



Folha de Dados

IDGED:

0193/01

LOTE:

2133

AUTOR:

SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICO – SRH; SIRAC

TÍTULO:

AMPLIAÇÃO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA CIDADE DE IGUATU

SUBTÍTULO:

VOLUME I PROJETO TÉCNICO MEMORIAL DESCRITIVO

FOLHA DE DADOS - GED/SRH

TIPO DE DOCUMENTO: Projeto

Identidade GED: 193101

Lote: 2133

Nº de Registro: 96/1499

Autores: Municipal de Saúde, Fundação Municipal de água pública, Diretoria municipal de saneamento
 Programa: _____

Título: Implantação do sistema de abastecimento de água da cidade de Igatu

Sub-Título 1: Projeto Técnico

Sub-Título 2: Memorial descritivo

Nº de Páginas: 157 p

Volume: 1

Tomo: _____

Editor: SIRAC

Data de Publicação (mês/ano): 1996

Local de Publicação: Fortaleza

Localização da Obra

Tipo de Empreendimento:

<input type="checkbox"/> Barragem	<input type="checkbox"/> Açude	<input checked="" type="checkbox"/> Adutora	<input type="checkbox"/> Canal / Eixo de Transp.	<input type="checkbox"/> Outro
Rio / Riacho Barrado: _____		Fonte Hídrica: <u>Açude Trussu</u>		

Bacia: Yaguareto

Sub-bacia: Alto Yaguareto

Municípios: Igatu

Distrito: _____

Microregião: Igatu

Estado: Ceará



MINISTÉRIO DA SAÚDE
 FUNDAÇÃO SERVIÇOS DE SAÚDE PÚBLICA
 DIRETORIA REGIONAL DO CEARÁ



AMPLIAÇÃO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO
 DE ÁGUA DA CIDADE DE IGUATU

PROJETO TÉCNICO
 VOLUME - I
 MEMORIAL DESCRITIVO



0193/01

Lote 02133 Prep () Scan (X) Index ()
 Projeto Nº 193/01
 Volume _____
 Qtd A4 159 Qtd A3 _____
 Qtd A2 _____ Qtd A1 _____
 Qtd A0 _____ Outros _____

Assessoria e Consultoria Ltda.





PÁGINAS

1.9 - FACILIDADE E RECURSOS	18
1.10 - ASPECTOS CLIMÁTICOS	18
1.11 - CARACTERÍSTICAS GERAIS	19
1.12 - CARACTERÍSTICAS URBANAS	20
1.13 - PLANO DE URBANIZAÇÃO	21
1.14 - COMBATE A INCÊNDIO	22
1.15 - SANEAMENTO	22
1.15.1 - Resíduos líquidos e resíduos sólidos ..	22
1.16 - SISTEMA DE ABASTECIMENTO D'ÁGUA EXISTENTE	23
1.16.1 - Ligações existentes	23
1.16.2 - Serviço autônomo de água e esgoto de Iguatu	24
1.16.3 - Condições atuais do sistema	24
1.16.4 - Informações de atendimento	25
1.16.5 - Informações de controle de produção e distribuição	26
1.16.6 - Administração do sistema	26
1.16.7 - Movimento financeiro	27
1.16.8 - Descrição técnica do sistema	27
1.16.9 - Adução	31
1.16.10- Tratamento	31
1.16.11- Elementos do projeto	35
2 - ESTUDOS DEMOGRÁFICOS	40
2.1 - EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA POPULAÇÃO DA CIDADE DE IGUATU	41
2.2 - PROJEÇÃO DA POPULAÇÃO LIMITE	42



PÁGINAS

1.9 - FACILIDADE E RECURSOS	18
1.10 - ASPECTOS CLIMÁTICOS	18
1.11 - CARACTERÍSTICAS GERAIS	19
1.12 - CARACTERÍSTICAS URBANAS	20
1.13 - PLANO DE URBANIZAÇÃO	21
1.14 - COMBATE A INCÊNDIO	22
1.15 - SANEAMENTO	22
1.15.1 - Resíduos líquidos e resíduos sólidos ..	22
1.16 - SISTEMA DE ABASTECIMENTO D'ÁGUA EXISTENTE	23
1.16.1 - Ligações existentes	23
1.16.2 - Serviço autônomo de água e esgoto de Iguatu	24
1.16.3 - Condições atuais do sistema	24
1.16.4 - Informações de atendimento	25
1.16.5 - Informações de controle de produção e distribuição	26
1.16.6 - Administração do sistema	26
1.16.7 - Movimento financeiro	27
1.16.8 - Descrição técnica do sistema	27
1.16.9 - Adução	31
1.16.10- Tratamento	31
1.16.11- Elementos do projeto	35
2 - ESTUDOS DEMOGRÁFICOS	40
2.1 - EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA POPULAÇÃO DA CIDADE DE IGUATU	41
2.2 - PROJEÇÃO DA POPULAÇÃO LIMITE	42



PÁGINAS

2.2.1 - Considerações iniciais	42
2.2.2 - Métodos de previsão	42
2.2.3 - Hipóteses de crescimento	47
2.2.4 - População projetada	48
3 - CÁLCULO DE VAZÕES E SISTEMA PROPOSTO	51
3.1 - CÁLCULO DE VAZÕES	52
3.2 - SISTEMA PROPOSTO	53
3.2.1 - Generalidade	53
3.2.2 - Ampliação do sistema existente	53
3.2.3 - Sistema novo	59
3.2.4 - Rede de distribuição	65
3.2.5 - Ligação predial	66
4 - DESENVOLVIMENTO DO SISTEMA PROPOSTO	68
4.1 - ESTAÇÃO ELEVATÓRIA	69
4.1.1 - Estação elevatória de água bruta	69
4.1.2 - Estação elevatória de água tratada	71
4.1.3 - Estação elevatória de água tratada - TRUÇU	77
4.2 - ESTAÇÃO DE TRATAMENTO - 01	81
4.2.1 - Generalidades	81
4.2.2 - Descrição geral da E.T.A - 01	88
4.3 - ESTAÇÃO DE TRATAMENTO D'ÁGUA - 02 TRUÇU	107
4.3.1 - Memória de cálculo	107
4.4 - ADUTORAS	128
4.4.1 - Generalidades	128



PÁGINAS

4.4.2 - Descrição geral do projeto	132
4.4.3 - Cálculo dos empuxos	145
4.5 - RESERVATÓRIO DE DISTRIBUIÇÃO	151
4.5.1 - Generalidade	151
4.6 - REDE DE DISTRIBUIÇÃO	156



INTRODUÇÃO

000007



INTRODUÇÃO

1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

O presente relatório versa sobre o Projeto Técnico do Sistema de Abastecimento Público de água da cidade de Iguatu-CE, elaborado pela SIRAC - Serviços Integrados de Assessoria e Consultoria Ltda., em decorrência de Contrato assinado com a Fundação Serviços de Saúde Pública.

2 - APRESENTAÇÃO DO RELATÓRIO

O Relatório é apresentado em três volumes assim denominados:

- Volume I - Memorial Descritivo;
- Volume II - Especificações Técnicas e Orçamentos;
- Volume III - Desenhos.

A finalidade e o conteúdo do relatório são a seguir descritos:

- Apresentar o atual sistema de abastecimento público de água e diagnóstico da cidade de Iguatu;
- descrever sumariamente as premissas do projeto a serem consideradas;
- desenvolver a solução proposta para a cidade de Iguatu a nível de Projeto Técnico;
- fornecer especificações a administração da obra de execução de serviços e fornecimento de materiais, de modo a prover condições para a correta execução do projeto;



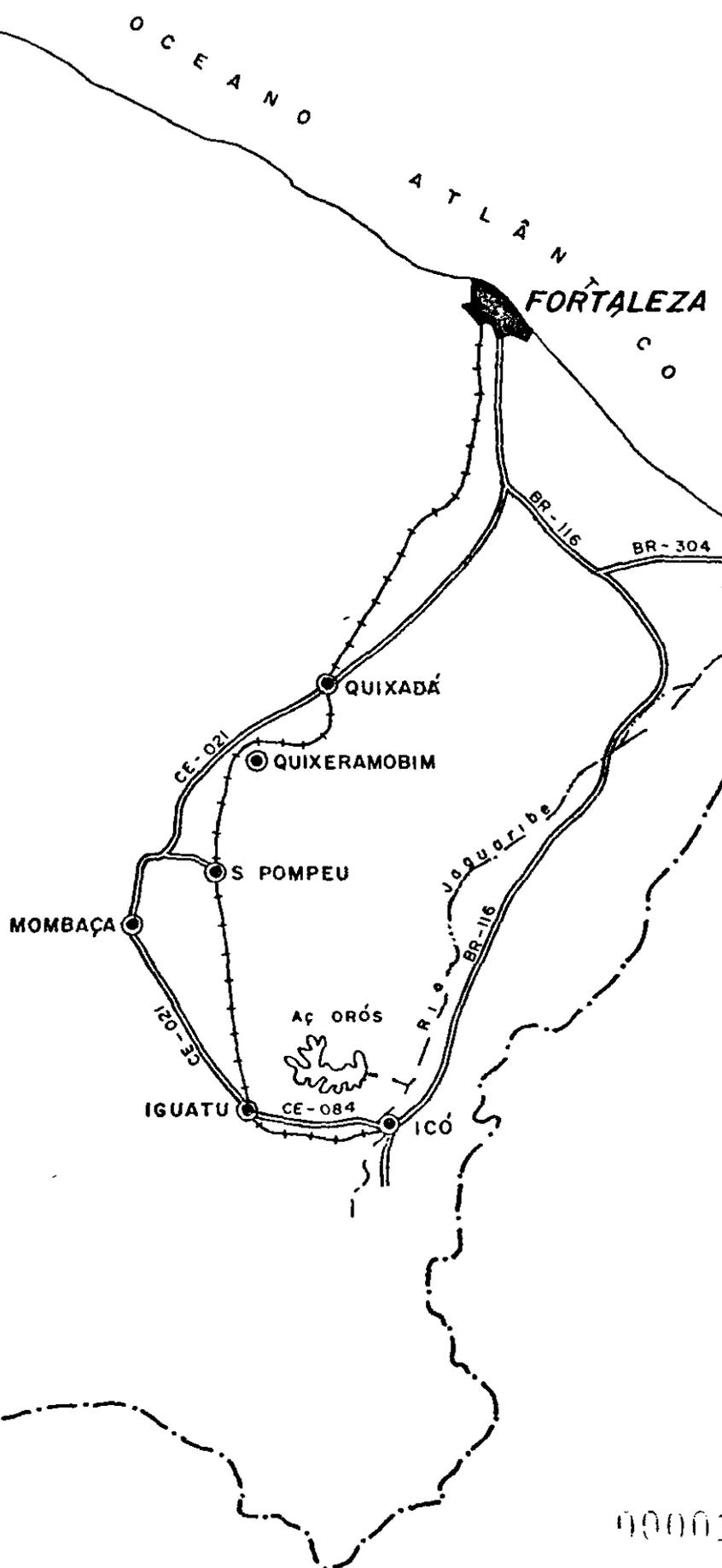
- fornecer quantitativos e custos de serviços e materiais para a ampliação do atual sistema em funcionamento;
- fornecer desenhos do Projeto do Sistema de abastecimento público de água, contendo plantas da Rede de distribuição, Adutoras, Estação Elevatória e Estação de Tratamento d'água.

3 - PRELIMINARES

O município de Iguatu localiza-se na região Centro-Sul do Estado do Ceará, possui uma área de 1.503 km². O centro administrativo distancia da capital do estado de 395 km. (Ver Figura 1).

A população atual é aproximadamente de 59.000 habitantes. Estima-se para a mesma venha a estabilizar-se em torno dos 126.000, no ano 2.010.

O atual sistema de abastecimento público de água está saturado, não satisfazendo a população. Para solucionar o problema a Consultoria desenvolveu o sistema em que, um novo manancial de superfície é instalado com uma nova estação de tratamento d'água, exigindo uma adutora de 19 km. Enquanto se espera a construção da barragem do Truçu, duplica-se o atual sistema de captação e tratamento, resolvendo o problema até o ano de 1995.



MAPA DE LOCALIZAÇÃO E ACESSO
FIGURA - 1



000011

1 - DIAGNÓSTICO DA CIDADE DE IGUATU



1 - DIAGNÓSTICO DA CIDADE DE IGUATU

1.1 - APRESENTAÇÃO

Localizado no Alto do Vale do Jaguaribe, na microrregião de Iguatu ~~ARATUA~~, o município de Iguatu destaca-se como importante centro comercial e agropecuário do estado.

O desenvolvimento do município deve-se do seu rico potencial hidroagrícola caracterizado, principalmente, por extensas áreas de solos férteis e grande disponibilidade de recursos hídricos.

Além de sua reconhecida tradição algodoeira, outras culturas, entre as quais o arroz irrigado e a banana, além da pecuária e das atividades industriais e comerciais, contribuem no fortalecimento da economia iguatense.

1.2 - CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O MUNICÍPIO

1.2.1 - Localização e acesso

O município de Iguatu, com uma área de 1.503 km², limita-se ao norte com os municípios de Quixelô e Acopiara, ao sul com Cariús e Cedro, ao leste com Icó e Orós e a oeste com Jucás.

O acesso ao município, a partir de Fortaleza, pode ser feito pela BR-116, até Icó, daí a Iguatu através da CE-084, *conforme*
por se visto no Mapa 6.12

1.2.2 - Demografia

Segundo dados do Censo Demográfico de 1980, Iguatu contava com 82.950 habitantes contra 75.540 habitantes no censo de 70, o que representou um aumento de apenas 9,8% no período intercensitário. Nota-se, ao comparar os censos de 70 e 80, que a



população urbana cresceu 42,15%, enquanto a rural decresceu em 13,80%. Essa situação deve-se às adversidades climáticas dos anos 70, além da falta de crédito agrícola e de programas de desenvolvimento rural capazes de fixar o homem ao campo.

A densidade demográfica do município, conforme o censo de 80, ficou em 55,19 hab/km², valor bastante superior aquele constatado para o Estado, que foi de 36,06 Hab/km².

1.2.3 - Educação

A educação no município abrange vários estabelecimentos de 1º e 2º grau, além de nível superior, que encontram-se vinculados às redes municipal, estadual, federal e particular de ensino.

Sob a responsabilidade do município, em 1985, constataram-se 246 estabelecimentos de ensino que, deste total 100 eram grupos escolares que funcionavam na zona urbana e rural.

A rede escolar estadual, atendendo apenas a zona urbana na sede municipal, era formada por 7 escolas de 1º grau e 1 do 2º grau. A Faculdade de Ciências e Letras de Iguatu (UECE) estava, em 1985, com o seu processo de reconhecimento em fase de conclusão.

Na área federal, o município dispõe de uma Escola Agrotécnica formando profissionais técnicos em Economia Doméstica e Agropecuária.

Por fim, completam a rede educacional de Iguatu, 2 estabelecimentos particulares e várias escolinhas de jardim de infância e pré-escolar.



plantada com a referida cultura que perfaz agora 22,9% da área cultivada com arroz no Estado.

Esse fato é justificado pela diminuição da área plantada com algodão herbáceo decorrente da baixa produção, da qualidade duvidosa da semente e, principalmente, do aparecimento da praga do "Bicudo". A produtividade de algodão herbáceo, em 1987, foi de 180 kg/ha, enquanto a média para o Estado ficou em 187 kg/ha. Em termos de valor da produção, o arroz se sobrepõe, em muito, ao algodão.

Em 1980, o município possuía uma população bovina de aproximadamente 100 mil cabeças, contudo, com o advento das estiagens, este plantel reduziu-se para cerca de 60 mil. Atualmente, a bovinocultura encontra-se em fase de recuperação.

O município de Iguatu, possuidor de solos férteis e ótimas disponibilidades hídricas, o que possibilita uma ampla prática da agricultura irrigada e utilização de tecnologia moderna em suas explorações, se tornou um dos mais desenvolvidos municípios quando comparado aos demais do Estado.

1.3.2 - Setor industrial

A atividade industrial do município, segundo o Censo de 80, registrava um total de 144 estabelecimentos que empregavam 1.207 pessoas. Em 1985, verificou-se um aumento de 9,0% no número de estabelecimentos, sendo a maioria pertencente às indústrias de produtos alimentares que beneficiam, principalmente, o algodão e as de transformação de produtos não metálicos, representadas pelas cerâmicas.

Existem, ainda, em Iguatu, uma indústria de beneficiamento de fumo e uma de fabricação de implementos agrícolas que, em 1985, ampliou sua linha de produção partindo para a fabricação de estruturas metálicas.



O município, tido de tradição algodoeira, conta com uma filial da CIDAO S.A - Companhia Industrial de Algodão e Óleo -, que beneficia o algodão e outras sementes, oleaginosas.

Constata-se, ainda, a existência de uma granja, que em 1985, possuía três núcleos de produção de frango para corte.

1.3.3 - Setor comercial e de serviços

O município de Iguatu apresentava, em 1980, 992 estabelecimentos comerciais, entre varejo e atacado, ocupando 2.156 pessoas o equivalente a 7,7% da P.E.A do município. No período 80-85, o número de estabelecimentos comerciais passou para 1.023, ou seja, aumentou em 3,13%.

O setor serviços compreendia, em 1980, 655 estabelecimentos, dos quais 58,5% destinavam-se aos serviços de alojamento e alimentação. O setor empregou, no citado ano, 1.318 pessoas. Em 1985, já existiam 607 estabelecimentos de prestação de serviços, isto é, 48 a menos que o total em 1980, fato esse decorrente da falta de segurança de alguns proprietários no que diz respeito à estabilidade econômica do país.

1.3.4 - Outros serviços

A rede bancária de Iguatu, em 1985 era formada por 6 estabelecimentos, entre oficiais e particulares, que assistiam técnica e financeiramente as atividades agropecuárias, industriais, comerciais e sociais do município.

O setor de transportes é representado, em primeiro lugar, pelo rodoviário, seguido do ferroviário, que se destina ao transporte de cargas pesadas. A cidade dispõe de um campo de pouso asfaltado que atende pequenos vôos.



Com referência ao sistema de comunicação, Iguatu contava, em 1985, com o sistema DDD da Teleceará, 2 emissoras de rádio e 1 jornal de circulação semanal.

A eletrificação no município é fornecida pela COELCE, distribuidora estadual, tendo uma rede de distribuição de 13,8KV de 220 kw e uma linha de transmissão de 69 KV de 12,40 km.

Encontram-se ainda, no município, diversos, órgãos ligados ao desenvolvimento agropecuário tais como: EMATERCE, GESA, ITERCE, CEPA, EPACE, CODAGRO, SENAR e CEAG. Existem também clubes de serviços e entidades de classes, dentre os quais citam-se: Lions Clube, Rotary Clube, CDL, Cruz Vermelha, Associação Comercial, Industrial e Agropecuária, Sindicato Rural, Sindicato dos Trabalhadores na Agricultura e Sindicato dos Bancários.

1.4 - ACESSIBILIDADE - COMUNICAÇÃO

Os acessos rodoviários à partir de Fortaleza são BR-116/CE-084 e BR-116/CE-013/CE-021.

O transporte ferroviário é feito através da linha d REFFSA, Fortaleza - Iguatu - Recife. Somente cargas são transportadas: gasolina, gás butano, óleo diesel, gesso bruto minérios de Carajás. A frequência, em média, é de 3 trens diários para Fortaleza e 1 trem semanal para Recife.

Iguatu conta também, com um aeroporto com uma pista c 1080m.

Os meios de comunicação disponíveis são:

- 01 agência de Correios;
- 02 estações de radiofusão: Rádio Jornal Centro Sul
Rádio Cidade;



- 01 agência da Teleceará, possuindo central automática de DDD e DDI;
- 04 canais retransmissores de televisão - Globo, SBT, Manchete e Bandeirantes.

1.5 - MÃO-DE-OBRA DISPONÍVEL

Iguatu possui mão-de-obra especializada suficiente para suprir suas necessidades: engenheiros, arquitetos, mestre de obra, pedreiros, carpinteiros, pintores, etc. Verifica-se inclusive uma oferta de trabalhadores braçais maior que a demanda. A diária de pedreiro e servente custa respectivamente 5,46 e 2,73 BTN's.

1.6 - MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

A maioria dos materiais de construção encontram-se disponíveis na região. Iguatu possui várias indústrias cerâmicas, jazidas de pedra e areia. A cal é trazida dos municípios de Carirês ou Limoeiro, enquanto que o cimento vem de Barbalha ou Sobral. Os demais materiais provêm da capital ou do sul do país.

Os custos são os seguintes: (em BTN's)

- Carrada de argila	- 27,29
- Carrada de pedra	- 40,93
- Carrada de areia	- 9,55
- Carrada de brita	- 92,78
- Milheiro de tijolo furado (8 furos)	- 10,91
- Milheiro de telha	- 65,49
- Saco de cimento	- 8,46
- Ferro (Kg)	-
- Arame recozido	- 2,73



- Madeirit resinado (12 mm)	-	26,26
- Virola (20 cm)	-	6,82
- Estronca	-	1,09

Os preços acima incluem o custo do transporte.

1.7 - FIRMAS DE ENGENHARIA

São quatro as firmas de engenharia, sendo uma de médio e 3 de pequeno porte. A de médio porte executou, dentre outras obras, o centro administrativo, onde funciona a Prefeitura Municipal e o estádio de futebol.

1.8 - ENERGIA ELÉTRICA

A energia elétrica distribuída pela COELCE - Companhia de Eletricidade do Ceará, possui uma rede elétrica de distribuição 13,8KV de 220km e uma linha de transmissão 69KV de 12,40km.

1.9 - FACILIDADE E RECURSOS

Além de oficinas mecânicas a cidade é dotada de uma metalúrgica de médio porte, que fabrica principalmente implementos agrícolas. Vale salientar a disponibilidade da Prefeitura Municipal, de equipamentos de terraplenagem e escavação (1 trator de esteira, 2 patros e 1 pá mecânica), bem como de guinches e betoneiras.

1.10 - ASPECTOS CLIMÁTICOS

O clima, classificado segundo Koppen, é do tipo BSwH', clima muito quente e semi-árido, onde a estação chuvosa se atrasa para o outono.



O município possui uma estação climatológica, que nos permite obter uma série de informações.

Através da análise das séries observadas pode-se dizer que a pluviometria média é de 750mm. O mês mais chuvoso é março e o mais seco fevereiro.

Os trimestres mais chuvosos e menos chuvosos são respectivamente: fevereiro/março/abril e julho/agosto/setembro.

O quadro abaixo mostra os demais dados:

QUADRO Nº 3

Temperatura (°C)	Pressão Atmosférica -média (m/s)	Insolação (horas/mês)	Umidade Relativa %	Evaporação Tanque classe A (mm/ano)	Evapotranspiração (mm/ano)	Ventos (m/s)
27	987,2	236,2	61,8	2.248	1.885,3	1,8

1.11 - CARACTERÍSTICAS GERAIS

Situada basicamente sobre uma área plana, a cidade de Iguatu possui como ponto mais elevado o Alto do Cocobô.

Os bairros mais sujeitos às inundações são Bugi e Planalto, devido a sua localização nas proximidades do leito do Rio Jaguaribe.

São várias as lagoas situadas na zona urbana: Julião Cocobô, Bastiana, Iguatu e da Telha, que deu origem a cidade.



Devido ao potencial hídrico, o lençol freático é alto e encharcado.

Quanto as características do solo, a região possui áreas de Várzeas - ao longo dos cursos d'água e chapadas, compreendendo 3 tipos de solos: Latossolo, bruno não cálcico e podzólico.

Os mapas e levantamentos topográficos e aerofotogramétricos existentes e merecedores de destaque são:

- . Carta topográfica publicada pela SUDENE 1968 - Escala 1:100.000; Folha de Iguatu SB 24.y - B - III.
- . Fotografias Aéreas na escala 1:40.000
AERODATA S.A
Engenharia de Aerolevantamento - 1985
- . Restituição Aerofotogramétrica - Escala 1:10.000
MIRAD/INCRA/ITERCE - AERODATA S/A - 1985
- . Fotografias Aéreas - Escala 1:70.00 - AEROFOTO
CRUZEIRO DO SUL S/A - 1983
- . Restituições Aerofotogramétrica na Escala 1:25.000
AEROFOTO CRUZEIRO DO SUL S/A - 1984 - MINTER/DNOS
- . Mapa do limite do Município de Iguatu - FUNCEME -
1988 Escala 1:50.000.

1.12 - CARACTERÍSTICAS URBANAS

De acordo com o censo de 1980 a cidade de Iguatu possui 21.592 imóveis, sendo 19.529 residenciais distribuídos da seguinte forma:



- 16.828 - ocupados
- 2.445 - vagas
- 108 - de uso ocasional
- 82 - fechados
- 66 - coletivos (hóteis e hospitais)

São quatro os conjuntos habitacionais: COHAB, com 350 casas e totalmente habitado; J. Coelho, ECB e CIVAN, financiados pela Caixa Econômica Federal, com 300 casas e índices de habitação de 80%, 50% e 10% respectivamente.

A área de maior densidade demográfica é o centro da cidade, onde se encontram a maioria dos prédios de mais de um pavimento.

Quanto a pavimentação das ruas, 30% são asfaltadas, 60% são pavimentadas e as restantes são em terra.

A arborização das ruas se constitui basicamente, de acácias.

1.13 - PLANO DE URBANIZAÇÃO

No período da gestão municipal - 1977/1983 foi elaborado um Plano Diretor para a cidade de Iguatu. As metas propostas e realizadas foram as seguintes:

- Urbanização da Lagoa da Telha;
- Construção da Av. Perimetral, que liga a CE-021, a CE-184;
- Construção da rodoviária;
- Construção do Centro Social Urbano;
- Construção do mercado de feirantes, estádio municipal e centro administrativo;
- Pavimentação da cidade;



- Implantação de novos loteamentos: Alvorada, Jardim Oásis, Esplanada, Altiplano, João Paulino de Araújo, Aldeota, Sol Nascente, Planície das Amoreiras, Planalto Iguatuense e Poço Comprido.

Metas propostas e não realizadas:

- Implantação do Distrito Industrial;
- Construção da Av. Beira-Rio do Ginásio Coberto e do Hospital Geral;
- Expansão do sistema de esgotamento sanitário, que é bastante precário.

1.14 - COMBATE A INCÊNDIO

Recentemente inaugurado pela Polícia Militar do Ceará, o Corpo de Bombeiros de Iguatu é composto de 21 homens. Contando com 2 carros: 1 carro-pipa e 1 autobomba tanque, utiliza água de poços pequenos do quartel e da escola agrotécnica.

Foram instalados na cidade 3 hidrantes, cuja localização é a seguinte:

- em frente ao mercado, na rua Agenor Araújo, entre Eduardo Lavor e César Magalhães;
- rua Dário Rabelo, nas proximidades da REFFSA;
- e próximo a ponte da rua Cel. José Jucá com rua Cruzeiro do Sul.

1.15 - SANEAMENTO

1.15.1 - Resíduos líquidos e resíduos sólidos

A estação de tratamento de esgotos foi implantada na década de 60 e não foi concluída, apesar de se encontrar em fase final de construção. Constitui-se de: gradeamento, caixa de



areia, calha Parshal, estação elevatória, decanto digestor primário, filtro biológico, decanto digestor secundário, leito de secagem e tanque fluxível.

Por não dispor de uma rede de esgoto, a maioria da população faz uso de fossas sépticas. No centro da cidade existe uma rede de esgoto desativada que tem por destino a ETE, já citada. Em alguns bairros a rede de galerias pluviais é utilizada para despejo de esgotos domésticos. O corpo receptor dessas galerias é na maioria das vezes, o rio Jaguaribe ou as lagoas.

O lixo doméstico e hospitalar é coletado diariamente através de 3 caminhões contratados pela prefeitura. A disposição final é o aterro sanitário situado a 5 km da cidade, próximo a estrada que liga Iguatu à Jucás. Já as indústrias possuem soluções individuais. A administração municipal pensa em criar uma usina de reciclagem e compostagem do lixo com uma produção de 25t/dia.

1.16 - SISTEMA DE ABASTECIMENTO D'ÁGUA EXISTENTE

1.16.1 - Ligações existentes

Segundo dados de setembro de 1989 existem ~~8.552~~ ligações prediais que apresentaram a seguinte evolução anual a partir de 1985:

1985 -	7.088
1986 -	7.411
1987 -	7.964
1988 -	8.299



O número de hidrômetros cadastrados é ~~2.572~~, sendo que ~~2.189~~ estão em funcionamento. Quanto aos chafarizes, apenas ~~5~~ encontram-se em atividade.

São duas as categorias para a cobrança de tarifas: categoria A - domiciliar e categoria B industrial. O quadro a seguir mostra o custo de acordo com a categoria e o volume consumido. O valor é dado em ~~REN~~ e calculado com base no ~~IPC~~

QUADRO Nº4

TIPO	VOLUME	VALOR EM REN
DOMICILIAR (A)	Até 10 m ³	2,24
	11 a 20 m ³	0,33 para cada m ³
	21 a 30 m ³	0,35 para cada m ³
	Acima de 31 m ³	0,41 para cada m ³
INDUSTRIAL	Até 30 m ³	8,79
	31 a 50 m ³	0,41 para cada m ³
	51 a 100 m ³	0,44 para cada m ³
	Acima de 101 m ³	0,52 para cada m ³

A seguir mostraremos um resumo do sistema de abastecimento d'água de Iguatu, feito em 1987 pela F.SESP.

1997

1.16.2 - Serviço autônomo de água e esgoto de Iguatu

Lei de criação nº 70 de 19.04.1962

Início da Administração do SESP - 19.04.1962

1.16.3 - Condições atuais do sistema

- Mês de referência: junho de 1987

- Movimento de ligações

p. 497



- Nº de ligações existentes: 8.059
- Nº de ligações em funcionamento: 7.499
- Nº de economias em funcionamento: 7.499
- Nº de ligações cortadas: 560
- Ligações cortadas/Ligações existentes: 7%
- Existe Cadastro atualizado das ligações? SIM
- Existem pedidos de ligações pendentes? Quantos e Porquê?
SIM, 06 solicitaram o pedido de ligação e desistiram por motivo ignorado.
- Nº de hidrômetros instalados: 2.415
- Nº de hidrômetros funcionando: 2.383
- Nº de hidrômetros aguardando reparos: 40
- Índice de medição: 32%
- Há limitadores de consumo instalados? Não
- Há um plano estabelecido para micro-medição? SIM
- Há um plano parcelamento de cobrança de taxa de ligação?
Não.
- Há plano para corte de ligação? SIM. Qual a periodicidade?
Mensal.

1.16.4 - Informações de atendimento

- População total da localidade: 52.200
- População abastecida: 40.295
- População abastecível: 48.655
- População abastecida/População Total: 77%
- Nº de prédios existentes: 9.731
- Nº de prédios abastecidos: 8.059
- Nº de prédios abastecíveis: 9.731
- Nº de prédios abastecidos/Nº de prédios existentes: 82%

Fatores que contribuem para o não atendimento de 100% da população

- Faltam recursos para ampliações



Reclamações: Paralisação por falta de energia elétrica
Falta de água na periferia e nos locais mais altos da cidade.

Sugestões: Aumentar a produção e distribuição de água.

1.16.5 - Informações de controle de produção e distribuição

Volume de água bruta: 218.762 m³
Volume de água tratada: 218.762 m³
Volume de água distribuída: 214.262 m³
Volume de água faturada: 110.056 m³
Volume de água medido: 44.644 m³
Volume medido/Volume produzido: 20%
Volume faturado/Volume produzido: 50%
Volume faturado/Volume distribuído: 51%
Perdas na rede: 104.206 m³
Perdas na rede/Economia: 12,9 m³

1.16.6 - Administração do sistema

Existe cronograma definido: Sim

Qual o critério utilizado para a designação das diversas chefias? As chefias são designadas pelo critério da confiança.

Os salários pagos aos funcionários estão situados na média salarial para a região? Sim.

Qual o critério para a cobrança das tarifas? Ligações com hidrômetros utiliza-se uma tabela progressiva de consumo; Ligações sem hidrômetros atribui-se o consumo de 10 m³/mês/ligação. As contas distribuídas são pagas na rede bancária.

Qual o método utilizado para a emissão de contas? Máquina Petrograph.

Nº total de funcionários: 33

Existe critério estabelecido para seleção, admissão e treinamento de pessoal? Sim.



É realizado treinamento previamente ao exercício do definitivo das funções? Sim

Há algum sistema funcionando como centro de treinamento? Não.

Nº de viagens de supervisão técnica da Diretoria nos últimos doze meses? 01.

1.16.7 - Movimento financeiro

Receitas Correntes (Cz\$)% (R.C)	310,53 - OTN
Tarifa de água	Cz\$ 527.838,24
Taxa de ligação	Cz\$ 1.345,50
Taxa de religação	Cz\$ 320,00
Multas	Cz\$ 25.733,70
Outras	Cz\$ 15.099,41
Total	Cz\$ 570.336,85

Despesas Correntes (Cz\$)% (D.C.)

Pessoal	Cz\$ 181.474,42
Produtos Químicos	Cz\$ 51.400,00
Energia Elétrica	Cz\$ 53.180,65
Serviços de Terceiros	Cz\$ 37.563,34
Diversos	Cz\$ 168.930,94
Total	Cz\$ 492.549,35

Despesas Correntes/Receitas Correntes: 86%

Saldo mensal: Cz\$ 59.294,30

Investimentos - Despesas de capital: Cz\$ 99.615,35

Relação de pessoal: Ver quadro anexo

1.16.8 - Descrição técnica do sistema

1.16.8.1 - Manancial

Água subterrânea, poços tubulares.



1.16.8.2 - Captação

Devido ao Rio Jaguaribe não ser perene a captação é feita em poços tubulares às margens do mesmo.

1.16.8.3 - Estações elevatórias

Água bruta, água tratada e água de lavagem.

1.16.8.3.1 - Água bruta

1º Recalque

- Conjunto motobomba submersa, marca KSB modelo PHB 331/1+ +DC153, altura manométrica 25m, Vazão 90m³/h, 15CV, 3.800 RPM, 380 volts instalado no PT-7.
- Conjunto motobomba submersa marca EBARA Nº B810682, modelo 100 BHS, 01 estágio, altura manométrica 18m, vazão 72m³/h, motor 10 HP, 3.460 RPM, 380 volts, instalado no PT-10.
- Conjunto motobomba submersa marca HAUPT PLEUGER nº Q653825049, modelo Q-65-3+V?-51, 03 estágios, altura manométrica 20m, vazão 90m³/h, motor 15CV, 380 volts, instalado no PT-13.
- Conjunto motobomba submersa marca HAUPT PLEUGER, modelo nº 65-6+V6-36, motor 10 HP, 380 volts, instalado no PT-14.
- Conjunto motobomba submersa marca HAUPT PLEUGER nº Q653825045, modelo Q-65-3+V6-51, 03 estágios, altura manométrica 20m, vazão 90m³/h, instalado no PT-16.



- Conjunto motobomba submersa marca HAUPT PLEUGER nº Q653825047, modelo Q-65-3+V6-51, 03 estágios, altura manométrica 20m, vazão 90m³/h, instalado no PT-17.

2º Recalque

- Conjunto motobomba constituído de uma bomba centrífuga marca King com mancal e luva elástica Falk nº 291281/8, série 200L881, modelo IRR5x4BP, altura manométrica 42m, vazão 150m³/h, 30 HP, com 01 estágio, com motor elétrico trifásico, marca WEG, 50 CV, 220/380 volts, 3.500 RPM, 60 Hz, instalado no Res. Reunião 1.
- Conjunto motobomba constituído de uma bomba centrífuga marca King com mancal e luva elástica Falk nº 291281/7, série 200L881, modelo IRR5x4BP, altura manométrica 42m, vazão 150m³/h, 30 HP, com 01 estágio, com motor elétrico trifásico, marca WEG, 50 CV, 220/380 volts, 3.500 RPM, 60 Hz, instalado no Res. Reunião 1.
- Conjunto motobomba constituído de uma bomba centrífuga marca King, com mancal e luva elástica Falk nº 291281/8, série 200L881, modelo IRR5x4BP, altura manométrica 42m, vazão 150m³/h, 30 HP, com 01 estágio, com motor elétrico trifásico, marca WEG, 50 CV, 220/380 volts, 3.500 RPM, 60 Hz, (Res. Reunião 1).
- Conjunto motobomba constituído de uma bomba centrífuga de eixo horizontal, marca KSB, modelo ETA-100-40, vazão 150m³/h, altura manométrica 50m, rotor 390mm, 60 HP, 1740 RPM, com motor elétrico trifásico de 75 HP, 60 Hz, 220/380 volts, IV polos, marca WEG nº 225SMS676, série 135417 (Res. Reunião 1).



Recalque de água tratada:

- Conjunto motobomba constituído de uma bomba centrífuga marca KSB, modelo 150/26, OP-175485, ano 1980, 60 HP, 1740 RPM, vazão 342 m³/h, altura manométrica 23m, com motor elétrico trifásico marca GE, 60 HP, IV polos, 1.759 RPM, 220/380/440/760 volts, 60 Hz (Casa de bombas ETA).
- Conjunto motobomba constituído de uma bomba centrífuga marca KSB, modelo 150/26, nº 177276, ano 1980, 60 HP, 1740 RPM, vazão 300 m³ /h, altura manométrica 23m, com motor elétrico trifásico marca GE, 60 HP, nº MHCPSNP, IV polos, 1.759 RPM, 220/380/440/760 volts, 60 Hz (Casa de bombas ETA).

1.16.8.3.2 - Conjunto dos reservatórios de água de lavagem dos filtros

- Bomba centrífuga marca KSB, modelo ETA-80-33, ano 1976, nº 136683, abertura flangeada de 4x3; vazão 85,5 m³/h, altura manométrica 35 m, 1.710 RPM (Galeria de água tratada ETA).
- Bomba centrífuga marca KSB, modelo ETA-80-33, ano 1976, nº 136680, abertura flangeada de 4x3; vazão 85,5 m³/h, altura manométrica 35 m, 1.710 RPM (Galeria de água tratada ETA).
- Motor elétrico trifásico marca WEG, modelo 160L576, 20CV, Hz, 380/660 volts, 1.770 RPM, 30/17 amperes (Galeria de água tratada ETA).
- Motor elétrico trifásico marca WEG, modelo 160L576, 20CV, Hz, 380/660 volts, 1.770 RPM, 30/17 amperes (Galeria de água tratada ETA).



1.16.9 - Adução

1.16.9.1 - Água bruta

Identificação	Material	Diâmetro	Extensão
A1 RR a Ponte	CA	250 mm	377 m
A1 Passagem Ponte	FoFo	250 mm	250 m
A1 Ponte Res. Dist.	FoFo	250 mm	1.135 m
A1 Avenida à ETA	CA	250 mm	293 m
A2 RR a Ponte	CA	250 mm	304 m
A2 Passagem Ponte	FoFo	250 mm	250 m
A2 Ponte à ETA	CA	250 mm	996 m

Extensão Total

A1 - 2.055m

A2 - 1.550m

Estado de Conservação: Bom, necessitando de limpeza.

Existem vazamentos: Não

Existe rotina de inspeção periódica? Não

Diferenças entre:

Vazão aduzida e de chegada à ETA: A mesma

Vazão tratada e distribuída: 4.500m³

1.16.10 - Tratamento

1.16.10.1 - Aeração e filtração à gravidade, funcionando 24h/dia.

1.16.10.2 - Características da água bruta

a. Físico-Químicas:

Alcalinidade	68,6 mg/l
Ferro total	12,4 mg/l
Turbidez	22,5 uT
Ph	7,4



Cor	15 uH
Cloretos	45,76 mg/l
Sólidos totais	320 mg/l

b. Medição - Feita no reservatório de reunião de água tratada ETA.

c. Condições dos operadores - Existem 03 funcionários na Área de captação, 04 na ETA e um para tirar as folgas.

d. Produtos Químicos:

Cloro Gasoso - Galeria da ETA - média 0,9 mg/l.

Fluorsilicato de sódio - Galeria da ETA - média de 0,7mg/l.

Consumo médio:

Cloro Gasoso: 216 kg/mês

Fluorsilicato de sódio: 155 kg/mês.

Estoque:

Cloro Gasoso: 750 Kg

Fluorsilicato de sódio: 900 Kg

Dosadores:

Cloro - 01

Fluor - 01

Rotina de manutenção: Não tem-se programação para rotina

Condições de funcionamento dos dosadores: BOAS

e. Floculação: Não existe

f. Decantação: Não existe



g. Filtração:

Fluxo descendente

Tipo: Fundo Leopold

Nº de Unidades: 04

Taxa de filtração: Real

Projeto: 131,1 m³/m²/dia

Período entre lavagens: 48hs (02/dia alternados)

Vazão de lavagem: 130m³/lavagem

Existem formação de bolsas de lodo? Não

Observa-se rompimento do leito filtrante? Não

h. Cloração

Condições da sala de cloração - o dosador encontra-se instalado galeria da ETA. Local não apropriado para essa finalidade devido pouca ventilação e o acesso difícil para os cilindros de cloro. Existe 01 clorador marca útil. O consumo é controlado pelo dosado e pesado em balança. Os operadores são protegidos com máscaras de proteção contra gases, cuja validade é de 04 a 06 horas.

i. Fluoretação:

Dosador em cone de saturação localizado em uma sala ampla e área, exclusiva para essa finalidade.

j. Característica de Água Tratada:

Ph	7,5
Turbidez	8,8 uT
Alcalinidade	66,64 mg/l
Ferro total	1,06 mg/l
Cloretos	50,96
Cor	10 uH
Sólidos totais	180 mg/l



1. Análise físico-química e bacteriológica da água bruta e tratada:

Físico-Química - é feita diariamente residual de cloro e fluoretação.

Bacteriológica - é feita periodicamente pela Fundação SESP.

m. Reservação:

Identificação	Tipo	Material	Volume m ³
RR - Captação	Semi-enterrado	Concreto	200
RR - ETA	Semi-enterrado	Concreto	400
R3 - Distribuição	Apoiado	Concreto	700
R4 - Lavagem	Elevado	Concreto	130

Vazamentos: Não há.

Lavagens: Os reservatórios se encontram bem protegidos e em bom estado de conservação, com exceção do Reservatório de Reunião da área de captação que está ameaçado pela erosão das margens do Rio Jaguaribe.

Condições de funcionamento: O reservatório de lavagem fica permanentemente cheio devido à dosagem do cloro. A distribuição pouco acumula, serve apenas como caixa de passagem. O nível dos demais é controlado pelos operadores.

n. Rede de Distribuição:

Material	50	60	75	100	150	200	250
PVC	16.122	3.738	4.648	3.229	1.180		
CA	1.870		19.801	3.397	2.148	2.101	
FoFo							1958
TOTAL	17.992	3.738	24.449	6.626	3.328	2.101	1958
Extensão Total:	60.192m						



1.16.11 - Elementos do projeto

1.16.11.1 - Datas

- Elaboração do projeto: 1975
- Início do alcance do projeto: 1975
- Fim do alcance do projeto: 1998

1.16.11.2 - Previsão no fim do alcance do projeto

- Funcionamento do recalque: 24h/dia
- População abastecida: 60.000 hab.
- Consumo em m³/horas:
 - Médio diário 285 m³
 - Máximo diário 342 m³
 - Máximo horário 513 m³
- Comprimento da rede de distribuição: 52.922

1.16.11.3 - Mananciais

- Subterrâneo: Aquífero aluvionar da margem direita do Rio Jaguaribe.

1.16.11.4 - Recalques previstos no fim do plano

- Água Bruta



1º Recalque

Conjuntos	1 (PT-1)	2 (PT-3)	3 (PT-4)	4 (PT-5)
Características				
H.m - M.C.A.	20	20	20	20
Potência HP	12	12	15	15
Nº horas de Funcion	24	24	24	24

2º Recalque

Conjuntos	1	2	3	4
Características				
H.m - M.C.A.	35	35	35	35
Potência HP	20	20	20	20
Nº horas de Funcion	24	24	24	24



Água tratada:

Conjuntos	1	2
Características		
H.m - M.C.A.	23	23
Potência HP	60	60
Nº horas de Funcion	24	24

1.16.11.5 - Tratamento

- Tipo de tratamento

O tratamento cuja principal finalidade é a remoção de ferro, é constituído de aeração através de leito de coque seguida de filtração rápida à gravidade, cloração e fluoretação.

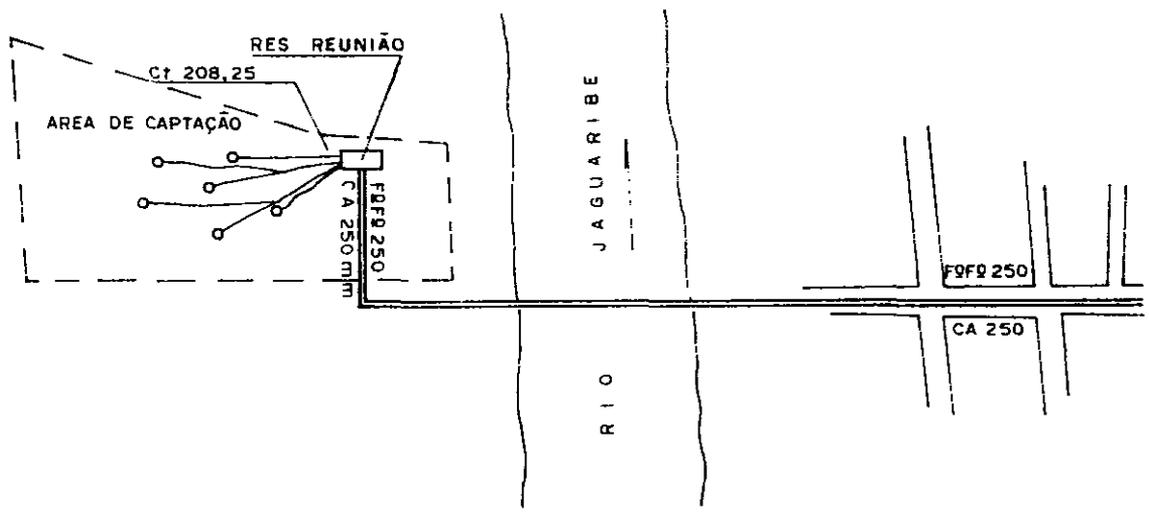
- Vazão em m³/h no fim do plano: 342m³/h

1.16.11.6 - Reservatórios

Descritos no item 16.10.2 letra "m"

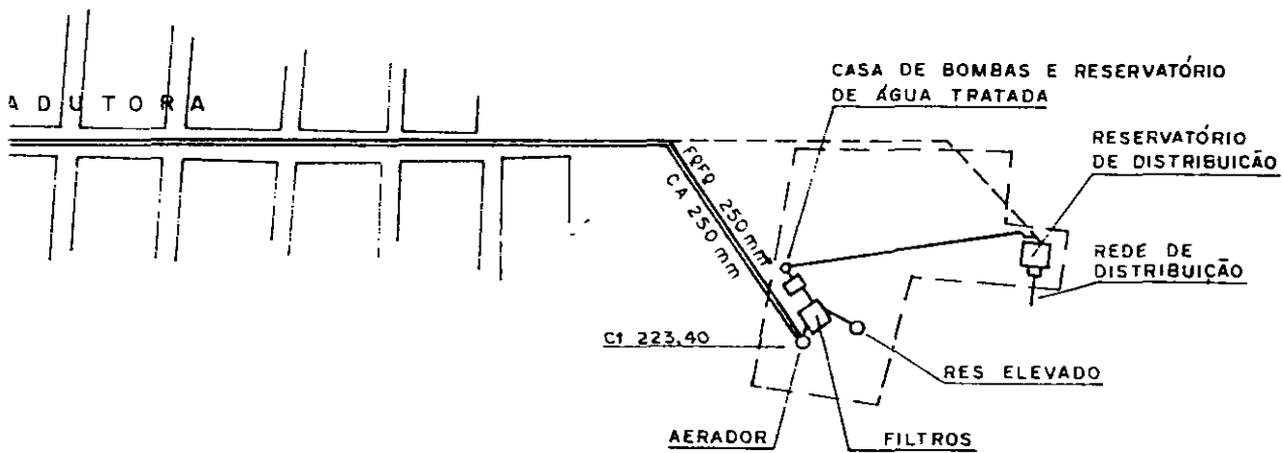
1.16.11.7 - Croqui do sistema

Figura nº 04



SISTEMA EXISTENTE

DESENHO Nº 4



000039



2 - ESTUDOS DEMOGRÁFICOS

2.1 - EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA POPULAÇÃO DA CIDADE DE IGUATU

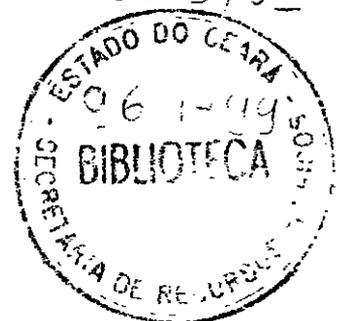
De acordo com os dados constantes nos Censos Demográficos do IBGE, a evolução histórica da população da cidade de Iguatu é apresentada no Quadro 1.

QUADRO 1

EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA POPULAÇÃO DA CIDADE DE IGUATU

Censo	I G U A T U		Variação percentual anual do decênio	
	Cidade (1)	Município (2)	Cidade (1)	Município (2)
1960	16.973	51.570	5,20	3,89
1970	28.190	75.540	3,83	0,94
1980	41.056	82.945	-	-

Percebe-se que entre 1960 e 1980 a população urbana na cidade de Iguatu apresentou um crescimento de quase 2,5 vezes e que, na década de 1960/70 a taxa de crescimento média anual foi de 5,2%, decrescendo para 3,8% na década 70/80.





Comparando-se o comportamento evolutivo da população da sede municipal com o do município como um todo, verifica-se que, progressivamente, a cada década, ou seja, de 1960 a 1980, a cidade de Iguatu aumenta a sua participação relativa sobre a população municipal, com os seguintes percentuais: 1960 (32,9%), 1970 (37,3%), e 1980 (49,5%).

2.2 - PROJEÇÃO DA POPULAÇÃO LIMITE

2.2.1 - Considerações iniciais

Uma das condições básicas para que um sistema de esgotamento sanitário seja eficiente é que seja capaz de atender à sua demanda, a qual é função do crescimento populacional.

Após um certo período de tempo de operação do sistema, essa demanda passa por um processo de capacidade máxima de utilização e, então, diz-se que a população atingiu o seu limite de saturação. Assim, é extremamente importante fazer previsões, com vistas ao conhecimento futuro da população total que deverá ser beneficiada com o serviço de esgotamento sanitário, para os anos subsequentes a elaboração do projeto, no caso do presente estudo, o intervalo quinquenal entre os anos de 1990 e 2010.

2.2.2 - Métodos de previsão

A escolha de uma metodologia para previsão, com pequena margem de erro, do crescimento populacional é uma tarefa bastante difícil.

Na realidade, os métodos de previsão para serem consistentes com a tendência de crescimento demográfico devem compor, nas suas fórmulas matemáticas, diversas variáveis, tais como, o comportamento da mortalidade, fecundidade e migrações, entre outras.



Desta forma, por exigir uma análise detalhada dos referidos fatores e na tentativa de selecionar-se estimativas mais consistentes com a realidade, utilizam-se, basicamente, os métodos de projeção tradicionais, que levam em conta os dados de censos populacionais realizados na comunidade em questão ou relativos a comunidades semelhantes.

Entre os vários métodos de previsão, destacam-se:

- método de crescimento geométrico
- método de crescimento aritmético
- método da curva logística
- processo das curvas de crescimento de outras cidades

2.2.2.1 - Método de crescimento geométrico

Neste método a previsão é feita em função de no mínimo dois dados censitários que conduzem a um crescimento ilimitado.

A taxa de crescimento é dada por:

$$r = \sqrt[n-1]{\frac{\text{Pop. } t_2}{\text{Pop. } t_1}} - 1$$

onde:

- r = taxa geométrica média anual de crescimento;
- Pop.t2 = população total no período t2;
- Pop.t1 = população total no período t1;
- n = número de períodos (anos) entre t2 e t1.



Uma vez estimada a taxa geométrica anual de crescimento histórica, é possível projetar a população futura utilizando a seguinte fórmula:

$$P_i = P_o (1 + r)^i$$

onde:

P_i = população projetada para o ano i ;

P_o = população inicial, isto é, no ano base;

r = taxa geométrica média anual de crescimento (decimal);

i = número de anos entre o ano base e o ano para o qual se pretende projetar a população.

2.2.2.2 - Método do crescimento aritmético

Este método funciona na pressuposição de que a cidade está se desenvolvendo segundo uma progressão aritmética.

Desde que se conheçam dois dados de população P_1 e P_2 , que correspondam aos anos T_1 e T_2 , pode-se determinar a vazão r de crescimento aritmético pela seguinte expressão:

$$r = \frac{P_2 - P_1}{P_1 (T_2 - T_1)} \quad (1)$$

Se chamarmos de P_o a população inicial, depois de 1 ano será:

$$P_1 = P_o + rP_o$$



Adotando para os anos seguintes a mesma lógica, depois de n anos torna-se-á:

$$P_i = P_o + nrP_o = P_o + (T_i - T_o) rP_o \quad (2)$$

onde:

P_i = população projetada para o ano i ;

P_o = população inicial, isto é, no ano base;

r = taxa aritmética anual de crescimento (decimal);

n = número de anos entre o ano base e o ano para o qual se pretende projetar a população.

Assim retirando o valor de r da expressão (2), encontraremos a equação genérica da razão de crescimento aritmético.

2.2.2.3 - Método da curva logística

Neste método a previsão é feita em função de no mínimo três dados censitários e estabelece uma população limite (saturação).

O método da curva logística, por considerar que o crescimento demográfico apresenta três fases distintas (crescimento geométrico, crescimento aproximadamente aritmético e crescimento com taxa decrescente), tem sua aplicação mais ligada às grandes regiões urbanas, cujas populações se encontram mais próximas do limite da saturação.

Tendo em vista essa premissa, o método da curva logística não será utilizado no presente estudo, pois não coaduna com a tendência de crescimento populacional da cidade de Iguatu, o qual se encontra distante do estágio de saturação em seu meio urbano.

2.2.2.4 - Processo das curvas de crescimento de outras cidades

Trata-se de um processo que, por analogia, supõe-se que o crescimento de uma cidade terá a mesma tendência de outras cidades maiores e semelhantes à considerada para projeção.

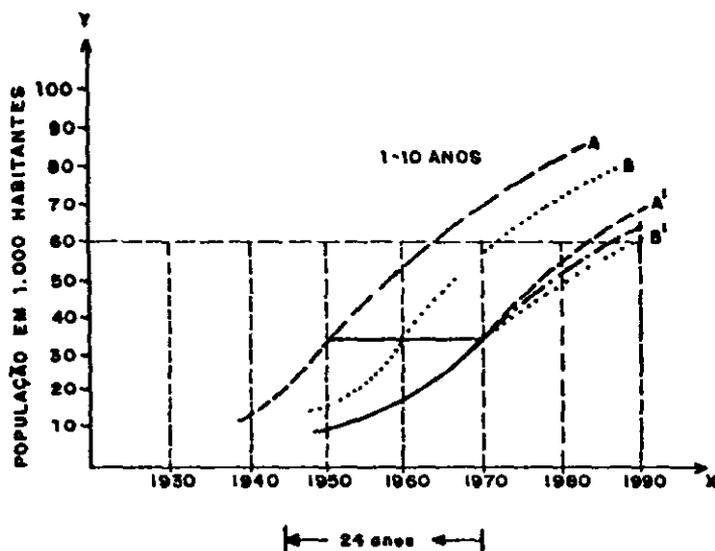
As cidades selecionadas para comparação, além de possuírem características parecidas, devem ter população superior à da cidade em estudo. Pressupõem-se, ainda, que para o sucesso do método, essas cidades devem ser da mesma região geoeconômica e ter alcançado num passado não muito longínquo (cerca de 30 anos) a população atual da cidade objeto de estudo.

Considerando essas premissas, traçam-se, num sistema de coordenadas, as curvas de crescimento demográfico das cidades, depois de marcados os anos no eixo das abscissas e as populações no eixo das ordenadas.

A Figura 02 demonstra o procedimento de determinação do crescimento populacional de uma cidade pelo método de comparação gráfica.

Figura 02

Prolongamento da curva de crescimento de uma cidade, em função das curvas de duas outras





2.2.3 - Hipóteses de crescimento

Levando em conta os referidos métodos de previsão e conhecendo-se, por um lado, os censos demográficos da cidade de Iguatu de 1960, 1970 e 1980 e, por outro, o comportamento histórico do crescimento populacional de cidades maiores, situadas no Estado do Ceará, com características análogas às de Iguatu, desenvolvemos cinco hipóteses acerca das taxas de crescimento, a fim de que, se possa julgar com maior segurança sobre o acerto na escolha do método de previsão.

As hipóteses consideradas são:

a) Utilizando o método de crescimento geométrico

Hipótese I: a presente hipótese pressupõe que o crescimento populacional até o ano 2010 apresentará uma taxa anual correspondente ao último período intercensitário (1970-80), que foi de 3,83% a.a.;

Hipótese II: utilizando ainda o método de crescimento geométrico, a hipótese II se baseia no comportamento histórico do crescimento populacional da cidade de Iguatu que, como vimos (Quadro 1), cresce a taxas decrescentes. Assim, para cada período intercensitário atribuiu-se taxas de crescimento seguindo a tendência de decréscimo ocorrida no últimos censos, comportando-se, a partir de 1980, da seguinte forma: 1980/90 - 2,82% a.a., 1990/2000 - 2,08% a.a. e 2000/2010 - 1,53% a.a.;



b) Utilizando o método de crescimento aritmético

Hipótese III: seguiu a mesma premissa atribuída à hipótese I, sendo que considerando o método de crescimento aritmético;

c) Utilizando o método misto (crescimento geométrico e aritmético)

Hipótese IV: baseando-se no comportamento tradicional da curva de crescimento populacional, representado pelos estágios de progressão geométrica, aritmética e, por fim, decrescente, sendo que no caso de Iguatu a tendência maior é de um crescimento geométrico e numa etapa posterior, aritmético, a presente hipótese pressupõe que o crescimento populacional se processará seguindo uma progressão geométrica, com taxa de 3,83%.a.a., até o ano 2000 e, daí então, atingirá o ano 2010 em ritmo de crescimento aritmético.

d) Utilizando o processo das curvas de crescimento de outras cidades

Hipótese IV: para adotar tal método, escolheu-se as cidades de Sobral e Juazeiro do Norte para representarem a tendência de crescimento futuro da cidade de Iguatu, pois, além de pertencerem a uma mesma região geoeconômica, as referidas cidades alcançaram o patamar populacional atual de Iguatu num passado não muito longínquo, em torno de 20 a 25 anos;

2.2.4 - População projetada

O Quadro 2 apresenta os resultados das estimativas da população urbana da cidade de Iguatu no horizonte de 1980 a 2010, conforme as hipóteses levantadas.



A Figura 03 permite visualizar a tendência do crescimento populacional segundo as diversas hipóteses.

Comparando-se os resultados das estimativas da população urbana da cidade de Iguatu no horizonte de 1980 a 2010, pode-se constatar uma diferença acentuada entre algumas hipóteses levantadas, como é o caso das hipóteses I e II, ou mesmo entre as hipóteses III e V.

Partindo do pressuposto que a cidade de Iguatu se encontra ainda na fase de crescimento geométrico de sua população, conclui-se que a previsão obtida pela hipótese I representa, com maior segurança, o comportamento a ser obtido pela cidade nesses próximos anos.

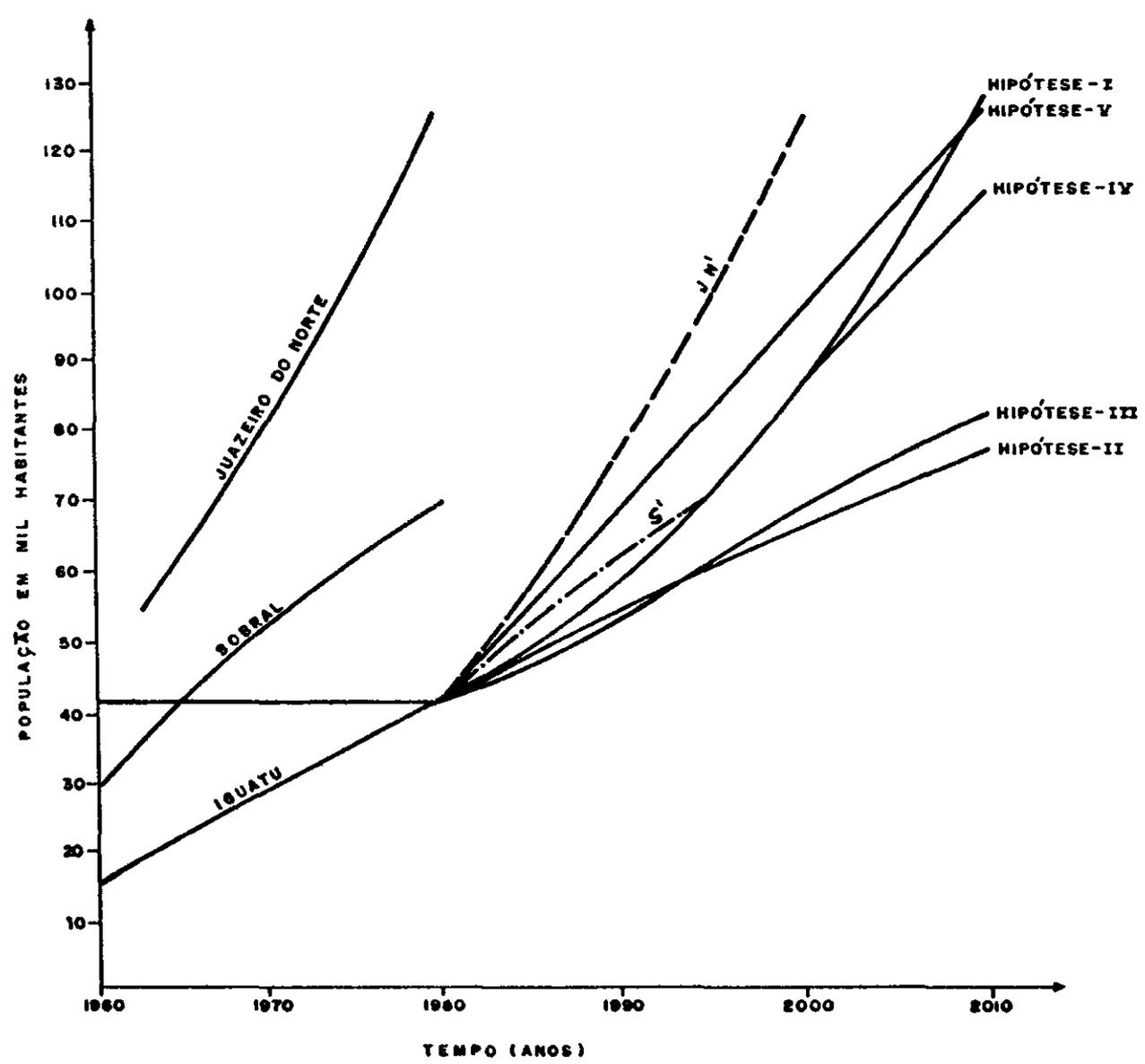
QUADRO 2
PROJEÇÃO DA POPULAÇÃO URBANA DA
CIDADE DE IGUATU PARA OS ANOS DE 1980
A 2010 CONFORME AS HIPÓTESES LEVANTADAS

(em nº de habitantes)

Anos	H I P Ó T E S E S				
	I	II	III	IV	V
1980	41.056	41.056	41.056	41.056	41.056
1990	59.787	54.219	53.922	59.787	68.000
1995	72.147	60.097	61.070	72.147	81.000
2000	87.063	66.613	68.218	87.063	97.500
2005	105.063	71.867	75.365	99.186	112.000
2010	126.783	77.536	82.513	114.340	126.500

FIGURA-3

GRÁFICO DA PROJEÇÃO DA POPULAÇÃO RESIDENTE NO MEIO URBANO NA CIDADE DE IGUATU PARA OS ANOS DE 1980 a 2010 CONFORME AS HIPÓTESES LEVANTADAS



FONTE: CÁLCULOS DA SIRAC

11000349



3 - CÁLCULO DE VAZÕES E SISTEMA PROPOSTO

000050

3 - CÁLCULO DE VAZÕES E SISTEMA PROPOSTO

3.1 - CÁLCULO DE VAZÕES

CONSUMO PER CÁPITA

As vazões de projeto foram determinadas pela expressão:

$$Q = \frac{K.P.q}{86.400}$$

Onde;

P - População abastecível a ser considerada no projeto;

q - Taxa de consumo per cápita em l/hab. por dia;

K - 1,0 - coeficiente médio;

1,2 - coeficiente do dia de maior consumo;

1,5 - coeficiente da hora de maior consumo;

1,8 - coeficiente de reforço.

Foi adotado para a cidade de Iguatu um consumo per cápita de 200 l/hab/dia.

Com base nos parâmetros adotados obtêm-se as vazões e consumos de projeto apresentados no Quadro Nº 5 a seguir.

QUADRO Nº 5
VAZÕES E CONSUMOS DE PROJETO

ANO	POPULAÇÃO	POPULAÇÃO ABASTECÍVEL	VOLUME DO DIA DE MAIOR CONSUMO (m ³)	VAZAO DO DIA DE MAIOR CONSUMO		VAZAO MAXIMA HORÁRIA (l/s)
				(m ³ /h)	(l/s)	
1980	41.056	41.056	8.211,20	410,56	114,04	171,06
1990	59.787	59.787	11.957,40	597,87	166,08	249,12
1995	72.147	72.147	14.429,40	721,47	200,41	300,62
2000	87.063	87.063	17.412,60	870,63	241,84	362,76
2005	105.063	105.063	21.012,60	1.050,63	291,84	437,76
2010	126.783	126.783	25.356,60	1.267,83	352,18	528,27



3.2 - SISTEMA PROPOSTO

3.2.1 - Generalidade

O atual sistema de abastecimento público de água da cidade de Iguatu necessita de melhorias que compreendem, ampliação de captação existente, nova captação, ampliação do atual tratamento d'água, nova estação de tratamento d'água, novo reservatório e melhoria e ampliação da rede de distribuição.

A diretoria da F.SESP no Ceará, elaborou em 1975 o projeto do atual sistema de abastecimento d'água para atender uma população de 60.000 habitantes, que deveria ser alcançada no ano de 1987.

A atual diretoria contratou os serviços da consultora SIRAC para elaboração de um novo projeto visando a realização das melhorias já citadas.

3.2.2 - Ampliação do sistema existente

3.2.2.1 - Manancial

A facilidade de obtenção de água subterrânea do atual manancial, bem próximo à cidade, a inexistência de rios perenes na região e a proximidade do reservatório, levaram à opção de continuar utilizando como manancial, o lençol freático contido nos aluviões das margens do Rio Jaguaribe.

Em estudo recente a Fundação SESP concluiu que a vazão máxima do manancial seria em torno de 730 m³/h. - 2000

Para diminuir o teor de ferro dissolvido na água foi construída uma estação de tratamento que funciona satisfatoriamente.



3.2.2.2 - Captação

Com esta vazão garantida, optou-se continuar com a captação subterrânea. Instalando mais uma estação elevatória na área.

A seguir o nº de poços em funcionamento hoje e suas vazões:

Nº 17	Q = 138 m ³ /h
Nº 19	Q = 126 m ³ /h
Nº 20	Q = 138 m ³ /h
Nº 16	Q = 60 m ³ /h
Nº 18	Q = 60 m ³ /h

Os poços 16 e 18 não são capazes de trabalhar 24 horas com uma vazão de 90 m³/h. O poço 21 está perfurado mas não foi ativado.

Propõe-se o aproveitamento dos poços nº 17, 19 e 20, cujas vazões somam 402 m³/h. Perfurando mais um poço e colocando para funcionar o poço 21, ambos com uma vazão média de 134 m³/h, obtendo-se uma vazão total de 670 m³/h. Os poços de nº 16 e 18 devem se reverter completando assim, a vazão necessária para o funcionamento do sistema.

Portanto, a captação será constituída por uma bateria de seis poços tubulares que, conjuntamente poderão fornecer uma vazão superior a 730 m³/hora.

3.2.2.3 - Recalque

O recalque é feito em dois estágios, dos poços para o reservatório de reunião existente e deste para a Estação de Tratamento.



Os poços são equipados de conjunto motobomba submerso.

O segundo estágio é constituído por quatro conjuntos de motor elétrico e bomba centrífuga de eixo horizontal. Cada conjunto tem capacidade para elevar a vazão de 162,50 m³/hora (média) contra uma altura manométrica de 42 m.

Este recalque será aproveitado por inteiro. Foi projetado um segundo recalque constituído por dois conjuntos de motor elétrico e bomba centrífuga de eixo horizontal, sendo uma de reserva e rodízio. Cada conjunto terá capacidade para elevar a vazão de 360m³/hora com uma altura manométrica de 27,92 m.

Os dois recalques funcionarão em conjunto para obter a vazão de 730 m³/hora.

3.2.2.4 - Adução

A adutora é constituída por tubulação dupla de 250 mm de diâmetro. Cada linha possui respectivamente 2.055m e 1.550 m, ligando o reservatório de reunião a estação de tratamento de água.

Uma das linhas possui 1385 m em ferro fundido e os restantes 670 m em cimento amianto. A outra é praticamente de cimento amianto - 1300m e ferro fundido - 250 m, sendo esse trecho correspondente à travessia da ponte rodoviária.

A tubulação de ferro fundido conduz uma vazão média de 175m³/hora e a de cimento amianto, 150 m³/hora.

Estas duas tubulações de 250 mm serão convertidas em uma de 350 mm na passagem da ponte rodoviária. Após a travessia voltará a duplicação de tubulação.



Uma segunda adutora será criada, atravessando a ponte pelo outro lado. Terá um diâmetro de 350 mm e liga o novo reservatório de reunião à duplicação da ETA. Será toda de ferro fundido com um comprimento de 1600m. Conduzirá uma vazão média de 360 m³/hora.

3.2.2.5 - Estação de tratamento

O atual sistema de tratamento é constituído de aeração, através de leito de coque, seguida de filtração rápida à gravidade com desinfecção e fluoretação.

Esta estação de tratamento tem um desempenho muito bom, e sua principal finalidade, a remoção de ferro é satisfatória. A equipe de operação e manutenção já domina por completo sua atividade, conhecendo todos os segredos do sistema de tratamento.

Sugerimos duplicar a estação de tratamento ouvindo-se as ressalvas da equipe de manutenção, como por exemplo, a dificuldade da lavagem dos aeradores.

A vazão atual tratada é de 8.208 m³/dia, duplicando-se a estação a vazão passará a 16.416 m³/dia.

A taxa de aplicação para cada aerador é de 684 m³/m² x dia.

A taxa de filtração para cada filtro é de 128,25 m³/m² x dia.

O reservatório elevado existente para a lavagem dos filtros, será aproveitado para a duplicação. O volume útil do reservatório elevado é de 130m³.



3.2.2.6 - Reservatórios

Reservatório de água tratada

O reservatório de reunião de água tratada tem um volume de 400 m³, enquanto que o volume útil é de 330 m³.

A casa das bombas tem 23,40 m².

O conjunto de motobomba é constituído de duas bombas centrífugas, uma de rodízio e reserva, cuja vazão média é 321 m³/hora. A altura manométrica é de 23 m.

Este reservatório de reunião será aproveitado, pois o volume útil é satisfatório quando se acrescentar mais um motobomba.

A casa das bombas ficará com uma área de 28,70m². O volume útil do poço de sucção continuará de 330 m³.

A tubulação da linha de recalque continuará 350mm de diâmetro, permanecendo o mesmo comprimento.

3.2.2.7 - Reservatório de distribuição

O reservatório de distribuição construído em concreto armado, é do tipo apoiado e tem um volume útil de 700m³. Atualmente, serve apenas como caixa de passagem.

Foi projetado um novo reservatório com 3.920m³ de volume, tal valor equivale a 9 % da vazão máxima horária. Os dois reservatórios somam juntos, 4620 m³, tal valor equivale a 10 % da vazão máxima horária.

O novo reservatório será também em concreto armado provido de dois compartimentos de base regular.



As paredes possuirão seção retangular. A cobertura será plana, provida de vigas e pilares de sustentação em face da distância entre as paredes.

Terá duas aberturas de inspeção, uma ao lado da outra, permitindo acesso às respectivas câmaras através de degraus engastados nas paredes, feitos com vergalhão de 3/4" e distanciados entre si de 0,30m.

Cada câmara possuirá duas chaminés de ventilação constituídas de um tubo conectado a duas curvas de 90°.

A tubulação de chegada será de 500 mm que desaguará na antecâmara do reservatório.

A antecâmara se comunicará com cada câmara, através de um registro de 400 mm de diâmetro, que dará passagem a 50 por cento da vazão recalçada.

Abaixo de cada comporta uma pequena placa será destinada a amortecer o jato d'água, quando o reservatório estiver cheio.

A antecâmara será também provida de abertura de inspeção e de degraus de acesso.

A saída de água de cada câmara processa-se-á do lado oposto ao de entrada, através de um conduto de 500mm, provido de crivo e de registro, conduto este que termina no alimentador da rede com 600 mm de diâmetro.

Não foi considerado um by-pass porque as duas câmaras estão previstas numa etapa única.



O extravasor será comum às duas câmaras. Constitui de uma caixa de concreto armado, medindo internamente 2,00 m de comprimento, 1,0 m de largura e 0,50 m de profundidade, da qual parte um conduto de 500 mm.

Para descarga de cada câmara será feito na laje de fundo, um rebaixo em forma retangular, do qual parte a tubulação de descarga de 300 mm, provida de registro.

Num poço de 1,00 m de diâmetro será lançada a água do extravasor e das duas tubulações de descarga, água essa que é refugada por meio de um só conduto de 500 mm.

Cada câmara vai dispor de uma caixa que dá abrigo aos registros das tubulações de saída e de descarga de água.

3.2.3 - Sistema Projetado

3.2.3.1 - Manancial de superfície

- LOCALIZAÇÃO, ACESSO E FINALIDADE DA OBRA

O sítio barrável está localizado sobre o Rio Trussu, cerca de 100m a jusante da confluência do Riacho Areré e cerca de 3,5 km a montante da vila de Suassurana, no município de Iguatu, Estado do Ceará.

O acesso ao local da obra, a partir de Fortaleza (Fig. 1) pode ser feito através da BR-116, até Icó (cerca de 307km); daí a Iguatu através da CE-084 (cerca de 56km); tomando-se em seguida, a CE-021, donde se desvia, após um percurso de aproximadamente 3km, para a vila de Suassurana. A partir daí, percorre-se cerca de 3,5km de uma estrada carroçável, no sentido Oeste, até atingir o sítio barrável.



Outra opção de acesso rodoviário, também a partir de Fortaleza, é através da BR-116 até Triângulo; daí através da BR-112 até encontrar a CE-013, seguindo-se até Quixadá; daí através CE-021 até as proximidades de Iguatu, donde o percurso para chegar ao sítio barrável é o mesmo já descrito anteriormente.

Ainda pode ser usado o acesso ferroviário, a partir de Fortaleza, até a Vila Suassurana, num percurso total de 404km.

O Açude Público Truçú tem as finalidades primordiais de irrigação e regularização do rio a jusante, além do abastecimento d'água às populações ribeirinhas, e a cidade de Iguatu.

- CONCLUSÕES DOS ESTUDOS BÁSICOS, ANTEPROJETO E ESCOLHA DA MELHOR ALTERNATIVA

a) Estudos Topográficos

Os Estudos Topográficos revelaram que a cota para coroamento da barragem poderia atingir 255,00m ou, no máximo, 259,00m, sendo que para a primeira, ocorreriam três locais de fuga, dois na ombreira direita e uma na ombreira esquerda. Subindo o coroamento para a cota 259,00m, a barragem se prolongaria nas duas ombreiras, especialmente na ombreira esquerda, onde sofreria uma deflexão para montante, passando pelo local de fuga e prolongando-se um pouco mais, até atingir a cota considerada. De acordo com a curva cota x área x volume, obtida a partir do levantamento da bacia hidráulica, a acumulação máxima poderá ser da ordem de $177 \times 10^3 \text{ m}^3$, $260 \times 10^3 \text{ m}^3$ ou, no máximo, $285 \times 10^3 \text{ m}^3$, conforme a cota de coroamento da barragem e solução a ser adotada para sangradouro.

b) Estudos Hidrológicos

Quanto aos Estudos Hidrológicos, estes indicaram para



cheia de projeto o pico de $2.900\text{m}^3/\text{s}$, recomendando, entretanto, considerar um pico de $3.200\text{m}^3/\text{s}$ como elemento para teste de segurança do sangradouro. Por outro lado, as curvas de picos instantâneos, obtidas por esses estudos, revelaram que 97% das cheias são iguais ou menores que $900\text{m}^3/\text{s}$. Do ponto de vista hidrológico, o sítio barrável poderia acumular até cerca de $290 \times 10^6 \text{ m}^3$.

c) Estudos Geotecnológicos

No tocante aos Estudos Geotecnológicos, chegou-se à conclusão que o boqueirão apresenta boas condições de fundação para uma barragem de terra, ressaltando-se, entretanto, algumas recomendações importantes. Uma delas se refere à formação do "cut-off", que deverá considerar a retirada de todo material aluvial, bem como, de toda capa de solo e de rocha, medianamente a muito alterada, de modo que toda fundação da barragem possa ficar assente em rocha sã a pouco alterada. Outra recomendação se prende ao problema de estanqueidade da ombreira esquerda, devendo ser tomados cuidados especiais para tratamento superficial através de injeções de cimento. Na área do sangradouro, apesar da rocha apresentar boa capacidade de carga, não oferece boa resistência à erosão, recomendando-se o revestimento do canal e bacia de dissipação. No tocante aos materiais construtivos, duas jazidas de materiais terrosos foram identificados, uma nas proximidades do local indicado para sangradouro e outra a jusante do eixo barrável, distando deste cerca de 2,5 km, em linha reta. Ambas foram avaliadas e caracterizadas em detalhe, revelando a existência de material de boa qualidade em quantidade suficiente, com predominância do tipo SC da Classificação Unificada de Solos. Os materiais pétreos para rip-rap poderão ser obtidos das escavações ao longo da tomada d'água, enquanto para agregado miúdo, uma pedreira existente nas proximidades de Suassurana, cerca de 5km do eixo barrável, poderá fornecer o material



necessário. Os materiais arenosos são os que apresentam alguma dificuldade, ocorrendo em depósitos descontínuos ao longo do rio, a uma distância de até 5km do eixo barrável.

- DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ADOTADA

Arranjo Geral das Obras

Uma barragem de terra principal corta o Rio Truçu, enquanto duas pequenas barragens auxiliares, também de terra, fecham os locais de fuga situados nas proximidades da ombreira direita da barragem principal. O sangradouro fica separado do corpo da barragem, na ombreira direita, sendo formado por um canal de entrada, um muro vertedouro, um canal rápido de saída, uma bacia de dissipação e um canal de retorno das águas para o rio. A tomada d'água é de controle a montante, sendo constituída por uma torre fechada, um sistema de regulação das vazões e uma galeria, está provida de um medidor-tipo na extremidade de jusante. A tomada d'água no momento está para ser reformulada pelo DNOCS.

Características Técnicas

As principais características técnicas das obras são a seguir apresentadas.

a) Barragem Principal

Tipo	maciço de terra homogêneo
— Cota do coroamento	259,00 m
Cota do talvegue	221,70 m
Altura da barragem acima da fundação	37,30 m
Largura do coroamento	8,00 m
Extensão pelo coroamento	1.320,00 m



Taludes de montante	3:1 e 3,5:1*
Talude de jusante	2,5:1*
Patamares no parâmetro de jusante	2
Volume de acumulação	$263 \times 10^6 \text{ m}^3$

b) Sangradouro

Cota da soleira	254,00 m
Descarga de projeto (com amortecimento)	$2.430 \text{ m}^3/\text{s}$
Extensão do muro vertedouro	150,00 m
Espessura máxima da lâmina vertente	3,96 m

c) Tomada d'água

Cota da plataforma da casa de comando	259,00 m
Cota mínima de operação do reservatório	231,00 m
Cota do eixo do tubo da tomada	227,00 m
Diâmetro do tubo da tomada	1.000 mm
Descarga máxima na cota mínima do reservatório	$4,17 \text{ m}^3/\text{s}$
Diâmetro do tubo de aeração	300 mm
Forma da seção da galeria	ferradura
Base da seção da galeria	2,50 m
Altura máxima da seção da galeria	2,87 m
Comprimento da galeria	175,00 m

d) Barragem auxiliar Nº 1

Tipo	maciço de terra homogêneo
Cota do coroamento	259,00 m
Cota mínima do terreno natural	249,60 m
Altura máxima do terreno natural	9,40 m

(*) Nas ombreiras, os taludes foram modificados, passando para 2,5:1 a montante e 2:1 a jusante.



Largura do coroamento	5,00 m
Extensão pelo coroamento	240,00 m
Talude de montante	2:1
Talude de jusante	2:1

e) Barragem Auxiliar Nº 2

Tipo	maciço de terra homogêneo
Cota do coroamento	259,00 m
Cota mínima do terreno natural	251,50 m
Altura máxima acima do terreno natural	7,50 m
Largura do coroamento	4,50 m
Extensão pelo coroamento	230,00 m
Talude de montante	2:1
Talude de jusante	2:1

3.2.3.2 - Estação de tratamento d'água - 02

A estação de tratamento d'água, cujo manancial é de superfície, se destina a aumentar a oferta de água para o sistema de abastecimento público existente.

Localiza-se a jusante da barragem de Truçu, e foi concebida em dois módulos de 100 l/s cada de forma a garantir as futuras necessidades, compatibilizando os investimentos a serem feitos.

Não se trata de um projeto de concepção convencional, pois diversas inovações no campo de tratamento de água foram introduzidas, tais como:



- Floculadores hidráulicos do tipo "alabama";
- Decantadores de alta taxa com placas paralelas e remoção hidráulica de lado;
- Filtros autolavantes que irão operar em taxa declinante, dispensando assim o aparato convencional de bombas, reservatório, tubulações e peças usuais para a operação de lavagem.

A medição de vazão afluente a E.T.A será utilizada a calha Parshall com garganta de 12". A calha Parshall serve também para mistura rápida.

3.2.4 - Rede de distribuição

A rede de distribuição foi dimensionada tomando-se como base a vazão para o final do plano (2010), de 528,27 l/s.

O sistema será composto de uma rede principal, que formam os anéis e as redes secundárias.

As canalizações principais foram calculadas pelo método de Hardy-cross, tendo sido projetado nove anéis em substituição a forma ramificada anterior, por julgar-se mais eficiente. Foi possível o aproveitamento de tubos da rede atual nos anéis da rede molhada, a que propiciou o surgimento de redes duplas.

As secundárias foram integralmente aproveitadas, apesar de terem sofrido modificações ao cruzarem os anéis principais. Os detalhes desses cruzamentos podem ser vistos nos desenhos das peças gráficas.

Na rede secundária, com o objetivo de reduzir o número de conexões admitiu-se, sempre que possível, que as tubulações secundárias não se interligariam nos cruzamentos das ruas.



O diâmetro mínimo adotado para a rede secundária é de 50 mm.

O quadro seguinte mostra as características principais da rede nova:

QUADRO Nº 6
MATERIAL HIDRÁULICO - TUBOS

Tubo de PVC PBA 12 JE - 50 mm	13.570 m
Tubo de PVC PBA 12 JE - 75 mm	2.782 m
Tubo de PVC PBA 12 JE - 100 mm	867 m
Tubo de PVC de FoFo 1 MPA JE - 150 mm	981 m
Tubo de PVC de FoFo 1 MPA JE - 200 mm	3.130 m
Tubo de PVC de FoFo 1 MPA JE - 250 mm	2.695 m
Tubo de FoFo ponta e bolsa JE, K-7 - 300 mm	1.081 m
Tubo de FoFo ponta e bolsa JE, K-7 - 400 mm	291 m
Tubo de FoFo ponta e bolsa JE, K-7 - 500 mm	65 m
Tubo de FoFo ponta e bolsa JE, K-7 - 500 mm	20 m

3.2.5 - Ligação predial

Para cada imóvel foi concebida uma ligação própria que será constituída essencialmente das seguintes peças:

- a) dispositivos de tomada
- b) ramal predial
- c) hidrômetro

O dispositivo de tomada é o conjunto de peças montadas junto à tubulação distribuidora que tem a finalidade de permitir a conexão do ramal predial à rede pública.



O ramal predial é o trecho de tubulação que partindo do dispositivo de tomada vai até o hidrômetro. O ramal predial foi concebido em tubo de polietileno linear de 200 mm.

Hidrômetros são aparelhos destinados a medir e indicar o volume de água fornecido pela rede de distribuição a uma instalação predial.



4 - DESENVOLVIMENTO DO SISTEMA PROPOSTO

000067

4 - DESENVOLVIMENTO DO SISTEMA PROPOSTO

4.1 - ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

4.1.1 - Estação elevatória de água bruta

4.1.1.1 - Equação da curva do sistema

$$J = 10,641 \frac{L}{C^{1,85}} \times \frac{Q^{1,85}}{D^{4,87}}$$

L = 1.600 m

C = 130

D = 0,35

$$J = 10,641 \frac{1.600}{(130)^{1,85}} \times \frac{Q^{1,85}}{(0,35)^{4,87}}$$

Hman = Hg + 347,29 x Q

Hg = Hs + Hr Hs = 0 Hr = 232,20 - 209,19 = 23,01

Hman = 23,01 + 347,29 x Q^{1,85}

Q (m ³ /h)	Q (m ³ /s)	J (m)	Hman (m)
0,00	0,00	0,00	23,01
180	0,05	1,36	24,37
360	0,10	4,91	27,92
540	0,15	10,39	33,40
720	0,20	17,68	40,69
900	0,25	26,72	49,73



4.1.1.2 - Arranjo do sistema de bombeamento

4.1.1.2.1 - Número de Bombas

$$N = 01 + 01 \text{ (Reserva e Rodízio)}$$

4.1.1.2.2 - Ponto de Trabalho

Q m ³ /h	H _{man} (m)
360	27,92

4.1.1.2.3 - Potência total absorvida

$$P = \frac{\gamma \times Q \times H_{man}}{75 \eta}$$

onde: γ = peso específico da água = 1.000 kg/m³;
Q = vazão;
H_{man} = altura manométrica;
 η = rendimento global do conjunto elevatório.

$$P = \frac{1.000 \times 0,10 \times 72,92}{75 \times 0,81} \approx 46 \text{ CV}$$

4.1.1.2.4 - Estimativa da potência de motor

$$\text{POT-MOTOR} = 46 \times 1,15 = 53 \text{ CV}$$

$$\text{POT-COMERCIAL} = 75 \text{ CV}$$



4.1.1.2.5 - Transformador

$$T = \frac{53 \times 0,736}{0,85} = 45 \text{ KVA}$$

T Comercial = 75 KVA (para cada bomba).

4.1.1.3 - Volume útil do poço de sucção

$$V = Q \times T$$

onde:

V = Volume útil do poço de sucção em m³;

Q = Vazão média do projeto, afluyente da elevatória em m³/min;

T = Tempo de detenção no poço em min.

então temos:

$$V = 6 \times 20$$

$$V = 120 \text{ m}^3$$

Volume adotado: 200 m³

4.1.2 - Estação elevatória de água tratada

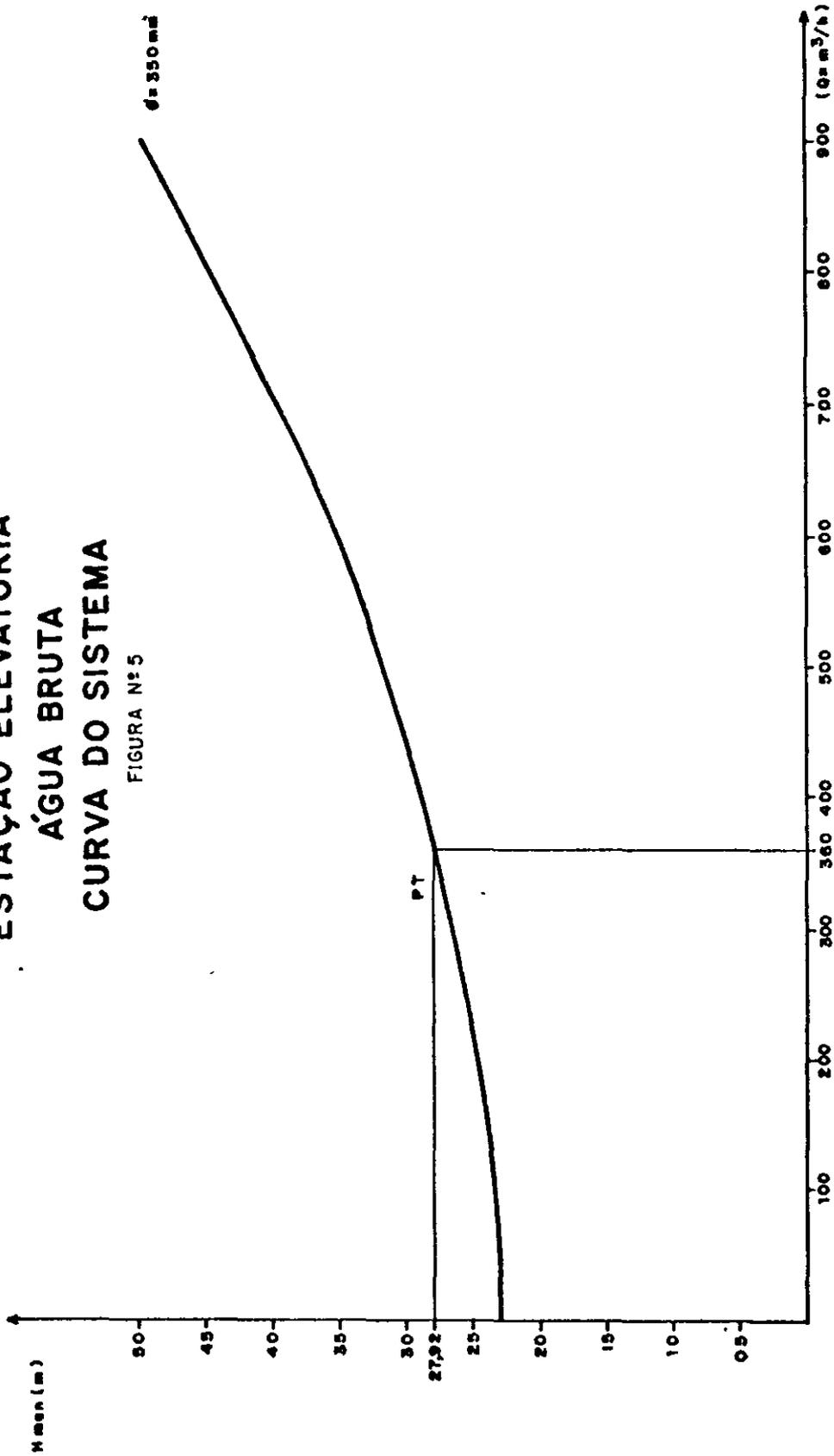
4.1.2.1 - Equação da curva do sistema

$$J = 10,641 \frac{L}{C^{1,85}} \times \frac{Q^{1,85}}{D^{4,87}}$$

L = 250 m (incluindo comprimento equivalente de conexões e válvulas)

**ESTAÇÃO ELEVATÓRIA
ÁGUA BRUTA
CURVA DO SISTEMA**

FIGURA Nº 5



000071



$$C = 100$$

$$D = 0,35$$

$$J = 10,641 \frac{250}{(100)^{1,85}} \times \frac{Q^{1,85}}{(0,35)^{4,87}}$$

$$J = 88,16 \times Q^{1,85}$$

$$H_{man} = H_g + 88,16 \times Q^{1,85}$$

$$H_g = H_s + H_r \quad H_s = 3,80 \quad H_r = 14,73 \text{ m}$$

$$H_{man} = 18,53 + 88,16 \times Q^{1,85}$$

Q (m ³ /h)	Q (m ³ /s)	J (m)	Hman (m)
0,00	0,00	0,00	18,53
180	0,05	0,35	18,88
360	0,10	1,25	19,78
540	0,15	2,64	21,17
720	0,20	4,49	23,02
900	0,25	6,78	25,31
1.080	0,30	9,50	28,03

4.1.2.2 - Arranjo do sistema de bombeamento

- Número de Bombas

N = 02 + 01 (Reserva e Rodízio)

- Ponto de Trabalho da Associação em Paralelo

Q m ³ /h	Hman (m)
4,49	23,02
720	

- Potência total absorvida

$$P = \frac{\gamma \times Q \times H_{man}}{75 \eta}$$

onde: γ = peso específico da água = 1.000 kg/m³;

Q = vazão;

H_{man} = altura manométrica;

η = rendimento global do conjunto elevatório.

$$P = \frac{1.000 \times 0,20 \times 23,02}{75 \times 0,85} \cong 72 \text{ CV}$$

- Potência Unitária da Associação

$$P = \frac{72}{2} = 36 \text{ CV}$$

- Estimativa da Potência de Motor

$$\text{POT-MOTOR} = 36 \times 1,15 = 41,40 \text{ CV}$$

$$\text{POT-COMERCIAL} = 75 \text{ CV}$$

4.1.2.3 - Transformador

$$T = \frac{36 \times 0,736}{0,85} = 32 \text{ KVA}$$

$T_{comercial}$ = dois transformadores de 50 KVA



4.1.2.4 - Cálculo do NPSH disponível

$$h_s = 3,80 \text{ m}$$

$$P_o/\gamma = 10,08 \text{ m}$$

$$P_v/\gamma = 0,32 \text{ e } g = 0,997$$

$$h_s = 0,12$$

$$(\text{NPSH disp}) = P_o/\gamma - (P_v/\gamma + h_s + \Delta h_s)$$

$$(\text{NPSH disp}) = 10,11 - (0,32 + 3,80 + 0,12)$$

$$(\text{NPSH disp}) = 5,87$$

O resultado indica que na linha de sucção da adutora estão disponíveis (há uma carga residual) 5,87 m.

$$(\text{NPSH disp}) = 1,15 \text{ (NPSH req)}$$

$$(\text{NPSH req}) = 5,10 \text{ m}$$

4.1.2.5 - Volume útil do poço de sucção

$$V = Q \times T$$

Onde:

V = Volume útil do poço de sucção em m^3 ;

Q = Vazão média do projeto, afluyente da elevatória em m^3/min ;

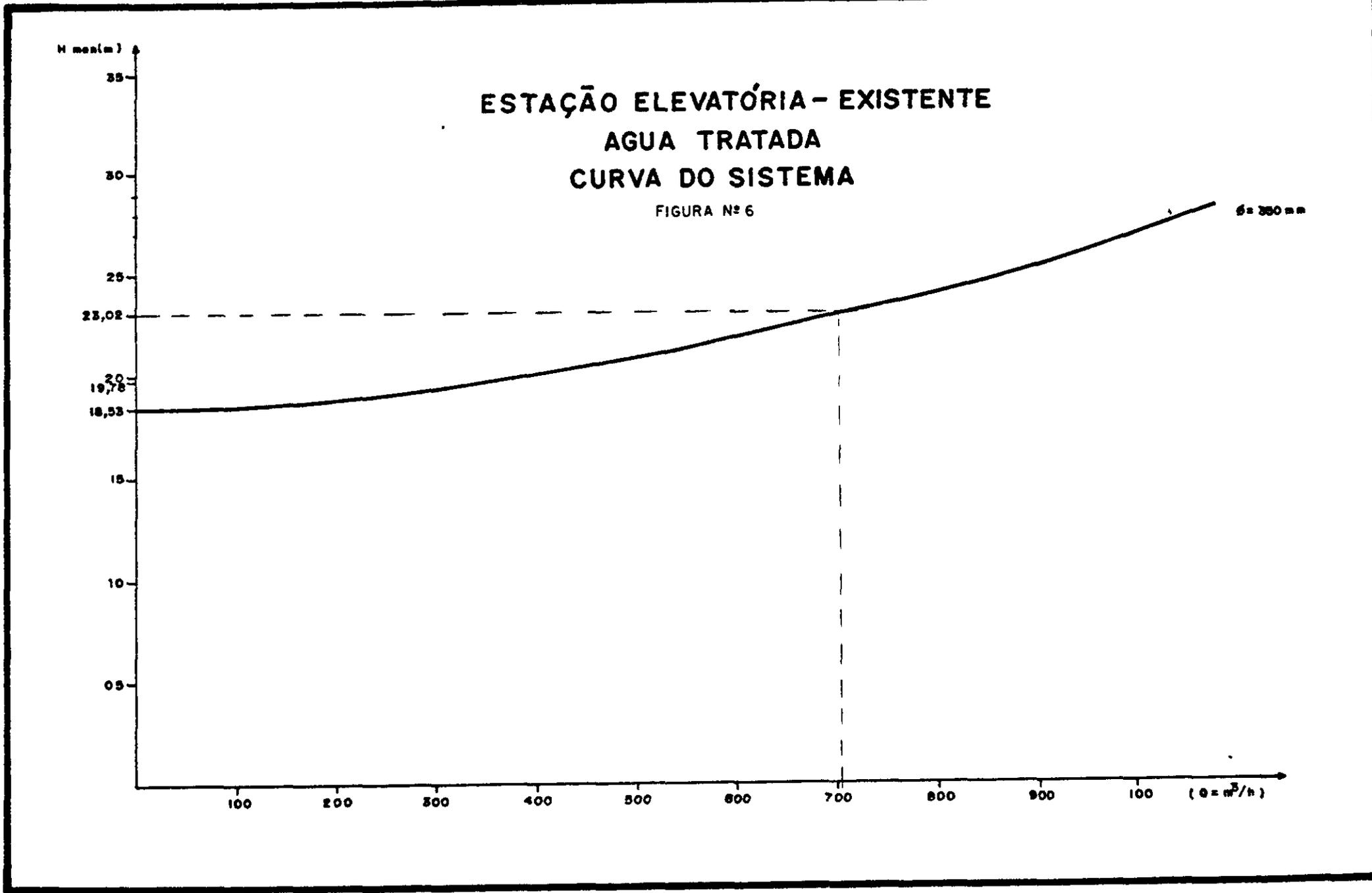
T = Tempo de detenção no poço em min.

então temos:

$$V = 12 \times 20$$

$$V = 240 \text{ m}^3$$

Volume existente: 300 m^3



000075



4.1.3 - Estação elevatória de água tratada - TRUÇU

4.1.3.1 - Equação da curva do sistema

$$J = 10,641 \frac{L}{C^{1,85}} \times \frac{Q^{1,85}}{D^{4,87}}$$

$$L = 19.060$$

$$C = 130$$

$$D = 0,50$$

$$J = 10,641 \frac{19.060}{(130)^{1,85}} \times \frac{Q^{1,85}}{(0,50)^{4,87}}$$

$$H_{man} = H_g + 728,33 \times Q^{1,85}$$

$$H_g = H_s + H_r \quad H_s = 0 \quad H_r = 238,45 - \underline{229,20} = 9,25$$

$$H_{man} = 9,25 + 728,33 \times Q^{1,85}$$

Q (m ³ /h)	Q (m ³ /s)	J (m)	Hman (m)
0,00	0,00	0,00	9,25
180	0,05	2,85	12,10
360	0,10	10,29	19,54
540	0,15	21,78	31,03
720	0,20	37,09	46,34
900	0,25	56,04	65,29
1.080	0,30	78,52	87,77



4.1.3.2 - Arranjo do sistema de bombeamento

- Número de Bombas

$$N = 02 + 01 \text{ (Reserva)}$$

- Ponto de Trabalho de Associação em Paralelo

Q(m ³ /h)	Hman (m)
720	46,34

Cada bomba operando em associação deverá bombear metade da vazão total de projeto.

(Qt = 0,20 m³/s). Assim:

$$Q_u = 0,20 / 2 = 0,10 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Potência total absorvida

$$P = \frac{\gamma \times Q \times H_{man}}{75 \eta}$$

onde: γ = peso específico da água = 1.000 kg/m³;
Q = vazão - m³/s;
Hman = altura manométrica;
 η = rendimento global do conjunto elevatório.

$$P = \frac{1.000 \times 0,20 \times 46,34}{75 \times 0,79} = 156 \text{ CV}$$

- Potência Unitária da Associação



$$P = 156 / 2 = 78 \text{ CV}$$

- Estimativa da Potência de Motor

$$\text{POT-MOTOR} = 78 \times 1,15 = 89,70 \text{ CV}$$

$$\text{POT-COMERCIAL} = 100 \text{ CV}$$

4.1.3.3 - Subestação rebaixadora

$$T = \frac{156 \times 0,736}{0,85} = 135,8 \text{ KVA}$$

Transformador comercial = Dois (2) transformadores de 75 KVA,

T = 75 KVA (para cada bomba).

4.1.3.4 - Volume útil do poço de sucção

O reservatório da água filtrada será dimensionada para um tempo de detenção de 20 min.

Terá no seu interior chicanas, para facilitar a mistura da aplicação final dos reagentes.

$$V = Q \times T$$

$$V = 12 \times 20$$

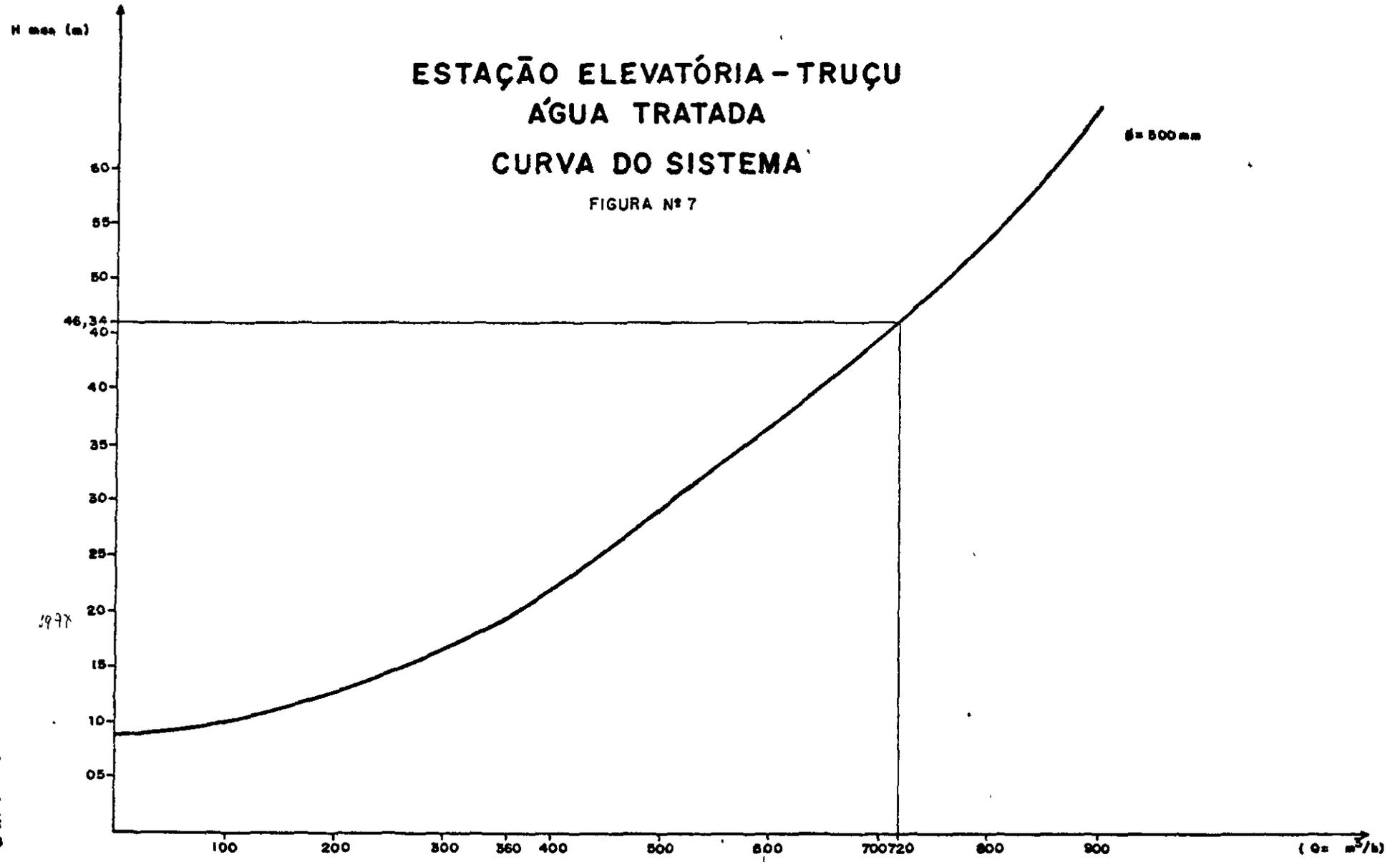
$$V = 240 \text{ m}^3$$

Volume adotado: 273 m³.

ESTAÇÃO ELEVATÓRIA - TRUÇU
ÁGUA TRATADA
CURVA DO SISTEMA

FIGURA Nº 7

$\phi = 500 \text{ mm}$



9000079

59.97



4.2 - ESTAÇÃO DE TRATAMENTO - 01

4.2.1 - Generalidades

O tratamento existente é constituído de aeração através do leito de coque seguido de filtração rápida à gravidade, cloração e fluoretação.

Esse tipo de tratamento, aeração através do leito de coque e filtração rápida, primeiramente foi testado em escala piloto com resultados satisfatórios.

O teor do ferro que era superior a 2 mg/l foi reduzido para valores inferiores ao recomendado pelos padrões de potabilidade.

Na fase de teste foi utilizada a taxa de filtração de 1,4 l/sm² ou 120 m³/m² x dia.

Atualmente Iguatu tem uma estação de tratamento, sendo bem operada e obtendo ótimos resultados, mas com a capacidade esgotada. Optou-se portanto em duplicar essa estação, aproveitando também o mesmo manancial.

4.2.1.1 - Vazão a tratar

A vazão a tratar será de 8.208 m³/dia ou 95 l/s, em uma única etapa.

4.2.1.2 - Aeradores

Tipo: Aeradores de tabuleiros de coque.

Número de aeradores: 3

Área de cada aerador: 4,00 m² (2,00 x 2,00 m)



Cada aerador será constituído de quatro tabuleiros ou bandejas de coque, distanciados entre si de 0,50 m, e um tabuleiro de distribuição.

As vazões que passam pelos aeradores serão coletadas por três tanques independentes entre si.

A admissão da água para os aeradores será feita através de um pequeno reservatório elevado cuja finalidade principal é proporcionar uma melhor distribuição da vazão.

Taxas de aplicação

Sendo de 12.00 m² a área dos aeradores é de 8.208 m³ o volume diário a tratar, a taxa de aplicação será de 684 m³/m² x dia.

4.2.1.3 - Filtros

Número de filtros: 4

Áreas e taxas de filtração

Adotadas as dimensões de 4,10 x 3,90 m, cada filtro terá uma área de 16 m².

Para a etapa única do plano tem-se a área de 64 m² e a taxa de filtração de 128,25 m³/m² x dia.

Sistema de drenagem

Será adotado o sistema de laterais duplos paralelos, ou fundo Leopold, possibilitando uniformidade da distribuição da água de lavagem sem introduzir grande perda de carga.



Altura da caixa do filtro	—
Altura livre adicional	0,30 m
Altura d'água sobre a areia	1,40 m
Camada de areia	1,00 m
Camada de seixos	0,30 m
Sistema de drenagem	0,30 m
	<hr/>
Total	3,30 m

Calhas de água de lavagem

Serão em número de 3 para cada filtro, e na parte retangular terão as dimensões de 0,35 x 0,45 m.

Foram dimensionadas pela fórmula de Camp, admitindo-se um acréscimo de 30% para a vazão da lavagem.

Calha de entrada de água da lavagem

A calha de entrada de água de lavagem terá as dimensões de 0,45 x 0,70 m.

O ponto de admissão da água será central e a velocidade da água na calha será bastante inferior ao limite recomendado pelo fabricante dos blocos Leopold que é de 1,2 m/seg.

Camada de areia e camada suporte

A camada de areia terá as seguintes características:

Diâmetro efetivo DE = 0,70 m

Coefficiente de Uniformidade u = 2,0

A camada terá altura de 1,00 metro.



A camada suporte, em se tratando de fundo Leopold, terá apenas 0,30 m e será graduada conforme os seguintes tamanhos e profundidades do alto da camada até o fundo do filtro:

15 cm	1/8"
5 cm	1/4" e 1/8"
5 cm	1/2" e 1/4"
5 cm	3/4" e 1/2"

Disposições construtivas

Os filtros serão construídos com antecâmara que recebe água parada e para qual vertem as águas de lavagem, através das calhas.

Entrada de água aerada

Cada filtro disporá de válvula de 200 mm de diâmetro.

Descarga de água de lavagem

A água de lavagem será descarregada através de uma comporta de 500 mm de diâmetro.

Entrada da água de lavagem

A entrada da água de lavagem será feita através da válvula de 300 mm de diâmetro.

Valvula de efluente - água filtrada

Cada filtro disporá de uma válvula de 150 mm de diâmetro.



Dreno para esvaziamento

Cada filtro disporá de uma válvula de 100 mm de diâmetro.

Lavagem dos filtros

A lavagem dos filtros será feita a contra corrente com uma vazão máxima de 0,240 m³/s.

A regulagem da vazão de lavagem será feita, para cada filtro, por registro intercalado na tubulação proveniente do reservatório de água da lavagem existente.

O suprimento do reservatório da água de lavagem será feito por dois conjuntos elevatórios com capacidade para elevar a vazão de 20 l/s contra altura manométrica de 20 metros. Esses conjuntos serão os mesmos da estação existente, assim como o reservatório.

Canal de água filtrada

O canal de água filtrada terá as dimensões de 0,80 x 0,80 m.

Calha de admissão aos filtros

A calha da admissão aos filtros terá largura de 0,80 m e altura de 1,00 m. A profundidade útil será de 0,70 m.

A velocidade à entrada da calha será de 0,17 m/s.

Extravazoi da estação

O extravazoi da estação será localizado na calha de admissão aos filtros e será constituído de um vertedouro de 1,10m



de largura, comunicando-se por uma abertura de 1,10 x 0,25 m na laje do fundo daquela com o canal de descarga dos filtros.

Canal de descarga

O canal de descarga terá largura de 0,80 m e declividade de 0,005 m/m.

Considerando-se uma profundidade útil de 0,30 m, $Y = 0,16$, e utilizando-se a fórmula de Bazin para cálculo da velocidade, a capacidade do canal será de 0,45 m³/s, vazão esta superior a da lavagem dos filtros que é de 0,24 m³/s.

Medição de vazão

A medição da vazão será feita por um Parshall de 9".

À câmara de admissão da água aerada segue-se um canal que vai ter ao medidor Parshall.

Para a vazão da 96 l/s a carga no Parshall é de 0,33 m.

A perda da carga no Parshall será de 0,13m.

Reservatório da estação (reservatório de água filtrada)

O reservatório da água filtrada tem capacidade de 400 m³, tendo, em planta, a forma retangular com as dimensões 13,50 x 9,00 m. A altura útil é de 3,30m. Será aproveitado o reservatório existente.

Cotas:

Cota do terreno	221,00
N.A máximo	221,00
Cota do fundo	217,70



Cota da tampa	222,00
Tubulação da entada	220,48

Reservatório de água de lavagem

O reservatório da água de lavagem tem capacidade de 130 m³.

É elevado, devendo a cota do fundo estar acima 10 metros das bordas das calhas de água de lavagem.

Cotas:

Cota do terreno	224,00
N.A. máximo	239,00
Cota do fundo	235,45

Dosagem e consumo de cloro

Fixando-se o residual de 0,2 mg/l nos pontos extremos da rede de distribuição, e admitindo-se a dosagem de 2mg/l para obtenção daquele residual, o consumo de cloro será de 16,4kg/dia.

Será empregado dosador de cloro, à vácuo, de preferência - Wallace-Tierran capaz de dosar até 22 kg de cloro por dia.

O ponto de aplicação será no canal de água filtrada antes do poço de sucção do recalque para o reservatório da água de lavagem.

4.2.1.4 - Fluoretação

A fluoretação é uma prática cada vez mais corrente, sempre que a água de abastecimento apresenta concentração de íon fluoreto inferior à desejável.



Para ser adotada a fluoretação é importante analisar a água do manancial em laboratório, cujos resultados deverão ser registrados para que a F.SESP possa controlar efetivamente o processo. O controle operacional é tanto antes como depois da fluoretação.

4.2.2 - Descrição geral da E.T.A - 01

4.2.2.1 - Generalidade

O sistema público de abastecimento d'água de Iguatu fornecerá à comunidade servida, água de boa qualidade do ponto de vista físico, químico, biológico e bacteriológico. Para tal, e em função das características qualitativas da água fornecida pelo manancial subterrâneo, procede-se ao tratamento de água em estação de tratamento. A análise química e os exames físico e bacteriológico da água, fornecida pelo manancial subterrâneo, determinou a necessidade de submeter essa água a processos corretivos a fim de garantir uma boa qualidade e segurança.

O tratamento da água é feito para atender as seguintes finalidades: higiênicas, estéticas e econômicas.

Os processos escolhidos para a purificação da água são: Aeração, Filtração, Desinfecção e Fluoretação.

4.2.2.2 - Vazão de dimensionamento

Consumo máximo diário: 8.208 m³/dia

Vazão média horária, correspondente ao dia de maior consumo : 342 m³/hora, correspondente a 95 l/s

4.2.2.3 - Aeradores

Aaeração das águas foi adotado com o objetivo de oxidar o ferro existente.



A aeração é o intercâmbio ou troca de gases e substâncias voláteis entre a água e o ar.

A água encontrada em Iguatu no manancial subterrâneo é agressiva (ph baixo), rica em gás carbônico e sem oxigênio dissolvido sob a forma de bicarbonato ferroso dissolvido.

Inconvenientes

Os teores excessivos de ferro na água apresentam vários inconvenientes:

- Mancham tecidos, utensílios, aparelhos sanitários, etc.;
 - Causam sabor desagradável "metálico";
 - Prejudicam a preparação de café e chá;
 - Interferem nos processos industriais (fabricação de papel, tecidos, tinturarias e cervejarias) etc.;
 - Podem possibilitar o desenvolvimento de bactérias ferruginosas nocivas (Crenothrix).
- Tipo de aerador

A unidade de aeração adotada é de queda por gravidade do tipo tabuleiros. Esses são os mais indicados para a adição de oxigênio e oxidação de compostos ferrosos.

O aerador é constituído de 5 (cinco) tabuleiros ou "bandejas" iguais e superpostas, distanciadas de 0,50 m (em altura), através dos quais a água percola. Sua dimensão é de 2,00 x 2,00m.

O primeiro tabuleiro, mais alto, serve apenas para distribuir uniformemente a água, sendo executado com perfurações. Os demais tabuleiros são construídos com uma treliça sobre a qual é disposta uma camada de pedras, ou seja, material granular

de preferência coque de 1/2 e 6". Essa camada oferece uma superfície de contato, que concorre para acelerar as reações de oxidação e possui 0,20m de espessura.

Será adotado um número de 3 aeradores.

Taxa de aplicação

Será aplicada a seguinte fórmula:

$$Ta = \frac{Q}{A}$$

onde: Ta - taxa de aplicação, m³/m² x dia.
Q - vazão a tratar, m³/dia;
A - área de superfície do tabuleiro, m².

$$Ta = \frac{8.208}{3 \times 2 \times 2}$$

$$Ta = 684 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ x dia.}$$

Tanque de coleta

Cada aerador terá o seu tanque de coleta, que reunirá as vazões que passam pelos tabuleiros. Este tanque de coleta terá 0,50 m de altura e poderá ser limpo individualmente sem parar o sistema.

Caixa de alimentação

Haverá uma caixa de alimentação situada sobre a torre de 1,50 metros. Terá a forma cilíndrica com um triângulo equilátero dentro, para realizar a distribuição equitativa da vazão para os 3 (três) aeradores.



A caixa terá 2,90m de diâmetro e 1,50 m de altura.

Cada aerador será alimentado por uma tubulação de 200mm de diâmetro. Haverá uma válvula de gaveta, para controle de abertura e fechamento do fluxo da água que alimenta o aerador.

O nível d'água na caixa da alimentação estará à cota 232,20 e o fundo à 231,40.

Detalhes técnicos

Tipo: Aerador de queda por gravidade do tipo tabuleiro;
Número de aeradores: 3 unidades independentes entre si;
Área de cada aerador: 4,00 m² (2,00 x 2,00 m);

Tabuleiros: Cada aerador será constituído de 5 (cinco) tabuleiros, distanciados entre si de 0,50m. Sendo 4 tabuleiros contendo coque (de 0,20m de altura) e 1 tabuleiro sem coque, destinado exclusivamente à distribuição da água. As perfurações no fundo do tabuleiro são de 6 mm.

Taxa de aplicação: 684 m³/m² x dia.

Eficiência

Com este tipo de aeradores pode-se conseguir reduções de até 90% do gás carbônico contido na água. Deverão ser retiradas amostras de água bruta antes de passar pelo aerador e verificar os teores elevados de ferro, sua forma e o estado em que se apresentam essas impurezas. Da mesma maneira devemos proceder com a água aerada. As determinações e os ensaios de laboratório podem oferecer valiosas informações para os projetistas e para a boa operação do tratamento.



4.2.2.4 - Filtros

Número de filtros

$$n = 0,044 \sqrt{Q} \text{ (Q em m}^3\text{/dia)}$$

$$n = 0,044 \sqrt{8,208} = 4$$

Taxa de filtração

Adotada inicialmente: 120 m³/m² x dia

Área necessária

$$A = \frac{8,208}{120} = 68,4 \text{ m}^2$$

Área de cada filtro

Adotando-se as dimensões 4,10 x 3,9 m tem-se para a área de cada filtro:

$$A = 4,10 \times 3,90 = 16 \text{ m}^2$$

Área total efetiva

$$A = 16 \times 4 = 64 \text{ m}^2$$

Taxa de filtração efetiva

$$\frac{8,208}{64} = 128,25 \text{ m}^3\text{/m}^2\text{.dia}$$

Altura da caixa do filtro

Altura livre adicional 0,30 m

Altura d'água sobre a areia 1,40 m

Camada de areia	1,00 m
Camada de seixos	0,30 m
Sistema de drenagem (fundo Leopold)	<u>0,30 m</u>
	3,30

Camada de areia

Será utilizada areia com as seguintes especificações:

Diâmetro efetivo: $D = 0,7$ mm

Coefficiente de uniformidade: $U = 2,0$

Altura da camada: 1 metro

Camada de seixos

Em se tratando de um sistema de drenagem de laterais duplos paralelos (fundo Leopold), a camada de seixos poderá ter sua altura reduzida. Terá 0,30 m, admitindo-se que o filtro venha a funcionar com taxas elevadas.

A camada de seixos será graduada conforme os seguintes tamanhos e profundidades do alto da camada até o fundo do filtro:

15 cm	1/8" x nº 10 Mesh
5 cm	1/4" x 1/8"
5 cm	1/2" x 1/4"
5 cm	3/4" x 1/2".

Água de lavagem

Taxa de lavagem

$$q = 15 \text{ l/s m}^2 = 0,015 \text{ m}^3/\text{m}^2$$



Velocidade de ascensão da água

$$0,015 \text{ m/s ou } 0,90 \text{ m/min.}$$

Vazão de lavagem

$$Q = 15 \times 16 = 240 \text{ l/s} = 0,240 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calhas de água de lavagem

Vazão da lavagem

$$Q = 240 \text{ l/s} = 0,240 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vazão por calha, considerando-se três calhas,

$$q = \frac{240}{3} = 80 \text{ l/s} = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

Admitindo-se um acréscimo de 30%, tem-se:

$$q = 1,3 \times 80 = 104 \text{ l/s} = 0,104 \text{ m}^3 = 6,24 \text{ m}^3/\text{min}$$

Utilizando-se a fórmula de Camp, admitindo-se a largura de 0,35 m tem-se :

$$Q = 82,5 W h^{3/2}$$

$$6,24 = 82,5 \times 0,35 h^{3/2}$$

$$h_0 = 0,36 \text{ m}$$

Adotando-se

$$B = 0,35 \text{ m}$$

$$H = 0,45 \text{ m}$$

Calha de entrada de água de lavagem



O fundo do filtro será constituído por blocos Leopold. Os fabricantes estabelecem que a velocidade da água na calha deve ser inferior a 1,2 m/s e que o dimensionamento da seção mínima pode ser feito pela fórmula prática seguinte:

$$S_{\text{mín}} = \frac{A \times Q}{8,43 \times F}$$

Onde:

S em cm^2

A = área do filtro (m^2)

Q = taxa de lavagem (m^3/dia)

F = fator determinado pela relação entre a calha de entrada e o filtro, e pela localização do ponto de admissão da água de lavagem da calha.

No caso $F = 2$

Adotando-se para a largura da calha $b = 0,45$ e para a altura $h = 0,70$ m tem-se:

$$S = b \times h = 0,45 \times 0,70 = 0,315 \text{ m}^2$$

área superior à mínima.

Canal de água filtrada

$$b = 0,80 \text{ m}$$

Profundidade útil: 0,30 m

$$S = 0,8 \times 0,3 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,095}{0,24} = 0,40 \text{ m/s}$$

Raio hidráulico

$$R = \frac{S}{P} = \frac{0,24}{1,40} = 0,17 \text{ m}$$



Perda da carga unitária: 0,0002 m/m
Perda de carga total desprezível
Profundidade total do canal: 0,80 m

Canal de descarga

$$b = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{Profundidade útil: } 0,30 \text{ m}$$

$$S = 0,8 \times 0,3 = 0,24 \text{ m}^2$$

Raio hidráulico:

$$R = \frac{S}{P} = \frac{0,24}{1,40} = 0,17 \text{ m}$$

$$\text{Declividade: } I = 0,005 \text{ m/m}$$

$$Y = 0,16$$

Capacidade do canal - Utilizando-se a fórmula de Bazim,
tem-se para a velocidade:

$$V = \frac{87}{1 + \frac{Y}{R}} \sqrt{RI}$$

$$V = \frac{87}{1 + \frac{0,16}{\sqrt{0,17}}} \sqrt{0,17 \times 0,005}$$

$$V = 1,88 \text{ m/s}$$

$$Q = SV$$

$$Q = 0,24 \times 1,88 = 0,45 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vazão superior a da lavagem dos filtros que é de
0,240 m³/s.

Calha de admissão aos filtros

$$b = 0,80 \text{ m}$$

Profundidade útil: 0,70 m

$$S = 0,8 \times 0,7 = 0,56 \text{ m}^2$$

Velocidade à entrada da calha:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,095}{0,56} = 0,17 \text{ m/s}$$

Medição da vazão

Medidor Parshall

$$Q = 95 \text{ l/s}$$

Largura da garganta: $W = 9" = 0,229 \text{ m}$

H3 = profundidade normal da água no canal à jusante do Parshall.

H = Carga no Parshall.

H2 = Altura que deve ser no máximo igual a 0,50 H (para Parshall 6" a 9"), para que se tenha condições de escoamento livre.

$$Q = 2,2 W H^{3/2}$$

$$H^{3/2} = \frac{0,095}{2,2 \times 0,229} = 0,189 \text{ m}$$

$$H = 0,33 \text{ m}$$

$$H2 = 0,5 H = 0,16 \text{ m}$$

Canal à jusante do Parshall.

Largura $b = 0,575 \text{ m}$

Profundidade útil: 0,50 m

$$S = 0,575 \times 0,50 = 0,29 \text{ m}^2$$

Velocidade

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,095}{0,29} = 0,33 \text{ m/s}$$



Raio hidráulico

$$R = \frac{S}{P} = \frac{0,29}{1,58} = 0,18 \text{ m}$$

Perda da carga unitária: 0,0002 m/m

Perda da carga total: desprezível

Profundidade total do canal:

Extravazor da estação

$$Q = 17 bH^{3/2}$$

Admitindo-se $H = 0,03 \text{ m}$

$$b = \frac{0,095}{17 \times 0,03^{3/2}} = 1,07 \text{ m}$$

Valor adotado: $b = 1,10 \text{ m}$

Altura da lâmina d'água sobre as calhas

Extensão do vertedor

$$3 \times 2 \times 4,10 = 24,6 \text{ m}$$

Vazão por metro do vertedor

$$q = \frac{240}{24,6} = 9,8 \text{ l/s m}$$

Altura da lâmina d'água - Pela fórmula de Francis $L = 0,03 \text{ m}$.

Reservatório de água de lavagem

Vazão necessária para a lavagem

$$0,240 \text{ m}^3/\text{s} = 14,4 \text{ m}^3/\text{min}$$

Tempo de lavagem do filtro:

8 minutos

Volume para a lavagem:

115,2 m^3

Volume para outras necessidades:

14,8 m^3

Volume mínimo necessário

130,0 m^3



Perda de carga na lavagem dos filtros

a) altura da lâmina d'água sobre as calhas: 0,03 m

b) perda de carga na camada de areia expandida

$$H = \frac{(100 - \epsilon) (\rho - 1) \times L}{100}$$

$$H = \frac{(100 - 45) (2,65 - 1) \times 1,0}{100} = 0,91 \text{ m}$$

c) perda da carga na camada do pedregulho: 0,20 m

d) perda da carga no fundo do filtro (fundo Leopold):
1,00 m

e) perda da carga localizada (filtro em posição mais desfavorável).

	Valores	de	K
Entrada			0,5
Curva de 90º			0,4
Curva de 45º			0,2
Tê passagem direta (4)			2,4
Tê saída de lado			1,3
Registro de gaveta aberto (2)			0,4
Saída			<u>1,0</u>
Total			6,2

$$\text{Fórmula de perda de carga: } \frac{KV^2}{2g}$$

Para D = 300 mm

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,240}{3,14 \times \left(\frac{0,30}{2}\right)^2} = 3,4 \text{ m/s}$$



Portanto, a perda de carga da lavagem do filtro será:

$$\frac{6,2 \times (3,4)^2}{2 \times 9,81} = 3,65 \text{ m}$$

f) Perda da carga na canalização, admitindo-se uma extensão de 60 metros (ferro fundido C = 100)

$$q = 0,240 \text{ m}^3/\text{s} \quad J = 0,0054 \text{ m/m}$$

$$h_f = 0,0054 \times 60 = 3,24 \text{ m}$$

g) perda de carga total

$$0,03 + 0,91 + 0,20 + 1,00 + 3,65 + 3,24 = 9,03 \text{ m}$$

O fundo do reservatório de água de lavagem deverá situar-se, no mínimo, 9,03 m metros acima das bordas das calhas de água de lavagem. Considere-se 10,0 metros.

Recalque - poço de sucção - reservatório de água de lavagem

A água para o reservatório de água da lavagem será recalçada a partir de um poço de sucção que estará ligado ao canal de água filtrada, na estação de tratamento existente.

O equipamento é constituído por dois conjuntos elevatórios motor elétrico-bomba centrífuga de eixo horizontal, sendo um da reserva.

Altura geométrica total

N.A. máximo no reservatório de água da lavagem	239,00
N.A. no poço de sucção	<u>221,20</u>
	17,80m



Perdas de carga

Na sucção (estimada) 0,50 m

No recalque

a) Perdas localizadas

Na tubulação imediata à bomba (D = 150 mm)

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,020}{3,14 \times 0,075^2} = 1,13 \text{ m/s}$$

	Valores	de	K
Válvula de retenção			2,5
Registro de gaveta aberto			0,2
Curva de 45º			0,2
Junção			0,4
Curva de 90º			0,4
Ampliação gradual			<u>0,3</u>
Total			4,0

$$\frac{KV^2}{2g} = \frac{4 \times 1,13^2}{2 \times 9,81} = 0,26 \text{ m}$$

Na tubulação de 300 mm

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,020}{3,14 \times 0,15^2} = 0,28 \text{ M}$$

	Valores	de	K
Tê, passagem direta (4)			2,4
Curva de 45º			0,2
Curva de 90º			0,4
Saída de canalização			<u>1,0</u>
			4,0



$$\frac{KV^2}{2g} = \frac{4,0 \times \overbrace{0,28}^2}{2 \times 9,81} = 0,02 \text{ m}$$

b) Ao longo da tubulação

(Q = 20 l/s, D = 300mm, C = 100, L = 60 m) 0,03 m

Perda da carga total : 0,81 m

Valor adotado: 1,0 m

Altura manométrica total

Altura geométrica total 17,80 m

Perda da carga total 1,00
18,80 m

Valor adotado: 20 metros

Conjuntos elevatórios dimensionamento

Q = 20 l/s

Hmáx = 20 M

Potência ao freio da bomba, considerando-se um rendimento de 70%

$$P = \frac{20 \times 20}{75 \times 0,7} = 7,6 \text{ HP}$$

Adotando-se o motor elétrico comercial da 10 HP o rendimento será de $\frac{7,6}{10} = 0,76$, compatível com motores dessa potência.



Diversos

Canalização da água de lavagem - Diâmetro $D = 0,300$ m.

$$Q = 0,240 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = 0,07 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,240}{0,07} = 3,4 \text{ m/s}$$

Limites: 2,40 m/s a 3,60 m/s

Descarga da água da lavagem - Comporta quadrada $\emptyset = 0,40$ m.

$$Q = 0,240 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = 0,16 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,240}{0,16} = 1,50 \text{ m/s}$$

Limites: 0,90 m/s a 1,80 m/s

Perda de carga na canalização da água aerada (canalização que liga o tabuleiro da coleta dos aeradores ao canal à montante do Parshall).

$$Q = 0,095 \text{ m}^3/\text{s} \quad L = 30 \text{ m}$$

$$D = 0,300 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,095}{0,071} = 1,34 \text{ m/s}$$

Perda da carga ao longo da tubulação

$$Q = 95 \text{ l/s}$$

$$C = 100$$

$$D = 300 \text{ mm}$$

$$J = 0,0095 \text{ m/m}$$

$$hf = 0,0095 \times 30 = 0,29 \text{ m}$$



Perdas localizadas

	Valores	de	K
Entrada			0,50
Curva de 90º (2)			0,80
Curva de 45º (1)			0,20
Saída de tubulação			<u>1,00</u>
			2,50

$$\frac{KV^2}{2g} = \frac{2,5 \times 1,34^2}{2 \times 9,81} = 0,23 \text{ m}$$

Perda de carga total

$$0,29 + 0,23 = 0,52 \text{ m}$$

Carga necessária no tabuleiro de coleta.

$$Q = 0,095 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 300 \text{ mm}$$

$$S = 0,071 \text{ m}^2$$

A carga h é dada pela fórmula seguinte:

$$Q = C_d S \sqrt{2gh}$$

$$0,095 = 0,67 \times 0,071 \sqrt{2 \times 9,81 \times h}$$

$$h = 0,21 \text{ m}$$

Nível d'água no canal à montante do Parshall: 225,98

Nível d'água no tabuleiro de coleta

$$225,98 + 0,52 + 0,21 = 226,71$$

Canalização de alimentação dos aeradores - Diâmetro
0,20 m



$$\text{Vazão } q = \frac{95}{3} = 31,67 \text{ l/s}$$

$$S = 0,031 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,03167}{0,031} = 1,02 \text{ m/s}$$

Carga necessária, considerando-se o coeficiente da descaga $C = 0,67$.

$$Q = Cd S \sqrt{2gh}$$
$$0,03167 = 0,67 \times 0,031 \sqrt{2 \times 9,81 \times h}$$
$$h = 0,12 \text{ m}$$

Perdas localizadas

	Valores	de	K
Entrada			0,5
Registro da gaveta aberto			0,2
Curva de 90°			0,4
Saída de tubulação			<u>1,0</u>
			2,1

$$\frac{KV^2}{2g} = \frac{2,1 \times 1,02^2}{2 \times 9,81} = 0,11 \text{ m}$$

Foi admitida uma carga total de 0,41 m.

Canalização de água filtrada - Diâmetro 0,35 m

$$Q = 0,095 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = 0,096 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,095}{0,096} = 0,99 \text{ m/s}$$



Perda de carga ao longo da tubulação

$$Q = 0,095 \text{ m}^3/\text{s} = 95 \text{ l/s}$$

$$D = 350 \text{ mm}$$

$$C = 100$$

$$J = 0,0045 \text{ m/m}$$

$$h_f = 0,14 \text{ m.}$$

Perdas de carga localizadas

	Valores	de	K
Entrada			0,50
Curva de 90°			0,40
Saída			<u>1,00</u>
			1,90

$$\frac{KV^2}{2g} = \frac{1,9 \times 0,99^2}{2 \times 9,81} = 0,10 \text{ m}$$

Perda de carga total

$$0,14 + 0,10 = 0,24 \text{ m}$$

$$Q = Cd S \sqrt{2gh}$$

$$0,095 = 0,67 \times 0,096 \sqrt{2 \times 9,81 \times h}$$

$$h = 0,11 \text{ m}$$

Carga necessária

$$Q = Cd S \sqrt{2gh}$$

$$0,95 = 0,67 \times 0,096 \sqrt{2 \times 9,81 \times h}$$

$$h = 0,11 \text{ m}$$

Nível d'água máximo no reservatório : 221,00

Nível d'água no canal da água filtrada: 221,35

Cotas da canalização:

Na saída do canal: 220,72

Na entrada do reservatório: 220,48

000105



4.3 - ESTAÇÃO DE TRATAMENTO D'ÁGUA - 02 TRUÇU

107

4.3.1 - Memória de cálculo

4.3.1.1 - Descrição geral

A ETA de Iguatu cujo manancial é de superfície e destina a aumentar a oferta de água para o sistema de abastecimento público existente.

Foi concebida em dois módulos de ¹⁷⁵ 100 l/s cada de forma a garantir as futuras necessidades, compatibilizando os investimentos a serem feitos.

Não se trata de um projeto de concepção convencional, pois diversas inovações no campo do tratamento de água foram introduzidas, tais como:

- Floculadores hidráulicos do tipo "alabama"
- Decantadores de alta taxa com placas paralelas e remoção hidráulica de lodo.
- Filtros auto-lavantes que irão operar em taxa declinante, dispensando assim o aparato convencional de bombas, reservatório, tubulações e peças usuais para a operação de lavagem.

4.3.1.2 - Medição de vazão e mistura rápida

Para a medição de vazão afluente a ETA será utilizada uma calha Parshall com garganta de 12".

Será verificado em seguida se essa calha possibilitará Gradiente de Velocidade suficiente para a vazão inicial da ETA, que será de 100 l/s.

000106



Altura da lâmina líquida na seção de medição

$$H_o = K \cdot Q^m$$

$$K = 1,276 \quad m = 0,657$$

$$H_o = 1,276 \times (0,10)^{0,657}$$

$$H_o = 0,28 \text{ m} \quad \begin{matrix} 0,25 \\ 0,33 \end{matrix}$$

Largura da calha Parshall na seção de medição

$$D' = \frac{2}{3} (D - W) + W$$

$$D' = \frac{2}{3} (0,845 - 0,305) + 0,305$$

$$D' = 0,665 \text{ m}$$

Velocidade na seção de medição

$$V_o = \frac{Q}{D' H_o}$$

$$V_o = \frac{0,10}{0,665 \times 0,28}$$

$$= 0,57 \text{ m/s}$$

Vazão específica na garganta do Parshall

$$q = \frac{Q}{W}$$

$$q = \frac{0,10}{0,305} = 0,33$$

Carga hidráulica disponível (Energia Específica)

$$E_o = \frac{V_o^2}{2g} + H_o + N$$

$$E_o = \frac{(0,57)^2}{19,6} + 0,28 + 0,23$$

$$E_o = 0,52 \text{ m}$$



Velocidade antes do ressalto

$$\cos \alpha = \frac{9,81 \times 0,33}{3}$$

$$\left(\frac{2 \cdot 9,81 \times 0,52}{3} \right)^{1,5}$$

$$\cos \alpha = -0,516$$

$$\alpha = 121,07^\circ$$

Velocidade antes do ressalto

$$V1 = \frac{19,6 \times 0,52}{3} \cos 121,07^\circ$$

$$V1 = 2,86 \text{ m/s}$$

Altura d'água antes do ressalto

$$h1 = \frac{0,33}{2,86} = 0,11 \text{ m}$$

$$F1 = \frac{2,86}{9,8 \times 0,11}$$

$$F1 = 2,70$$

Altura do ressalto

$$h2 = \frac{0,11}{2} + 8 (2,7)^2 - 1$$

$$h2 = 0,36 \text{ m}$$



Velocidade no ressalto

$$V2 = \frac{0,11}{0,305 \times 0,36}$$

$$V2 = 0,89 \text{ m/s}$$

Altura na seção de saída do Parshall

$$h3 = 0,36 - (0,229 - 0,076)$$

$$h3 = 0,207 \text{ m}$$

Velocidade na seção de saída Parshall

$$V3 = \frac{0,10}{0,61 \times 0,207}$$

$$V3 = 0,79 \text{ m/s}$$

Perda da carga

$$hf = 0,28 + 0,076 - 0,207$$

$$hf = 0,15 \text{ m}$$

Tempo de detenção

$$T = \frac{2 \times 0,915}{0,89 + 0,79}$$

$$T = 1,1 \text{ s}$$



Gradiente de Velocidade

$$G = \frac{10000 \times 0,15}{1,67 \times 10^{-3} \times 1,1}$$

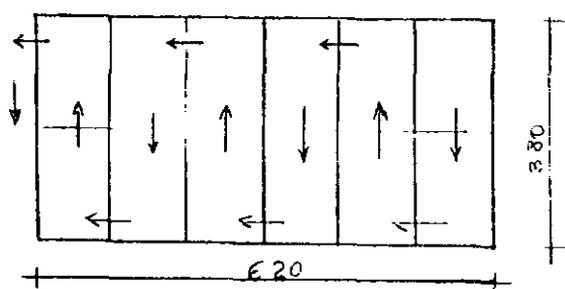
$$G = 908 \text{ s}^{-1}$$

4.3.1.3 - Floculadores hidráulicos do tipo "alabama"

Capacidade 50 l/s (Dimensionamento)

Dimensões

O espaço físico, em planta, de 6,20 m x 3,80 m, poderá ser dividido em 12 câmaras. Fazendo as paradas internas com 10 cm de espessura (não sofrem esforço hidrostático), cada câmara ficará com as seguintes dimensões:



Comprimento 1,45 m

Largura 0,95 m

Para resultar um volume de 75 m³, correspondente a um tempo de floculação mínimo de 25 min, deve-se ter uma profundidade.

$$h \geq \frac{75}{12 \cdot 0,95 \cdot 1,85} = 3,55 \text{ m}$$

Esta profundidade será variável a perda de carga.



Perda de Carga e Gradiente de Velocidade

Velocidade nas passagens

São adotados normalmente valores entre 0,4 a 0,6 m/s (Ver tabela 2 anexa). Para resultar gradientes escalonadamente decrescentes serão pré-fixados.

- Para as primeiras 4 câmaras $V = 0,6$ m/s
- Para as 4 intermediárias $V = 0,5$ m/s
- Para as 4 últimas câmaras $V = 0,4$ m/s

Diâmetro das passagens:

Para $V = 0,4$ m/s
$$D = \frac{H Q}{\sqrt{\pi} V} = \frac{4 \times 0,050}{\sqrt{\pi} \times 0,4} = 0,399 \text{ m}$$

Adotado $\emptyset = 400$ mm para todas as passagens, sendo o diâmetro de boca de passagem reduzido por meio de bocais removíveis de concreto, a serem colocados na bolsa de canalização de passagem, com diâmetros internos respectivamente:

$$P/ V = 0,5 \text{ m/s } D_1 = \frac{4 \times 0,05}{\sqrt{\pi} \times 0,5} = 0,357 \text{ m}$$

$$P/ V = 0,6 \text{ m/s } D_i = \frac{4 \times 0,05}{\sqrt{\pi} \times 0,6} = 0,326 \text{ m}$$



Perdas de Carga

Na passagem entre a última câmara e o canal de água flocculada

$$\boxed{\begin{array}{l} 0,4 \text{ V} \\ 0,5 \end{array}} = \frac{0,05}{0,5 \times 0,4} = 0,40 \text{ m/s}$$

$$h_p = 1,5 \frac{v^2}{2g} = 1,5 \frac{(0,4)^2}{2 \times 9,8} = 0,012 \text{ m}$$

Nas passagens das últimas câmaras

$$h_p = 2,0 \frac{v^2}{2} = 2,0 \frac{(0,4)^2}{2 \times 9,8} = 0,016 \text{ m}$$

Nas passagens das câmaras intermediárias

$$h_p = 2,0 \frac{(0,5)^2}{2 \times 9,8} = 0,026 \text{ m}$$

Nas passagens das primeiras câmaras

$$h_p = \frac{(0,6)^2}{2,98} = 0,037 \text{ m}$$

Em consequência das perdas de carga, o perfil piezométrico será elevado gradualmente para montante na seguinte medida:

12ª Câmara	- (N.A)	+ 0,012
11ª Câmara		+ 0,028
10ª Câmara		+ 0,044
9ª Câmara		+ 0,060
8ª Câmara		+ 0,076
7ª Câmara		+ 0,102



6ª Câmara	+ 0,128
5ª Câmara	+ 0,159
4ª Câmara	+ 0,180
3ª Câmara	+ 0,217
2ª Câmara	+ 0,254
1ª Câmara	+ 0,291

Entrada + 0,328

Portanto, a perda de carga total no floculador será

$$h_t = 0,328 \text{ m}$$

Gradiente de Velocidade e Número de Camp

O gradiente de velocidade médio no floculador pode ser calculado como segue

$$G = \sqrt{\frac{\gamma \cdot Q \cdot h}{\mu V}}$$

Onde:

$\gamma = 1000 \text{ kgf/m}^3$, peso específico

$Q = 0,050 \text{ m}^3/\text{s}$, vazão

$h_t = 0,328 \text{ m}$, perda de carga no floculador

$\mu = 1,03 \times 10^{-4} \text{ kgf/m}^{-2} \text{ s}$, coef. de viscosidade a 20°C

$V \cong 62 \text{ m}^3$, volume de floculador (incluindo a câmara de entrada)

$$G = \sqrt{\frac{1000 \times 0,05 \times 0,328}{1,03 \times 10^{-4} \times 62}} = 50 \text{ s}^{-1}$$

Em função das velocidades adotadas, resultam os seguintes gradientes:



- . Primeiro terço do flocculador $G = 60 \text{ s}^{-1}$
- . Segundo terço do flocculador $G = 50 \text{ s}^{-1}$
- . Terceiro terço do flocculador $G = 40 \text{ s}^{-1}$

Número de Camp = $G.T$

$$T = 20 \text{ min} = 1.200 \text{ s}$$

$$GT = 50 \times 1.200 = 60.000$$

Como GT está normalmente compreendido entre 35.000 e 150.000 e G entre 75 e 30 s^{-1} , pode-se concluir que se vai obter resultados satisfatórios na floculação, com os parâmetros de dimensionamento adotados.

Taxa de Aplicação por Câmara

$$t = \frac{Q}{a} \quad \begin{array}{l} Q \text{ em l/s} \\ a = \text{área superficial de 1 câmara, em m}^2 \end{array}$$

$$t = \frac{50}{0,95 \times 1,45} = 36$$

Resumo dos Critérios de Projeto Adotados

A seguir compara-se os critérios de projeto adotados com os usualmente recomendados (Fonte: Richter e Azevedo Netto: Tratamento de Água - Tecnologia Atualizada, Editora Edgard Blücher, a ser publicado).



CRITÉRIOS	UNIDADES	VALORES	
		DO PROJETO	USUALMENTE RECOMENDADOS
Taxa de aplicação	l/s x m ²	29	25 - 50
Velocidade nas curvas	m/s	0,4 - 0,6	0,4 - 0,6
Gradiente de velocidade	s ⁻¹	50	40 - 50
Tempo de detenção	min	21	15 - 25
Largura da câmara	m	0,95	0,75 - 1,50
Comprimento da câmara	m	1,85	1,50 - 3,0
Profundidade total	m	3,55	1,5 - 3,5
Profundidade da boca de saída	m	≤ 2,40	≤ 2,40

4.3.1.4 - Canal de transporte de água floculada

Dimensões do canal: 0,40 x 0,50 m.

$A = 0,20 \text{ m}^2$, $RH = 0,143 \text{ m}$, $V = 0,25 \text{ m/s}$.

Gradiente de Velocidade

$$G = \left(\frac{10.000}{1 \times 10^{-3} \times 19,6} \right)^{1/2} \times \left(\frac{0,020}{4 \times 0,143} \right)^{1/2} \times (0,25)^{3/2}$$

$$G = 17 \text{ s}^{-1}$$

$G < 20 \text{ s}^{-1}$, o Gradiente de Velocidade no Canal de Transporte de Água Floculada será menor que o da última câmara de floculação.



4.3.1.5 - Canal de distribuição de água floculada

Para cada decantador laminar teremos 7 orifícios de 200 mm de diâmetro.

A seção do canal será decrescente para possibilitar a distribuição equitativa de vazões ao longo dos decantadores.

GRADIENTE DE VELOCIDADE NO CANAL DE DISTRIBUIÇÃO

Dimensões iniciais do canal: 2,05 x 0,60, área: 1.23m².

$$\text{Velocidade} = \frac{0,05}{1,23} = 0,041 \text{ m/s}$$

$$G = \left(\frac{10.000}{1 \times 10^{-3} \times 19,6} \right)^{1/2} \times \left(\frac{0,020}{4 \times 0,26} \right)^{1/2} \times (0,041)^{3/2}$$

$$G = 0,82 \text{ s}^{-1}$$

Como o G no canal será muito baixo pode ocorrer a deposição de flocos, para evitar isto os orifícios de distribuição de água se localizarão no lado inferior do canal de distribuição.

GRADIENTE DE VELOCIDADE NO ORIFÍCIO DE DISTRIBUIÇÃO

$$G = \left(\frac{10.000}{1 \times 10^{-3} \times 19,6} \right)^{1/2} \times \left(\frac{0,02}{0,15} \right)^{1/2} \times (0,11)^{3/2}$$

$$G = 10 \text{ s}^{-1}$$

A planilha de cálculo anexa mostra que a vazão será praticamente a mesma em cada orifício de distribuição de água floculada.



4.3.1.6 - Decantador

Será basicamente constituído por placas de cimento amianto de 1,0 cm de espessura e dimensões de 1,20 x 3,00 m.

Cada decantador dispore de 86 canais, com espaçamento entre placas de 4 cm e a área útil para decantação será de 10,32 m² e a taxa de decantação de 209 m/dia.

AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA

Comprimento necessário para estabelecimento do regime laminar.

$$L' = 0,058 \frac{0,145 \times 0,04}{60 \times 1 \times 10^{-6}}$$

$$L' = 6$$

Comprimento total

$$L_{tot} = l/d$$

$$L_{tot} = \frac{120}{4} = 30$$

Comprimento útil

$$L = 30 - 6$$

$$L = 24$$

Velocidade de sedimentação do floco

$$\frac{V_{sc}}{14,5} = \frac{1}{\text{sen } 60 + 24 \times \text{cos } 60}$$



$$V_{sc} = 1,10 \text{ cm/min.}$$

Por meio de "Jar-Tests" poderá se determinar a eficiência do decantador proposto, pois flocos com velocidade de sedimentação de 1,10 cm/min ou maior serão removidos.

COLETA DE ÁGUA DECANTADA

A coleta de água decantada será feita com tubos perfurados que ficarão submersos.

Serão 10 tubos de diâmetro 100mm espaçados a cada 62cm.

VERIFICAÇÃO

Pela fórmula de Manning para a lâmina de 0,75 D,

$$Q = 0,85 Q_{plena}$$

$$0,0029 = 0,0 \quad (0,025)^{2/3} \times \frac{1}{0,011} \times 1^{1/2}$$

$$1 = 0,0029$$

LÂMINA D'Á NA EXTREMIDADE DO TUBO COLETOR

$$a = 0,002 \quad 00 = 7 \text{ mm}$$

$$h = 0,75 \quad 0 + 7 = 82 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

ORIFÍCIOS

Se deseja uma lâmina líquida de 15 cm sobre o tubo coletor.

Admite-se 30 furos por coletor.



$$8,33 \times 10^{-5} = 0,6 \times S \quad 19,6 \times 0,15$$

$$S = 8,1 \times 10^{-5}$$

$$d = 1,0 \text{ cm}$$

Teremos então 30 orifícios de diâmetro 1,0 cm a cada 10 cm para cada coletor.

4.3.1.7 - O Sistema de filtração

A filtração se dará por gravidade em filtros de camada dupla de carvão antracito e areia.

O controle será em taxa de vazão declinante. O momento de um filtro ser lavado será determinado pelo nível da bateria de quatro filtros.

Os filtros serão auto-laváveis e a vazão nominal da ETA, que estará sendo filtrada por três filtros será suficiente para lavar o filtro mais sujo da bateria.

DIMENSIONAMENTO DA ÁREA FILTRANTE

O fundo dos filtros será do tipo Leopold, pré-moldado de cerâmica. A dimensão útil de cada elemento e de 0,600x0,300m. Cada filtro será composto por 50 destes elementos e a área filtrante será então de 3,0 x 3,0 m, que resulta em 3,0 m² por filtro.

A TAXA NOMINAL DE FILTRAÇÃO

A Taxa Nominal de Filtração, será:

$$Tf = \frac{0,10 \times 86.400}{9,0 \times 4} = 240 \text{ m/dia.}$$



TAXA DE LAVAGEM

A Taxa de Lavagem, será:

$$Tl = \frac{278 \times 27,0}{9,0} = 834 \text{ m/dia}$$

A CAMADA FILTRANTE

A Camada suporte deverá obedecer a seguinte especificação:

CAMADA	ESPESSURA (cm)	TAMANHO (mm)
Primeira	15	1,6 - 3,2
Segunda	5	3,2 - 6,4
Terceira	5	6,4 - 12,5
Fundo	5	12,5 - 19,0

A especificação para a camada filtrante é a seguinte:

AREIA

Tamanho Efetivo: 0,50 mm (D10)

Coefficiente de Uniformidade: $< 1,4$ (D60/D10)

Tamanho do maior grão: 1,20 mm

Tamanho do menor grão: 0,35 mm

Espessura da camada: 30 cm

**CARVÃO ANTRACITO**

Tamanho Efetivo: 0,90 mm (D10)

Coefficiente de Uniformidade: $< 1,4$ (D60/D10)

Tamanho do maior grão: 2,00 mm

Tamanho do menor grão: 0,71 mm

Espessura da camada: 55,0 cm

HIDRÁULICA DA FILTRAÇÃO EM TAXA DECLINANTE

Para a determinação da carga hidráulica e a variação de nível entre lavagens para se obter a taxa média de filtração de 240 m/dia, para quatro filtros, deve-se determinar as constantes das perdas de carga laminares e turbulentas que compõe a equação da curva Carga Hidráulica x Taxa de Filtração.

PERDAS DE CARGA LAMINARES

Para a determinação das perdas de carga laminares foi empregada a equação de Ergun, resultando nas seguintes constantes:

$$A = - 0,044 \text{ e } B = 4,17 \times 10^{-3}$$

Devido ao valor desprezível das perdas de carga em outros elementos do filtro foram consideradas apenas as perdas no fundo falso composto por blocos Leopold, cujas características são as seguintes:

No lateral de controle existem 21 orifícios de controle de 16 mm por m² e no lateral de compensação 190 orifícios de dispersão de 6 mm por m².



Os cálculos resultaram nas seguintes constantes para as perdas de carga de origem turbulenta:

$$C = 6,02 \times 10^{-7} \quad \text{e} \quad D = 2$$

A equação da Carga Hidráulica x Perdas de Carga para este sistema de filtração será:

$$H = - 0,044 + (4,17 \times 10^{-3}) \times Ta + 6,02 \times 10^{-7} \times (Ta)^{-2}$$

Onde, Ta = taxa de filtração em m/dia

H = Perda de Carga

Foi então empregado o modelo hidráulico desenvolvido por Di Bernardo, Professor Titular da Escola de Engenharia de São Carlos, USP, para a filtração em taxa declinante, que resultou em:

- operação normal, quatro filtros operando:

Taxa média de filtração: 240 m/dia

Carga hidráulica requerida: 1,85 m

Variação de nível entre lavagens: 43 cm

Taxa do filtro mais limpo/taxa média = 1,40

- Operação de lavagem com três filtros operando:

Taxa média de filtração 278 m/dia

Carga hidráulica requerida = 2,10 m



CARGA HIDRÁULICA TOTAL REQUERIDA PARA A OPERAÇÃO DE
AUTOLAVAGEM DOS FILTROS

A perda de carga nos orifícios do fundo tipo Leopold
será de 0,42 m.

Perda de carga no leito de areia expandido:

$$z = (1 - 0,40) \times 0,30 \times \frac{2.650 - 1.000}{1.000}, z = 0,30 \text{ m}$$

Perda de carga no leito de carvão antracito expandido:

$$z = (1 - 0,40) \times 0,55 \times \frac{1.500 - 1.000}{1.000}, z = 0,17 \text{ m}$$

Perda de carga total no leito expandido = 0,47 m.

Carga hidráulica total requerida para a operação de
autolavagem:

- Carga para a taxa de 278m/dia em três filtros = 2,10m
- Perda de carga no fundo Leopold = 0,42m
- Perda de carga no leito expandido = 0,47m
- Carga hidráulica total requerida = 3,00m



PLANILHA PARA CÁLCULO DE MANIFOLD

NÚMERO DO LATERAL	CL ₁₁	VL ₁₁	OM ₁₁	VM ₁₁	(VM ₁₁ /VL ₁₁) ⁰²
1	.00357	.1136943	.05	.0406504	.1278358
2	.00357	.1136943	.04643	.0411613	.1310696
3	.00357	.1136943	.04286	.0418146	.1352631
4	.00357	.1136943	.03929	.0426139	.1404834
5	.00357	.1136943	.03572	.0414866	.1331495
6	.00357	.1136943	.03215	.0447772	.1551086
7	.00357	.1136943	.02858	.0464715	.1670695
8	.00357	.1136943	.02501	.0406667	.1279381
9	.00357	.1136943	.02144	.0402251	.1251751
10	.00357	.1136943	.01787	.0396231	.121456
11	.00357	.1136943	.0143	.0435976	.147044
12	.00357	.1136943	.01073	.0436179	.1471811
13	.00357	.1136943	.00716	.0582114	.2621433
14	.00357	.1136943	.00359	.029187	.0659024
	.04998				



PRIMEIRA ALTERAÇÃO

DADOS PARA CÁLCULO

A ₁₁	B ₁₁	(1/B ₁₁) ⁰²	B ₁₁ ⁰⁵	AREA LATERAL	AREA MANIFOLD	CONST. MANIFOLD
.9134859	1.9134859	.7229152	1.3832881	.0314	1.23	1.67
.9188863	1.9188863	.7218972	1.3852387	.0314	1.128	.7
.9258894	1.9258894	.7205835	1.3877642	.0314	1.025	
.9346073	1.9346073	.7189581	1.3909016	.0314	.922	
.9223596	1.9223596	.7212448	1.3864918	.0314	.861	
.9590314	1.9590314	.7144623	1.399654	.0314	.718	
.979006	1.979006	.7108475	1.4067715	.0314	.615	
.9136567	1.9136567	.722883	1.3833498	.0314	.615	
.9090424	1.9090424	.7237561	1.381681	.0314	.533	
.9028315	1.9028315	.7249363	1.3794316	.0314	.451	
.9455634	1.9455634	.7169309	1.3948346	.0314	.328	
.9457925	1.9457925	.7168887	1.3949167	.0314	.246	
1.1377792	2.1377792	.6839409	1.4621146	.0314	.123	
.8100571	1.8100571	.7432824	1.3453836	.0314	.123	

10.06352



NÚMERO LATERAL	VLi2	CLi2	
1	.1143415	.0035903	
2	.1141805	.0035853	
3	.1139727	.0035787	
4	.1137156	.0035707	
5	.1140773	.003582	
6	.1130045	.0035483	
7	.1124328	.0035304	
8	.1143364	.0035902	
9	.1144745	.0035945	
10	.1146611	.0036004	
11	.1133949	.0035606	
12	.1133883	.0035604	
13	.108177	.0033968	
14	.1175629	.0036915	
		.04998	



4.4 - ADUTORAS.

4.4.1 - Generalidades

O item do projeto técnico das adutoras de abastecimento d'água de Iguatu tem como objetivo a esplanção detalhada do projeto, destacando-se as considerações e os critérios de cálculo adotados, e a estimativa das quantidades dos serviços e dos custos das obras.

O sistema da adução terá dois mananciais diferentes. O primeiro e já existente é formado pelos poços profundos situados na área de captação à margem esquerda do Rio Jaguaribe (ver Figura 8). A segunda fonte será a futura barragem do Rio Truçu.

A primeira adutora será de água bruta percorre 1.600 m, sendo 18 m de comprimento vertical. O cruzamento do Rio Jaguaribe será feito sobre a ponte através do passeio para pedestres; conforme é mostrado em anexo.

A segunda adutora inicia-se na derivada da tomada d'água da barragem e percorre 19.200 m. Segue no início, pela margem direita do Rio Truçu até o vilarejo de Suassuarana. Após este trecho, a adutora acompanha a estrada de ferro, na sua margem esquerda, até a cidade de Iguatu.

As principais características técnicas da obra podem ser resumidas a seguir.



DISCRIMINAÇÃO	ADUTORA - 01 TRUÇU	ADUTORA - 02 POÇOS
Extensão	19.200 m	1.600 m
Diâmetro	500 mm	350 mm
Vazão	720 m ³ /h	360 m ³ /h
Velocidade	1,01 m/s	1,03 m/s
Coeficiente de rugosidade (Wilhams - Hazen)	C = 130	C = 130
Classe da tubulação	K - 7	K -7
Material	FoFo ductil	FoFo dúctil
Perda de carga unitária	0,0019	0,0031
Perda de carga distribuída	36,48 m	4,96 m
Perda de carga localizada		-
NA mínimo no poço de sucção	229,20	209,40
NA máximo	238,45	232,20
Desnível geométrico	9,25	23,01
Altura manométrica	23,02	27,92

4.4.1.1 - Adução existente de água bruta

A adução existente é feita com dois tubos de 250 mm, atravessando o Rio Jaguaribe sobre o passeio da ponte rodoviária. Esta adução sofrerá uma modificação na sua travessia. Em vez de dois tubos de 250 mm, teremos na extensão da ponte, um tubo de 350 mm para uma vazão máxima de 360 m³/h e velocidade de 1,03m/s.

4.4.1.2 - Adução de água tratada

Será aproveitada a mesma tubulação existente na linha de recalque, a qual alimenta o reservatório apoiado de água tratada. O diâmetro é de 350mm, para uma vazão máxima de 342m³/h e uma velocidade de 0,98 m/s. Aproveitando-se este mesmo



$$Q = k1 \frac{P \times q}{86.400}, \text{ onde:}$$

p = População abastecível a ser considerada no projeto da adutora (hab);

q = Taxa de consumo per cápita (l/hab/dia);

K1- Coeficiente do dia de maior consumo.

- Vazão das adutoras - vazão do dia de maior consumo:

- Adutora de Truçu - 01 0,20 m³/s

- Adutora da área dos poços - 02 0,10 m³/s

- Diâmetro da tubula o

Para a primeira aproxima o de diâmetro econ mico utilizamos a fórmula de Bresse:

$$D = K \sqrt{Q}, \text{ onde:}$$

D - Diâmetro em metros;

Q - Vazão em m³/s;

K - Valor médio variável.

Para o valor de K foi adotado 1,10, que proporciona a velocidade econ mica de 1,06 m/s.

O diâmetro econ mico das canaliza es de recalque é mostrado a seguir:



diâmetro, e dobrando-se a vazão para 720 m³/h obteremos uma velocidade de 2,07 m/s compatível com a norma, ou seja, inferior a velocidade máxima recomendada em linhas de recalque curta, $V_{\text{máx}} = 2,50 \text{ m/s}$.

4.4.2 - Descrição geral do Projeto

4.4.2.1 - Generalidades

As adutoras projetadas para o Sistema de Abastecimento d'água de Iguatu, tiveram seus critérios de projeto definidos a partir das características topográficas do terreno, da população abastecível e do manancial, da captação.

Ambas as adutoras serão de ferro fundido dúctil com diâmetro variável de 350 mm e 500 mm. O material da tubulação poderá ser outro - PVC, PEAD, Fibrocimento, etc., desde que preencha os requisitos técnicos mínimos.

Ao longo do percurso das adutoras, a tubulação se apresenta em alguns trechos aéreos, com os tubos apoiados sobre pilaretes de concreto colocados atrás das bolsas e envolvidos por colares de aço, sendo estabelecido no projeto um pilar de concreto para cada tubo. Os detalhes das obras do sistema de adução e a estrutura das mesmas são mostradas nos Desenhos.

4.4.2.2 -- Cálculo da vazão de projeto

No dimensionamento e definição do projeto das adutoras, foi considerada uma população beneficiada de 72.000 e 36.000 habitantes, para as adutoras de Truçú e da área dos poços, respectivamente.

- As vazões de projeto foram determinadas por:



DISCRIMINAÇÃO	VAZÃO (m ³ /s)	K	DIÂMETRO (m)	DIÂMETRO COMERCIAL ADOTADO (mm)
Adutora de Truçu - 01	0,20	1,10	0,492	500
Adutora da área dos poços - 02	0,10	1,10	0,348	350

- Estudo das velocidades

A velocidade no tubo de acordo com o diâmetro comercial adotado será:

DISCRIMINAÇÃO	VAZÃO (m ³ /s)	ÁREA (m ²)	VELOCIDADE
Adutora de Truçu - 01	0,20	0,196	1,01
Adutora da área dos poços - 02	0,10	0,096	1,03

As velocidades das adutoras estão dentro dos limites aceitáveis para a linha de recalque pois:

$$0,60 \leq v \leq 2,40 \text{ m/s.}$$

- Perda de carga

A perda de carga no trecho foi calculada pela fórmula de Hazen - Williams:

$$J = 10,643 Q^{+1,85} C^{-1,85} D^{-4,87}, \text{ onde:}$$



J = Perda de carga unitária (m/m)

Q = Vazão do projeto (m^3/s)

D = Diâmetro do tubo (mm)

C = Coeficiente do material

DISCRIMINAÇÃO	VAZAO (m^3/s)	C (FoFo)	DIÂME- TRO (m)	J (mm)	COMPRIMEN- TO DA TABU- LAÇÃO (m)	PERCA DE CAR- GA TOTAL
Adutora de Truçu - 01	0,20	130	0,50	0,0019	19.200	36,48
Adut. da área dos poços - 02	0,10	130	0,35	0,0031	1.600	4,96

As perdas locais foram desprezadas porque os comprimentos das adutoras excedem 4.000 vezes o diâmetro.

- Características das adutoras

As principais características da adutora são descritas a seguir:



DISCRIMINAÇÃO	ADUTORA - 01 TRUÇU	ADUTORA - 02 POÇOS
Extensão	19.200 m	1.600 m
Diâmetro	500 mm	350 mm
Vazão	720 m ³ /h	360 m ³ /h
Velocidade	1,01 m/s	1,03 m/s
Coefficiente de rugosidade (Wilhams - Hazen)	C = 130	C = 130
Classe da tubulação	K - 7	K - 7
Material	FoFo ductil	FoFo dúctil
Perda de carga unitária	0,0019	0,0031
Perda de carga distribuída	36,48 m	4,96 m
Perda de carga localizada	-	-
NA mínimo no poço de sucção	229,20	209,40
NA máximo	238,45	232,20
Desnível geométrico	9,25	23,01
Altura manométrica	23,02	27,92

- Órgãos acessórios da canalização

Nas adutoras, as conexões utilizadas são as curvas, os tês e as luvas. Em complemento às conexões temos ventosas e registros de descarga.

Os registros de descargas estão localizados nos pontos mais baixo da canalização, a fim de permitir o esvaziamento do trecho da linha quando necessário.

Para o cálculo de sua dimensão usou-se a expressão:

$$d \geq D/6, \text{ onde:}$$



D é o diâmetro da tubulação da adutora.

DISCRIMINAÇÃO	d (mm)	DIÂMETRO COMERCIAL ADOTADO (mm)	Nº TOTAL DOS REGISTROS
Adutora de Truçu - 01	83,33	100	17
Adutora da área dos poços - 02	58,33	75	02

A ventosa do projeto está localizada no ponto mais elevado do trecho da tubulação, onde ocorre a mudança de inclinação de ascendente para descendente. A ventosa destina-se a retirar o ar existente na canalização durante o seu enchimento e a expulsar o ar acumulado no ponto alto durante o próprio funcionamento. Admite também, uma quantidade suficiente de ar durante o esvaziamento, a fim de evitar a formação de sifões, bem como manter a pressão de esvaziamento dentro dos limites previstos em projeto.

Para o seu dimensionamento usou-se a expressão:

$$d \geq D/8, \text{ onde:}$$

D é o diâmetro da tubulação da adutora.

A ventosa deverá ser automática de tríplex função.



DISCRIMINAÇÃO	d (mm)	DIÂMETRO COMERCIAL ADOTADO (mm)	Nº TOTAL DE VENTOSAS
Adutora de Truçu - 01	62,50	100	15
Adutora da área dos poços - 02	43,75	50	02

- Deflexões permissíveis

Sempre que necessário, o assentamento dos tubos poderá ser feito com pequenas deflexões. A deflexão máxima na bolsa do tubo varia de diâmetro para diâmetro e material para material. Ver à respeito o catálogo do fabricante e as Especificações do Projeto.

- Dimensões das valas

Foram adotadas as seguintes dimensões:

- Profundidade mínima (0,90 + D) m

- Largura da vala (0,65 + D) m

- Declividade

Para que o ar se localize no ponto mais elevado, a canalização obedeceu ao limite de declividade de acordo com a fórmula:

$$I > \frac{1}{2.000 D} \quad (\text{m/m})$$



DISCRIMINAÇÃO	DECLIVIDADE MÍNIMA (m/m)
Adutora de Truçu - 01	0,0010
Adutora da área dos poços - 02	0,0014

Procuramos assentar a adutora com declividades contínuas positivas (+) ou negativas (-). Evitou-se ao máximo mudanças de declividade, acarretando com isso um volume de escavação considerável em alguns trechos, mas diminuindo consideravelmente o número de peças, como ventosas e registros de descarga; o que representa uma economia significativa.

- Golpe de ariete

Na linha de recalque de bombas acionadas por motores elétricos, o caso mais importante de golpe de ariete é o que se verifica logo após uma interrupção de fornecimento de energia elétrica. Tal interrupção, provoca uma variação da pressão acima e abaixo do valor de funcionamento normal dos condutos forçados em consequência das mudanças das velocidades da água.

O fenômeno vem normalmente acompanhado de um som que faz lembrar martelada. Além do ruído desagradável, o golpe de ariete pode romper as tubulações, danificar aparelhos e prejudicar a qualidade de produtos fabricados por máquinas operadas por meio de sistemas hidráulicos.

A seguir vem o estudo quantitativo do golpe nas adutoras e os meios disponíveis para evitá-lo ou para suavizar seus efeitos.



O valor da celeridade no tubo foi calculado pela fórmula simplificada de Allievi:

$$C = \frac{9.900}{\sqrt{48,30 + K \frac{D}{e}}} \quad \text{onde:}$$

C = Celeridade da onda, m/s;

D = Diâmetro dos tubos, m;

e = Espessura dos tubos, m;

K = Coeficiente que leva em conta os módulos de elasticidade.

MATERIAL	K
Tubos de aço	0,5
Tubos de ferro fundido	1,0
Tubos de concreto	5,0
Tubos de cimento - amianto	4,4
Tubos plástico (rígido)	18,0



DISCRIMINAÇÃO	K	e (m)		D (m)	C (m/s)	
		K-7	1MPa		K-7	1MPa
Adutora de Truçu - 01	1,0	0,0070	0,0055	0,50	905	839
Adutora da área dos poços - 02	1,0	0,0059	0,0049	0,35	954	905

No caso de fechamento instantâneo, a sobrepressão máxima na tubulação será:

$$h_{a \text{ máx}} = \frac{CV}{g} \text{ m.c.a. onde:}$$

C = Velocidade de propagação da onda, m/s;

V = Velocidade média da água na tubulação, m/s;

g = Aceleração da gravidade, 9,8 m/s²;

h_{a máx} = Sobrepressão máxima, m.

Para a tubulação de ferro fundido:



DISCRIMINAÇÃO	C (m/s)		V (m/s)	ha máx	
	K-7	1MPa		K-7	1MPa
Adutora de Truçu - 01	905	839	1,01	93,27	86,47
Adutora da área dos poços - 02	954	905	1,03	100,27	95,12

O período da tubulação, que é o tempo que a onda de sobrepressão leva para ir e voltar de uma extremidade à outra da tubulação é calculado pela expressão a seguir:

$$T = \frac{2L}{C} \quad \text{onde:}$$

T - Período da tubulação, s ;

L - Comprimento da tubulação, m;

C - Velocidade de propagação da onda (celeridade), m/s.

DISCRIMINAÇÃO	C (m/s)		L (m)	T (s)	
	K-7	1MPa		K-7	1MPa
Adutora de Truçu - 01	905	839	19.200	42,43	45,77
Adutora da área dos poços - 02	954	905	1.600	3,35	3,54



O coeficiente angular das retas características das ondas de pressão é:

$$\text{tg } \alpha = \frac{C}{g} \quad \text{onde:}$$

C - Velocidade de propagação da onda (celeridade), m/s;

g - Aceleração da gravidade, 9,8 m/s².

DISCRIMINAÇÃO	C (m/s)		tg α $\frac{m}{m/s}$	
	K-7	1MPa	K-7	1MPa
Adutora de Truçu - 01	905	839	$\frac{92,35}{1}$	$\frac{85,61}{1}$
Adutora da área dos poços - 02	954	905	$\frac{97,35}{1}$	$\frac{92,35}{1}$

O coeficiente angular varia com as escalas do desenho:

- Escalas:

- Das velocidades: 10 mm 0,10 m/s

- Das pressões: 10 mm 5,00 m (500)
10 mm 1,00 m (350)

Tendo em vista as escalas adotadas:



$$\begin{array}{l}
 \varnothing = 500 \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ mm} \rightarrow 0,10 \text{ m/s} \\ x \leftarrow 1 \text{ m/s} \end{array} \right. \quad \varnothing = 500 \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ mm} \rightarrow 5,00 \text{ m} \\ x \rightarrow \square \text{ m} \end{array} \right. \\
 \\
 \varnothing = 350 \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \rightarrow 0,10 \text{ m/s} \\ x \leftarrow 1 \text{ m/s} \end{array} \right. \quad \varnothing = 350 \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ mm} \rightarrow 1,00 \text{ m} \\ x \rightarrow \square \text{ m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

\varnothing	K-7	1MPa
500	184,70	171,22
350	973,50	923,50

então:

\varnothing (mm)	tg α		α	
	K-7	1MPa	K-7	1MPa
500	1,847	1,71	62°	60°
350	4,868	4,618	78°	78°

A Variação de pressão, considerando-se a perda de carga é calculada através da equação da curva característica da tubulação:

$$\Delta h = r \cdot Q^n$$

ou, tendo em vista a fórmula de Willians-Hazem:



D (mm)	L (m)	C	$\Delta h = r \cdot Q^n$
500	19.200	130	$733,81 Q^{1,85}$
350	16.000	130	$347,36 Q^{1,85}$

Com esta equação e com a da continuidade, podemos organizar o seguinte Quadro apresentado, a seguir:

Q (mm)		V (m/s)	$733,81 Q^{1,85}$	$347,36 Q^{1,85}$
500	350			

0,0000	0,0000	0,00	0,0000	0,000
0,0196	0,0096	0,10	0,509	0,064
0,0393	0,0192	0,20	1,842	0,232
0,0589	0,0288	0,30	3,893	0,491
0,0785	0,0385	0,40	6,624	0,839
0,0981	0,0481	0,50	10,004	1,267
0,1178	0,0577	0,60	14,035	1,774
0,1374	0,0673	0,70	18,658	2,358
0,1570	0,0769	0,80	23,878	3,018
0,1766	0,0865	0,90	29,684	3,752
0,1963	0,0962	1,00	36,098	4,567
0,2159	0,1058	1,10	43,048	5,446



As Figuras Nº 09 e 10, apresenta os dados plotados da Tabela 01.

As seguintes pressões foram obtidas:

- MÁXIMA

Ø 500	46,34	+	36,50	=	82,84
Ø 350	27,92	+	15,20	=	43,12

- MÍNIMA

Ø 500	46,34	-	57,50	=	- 11,16
Ø 350	27,92	-	19,25	=	8,67

Não haverá necessidade de dispositivo anti-golpe.

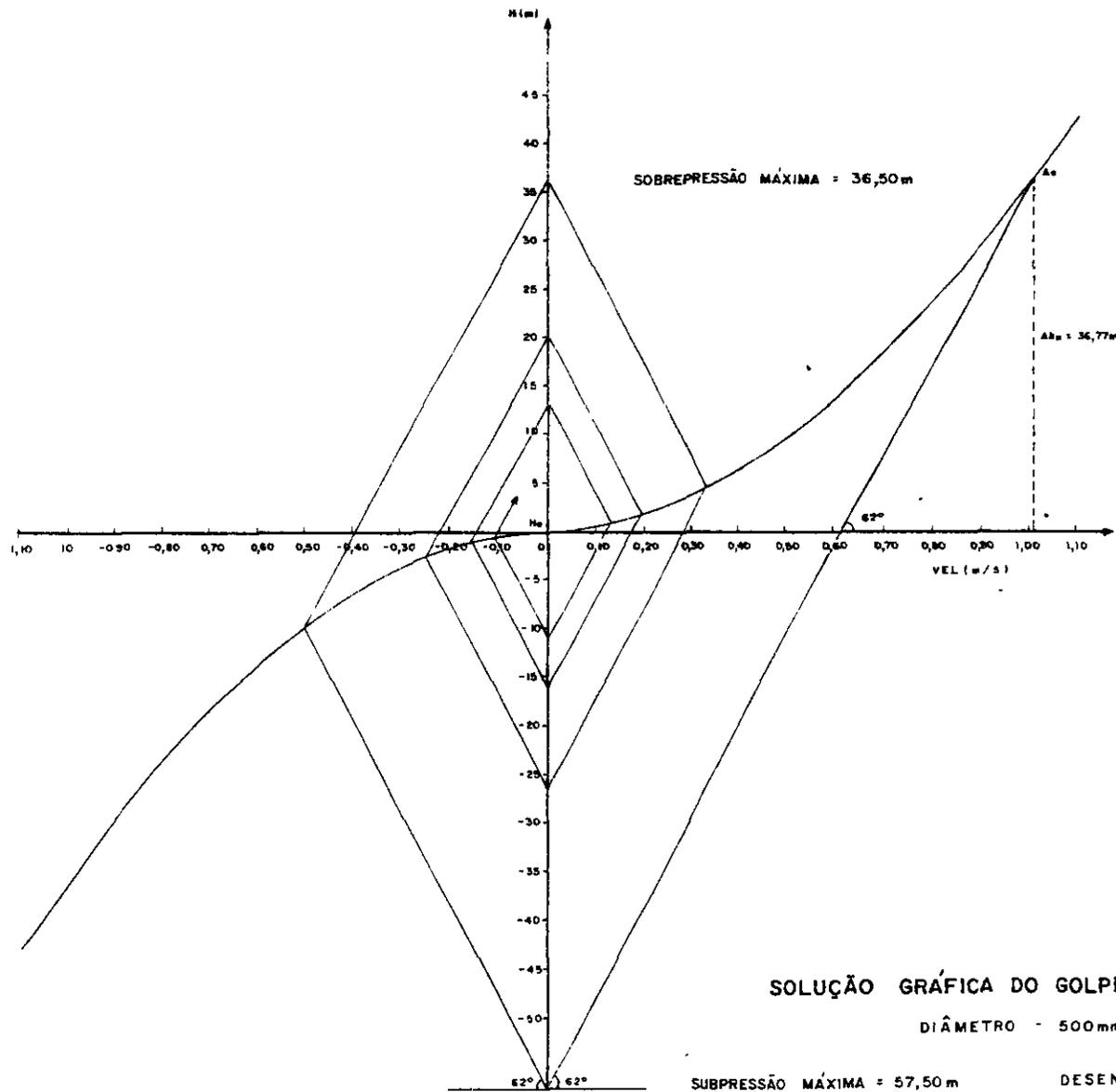
4.4.3 - Cálculo dos empuxos

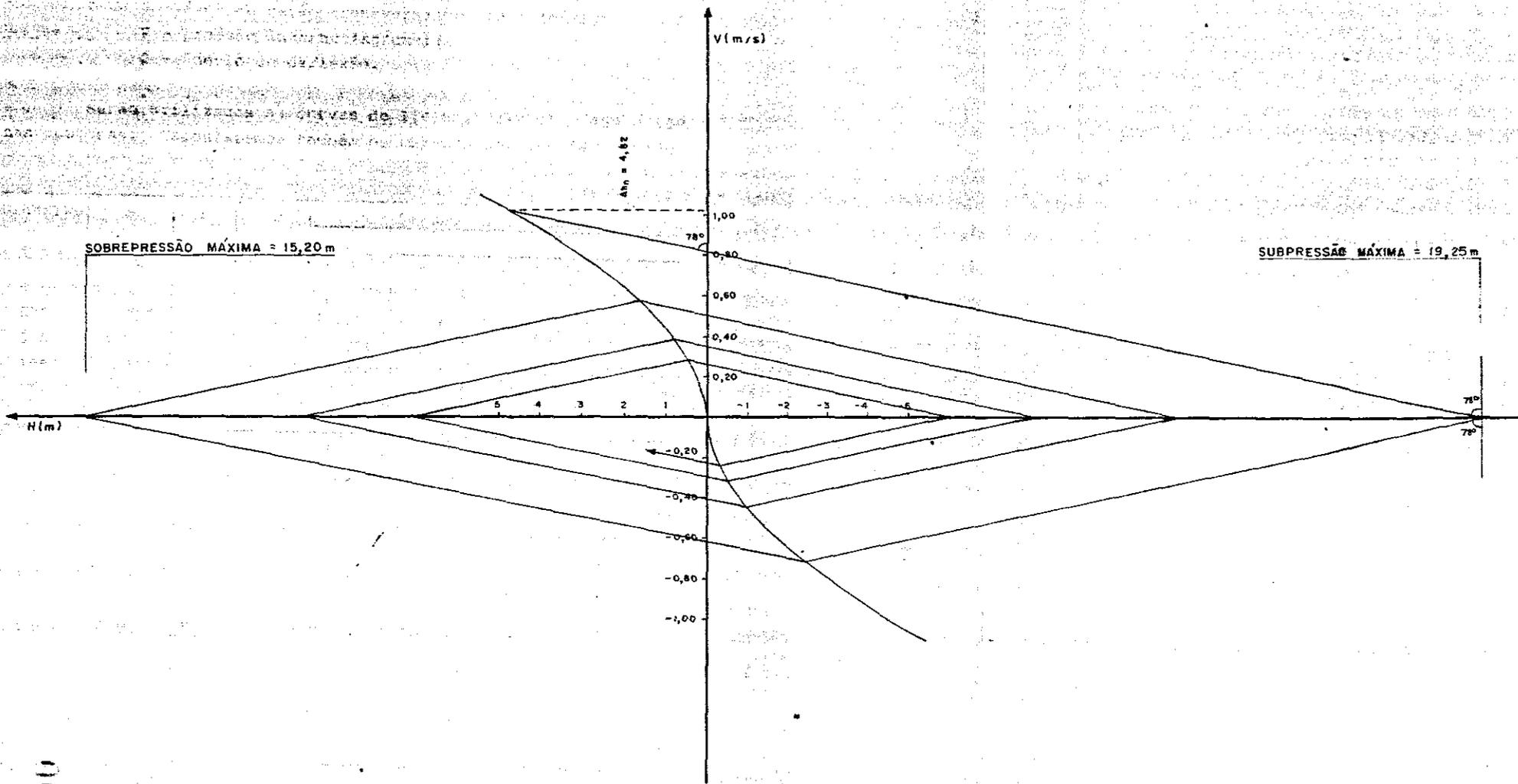
Nas tubulações sob pressão, em qualquer material com junta elástica, é necessário que as conexões sejam ancoradas por meio de um bloco de alvenaria ou de concreto, para se evitar que se desloquem sob ação do empuxo.

A boa execução da ancoragem é de grande importância para se ter uma tubulação trabalhando perfeitamente por longo tempo.

Dada a predominância do empuxo devida à pressão de água desprezamos a parcela correspondente à força centrífuga. Assim sendo, a equação que permite o cálculo do empuxo será:

$$E = 2 \cdot Sp \cdot \frac{\text{sen} \theta}{2}$$





SOLUÇÃO GRÁFICA DO GOLPE DE ARIETE

DIÂMETRO = 350 mm

DESENHO Nº 10

000146



onde S - área da seção transversal de tubo (cm²);

P - pressão interna (kg/cm²);

θ - ângulo de deflexão.

Serão utilizadas as curvas de 11°15', 22°30', 45° e 90° nas adutoras. Calcularemos também os empuxos dos tês de redução.

DIÂMETRO NOMINAL	S (m ²)	P Mma	P kg/cm ²	EMPUXO (daN) (kgf)				
				TÊ CAP	CURVA			
					90°	45°	22°30'	11°15'
500	0,2223	1	10	22.230	31.440	17.010	8.670	4.360
350	0,1122			11.220	15.870	8.590	4.380	2.200
100	0,0109			1.090	1.550	840	425	215
75	0,0066			660	933	505	257	130

Dimensionamento do Bloco - Procurou-se transmitir o empuxo ao solo, horizontalmente à parede da vala, através de um bloco de ancoragem (alvenaria ou concreto), que tenha área de contato suficiente para distribuição das forças. A expressão utilizada para cálculo da área é:

$$A = \frac{E}{\sigma_{adm}}$$

onde, E - Empuxo, kgf

σ_{adm} - tensão admissível do solo, kgf/cm².



DIÂMETRO NOMINAL	σ_{adm} (kgf/cm ²)	ÁREA (cm ²)				
		TÊ CAP	CURVA			
			90°	45°	22°30' ⁻¹	11°15' ⁻¹
500	1,0	22.230	31.440	17.010	8.670	4.360
350		11.220	15.870	8.590	4.380	2.200
100		1.090	1.550	840	425	215
75		660	933	505	257	130

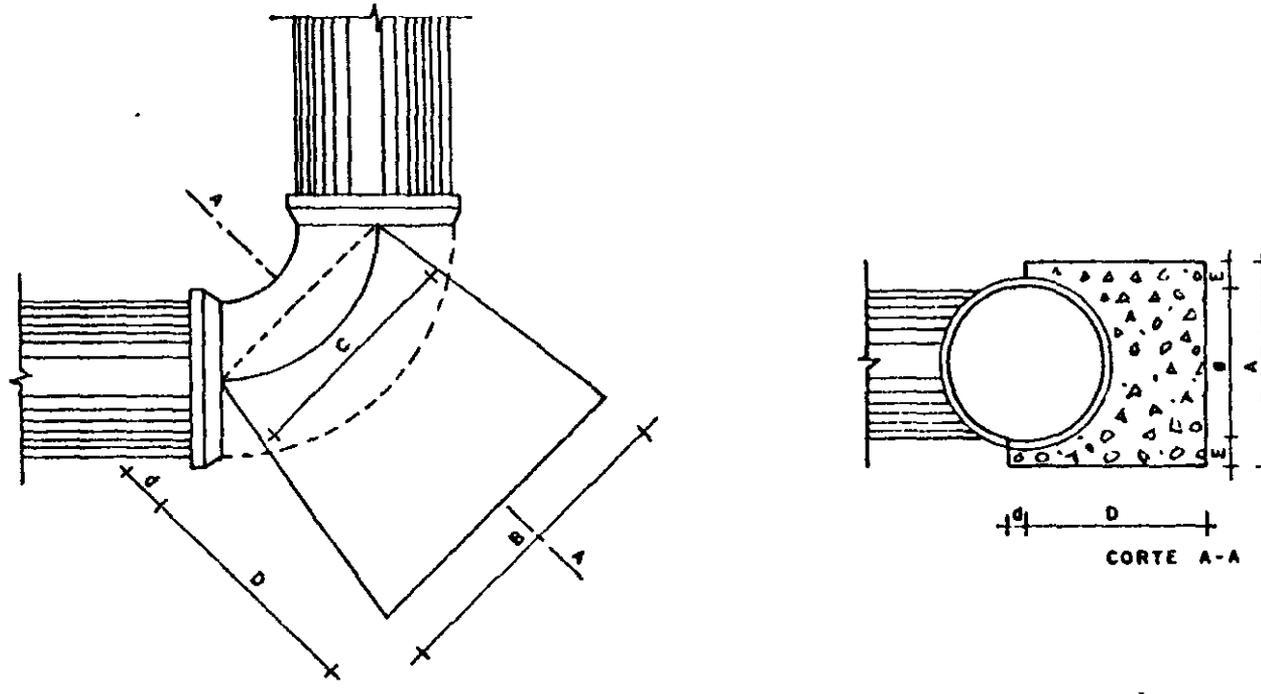
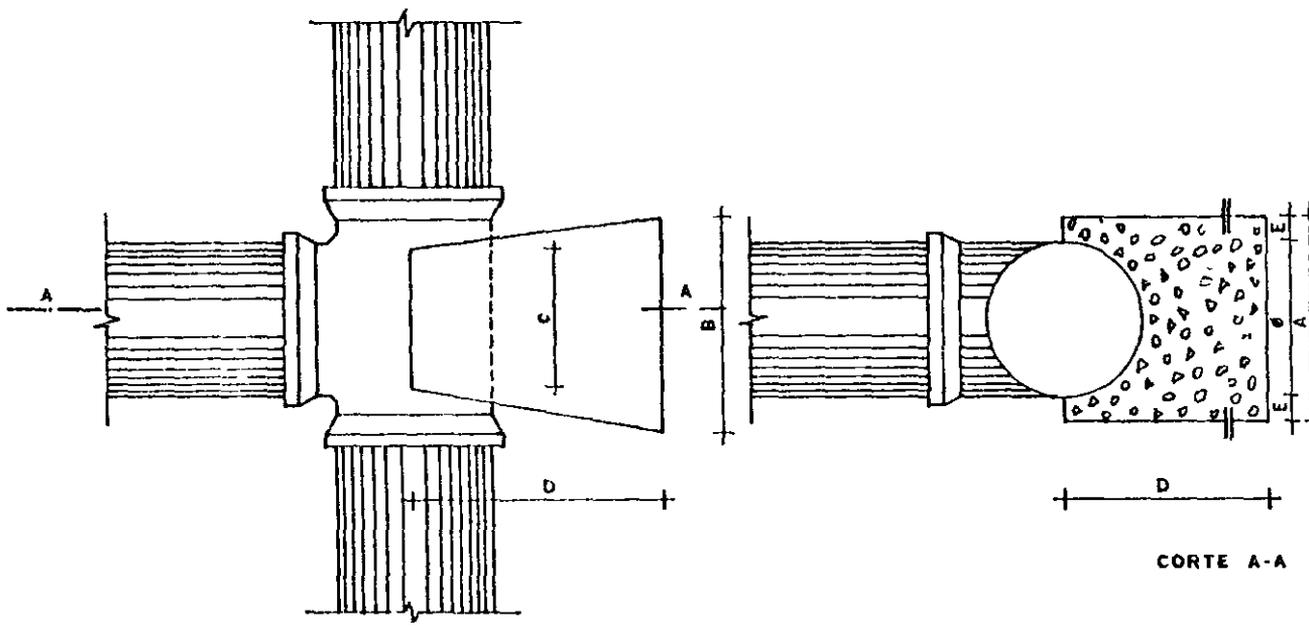
As dimensões dos blocos foram calculadas a partir da área de contato, devendo ser igual ou superior a essa. O Quadro Nº 07 apresenta o resumo das dimensões dos blocos a serem empregados. A Figura Nº 11 mostra os caracteres.

QUADRO Nº 07

CARAC TERES	DIMENSÕES MÍNIMAS									
	TÊ		CURVA 90°		CURVA 45°		CURVA 22°		CURVA 11°	
	75	100	350	500	350	500	350	500	350	500
A	-	-	131	197	110	164	64	92	38	52
B	-	-	121 ²	159 ⁶	78 ⁶	104 ⁶	68	94	58	84
C	-	-	52 ⁶	73	32	44	18	25	12	15
D	-	-	60	75	50	65	50	65	50	65
d	-	-	17 ⁵	25	11 ⁶	16 ⁶	3	4	3	4

Os blocos foram dimensionados para terrenos com tensão admissível de 1,0 kg/cm², na área lateral das valas; no caso argila compactada.

DESENHO Nº 11



000149



Para outros terrenos pode-se ajustar as dimensões A e B mudando-as para A1 e B1 de forma que $A \times B \times 1,0 = A1 \times B1 \times \text{adn}$.

As taxas admissíveis para vários tipos de solo na parede da vala em kgf/cm² são:

MATERIAL	adn
Lôdo	0,00
Argila umedecida	0,25
Terra vegetal	0,50
Argila arenosa	0,75
Argila compacta	1,00
Saibro	1,50
Rocha branda	5,00

4.5 - RESERVATÓRIO DE DISTRIBUIÇÃO

4.5.1 - Generalidade

O reservatório de distribuição é a unidade destinada a compensar as variações horárias de vazão e a garantir a alimentação da rede de distribuição em casos de emergência, fornecendo a água necessária à manutenção de pressões na rede.

4.5.1.1 - Tipo

A sua configuração e sua posição com relação à rede o classifica como sendo um reservatório apoiado, ou seja, seu fundo se encontra em contato com o terreno. É o tipo mais econômico e as condições topográficas são propícias.



4.5.1.2 - Funcionamento

É um reservatório de montante, pois toda água destinada ao consumo passa por ele antes de atingir a rede de distribuição. Possui uma tubulação de entrada de água de 500 mm e duas de saída de 600 mm.

4.5.1.3 - Compartimentação

O reservatório foi projetado com duas câmaras contíguas possuidoras de um lado comum, constituindo unidades estruturalmente independentes.

A compartimentação é vantajosa, porque no caso de reparo ou limpeza uma das câmaras pode permanecer funcionando. Além do mais, como as câmaras são independentes, o investimento inicial das obras é reduzido com a instalação de uma só câmara na primeira etapa.

4.5.1.4 - Formato

Quanto ao formato, o reservatório é de base retangular e de concreto armado.

4.1.1.5 - Cálculo Dimensões

O volume adotado para o cálculo foi da ordem de 0,10 vezes a vazão da hora de maior consumo. Portanto o Volume armazenado total será de 4.620 m³.

O reservatório terá uma altura útil de água igual a 4,00 metros. Em planta, suas dimensões obedecem aos seguintes valores, 2 (24,50 x 20)m.



A altura foi determinada, para tornar pequenas as variações de pressão na rede.

4.5.1.6 - Fundo

É conveniente que o fundo tenha uma declividade mínima de 0,50 por cento em direção à abertura de descarga, a fim de facilitar o refugo da água após as limpezas.

4.5.1.7 - Cobertura

A cobertura destina-se a proteger, contra qualquer perigo de poluição, a água potável que vai ter ao reservatório. Além do mais, impedindo a penetração dos raios solares, a cobertura impossibilita o desenvolvimento de algas na água, as quais poderiam provocar odor e sabor desagradáveis.

4.5.1.8 - Abertura de Inspeção

A abertura de inspeção é a passagem que se deixa na cobertura para permitir a vista ao interior do reservatório.

A abertura quadrada com 0,60 x 0,60 m, tem um dos lados no prolongamento da face interna da parede do reservatório, onde fica instalada a escala de acesso.

Na cobertura plana do reservatório apoiado, na abertura de inspeção, terá ressaltos feitos no contorno da abertura, para impedir que a água passe da cobertura para o interior do reservatório.

4.5.1.9 - Escala de Acesso

O acesso ao interior e à coberta do reservatório apoiado será feito através de degraus de vergalhão de ferro de 3/4", engastados na parede a intervalos de 0,30 m.



Para impedir que qualquer pessoa tenha fácil acesso ao depósito, será prudente colocar o primeiro degrau aproximadamente a 2 (dois) metros acima do nível do terreno.

As escadas com degraus de vergalhão são as mais simples e econômicas, porém podem, a critério da F.SESP, dar lugar à escada de marinheiro.

4.5.1.10 - Chaminé de Ventilação

A cobertura do reservatório é provida de chaminés de ventilação, dispostas simetricamente, afim de que o nível d'água fique sempre sob a pressão atmosférica.

As aberturas das chaminés é provida de telas de malha de 16", a fim de impedir a passagem de substâncias estranhas e de insetos, como mosquitos, para o interior dos reservatórios. Teremos 4 chaminés de ventilação, duas em cada câmara.

4.5.1.11 - Entrada de Água

Haverá uma antecâmara, onde ficará a tubulação de entrada de 500 mm.

Cada câmara será alimentada através de comporta de diâmetro de 400 mm, controladas através de pedestal de manobra.

4.5.1.12 - Saída de Água

A saída de água processa-se pelo fundo do reservatório, esse terá um rebaixo para realmente ser aproveitado todo o volume útil. Cada câmara do reservatório terá uma saída.



A tubulação de saída fica em posição diametralmente oposta à de entrada para favorecer a circulação de água, evitando a sua estagnação. A tubulação de saída será provida de um crivo, para evitar o ingresso na rede, de material grosseiro. O diâmetro da tubulação será de 600 mm.

4.5.1.13 - Extravasor

O extravasor tem por finalidade dar saída à água que eventualmente ultrapassa o nível máximo no reservatório. O seu diâmetro será de 500 mm.

Uma caixa sem tampa, com paredes terminando superiormente em forma de bisel à altura do nível máximo da água no reservatório, será introduzida na parede deste. No período de extravasamento, por ser extenso o contorno da caixa, a lâmina que nela se formará será delgada, permitindo-se adotar menor altura livre adicional para o reservatório.

Rente ao fundo da caixa partirá a tubulação extravasora.

4.5.1.14 - Descarga

A tubulação de descarga destina-se a esvaziar o reservatório, quando necessário. O seu diâmetro adotado será de 300 mm.



4.6 - REDE DE DISTRIBUIÇÃO

A rede de distribuição funciona com uma única zona de pressão. Destina-se a conduzir a água, através de tubulações, para os diversos pontos de consumo da comunidade.

É uma rede ramificada em algumas tubulações-troncos alimentadas diretamente pelo reservatório apoiado de montante, dos quais partem as tubulações secundárias, que se distribuem pelas diversas artérias da cidade de Iguatu.

A rede ramificada está intimamente ligada às pequenas comunidades de traçado linear. Nas tubulações secundárias das redes ramificadas a água desloca-se invariavelmente em único sentido, isto é, da tubulação principal para a extremidade morta.

A prefeitura local não dispondo de planos urbanísticos de expansão, favorece o crescimento da rede de distribuição desordenado, encarecendo o sistema de abastecimento d'água e dificultando a operação e manutenção do sistema.

Para a melhoria e ampliação da rede, adotamos a rede malhada. As redes malhadas são aquelas cujos condutos formam verdadeiras malhas, nas quais a água se desloca ora num sentido, ora em outro, em função das solicitações de consumo. Essa reversibilidade de movimento é vantajosa porque uma tubulação pode ser reparada sem prejudicar o abastecimento de maior número de prédios.

Como a cidade de Iguatu estende-se em várias direções a rede malhada se adapta melhor do que a rede ramificada.

A rede malhada de Iguatu será formada de vários condutos principais. Estes condutos mestres formam vários anéis, que propiciou emprego do processo de cálculo de Hardy-Cross.



Para o dimensionamento foi considerada a vazão dos dias de maior consumo e na hora de maior demanda. Sendo assim, a velocidade e a perda de carga não ultrapassam limites pré-estabelecidos para determinada vazão e determinado diâmetro de tubulação.

Foi respeitado, como fator limite, o valor de perda de carga unitária máxima recomendado pelas normas, no caso 8m/km.

A fórmula utilizada foi a de Hazen-Williams, cujo coeficiente de rugosidade adotado é $C = 100$. Este valor se deve ao aproveitamento de tubos da rede existente como parte da rede malhada. A expressão da fórmula é:

$$h = \left[\frac{1}{(0,2785 C)^{1,85} \times D^{4,87}} \right] Q^{1,85}$$

Todos os cálculos foram executados através de um programa computacional, em cuja lógica de processamento procura-se os mínimos diâmetros dos condutos, que satisfaçam simultaneamente os parâmetros limites impostos por norma e por critérios do projetista.

O cálculo da vazão específica é mostrado a seguir:

População 1995	72.147 hab.
População 2010	126.783 hab.



Nº	ÁREA (ha)	VAZÃO (l/s)	
		2010	1995
1	38,25	28,45	16,19
2	27,20	20,23	11,50
3	32,64	24,28	13,82
4	32,10	23,88	13,58
5	26,40	19,64	11,18
6	26,40 + 18,0	33,03	18,78
7	30,00	22,31	12,70
8	42,00	31,24	17,78
9	17,00	12,64	7,20
10	24,00	17,85	10,16
11	26,40 + 68,80	70,81	40,30
12	31,20	23,21	13,20
13	26,40	19,64	11,18
14	48,10 + 74,6	91,18	51,90
*	108,68	80,84	46,00
**	12,16	9,04	5,15
TOTAL	710,23	528,27	300,62

$$q_e(2010) = \frac{528,27}{710,23} = 0,7438 \text{ l/s,ha}$$

$$q_e(1995) = \frac{300,62}{710,23} = 0,4233 \text{ l/s,ha}$$

A taxa ou melhor, a densidade de habitantes por unidade de área:

$$t_x(2010) = \frac{126,783}{710,23} = 179 \text{ hab/ha}$$



$$tx(1995) = \frac{72,147}{710,23} = 101 \text{ hab/ha}$$

Para o diâmetro mínimo adotado de 50 mm para as canalizações secundárias, os comprimentos máximos das mesmas foram calculados por:

$$L = \frac{4Q}{q_e \cdot b}$$

Sendo: $Q = 1,0$ l/s (Vazões máxima para o tubo de 50 mm)

$q_e = 0,7438$ l/s.hab (Vazão específica - ano 2010)

$b = 80$ m (Largura média dos quadros)

Para L em metros tem-se

$$L = \frac{4 \times 1}{0,7438 \times 80} \times 10.000$$

$$L = 672 \text{ m}$$

Os limites de velocidade e de vazão adotados no projeto, para os seus respectivos diâmetros são:



D (mm)	V (m/seg)	Q (l/seg)
50	0,50	1,0
75	0,50	2,2
100	0,60	4,7
150	0,80	14,1
200	0,90	28,3
250	1,10	53,9
300	1,20	84,8
350	1,30	125,0
400	1,40	176,0
500	1,60	314,0
600	1,80	509,0

Na planilha de cálculo são apresentados todos os parâmetros do dimensionamento da rede principal.

No Desenho apresentamos de forma esquemática, toda a rede de distribuição com os registros e setores de manobra.

Em outro jogo de plantas, apresentamos as peças gráficas em toda a rede de distribuição.