s}$$

As declividades mínimas admissíveis para satisfazer a velocidade de dimensionamento  $V = 0,5 \text{ m/s}$ , nos condutos, serão calculadas em função da vazão, pela expressão.

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

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

2.5.1 -  $Y/d > 20\%$  se  $0,5 \leq V \leq 0,6$  m/s

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

2.5.3 -  $Y/d \leq 75\%$

2.6 - "A Lâmina Y será sempre calculada admitindo o escoamento como uniforme e permanente". (P-NB-567).

2.7 - Nos cálculos hidráulicos será utilizada a seguinte fórmula para definir o valor da velocidade. Fórmula de Manning, com n constante. Adotar o valor de  $n = 0,013$ .

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

2.8 - 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". (P-NB-567)

2.9 - Disposições construtivas

2.9.1 - Posições obrigatórias para os poços de visita:

## 2.9.1.1 - Nas cabeceiras da rede

Os poços de cabeceiras devem servir a um único coletor.

2.9.1.2 - Nas mudanças de direção dos coletores.

2.9.1.3 - Nas mudanças de declividade.

2.9.1.4 - Nas mudanças de diâmetro.

2.9.1.5 - Nas mudanças de material do tubo.

2.9.1.6 - Nos pontos onde haja degraus nos coletores.

2.9.1.7 - Em cada poço de visita somente se admite uma saída de coletor.

2.9.2 - 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.

### 2.9.3 - 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". (P-NB-567)

### III - DESENVOLVIMENTO

#### 1 - Dimensionamento da Rede Coletora

##### 1.1 - Considerações gerais

O cálculo efetuado com referência a este dimensionamento foi feito com o auxílio da fórmula de Manning (ver P-NB-567), que se traduziu na consulta ao respectivo ábaco para cálculo de tubulações de esgoto sanitário.

Tendo em vista que neste trabalho foi refeito o cálculo de uma rede coletora de esgotos já implantada, é evidente que os estudos preliminares tais como o levantamento planialtimétrico da região, as investigações das condições do sub-solo, redes principais de água e gás, a presença de esgotos existentes, dutos telefônicos, fundações, etc., não foram feitos. Sendo assim, o trabalho foi iniciado a partir de uma planta (em anexo) onde há o traçado da rede sobre as ruas principais e secundárias do conjunto habitacional. Neste traçado estão desenhadas setas para mostrar a direção do fluxo, que segue o declive da superfície do terreno. Também constam nesta planta os poços de visita com suas respectivas cotas do terreno e do coletor, as extensões de cada trecho e o ponto final de lançamento do esgoto.

A partir da leitura dos valores dos elementos acima mencionados, foi iniciado o preenchimento das planilhas de cálculo da rede coletora de esgotos sanitários.

Em virtude do dimensionamento apresentar um mesmo processo de cálculo para toda rede coletora, será mostrada a seguir apenas uma parte da mesma e o restante terá seu cálculo anexado nas planilhas.

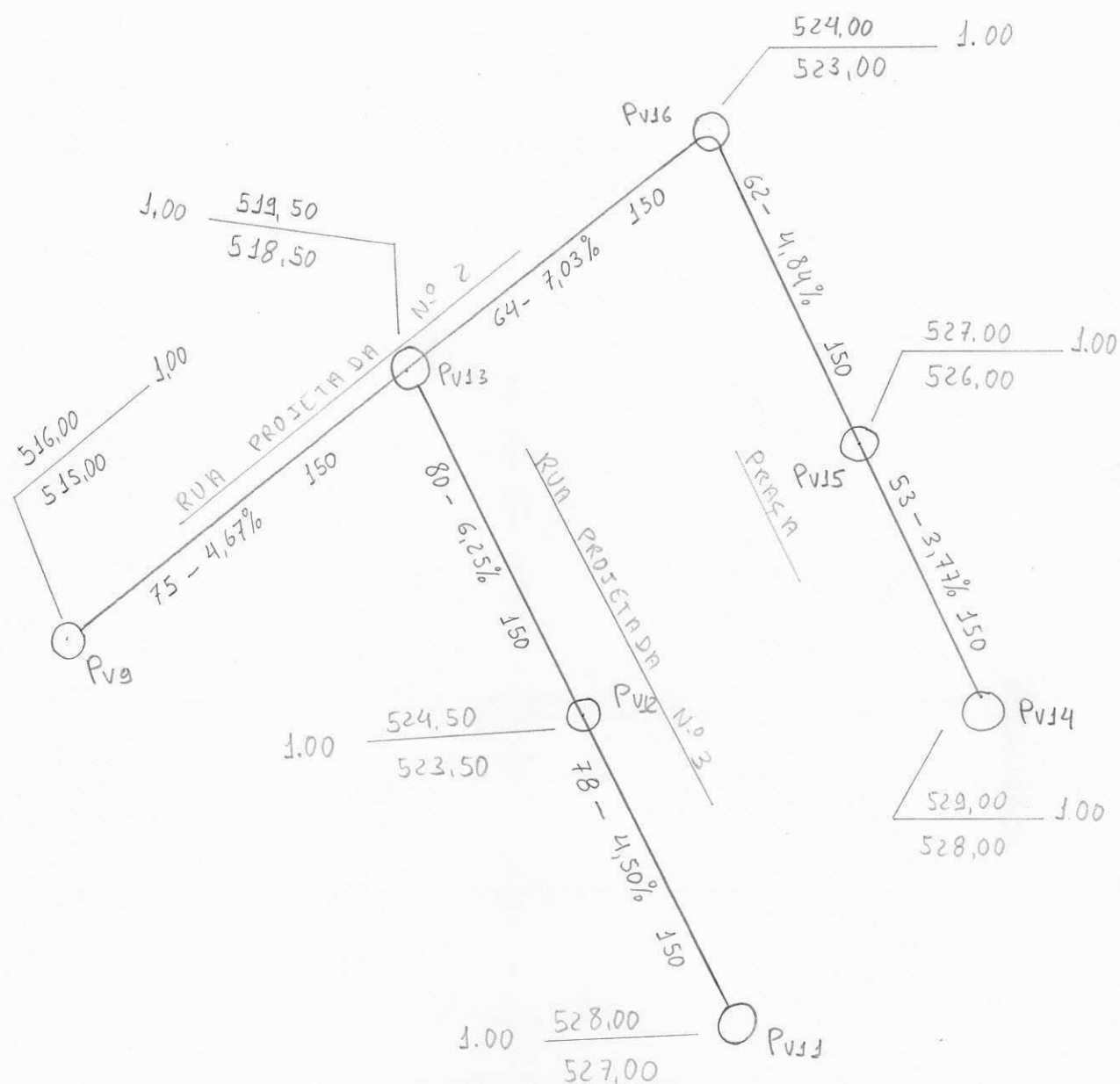


Fig. 1 - Parte da Rede Coletora de Esgotos

1.2 - Cálculo da taxa de contribuição de esgoto 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 de 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 ( $K_2$ ).

$$K_1 = 1,2$$

$$K_2 = 1,5 \quad \text{logo:}$$

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

#### 1.2.1.4 - Coeficiente 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:

$$C = 0,8 \quad (\text{P-NB-567})$$

#### 1.2.1.5 - Comprimento de toda rede coletora (L)

Obtido pela somatória dos comprimentos de cada trecho 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 in



filtração 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

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

#### 1.2.3 - Cálculo efetuado

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

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

#### 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 âbaco para escolha da declividade do fundo da canalização, os valores mínimos admissíveis. Em seguida calculamos a inclinação do terreno.

Com esses dados foi feita uma análise de qual valor seria adotado para as declividades das canalizações, levando-se em consideração um recobrimento mínimo de 1,0m.

- Cálculo da declividade mínima admissível para todos os trechos da rede (P-NB-567)

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

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

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

- Cálculo das declividades e cotas dos coletores

CTM - cota do terreno de montante  
 CTJ - cota do terreno de jusante  
 CCM - cota do coletor de montante  
 CCJ - cota do coletor de jusante  
 $i$  - inclinação do terreno  
 $I$  - inclinação da canalização  
 $L$  - extensão horizontal

Trecho 1 - PV14 ao PV15

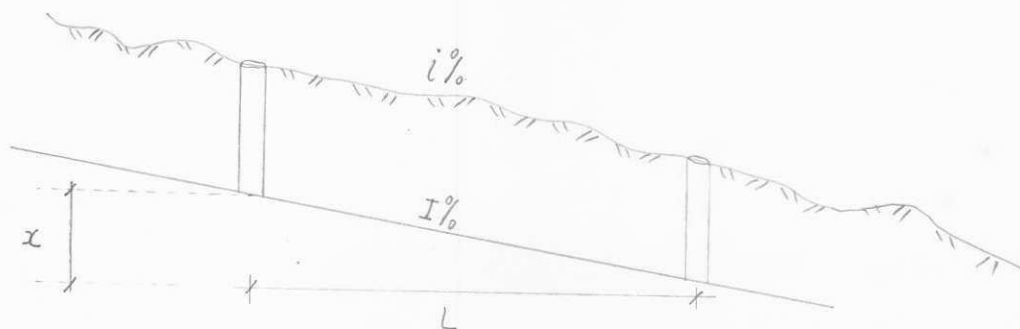


Fig. 2 - Trecho da Rede Coletora

CTM = 529,00m       $Q = 0,0424 \text{ l/s} =$   
 CTJ = 527,00m       $I_{\min} = 0,0060 \text{ m/m (ábaco)}$   
 L = 53,00m

$$i = \frac{529,00 - 527,00}{53,00} = 0,0377 \text{ m/m}$$

CTM - CCM = 1,00 m =

CCM = 529,00 - 1,00 = 528,00 m

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

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

$$CCJ = CCM - I.L \quad ==$$

$$526,00 = 528,00 - I \times 53,00 \quad ==$$

$$I = \frac{528,00 - 526,00}{53,00}$$

$$I = 0,0377 \text{ m/m}$$

Trecho 2 - PV15 ao PV16

$$CTM = 527,00 \text{ m} \quad Q = 0,0920 \quad ==$$

$$CTJ = 524,00 \text{ m} \quad I_{\min} = 0,0060 \text{ m/m}$$

$$L = 62,00 \text{ m}$$

$$i = \frac{527,00 - 524,00}{62,00} = 0,0484 \text{ m/m}$$

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

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

$$CCJ = 524,00 - 1,00 = 523,00$$

$$CCM - IL = CCJ \quad ==$$

$$I = \frac{526,00 - 523,00}{62,00} = 0,0484 \text{ m/m}$$

Trecho 3 - PV16 ao PV13

$$CTM = 524,00 \text{ m} \quad Q = 0,1432 \text{ l/s} \quad ==$$

$$CTJ = 519,50 \text{ m} \quad I_{\min} = 0,0060 \text{ m/m}$$

$$L = 64,00 \text{ m}$$

$$i = \frac{524,00 - 519,50}{64,00} = 0,0703 \text{ m/m}$$

$$CCM = 523,00 \text{ m}$$

$$CTJ - CCJ = 1,00 \quad ==$$

$$CCJ = 519,50 - 1,00 = 518,50 \text{ m}$$

$$CCM - IL = CCJ \quad ==$$

$$I = \frac{523,00 - 518,50}{64,00} = 0,0703 \text{ m/m}$$

Trecho 4 - PV13 ao PV9

$$CTM = 519,50 \text{ m} \quad Q = 0,456 \text{ l/s} \quad ==$$

$$CTJ = 516,00 \text{ m} \quad I_{\min} = 0,0060 \text{ m/m}$$

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

$$i = \frac{519,50 - 516,00}{75,00} = 0,0467 \text{ m/m}$$

$$CCM = 518,50 \text{ m}$$

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

$$CCJ = 516,00 - 1,00 = 515,00$$

$$CCM - IL = CCJ \quad ==$$

$$I = \frac{518,50 - 515,00}{75,00} = 0,0467 \text{ m/m}$$

Trecho 5 - PV11 ao PV12

$$CTM = 528,00 \text{ m} \quad Q = 0,1248 \text{ l/s} \quad ==$$

$$CTJ = 524,50 \text{ m} \quad I_{\min} = 0,0060 \text{ m/m}$$

$$L = 78,00 \text{ m}$$

$$i = \frac{528,00 - 524,50}{78,00} = 0,0450 \text{ m/m}$$

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

$$CCM = 528,00 - 1,00 = 527,00 \text{ m}$$

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

$$CCJ = 524,50 - 1,00 = 523,50 \text{ m}$$

$$CCM - IL = CCJ \quad ==$$

$$I = \frac{527,00 - 523,50}{78,00} = 0,0450 \text{ m/m}$$

Trecho 6 - PV12 ao PV13

$$CTM = 524,50 \text{ m} \quad Q = 0,2528 \text{ l/s} \quad ==$$

$$CTJ = 519,50 \text{ m} \quad I_{\min} = 0,0060 \text{ m/m}$$

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

$$i = \frac{524,50 - 519,50}{80,00} = 0,0625 \text{ m/m}$$

$$CCM = 523,50 \text{ m}$$

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

$$CCJ = 519,50 - 1,00 = 518,50$$

$$CCM - IL = CCJ =$$

$$I = \frac{523,50 - 518,50}{80,00} = 0,0625 \text{ m/m}$$

#### 1.4 - Cálculo dos diâmetros, velocidades e alturas molhadas

A razão principal de colocarmos o cálculo destes três parâmetros num mesmo item, é devido ao fato de que a utilização do ábaco de Manning para o dimensionamento de tubulações fornece estes mesmos valores simultaneamente, sendo necessário apenas a utilização do parâmetro de entrada  $Q/\sqrt{I}$ .

Para a obtenção dos valores acima mencionados em cada trecho da tubulação foi necessário o cálculo da vazão, que se efetuou multiplicando-se a taxa de contribuição pelo comprimento do trecho. Ao valor desta vazão foi necessário o acréscimo de outras vazões de trechos que contribuam para o trecho em estudo, como é o exemplo das ramificações.

De posse do valor da vazão 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.

Trecho 1 - PV14 ao PV15

$$Q = 0,0008 \text{ l/s.m} \times 53,0 \text{ m} = 0,0424 \text{ l/s} \quad \text{ou}$$

$$Q = 2,2 \text{ l/s} \quad (\text{ver P-NB-567})$$

$$\text{Cálculo de } Q/\sqrt{I} \quad \text{---} \quad D = f(Q/\sqrt{I})$$

$$Q/\sqrt{I} = 2,2 \times 10^{-3} / \sqrt{0,0377} = 0,011$$

com  $Q/\sqrt{I}$  entramos no ábaco e obtemos:

$$N = 5$$

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

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

$$V = N\sqrt{I} = 5 \sqrt{0,0377} = 0,97 \text{ m/s} \quad \text{onde:}$$

$D$  = diâmetro da tubulação

$V$  = velocidade

$y/D$  = altura molhada

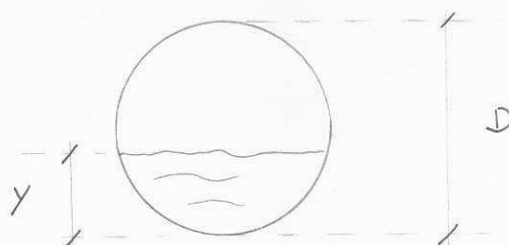


Fig. 3 - Seção de Escoamento

OBSERVAÇÃO: foi tolerado um valor  $y/D = 15\% < 20\%$  pois a velocidade foi superior a 0,60 m/s. (ver P-NB-567)



Trecho 2 - PV15 ao PV16

$$Q = 0,0008 \text{ l/s.m} \times 115,0 = 0,0920 \text{ l/s} \quad \text{ou}$$

$$Q = 2,2 \text{ l/s} \quad (\text{ver P-NB-567})$$

$$Q/\sqrt{I} = 2,2 \times 10^{-3} / \sqrt{0,0484} = 0,010$$

com  $Q/\sqrt{I}$  entramos no ábaco e obtemos:

$$N = 5$$

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

$$y/D = 15\%$$

$$V = N\sqrt{I} = 5\sqrt{0,0484} = 1,10 \text{ m/s}$$

Trecho 3 - PV16 ao PV13

$$Q = 0,0008 \text{ l/s.m} \times 179,0 \text{ m} = 0,1432 \text{ l/s} \quad \text{ou}$$

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

$$Q/\sqrt{I} = 2,2 \times 10^{-3} / \sqrt{0,0703} = 0,0083 \quad \text{logo:}$$

$$N = 5$$

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

$$y/D = 15\%$$

$$V = N\sqrt{I} = 5\sqrt{0,0703} = 1,32 \text{ m/s}$$

Trecho 4 - PV13 ao PV9

$$Q = 0,0008 \text{ l/s.m} \times 254,0 \text{ m} = 0,456 \text{ l/s} \quad \text{ou}$$

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

$$Q/\sqrt{I} = 2,2 \times 10^{-3} / \sqrt{0,0467} = 0,010 \quad \text{logo:}$$

$$N = 5$$

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

$$y/D = 15\%$$

$$V = N\sqrt{I} = 5\sqrt{0,0467} = 1,08 \text{ m/s}$$

Trecho 5 - PV11 ao PV12

$$Q = 0,0016 \text{ l/s.m} \times 78,0 \text{ m} = 0,1248 \text{ l/s} \quad \text{ou}$$

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

$$Q/\sqrt{I} = 2,2 \times 10^{-3} / \sqrt{0,0450} = 0,010 \quad \text{logo:}$$

$$N = 5$$

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

$$y/D = 15\%$$

$$V = N\sqrt{I} = 5\sqrt{0,0450} = 1,06 \text{ m/s}$$

Trecho 6 - PV12 ao PV13

$$Q = 0,0016 \text{ l/s.m} \times 158,0 \text{ m} = 0,2528 \text{ l/s} \quad \text{ou}$$

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

$$Q/\sqrt{I} = 2,2 \times 10^{-3} / \sqrt{0,0625} = 0,0090 \quad \text{logo:}$$

$$N = 5$$

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

$$y/D = 15\%$$

$$V = 5 \sqrt{0,0625} = 1,25 \text{ m/s}$$

## 2 - Preparação de Ordens de Serviço

### 2.1 - Considerações gerais

A função principal da preparação de uma ordem de serviço é dar condições satisfatórias de trabalho para a locação exata da canalização no fundo da vala.

Um dos processos frequentemente utilizado para esta locação, consiste na cravação de estacas em ambos os lados da vala e unindo-as por meio de réguas. Entre estas réguas colo-ca-se um barbante a fim de que através deste se tenha a marcação correta de uma altura pré-estabelecida chamada de gabarito (Garcez, 1962).

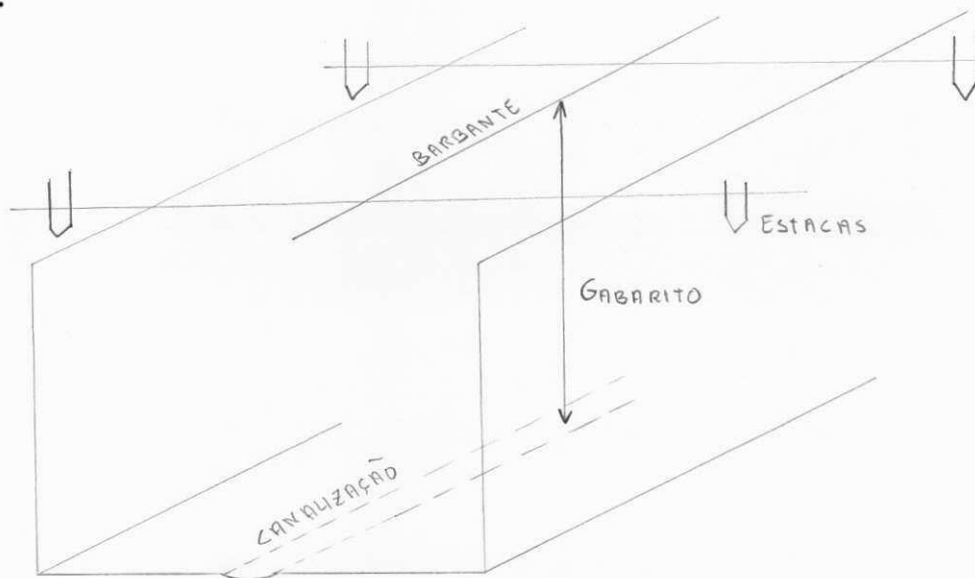


Fig. 4 - Um dos Processos de Locação de Condutos.

A consequência principal disto é a obtenção da altura da régua em cada estaca (de 20 em 20 m), visto que desta

régua se marcará o gabarito. E assim, será fixada a exata posição do conduto no fundo da vala.

## 2.2 - Elementos necessários à preparação de uma ordem de serviço

Assim como no dimensionamento da rede coletora, a preparação de uma ordem de serviço também segue um preenchimento de planilhas a fim de se ter um entendimento lógico do cálculo efetuado. Abaixo estão os elementos que constam dessas planilhas.

Cota do terreno - Obtida na planta de locação da rede coletora de esgotos através do traçado das curvas de nível nela existentes.

Cota do coletor - 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 - Obtida das planilhas de cálculo da rede coletora de esgotos.

Diâmetro - Obtido das planilhas de cálculo da rede coletora de esgotos.

Profundidade do coletor - Obtida das planilhas

de cálculo da rede coletora de esgotos.

Gabarito - Tendo em vista que ao fazer as leituras de régua na locação do conduto o operador não deve abaixar-se nem levantar-se excessivamente, pois isto iria dificultar o trabalho, temos que estimar um gabarito coerente com a profundidade do coletor.

Altura da régua - Resultante da diferença entre a altura do gabarito e a profundidade do coletor.

Cota da régua - É a soma entre a cota do terreno e a altura da régua.

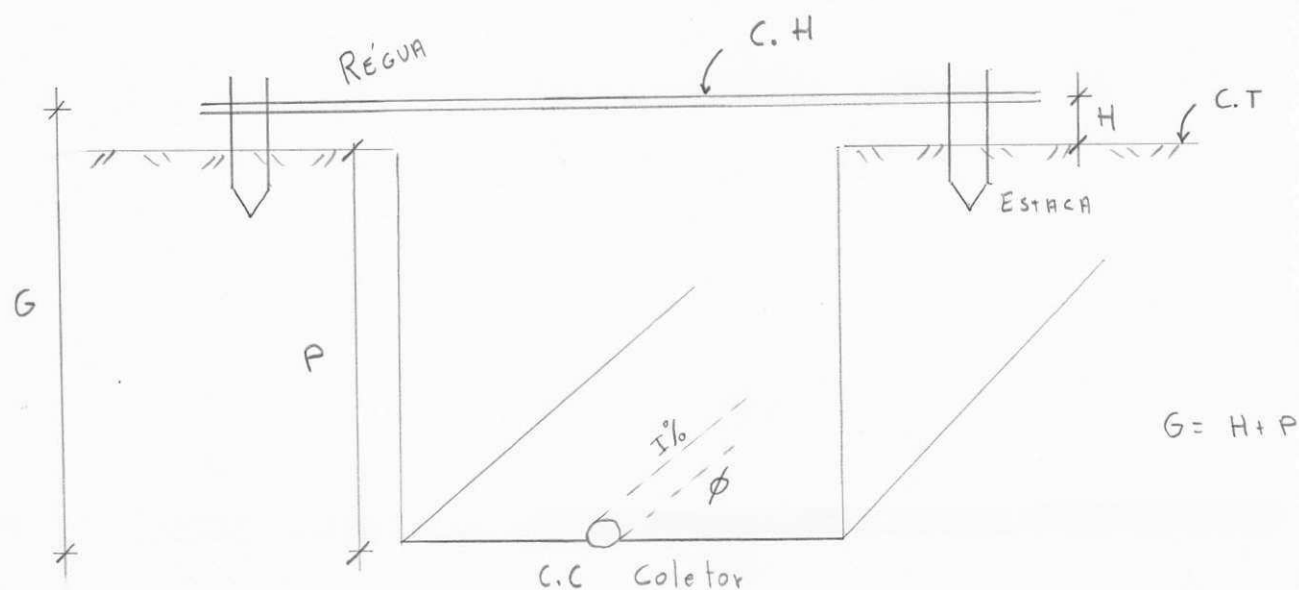


Fig. 5 - Elementos Necessários à preparação de uma ordem de serviço.

CH = cota da régua  
 CT = cota do terreno  
 CC = cota do coletor  
 P = profundidade do coletor  
 H = altura da régua  
 G = gabarito  
 $\emptyset$  = diâmetro da canalização

### 2.3 - Cálculo de uma ordem de serviço

Em virtude da preparação de uma ordem de serviço seguir um mesmo processo para toda rede coletora, mostraremos a seguir apenas uma parte da mesma.

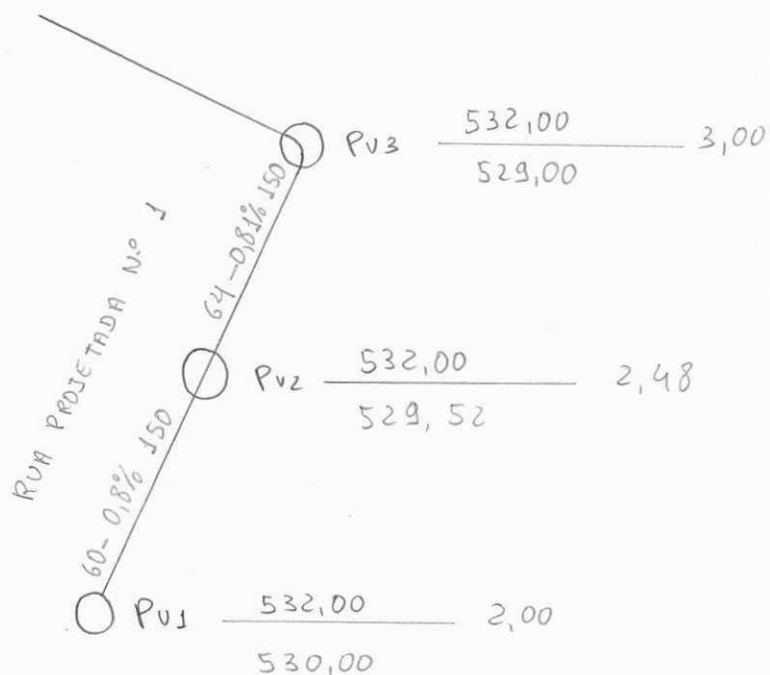


Fig. 6 - Parte da Rede Coletora de Esgoto

Trecho 1 - PV1 ao PV2

Estaca 0 (PV1)

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

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

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

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

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

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

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

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

Estaca 1 (+ 20 m)

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

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

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

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

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

$$G = 3,50$$

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

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

Estaca 2 (+ 20 m)

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



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

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

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

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

$$G = 3,50$$

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

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

Estaca 3 (+ 20 m) (PV2)

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

$$CT = 532,00$$

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

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

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

$$G = 3,50$$

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

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

Trecho 2 - PV2 ao PV3.

Estaca 0 (PV2)

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

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

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

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

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

$$G = 3,50$$

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

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

#### Estaca 1 (+ 20m)

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

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

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

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

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

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

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

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

#### Estaca 2 (+ 20m)

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

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

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

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

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

$$G = 4,00$$

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

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

Estaca 3 (+ 20m)

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

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

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

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

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

$$G = 3,50$$

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

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

Estaca 3 + 4,00 m (PV3)

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

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

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

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

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

$$G = 4,00$$

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

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

#### IV - CONCLUSÃO

Como vimos no trabalho desenvolvido, antes do início do dimensionamento da rede coletora de esgotos foi necessário uma abordagem sobre as condições mínimas a serem observadas na elaboração do projeto. Devemos salientar, portanto, a importância que a prescrição destas condições tem nesta elaboração.

Sabemos que a P-NB-567 prescreve itens de importância tal, que visa uma manutenção satisfatória e um bom funcionamento de uma determinada rede coletora.

Como exemplo podemos citar o critério de velocidade máxima, que visa evitar o desgaste das tubulações e peças acessórias.

Em termos de disposições construtivas a P-NB-567 estabelece posições obrigatórias para os poços de visita, visando uma boa manutenção da rede além de evitar o uso excessivo destes poços encarecendo, assim, a implantação da rede coletora.

O recobrimento mínimo tem sua justificativa na necessidade de preservação da estabilidade do tubo, pois além da pressão estática do maciço de terra sobre a canalização há o esforço dinâmico dos veículos. Valores além da profundidade máxima permitida da rede, só serão utilizados com justificativa técnico-econômica.

Mas, apesar de todo esse esforço da norma em assegurar bons resultados, ela pode ser questionada principalmente

te por não fazer referências às peculiaridades de uma determinada região do país ou então de certas comunidades, zonas rurais, etc.

A P-NB-567 simplesmente admite uma homogeneidade de condições para a elaboração de projetos de redes coletoras, e nós sabemos que isso é absolutamente impraticável. Será, por exemplo, que a utilização de um recobrimento menor que o valor prescrito pela norma, não levaria a resultados muito mais viáveis em termos econômicos e funcionais?

São esses pontos, portanto, que fazem com que a elaboração de uma norma técnica se afaste das condições reais do meio onde ela será adotada.

V - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1 - GARCEZ, Lucas Nogueira

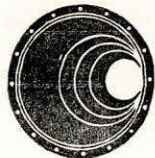
Obras Hidráulicas V.II - 1962.

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

3 - STEEL, Ernest W.

Abastecimento D'água - Sistemas de Esgotos. 1966.

*Wellington de Oliveira Farias.*



COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTOS DA PARAÍBA  
GERÊNCIA REGIONAL DA BORBOREMA

CERTIDÃO DE ESTÁGIO

Certifico para os devidos fins, que WELLINGTON DE OLIVEIRA FARIAS realizou um estágio nesta Empresa, durante o período de 30 de maio a 03 de julho de 1985, em regime de 04 (quatro) horas diárias, nos dias úteis, perfazendo o total de 96 (noventa e seis) horas, tendo sempre demonstrado interesse na aprendizagem e alcançado bom aproveitamento, assim como, revelado um excelente relacionamento.

Campina Grande, 03 de julho de 1985

Cia. de Água e Esgotos da Paraíba - CAGEPA  
GERÊNCIA REGIONAL DA BORBOREMA

  
Eng. Sakaé Mishina

Chefe da Div. de Op. e Manutenção

mvs/DOM.

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.

**WILSON**  
Governo pra valer

Mod. 2412 - 20.000 - 10/82



















## ORDEN DE SERVIÇO

ZONA: CONJUNTO HABITACIONAL DA UFPB

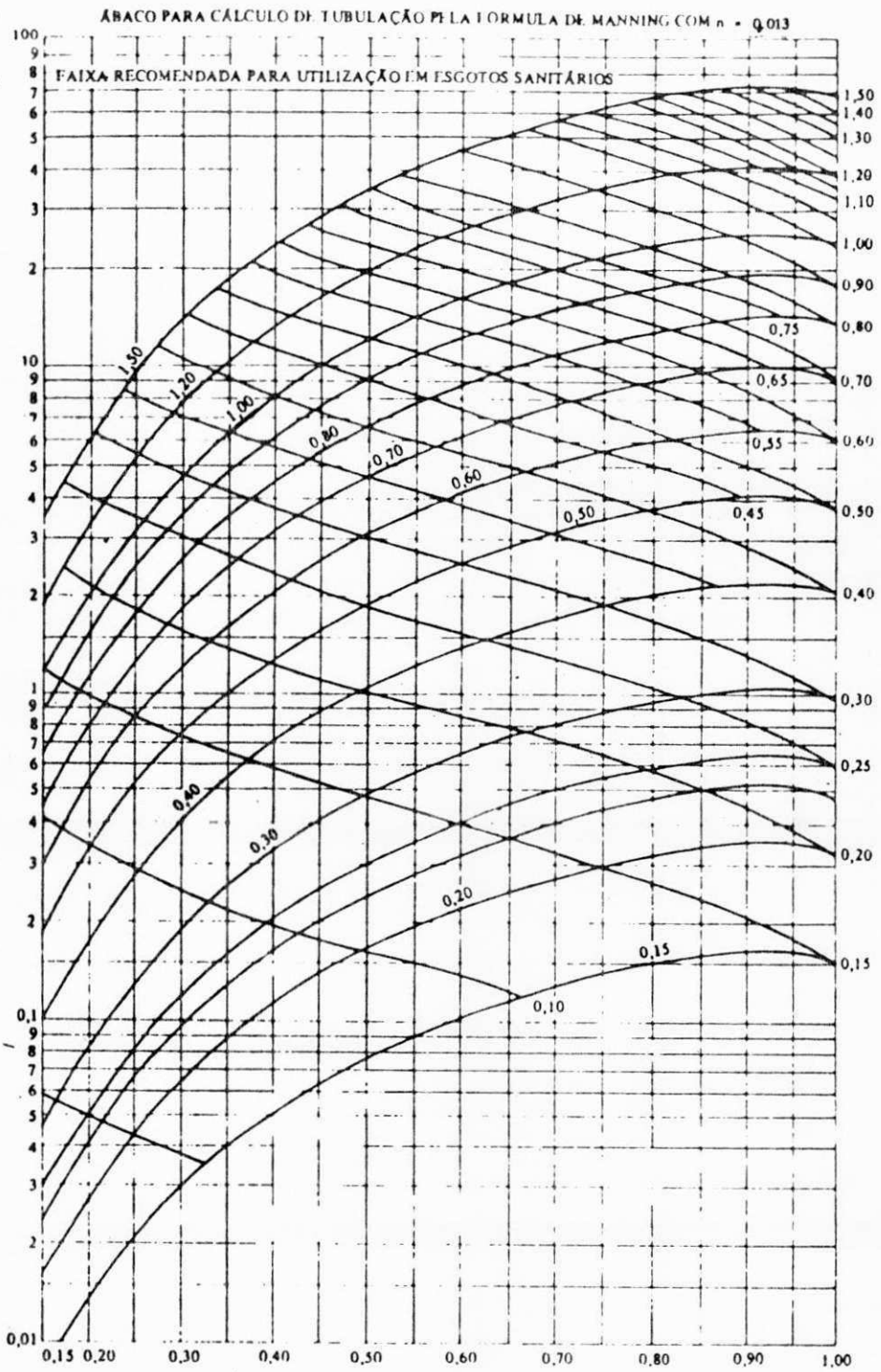
EST.	C. T. (m)	C. C. (m)	I (m/m)	$\phi$ (mm)	P (m)	G (m)	H (m)	C. H. (m)	OBSERVAÇÕES
0	532,00	530,00	0,0080	150	2,00	3,50	1,50	533,50	Pv1
1	532,00	529,84	0,0080	150	2,16	3,50	1,34	533,34	
2	532,00	529,68	0,0080	150	2,32	3,50	1,18	533,18	
3	532,00	529,52	0,0080	150	2,48	3,50	1,02	533,02	Pv2
0	532,00	529,52	0,0080	150	2,48	3,50	1,02	533,02	Pv2
1	532,00	529,36	0,0080	150	2,64	3,50	0,86	532,86	
2	532,00	529,20	0,0080	150	2,80	4,00	1,20	533,20	
3	532,00	529,04	0,0080	150	2,96	4,00	1,04	533,04	
3+4,00	532,00	529,04	0,0080	150	2,99	4,00	1,01	533,01	Pv3
0	532,00	529,04	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	532,85	
2	532,00	528,69	0,0080	150	3,31	4,50	1,19	533,19	
3	530,00	528,53	0,0080	150	1,47	3,00	1,53	531,53	
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	2,07	3,00	0,93	531,33	
2	530,40	528,17	0,0080	150	2,23	3,50	1,27	531,67	
3	530,40	528,01	0,0080	150	2,39	3,50	1,11	531,51	











### ABACO PARA ESCOLHA DA DECLIVIDADE DO FUNDO DA CANALIZAÇÃO

Ql ou Qf (t/s)

