

USO CONJUNTO DO EPANET E DA METODOLOGIA DE MORGAN PARA
OTIMIZAÇÃO DE REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

LUIS HENRIQUE MAGALHÃES COSTA

FORTALEZA – CEARÁ

2005



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL
ÁREA DE CONCENTRAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS

USO CONJUNTO DO EPANET E DA METODOLOGIA DE MORGAN PARA
OTIMIZAÇÃO DE REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

LUIS HENRIQUE MAGALHÃES COSTA

FORTALEZA - CEARÁ

2005

USO CONJUNTO DO EPANET E DA METODOLOGIA DE MORGAN PARA
OTIMIZAÇÃO DE REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

LUIS HENRIQUE MAGALHÃES COSTA

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À COORDENAÇÃO DO CURSO DE MESTRADO EM
ENGENHARIA CIVIL, COM ÁREA DE CONCENTRAÇÃO EM RECURSOS
HÍDRICOS, COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

ORIENTADOR: PROF. MARCO AURÉLIO HOLANDA DE CASTRO, Ph.D.

FORTALEZA - CEARÁ

2005

Esta dissertação foi submetida como parte dos requisitos necessários à obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil com Área de Concentração em Recursos Hídricos, outorgado pela Universidade Federal do Ceará, e encontra-se à disposição dos interessados na Biblioteca Central e na Biblioteca das Pós-Graduações em Engenharia da referida Universidade.

A citação de qualquer trecho desta dissertação é permitida, desde que seja feita de conformidade com as normas de ética científica.

LUIS HENRIQUE MAGALHÃES COSTA

DISSERTAÇÃO APROVADA EM: 26/08/2005

Orientador: Prof. MARCO AURÉLIO HOLANDA DE CASTRO, Ph.D.
UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ - UFC

Membro: Prof. ADUNIAS DOS SANTOS TEIXEIRA, Ph.D.
UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ - UFC

Membro: Prof. ROGÉRIO CAMPOS, Ph.D.
UNIVERSIDADE DE FORTALEZA - UNIFOR

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar a minha gratidão primeiramente a Deus.

Ao meu orientador, Professor Marco Aurélio Holanda de Castro, pelo apoio, orientação segura e principalmente pela oportunidade que me concedeu para o desenvolvimento da minha carreira acadêmica.

Aos professores Kennedy e Macário, pela presteza e ajuda.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pela bolsa de estudo concedida.

Aos meus pais, Luiz Costa e Glória, pelo apoio irrestrito no desenvolvimento pessoal e profissional.

Aos amigos Magno, Mariano, Washington, Tenisson, Eulimar e André que contribuíram no decorrer desta jornada.

A Cecy, pelo carinho, paciência, incentivo e compreensão.

A todos os professores, colegas e funcionários do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental (DEHA), pela receptividade, conhecimento fornecido e colaboração.

Enfim, a todos que de alguma maneira contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

Um grande número de pesquisas foram realizadas na área de otimização de redes de abastecimento de água, principalmente pela grande economia que o dimensionamento ótimo proporciona. Tais redes constituem relevante importância nos grandes setores da sociedade, pois abastecem pontos de consumo como residências, indústrias, comércios, hospitais, etc. A realização deste trabalho tem por escopo um estudo sobre a metodologia de Morgan a qual tem sido utilizada na otimização em redes de distribuição de água. Tal metodologia ocorre em dois estágios: o procedimento de equilíbrio hidráulico da rede, visando garantir a consistência hidráulica e os ajustes dos diâmetros por meio da programação linear, objetivando um menor custo. O EPANET foi o programa escolhido para o cálculo do balanceamento hidráulico da rede, devido a sua larga aceitação, e por possibilitar a comunicação com rotinas computacionais criadas para aplicações específicas. Contudo, foi desenvolvido um programa denominado UFC4 apresentando uma interface em linguagem DELPHI que servirá de mediador entre o software EPANET e a rotina da programação linear elaborada em linguagem FORTRAN. Os estudos foram aplicados em três exemplos de redes malhadas e reais, tendo como parâmetro de comparação outras metodologias de otimização. As análises realizadas consideram somente a rede de distribuição, sendo o reservatório com cota piezométrica fixa e pré-definida. Os resultados obtidos com o programa mostraram-se vantajosos economicamente, quando comparados com outras metodologias de otimização, confirmando dessa forma a eficiência da metodologia utilizada neste trabalho.

ABSTRACT

A large number of researches have been carried out in the area of optimization of water supply systems, mainly due to the saving that the optimal design provides. Water distribution systems constitute relevant importance in the great sectors of the society, because they supply consumption points such as residences, industries, stores and hospitals. The execution of this work aims at studying about the optimization methodology in systems of water distribution presented by Morgan & Goulter (1985). Such method happens in two stages: the procedure of hydraulic balance, seeking to guarantee the hydraulic consistence and the adjustments of the diameters through the linear programming, aiming at a smaller cost. EPANET was the chosen program for the calculation of the hydraulic balance of the net, due to its wide acceptance, and for making possible the communication with computational routines created for specific applications. However, it was developed a program denominated UFC4 presenting an interface in language DELPHI that will serve as mediator among the software EPANET and the routine of the linear programming elaborated in language FORTRAN. The studies were applied in three examples of real meshed nets, having as comparison parameter other optimization methodologies. The accomplished analysis consider only the distribution system, having the reservoir a fixed and predetermined piezometric level. The results obtained with the program have shown economical advantages when compared to other optimization methodologies, thus confirming the efficiency of the methodology used in this work.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	v
RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
SUMÁRIO	viii
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xi
LISTA DE SÍMBOLOS	xii
1 INTRODUÇÃO	01
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	04
2.1 Sistema de Distribuição de Água.....	04
2.1.1 Definição.....	04
2.1.2 Classificação das Redes.....	05
2.1.3 Alcance do Projeto.....	07
2.1.4 Previsão da População.....	08
2.1.5 Vazão para Dimensionamento.....	08
2.1.6 Dimensionamento das Redes.....	10
2.1.6.1 Restrições de projeto.....	10
2.1.6.2 Equações de perda de carga.....	12
2.1.6.3 Modelo de simulação hidráulica.....	17
2.2 Pesquisa Operacional.....	26
2.2.1 Introdução.....	26
2.2.2 Métodos de Otimização.....	26
2.2.3 Programação Linear.....	29
2.2.4 Programação Não Linear.....	33
2.2.5 Programação Dinâmica.....	34
2.2.6 Otimização Aplicada em Redes de Distribuição de Água.....	35
3 O MODELO DE OTIMIZAÇÃO	37
3.1 Descrição Geral do Modelo	37
3.2 Descrição do Processo Iterativo.....	41
3.3 Discussão da Formulação.....	43

3.4 Algoritmo dos Pesos.....	44
4 O PROGRAMA UFC4.....	48
4.1 Simulador Hidráulico Escolhido.....	48
4.2 Estrutura do Programa UFC4.....	50
4.2.1 Comunicação com o EPANET.....	51
4.2.2 Rotina Método Simplex.....	57
4.2.3 Determinação dos Pesos.....	58
4.3 Aplicações e Análises dos Resultados.....	62
4.3.1 Características dos exemplos.....	62
4.3.2 Resultados do programa UFC4.....	66
4.3.2.1 Exemplo 1 – Setor Cocorote.....	67
4.3.2.2 Exemplo 2 – Setor 3 do Bairro Bessa.....	71
4.3.2.3 Exemplo 3 – Grande Setor.....	74
5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	77
5.1 Conclusões	77
5.2 Recomendações	78
BIBLIOGRAFIA.....	79
ANEXOS.....	82
ANEXO A – Casos encontrados em problemas de PL	83
ANEXO B – Modelo do problema de PL na Metodologia de Morgan	86
ANEXO C – Método Simplex	88
ANEXO D – Listagem do Programa UFC4	101

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplo de rede ramificada.....	6
Figura 2 – Exemplo de rede malhada	6
Figura 3 – Vazões afluentes e efluentes ao nó P	19
Figura 4 – Convenções utilizadas para as equações de perda de carga.....	19
Figura 5 – Classificação Geral dos Métodos Clássicos.....	27
Figura 6 - Estrutura Geral de um problema clássico de otimização.....	28
Figura 7 - Região viável.....	31
Figura 8 - Solução Gráfica	32
Figura 9- Curva com valores ótimos locais	33
Figura 10 – Esquema do Método Proposto	38
Figura 11 - Traçado da rede com os valores Q_j e I_m	45
Figura 12 – Traçado da rede com os pesos da ligações (W_j) e dos nós (w_m) em relação ao nó 5	46
Figura 13 – Tela de apresentação do EPANET	49
Figura 14 – Fluxograma computacional da metodologia proposta	51
Figura 15 – Tela do programa EPANET.....	52
Figura 16 – Tela do programa de otimização UFC4	56
Figura 17 – Inserção dos custos unitários dos tubos	57
Figura 18 – Fluxograma computacional do algoritmo dos pesos	59
Figura 19 - Traçado da Rede do Setor Cocorote	63
Figura 20 - Traçado da Rede do Bairro Bessa	64
Figura 21 - Traçado da Rede do Grande Setor	65
Figura 22 - Resultado do programa UFC4 para a rede do Setor Cocorote	67
Figura 23 - Custos Parciais para cada trecho do Setor Cocorote	69
Figura 24 - Resultado do programa UFC4 para a rede do Setor 3 do Bairro Bessa	71
Figura 25 - Custos Parciais para cada trecho do Setor 3 do Bairro Bessa	73
Figura 26 - Resultado do programa UFC4 para a rede do Grande Setor	74
Figura 27 - Custos Parciais para cada trecho do Grande Setor	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Alcance da obras e equipamentos(CETESB, 1975).....	7
Tabela 2 - Viscosidade cinemática da água.....	15
Tabela 3 - Valores médios da rugosidade absoluta ε em função do material	15
Tabela 4 – Variação de rugosidade C em função do material e tempo de uso	17
Tabela 5 – Dados da Rede do Setor Cocorote	63
Tabela 6 – Dados da Rede do Bairro Bessa	64
Tabela 7 – Dados da Rede do Grande Setor	65
Tabela 8 – Características das Tubulações aplicadas aos exemplos	66
Tabela 9 – Resultados das metodologias para a Rede do Setor Cocorote	68
Tabela 10 – Resultados das metodologias para a Rede do Setor 3 do Bairro Bessa	72
Tabela 11 – Resultados das metodologias para a Rede do Grande Setor	75

LISTA DE SÍMBOLOS

Q	vazão em L/s
K_1	coeficiente do dia de maior consumo
K_2	coeficiente da hora de maior consumo
P	População final para a área a ser abastecida, hab
q	consumo <i>per capita</i> de água, L.hab ⁻¹ .dia ⁻¹
q_m	vazão de distribuição em marcha em L..s ⁻¹
q_d	vazão específica de distribuição em L.s ⁻¹ .km ⁻²
f	coeficiente de atrito
L	comprimento da Tubulação(m)
A	área a ser abastecida, km ²
v	velocidade do líquido (m/s)
V	Velocidade média de escoamento (m/s)
$V_{máx}$	velocidade máxima do líquido (m/s)
g	aceleração da gravidade (m/s ²)
D	diâmetro da Tubulação (mm)
V	velocidade (m/s)
e	rugosidade da parede da tubulação (mm)
v	viscosidade cinemática do fluido (m ² /s)
hf	Perda de carga total no trecho (m)
C	Coeficiente de rugosidade
Re	Número de Reynolds
r	termo de perda de carga que depende da formulação utilizada
n	expoente da formulação perda de carga x vazão
m	coeficiente de perda de carga localizada

I. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, as populações atendidas pelos sistemas de abastecimento de água têm crescido consideravelmente, extrapolando as previsões da capacidade de oferta do produto. Esse crescimento populacional gera demanda extra, exigindo dos serviços públicos de abastecimento de água, grandes esforços no âmbito organizacional e financeiro, na tentativa de atendê-la. Um outro fator a ser considerado é a escassez de recursos naturais, como mananciais de boa qualidade, criando a necessidade de se procurar mananciais cada vez mais distantes dos grandes centros de consumo, tais como, por exemplo, as regiões metropolitanas das grandes cidades. Tais opções geram custos crescentes na captação, adução e distribuição. O crescimento da demanda, aliado à escassez de recursos financeiros, cria dificuldades para um planejamento na implantação de um sistema de abastecimento.

O objetivo das redes de distribuição de água é abastecer comunidades, indústrias, comércios, hospitais ou qualquer outro ponto que tenha carência por água. As redes são formadas, por um conjunto de tubulações, peças, acessórios, bombas, válvulas e reservatórios, nas quais o escoamento se dá sob pressão.

As redes de distribuição podem ser classificadas em: Malhadas ou Ramificadas. Em ambas podem-se encontrar condutos principais e condutos secundários; também fazem parte desse sistema as tubulações de recalque, cujo papel é primordial em projetos de abastecimento de água, que terá como ponto inicial a vazão que irá alimentar pontos remotos necessitados de água.

Segundo Gomes (2004), para a elaboração de um projeto de abastecimento de água é necessário dispor, inicialmente, de um conjunto de dados com relação à quantidade de água requerida pelo sistema, à disponibilidade hídrica da região, às restrições hidráulicas do abastecimento e à topologia do sistema.

Para dimensionar-se uma rede de distribuição é necessário inicialmente levar-se em conta, alguns fatores que são de importância primordial, entre eles estão

o crescimento populacional, a evolução da ocupação do solo, o consumo médio populacional e os coeficientes de pico de consumo, diário e horário. Depois de verificados todos esses fatores, podem-se determinar as vazões de projeto incidentes em cada ponto da rede.

Para se proceder ao dimensionamento hidráulico, utilizam-se fórmulas matemáticas que têm por função correlacionar as características físicas do tubo e da água com a perda de carga no trecho. Tais fórmulas dependendo de sua origem podem ser classificadas como racionais ou como empíricas.

A rede de distribuição é, em geral, o componente de maior custo do sistema de abastecimento de água, compreendendo, cerca de 50% a 75% do custo total de todas as obras do abastecimento. (TSUTIYA, 2004)

Nos países em desenvolvimento como o Brasil, a aplicação do dimensionamento econômico nos sistemas de abastecimento pode contribuir para o desenvolvimento de projetos de redes de distribuição de água em regiões mais carentes, minimizando o custo dos materiais necessários à implementação da obra.

A realização deste trabalho visa apresentar um estudo sobre a metodologia de otimização em redes de distribuição de água apresentada por Morgan & Goulter (1985). Tal metodologia ocorre em dois estágios: a simulação e obtenção dos parâmetros hidráulicos através do *software* de domínio público EPANET e os ajustes dos diâmetros por meio da programação linear, objetivando um menor custo.

Para atingir este objetivo, procurou-se desenvolver um programa computacional contendo duas linguagens: *DELPHI* e *FORTRAN*. O programa, denominado UFC4, apresenta uma interface em linguagem *DELPHI*, que fará comunicação entre o *software* de dimensionamento hidráulico *EPANET* e, a rotina de otimização (programação linear) desenvolvida através das funções implícitas disponíveis na linguagem *FORTRAN*.

As soluções para a otimização das redes de distribuição obtidas com o programa desenvolvido neste trabalho têm como parâmetro de comparação

outras metodologias de otimização, encontradas na literatura pertinente, dentro dessa área de conhecimento.

O trabalho está dividido ao longo dos capítulos em seguida descritos.

No segundo capítulo através de análises bibliográficas de diversos autores procura-se descrever os Sistemas de Distribuição de Água; a Pesquisa Operacional; e os Modelos de Otimização em Redes de Distribuição de Água.

No terceiro capítulo demonstra-se de maneira detalhada a Metodologia de Morgan que enfoca a otimização em redes de Distribuição de Água.

O capítulo quatro apresenta a estrutura e aplicação do programa UFC4, desenvolvido especificamente para determinar soluções econômicas em redes de distribuição de água. Também neste capítulo os resultados são analisados.

Finalmente no quinto e último capítulo, são apresentadas, a conclusão do trabalho e as recomendações para novos trabalhos.

O detalhamento de alguns procedimentos, citados no corpo do trabalho, estará inserido à parte em Anexos.

II. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Sistema de Distribuição de Água

III Definição

Segundo Gomes (2004):

[...] entende-se por sistemas de abastecimento de água o conjunto de equipamentos, obras e serviços voltados para o suprimento de água a comunidades, para fins de consumo doméstico, industrial e público. Estes sistemas são compostos, de uma maneira geral, pelas unidades de captação, tratamento, estação elevatória, adução, reservatórios, rede de distribuição e ligações prediais.

Adota-se, no entanto para este trabalho a definição dada por Porto (1998):

Um sistema de distribuição de água é o conjunto de tubulações, acessórios, reservatórios, bombas, etc., que tem a finalidade de atender, dentro de condições sanitárias, de vazão e pressão convenientes, a cada um dos diversos pontos de consumo de uma cidade ou setor de abastecimento.

Dentre o conjunto de componentes existentes num sistema de abastecimento de água, deter-se-á na rede de distribuição, objeto principal deste estudo.

Destaca-se a definição apresentada por Tsutiya (2004):

Rede de distribuição de água é a parte do sistema de abastecimento formada de tubulações e órgãos acessórios, destinados a colocar água potável à disposição dos consumidores, de forma contínua, em quantidade, qualidade, e pressão adequadas.

IV Classificação das Redes

Normalmente as redes de distribuição constituem-se de tubulações principais, também denominadas de *tubulações tronco* ou *mestras* alimentadas diretamente por um reservatório de montante, ou por um de montante e, um de jusante, ou ainda, diretamente da adutora com um reservatório de jusante. Dessas principais, partem as secundárias as quais abastecem diretamente os pontos de consumo do sistema de abastecimento de água.

Segundo Porto (1998), as redes de distribuição são classificadas como *redes ramificadas* e *redes malhadas*, de acordo com a disposição dos condutos principais e o sentido de escoamento nas tubulações secundárias.

Nas redes ramificadas a distribuição espacial dos tubos indica o sentido do escoamento, devido à lógica do abastecimento se fazer unidirecionalmente, sendo de fácil identificação, as tubulações principais–tronco, e as secundárias. As extremidades das tubulações são fechadas (ponto morto), onde é comum o acúmulo de sedimentos (HARDENBERGH, 1963 *apud* FRANCA ALENCAR, 2004).

Apesar de mais econômica, a rede ramificada apresenta a desvantagem de, no caso de acidentes ou reparos, provocar a interrupção do fornecimento de água no trecho situado além de um bloqueio originado por vazamentos, acúmulo de materiais, entre outros.

Já na rede malhada as tubulações são distribuídas pela área a ser abastecida, formando malhas. A água circula em qualquer direção de acordo com as solicitações do consumo, evitando assim as extremidades mortas no sistema.

As redes malhadas são as mais comuns, já que quase todos os centros urbanos se estendem em várias direções. As tubulações com diâmetros maiores circundam uma determinada área a ser abastecida, sendo por isso chamadas de anéis. No caso de cidades pequenas, pode haver um único anel; nas cidades maiores, poderão existir diversos, cada qual abastecendo um determinado setor da cidade.

As figuras 1 e 2 demonstram exemplos de redes ramificadas e malhadas, respectivamente.

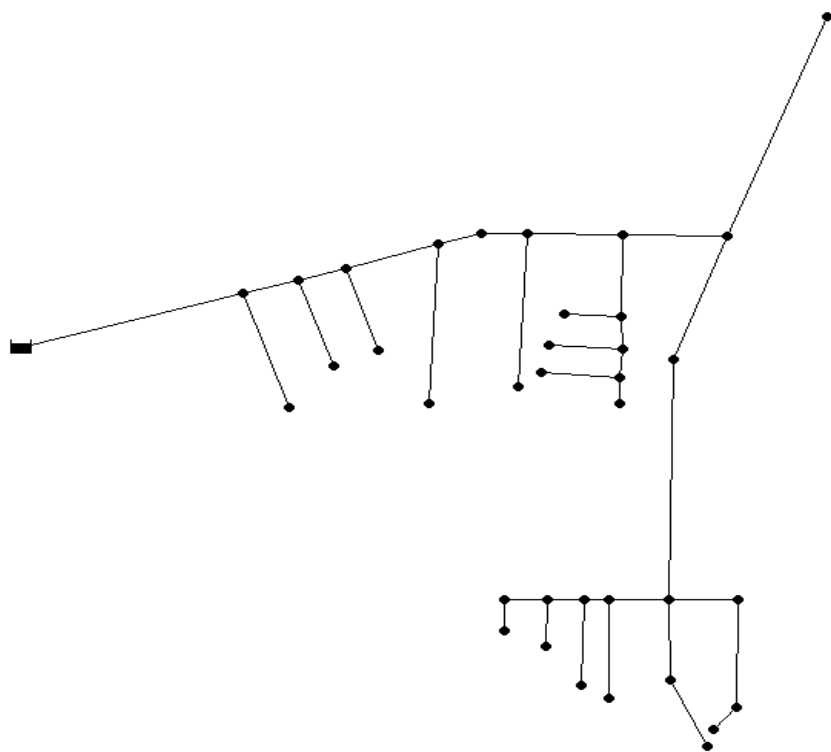


FIGURA 1 – Exemplo de rede ramificada

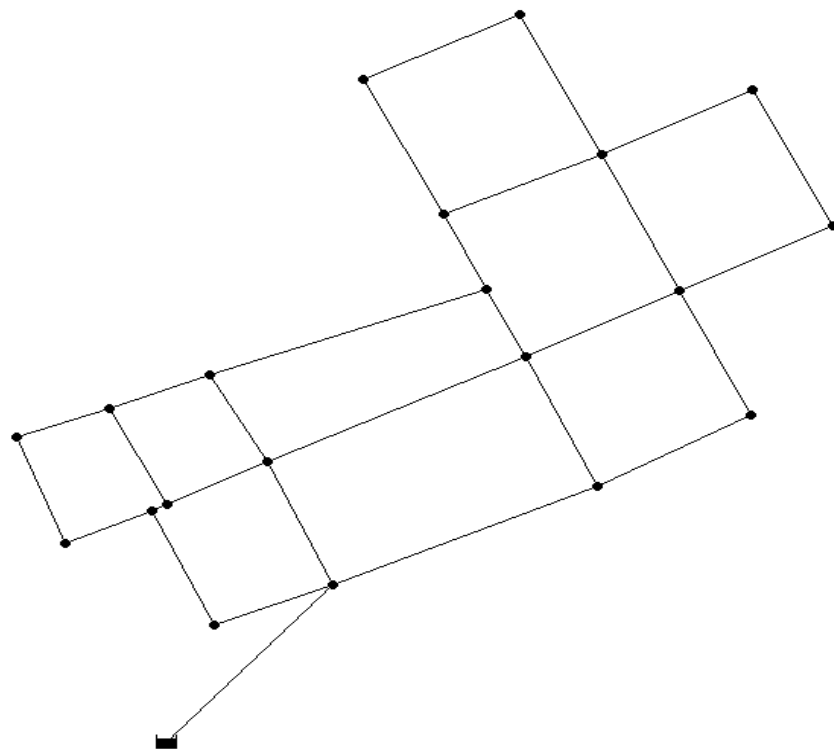


FIGURA 2 – Exemplo de rede malhada

V Alcance do Projeto

O alcance do projeto corresponde ao período no qual, o sistema poderá funcionar satisfatoriamente, tanto em equipamentos como obras civis.

O período de projeto pode estar relacionado à durabilidade ou vida útil das obras e equipamentos, ao período de amortização do capital investido na construção ou, ainda, a outras razões. Os problemas relativos às dificuldades de ampliação de determinadas estruturas ou partes do sistema, como também o custo do capital a ser investido e o ritmo de crescimento das populações são aspectos a serem igualmente considerados. (CETESB,1987).

Segundo Gomes(2004), no Brasil, os sistemas de abastecimento de água, desde a captação até as ligações prediais têm sido projetados com alcances que variam de 10 a 30 anos.

A tabela 1 apresenta os períodos de projeto de obras e equipamentos normalmente utilizados:

TABELA 1 - Alcance das obras e equipamentos

Obras e/ou equipamentos	Alcance do projeto (anos)
Tomadas d'água	25 – 50
Barragens grandes e túneis	30 – 60
Poços	10 – 25
Estações Elevatórias	10 – 20
Equipamentos de Recalque	10 – 20
Adutoras de grande diâmetro	20 – 30
Floculadores, decantadores e filtros	20 – 30
Dosadores	10 – 20
Reserv. Distribuição de concreto	30 – 40
Reserv. Distribuição de aço	20 – 30
Canalizações de distribuição	20 – 30
Edificações	30 – 50

Fonte: CETESB (1975).

VI Previsão de População

A determinação da população futura é essencial, pois não se deve projetar um sistema de abastecimento para beneficiar apenas a população atual de uma cidade com tendência de crescimento contínuo. Esse procedimento, muito provavelmente, inviabilizaria o sistema logo após sua implantação por problemas de sub-dimensionamento.

Para Alcântara (2002), a projeção da população para dimensionamento de um sistema de abastecimento de água deve levar em consideração as especificidades da área de projeto, suas características sócio-econômicas, urbanísticas e a dinâmica na ocupação do solo. Estas variáveis escapam às projeções populacionais elaboradas apenas a partir de expressões matemáticas.

VII Vazão para Dimensionamento

Segundo Azevedo Netto *et al.*(1998), os principais fatores que influenciam o consumo de água numa localidade podem ser assim resumidos: clima; padrão de vida da população; hábitos da população; sistema de fornecimento e cobrança; qualidade da água fornecida; custo da água; pressão da rede distribuidora; consumo comercial; consumo industrial; consumo público; existência de rede de esgoto; perdas no sistema, dentre outros fatores.

A rede de distribuição de água deverá ser dimensionada para uma vazão denominada vazão de distribuição, representada pela equação a seguir:

$$Q = \frac{K_1 \times K_2 \times P \times q}{86400} \dots\dots\dots [2.1]$$

onde:

Q: vazão em L.s⁻¹;

K_1 : coeficiente do dia de maior consumo(adimensional);

K_2 : coeficiente da hora de maior consumo(adimensional);

P: População final para a área a ser abastecida, hab;

q: consumo *per capita* de água, L.hab⁻¹.dia⁻¹.

Dividindo-se a equação 2.1 pela extensão da rede ou da área a ser abastecida, obtêm-se a vazão específica, conforme mostram as equações 2.2 e 2.3.

a. Vazão específica relativa a extensão da rede:

$$q_m = \frac{K_1 \times K_2 \times P \times q}{86400 \times L} \dots\dots\dots [2.2.]$$

onde:

q_m : vazão de distribuição em marcha em L..s⁻¹;

L: extensão total da rede em metros.

b. Vazão específica relativa à área:

$$q_d = \frac{K_1 \times K_2 \times P \times q}{86400 \times A} \dots\dots\dots [2.3]$$

onde:

q_d : vazão específica de distribuição em L.s⁻¹.km⁻²;

A: área a ser abastecida, km²;

VIII Dimensionamento das Redes

V Restrições de projeto

Nos projetos de rede de distribuição de água há uma exigência no tocante às considerações cobradas pelas normas técnicas. Tais critérios objetivam uma perfeita funcionalidade do sistema, assim como a manutenção de um padrão de qualidade relativamente uniforme nos diversos pontos da rede.

a. Pressões mínimas e máximas

Quando a pressão se situa numa faixa abaixo do satisfatório, o sistema encontra-se prejudicado, pois não permite que o usuário receba água em vazão suficiente, ou sequer receber água. A pressão insuficiente na rede ainda pode comprometer a qualidade da água fornecida, motivada pelas infiltrações. No caso oposto, quando a pressão for maior que o satisfatório, a rede estará mais propensa a vazamento e, com isso, o desperdício de água será provável.

Em obediência à norma NBR 12218/1994 da ABNT, a pressão estática máxima na rede de distribuição deve ser de 500 kPa, e a pressão dinâmica mínima, de 100 kPa.

Para atender aos limites de pressão, a rede deve ser subdividida em zonas de pressão (alta, média e baixa), sendo que cada zona de pressão é abastecida por um reservatório de distribuição. (TSUTIYA, 2004).

b. Velocidades mínimas e máximas

As limitações de velocidade devem levar em conta a segurança e a durabilidade das tubulações, bem como, o custo de implantação e operação.

As baixas velocidades têm a vantagem de favorecer a durabilidade dos condutos, sob o aspecto da abrasão e, são vantajosas também por minimizar os efeitos dos transitórios hidráulicos; por outro lado, facilitam o depósito de materiais existentes na água.

Velocidades altas proporcionam a utilização de menores diâmetros das tubulações, tornando o custo de implantação mais econômico, entretanto, causam aumento da perda de carga, originando um acréscimo nos custos de bombeamento e de manutenção.

A norma NBR 12218/1994 da ABNT, determina que a velocidade máxima nas tubulações seja de 3,5 m/s, enquanto a mínima deve ser de 0,6 m/s.

Porto (1998) recomenda a utilização da equação 2.4 para determinar velocidades máximas admissíveis nos projetos.

$$V_{m\acute{a}x} = 0,60 + 1,5 \times D(m) \quad \text{e} \quad V_{m\acute{a}x} \leq 2,0 \text{ m/s} \dots\dots\dots[2.4]$$

onde:

$V_{m\acute{a}x}$: velocidade máxima (m/s);

D: diâmetro da tubulação (m).

c. Diâmetro mínimo

De acordo com a norma NBR 12218/1994 da ABNT o diâmetro mínimo para as tubulações secundárias é de 50 mm, entretanto, não há nenhuma recomendação para as tubulações principais. A PNB 594/77, antiga norma da ABNT, recomendava para diâmetro mínimo de tubulações principais de redes malhadas, os valores a seguir:

- 150 mm quando abastecendo zonas comerciais ou zonas residenciais com densidade igual ou superior a 150 hab/km².

- 100 mm quando as demais zonas de núcleos urbanos, cuja população de projeto é superior a 5000 habitantes.
- 75 mm para núcleos urbanos cuja população de projeto é igual ou inferior a 5000 habitantes.

VI Equações de perda de carga

O termo “perda de carga” é usado como sendo parte da energia potencial, de pressão e de velocidade que é transformada em outros tipos de energia, tal como o calor, durante o processo de condução de água. (STREETER,1974).

Dentre as equações para o cálculo das perdas de carga contínua em condutos forçados, as mais utilizadas e as quais serão aqui representadas, são a Fórmula Universal e a de Hazen-Williams.

i. Fórmula Universal

Afirmam Vennard & Street (1978) que as primeiras experiências sobre o escoamento da água em tubos longos, retos e cilíndricos indicaram que a perda de carga varia diretamente com a carga cinética e com o comprimento do tubo, e inversamente com o diâmetro do tubo. Usando-se um coeficiente de proporcionalidade, *f*, denominado, *fator de atrito*, Darcy, Weisbach e outros propuseram equações da forma:

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \dots\dots\dots[2.5]$$

onde:

hf = Perda de carga total no trecho (m);

f = Coeficiente de atrito(adimensional);

L = comprimento do trecho (m);

V = Velocidade média de escoamento (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s²);

D = Diâmetro interno do tubo (m).

O coeficiente de atrito f é função do número de *Reynolds* e, da rugosidade relativa ϵ . A rugosidade relativa pode ser obtida de acordo com a fórmula a seguir:

$$\epsilon = \frac{\epsilon}{D} \dots\dots\dots[2.7]$$

Onde:

ϵ = Rugosidade absoluta da parede da tubulação (m);

D = Diâmetro do interno do tubo (m).

O coeficiente de atrito f , pode ser determinado através da Fórmula de *Colebrook-White* [2.8] ou então, da Fórmula de *Swamee & Jain* [2.10] :

Fórmula de Colebrook-White

$$\frac{1}{f} = -2 \log_{10} \left(\frac{\epsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{f}} \right) \dots\dots\dots[2.8]$$

Podendo ser utilizada para o seguinte intervalo:

$$14,14 < \frac{Re \cdot \sqrt{f}}{D/\epsilon} < 198 \dots\dots\dots[2.9]$$

Onde:

f = Coeficiente de atrito (adimensional);

ϵ = Rugosidade absoluta da parede da tubulação (m);

D = Diâmetro interno do tubo (m);

Re = Número de Reynolds (adimensional).

O coeficiente de atrito f da equação de *Colebrook–White* só pode ser obtido iterativamente, pois f aparece em ambos os lados da equação. A Fórmula de Swamee & Jain é uma alternativa onde f pode ser explicitado:

Fórmula de Swamee & Jain:

$$f = \frac{0,25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3,7} + \frac{5,74}{\text{Re}^{0,9}} \right) \right]^2} \dots\dots\dots[2.10]$$

Essa fórmula pode ser usada nos intervalos abaixo demonstrados:

$$10^{-6} \leq \varepsilon/D \leq 10^{-2} \quad \text{e} \quad 5 \times 10^3 \leq \text{Re} \leq 10^8 \dots\dots\dots[2.11]$$

Para se obter o número de Reynolds pode-se utilizar a seguinte equação:

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu} \dots\dots\dots[2.12]$$

Onde:

Re = Número de Reynolds (adimensional);

V = Velocidade de escoamento (m/s);

D = Diâmetro interno do tubo (m);

ν = Viscosidade cinemática (m²/s).

Os valores da viscosidade cinemática da água, em função da sua temperatura, são dados na tabela 2.

TABELA 2 – Viscosidade cinemática da água

Temperatura(°C)	Viscosidade cinemática (m ² /s)	Temperatura(°C)	Viscosidade cinemática (m ² /s)
0	0,000001792	20	0,000001007
2	0,000001673	22	0,000000960
4	0,000001567	24	0,000000917
6	0,000001473	26	0,000000876
8	0,000001386	28	0,000000839
10	0,000001308	30	0,000000804
12	0,000001237	32	0,000000772
14	0,000001172	34	0,000000741
16	0,000001112	36	0,000000713
18	0,000001059	38	0,000000687

Fonte: Gomes (2004)

A Tabela 3 a seguir, apresenta os valores médios de ϵ (rugosidade absoluta) em função do tipo de material utilizado.

TABELA 3 – Valores médios da rugosidade absoluta ϵ em função do material

Material	ϵ (mm) Rugosidade Absoluta
Aço comercial novo	0.045
Aço laminado novo	0.04 a 0.10
Aço soldado novo	0.05 a 0.10
Aço soldado limpo, usado	0.15 a 0.20
Aço soldado moderadamente oxidado	0.4
Aço soldado ver. de cimento centrifugado	0.10
Aço laminado revestido de asfalto	0.05
Aço rebitado novo	1 a 3
Aço rebitado em uso	6
Aço galvanizado, com costura	0.15 a 0.20
Aço galvanizado, sem costura	0.06 a 0.15
Ferro forjado	0.05
Ferro fundido novo	0.25 a 0.50
Ferro fundido com leve oxidação	0.30
Ferro fundido Velho	3 a 5
Ferro fundido centrifugado	0.05
Ferro fundido com revestimento asfáltico	0.12 a 0.20
Ferro fundido oxidado	1 a 1.5

Cimento amianto novo	0.025
Concreto centrifugado novo	0.16
TABELA 3 – Valores médios da rugosidade absoluta ϵ em função do material	
Concreto armado liso, vários anos de uso	0.20 a 0.30
Concreto com acabamento normal	1 a 3
Concreto protendido Freyssinet	0.04
Cobre, latão, aço revestido em epoxi, PVC, plásticos em geral, tubos extrudados.	0.0015 a 0.010

Fonte: Porto (1998)

ii. Fórmula de Hazen-Williams

Desenvolvida pelo Engenheiro Civil e Sanitarista Allen Hazen e pelo Professor de Hidráulica Garden Williams, entre 1902 e 1905, essa fórmula é muito utilizada pelos pesquisadores norte-americanos desde 1920, com resultados bastante razoáveis para diâmetros de 50 a 3000mm, com velocidades de escoamento inferiores a 3,0 m/s. É equacionada da seguinte forma:

$$hf = \frac{10,643.L.Q^{1,852}}{C^{1,852}.D^{4,87}} \dots\dots\dots[2.13]$$

Onde:

hf = Perda de carga distribuída total no trecho (m);

L = comprimento do trecho (m);

Q = Vazão de escoamento (m³/s);

C = Coeficiente de rugosidade(adimensional);

D = Diâmetro interno do tubo (m).

O coeficiente de rugosidade C varia em conformidade com o tipo de material e o estado da parede do tubo. Conforme mostra a tabela 4.

TABELA 4 – Variação de rugosidade C em função do material e tempo de uso

Tubos	Novos	Usados (10 a 20 anos)	
		10 anos	20 anos
Aço Corrugado (chapa ondulada)	60	-	-
Aço galvanizado roscado	125	100	-
Aço rebitado, novo	110	90	80
Aço soldado, comum (revest. betuminoso)	125	110	90
Aço soldado com revestimento epóxico	140	130	115
Chumbo	130	120	120
Cimento-amianto	140	130	120
Cobre	140	135	130
Concreto, bom acabamento	130	-	-
Concreto, acabamento comum	130	120	110
Ferro fundido, revestimento epóxico	140	130	120
Ferro fundido, revest. de argam. de cimento	130	120	105
Grés cerâmico, vidrado (manilhas)	110	110	110
Madeira, em aduelas	120	120	110
Tijolos, condutos bem executados	100	95	90
Vidro	140	-	-
Plástico (PVC)	140	135	130

Fonte: Porto (1998)

Embora a Fórmula de Hazen-Williams seja muito utilizada, a norma NBR 12218/1994 da ABNT determina que o cálculo da perda de carga deva ser feito preferencialmente pela Fórmula Universal.

Normalmente, as cargas cinéticas e as perdas de carga localizadas são negligenciadas no cálculo de rede. (PORTO, 1998).

VII Modelo de simulação hidráulica

Porto (1998), afirma que,

[...] para análise hidráulica das redes utiliza-se a equação da continuidade, a qual estabelece que na condição de equilíbrio, é nula a soma algébrica das vazões em cada nó da rede, e na aplicação de uma equação de resistência na forma $\Delta H = rQ^n$ aos vários trechos. Como objetivo, deve-se determinar as vazões nos trechos e as cotas piezométricas nos nós, a partir do conhecimento da vazão de distribuição para o sistema.

Duas situações podem ocorrer na determinação da configuração de uma rede de abastecimento. A primeira seria a determinação das vazões nos trechos e, pressões nos nós tendo o diâmetro dos trechos da rede, nessa circunstância, a solução seria única. A segunda situação ocorreria caso fosse necessário determinar os diâmetros, vazões nos trechos e pressões nos nós, tendo restrições limites de velocidades e pressões. Este problema admite várias soluções, sendo importante, obter-se a solução de menor custo.

Segundo Orsini (1996), o problema em conseguir uma solução de menor custo é solucionado por tentativas de acordo com a seguinte seqüência:

- Fixam-se os limites de pressão e de velocidade de escoamento para o bom funcionamento da rede;
- Admitem-se os valores para os diâmetros dos vários trechos em função das velocidades limites (as vazões são conhecidas);
- Calculam-se os valores das pressões nos pontos de interesse da rede;
- Verificam se as condições impostas de pressão estão sendo atendidas. Em caso contrário, alteram-se os diâmetros admitidos e repetem-se os cálculos, até que as pressões resultantes estejam satisfatórias.

Outra opção seria o uso de técnicas da pesquisa operacional no dimensionamento de redes de abastecimento de água, como por exemplo, o Método Pimentel Gomes.

A seguir serão definidos dois métodos de balanceamento hidráulico: o primeiro, denominado Método de Hardy-Cross, que por sua simplicidade tem tido larga aceitação; o segundo, o Método do Gradiente, desenvolvido por Todini & Pilati(1987), é o método utilizado pelo EPANET (Rossman,2000), *software* utilizado no desenvolvimento deste trabalho.

i. MÉTODO DE HARDY-CROSS

Esse método é importante por permitir o desenvolvimento dos cálculos de uma maneira simples, além disso, esse método é provido de significado físico que facilita a análise dos resultados intermediários.

As iterações se procedem da seguinte forma:

- a. Em um nó qualquer da rede a soma algébrica das vazões é nula.

No nó P na Figura 3, a seguir:

$$Q = + Q_1 + Q_4 - Q_2 - Q_3 - Q_d = 0 \dots\dots\dots [2.14]$$

Sendo Q_d a vazão de distribuição.

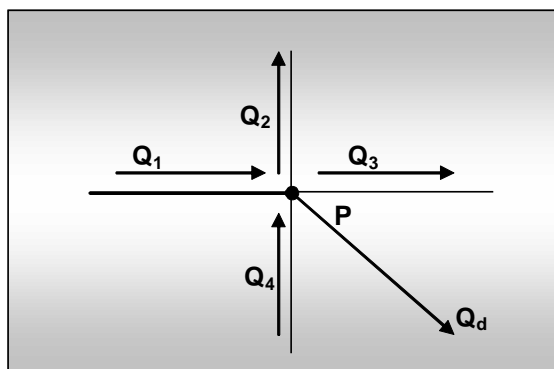


FIGURA 3 - Vazões afluentes e efluentes do nó P.

- b. Em um circuito fechado (ou anel) qualquer da rede, a soma algébrica das perdas de carga é nula, para um sentido pré-fixado.(Figura 4).

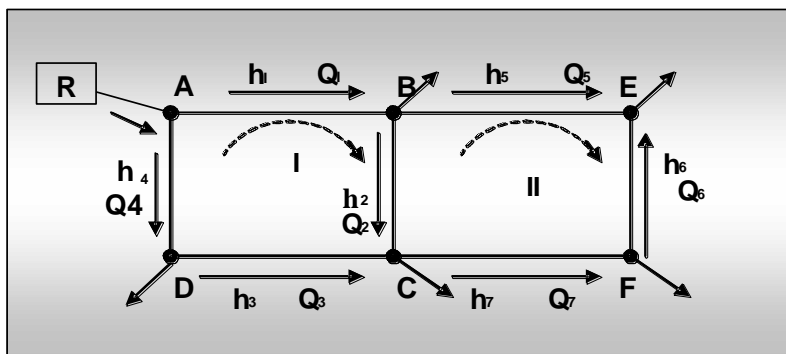


FIGURA 4 – Convenções utilizadas para as equações de perda de carga.

Sentido de encaminhamento prefixado = sentido horário;

Anel I:

$$\sum h_f = h_1 + h_2 - h_3 - h_4 = 0 \dots\dots\dots[2.15]$$

Anel II:

$$\sum h_f = -h_2 + h_5 - h_6 - h_7 = 0 \dots\dots\dots[2.16]$$

c. Para uma dada rede com diâmetros conhecidos (pré-fixados), as condições necessárias e suficientes são:

$$\sum Q = 0 \text{ em cada nó} \dots\dots\dots[2.17]$$

$$\sum h_f = 0 \text{ em cada circuito} \dots\dots\dots[2.18]$$

d. A perda de carga total, ao longo de um trecho de comprimento L e diâmetro D, por uma vazão uniforme Q, pode ser determinada, por exemplo, usando a fórmula de Hazen & Williams:

- Definem-se os diâmetros dos diversos trechos com base nos limites de velocidade ou na limitação das cargas disponíveis.
- Levando-se em conta a extensão, vazão, diâmetro e material da canalização, calcula-se a perda de carga h_f para cada trecho, considerando-a com o mesmo sinal de vazão.
- A perda de carga total, ao longo de um trecho de comprimento L e diâmetro D, por uma vazão uniforme Q, pode ser expressa pela fórmula geral:

$$h_i = r_i \cdot Q_i^n \dots\dots\dots[2.19]$$

Onde:

h_i = Perda de carga no i -ésimo trecho;

r = Constante obtida para o i -ésimo trecho, em função do seu diâmetro, da sua extensão e da fórmula adotada;

Q = Vazão no trecho;

n = Potência que depende da fórmula usada.

Para a fórmula de Hazen-Williams, por exemplo, tem-se:

$$r = \frac{1}{(0,2785.C)^{1,85}} \cdot \frac{L}{D^{4,87}} \dots\dots\dots [2.20]$$

Onde:

$n = 1,85$;

L = comprimento do trecho ;

C = valor tabelado.

$$h_f = \frac{1}{(0,2785.C)^{1,85}} \cdot \frac{L}{D^{4,87}} \cdot Q^{1,85} \dots\dots\dots [2.21]$$

Somam-se as perdas de carga calculadas para todos os trechos do anel:

$$\sum h = \sum r \cdot Q^n \dots\dots\dots [2.22]$$

Se a distribuição inicial de vazões no anel, por mera coincidência, corresponder à definitiva, a somatória das perdas de carga seria nula, indicando a dispensa de qualquer correção. Então, ter-se-ia:

$$\sum h_f = 0 \dots\dots\dots [2.23]$$

A verdade é que na primeira tentativa, a somatória geralmente difere de zero:

$$\sum h_f \neq 0 \dots\dots\dots [2.24]$$

Vê-se, pois que deve ser introduzida uma correção nos valores preestabelecidos para as vazões, a fim de ser obtida a somatória nula.

Sendo Δ essa correção, pode-se escrever de acordo com as expressões

$$\sum h_f = \sum r.Q^n \quad \text{e} \quad \sum h_f = 0$$

$$\sum r(Q_o + \Delta)^n = 0 \dots\dots\dots [2.25]$$

Onde Q_o é a vazão inicialmente adotada.

Desenvolvendo o binômio, vem:

$$r(Q_o + \Delta)^n = r \left(Q_o^n + nQ_o^{n-1}x\Delta + \frac{n(n-1)}{1x2} Q_o^{n-2}x\Delta^2 \dots \right) \dots\dots\dots [2.26]$$

Então:

$$\sum rQ^n = \sum r(Q_o^n + nQ_o^{n-1}\Delta) = 0 \dots\dots\dots [2.27]$$

E, conseqüentemente:

$$\Delta = \frac{-\sum r.Q_o^n}{\sum n.r.Q_o^{n-1}} \dots\dots\dots [2.28]$$

Para $\sum n.r.Q_o^{n-1} \neq 0$

$$\text{Mas} \quad \sum h = \sum r.Q_o^n \dots\dots\dots [2.29]$$

$$\Delta = -\frac{\sum h}{n \sum r.Q_o^{n-1}} \dots\dots\dots [2.30]$$

- e. Recalculam-se as perdas de carga em cada circuito, determina-se a nova correção para as vazões.
- f. Repete-se o processo até que seja obtida a precisão desejada.

ii. MÉTODO GRADIENTE

As equações da continuidade e da conservação de energia e, a relação entre a perda de carga e a vazão, têm por objeto caracterizar as condições de equilíbrio hidráulico da rede. Elas podem ser resolvidas através de um Método Híbrido Nó-Malha. Todini & Pilati (1987) chamaram-no de “Método Gradiente”, método esse, utilizado no simulador hidráulico EPANET (Rossman,2000) para se obter os valores de pressão e a vazão na rede.

Considerando uma rede com N nós e NF nós com carga hidráulica fixa, a expressão [2.31] pode representar a relação perda de carga e vazão em uma tubulação entre os nós *i* e *j*.

$$H_i - H_j = h_{ij} = r \cdot Q_{ij}^n + m \cdot Q_{ij}^2 \dots\dots\dots[2.31]$$

Onde:

H: carga hidráulica no nó;

h: perda de carga total;

r: termo de perda de carga que depende da formulação utilizada (adimensional);

Q: vazão na tubulação (do trecho i ao j);

n: expoente da formulação perda de carga x vazão (adimensional);

m: coeficiente de perda de carga localizada (adimensional).

A conservação de massa nos nós é mantida pela fórmula:

$$\sum_{j \in Ji} Q_{ij} - C_i = 0 \quad \text{para } i = 1, \dots, N \dots\dots\dots[2.32]$$

Onde:

C: consumo no nó i;

J_i: todos os nós conectados ao nó i.

Portanto, conhecendo-se a carga hidráulica nos nós fixos(NF), obtém-se os valores de pressão e vazão na rede que atendam as equações 2.29 e 2.30.

A partir de uma solução inicial para as vazões nos trechos, novas cargas hidráulicas nos nós são obtidas em cada iteração do método descrito, originando o seguinte sistema linear:

$$A \cdot H = F \dots\dots\dots[2.33]$$

Onde:

A: Matriz Jacobiana (NxN);

H: o vetor de incógnitas em termos das cargas hidráulicas;

F: vetor de balanço de massa mais um fator de correção de vazão.

Os elementos da diagonal da matriz Jacobiana são dados por:

$$A_{ij} = \sum_{j \in J_i} x_{ij} \dots\dots\dots[2.34]$$

Os elementos não nulos fora da diagonal são dados por:

$$A_{ij} = -x_{ij} \dots\dots\dots[2.35]$$

Onde:

$$x_{ij} = \frac{1}{n \cdot r \cdot |Q_{ij}|^{n-1} + 2 \cdot m \cdot |Q_{ij}|} \dots\dots\dots[2.36]$$

Duas parcelas compõem o vetor F: o balanço de massa no nó e, o fator de correção da vazão.

$$F_i = \left(\sum_{j \in J_i} Q_{ij} - C_i \right) + \sum_{j \in J_i} y_{ij} + \sum_{j \in J_i} x_{ij} \cdot H_f \dots\dots\dots [2.37]$$

Onde:

H_f : carga hidráulica (constante) da tubulação que liga o nó i a um nó NF;

J_f : conjunto de nós, com carga hidráulica constante, ligado ao nó i ;

Y : fator de correção de vazão;

Sendo:

$$y_{ij} = x_{ij} \cdot (r \cdot |Q_{ij}|^n + m \cdot |Q_{ij}|^2) \cdot \text{sgn}(Q_{ij}) \dots\dots\dots [2.38]$$

Calculadas as cargas hidráulicas nos nós, os novos valores das vazões nas tubulações podem ser obtidos conforme a expressão abaixo:

$$Q_{ij} = Q_{ij} - [y_{ij} - x_{ij} \cdot (H_i - H_j)] \dots\dots\dots [2.39]$$

Se ao final, a soma de todas as variações de vazão (em valores absolutos) relativa à vazão total em todas as tubulações for maior que a tolerância especificada, repete-se novamente o processo.

III. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Sistema de Distribuição de Água

IX Definição

Segundo Gomes (2004):

[...] entende-se por sistemas de abastecimento de água o conjunto de equipamentos, obras e serviços voltados para o suprimento de água a comunidades, para fins de consumo doméstico, industrial e público. Estes sistemas são compostos, de uma maneira geral, pelas unidades de captação, tratamento, estação elevatória, adução, reservatórios, rede de distribuição e ligações prediais.

Adota-se, no entanto para este trabalho a definição dada por Porto (1998):

Um sistema de distribuição de água é o conjunto de tubulações, acessórios, reservatórios, bombas, etc., que tem a finalidade de atender, dentro de condições sanitárias, de vazão e pressão convenientes, a cada um dos diversos pontos de consumo de uma cidade ou setor de abastecimento.

Dentre o conjunto de componentes existentes num sistema de abastecimento de água, deter-se-á na rede de distribuição, objeto principal deste estudo.

Destaca-se a definição apresentada por Tsutiya (2004):

Rede de distribuição de água é a parte do sistema de abastecimento formada de tubulações e órgãos acessórios, destinados a colocar água potável à disposição dos consumidores, de forma contínua, em quantidade, qualidade, e pressão adequadas.

X Classificação das Redes

Normalmente as redes de distribuição constituem-se de tubulações principais, também denominadas de *tubulações tronco* ou *mestras* alimentadas diretamente por um reservatório de montante, ou por um de montante e, um de jusante, ou ainda, diretamente da adutora com um reservatório de jusante. Dessas principais, partem as secundárias as quais abastecem diretamente os pontos de consumo do sistema de abastecimento de água.

Segundo Porto (1998), as redes de distribuição são classificadas como *redes ramificadas* e *redes malhadas*, de acordo com a disposição dos condutos principais e o sentido de escoamento nas tubulações secundárias.

Nas redes ramificadas a distribuição espacial dos tubos indica o sentido do escoamento, devido à lógica do abastecimento se fazer unidirecionalmente, sendo de fácil identificação, as tubulações principais–tronco, e as secundárias. As extremidades das tubulações são fechadas (ponto morto), onde é comum o acúmulo de sedimentos (HARDENBERGH, 1963 *apud* FRANCA ALENCAR, 2004).

Apesar de mais econômica, a rede ramificada apresenta a desvantagem de, no caso de acidentes ou reparos, provocar a interrupção do fornecimento de água no trecho situado além de um bloqueio originado por vazamentos, acúmulo de materiais, entre outros.

Já na rede malhada as tubulações são distribuídas pela área a ser abastecida, formando malhas. A água circula em qualquer direção de acordo com as solicitações do consumo, evitando assim as extremidades mortas no sistema.

As redes malhadas são as mais comuns, já que quase todos os centros urbanos se estendem em várias direções. As tubulações com diâmetros maiores circundam uma determinada área a ser abastecida, sendo por isso chamadas de anéis. No caso de cidades pequenas, pode haver um único anel; nas cidades maiores, poderão existir diversos, cada qual abastecendo um determinado setor da cidade.

As figuras 1 e 2 demonstram exemplos de redes ramificadas e malhadas, respectivamente.

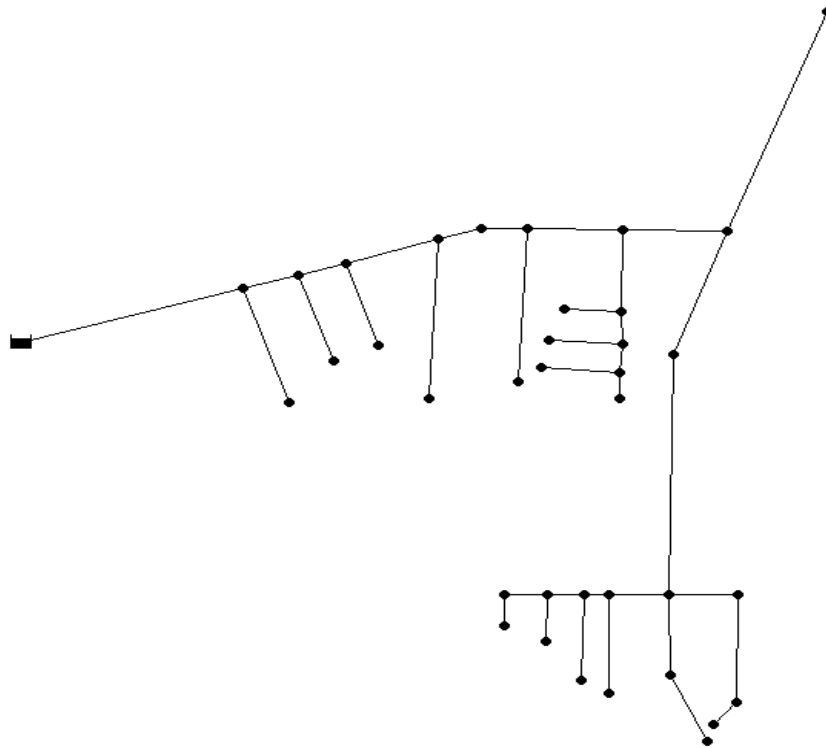


FIGURA 1 – Exemplo de rede ramificada

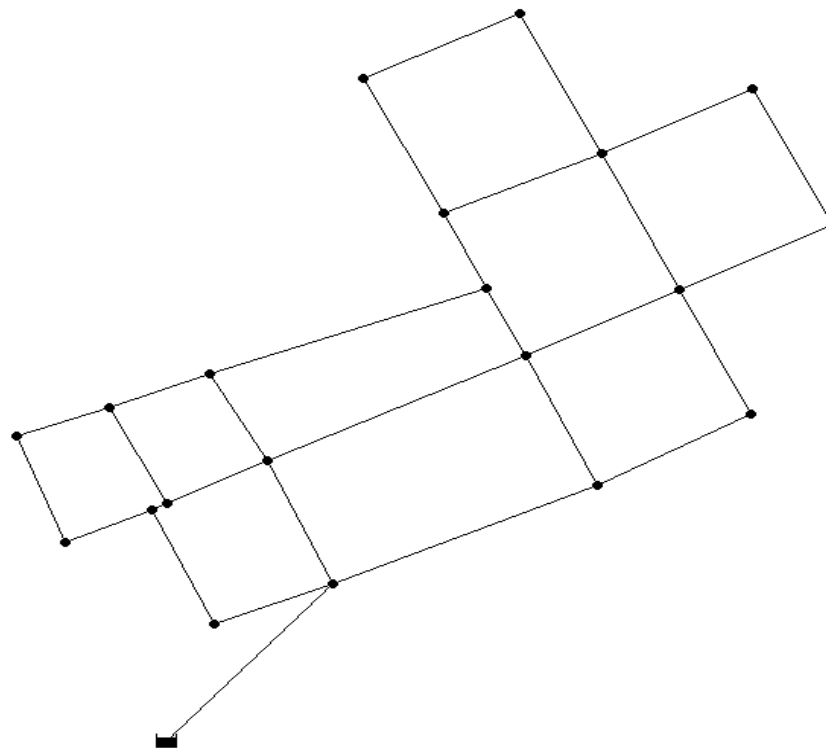


FIGURA 2 – Exemplo de rede malhada

XI Alcance do Projeto

O alcance do projeto corresponde ao período no qual, o sistema poderá funcionar satisfatoriamente, tanto em equipamentos como obras civis.

O período de projeto pode estar relacionado à durabilidade ou vida útil das obras e equipamentos, ao período de amortização do capital investido na construção ou, ainda, a outras razões. Os problemas relativos às dificuldades de ampliação de determinadas estruturas ou partes do sistema, como também o custo do capital a ser investido e o ritmo de crescimento das populações são aspectos a serem igualmente considerados. (CETESB,1987).

Segundo Gomes(2004), no Brasil, os sistemas de abastecimento de água, desde a captação até as ligações prediais têm sido projetados com alcances que variam de 10 a 30 anos.

A tabela 1 apresenta os períodos de projeto de obras e equipamentos normalmente utilizados:

TABELA 1 - Alcance das obras e equipamentos

Obras e/ou equipamentos	Alcance do projeto (anos)
Tomadas d'água	25 – 50
Barragens grandes e túneis	30 – 60
Poços	10 – 25
Estações Elevatórias	10 – 20
Equipamentos de Recalque	10 – 20
Adutoras de grande diâmetro	20 – 30
Floculadores, decantadores e filtros	20 – 30
Dosadores	10 – 20
Reserv. Distribuição de concreto	30 – 40
Reserv. Distribuição de aço	20 – 30
Canalizações de distribuição	20 – 30
Edificações	30 – 50

Fonte: CETESB (1975).

A determinação da população futura é essencial, pois não se deve projetar um sistema de abastecimento para beneficiar apenas a população atual de uma cidade com tendência de crescimento contínuo. Esse procedimento, muito provavelmente, inviabilizaria o sistema logo após sua implantação por problemas de sub-dimensionamento.

Para Alcântara (2002), a projeção da população para dimensionamento de um sistema de abastecimento de água deve levar em consideração as especificidades da área de projeto, suas características sócio-econômicas, urbanísticas e a dinâmica na ocupação do solo. Estas variáveis escapam às projeções populacionais elaboradas apenas a partir de expressões matemáticas.

XIII Vazão para Dimensionamento

Segundo Azevedo Netto *et al.*(1998), os principais fatores que influenciam o consumo de água numa localidade podem ser assim resumidos: clima; padrão de vida da população; hábitos da população; sistema de fornecimento e cobrança; qualidade da água fornecida; custo da água; pressão da rede distribuidora; consumo comercial; consumo industrial; consumo público; existência de rede de esgoto; perdas no sistema, dentre outros fatores.

A rede de distribuição de água deverá ser dimensionada para uma vazão denominada vazão de distribuição, representada pela equação a seguir:

$$Q = \frac{K_1 \times K_2 \times P \times q}{86400} \dots\dots\dots[2.1]$$

onde:

Q: vazão em L.s⁻¹;

K₁: coeficiente do dia de maior consumo(adimensional);

K₂: coeficiente da hora de maior consumo(adimensional);

P: População final para a área a ser abastecida, hab;

q: consumo *per capita* de água, L.hab⁻¹.dia⁻¹.

Dividindo-se a equação 2.1 pela extensão da rede ou da área a ser abastecida, obtêm-se a vazão específica, conforme mostram as equações 2.2 e 2.3.

a. Vazão específica relativa a extensão da rede:

$$q_m = \frac{K_1 \times K_2 \times P \times q}{86400 \times L} \dots\dots\dots [2.2.]$$

onde:

q_m: vazão de distribuição em marcha em L..s⁻¹;

L: extensão total da rede em metros.

b. Vazão específica relativa à área:

$$q_d = \frac{K_1 \times K_2 \times P \times q}{86400 \times A} \dots\dots\dots [2.3]$$

onde:

q_d: vazão específica de distribuição em L.s⁻¹.km⁻²;

A: área a ser abastecida, km²;

VIII Restrições de projeto

Nos projetos de rede de distribuição de água há uma exigência no tocante às considerações cobradas pelas normas técnicas. Tais critérios objetivam uma perfeita funcionalidade do sistema, assim como a manutenção de um padrão de qualidade relativamente uniforme nos diversos pontos da rede.

a. Pressões mínimas e máximas

Quando a pressão se situa numa faixa abaixo do satisfatório, o sistema encontra-se prejudicado, pois não permite que o usuário receba água em vazão suficiente, ou sequer receber água. A pressão insuficiente na rede ainda pode comprometer a qualidade da água fornecida, motivada pelas infiltrações. No caso oposto, quando a pressão for maior que o satisfatório, a rede estará mais propensa a vazamento e, com isso, o desperdício de água será provável.

Em obediência à norma NBR 12218/1994 da ABNT, a pressão estática máxima na rede de distribuição deve ser de 500 kPa, e a pressão dinâmica mínima, de 100 kPa.

Para atender aos limites de pressão, a rede deve ser subdividida em zonas de pressão (alta, média e baixa), sendo que cada zona de pressão é abastecida por um reservatório de distribuição. (TSUTIYA, 2004).

b. Velocidades mínimas e máximas

As limitações de velocidade devem levar em conta a segurança e a durabilidade das tubulações, bem como, o custo de implantação e operação.

As baixas velocidades têm a vantagem de favorecer a durabilidade dos condutos, sob o aspecto da abrasão e, são vantajosas também por minimizar os

efeitos dos transitórios hidráulicos; por outro lado, facilitam o depósito de materiais existentes na água.

Velocidades altas proporcionam a utilização de menores diâmetros das tubulações, tornando o custo de implantação mais econômico, entretanto, causam aumento da perda de carga, originando um acréscimo nos custos de bombeamento e de manutenção.

A norma NBR 12218/1994 da ABNT, determina que a velocidade máxima nas tubulações seja de 3,5 m/s, enquanto a mínima deve ser de 0,6 m/s.

Porto (1998) recomenda a utilização da equação 2.4 para determinar velocidades máximas admissíveis nos projetos.

$$V_{m\acute{a}x} = 0,60 + 1,5 \times D(m) \quad \text{e} \quad V_{m\acute{a}x} \leq 2,0 \text{ m/s} \dots\dots\dots [2.4]$$

onde:

$V_{m\acute{a}x}$: velocidade máxima (m/s);

D: diâmetro da tubulação (m).

c. Diâmetro mínimo

De acordo com a norma NBR 12218/1994 da ABNT o diâmetro mínimo para as tubulações secundárias é de 50 mm, entretanto, não há nenhuma recomendação para as tubulações principais. A PNB 594/77, antiga norma da ABNT, recomendava para diâmetro mínimo de tubulações principais de redes malhadas, os valores a seguir:

- 150 mm quando abastecendo zonas comerciais ou zonas residenciais com densidade igual ou superior a 150 hab/km².

- 100 mm quando as demais zonas de núcleos urbanos, cuja população de projeto é superior a 5000 habitantes.

- 75 mm para núcleos urbanos cuja população de projeto é igual ou inferior a 5000 habitantes.

IX Equações de perda de carga

O termo “perda de carga” é usado como sendo parte da energia potencial, de pressão e de velocidade que é transformada em outros tipos de energia, tal como o calor, durante o processo de condução de água. (STREETER,1974).

Dentre as equações para o cálculo das perdas de carga contínua em condutos forçados, as mais utilizadas e as quais serão aqui representadas, são a Fórmula Universal e a de Hazen-Williams.

i. Fórmula Universal

Afirmam Vennard & Street (1978) que as primeiras experiências sobre o escoamento da água em tubos longos, retos e cilíndricos indicaram que a perda de carga varia diretamente com a carga cinética e com o comprimento do tubo, e inversamente com o diâmetro do tubo. Usando-se um coeficiente de proporcionalidade, *f*, denominado, *fator de atrito*, Darcy, Weisbach e outros propuseram equações da forma:

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \dots\dots\dots[2.5]$$

onde:

hf = Perda de carga total no trecho (m);

f = Coeficiente de atrito(adimensional);

L = comprimento do trecho (m);

V = Velocidade média de escoamento (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s²);

D = Diâmetro interno do tubo (m).

O coeficiente de atrito f é função do número de *Reynolds* e, da rugosidade relativa ϵ . A rugosidade relativa pode ser obtida de acordo com a fórmula a seguir:

$$\epsilon = \frac{\epsilon}{D} \dots\dots\dots[2.7]$$

Onde:

ϵ = Rugosidade absoluta da parede da tubulação (m);

D = Diâmetro do interno do tubo (m).

O coeficiente de atrito f , pode ser determinado através da Fórmula de *Colebrook-White* [2.8] ou então, da Fórmula de *Swamee & Jain* [2.10] :

Fórmula de Colebrook-White

$$\frac{1}{f} = -2 \log_{10} \left(\frac{\epsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{f}} \right) \dots\dots\dots[2.8]$$

Podendo ser utilizada para o seguinte intervalo:

$$14,14 < \frac{Re \cdot \sqrt{f}}{D/\epsilon} < 198 \dots\dots\dots[2.9]$$

Onde:

f = Coeficiente de atrito (adimensional);

ϵ = Rugosidade absoluta da parede da tubulação (m);

D = Diâmetro interno do tubo (m);

Re = Número de Reynolds (adimensional).

O coeficiente de atrito f da equação de *Colebrook–White* só pode ser obtido iterativamente, pois f aparece em ambos os lados da equação. A Fórmula de Swamee & Jain é uma alternativa onde f pode ser explicitado:

Fórmula de Swamee & Jain:

$$f = \frac{0,25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3,7} + \frac{5,74}{\text{Re}^{0,9}} \right) \right]^2} \dots\dots\dots[2.10]$$

Essa fórmula pode ser usada nos intervalos abaixo demonstrados:

$$10^{-6} \leq \varepsilon/D \leq 10^{-2} \quad \text{e} \quad 5 \times 10^3 \leq \text{Re} \leq 10^8 \dots\dots\dots[2.11]$$

Para se obter o número de Reynolds pode-se utilizar a seguinte equação:

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu} \dots\dots\dots[2.12]$$

Onde:

Re = Número de Reynolds (adimensional);

V = Velocidade de escoamento (m/s);

D = Diâmetro interno do tubo (m);

ν = Viscosidade cinemática (m²/s).

Os valores da viscosidade cinemática da água, em função da sua temperatura, são dados na tabela 2.

TABELA 2 – Viscosidade cinemática da água

Temperatura(°C)	Viscosidade cinemática (m ² /s)	Temperatura(°C)	Viscosidade cinemática (m ² /s)
0	0,000001792	20	0,000001007
2	0,000001673	22	0,000000960
4	0,000001567	24	0,000000917
6	0,000001473	26	0,000000876
8	0,000001386	28	0,000000839
10	0,000001308	30	0,000000804
12	0,000001237	32	0,000000772
14	0,000001172	34	0,000000741
16	0,000001112	36	0,000000713
18	0,000001059	38	0,000000687

Fonte: Gomes (2004)

A Tabela 3 a seguir, apresenta os valores médios de ϵ (rugosidade absoluta) em função do tipo de material utilizado.

TABELA 3 – Valores médios da rugosidade absoluta ϵ em função do material

Material	ϵ (mm) Rugosidade Absoluta
Aço comercial novo	0.045
Aço laminado novo	0.04 a 0.10
Aço soldado novo	0.05 a 0.10
Aço soldado limpo, usado	0.15 a 0.20
Aço soldado moderadamente oxidado	0.4
Aço soldado ver. de cimento centrifugado	0.10
Aço laminado revestido de asfalto	0.05
Aço rebitado novo	1 a 3
Aço rebitado em uso	6
Aço galvanizado, com costura	0.15 a 0.20
Aço galvanizado, sem costura	0.06 a 0.15
Ferro forjado	0.05
Ferro fundido novo	0.25 a 0.50
Ferro fundido com leve oxidação	0.30
Ferro fundido Velho	3 a 5
Ferro fundido centrifugado	0.05
Ferro fundido com revestimento asfáltico	0.12 a 0.20
Ferro fundido oxidado	1 a 1.5
Cimento amianto novo	0.025
Concreto centrifugado novo	0.16

TABELA 3 – Valores médios da rugosidade absoluta ϵ em função do material

Concreto armado liso, vários anos de uso	0.20 a 0.30
Concreto com acabamento normal	1 a 3
Concreto protendido Freyssinet	0.04
Cobre, latão, aço revestido em epoxi, PVC, plásticos em geral, tubos extrudados.	0.0015 a 0.010

Fonte: Porto (1998)

ii. Fórmula de Hazen-Williams

Desenvolvida pelo Engenheiro Civil e Sanitarista Allen Hazen e pelo Professor de Hidráulica Garden Williams, entre 1902 e 1905, essa fórmula é muito utilizada pelos pesquisadores norte-americanos desde 1920, com resultados bastante razoáveis para diâmetros de 50 a 3000mm, com velocidades de escoamento inferiores a 3,0 m/s. É equacionada da seguinte forma:

$$hf = \frac{10,643.L.Q^{1,852}}{C^{1,852}.D^{4,87}} \dots\dots\dots[2.13]$$

Onde:

hf = Perda de carga distribuída total no trecho (m);

L = comprimento do trecho (m);

Q = Vazão de escoamento (m³/s);

C = Coeficiente de rugosidade(adimensional);

D = Diâmetro interno do tubo (m).

O coeficiente de rugosidade C varia em conformidade com o tipo de material e o estado da parede do tubo. Conforme mostra a tabela 4.

TABELA 4 – Variação de rugosidade C em função do material e tempo de uso

Tubos	Novos	Usados (10 a 20 anos)	
		10 anos	20 anos
Aço Corrugado (chapa ondulada)	60	-	-
Aço galvanizado roscado	125	100	-
Aço rebitado, novo	110	90	80
Aço soldado, comum (revest. betuminoso)	125	110	90
Aço soldado com revestimento epóxico	140	130	115
Chumbo	130	120	120
Cimento-amianto	140	130	120
Cobre	140	135	130
Concreto, bom acabamento	130	-	-
Concreto, acabamento comum	130	120	110
Ferro fundido, revestimento epóxico	140	130	120
Ferro fundido, revest. de argam. de cimento	130	120	105
Grés cerâmico, vidrado (manilhas)	110	110	110
Madeira, em aduelas	120	120	110
Tijolos, condutos bem executados	100	95	90
Vidro	140	-	-
Plástico (PVC)	140	135	130

Fonte: Porto (1998)

Embora a Fórmula de Hazen-Williams seja muito utilizada, a norma NBR 12218/1994 da ABNT determina que o cálculo da perda de carga deva ser feito preferencialmente pela Fórmula Universal.

Normalmente, as cargas cinéticas e as perdas de carga localizadas são negligenciadas no cálculo de rede. (PORTO, 1998).

X Modelo de simulação hidráulica

Porto (1998), afirma que,

[...] para análise hidráulica das redes utiliza-se a equação da continuidade, a qual estabelece que na condição de equilíbrio, é nula a soma algébrica das vazões em cada nó da rede, e na aplicação de uma equação de resistência na forma $\Delta H = rQ^n$ aos vários trechos. Como objetivo, deve-se determinar as vazões nos trechos e as cotas piezométricas nos nós, a partir do conhecimento da vazão de distribuição para o sistema.

Duas situações podem ocorrer na determinação da configuração de uma rede de abastecimento. A primeira seria a determinação das vazões nos trechos e, pressões nos nós tendo o diâmetro dos trechos da rede, nessa circunstância, a solução seria única. A segunda situação ocorreria caso fosse necessário determinar os diâmetros, vazões nos trechos e pressões nos nós, tendo restrições limites de velocidades e pressões. Este problema admite várias soluções, sendo importante, obter-se a solução de menor custo.

Segundo Orsini (1996), o problema em conseguir uma solução de menor custo é solucionado por tentativas de acordo com a seguinte seqüência:

- Fixam-se os limites de pressão e de velocidade de escoamento para o bom funcionamento da rede;
- Admitem-se os valores para os diâmetros dos vários trechos em função das velocidades limites (as vazões são conhecidas);
- Calculam-se os valores das pressões nos pontos de interesse da rede;
- Verificam se as condições impostas de pressão estão sendo atendidas. Em caso contrário, alteram-se os diâmetros admitidos e repetem-se os cálculos, até que as pressões resultantes estejam satisfatórias.

Outra opção seria o uso de técnicas da pesquisa operacional no dimensionamento de redes de abastecimento de água, como por exemplo, o Método Pimentel Gomes.

A seguir serão definidos dois métodos de balanceamento hidráulico: o primeiro, denominado Método de Hardy-Cross, que por sua simplicidade tem tido larga aceitação; o segundo, o Método do Gradiente, desenvolvido por Todini & Pilati(1987), é o método utilizado pelo EPANET (Rossman,2000), *software* utilizado no desenvolvimento deste trabalho.

i. MÉTODO DE HARDY-CROSS

Esse método é importante por permitir o desenvolvimento dos cálculos de uma maneira simples, além disso, esse método é provido de significado físico que facilita a análise dos resultados intermediários.

As iterações se procedem da seguinte forma:

- a. Em um nó qualquer da rede a soma algébrica das vazões é nula.

No nó P na Figura 3, a seguir:

$$Q = + Q_1 + Q_4 - Q_2 - Q_3 - Q_d = 0 \dots\dots\dots [2.14]$$

Sendo Q_d a vazão de distribuição.

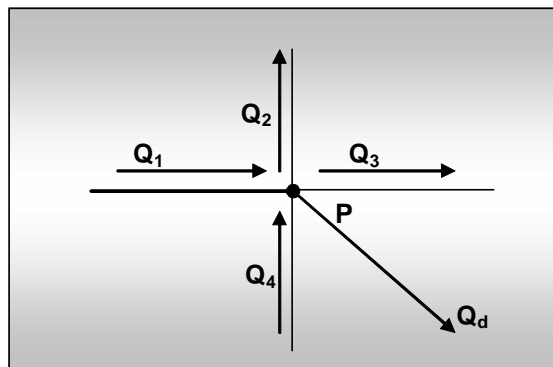


FIGURA 3 - Vazões afluentes e efluentes do nó P.

- c. Em um circuito fechado (ou anel) qualquer da rede, a soma algébrica das perdas de carga é nula, para um sentido pré-fixado.(Figura 4).

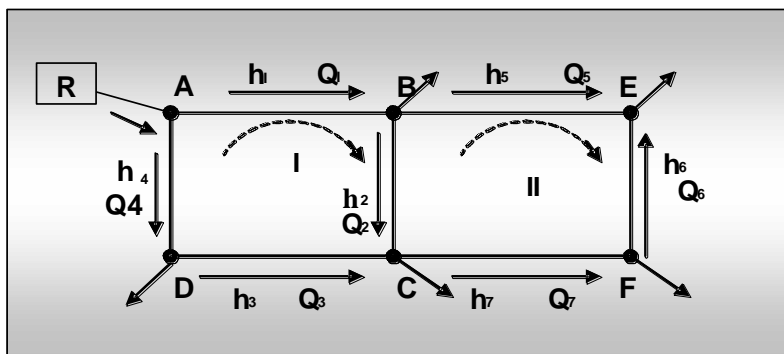


FIGURA 4 – Convenções utilizadas para as equações de perda de carga.

Sentido de encaminhamento prefixado = sentido horário;

Anel I:

$$\sum h_f = h_1 + h_2 - h_3 - h_4 = 0 \dots\dots\dots[2.15]$$

Anel II:

$$\sum h_f = -h_2 + h_5 - h_6 - h_7 = 0 \dots\dots\dots[2.16]$$

d. Para uma dada rede com diâmetros conhecidos (pré-fixados), as condições necessárias e suficientes são:

$$\sum Q = 0 \text{ em cada nó} \dots\dots\dots[2.17]$$

$$\sum h_f = 0 \text{ em cada circuito} \dots\dots\dots[2.18]$$

e. A perda de carga total, ao longo de um trecho de comprimento L e diâmetro D, por uma vazão uniforme Q, pode ser determinada, por exemplo, usando a fórmula de Hazen & Williams:

- Definem-se os diâmetros dos diversos trechos com base nos limites de velocidade ou na limitação das cargas disponíveis.
- Levando-se em conta a extensão, vazão, diâmetro e material da canalização, calcula-se a perda de carga h_f para cada trecho, considerando-a com o mesmo sinal de vazão.
- A perda de carga total, ao longo de um trecho de comprimento L e diâmetro D, por uma vazão uniforme Q, pode ser expressa pela fórmula geral:

$$h_i = r_i \cdot Q_i^n \dots\dots\dots[2.19]$$

Onde:

h_i = Perda de carga no i -ésimo trecho;

r = Constante obtida para o i -ésimo trecho, em função do seu diâmetro, da sua extensão e da fórmula adotada;

Q = Vazão no trecho;

n = Potência que depende da fórmula usada.

Para a fórmula de Hazen-Williams, por exemplo, tem-se:

$$r = \frac{1}{(0,2785.C)^{1,85}} \cdot \frac{L}{D^{4,87}} \dots\dots\dots [2.20]$$

Onde:

$n = 1,85$;

L = comprimento do trecho ;

C = valor tabelado.

$$h_f = \frac{1}{(0,2785.C)^{1,85}} \cdot \frac{L}{D^{4,87}} \cdot Q^{1,85} \dots\dots\dots [2.21]$$

Somam-se as perdas de carga calculadas para todos os trechos do anel:

$$\sum h = \sum r \cdot Q^n \dots\dots\dots [2.22]$$

Se a distribuição inicial de vazões no anel, por mera coincidência, corresponder à definitiva, a somatória das perdas de carga seria nula, indicando a dispensa de qualquer correção. Então, ter-se-ia:

$$\sum h_f = 0 \dots\dots\dots [2.23]$$

A verdade é que na primeira tentativa, a somatória geralmente difere de zero:

$$\sum h_f \neq 0 \dots\dots\dots[2.24]$$

Vê-se, pois que deve ser introduzida uma correção nos valores preestabelecidos para as vazões, a fim de ser obtida a somatória nula.

Sendo Δ essa correção, pode-se escrever de acordo com as expressões

$$\sum h_f = \sum r.Q^n \quad \text{e} \quad \sum h_f = 0$$

$$\sum r(Q_o + \Delta)^n = 0 \dots\dots\dots[2.25]$$

Onde Q_o é a vazão inicialmente adotada.

Desenvolvendo o binômio, vem:

$$r(Q_o + \Delta)^n = r \left(Q_o^n + nQ_o^{n-1}x\Delta + \frac{n(n-1)}{1x2} Q_o^{n-2}x\Delta^2 \dots\dots \right) \dots\dots\dots[2.26]$$

Então:

$$\sum rQ^n = \sum r(Q_o^n + nQ_o^{n-1}\Delta) = 0 \dots\dots\dots[2.27]$$

E, conseqüentemente:

$$\Delta = \frac{-\sum r.Q_o^n}{\sum n.r.Q_o^{n-1}} \dots\dots\dots[2.28]$$

Para $\sum n.r.Q_o^{n-1} \neq 0$

$$\text{Mas} \quad \sum h = \sum r.Q_o^n \dots\dots\dots[2.29]$$

$$\Delta = -\frac{\sum h}{n \sum r.Q_o^{n-1}} \dots\dots\dots[2.30]$$

- g. Recalculam-se as perdas de carga em cada circuito, determina-se a nova correção para as vazões.
- h. Repete-se o processo até que seja obtida a precisão desejada.

ii. MÉTODO GRADIENTE

As equações da continuidade e da conservação de energia e, a relação entre a perda de carga e a vazão, têm por objeto caracterizar as condições de equilíbrio hidráulico da rede. Elas podem ser resolvidas através de um Método Híbrido Nó-Malha. Todini & Pilati (1987) chamaram-no de “Método Gradiente”, método esse, utilizado no simulador hidráulico EPANET (Rossman,2000) para se obter os valores de pressão e a vazão na rede.

Considerando uma rede com N nós e NF nós com carga hidráulica fixa, a expressão [2.31] pode representar a relação perda de carga e vazão em uma tubulação entre os nós *i* e *j*.

$$H_i - H_j = h_{ij} = r \cdot Q_{ij}^n + m \cdot Q_{ij}^2 \dots\dots\dots[2.31]$$

Onde:

H: carga hidráulica no nó;

h: perda de carga total;

r: termo de perda de carga que depende da formulação utilizada (adimensional);

Q: vazão na tubulação (do trecho i ao j);

n: expoente da formulação perda de carga x vazão (adimensional);

m: coeficiente de perda de carga localizada (adimensional).

A conservação de massa nos nós é mantida pela fórmula:

$$\sum_{j \in Ji} Q_{ij} - C_i = 0 \quad \text{para } i = 1, \dots, N \dots\dots\dots[2.32]$$

Onde:

C: consumo no nó i;

J_i: todos os nós conectados ao nó i.

Portanto, conhecendo-se a carga hidráulica nos nós fixos(NF), obtém-se os valores de pressão e vazão na rede que atendam as equações 2.29 e 2.30.

A partir de uma solução inicial para as vazões nos trechos, novas cargas hidráulicas nos nós são obtidas em cada iteração do método descrito, originando o seguinte sistema linear:

$$A \cdot H = F \dots\dots\dots[2.33]$$

Onde:

A: Matriz Jacobiana (NxN);

H: o vetor de incógnitas em termos das cargas hidráulicas;

F: vetor de balanço de massa mais um fator de correção de vazão.

Os elementos da diagonal da matriz Jacobiana são dados por:

$$A_{ij} = \sum_{j \in J_i} x_{ij} \dots\dots\dots[2.34]$$

Os elementos não nulos fora da diagonal são dados por:

$$A_{ij} = -x_{ij} \dots\dots\dots[2.35]$$

Onde:

$$x_{ij} = \frac{1}{n \cdot r \cdot |Q_{ij}|^{n-1} + 2 \cdot m \cdot |Q_{ij}|} \dots\dots\dots[2.36]$$

Duas parcelas compõem o vetor F: o balanço de massa no nó e, o fator de correção da vazão.

$$F_i = \left(\sum_{j \in J_i} Q_{ij} - C_i \right) + \sum_{j \in J_i} y_{ij} + \sum_{j \in J_i} x_{ij} \cdot H_f \dots\dots\dots [2.37]$$

Onde:

H_f : carga hidráulica (constante) da tubulação que liga o nó i a um nó NF;

J_f : conjunto de nós, com carga hidráulica constante, ligado ao nó i ;

Y : fator de correção de vazão;

Sendo:

$$y_{ij} = x_{ij} \cdot (r \cdot |Q_{ij}|^n + m \cdot |Q_{ij}|^2) \cdot \text{sgn}(Q_{ij}) \dots\dots\dots [2.38]$$

Calculadas as cargas hidráulicas nos nós, os novos valores das vazões nas tubulações podem ser obtidos conforme a expressão abaixo:

$$Q_{ij} = Q_{ij} - [y_{ij} - x_{ij} \cdot (H_i - H_j)] \dots\dots\dots [2.39]$$

Se ao final, a soma de todas as variações de vazão (em valores absolutos) relativa à vazão total em todas as tubulações for maior que a tolerância especificada, repete-se novamente o processo.

IV. O MODELO DE OTIMIZAÇÃO

Descrição Geral do Modelo

No desenvolvimento do modelo de otimização, alguns critérios e parâmetros devem ser adotados na configuração da rede, de modo a aumentar a eficiência do processo. São destacados a seguir, os critérios considerados neste estudo:

1. O sistema deve prover uma determinada pressão em nós específicos da rede, mesmo quando uma das ligações não estiver funcionando. Assim sendo, pelo menos dois caminhos independentes desde o reservatório até um determinado nó devem ser considerados.
2. O método pode ser aplicado tanto para implementação de novas redes como para a expansão de redes já existentes.
3. O método deve incorporar custos reais unitários das tubulações disponíveis no mercado.
4. Ao final do processamento o sistema informará as ligações que podem ser eliminadas, ou seja, aquelas em que o fluxo d'água que passa por elas é desprezível em relação às outras que abastecem os mesmos nós.

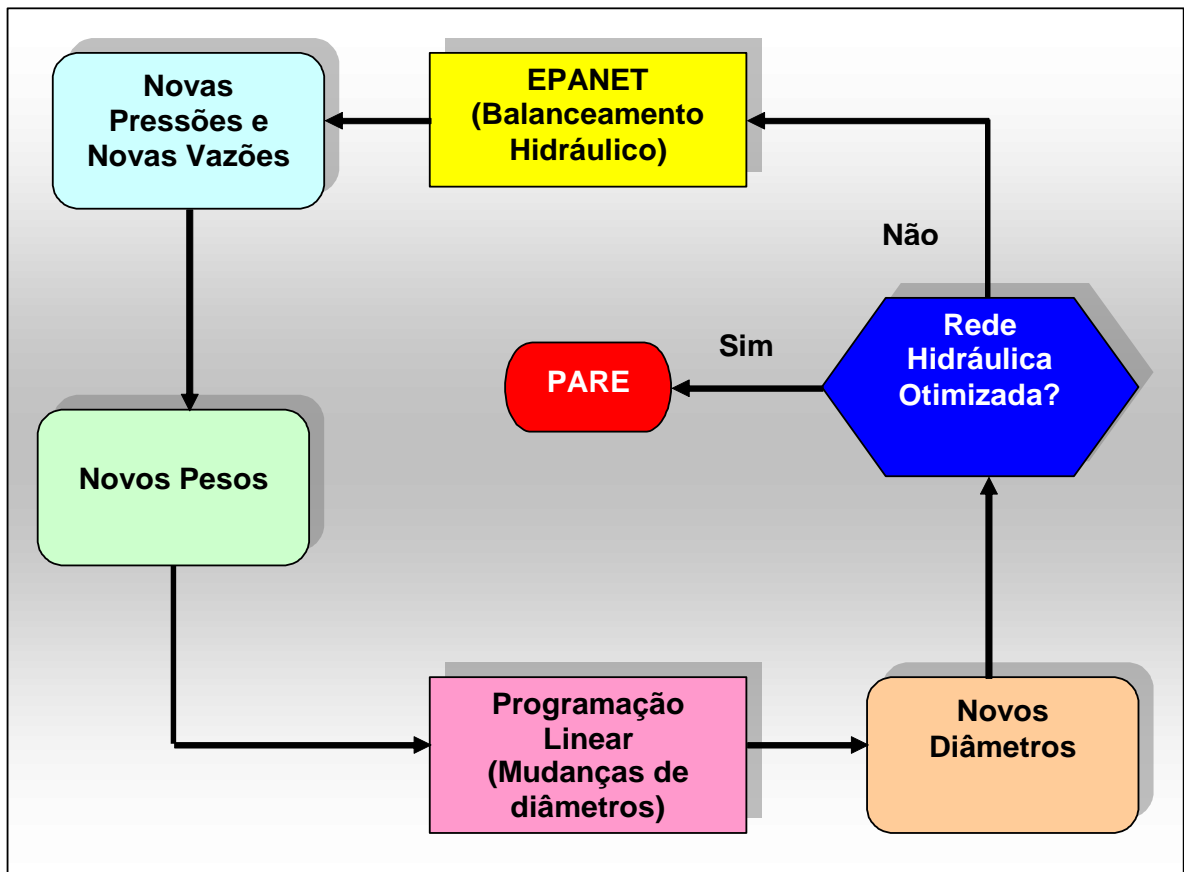
A metodologia desenvolvida é baseada na formulação de um problema de programação linear unido a um procedimento de equilíbrio hidráulico da rede, visando garantir a consistência hidráulica. A programação linear é utilizada para modificar os diâmetros das tubulações visando um menor custo, enquanto que o dimensionamento hidráulico balanceia as vazões e pressões. Tais processos ocorrem em fases distintas.

A partir de uma configuração inicial de diâmetro das tubulações, vazões e pressões são obtidas através do balanceamento hidráulico. Em seguida utiliza-se a programação linear para determinar os novos diâmetros. Nesta etapa, o procedimento de otimização tenta reduzir o diâmetro das tubulações, mantendo o equilíbrio hidráulico. A nova configuração é repassada ao balanceamento hidráulico para obter novas vazões e pressões. O processo é repetido até que os ajustes dos diâmetros aplicados às novas vazões e pressões

sejam os adequados à solução ótima. No modelo aqui proposto, para resolver o problema da consistência hidráulica escolheu-se o *software* de domínio público EPANET (Rossman,2000), desenvolvido pela *U.S. Environmental Protection Agency*, Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos. A Figura 11 demonstra o esquema do método proposto.

FIGURA 10 – Esquema do Método Proposto

O modelo para otimização utilizando a programação linear tem a seguinte formulação:



Função Objetivo:

$$\text{Minimizar } \sum_{j=1}^{NL} (K_{jdr} X_{jdr} + K_{jds} X_{jds}) \dots\dots\dots [3.1]$$

Onde:

K_{jdr} = custo unitário de reposição do tubo no trecho j , de diâmetro d para um diâmetro maior representado por r , portanto: $K_{jdr} = C_r - C_d > 0$, (R\$/m);

K_{jds} = custo unitário de reposição do tubo no trecho j , de diâmetro d para um diâmetro menor representado por s , $K_{jds} = C_s - C_d < 0$, (R\$/m);

C_d = custo unitário do tubo de diâmetro d , (R\$/m);

C_r = custo unitário do tubo repostado de diâmetro maior r , (R\$/m);

C_s = custo unitário do tubo repostado de diâmetro menor s , (R\$/m);

X_{jdr} e X_{jds} = Variáveis de decisão, representam o comprimento do tubo de diâmetro d , a ser substituído pelo tubo de diâmetro r ou s , respectivamente, (m);

NL = representa o número de ligações.

Restrições:

A fim de assegurar o equilíbrio hidráulico da rede, algumas restrições foram inseridas no modelo da programação linear, como segue:

a. Restrição de Pressão

Essas restrições mantêm as exigências mínimas de pressão em cada nó.

$$\sum_{j \in Pi}^{N_{tubos}} (W_{ij} G_{jdr} X_{jdr} + W_{ij} G_{jds} X_{jds}) \leq H_i - h_i \quad \forall i \dots\dots\dots [3.2]$$

Onde:

W_{ij} = Peso atribuído ao trecho j em relação aos seus efeitos no nó i . Para cada restrição, os trechos j assumem pesos diferentes, pois suas influências são específicas para cada nó. Uma descrição completa do *Algoritmo dos Pesos* é demonstrada no item 3.4.(adimensional).

G_{idr} = variação no gradiente hidráulico, no trecho j , causado pela substituição do comprimento unitário do tubo d pelo tubo de diâmetro maior r ,(m/m);

Portanto: $G_{jdr} = J_{jr} - J_{jd} \dots < 0$

G_{ids} = variação no gradiente hidráulico, no trecho j , causado pela substituição do comprimento unitário do tubo d pelo tubo de diâmetro maior s , (m/m);

Portanto: $G_{jds} = J_{js} - J_{jd} \dots > 0$

J_{jd} , J_{jr} , J_{js} = perda de carga unitária, em m/m, para os tubos no trecho j , de diâmetros d , r e s , respectivamente, (m/m);

P_i = Conjunto de caminhos da fonte ao nó i . Cada trecho deve ser contado somente uma vez.

H_i = Carga piezométrica mínima admissível, (m);

h_i = Carga piezométrica inicial, (m);

b. Restrição de Comprimento

As restrições de comprimento asseguram que o tubo a ser trocado não terá o comprimento maior que o existente.

$$X_{jdr} \leq L_j \dots \dots \dots [3.3]$$

$$X_{jds} \leq L_j \dots \dots \dots [3.4]$$

Onde L_j é o comprimento da ligação j . Se a ligação a ser substituída compuser dois trechos de diâmetros diferentes, os comprimentos aptos a serem repostos devem ser menores ou iguais ao comprimento dos sub-trechos existentes em cada ligação.

$$X_{jdr} \leq l_{1j} \dots \dots \dots [3.5]$$

$$X_{jds} \leq l_{2j} \dots \dots \dots [3.6]$$

Onde l_{1j} e l_{2j} são os comprimentos dos sub-trechos de menor e maior diâmetro a serem substituídos, respectivamente. Pode-se considerar a seguinte restrição para cada ligação:

$$l_{1j} + l_{2j} = L_j \quad \forall j \dots \dots \dots [3.7]$$

Descrição do Processo Iterativo

As novas vazões que serão calculadas, através do EPANET (Rossman,2000), após as devidas variações nos diâmetros das tubulações ocorridas na programação linear, serão utilizadas para determinar os novos pesos das ligações. A nova configuração é repassada à técnica da programação linear, formando um processo iterativo, até alcançar a solução ótima.

Pode-se perceber que no decorrer do processamento, há constantes reduções nos diâmetros das ligações em relação ao da configuração inicial da rede. Entretanto, o modelo não é capaz de eliminar trechos não econômicos, ou seja, trechos em que a programação linear tenta reduzir o diâmetro para um calibre inferior ao mínimo estabelecido pelo projetista. As restrições de pressão consideram a mudança de pressão em um dado nó, ocasionado pela mudança nos diâmetros das tubulações. Essas mudanças são baseadas ao se considerar vazões constantes na ligação que estão sendo tratadas.

Como os diâmetros dos tubos tornam-se progressivamente menores para uma vazão fixa, o gradiente hidráulico sofre modificações que ocasionam modificações na pressão no nó que está sendo considerado. Por exemplo, dada uma mesma vazão em uma ligação, uma redução de um diâmetro de 200 mm para 150 mm terá menos efeito se compararmos a modificação de 150 para 100 mm. O efeito vai aumentando com as sucessivas reduções de diâmetros das ligações. No limite, isto é, quando o diâmetro tende a zero em uma ligação o gradiente de pressão tende a infinito e o problema torna-se impossível de resolver.

Pensando dessa forma, cada ligação da rede é associada a um determinado peso que participa das restrições de pressão que já foi mencionado no modelo. A tubulação com um peso inferior a um peso estabelecido pelo projetista poderá ser removida da rede, e, as vazões são recalculadas pelo processo de balanceamento hidráulico.

Tubulações com pesos pequenos significam que é mínima a participação do trecho sobre variações nas pressões em relação ao nó cujo algoritmo dos pesos está sendo executado. Assim sendo, a aplicação desse critério permite remover essa ligação da rede. A metodologia permite ao projetista indicar, com a sua sensibilidade, qual o peso que deverá ser adotado

como referência na remoção do trecho, ou seja, se o valor dos pesos da ligação para todos os nós estiverem abaixo do escolhido, a ligação será eliminada, conseqüentemente, ocorrerá uma redução considerável sobre o custo total da rede.

Com o objetivo de implementar um critério de parada de redução dos diâmetros, o menor dentre os diâmetros inseridos pelo projetista será adotado como o mínimo permitido.

O critério utilizado pela programação linear para modificar as ligações da rede funciona da seguinte forma: se as pressões, em algum nó, estiverem inferior ao mínimo permitido, a tubulação deverá ser substituída por outra de maior diâmetro. Ao contrário, quando as pressões estiverem acima do mínimo permitido serão substituídas por outra de diâmetro menor.

A solução ótima é obtida quando a programação linear não efetua nenhuma mudança em qualquer trecho da rede.

Percebe-se que uma propriedade da programação linear ocorre quando uma solução ótima é encontrada, nenhuma restrição de comprimento será infringida. A razão é que as restrições de comprimento se baseiam nas variáveis de decisão X_{jds} e X_{jdr} . Essas variáveis não representam os comprimentos reais das ligações na rede, mas sim os comprimentos dos tubos que poderão ser substituídos para obter-se uma solução mais barata. Entretanto, as restrições de comprimento são necessárias inicialmente, caso as primeiras suposições estejam distantes da solução ótima.

Ao se atingir a solução ótima, nenhuma tubulação da rede deverá ser modificada e as variáveis X_{jds} e X_{jdr} deverão assumir valores iguais a zero.

De acordo com a teoria geral da programação linear apresentada por Hillier & Lieberman (1980), o número máximo de variáveis não nulas da solução de um problema de programação linear deve ser igual ao número de restrições solicitadas.

A Equação 3.1 nos mostra que duas variáveis são geradas para cada ligação no sistema: X_{jdr} representando o comprimento do tubo a ser repostado por um de diâmetro maior e X_{jds} representando o comprimento do tubo a ser repostado por um de diâmetro menor. Nota-se que haverá no máximo uma variável de decisão não nula (X_{jds} ou X_{jdr}) associado a cada ligação. Esse fato ocorre devido o número máximo de variáveis de decisões não nulas ser igual ao número de trechos da rede.

Para facilitar o entendimento do processo iterativo apresenta-se no Anexo B um modelo do problema de programação linear (PPL) e os valores das variáveis de decisão obtidas numa das iterações efetuadas no desenvolvimento da metodologia numa rede fictícia.

Discussão da Formulação

A diferença entre esse modelo e outros que já foram publicados para a análise de sistemas de redes malhadas, é que durante o processo de otimização não ocorrem restrições que assegurem que as perdas em cada ciclo sejam iguais a zero. Tal fato ocorre, pois o procedimento de otimização acontece em fase distinta em relação ao balanceamento hidráulico.

No modelo aqui descrito a consistência hidráulica é mantida pelo EPANET (Rossman,2000). A cada iteração, a programação linear tende a variar o diâmetro das tubulações, alterando as vazões e, com isso, tornando o sistema hidráulicamente inconsistente. Em seguida, o EPANET (Rossman,2000) é solicitado na obtenção das vazões e pressões balanceadas. As novas variáveis hidráulicas, agora consistentes, são retornadas para a programação linear.

Portanto, uma solução ótima é obtida a partir do momento em que a função objetivo é igual a zero, pois não se verificam ocorrências de modificações na configuração da rede. Dessa forma, atinge-se um dimensionamento econômico ótimo.

Algoritmo dos Pesos

Para cada nó existem diferentes pesos associados a cada trecho contido na rede. O variável W_{ij} , presente nas equações restritivas de pressão, representa o peso do trecho j em relação ao nó i . Fixando o nó i , a equação usada para determinar W_{ij} é dada da seguinte forma:

$$W_{ij} = W_j = \frac{Q_j}{I_m} \times w_m \dots\dots\dots[3.8]$$

Onde:

Q_j : Vazão no trecho j;

I_m : soma das vazões dos trechos afluentes do nó m;

w_m peso do nó m;

m: nó imediatamente a jusante do trecho j.

O peso do nó m é calculado por:

$$w_m = \sum_{j \in B} W_j \dots\dots\dots[3.9]$$

Onde **B** é o conjunto de trechos efluentes do nó **m**.

O algoritmo para o cálculo dos pesos é demonstrado através da aplicação do exemplo abaixo(Figura 12). A vazão em cada ligação é obtida através do EPANET.

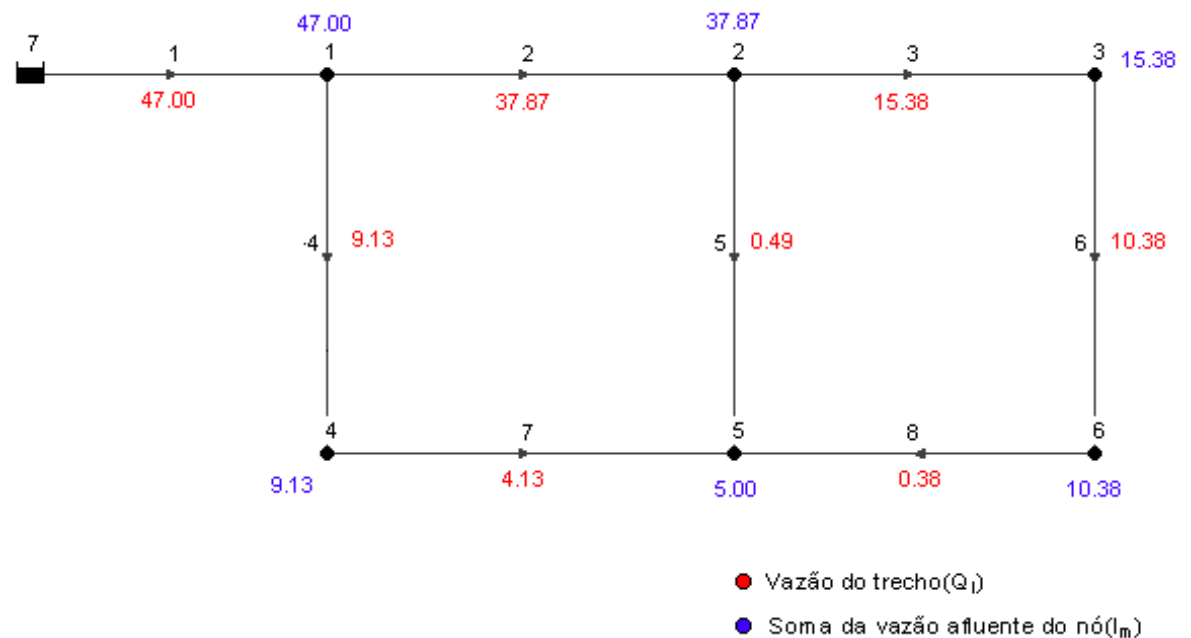


FIGURA 11: Traçado da rede com os valores Qj e Im

Com os valores de Q_j e I_m é possível calcular os pesos (W_{ij}) da rede para todos os nós. A Figura 13 demonstra os valores dos pesos das ligações (W_j) e dos nós (w_m) em relação ao nó 5.

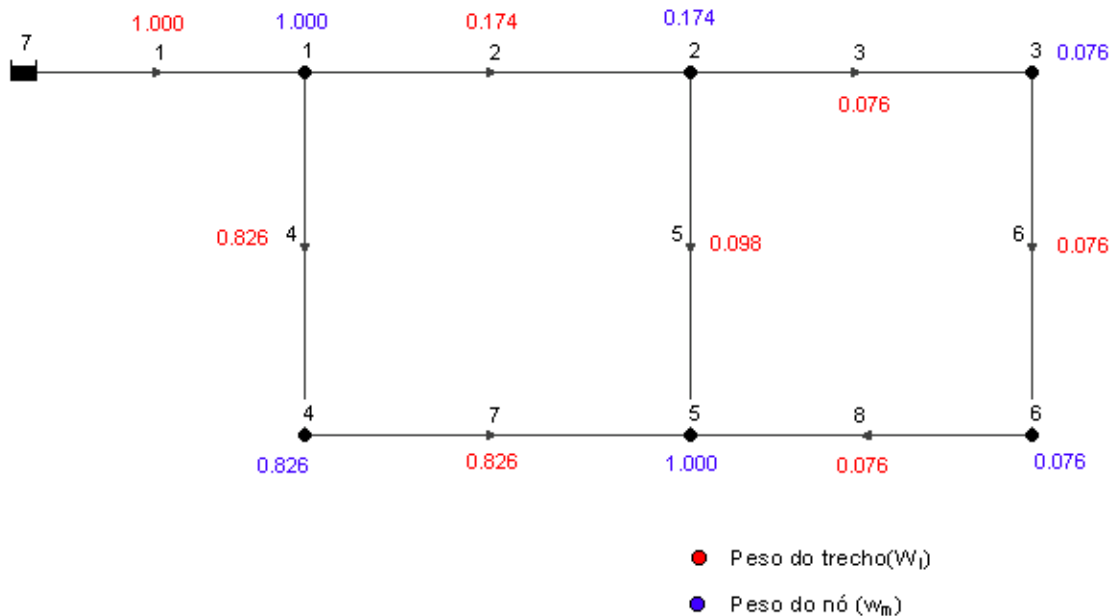


FIGURA 12-Traçado da rede com os pesos das ligações (W_j) e dos nós (w_m) em relação ao nó 5.

O procedimento começa imediatamente no nó 5. A vazão total que entra no nó 5 é calculada pela somatória das vazões dos trechos afluentes, isto é, as ligações 5, 7 e 8 ($0,49+4,13+0,38=5,00$). Os pesos das ligações: 5, 7 e 8 são calculadas deste total.

$$W_5 = (Q_5/I_5) \times w_5 = (0,490/5,000) \times (1,000) = 0,098$$

$$W_7 = (Q_7/I_5) \times w_5 = (4,130/5,000) \times (1,000) = 0,826$$

$$W_8 = (Q_8/I_5) \times w_5 = (0,380/5,000) \times (1,000) = 0,076$$

Como existe apenas um trecho efluente nos nós 4 e 6, então os pesos associados a esses nós receberão os valores dos pesos dos trechos 7 e 8.

$$w_4 = 0,826$$

$$w_6 = 0,076$$

Em seguida, os pesos dos trechos 4 e 6 são calculados.

$$W_4 = (Q_4/I_4) \times w_4 = (9,130/9,130) \times (0,826) = 0,826$$

$$W_6 = (Q_6/I_6) \times w_6 = (10,380/10,380) \times (0,076) = 0,076$$

Esse procedimento é repetido para o nó 3 e trecho 3.

$$w_3 = 0,076$$

$$W_3 = (Q_3/I_3) \times w_3 = (15,380/15,380) \times (0,076) = 0,076$$

Com os valores dos pesos W_3 e W_5 , cujos trechos são efluentes do nó 2, pode-se calcular o peso do nó 2 e trecho 2.

$$w_2 = W_3 + W_5 = 0,076 + 0,098 = 0,174$$

$$W_2 = (Q_2/I_2) \times w_2 = (37,870/37,870) \times (0,174) = 0,174$$

Em seguida calcula-se o peso do nó 1 e trecho 1.

$$w_1 = W_2 + W_4 = 0,174 + 0,826 = 1,000$$

$$W_1 = (Q_1/I_1) \times w_1 = (47,000/47,000) \times (1,000) = 1,000$$

Todos os valores assumidos por W_{5j} são diferentes de zero, confirmando que todos trechos exercem influência em relação ao nó 5. Na figura 12, pode-se observar que os trechos 4, 5, 7 e 8 não exercem influência sobre o nó 6, portanto, W_{64} , W_{65} , W_{67} e W_{68} têm pesos iguais a zero.

Pode-se observar que o peso do trecho imediatamente à jusante do reservatório tem valor igual a 1,000, confirmando um correto balanceamento hidráulico.

V. O PROGRAMA UFC4

Simulador Hidráulico Escolhido

As redes de distribuição de água através dos modelos de simulação consistem basicamente no equacionamento das vazões nos trechos de uma rede e nas cargas hidráulicas nos nós entre trechos consecutivos. Aplicam-se principalmente em estudos de dimensionamento de redes, isoladamente, nos quais a solução é obtida através de análises sucessivas, ou em combinação com modelos de otimização.

A avaliação das respostas do sistema em termos das variáveis é feita através da simulação hidráulica constituída de pressão e vazão, em função das diversas circunstâncias operacionais. O programa desenvolvido neste trabalho, utilizou o simulador hidráulico EPANET (Rossman,2000), integrado à linguagem *Delphi*.

O EPANET (Rossman,2000) é um programa de domínio público desenvolvido pela *Environmental Protection Agency* (EPA) o qual tem como objetivo a análise de redes de distribuição de água em regime permanente. O pacote computacional é distribuído gratuitamente através de duas formas: executável e biblioteca dinâmica (*Toolkit Library*). A forma executável aplica-se a estudos envolvendo apenas as simulações hidráulicas. A forma de biblioteca dinâmica tem sido recomendada para estudos que envolvem o acoplamento com outros modelos, por exemplo, a otimização, a calibração, vazamentos, etc..

A *Toolkit* é uma biblioteca de vínculo dinâmico (DLL) com funções que têm por objetivo permitir aos programadores o desenvolvimento de aplicações específicas. Tais funções podem ser incorporadas nas linguagens *C/C++*; *Delphi*; e, *Visual Basic*. Além disso, essa biblioteca permite abrir e fechar arquivos (.INP) gerados pelo EPANET (Rossman,2000), bem como ler e modificar os diversos parâmetros de projeto e a execução de simulações hidráulicas, quantas vezes forem necessárias, fato este considerado importante e que foi utilizado neste estudo. A Figura 13 demonstra a tela de apresentação do programa.

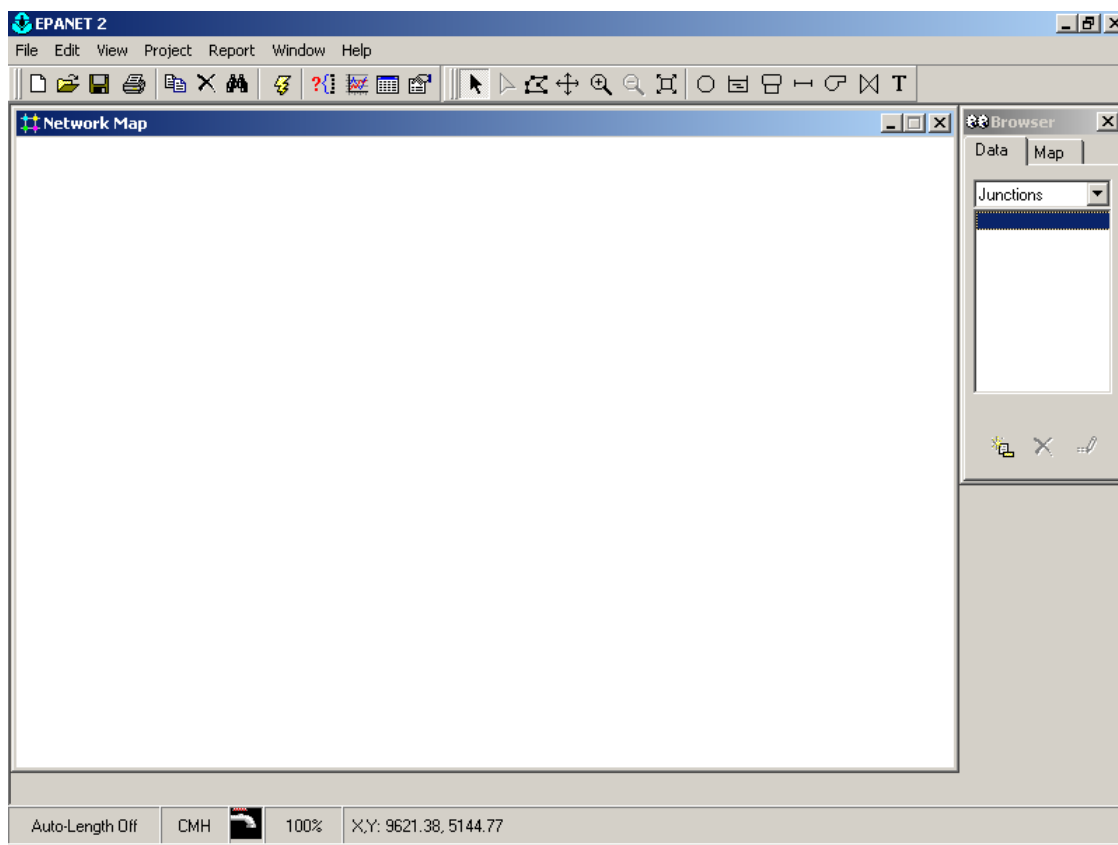


FIGURA 13 – Tela de apresentação do EPANET

A simulação hidráulica do EPANET trabalha com três possibilidades para as perdas de carga, são as equações de:

- *Hazen-Williams;*
- *Darcy-Weisbach;*
- *Chezy-Manning*

Embora seja um programa de uso livre, o EPANET (Rossman,2000) mostra-se bastante robusto e eficaz como auxílio ao projetista de redes de distribuição de água. Além disso, apresenta diversas vantagens aos estudiosos na área de redes de distribuição de água com sua capacidade de incorporação a outros programas e sua utilização conforme as necessidades do usuário.

O EPANET (Rossman,2000) possui também, a capacidade de interação com programas do tipo CAD, GIS através dos arquivos texto “.INP”, que contem todas as características hidráulicas e, de controle de qualidade da água na rede.

Estrutura do Programa UFC4

Dentre as linguagens de programação oferecidas pela biblioteca Toolkit (EPANET) escolheu-se a linguagem Delphi, para o desenvolvimento do programa UFC4, em função de sua facilidade de uso e, principalmente por proporcionar recursos numéricos e gráficos, que oferece um tratamento adequado à modelagem numérica além do fornecimento de elementos importantes para a visualização e a interpretação dos resultados.

Uma das particularidades da metodologia de otimização desenvolvida neste trabalho é que a simulação hidráulica e o modelo de otimização, ocorrem em módulos separados, tornando-se possível a utilização de bibliotecas disponíveis já prontas.

A partir de um relatório gerado pelo EPANET (Rossman,2000), o programa UFC4 importa características da rede, tais como: vazões e diâmetro dos trechos, pressões e consumo em cada nó, entre outras.

Além da comunicação interna com o EPANET (Rossman,2000), através da biblioteca dinâmica, foi necessária a implementação de um arquivo executável desenvolvido em linguagem Fortran 90, o qual aplica o Método Simplex para a resolução do problema de programação linear. A troca de informações com o arquivo executável é imperceptível ao usuário.

O programa apresenta uma configuração ótima da rede quando nenhuma alteração nos diâmetros é solicitada após a execução do Método Simplex.

As etapas para determinação da solução ótima obtida com o programa UFC4 são apresentadas na Figura 14 a seguir.

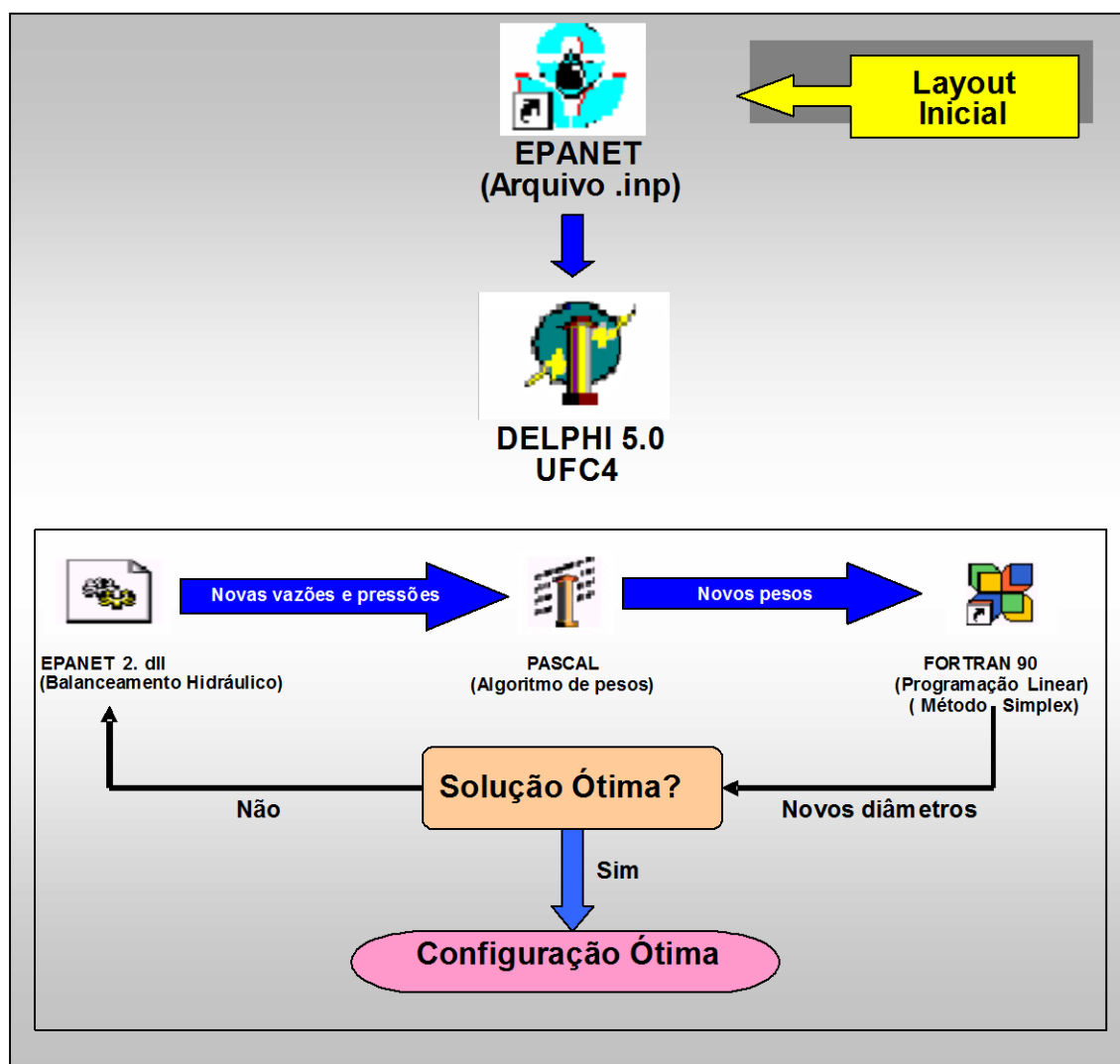


FIGURA 14 – Fluxograma computacional da metodologia proposta

XV Comunicação com o EPANET

O procedimento de criação de projeto de redes de abastecimento de água pelo EPANET (Rossman,2000) é muito simples. O software permite desenhar uma rede de uma forma bastante fácil, através de uma entrada gráfica contendo elementos como tubos, reservatórios, pontos de consumos, válvulas, entre outros.

A Figura 15 apresenta a tela do EPANET (Rossman,2000) com uma rede projetada.

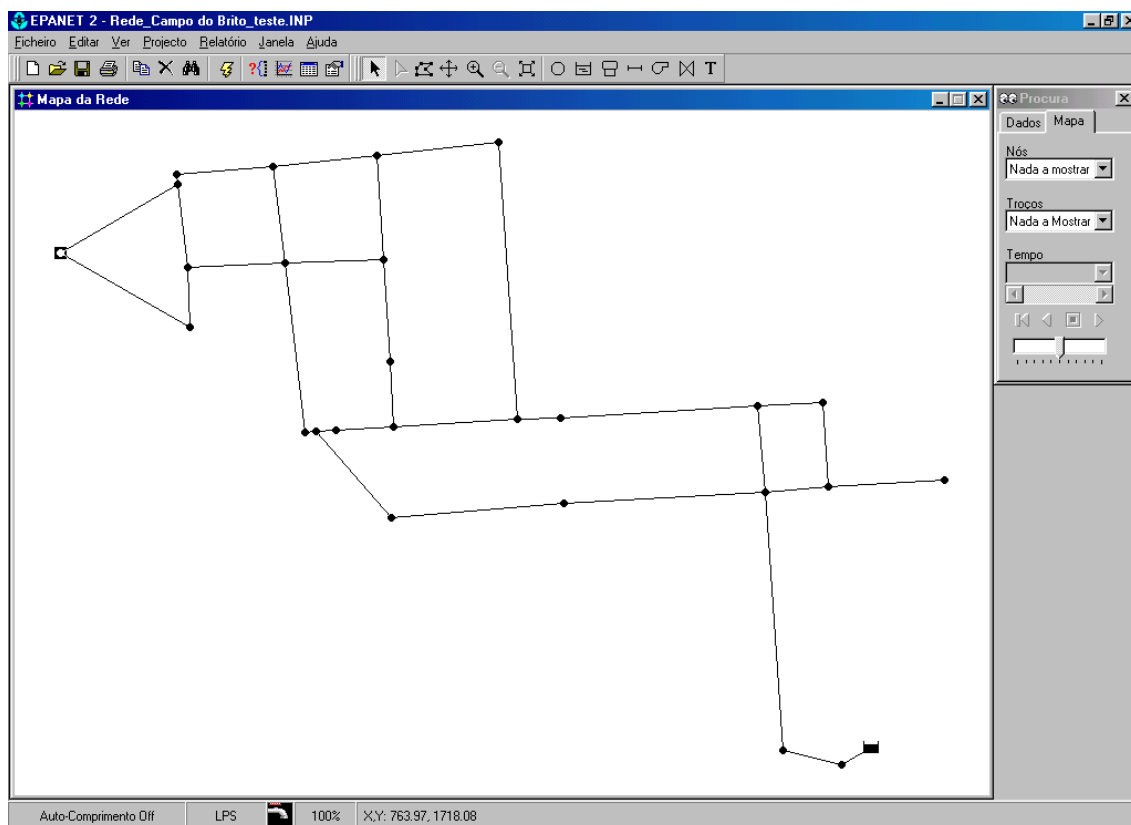


FIGURA 15 – Tela do programa EPANET

Depois de desenhada a rede de distribuição de água, o EPANET (Rossman,2000) possibilita a exportação dos dados da rede para um arquivo em formato “.TXT”, com a extensão “.INP”, que é o formato padrão dos arquivos texto do EPANET (Rossman,2000).

O arquivo com extensão “.INP” gerado pela rede da figura 16 é apresentado a seguir. O mesmo fornece os dados de projeto como o comprimento do trecho; o diâmetro das tubulações; rugosidade do material; vazão de consumo em cada nó; coordenadas dos nós; e, muitos outros.

Arquivo do EPANET com extensão “.INP”:

[TITLE]

[JUNCTIONS]

;ID	Elev	Demand	Pattern
1	202.6528	0.2831	;
2	206.0228	0.2082	;
3	206.5234	0.2405	;
4	206.0255	0.2269	;
5	211.2227	0.4614	;
6	210.2415	0.295	;
7	206.0064	0.1049	;
8	210.3404	0.1814	;
9	213.8855	0.3659	;
10	212.5577	0.3668	;
11	214.749	0.3287	;
13	221.1644	0.0929	;
14	221.2663	0.317	;

15	220.2594	0.6045	;		
16	217.818	0.3722	;		
17	212.4711	0.2865	;		
18	210.91	0.2017	;		
19	219.8651	0.3468	;		
20	218.1598	0.2393	;		
21	217.3151	0.4412	;		
22	220.0127	0.2627	;		
23	219.6828	0.1486	;		
24	217.9323	0.3972	;		
25	219.2702	0.116	;		
26	211.9707	1.2	;		
27		211.922	;		2.1

[RESERVOIRS]

;ID	Head	Pattern	
12		231.0161	;

[TANKS]

;ID	Elevation	InitLevel	MinLevel	MaxLevel
		Diameter	MinVol	VolCurve

[PIPES]

;ID	Node1	Node2	Length	Diameter	Roughness	MinorLoss
33	27	18	19.3177	50	0.0015	0
open ;						
1	1	2	142.3964	50	0.0015	0
open ;						
2	2	3	57.4622	50	0.0015	0
open ;						
3	3	4	79.5797	50	0.0015	0
open ;						
4	4	1	129.3654	50	0.0015	0
open ;						
5	3	5	93.7933	50	0.0015	0
open ;						
6	5	6	92.1756	50	0.0015	0
open ;						
7	6	7	91.8243	50	0.0015	0
open ;						
8	7	4	8.842	50	0.0015	0
open ;						
9	5	8	163.2159	50	0.0015	0
open ;						
10	9	26	61.9286	50	0.0015	0
open ;						
11	5	10	93.7403	50	0.0015	0
open ;						
12	10	11	99.0116	50	0.0015	0
open ;						

13	11	6	99.2206	50	0.0015	0
open ;						
14	12	13	31.125	150	0.0015	0
open ;						
15	13	14	58.0342	150	0.0015	0
open ;						
16	14	15	246.2512	150	0.0015	0
open ;						
17	15	16	191.2205	75	0.0015	0
open ;						
18	16	17	166.0617	75	0.0015	0
open ;						
19	17	18	108.9833	75	0.0015	0
open ;						
20	9	27	54.3802	50	0.0015	0
open ;						
21	18	8	10.9626	50	0.0015	0
open ;						
22	15	19	82.5076	75	0.0015	0
open ;						
23	19	20	188.4174	75	0.0015	0
open ;						
24	20	21	41.3093	75	0.0015	0
open ;						
25	21	9	118.1959	75	0.0015	0
open ;						
26	15	22	60.3334	50	0.0015	0
open ;						
27	22	23	80.5825	50	0.0015	0
open ;						
28	23	19	62.0373	50	0.0015	0
open ;						
29	21	24	264.0185	75	0.0015	0
open ;						
30	24	11	117.3181	50	0.0015	0
open ;						
31	22	25	111.3191	50	0.0015	0
open ;						
32	26	10	97.4275	50	0.0015	0
open ;						

[PUMPS]

;ID	Node1	Node2	Parameters
-----	-------	-------	------------

[ENERGY]

[VALVES]

;ID	Node1	Node2	Diameter	Type	Setting	MinorLoss
-----	-------	-------	----------	------	---------	-----------

[TAGS]

NODE 12

[DEMANDS]

;Junction Demand Pattern Category

[STATUS]

;ID Status/Setting

[PATTERNS]

[CURVES]

;ID X-Value Y-Value

[CONTROLS]

[EMITTERS]

;Junction Coefficient

[TIMES]

Duration	24:00
Hydraulic Timestep	1:00
Quality Timestep	0:05
Pattern Timestep	1:00
Pattern Start	0:00
Report Timestep	1:00
Report Start	0:00
Start ClockTime	12 am
Statistic	None

[OPTIONS]

Units	LPS
Headloss	D-W
Specific Gravity	1
Viscosity	1
Trials	40
Accuracy	0.001
Unbalanced	Continue 10
Pattern	1
Demand Multiplier	1.0
Emitter Exponent	0.5
Quality	None mg/L
Diffusivity	1
Tolerance	0.01

[COORDINATES]

;Node	X-Coord	Y-Coord
1	672.2439	1728.6038

2	795.7233	1657.6842
3	793.0717	1715.0852
4	783.7912	1794.1219
5	886.7611	1719.5006
6	874.8289	1810.9006
7	783.3492	1802.9528
8	904.9776	1557.3044
9	989.3864	1563.4861
10	980.4504	1722.5914
11	973.4968	1821.3585
13	1416.9529	1241.6359
14	1360.6245	1255.603
15	1343.3499	1501.2476
16	1152.4681	1489.8711
17	986.9675	1476.2309
18	915.8375	1558.8013
19	1336.7196	1583.4884
20	1148.6603	1571.8776
21	1107.3739	1570.5025
22	1403.5146	1505.7562
23	1398.6978	1586.1947
24	1090.1365	1833.9578
25	1514.6343	1512.4153
26	985.9137	1625.3172
27	935.1161	1560.0292
12	1443.8057	1257.3743

[LABELS]

;X-Coord Y-Coord Label & Anchor Node

[END]

A importação dos dados é feita através da incorporação da biblioteca dinâmica EPANET2.dll ao programa, tornando-se desnecessária a leitura de dados através de textos.

Uma vez aberto o arquivo “.INP”, pelo programa UFC4 (Figura 16), pode-se efetuar alterações dos dados do projeto antes mesmo de iniciar o processo de otimização.

O programa também oferece ferramentas que facilitam a visualização das variáveis hidráulicas do projeto por meio de legendas, bem como a estrutura da planta da rede através de comandos como: *pan*, *zoom* e *extended*.

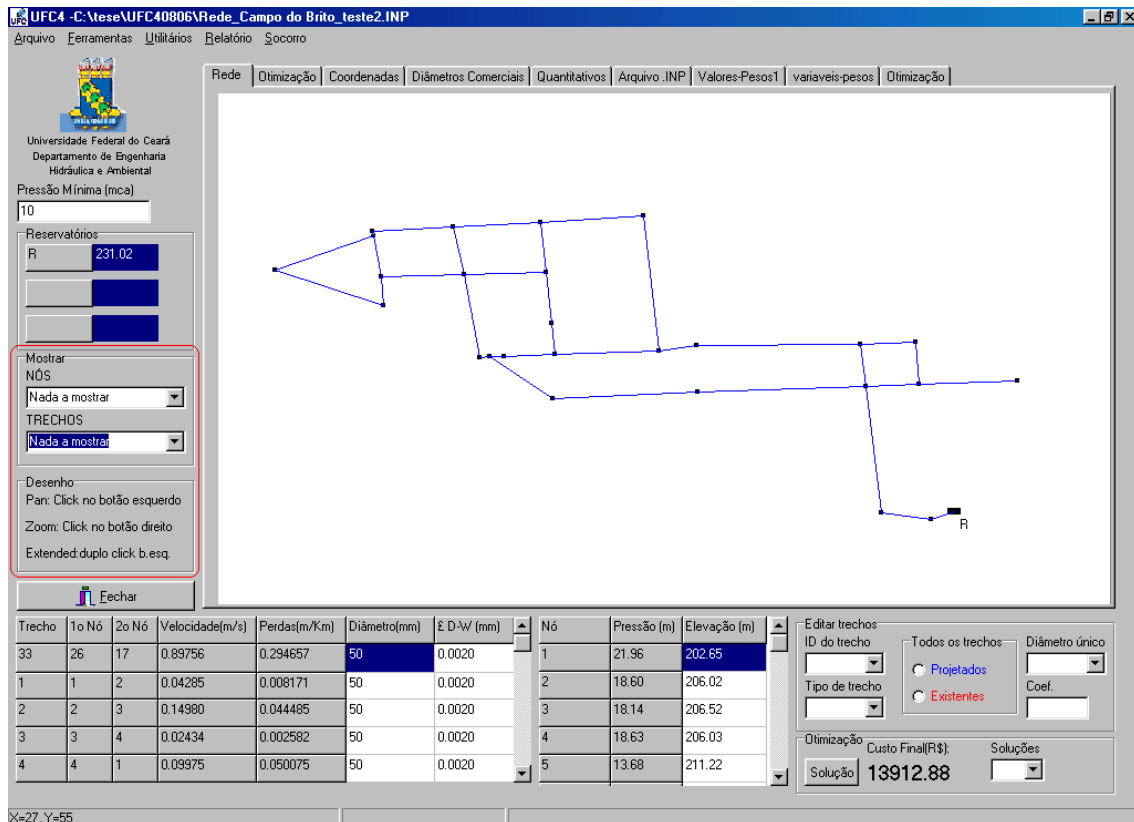


FIGURA 16 – Tela do Programa de Otimização UFC4

No entanto, para se construir o modelo da programação linear, é apropriada a inserção dos custos unitários das tubulações, pois esses custos serão utilizados na formulação da função objetivo.

O programa permite a inserção dos custos unitários dos tubos, conforme os diâmetros comerciais, sob duas formas: inseridas pelo usuário diretamente no programa ou, por meio da importação de dados a partir de um arquivo texto. Conforme se destaca na Figura 17 a seguir.

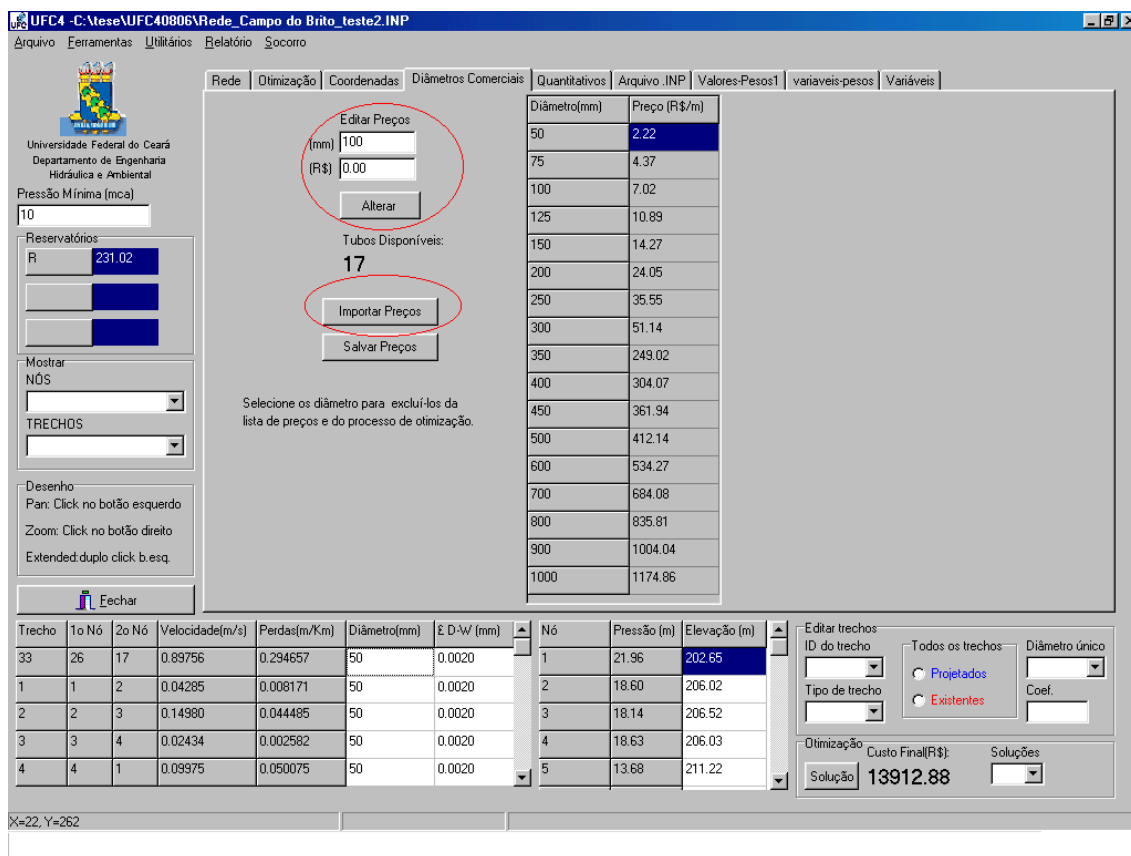


FIGURA 17 – Inserção dos custos unitários dos tubos.

XVI Rotina Método Simplex

Para implementação do Método Simplex na metodologia em estudo, foi desenvolvido um programa na linguagem *Fortran 90*. Apesar de ser uma linguagem de compreensão e domínio mais árido do que as demais, representa uma ferramenta extremamente poderosa na programação matemática, através de pacotes de rotinas disponíveis na biblioteca *IMSL (International Mathematical and Statistical Libraries)*.

O processo de importação e exportação de dados com o programa UFC4 dá-se por meio de arquivos textos.

XVII Determinação dos Pesos

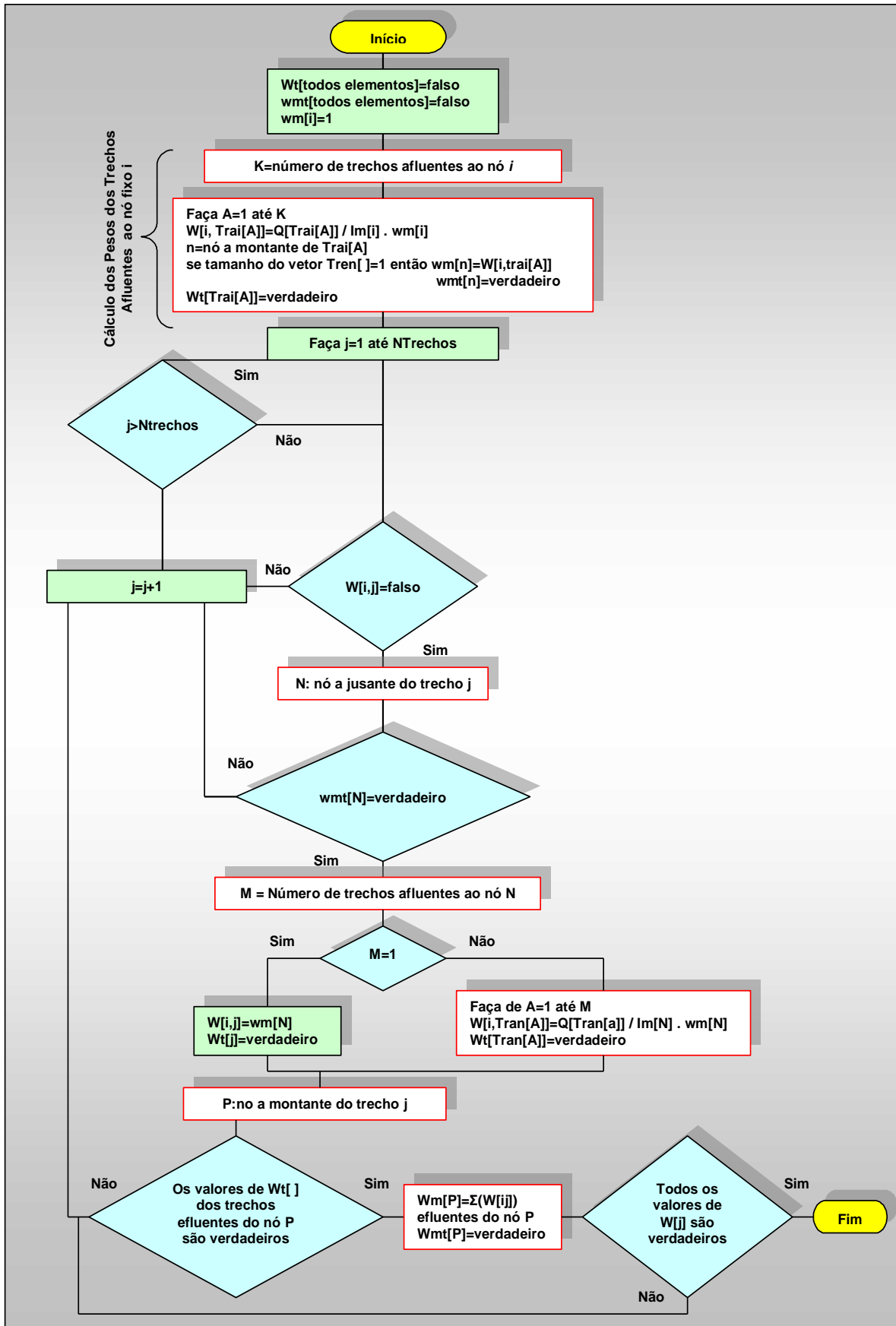
Uma das maiores dificuldades no desenvolvimento do programa UFC4 foi a elaboração de um algoritmo capaz de fornecer os valores dos pesos em todos os trechos em relação a cada nó.

Com a utilização da biblioteca dinâmica disponibilizada no pacote do programa EPANET (Rossman,2000), foi possível utilizar funções aptas a extrair dados da rede como, por exemplo, nós a montante e jusante de cada trecho, trechos efluentes e afluentes em cada nó, vazões em cada trecho, sentido do escoamento, entre outros.

Tais informações foram de grande importância na formulação de um algoritmo que tivesse estabilidade para proporcionar a determinação dos pesos em diferentes configurações de redes de distribuição de água.

Visando ilustrar o procedimento do cálculo da Matriz Pesos ($W_{i,j}$), onde i e j representam, respectivamente, o nó e o trecho da rede, foi desenvolvido um fluxograma onde é demonstrado cada passo na obtenção dos pesos dos trechos para cada nó, conforme apresentado na figura 18:

Figura 18 - Fluxograma Computacional do Algoritmo dos Pesos



As variáveis inseridas no fluxograma representam:

- i : identificador dos nós ;
- j : identificador dos trechos;
- $wm[i]$: vetor contendo os pesos dos nós;
- $wmt[i]$: vetor booleano, assume valores verdadeiro ou falso, verificando se o valor $wmt[i]$ foi determinado ou não;
- $Ntrechos$: número de trechos da rede;
- $W[i,j]$: matriz com os valores dos pesos dos trechos j em relação ao nó i ;
- $Wt[j]$: vetor booleano, assume valores verdadeiro ou falso, fixado o no i , verificando se o valor $W[i,j]$ foi determinado ou não;
- $Q[j]$: vetor com os valores da vazão em cada trecho j ;
- $Im[i]$: vetor com os valores da soma das vazões afluentes ao nó i ;
- $Trei[j]$: vetor com os trechos efluentes ao nó i ;
- $Trai[i]$: vetor com os trechos afluentes ao nó i ;
- $Tren[j]$: vetor com os trechos efluentes ao nó n ;
- $Tran[i]$: vetor com os trechos afluentes ao nó n ;

Identificados todos os caminhos de um nó fixo ao reservatório, verifica se o peso do nó a montante para cada trecho identificado foi calculado. Sendo esta última afirmação verdadeira, calculam-se os pesos dos trechos a montante dos nós verificados, de acordo com a Equação 3.8.

O processo é repetido até que os pesos de todos os trechos que exercem influência sobre o nó fixo, sejam calculados. Este procedimento é executado para todos os nós da rede.

As etapas destacadas por uma linha vermelha no fluxograma são realizadas por meio das funções disponíveis com a implementação do arquivo contendo a biblioteca dinâmica: epanet2.dll.

As equações restritivas de pressão devem conter apenas termos relacionados a trechos que exerçam influência ao nó cujo algoritmo dos pesos está sendo executado.

Antes de iniciar o algoritmo dos pesos, a matriz pesos $W[i,j]$, recebe valores iguais a zero para trechos (j) que não influenciam mudanças de pressão a cada nó i . Dessa forma, consegue-se eliminar os termos das equações restritivas de pressão que representam trechos que não participam dos caminhos possíveis do reservatório ao nó em questão.

4.3 Aplicações e Análises dos Resultados

O programa UFC4 não incorpora duas características da Metodologia de Morgan: a capacidade de remover trechos que apresentam pequena influência sobre as variações das pressões nos nós e, a propriedade de seccionar uma tubulação em dois diâmetros. Tais recursos não foram inseridos no programa devido à impossibilidade de realizá-los através das funções disponíveis no arquivo de comunicação com o EPANET (Rossman,2000), além de não serem comumente utilizados.

XVIII Características dos exemplos

Três exemplos de redes malhadas foram aplicados ao programa e os resultados, comparados com outras metodologias.

O primeiro exemplo apresenta uma rede composta por 24 trechos, 20 nós, 4 anéis e 1 reservatório pertencente ao setor Cocorote no Bairro do Aeroporto na cidade de Fortaleza-CE.(Figura 19 e tabela 5)

O segundo exemplo mostra uma rede de distribuição, composta por 24 trechos, 20 nós, 4 anéis e 1 reservatório, pertencente ao Bairro do Bessa-PB. (Figura 20 e Tabela 6)

No terceiro exemplo, extraído de Gomes (2004), apresenta-se uma rede composta por 8 trechos, 6 nós, 2 anéis e 1 reservatório, localizada em um Grande Setor de abastecimento de água de um bairro da cidade de João Pessoa na Paraíba. (Figura 21 e Tabela 7).

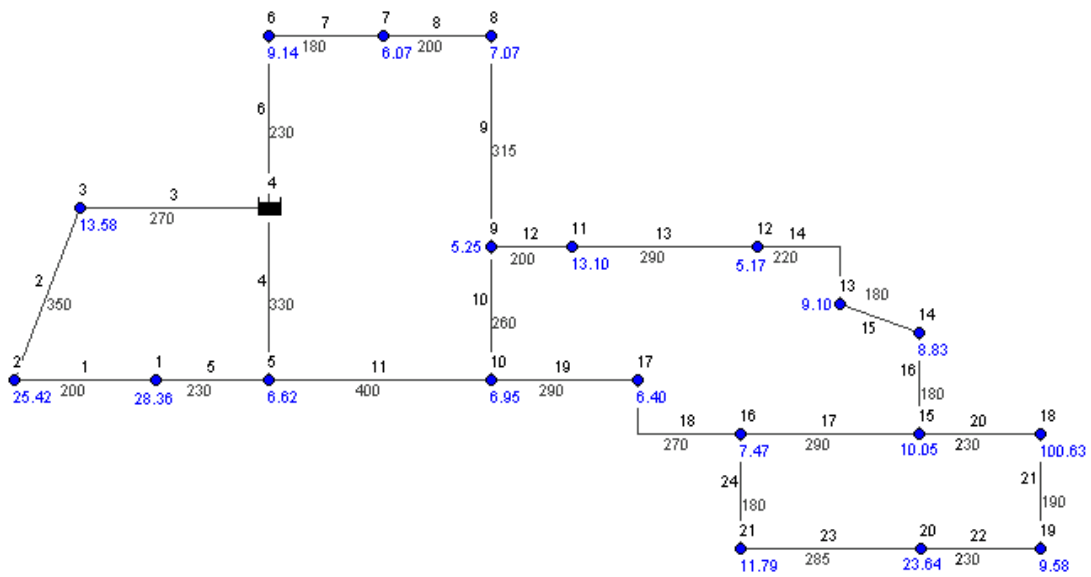


FIGURA 19 – Traçado da Rede do Setor Cocorote

TABELA 5 - Dados da Rede do Setor Cocorote

Trecho	Nó		Comprimento (m)	Nó	Vazão (L/s)	Cota Terreno (m)	Pressão Requerida (m)
	Origem	Destino					
1	1	2	200	1	28.36	0	23.72
2	2	3	350	2	25.42	0	23.72
3	3	4	270	3	13.58	0	23.72
4	4	5	330	4	-	0	29.57*
5	1	5	230	5	6.62	0	23.72
6	4	6	230	6	9.14	0	23.72
7	6	7	180	7	6.07	0	23.72
8	7	8	200	8	7.07	0	23.72
9	8	9	315	9	5.25	0	23.72
10	9	10	260	10	6.95	0	23.72
11	5	10	400	11	13.10	0	23.72
12	9	11	200	12	5.17	0	23.72
13	11	12	290	13	9.10	0	23.72
14	12	13	220	14	8.83	0	23.72
15	13	14	180	15	10.05	0	23.72
16	14	15	180	16	7.47	0	23.72
17	15	16	290	17	6.40	0	23.72
18	16	17	270	18	100.63	0	23.72
19	10	17	290	19	9.58	0	23.72
20	15	18	230	20	23.64	0	23.72
21	18	19	190	21	11.79	0	23.72
22	19	20	230				
23	20	21	285				
24	16	21	180				

* Pressão Existente (Reservatório)

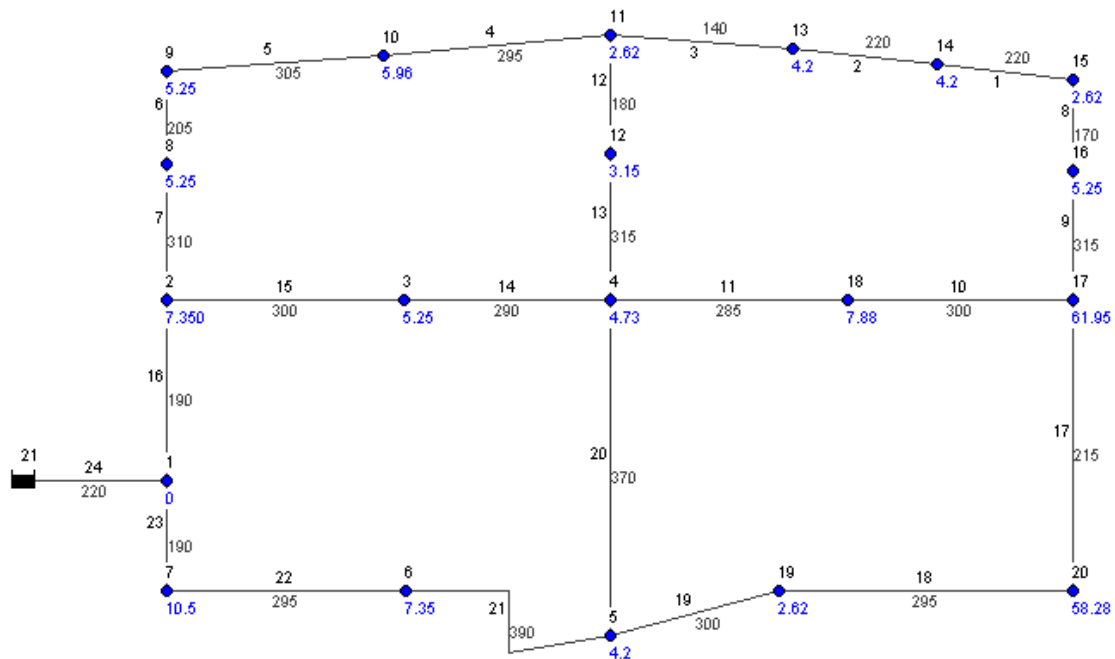


FIGURA 20 – Traçado da Rede do Bairro Bessa

TABELA 6 – Dados da Rede do Bairro Bessa

Trecho	Nó		Comprimento (m)	Nó	Vazão (L/s)	Cota Terreno (m)	Pressão Requerida
	Origem	Destino					
1	14	15	220	1	0.00	0	47.17
2	13	14	220	2	7.35	0	47.17
3	11	13	140	3	5.25	0	47.17
4	10	11	295	4	4.73	0	47.17
5	9	10	305	5	4.20	0	47.17
6	8	9	205	6	7.35	0	47.17
7	2	8	310	7	10.50	0	47.17
8	15	16	170	8	5.25	0	47.17
9	16	17	315	9	5.25	0	47.17
10	18	17	300	10	5.96	0	47.17
11	4	18	285	11	2.62	0	47.17
12	12	11	180	12	3.15	0	47.17
13	4	12	315	13	4.20	0	47.17
14	3	4	290	14	4.20	0	47.17
15	2	3	300	15	2.62	0	47.17
16	1	2	190	16	5.25	0	47.17
17	20	17	215	17	61.95	0	47.17
18	19	20	295	18	7.88	0	47.17
19	5	19	300	19	2.62	0	47.17
20	5	4	370	20	58.28	0	47.17
21	6	5	390	21	-	-	54.00 *
22	7	6	295				
23	1	7	190				
24	1	21	220				

* Pressão Existente (Reservatório)

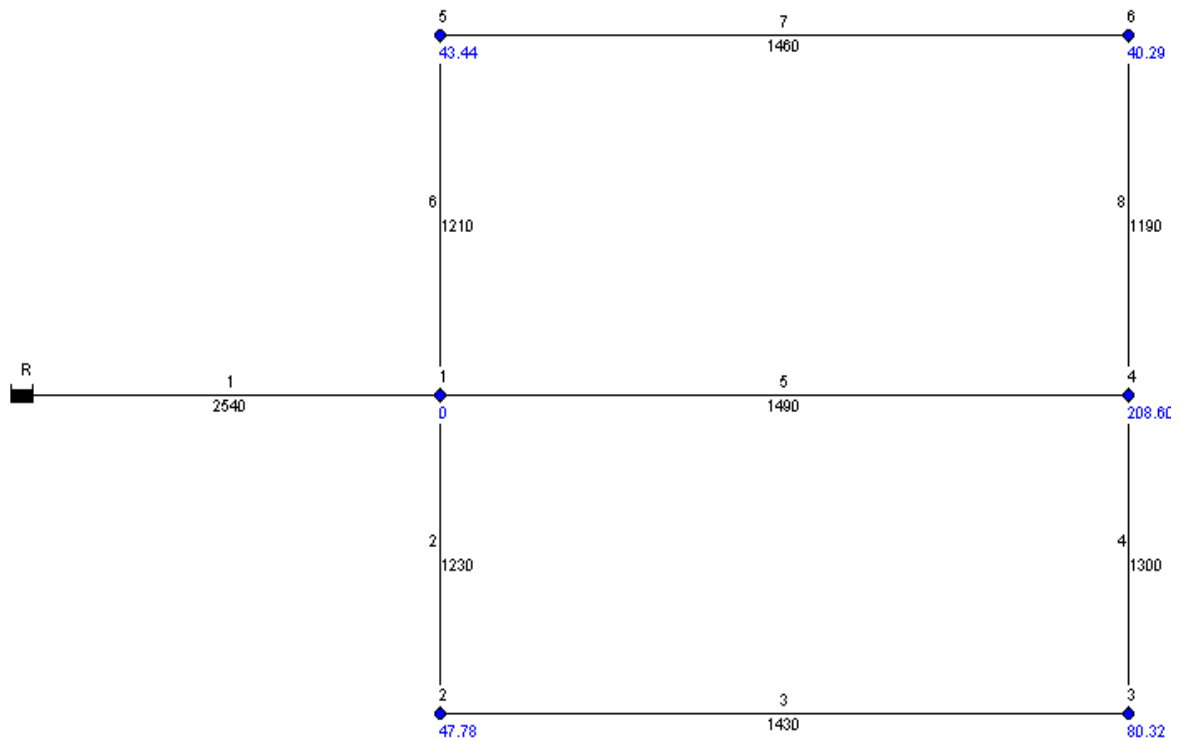


FIGURA 21 – Traçado da Rede do Grande Setor

TABELA 7 – Dados da Rede do Grande Setor

Trecho	Nó		Comprimento (m)	Nó	Vazão (l/s)	Cota Terreno (m)	Pressão Requerida
	Origem	Destino					
1	R	1	2540	1	0.00	6.0	25.00
2	1	2	1230	2	47.78	5.5	25.00
3	2	3	1430	3	80.32	5.5	25.00
4	3	4	1300	4	208.60	6.0	25.00
5	1	4	1490	5	43.44	4.5	25.00
6	1	5	1210	6	40.29	4.0	25.00
7	5	6	1460	R	-	-	47.50 *
8	6	4	1190				

Para efeito de comparação, foram adotados os mesmos custos unitários das tubulações das redes encontradas na literatura relacionada. Na Tabela 8, estão descritos, para cada diâmetro, o coeficiente de Hazen-Williams adotado, o material empregado e, o custo unitário das tubulações.

TABELA 8 – Características das Tubulações aplicadas aos exemplos

Diâmetro (mm)	Setor Cocorote/Setor 3 do Bairro Bessa			Grande Setor		
	Coeficiente de Hazen-Williams	Material	Custo (R\$/m)	Coeficiente de Hazen-Williams	Material	Custo (R\$/m)
50	140	PVC	2.22			
75	140	PVC	4.37			
100	140	PVC	7.02	145	PVC	47.09
150	140	PVC	14.27	145	PVC	63.80
200	140	PVC	24.05	145	PVC	87.62
250	140	PVC	35.55	145	PVC	118.59
300	140	PVC	51.14	145	PVC	152.54
350	130	Ferro	249.02	130	Ferro	317.86
400	130	Ferro	304.07	130	Ferro	375.00
450	130	Ferro	361.94	130	Ferro	436.23
500	130	Ferro	412.15	130	Ferro	515.60
600	130	Ferro	534.27	130	Ferro	640.30
700	130	Ferro	684.08			
800	130	Ferro	835.81			
900	130	Ferro	1.004.04			
1000	130	Ferro	1.174.86			
1200	130	Ferro	1.592.26			

4.3.2 Resultados do programa UFC4

Para cada exemplo foram apresentadas as soluções ótimas obtidas com o programa UFC4, apresentando a interface do mesmo, com a rede otimizada (Figuras 22,24 e 26); uma tabela comparativa contendo soluções obtidas com outras metodologias; um gráfico contendo os valores dos custos parciais dos trechos para cada metodologia; e, por último uma análise dos resultados.

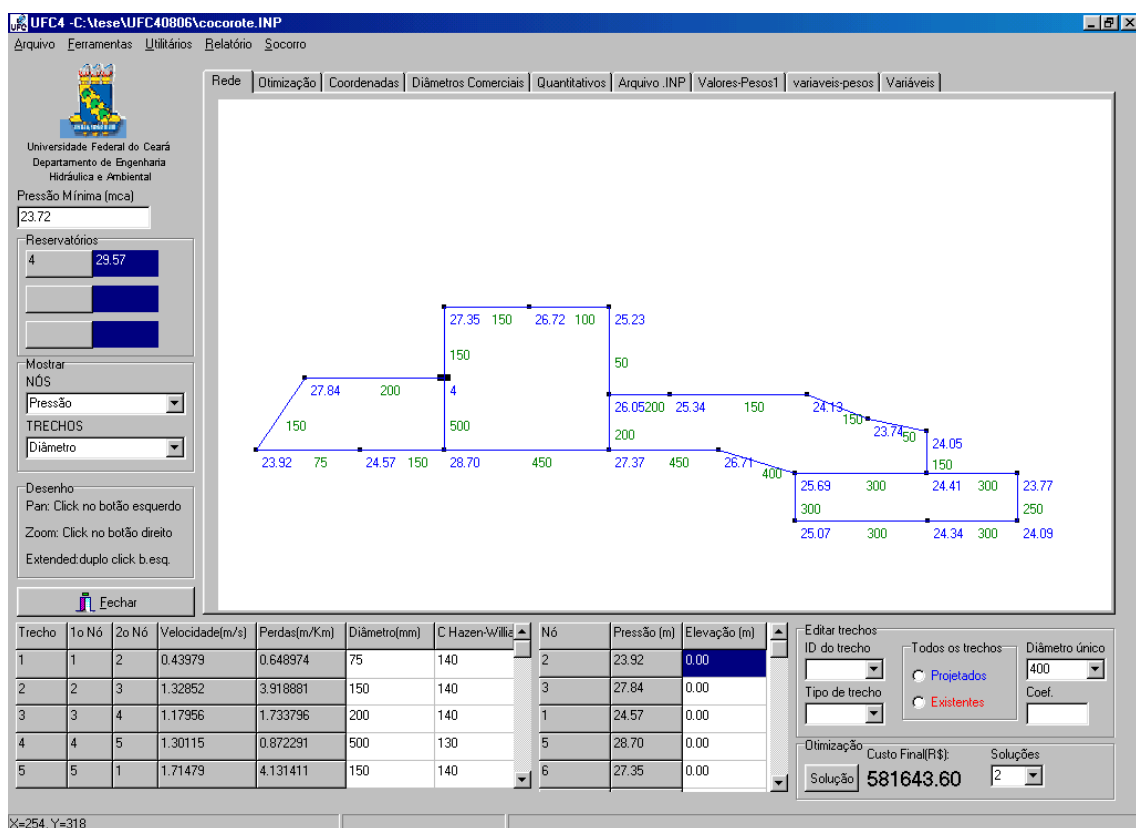


FIGURA 22 – Resultado do programa UFC4 para a rede do Setor Cocorote

Na tabela 9 encontram-se as soluções obtidas através das metodologias apresentadas por Amaral (1998), que utilizou a Metodologia de Morgan com a simulação hidráulica pelo método de Hardy-Cross e trechos com dois diâmetros; Ponte (2000) que empregou a programação não linear e Franca Alencar (2003) que estudou o Algoritmo Genético aplicado em redes de distribuição de água.

TABELA 9 – Resultados das metodologias para a Rede do Setor Cocorote

Trecho	Metodologia de Morgan(AMARAL,1998)			Programação Não Linear(Ponte,2000)		
	Diâmetro(mm)	Comprimento(m)	Custo(R\$)	Diâmetro(mm)	Comprimento(m)	Custo(R\$)
1	50	200	444.00	300	200	10228.00
2	150 e 200	284.71 e 65.29	5633.04	300	350	17899.00
3	200	270	6493.50	300	270	13807.80
4	450 e 500	203.6 e 126.4	125786.74	300 e 400	290.4 e 39.6	26892.23
5	100 e 150	13.3 e 216.7	3185.97	250	230	8176.50
6	300	230	11762.20	300	230	11762.20
7	300	180	9205.20	300	180	9205.20
8	300	200	10228.00	300	200	10228.00
9	300	315	16109.10	300	315	16109.10
10	150	260	3710.20	50	260	577.20
11	450	400	144776.00	450	400	144776.00
12	300	200	10228.00	300	200	10228.00
13	300	290	14830.60	300	290	14830.60
14	300	220	11250.80	300	220	11250.80
15	300	180	9205.20	300	180	9205.20
16	250	180	6399.00	300	180	9205.20
17	300	290	14830.60	300	290	14830.60
18	350	270	67235.40	450	270	97723.80
19	400	290	88180.30	450	290	104962.60
20	300	230	11762.20	300	230	11762.20
21	200	190	4569.50	300	190	9716.60
22	250	230	8176.50	300	230	11762.20
23	300	285	14574.90	300	285	14574.90
24	300	180	9205.20	300	180	9205.20
Total			607782.15			598919.13

Trecho	Metodologia de Morgan - UFC4			Algoritmo Genético (Franca,2002)		
	Diâmetro(mm)	Comprimento(m)	Custo(R\$)	Diâmetro(mm)	Comprimento(m)	Custo(R\$)
1	75	200	874.00	250	200	7110.00
2	150	350	4994.50	75	350	1529.50
3	200	270	6493.50	100	270	1895.40
4	500	330	136009.50	500	330	136009.50
5	150	230	3282.10	200	230	5531.50
6	150	230	3282.10	200	230	5531.50
7	150	180	2568.60	200	180	4329.00
8	100	200	1404.00	200	200	4810.00
9	50	315	699.30	200	315	7575.75
10	200	260	6253.00	50	260	577.20
11	450	400	144776.00	450	400	144776.00
12	200	200	4810.00	150	200	2854.00
13	150	290	4138.30	50	290	643.80
14	150	220	3139.40	150	220	3139.40
15	50	180	399.60	150	180	2568.60
16	150	180	2568.60	300	180	9205.20
17	300	290	14830.60	450	290	104962.60
18	400	270	82098.90	450	270	97723.80
19	450	290	104962.60	500	290	119523.50
20	300	230	11762.20	300	230	11762.20
21	250	190	6754.50	150	190	2711.30
22	300	230	11762.20	50	230	510.60
23	300	285	14574.90	250	285	10131.75
24	300	180	9205.20	200	180	4329.00
Total			581643.60			689741.10

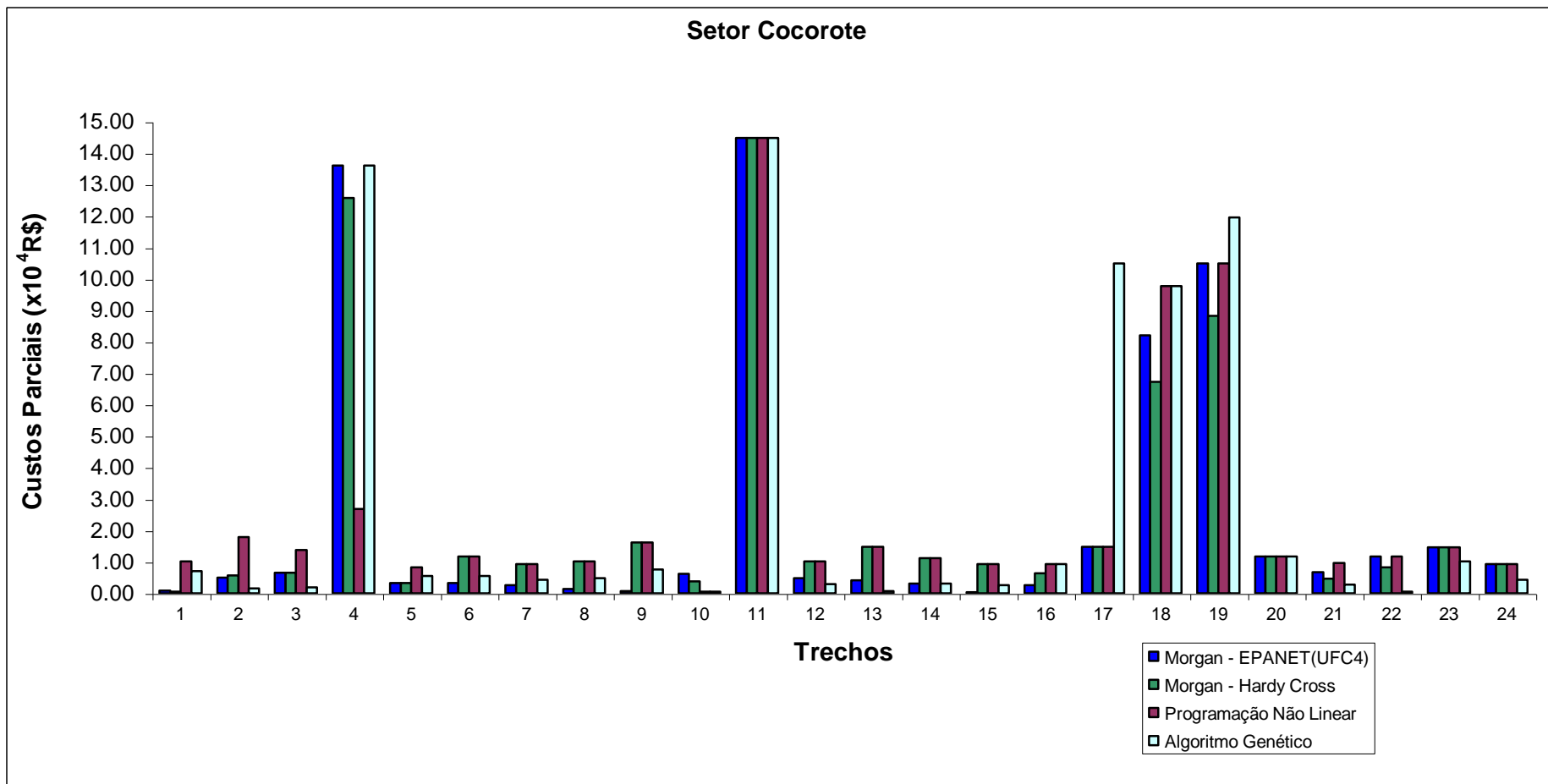


FIGURA 23– Custos Parciais para cada trecho do Setor Cocorote

Analisando o gráfico da Figura 23 verifica-se a semelhança na convergência das metodologias em direção da rede otimizada, mesmo com as particularidades de cada metodologia. Na Metodologia de Morgan, a atuação da otimização (Programação Linear) ocorre em estágio separado do balanceamento hidráulico. Na Programação não Linear, as restrições que asseguram o balanceamento hidráulico estão inseridas no modelo da otimização. Enquanto o Algoritmo Genético caracteriza-se pela ausência de um modelo de programação matemática.

A solução obtida por Franca Alencar (2003), através do Algoritmo Genético, apresentou menor eficiência, relevando a importância da pesquisa operacional nos modelos de otimização em redes. Desconsiderando tal solução, os resultados foram bastante próximos.

A Metodologia de Morgan desenvolvida com o programa UFC4 apresentou maior eficiência. A solução proporcionou uma redução no custo em 15,7% do valor obtido pelo Algoritmo Genético. A economia em relação às soluções obtidas por Amaral (1998) e Ponte (2000) foram de 4,3% e 2,9%, respectivamente.

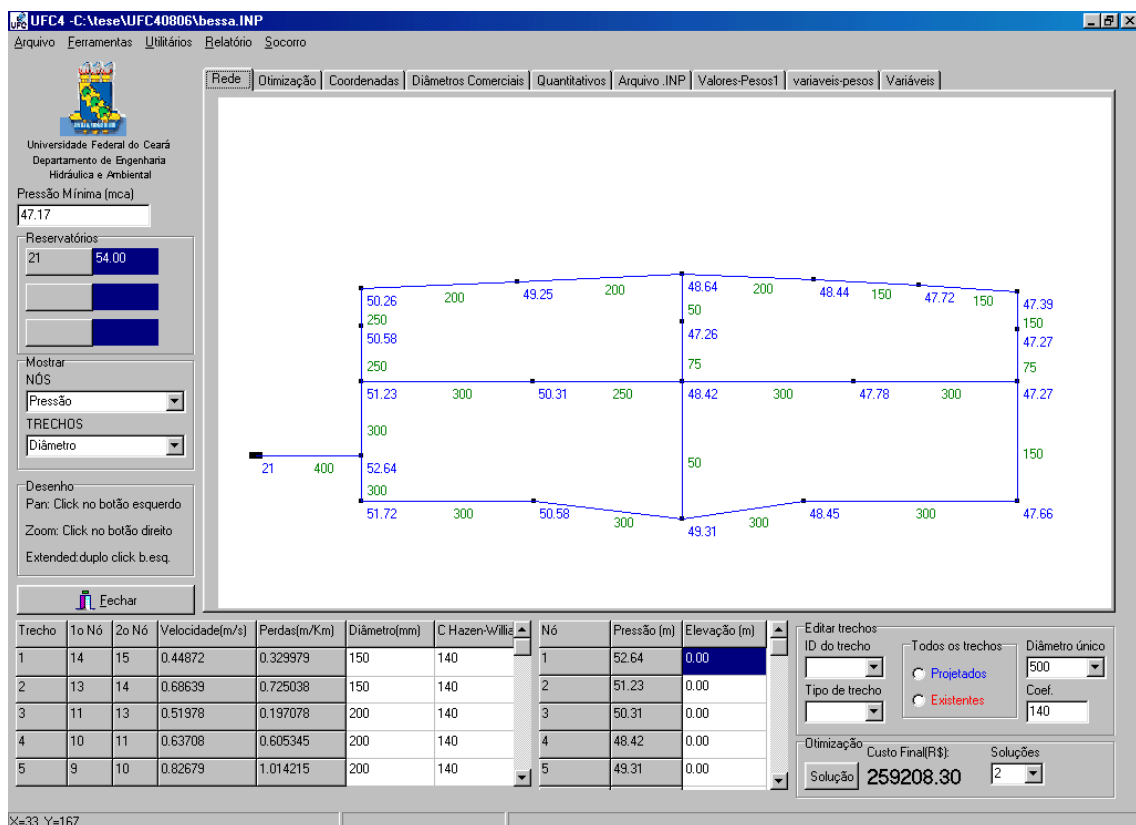


FIGURA 24– Resultado do programa UFC4 para a rede do Setor 3 do Bairro Bessa

A tabela 10 apresenta as soluções ótimas da rede do Setor 3 do Bairro Bessa obtida com as metodologias utilizadas para análise do exemplo anterior, com exceção do Algoritmo Genético.

TABELA 10 – Resultados das metodologias para a Rede do Setor 3 do Bairro Bessa

Trecho	Metodologia de Morgan(Amaral,1998)			Programação Não Linear(Pontes,2000)			Metodologia de Morgan - UFC4		
	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Custo (R\$)	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Custo (R\$)	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Custo (R\$)
1	150	220	3139.40	150	220	3139.40	150	220	3139.40
2	200	220	5291.00	200	220	5291.00	150	220	3139.40
3	200	140	3367.00	200	140	3367.00	200	140	3367.00
4	200	295	7094.75	200	295	7094.75	200	295	7094.75
5	200	305	7335.25	200 e 250	277.55 e 27.45	7650.93	200	305	7335.25
6	200 e 250	169.02 e 35.98	5351.94	250	205	7287.75	250	205	7287.75
7	250	310	11020.50	250	310	11020.50	250	310	11020.50
8	150	170	2425.90	150	170	2425.90	150	170	2425.90
9	50	315	699.30	50	315	699.30	75	315	1376.55
10	300	300	15342.00	300	300	15342.00	300	300	15342.00
11	300	285	14574.90	300	285	14574.90	300	285	14574.90
12	50	180	399.60	75	180	786.60	50	180	399.60
13	75 e 100	149.92 e 165.08	1814.01	50	315	699.30	75	315	1376.55
14	300	290	14830.60	300	290	14830.60	250	290	10309.50
15	300	300	15342.00	300	300	15342.00	300	300	15342.00
16	300	190	9716.60	300	190	9716.60	300	190	9716.60
17	50	215	477.30	50	215	477.30	150	215	3068.05
18	250	295	10487.25	250	295	10487.25	300	295	15086.30
19	250 e 300	171.39 e 128.61	12707.74	250 e 300	108 e 192	13658.28	300	300	15342.00
20	50	370	821.40	50	370	821.40	50	370	821.40
21	300	390	19944.60	300	390	19944.60	300	390	19944.60
22	300	295	15086.30	300	295	15086.30	300	295	15086.30
23	300	190	9716.60	300	190	9716.60	300	190	9716.60
24	350	220	54784.40	300 e 400	13.20 e 206.80	63556.72	400	220	66895.40
Total			241770.34			253016.98			259208.30

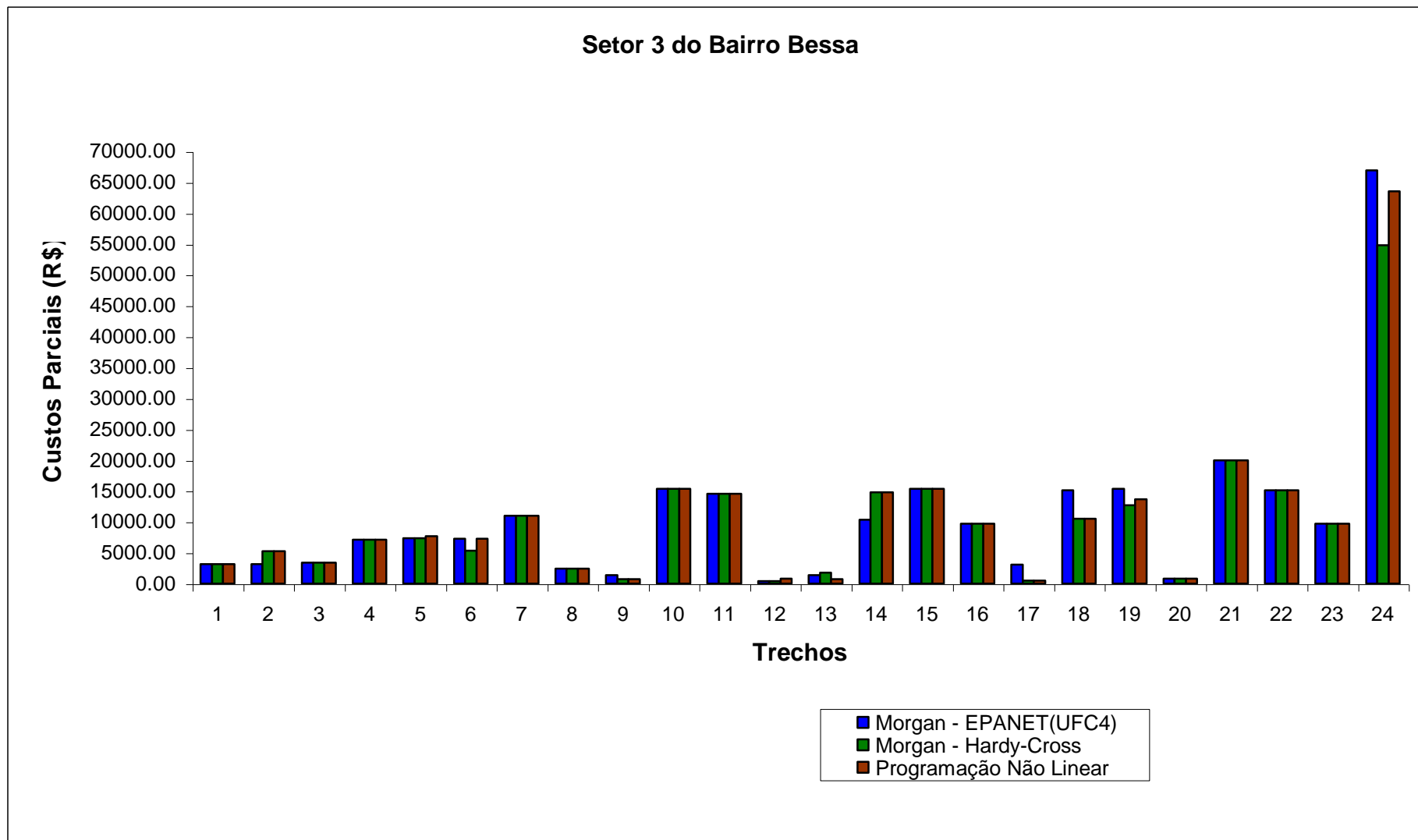


FIGURA 25 – Custos Parciais para cada trecho do Setor 3 do Bairro Bessa

Mantendo o comportamento do exemplo anterior, as soluções ótimas apresentaram configurações semelhantes.

As metodologias apresentaram resultados próximos, entretanto a solução ótima gerada pelo programa UFC4 alcançou um custo financeiro maior. Os custos dos trechos 6,17,18 e 19 assumiram custos consideravelmente maiores em relação às outras metodologias, conforme nos mostra a Figura 25.

A existência de trechos contendo dois sub-trechos com diâmetros diferentes resultou numa pequena redução no custo total das redes obtidas por Amaral (1998) e Ponte (2000), com uma redução de 6,7% e 2,3%, respectivamente, em relação a solução do programa UFC4.

XIII Exemplo 3 – Grande Setor

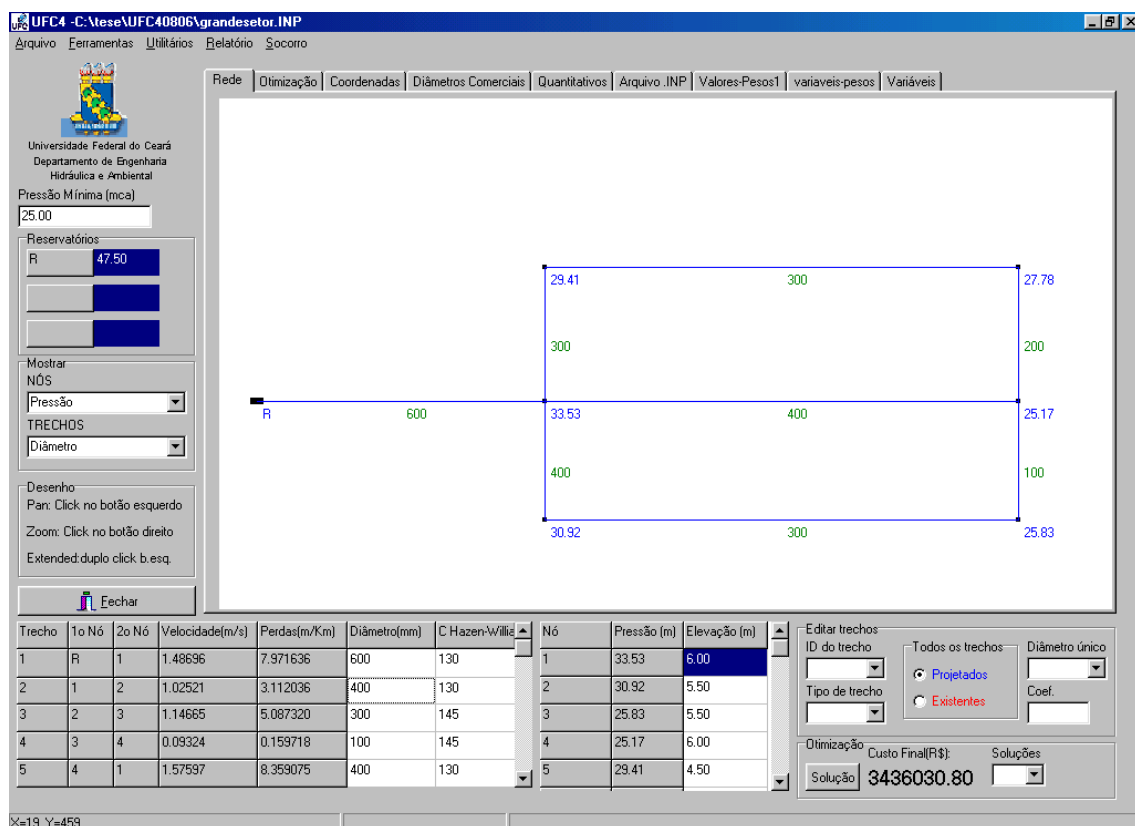


FIGURA 26 - Resultado do programa UFC4 para a rede do Grande Setor

Neste exemplo, para efeito de análise, apresenta-se a solução obtida por Gomes (2004), que utilizou a metodologia do PNL2000 na otimização de redes de abastecimento. O modelo matemático desta metodologia emprega a programação não-linear. O método do

Gradiente Reduzido Generalizado (GRG2), disponível na ferramenta Solver da planilha eletrônica Excel da Microsoft, foi o adotado para o desenvolvimento desta metodologia. A tabela 11 apresenta as soluções obtidas com ambas metodologias.

TABELA 11 - Resultados das metodologias para a Rede do Grande Setor

Trecho	Metodologia de Morgan - UFC4			PNL 2000(Gomes,2004)		
	Diam.(mm)	Comprimento(m)	Custo(R\$)	Diam.(mm)	Comprimento(m)	Custo(R\$)
1	600	2540	1626362.00	600	2540	1626362.00
2	400	1230	461250.00	400	1230	461250.00
3	300	1430	217703.20	400	1430	536250.00
4	100	1300	61217.00	300	1300	197912.00
5	400	1490	558750.00	300	1490	226837.60
6	300	1210	184210.40	400	1210	453750.00
7	300	1460	222270.40	300	1460	222270.40
8	200	1190	104267.80	300	1190	181165.60
Total			3436030.80			3905797.60

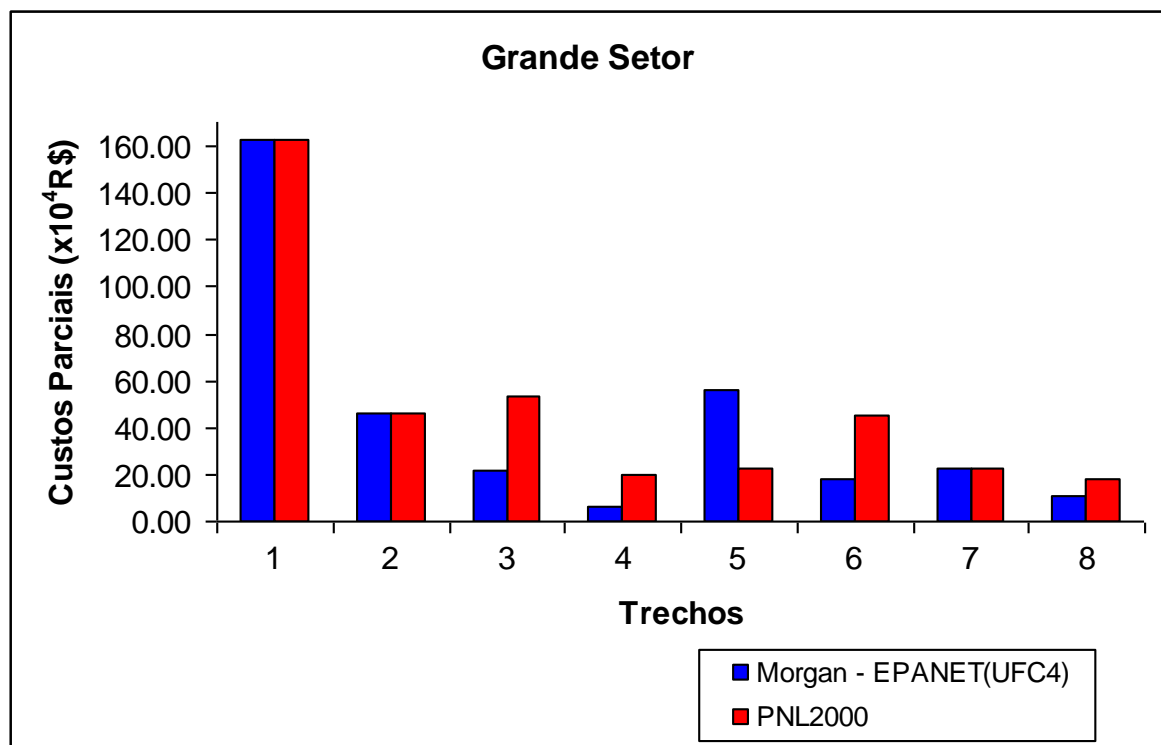


FIGURA 27 – Custos Parciais para cada trecho do Grande Setor

Com exceção do trecho 5, todos os trechos da solução obtida com o programa UFC4 apresentaram custos inferiores comparados ao método do PNL2000, conforme nos mostra a Figura 27.

O custo total da rede otimizada pelo UFC4 proporcionou uma economia de 12% em relação à metodologia do PNL2000.

5.0 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi desenvolvido um modelo computacional para otimização em redes de distribuição de água, utilizando a metodologia de Morgan. O programa, denominado UFC4, foi concebido considerando dois módulos: o módulo de simulação hidráulica e o módulo de otimização.

Os estudos iniciais para implementação do módulo de simulação hidráulica objetivaram o acoplamento do simulador hidráulico EPANET ao compilador Delphi 5.0. Esse acoplamento foi desenvolvido utilizando a biblioteca de funções *Toolkit*. Esse procedimento é necessário para que as rotinas do EPANET sejam avaliadas dentro do compilador Delphi.

Implementado e testado o simulador hidráulico, numa segunda fase dos estudos foi avaliado o algoritmo de otimização, necessário para resolver o problema da programação linear. Tal algoritmo, desenvolvido em linguagem FORTRAN, foi acoplado ao módulo simulador hidráulico. Em seguida foi desenvolvida uma interface gráfica para edição e visualização das redes.

O programa UFC4 efetivamente busca a solução ótima no dimensionamento de redes de distribuição malhadas. As soluções convergem rapidamente para uma região próxima ao ótimo.

Através das análises comparativas efetuadas com outras metodologias de otimização, verificou-se que as soluções ótimas alcançadas foram bastante

próximas, o que caracteriza uma convergência das metodologias em direção da rede otimizada.

É importante a realização de uma análise comparativa de metodologias de otimização em redes malhadas sob o ponto de vista da confiabilidade do sistema. Para cada tipo de configuração de rede de distribuição existe uma metodologia que se sobressairá das demais.

As soluções obtidas com o programa UFC4 mostraram-se mais vantajosas no sentido econômico para as redes Cocorote e Grande Setor, o que confirma a eficiência da metodologia utilizada neste trabalho, podendo a mesma ser utilizada como ferramenta de apoio ao dimensionamento econômico de sistemas de distribuição de água.

Uma particularidade do programa desenvolvido é que todo o procedimento de otimização da rede é realizada em uma única etapa, proporcionando maior acessibilidade a estudiosos, e tornando desnecessária a utilização de softwares de otimização comerciais utilizados em pesquisas anteriores.

5.2 RECOMENDAÇÕES

Recomenda-se a implantação de diferentes rotinas computacionais de otimização ao programa UFC4, possibilitando a obtenção de soluções ótimas com outras metodologias.

Os limites de velocidade e da perda de carga são fatores imprescindíveis para durabilidade de uma rede de distribuição, sendo exigidas pelas normas técnicas de sistemas de abastecimento. Portanto este parâmetro deve ser incorporado no método em estudo.

Seria importante adicionar ao método, elementos que considerem custos provenientes de bombeamentos, altura do reservatório de alimentação e a possibilidade de otimizar redes ramificadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRH, **Técnicas quantitativas para o gerenciamento de recursos hídricos.** In: PORTO, R. L. L. (Org.) Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS, 1997.

ALCANTARA, M. C. Estudo demográfico. **Relatório Técnico IP.** São Paulo: SABESP, 2002.

ALPEROVITS, G. & SHAMIR, U. Design of optimal water distribution systems. **Water Resources Research**, v.13, n.6, p-885-900, December 1977.

AMARAL, Paulo Sérgio Silva do. **Otimização de redes de distribuição de água, análise e implementação da metodologia de Morgan.** Dissertação de Mestrado, Fortaleza: UFC, 1998.

ANDRADE, Eduardo Leopoldino. **Introdução à pesquisa operacional:** métodos e modelos para a análise de decisão. 2 ed. Rio de Janeiro: LTC, 1998

AZEVEDO NETTO, J.M. et al. **Manual de hidráulica.** 8 ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1998, 669p.

CETESB/ASCETESB, **Técnica de abastecimento e tratamento de água.** São Paulo: CETESB, 1987.

FRANCA ALENCAR, Mariano Neto. **Otimização de redes de distribuição de água através de algoritmos genéticos.** Dissertação de Mestrado, Fortaleza: UFC, 2003.

GESSLER, J. & WALSKY, T.M. **Technical report EL-85-11:** water distribution system optimization, DC, USA: U.S. Washington: Army Corps Engineers, 1985.

GOMES, Heber Pimentel. **Sistemas de abastecimento de água:** dimensionamento econômico. 2 ed. João Pessoa: Editora Universitária / UFPB, 2004, 242p.

HARDENBERG, W. A. **Abastecimento e purificação da água,** Scranton, Pennsylvania: Internacional Textbook Company, 1963.

HILLIER, F. S., & G. J. Lieberman. **Introduction to operations research,** 3 ed., San Francisco: Holden-Day, 1980.

KARMELI, David; GADISH, Y. & MEYERS, S. Design of optimal water distribution network. **Journal of the Pipeline** Division, ASCE, vol. 94, n. PL1, Proc. Paper 6130, Oct. 1968, p. 21.

MACULAN, N. **Programação linear**. São Paulo: Atlas, 1980.

MEDEIROS, P. C. **Otimização integrada em sistemas de irrigação por gotejamento**. (Dissertação de Mestrado). Campina Grande: UFPB, 1997, 98 p.

MORGAN, D. R.; GOULTER, I.C. Optimal water distribution **Design Water Resources Research**, v. 21, n. 8, p.642-652, 1985.

ORSINI, E. Q. **Sistemas de abastecimento de água**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, 1996. (mimeo).

PONTE, Vitor Moreira da Rocha. **Otimização de redes de distribuição de água aplicando programação linear e não linear**. Dissertação de Mestrado, Fortaleza: UFC, 2000.

PORTO, Rodrigo de Melo. **Hidráulica básica**. 2 ed. São Paulo: EESC/USP, 1999, 540p.

RAMAN, V. Developments in water system network design. **Journal of the Sanitary Engineering Division**. Oct, 1970, p.1249-1263.

ROSSMAN, L. A. **EPANET 2 users manual**. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, 2000.

SILVA, E. E. **Otimização de estruturas de concreto armado utilizando algoritmos genéticos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) São Paulo: USP, 2001.

STREETER, Victor L. **Mecânica dos fluidos** – Trad. Celso da Silva Muniz; Franco Brunetti; Gilberto de Arruda Bueno; Milton Gonçalves Sanches. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1974, 736p.

TAHA, Hamdy A. **Operations research: an introduction**. 6 ed. New York: Prentice-Hall, 1998, 909p.

TAHER, Saud A. & LABADIE, John W. Optimal design of water – distribution networks with gis. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v.122, n. 4, p. 301-311. jul/ago. 1996.

TODINI, E.; PILATI, S. A Gradient Algorithm for the Analysis of Pipe Networks. *In*: COULBECK, B. (ed.); ORR, C. H. (ed.). **Computer Applications in Water Supply** – System Analysis and Simulation, vol. 1, p. 1-20, 1987.

TSUTIYA, Milton T. **Abastecimento de água**. 1 ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004. XIII, 643p.

VENNARD, J. K. & STREET, R. L. **Elementos de mecânica dos fluidos**, Rio de Janeiro: Ed. Guanabara Dois, 1978.

ANEXOS

ANEXO A: Casos encontrados em problemas de Programação Linear

Apresentaremos modelos de duas variáveis, mantendo um espaço bidimensional (plano), facilitando assim a visualização, para ilustrar todas as situações possíveis de ocorrer para um modelo de PL qualquer.

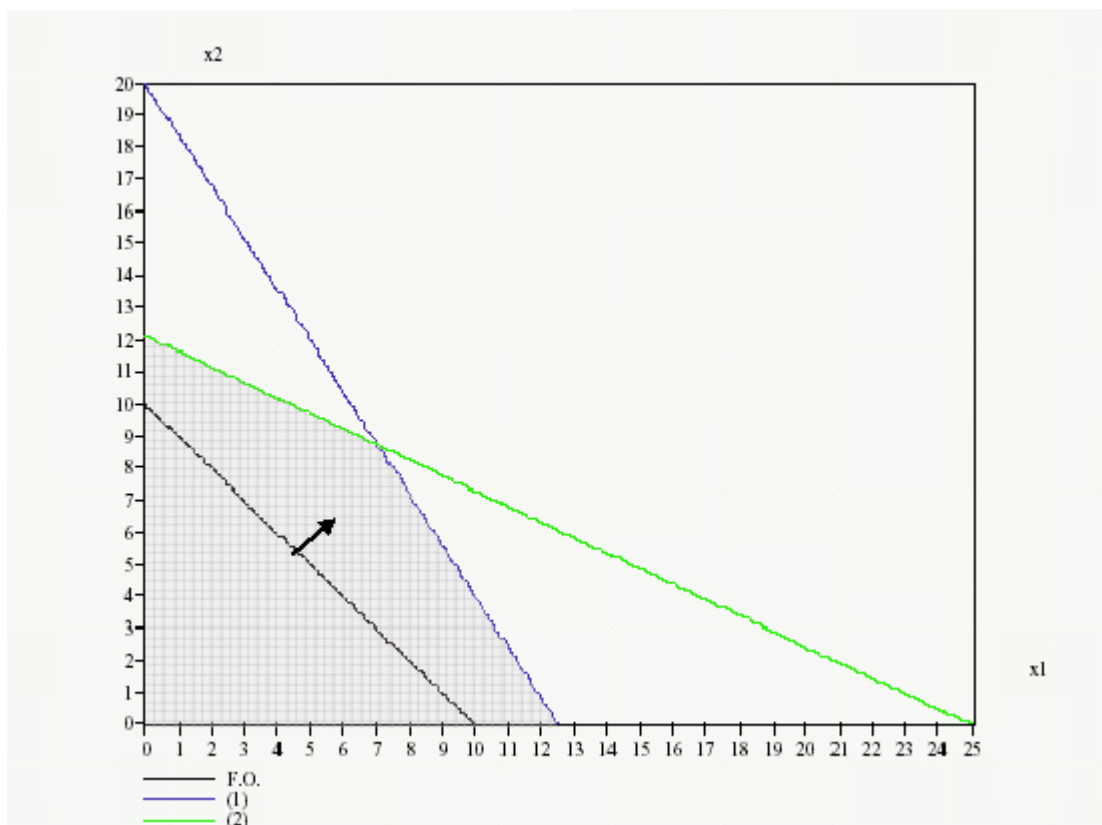
XIX Uma única solução ótima

$$\max : x_1 + x_2$$

s.a. :

$$8.x_1 + 5.x_2 \leq 100$$

$$16.x_1 + 33.x_2 \leq 400$$



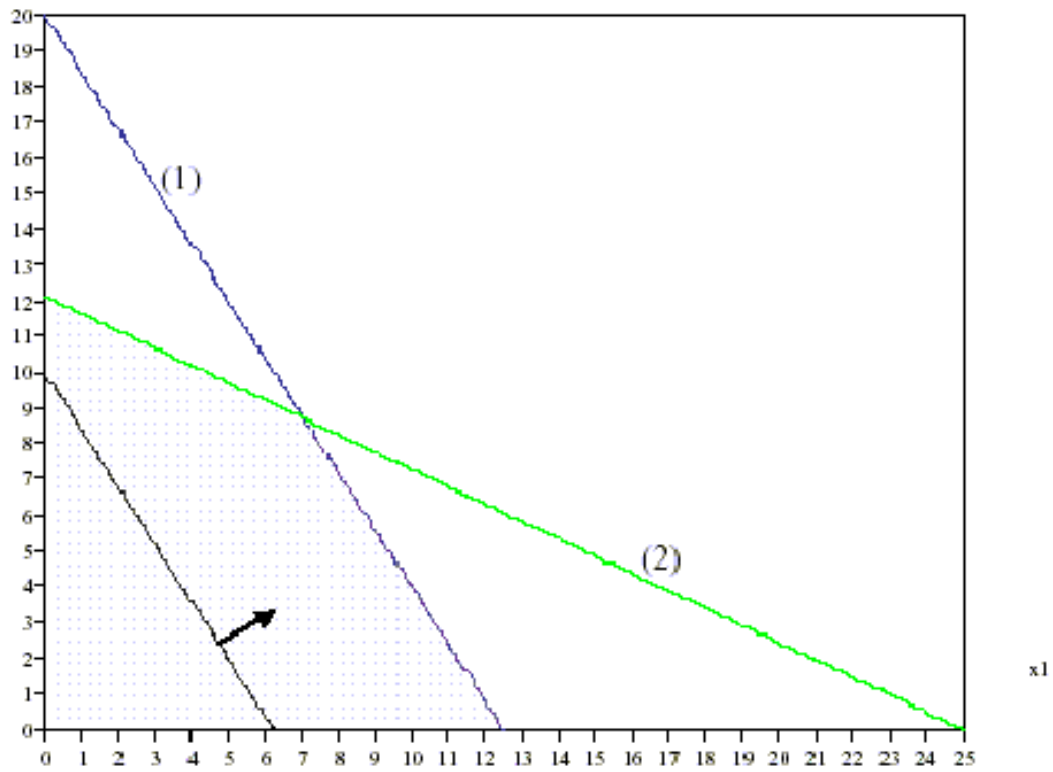
XIV Infinitas soluções ótimas

$$\max : 16.x_1 + 10.x_2$$

s.a. :

$$8.x_1 + 5.x_2 \leq 100$$

$$16.x_1 + 33.x_2 \leq 400$$



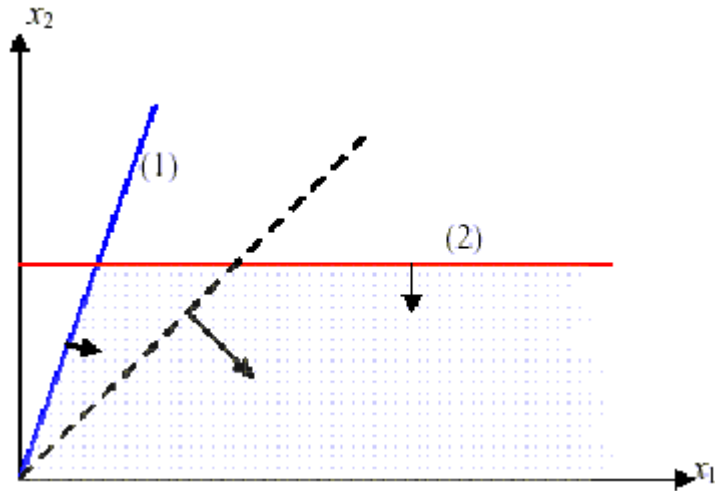
Solução ótima ilimitada

$$\max : x_1 - x_2$$

s.a. :

$$2x_1 + x_2 \geq 0$$

$$x_2 \leq 4$$



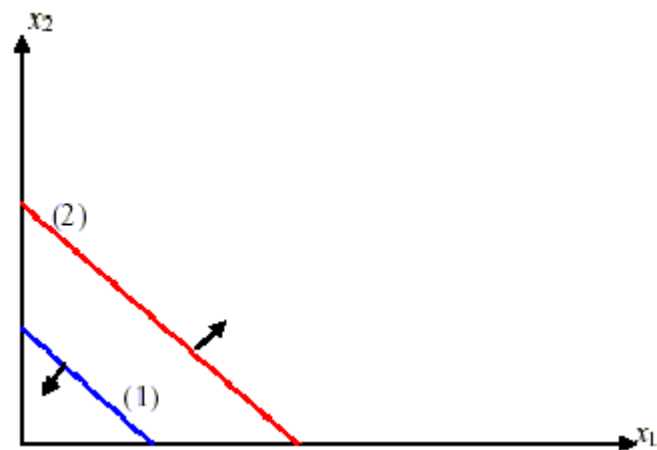
Problemas sem solução

$$\min : Z = f(x_1, x_2)$$

s.a. :

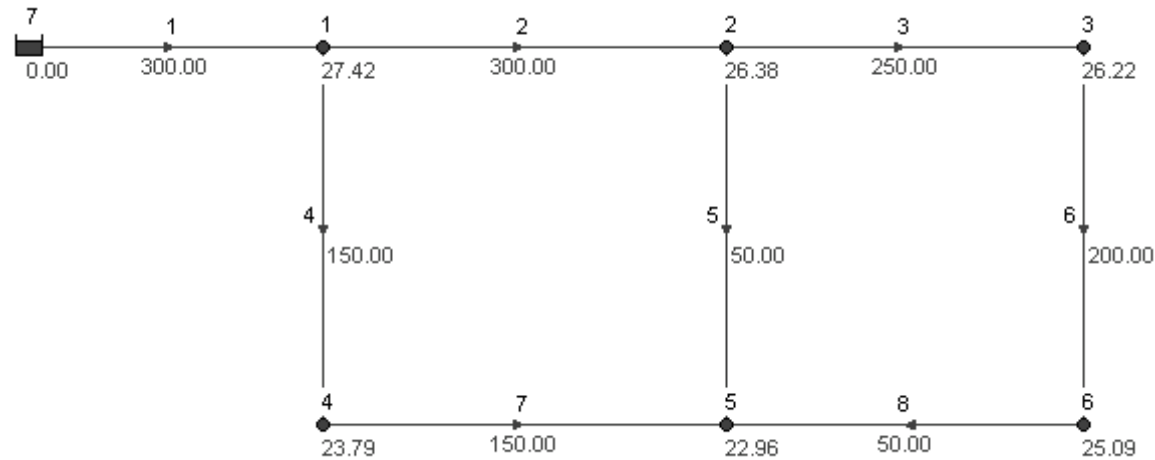
$$x_1 + x_2 \leq 1$$

$$x_1 + x_2 \geq 2$$



ANEXO B: Modelo do problema de programação linear da Metodologia de Morgan

O modelo foi gerado no processo de otimização da rede abaixo, na 28^o iteração da metodologia e solucionado pelo método simplex através de um arquivo executável desenvolvido em linguagem FORTRAN.



Função Objetivo:

Minimizar $197,88.X_{1dr} - 15,59.X_{1ds} + 197,88.X_{2dr} - 15,59.X_{2ds} + 11,50.X_{3dr} - 9,78.X_{3ds} + 11,50.X_{4dr} - 9,78.X_{4ds} + 2,65.X_{5dr} + 11,50.X_{6dr} - 9,78.X_{6ds} + 9,78.X_{7dr} - 3,38.X_{7ds} + 2,65.X_{8dr}$.

Sujeito a:

Restrições de Pressão:

- $- 0,00004131905.X_{1dr} + 0,00011193408.X_{1ds} \leq -2,42$ [Nó 1]
- $- 0,00004318810.X_{1dr} + 0,00011699737.X_{1ds} - 0,00002792324.X_{2dr} + 0,00007564457.X_{2ds} \leq -1,38$ [Nó 2]
- $- 0,00004663657.X_{1dr} + 0,00012633935.X_{1ds} - 0,00003015285.X_{2dr} + 0,00008168462.X_{2ds} - 0,00005003397.X_{3dr} + 0,0023104863.X_{3ds} \leq -1,22$ [Nó 3]

- $- 0.00003433513.X_{1dr} + 0.00009301453.X_{1ds} - 0.00001722547.X_{4dr} + 0.00007954436.X_{4ds} \leq 1,21$ [Nó 4]
- $- 0.00002893708.X_{1dr} + 0.00007839110.X_{1ds} - 0.00000998999.X_{2dr} + 0.00000270629.X_{2ds} - 0.00001374218.X_{3dr} + 0.00006345910.X_{3ds} - 0.00001712232.X_{6dr} + 0.00003249617.X_{6ds} \leq 2,04$ [Nó 5]
- $- 0.00004035334.X_{1dr} + 0.00010931795.X_{1ds} - 0.00002608325.X_{2dr} + 0.00007066000.X_{2ds} - 0.00004328043.X_{3dr} + 0.00019986190.X_{3ds} - 0.00000000557.X_{4dr} + 0.00000002572.X_{4ds} - 0.00000000052.X_{5dr} - 0.00002025379.X_{6dr} + 0.00009352870.X_{6ds} - 0.00000000694.X_{7dr} + 0.00000001317.X_{7ds} - 0.00000012258.X_{8dr} \leq - 0,09$ [Nó 6]

Restrições de Comprimento

$X_{1dr} \leq 1000.00$; $X_{1ds} \leq 1000.00$; $X_{2dr} \leq 600.00$; $X_{2ds} \leq 600.00$; $X_{3dr} \leq 200.00$; $X_{3ds} \leq 200.00$; $X_{4dr} \leq 1000.00$; $X_{4ds} \leq 1000.00$
 $X_{5dr} \leq 1000.00$; $X_{5ds} \leq 1000.00$; $X_{6dr} \leq 1000.00$; $X_{6ds} \leq 1000.00$; $X_{7dr} \leq 1000.00$; $X_{7ds} \leq 1000.00$; $X_{8dr} \leq 1000.00$; $X_{8ds} \leq 1000.00$

Resultados das variáveis de decisão e modificação nos diâmetros

Trechos(j)	X_{jdr}	X_{jds}	Modificação no diâmetro
1	0,00	0,00	Não alterar
2	0,00	0,00	Não alterar
3	0,00	300,00	Reduzir
4	1000,00	0,00	Aumentar
5	1000,00	0,00	Aumentar
6	0,00	0,00	Não alterar
7	0,00	0,00	Não alterar
8	0,00	0,00	Não alterar

ANEXO C: Método Simplex

O presente Anexo fora transcrito do livro Programação Linear (MACULAN, 1980, p. 31-87).

XX Resolução de Problemas de programação Linear

Formulação de um problema de programação linear (PPL)

Seja:

$$\begin{array}{rcccccc}
 x_1 & & + a_{1,m+1}x_{m+1} & + & \dots & + a_{1,n}x_n & = & b_1 \\
 x_2 & & + a_{2,m+1}x_{m+1} & + & \dots & + a_{2,n}x_n & = & b_2 \\
 & \dots & & & & & & \\
 & \dots & & & & & & \\
 & & x_m & + a_{m,m+1}x_{m+1} & + & \dots & + a_{m,n}x_n & = & b_m
 \end{array}$$

Alem disso, $x_j \geq 0, j = 1, 2, \dots, n$.

Todos a_{ij}, b_i e c_j são constantes reais.

Varias formulações equivalentes (isto e, o conjunto de soluções do problema permanece o mesmo) podem ser utilizadas E sempre possível escolher a mais conveniente.

As alternativas são:

- a. Minimizar uma função equivale a maximizar seu negativo:
 - *Minimizar* z é equivalente a *maximizar* $-z$.
- b. Se tivermos desigualdades em vez de equações, podemos colocar novas variáveis, conhecidas como variáveis de folga, de maneira a obtermos uma igualdade

- Por exemplo:

$4x_1 + 2x_2 \leq 5$, introduzimos uma variável de folga s_1 ($s_1 \geq 0$) para conseguirmos:

$$4x_1 + 2x_2 + s_1 = 5$$

para

$4x_1 + 2x_2 \geq 5$, introduzimos uma variável de folga s_2 ($s_2 \geq 0$) para conseguirmos

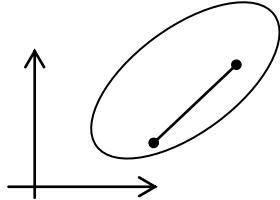
$$4x_1 + 2x_2 - s_2 = 5$$

É necessário colocar uma variável de folga diferente para cada linha. Se a mesma variável de folga for usada, estaremos forçando uma relação, entre as desigualdades, que não existe no problema.

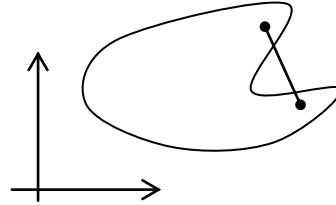
Conjuntos convexos:

Um conjunto A é considerado convexo se todos os pontos do segmento de reta que une dois pontos quaisquer de A também pertencer a A .

Para \mathbb{R}^2



Conjunto convexo



Conjunto não convexo

A interseção de dois conjuntos convexos também será um conjunto convexo.

Uma definição mais geral para convexidade

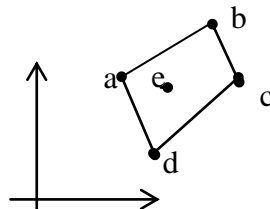
Pode-se reconhecer facilmente conjuntos convexos em \mathbb{R}^2 . Teríamos dificuldade, no entanto, para visualizar tais conjuntos em \mathbb{R}^5 , por exemplo. Vamos então, generalizar a noção de convexidade.

- um ponto p em \mathbb{R}^n é representado pelo vetor \underline{p} de dimensão n .
- o segmento que une p e q é definido como o conjunto de todos os pontos sob a forma.
 $\underline{x} = \lambda \underline{p} + (1 - \lambda) \underline{q} \quad 0 \leq \lambda \leq 1$. (combinação convexa)

Vértices e arestas

Um vértice é um ponto pertencente a um conjunto convexo que não pode ser obtido por meio de combinação convexa dos outros pontos do conjunto.

A combinação convexa de dois vértices p e q é considerada uma aresta se nenhum ponto de pq pode ser obtido pela combinação convexa de pontos não pertencentes a pq .



- a, b, c, d – são vertices
 ab, bc, cd, da – são arestas
 e- não eh vértice
 db, ac – não são arestas

Conclusões

Podemos afirmar que para PPL:

- Conjunto de soluções viáveis é convexo. Uma solução viável, como vimos, satisfaz simultaneamente a todas as restrições, isto é, pertence a interseção dos conjuntos que satisfazem a cada restrição. Cada conjunto é convexo e sua interseção é um conjunto convexo.
- Se encontrarmos um mínimo local, ele será global, devido a função $z = \underline{c}^t \underline{x}$ ser linear.
- Toda solução de um sistema linear também é solução de qualquer combinação linear das equações do sistema. Portanto, as equações obtidas por esta combinação podem ser adicionadas ao sistema sem que se altere o conjunto de soluções.

Pivoteamento

Colocar a variável x_j como variável básica para a linha i equivale a pivotar em torno de a_{ij} , isto é, fazer combinações lineares entre a linha i e as outras linha de tal maneira que os coeficientes da coluna j fiquem iguais a zero (com exceção do coeficiente na linha i , que deve ser igual a 1). O elemento a_{ij} é conhecido como elemento pivô.

O sistema $A\underline{x} = \underline{b}$ se transformara em um sistema algebricamente similar $A'\underline{x} = \underline{b}'$, onde :

$$a'_{kl} = a_{kl} - \frac{a_{kj}}{a_{ij}} a_{il} \quad \text{para toda linha } k \neq i;$$

$$b'_k = b_k - \frac{a_{kj}}{a_{ij}} b_i$$

A linha tornar-se-á

$$a'_{il} = \frac{a_{il}}{a_{ij}}$$

$$b'_i = \frac{b_i}{a_{ij}}$$

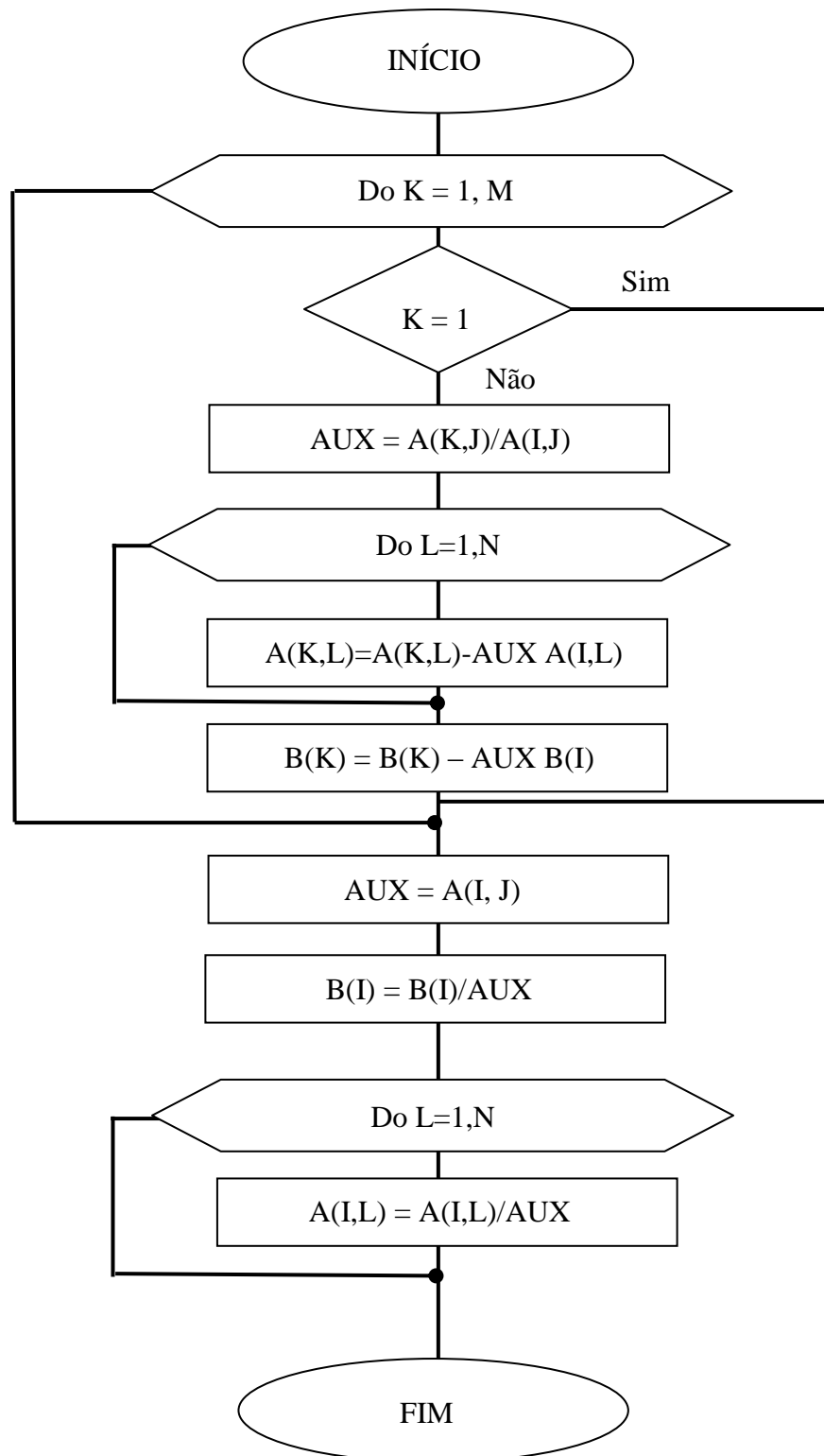


Figura C.1 - Algoritmo para pivoteamento

XXI SIMPLEX

O método *SIMPLEX* é um procedimento algébrico e iterativo que fornece a solução exata de qualquer PPL em um número finito de iterações. É também capaz de indicar se o problema tem solução ilimitada, se não tem solução ou se possui infinitas soluções.

Resultados importantes

1. O conjunto de soluções viáveis de um PPL é convexo
2. O Número de soluções básicas é finito
3. Uma solução básica viável corresponde a um vértice do conjunto de soluções viáveis
4. Se existir uma solução viável, existe uma solução básica viável.
5. Se existir uma solução ótima, existe pelo menos uma solução básica ótima.

Por estes resultados todos perfeitamente demonstráveis, podemos delinear o método *SIMPLEX*:

Recapitulando

A) há um número finito de soluções básicas viáveis; e

B) se existir solução ótima, existe pelo menos uma solução que é básica, viável e também ótima

Solução Ótima

Seja a forma canônica:

$$\begin{array}{rcccccc}
 x_1 & & + a_{1,m+1}x_{m+1} & + & \dots & + a_{1,n}x_n & = & b_1 \\
 x_2 & & + a_{2,m+1}x_{m+1} & + & \dots & + a_{2,n}x_n & = & b_2 \\
 & \dots & & & & & & \\
 & \dots & & & & & & \\
 & & x_m & + & a_{m,m+1}x_{m+1} & + & \dots & + a_{m,n}x_n & = & b_m \\
 & & (-z) & + & c_m x_{m+1} & + & \dots & + c_n x_n & = & -z_0
 \end{array}$$

Observe que a função objetivo também foi tratada como uma linha. Isto não traz problema algum e z é a variável básica correspondente a “linha” função objetivo.

Solução básica é, então,

$$(b_1, \dots, b_m, 0, \dots, 0, +z_0)$$

Lembremos, então que os b_i , $i = 1, \dots, m$ devem ser ≥ 0 , por hipótese, já que estamos supondo uma solução básica viável.

Dizemos, então, que uma solução básica viável é a solução ótima quando os coeficientes c_j (conhecidos como custos relativos) são todos não negativos. Na equação canônica acima podemos ver que

$$z = z_0 + \sum_{j \in N} c_j x_j, \text{ N conjunto dos índices das variáveis não básicas.}$$

Se os c_j são todos positivos, qualquer mudança no valor de x_j aumenta necessariamente o valor de z (mais uma vez, lembramos que x_j é maior ou igual a zero) Portanto o menor valor possível de $(z - z_0)$ é zero.

Obtenção de soluções básicas viáveis

Isto nos permite também encontrar uma maneira de melhorar uma solução básica viável: se alguma variável não básica x_s , nesta solução tiver coeficiente de custo relativo-negativo ($C_s < 0$) notamos imediatamente que, ao aumentarmos o valor desta variável, o valor da função objetivo diminui.

Por exemplo, dado

$$\begin{aligned}x_1 + 2x_3 + 3x_4 &= 5 \\x_2 + 2x_3 - 2x_4 &= 6 \\-z - 4x_3 + 5x_4 &= -4\end{aligned}$$

A solução básica viável seria:

$$\begin{aligned}x_1 &= 5 \\x_2 &= 6 \\x_3 &= 0 \\x_4 &= 0 \\z &= 4\end{aligned}$$

E esta uma solução ótima ? Não, porque :

$$z = 4 - 4 + 5x_4$$

portanto, se se aumenta x_3 o valor de z diminui. Por exemplo, a solução:

$$\begin{aligned}x_1 &= 3 \\x_2 &= 4 \\x_3 &= 1 \\x_4 &= 0 \\ \text{torna } z &= 0!\end{aligned}$$

E claro que x_3 não pode ser aumentado indefinidamente, pois, em geral, não é possível obter uma solução viável para cada novo valor de x_3 . Portanto x_3 deve ser aumentado até que alguma equação seja violada. Isto nos leva a outro problema: Que outras variáveis devemos alterar para compensar o aumento de x_3 : As não básicas não são boas candidatas por duas razões: a) afetam todas as equações simultaneamente e seria difícil controlar o quanto cada variável não básica deve ser alterada para compensar a variação de x_3 ; b) afetam a função objetivo (lembramos que os custos relativos para as variáveis básicas são iguais a zero). Se, por exemplo, diminuir x_3 implicar o aumento de x_4 , o valor da função objetivo poderia até aumentar em vez de diminuir.

As variáveis básicas possuem estas vantagens: a) cada variável básica só afeta uma equação, e, portanto é fácil descobrir quanto podemos variar x_3 em cada equação; b) as variáveis básicas têm custo relativo = 0 na função objetivo; portanto, podemos garantir que a função objetivo diminuirá se for possível aumentar x_3 .

O exemplo pode dar-nos uma indicação de como proceder:

A equação (1) será violada quando,

$$2x_3 > 5 \{x_1 = 0 \text{ quando } 2x_3 = 5\}$$

A equação (2), quando

$$2x_3 > 6 \{x_2 = 0 \text{ quando } 2x_3 = 6\}$$

Convém ressaltar que outras variáveis não básicas (no caso x_4) permanecem iguais a zero.

Nessas condições, o maior valor possível para x_3 e

$$x_3 = \min\{5/2, 6/2\} = 5/2$$

Isto significa que a equação (1) seria a primeira a ser violada, o que, portanto, limitaria o maior valor possível de x_3 .

Como vimos, quando $x_3 = 5/2$, x_1 (a variável básica correspondente) é igual a zero. Isto significa que estamos em uma nova solução básica:

$$x_2 = 6 - 2x_3 = 1$$

$$x_3 = 5/2$$

$$x_1 = x_4 = 0$$

Esta é a terceira vantagem de compensarmos o aumento de x_3 por meio da variação de variáveis básicas: sempre obtemos uma nova solução básica em que x_3 e variável básica da equação que seria violada primeiro.

O sistema, então, pode ser colocado em forma canônica com relação a x_3 e x_2 : Basta pivotar em torno de a_{13} (coeficiente de x_3 na linha 1). (lembramo-nos novamente de que a função objetivo é tratada como uma linha). O sistema, então, passa a ser:

$$\begin{array}{rcccccc} (1/2) x_1 + & x_3 & + & (3/2) x_4 & = & 5/2 \\ + x_2 & - & x_1 & - & 5x_4 & = 1 \\ -z & + & 2x_1 & + & 11 x_4 & = 6 \end{array}$$

Rearrmando os termos:

$$\begin{array}{rcccccc} x_3 & + & (1/2) x_1 & + & (3/2) x_4 & = 5/2 \\ x_2 & - & x_1 & - & 5x_4 & = 1 \\ & -z & + & 2x_1 & + & 11 x_4 & = 6 \end{array}$$

O valor da função objetivo baixou para -6 , e é a ótima, já que todos os coeficiente c_j são positivos.

Observações:

1. Já possui-se um critério de otimalidade ; quando $c_j \geq 0, j = 1, 2, \dots, n$, a solução ótima
2. sabemos melhorar uma solução
 - a. escolhemos x_s tal que $c_s < 0$;
 - b. procuramos a linha i tal que $\min \{b_i / a_{is}\}, a_{is} > 0$ (a_{is} não pode ser negativo ou nulo porque, neste caso, a equação i correspondente não seria violada por mais que aumentássemos x_s)
 - c. pivoteamento em torno do elemento a_{is} .
3. O que acontece se todos os a_{is} correspondentes a um x_s com $c_j < 0$ fossem não positivos ?

(já que temos de encontrar $\text{Min}\{b_i / a_{is}\}, a_{is} > 0$)

A observação 2 fornece-nos a resposta: Nenhuma equação seria violada se aumentássemos x_j indefinidamente – a solução do SIMPLEX é ilimitada!

Por exemplo, se , nas equações (1) e (2) , os coeficientes de x_3 fosse -2 , x_3 poderia crescer indefinidamente, já que

$$\begin{array}{rcl} x_1 & = & 5 + 2x_2 \\ e & & \\ x_2 & = & 6 + 2x_3 \end{array}$$

são sempre positivos (portanto, viáveis).

4. A cada iteração o valor da função objetivo diminui de

$$\frac{b_i c_s}{a_{is}}$$

Sabe-se que c_s e a_{is} são $\neq 0$. Se $b_i \neq 0$, posso afirmar quem a solução básica que obtive nesta iteração é diferente de qualquer solução obtida anteriormente (a solução correspondente a uma função objetivo que nunca foi obtida). Como sabemos que o numero de soluções básicas é finito, é possível garantir que o algoritmo eventualmente termina. Se $b_i = 0$, não posso eliminar a possibilidade de repetir uma solução (já que o valor da função objetivo não variou).Este problema será comentado posteriormente.

Esquemáticamente, podemos descrever o algoritmo do simplex da seguinte forma:

Sejam $N = \{1, 2, \dots, n\}$ o conjunto de índices das colunas da matriz A e $M = \{1, 2, \dots, m\}$ o conjunto dos índices das linhas de A ; então:

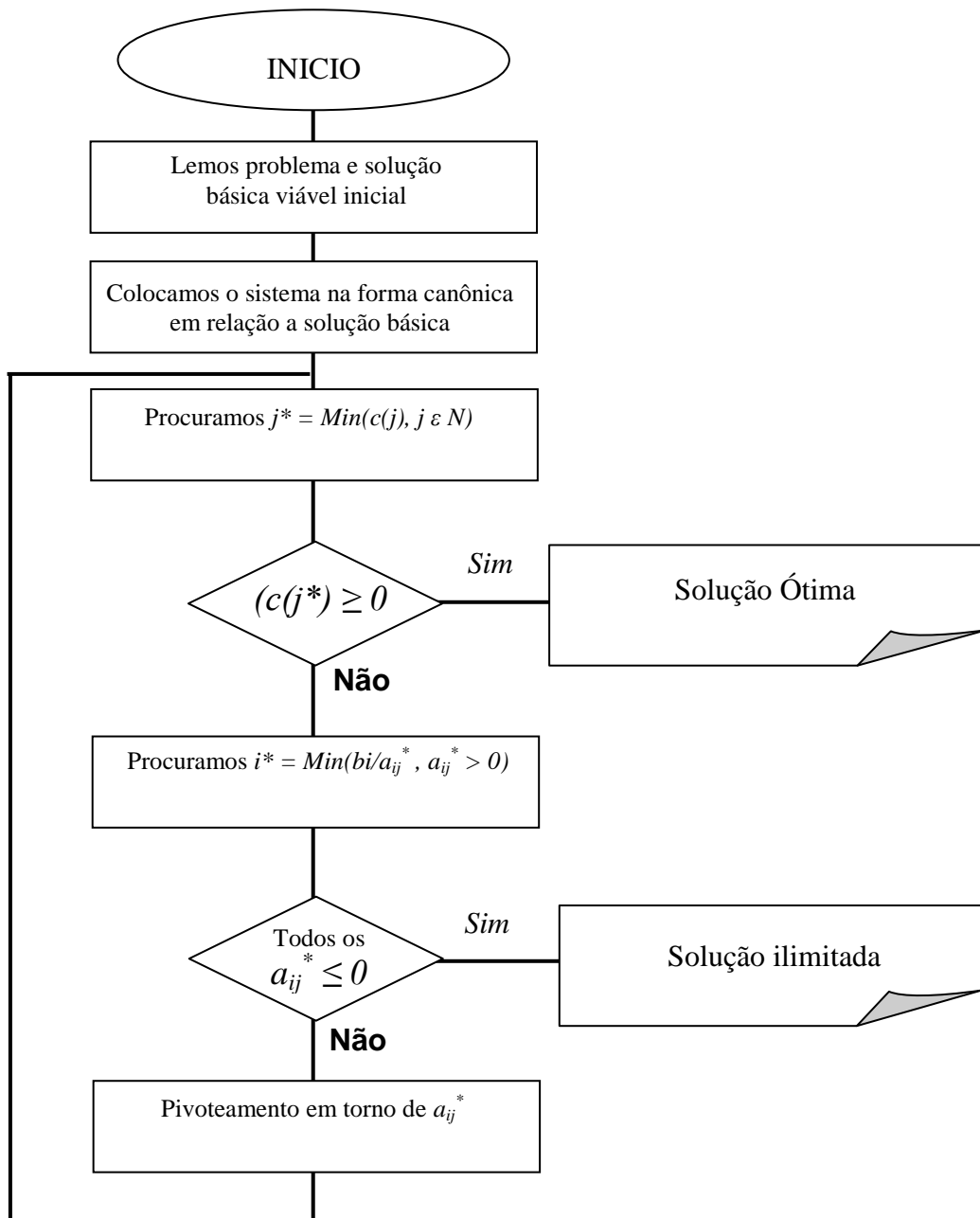


Figura C.2 - Algoritmo SIMPLEX

Exemplo usando o simplex:

Seja minimizar $z = 3x_1 - 5x_2$, sujeito a:

$$x_1 \leq 4$$

$$x_2 \leq 6$$

$$3x_1 + 2x_2 \leq 18; \quad x_1 \geq 0, \quad x_2 \geq 0$$

Primeiramente, acrescentam-se as variáveis de folga?

$$x_3 \geq 0, \quad x_4 \geq 0, \quad x_5 \geq 0$$

$$\begin{array}{rclclcl} x_1 & + & x_3 & & = & 4 \\ x_2 & + & x_4 & & = & 6 \\ 3x_1 & + & 2x_2 & + & x_5 & = & 18, \text{ ou ainda} \end{array}$$

$$\begin{array}{rclclclcl} -z & - & 3x_1 & - & 5x_2 & & & = & 0 \\ & & x_1 & & & + & x_3 & & = & 4 \\ & & & & x_2 & & + & x_4 & & = & 6 \\ & & 3x_1 & + & 2x_2 & & & + & x_5 & = & 18 \end{array}$$

Sob a forma de quadro teremos (lembrando que $x_3 = 4$, $x_4 = 6$, $x_5 = 18$ formam uma solução básica viável inicial):

	1	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2
$-z$	0	0	0	0	-3	-5
x_3	4	1	0	0	1	0
x_4	6	0	1	0	0	1
x_5	18	0	0	1	3	2

Tem-se que $c_1 = -3$ e $c_2 = -5$, assim ainda não podemos garantir que $x_3 = 4$, $x_4 = 6$ e $x_5 = 18$ seja uma solução ótima. Colocaremos x_2 na base; tomemos $6/1$, $18/2 = 9$, logo, 1 será o pivô e x_4 sairá da base. Após o pivoteamento, o Quadro 1 tornar-se-á:

	l	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2
$-z$	30	0	5	0	-3	0
x_3	4	1	0	0	1	0
x_2	6	0	1	0	0	1
x_5	6	0	-2	1	3	0

Da mesma maneira realizamos o pivoteamento em 3, entrando x_1 na base e saindo dela x_3

	l	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2
$-z$	36	0	3	1	0	0
x_3	2	1	$2/3$	$-1/3$	0	0
x_2	6	0	1	0	0	1
x_1	2	0	$-2/3$	$1/3$	1	0

O quadro é ótimo, pois todos os $c_j \geq 0$; então: $x_3 = 2$, $x_2 = 6$, $x_1 = 2$, fornecendo $z = -36$, um ótimo do problema.

Observações finais sobre o simplex:

1. Vimos que a convergência do *simplex* não é garantida se existem soluções degeneradas. Existem dois caminhos para lidar com este problema:
 - a. Descobrir um método que evite a ciclagem. No caso, significa desenvolver um método que evite a ciclagem na seleção de “candidatos” a entrar na base (O método de escolha que conhecemos até agora é $\text{Min } c_j, c_j < 0$). (Este método existe, e é conhecido como ordenação lexicográfica. Não será abordado aqui)
 - b. Verificar se a ciclagem é um fenômeno comum na resolução de problemas práticos de programação linear. Surpreendentemente, não é. A degenerescência é bastante comum, mas não há registros de casos “reais” em que haja ocorrido ciclagem (já havia exemplos “patológicos” de ciclagem em 1951). A maior parte dos códigos de programação linear simplesmente ignora a possibilidade de ciclagem.
2. O critério de escolha da variável a entrar na base foi arbitrado em $\text{Min } c_j, c_j < 0$. Intuitivamente, colocar esta variável na base traria a maior taxa de mudança na função objetivo e talvez acelere a convergência do algoritmo (isto é, obter a solução ótima com um menor número de iterações). Este critério não é necessariamente o melhor, e os códigos computacionais comerciais utilizam várias outras alternativas.
3. A resolução do *simplex* pode ser computacionalmente complexa. É necessário armazenar a matriz A e os vetores b e c etc. Além disso, os pivoteamentos sucessivos levam a erros numéricos. Estas dificuldades foram parcialmente sanadas com uma extensão do *simplex* conhecida como *simplex revisado*.

ANEXO D: Listagem do programa UFC4

```
procedure Tform1.tabelaspesos();
var

a,b,c,d,e,f,g,i,j,k,l,m,n,o:integer;
s,r:string;

begin

ENOpen(pchar(Arq3),'Apague.rpt', '');
ENSolveH();
for i:=1 to tb do
  begin
  ENgetlinkvalue(l,8,Mtrechos[l,3]);
  ENgetlinkvalue(l,8,Msaida[l,4]);
  ENgetlinkvalue(l,0,Msaida[l,1]);
  end;

for i:=1 to no-tq do ENgetnodevalue(l,11,mhi[i,1]);
Enclose();
for i:=1 to no-tq do stringgrid2.cells[1,i]:=formatfloat('0.00', mhi[i,1]);
j:=0;
for i:=1 to 17 do
  if dclick9[i]=false then
  begin
  j:=j+1;
  mdiamutil[j,1]:=strtofloat((stringgrid9.cells[0,i]));
  mdiamutil[j,2]:=strtofloat((stringgrid9.cells[1,i]));
  end;
setlength(mwm,no+1,tb+1);

for i:=1 to tb do

  begin

    if mtrechos[l,3]>0 then
    begin
    mtrechos[l,4]:=mtrechos[l,1];
    mtrechos[l,5]:=mtrechos[l,2];
    end;

    if mtrechos[l,3]<0 then
    begin
    mtrechos[l,4]:=mtrechos[l,2];
    mtrechos[l,5]:=mtrechos[l,1];
    end;
  end;
end;
```

```
for i:=1 to no do
```

```
begin
```

```
  k:=0;
```

```
  for j:=1 to tb do if round(mtrechos[j,5])=i then K:=K+1;
```

```
  mnos[i,1]:=K;
```

```
end;
```

```
for i:=1 to no-tq do
```

```
begin
```

```
  k:=0;
```

```
  for j:=1 to tb do
```

```
    if round(mtrechos[j,5])=i then
```

```
      begin
```

```
        k:=k+1;
```

```
        mnos[i,k+1]:=j;
```

```
        mnos[i,k+7]:=mtrechos[j,4];
```

```
      end;
```

```
end;
```

```
for i:=1 to no do
```

```
begin
```

```
  k:=0;
```

```
  for j:=1 to tb do if round(mtrechos[j,4])=i then K:=K+1;
```

```
  mnos[i,17]:=K;
```

```
end;
```

```
for i:=1 to no do
```

```
begin
```

```
  k:=0;
```

```
  for j:=1 to tb do
```

```
    if round(mtrechos[j,4])=i then
```

```
      begin
```

```
        k:=k+1;
```

```
        mnos[i,k+17]:=j;
```

```
      end;
```

```
end;
```

```
for i:=1 to no-tq do for j:=1 to tb do if round(mtrechos[j,5])=i then
```

```
  mnos[i,15]:=mnos[i,15]+abs(mtrechos[j,3]);
```

```
for i:=1 to tb do for j:=0 to 5 do stringgrid14.cells[j,i]:=formatfloat('0',mtrechos[i,j]);
```

```
for i:=1 to tb do stringgrid14.cells[3,i]:=formatfloat('0.000',mtrechos[i,3]);
```

```
for i:=1 to no do for j:=0 to 13 do stringgrid8.cells[j,i]:=formatfloat('0',mnos[i,j]);
```

```
for i:=1 to no do for j:=14 to 15 do stringgrid8.cells[j,i]:=formatfloat('0.000',mnos[i,j]);
```

```
for i:=1 to no do for j:=17 to 21 do stringgrid8.cells[j,i]:=formatfloat('0',mnos[i,j]);
```

```
ncam:=k;
label27.caption:=inttostr(ncam);
mnos[noi,14]:=1;
k:=round(mnos[noi,1]);
```

```
procedure tform1.saidasimplex();
```

```
var
```

```
a,b,m,n:integer;
```

```
cfo:array of single;
```

```
mrest,mrest2: array of array of single;
```

```
//coeficiente:array of single;
```

```
//Himin:single;
```

```
F1,F2:textfile;
```

```
In:array of string;
```

```
vrest: array of single;
```

```
//prneg:boolean;
```

```
label aqui1;
```

```
begin
```

```
for a:=1 to tb do
```

```
  for b:=1 to 16 do
```

```
    begin
```

```
      if round(msaida[a,1])=round(mdiamutil[b,1]) then
```

```
        if b=1 then msaida[a,3]:=mdiamutil[b,1] else
```

```
          begin
```

```
            msaida[a,2]:=mdiamutil[b+1,1];
```

```
            msaida[a,3]:=mdiamutil[b-1,1];
```

```
            msaida[a,10]:=mdiamutil[b+1,2] - mdiamutil[b,2];
```

```
            msaida[a,11]:=mdiamutil[b-1,2] - mdiamutil[b,2];
```

```
          end;
```

```
        if round(msaida[a,1])=round(mdiamutil[1,1]) then
```

```
          begin
```

```
            msaida[a,3]:=round(mdiamutil[1,1]);
```

```
            msaida[a,11]:=0;
```

```
          end;
```

```
end;
```

```

if hazen=true then
begin
  for b:=1 to tb do
  begin
    msaida[b,5]:= 10.674*power(abs((msaida[b,4])*0.001),1.852)*power(coef,-
1.852)*power((msaida[b,1]*0.001),-4.871);
    msaida[b,6]:= 10.674*power(abs((msaida[b,4])*0.001),1.852)*power(coef,-
1.852)*power((msaida[b,2]*0.001),-4.871);
    msaida[b,7]:= 10.674*power(abs((msaida[b,4])*0.001),1.852)*power(coef,-
1.852)*power((msaida[b,3]*0.001),-4.871);

    end;

  end;

if hazen=false then
begin
  for b:=1 to tb do
  begin
    msaida[b,5]:= 0.0827*coef*power((msaida[b,1]*0.001),-5);
    msaida[b,6]:= 0.0827*coef*power((msaida[b,2]*0.001),-5);
    msaida[b,7]:= 0.0827*coef*power((msaida[b,3]*0.001),-5);

    end;

  end;

for a:=1 to tb do
begin
  msaida[a,8]:=msaida[a,6]-msaida[a,5];
  msaida[a,9]:=msaida[a,7]-msaida[a,5];

  end;

prneg:=false;
himin:=strtfloat(edit2.Text);
for b:=1 to no-tq do mhi[b,3]:=(mhi[b,1]-himin);

for b:=1 to no-tq do if mhi[b,3]<0 then prneg:=true;

setlength(mrest,tb+1,2*(no-tq)+1);

```



```

for a:=1 to tb do
  for b:=1 to no-tq do
    begin
      mrest[a,2*b-1]:={10000000*}mtrechos[a,b+5]*msaida[a,8];
      if abs(mrest[a,2*b-1])<0.00000000001 then mrest[a,2*b-1]:=0;
      mrest[a,2*b]:={10000000*}mtrechos[a,b+5]*msaida[a,9];
      if abs(mrest[a,2*b])<0.00000000001 then mrest[a,2*b]:=0;
    end;

```

```

setlength(mrest2,no-tq+1,2*tb+1);

```

```

for a:=1 to no-tq do
  for b:=1 to tb do
    begin
      mrest2[a,2*b-1]:=mrest[b,2*a-1];
      mrest2[a,2*b]:=mrest[b,2*a];
    end;

```

```

setlength(ln,3+(2*tb*(no-tq))+1+no-tq+4*tb+10+tb);
//assignfile(teste,caminhoexe+'iteracao.txt');
//rewrite(teste);
assignfile(F1,caminhoexe+'saida.txt');
rewrite(F1);

```

```

if prneg=false then ln[1]:='0';
if prneg=true then ln[1]:='1';
ln[2]:=inttostr(no-tq);
ln[3]:=inttostr(2*tb);
//for a:=1 to 2 do writeln(f1,ln[a]);
ln[4]:='          ';
n:=length(vrest);
for a:=5 to n+3 do ln[a]:= formatfloat('0.0000000000',vrest[a-4]);

```

```

for a:=1 to n+3 do writeln(f1,ln[a]);

```

```

ln[n+4]:='          ';
m:=(n+5)+(no-tq);
for a:=(n+5) to m-1 do ln[a]:=formatfloat('0.0000',mhi[a-(n+4),3]);

```

```

for a:=n+4 to m do writeln(f1,ln[a]);

```

```

procedure tform1.entradasimplex();
var
a,b,m,n:integer;
F3,F4:textfile;
lne,lmenor,lmaior,datual,latual:array of string;
decisao:single;
//mdec:array of array of single;

begin
decisao:=strtofloat(edit9.text);
setlength(lne,3+(2*tb*(no-tq))+1+no-tq+4*tb+10+tb);
setlength(mdec,tb+1,4);
assignfile(F3,caminhoexe+'entrada.txt');

reset(f3);
a:=0;
while not Eof(F3) do
begin
a:=a+1;
readln(F3,lne[a]);
end;

for a:=1 to 2*tb do lne[a]:=removechar(lne[a]);

for a:=1 to 2*tb do if lne[a]='.00' then lne[a]='0.00';

fo:=strtofloat(removechar(lne[2*tb+1]));
for a:=1 to tb do
begin
mdec[a,1]:=strtofloat(lne[2*a-1]);
mdec[a,2]:=strtofloat(lne[2*a]);
mdec[a,3]:=L[a];
end;
//-----
setlength(lmaior,tb+1);
setlength(lmenor,tb+1);
setlength(latual,tb+1);
setlength(datual,tb+1);

```

```

for a:=1 to tb do
  begin
    lmaior[a]:=lne[2*a-1];
    if lmaior[a]='.00' then lmaior[a]:='000.000';
    lmenor[a]:=lne[2*a];
    if lmenor[a]='.00' then lmenor[a]:='000.000';
    latual[a]:=formatfloat('0',mdec[a,3]);
    datual[a]:=formatfloat('0',msaida[a,1]);

    end;
for a:=1 to tb do literacao[a]:=lmaior[a]+' '+lmenor[a]+' '+latual[a]+' '+datual[a];
//for a:=linha to tb+linha-1 do writeln(teste,lteste[a]);

//-----

closefile(f3);
deletfile(caminhoexe+'entrada.txt');
deletfile(caminhoexe+'saida.txt');
cmaior:=0;
cmenor:=0;
//-----Verificando os valores das variáveis e fazendo os ajustes dos diâmetros----

ENopen(pchar(Arq3),'Apague.rpt', '');

For a:= 1 to tb do
begin
  if (mdec[a,1]> decisao) and (mdec[a,1]>mdec[a,2]) then
  begin
    Ensetlinkvalue(a,0,msaida[a,2]);
    stringgrid1.cells[5,a]:=formatfloat('0',msaida[a,2]);
    cmaior:=cmaior+1;
  end;

  if (mdec[a,2]> decisao) and (mdec[a,2]>mdec[a,1]) then
  begin
    Ensetlinkvalue(a,0,msaida[a,3]);
    stringgrid1.cells[5,a]:=formatfloat('0',msaida[a,3]);
    cmenor:=cmenor+1;
  end;

end;
ENsaveinfile(Pchar(Arq3));

ENclose();

end;

```