



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Mecânica



Redes de Rega de Campos de Golfe

Caracterização da estrutura física, da estrutura de consumos e do modo de funcionamento

ANDRÉ FILIPE SERINGA LOURENÇO
(Licenciado em Engenharia Mecânica)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Mecânica

Orientador:

Prof. Especialista Eduardo António Oliveira Vicente Nunes

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Jorge Filipe Oliveira Mendonça e Costa

Vogais:

Doutora Dália Susana dos Santos da Cruz Loureiro

Prof. Especialista Eduardo António O. Vicente Nunes

Dezembro de 2013



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Mecânica

Redes de Rega de Campos de Golfe

Caracterização da estrutura física, da estrutura de consumos e do modo de funcionamento

ANDRÉ FILIPE SERINGA LOURENÇO
(Licenciado em Engenharia Mecânica)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Mecânica

Orientador:

Prof. Especialista Eduardo António Oliveira Vicente Nunes

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Jorge Filipe Oliveira Mendonça e Costa

Vogais:

Doutora Dália Susana dos Santos da Cruz Loureiro

Prof. Especialista Eduardo António O. Vicente Nunes

Dezembro de 2013

Agradecimentos

A elaboração deste trabalho não seria possível sem a colaboração de um conjunto de pessoas a quem o autor pretende expressar o seu sincero agradecimento.

Ao Eng.º Eduardo Nunes, Professor Adjunto do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa e Responsável pelo Departamento de Engenharia Mecânica da PROFLUÍDOS – Gabinete de Projetos de Instalações Especiais, Lda., pela motivação, apoio prestado e contínua orientação para seguir o caminho mais indicado e atingir os objetivos propostos.

À Doutora Maria Helena Alegre, Investigadora Principal do Núcleo de Engenharia Sanitária, do Departamento de Hidráulica e Ambiente do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pela ajuda e pronta disponibilidade para contribuir com sugestões que permitiram o enriquecimento deste trabalho.

À Doutora Dália Loureiro, Bolseira Pós-Doutoramento do Núcleo de Engenharia Sanitária, do Departamento de Hidráulica e Ambiente do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pelo parecer e sugestões que permitiram a melhoria deste trabalho.

Aos meus amigos, e em especial à Márcia Correia, pela companhia, motivação, auxílio e troca de impressões sobre a organização e desenvolvimento do trabalho.

À minha família pelo apoio incondicional não só durante a realização deste trabalho, mas também durante toda a minha vida.

Resumo

O projeto de redes de rega de grandes dimensões, como é o caso dos sistemas de irrigação de campos de golfe, requer o conhecimento de princípios não só de hidráulica mas também de agronomia.

A presente dissertação tem como objetivos abordar os principais conceitos para a caracterização de um modelo estático de uma rede rega, desenvolver um programa em VISUAL BASIC.NET para a resolução das equações não-lineares de equilíbrio hidráulico e validar dos resultados obtidos através da aplicação a um caso prático.

A metodologia seguida para o desenvolvimento do modelo consiste na caracterização da estrutura de consumos através do estudo das necessidades hídricas da cultura, definição da estrutura física da rede em função dos principais componentes do sistema e estabelecimento de regras de operação que garantam o correto funcionamento da instalação. Os resultados obtidos na aplicação prática permitem concluir que o programa desenvolvido cumpre com rigor os objetivos a que se propõe.

Palavras-chave

Campos de golfe, evapotranspiração, necessidades hídricas, aspersores, redes mistas, simulação estática, modelação de sistemas de distribuição de água

Abstract

The design of large irrigation networks such as golf courses irrigation systems requires not only knowledge about hydraulics principles but also knowledge of agronomy principles.

The present research work intends to study the key concepts for the characterization of a static irrigation network model, develop a software in VISUAL BASIC.NET for solving nonlinear equations of hydraulic balance and validation of the results obtained through the application to a practical case.

The methodology followed for developing the model is to characterize the structure of consumption through the study of crop water requirements, defining the physical structure of the network and establish the rules of operation. The results obtained with the practical application allows to demonstrate that the program meets its goals.

Keywords

Golf course irrigation, evapotranspiration, crop water requirements, sprinklers, looped networks, static simulation, water distribution modeling

Lista de Abreviaturas

BSOR	<i>Buffered Successive Over Relaxation</i>
DDA	<i>Demand Driven Analysis</i>
EPA	<i>Environmental Protection Agency</i>
EPS	<i>Extended-period simulation</i>
ETAR	Estação de Tratamento de Águas Residuais
FAO	<i>Food and Agriculture Organization</i>
NPSHA	<i>Net Positive Suction Head Available</i>
NPSHR	<i>Net Positive Suction Head Required</i>
PDA	<i>Pressure Driven Analysis</i>
PE	Polietileno
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PENT	Plano Estratégico Nacional do Turismo
PIB	Produto Interno Bruto
PVC	Policloreto de vinilo
VFD	<i>Variable-frequency drive</i>

Lista de Símbolos

C_c	Capacidade de campo
C_e	Ponto de emurchecimento
C_H	Coefficiente de Hazen-Williams
C_M	Coefficiente de Manning
D	Diâmetro
D_m	Número de dias do mês
e_r	Eficiência de rega
ET	Evapotranspiração
ET_c	Evapotranspiração de uma cultura em condições padrão
ET_o	Evapotranspiração de referência
F	Número de nós de cota piezométrica fixa
f	Fator de atrito de Darcy-Weisbach
g	Aceleração gravítica
H	Altura manométrica total
i	Nó de montante
j	Nó de jusante
K	Coefficiente de perda de carga
k_c	Coefficiente cultural
L	Comprimento
M_F	Malhas fictícias
M_N	Malhas naturais
N	Número de nós de junção
n	Constante relacionada com a equação da perda de carga
NC	Número de condutas convergentes num nó
NR	Necessidade de rega
NT	Número de tubagens da malha
p_a	Pressão atmosférica
p_b	Pressão no interior do reservatório
P_e	Precipitação efetiva
p_{proj}	Pressão de projeto
P_t	Pressão total

p_v	Pressão de vapor do líquido
Q	Caudal
q_p	Caudal de projeto
Re	Número de Reynolds
T	Número total de condutas da rede
T_c	Teor crítico cultural
t_r	Tempo disponível para rega
v	Velocidade
ΔE	Variação da energia
ΔH_{asp}	Perdas de carga da conduta e dos acessórios na aspiração da bomba
ΔH_l	Perda de carga na conduta
ε	Rugosidade
μ	Viscosidade dinâmica
ρ	Massa específica

Índice

Agradecimentos	i
Resumo	iii
Abstract.....	v
Índice de Figuras	xv
Índice de Tabelas	xxi
1 Introdução	1
2 Rega	5
2.1 Objetivos dos sistemas de rega	5
2.2 Estado da arte	7
2.3 Classificação dos sistemas de rega	9
2.4 Relação entre solo, água e plantas	12
2.4.1 Solo.....	12
2.4.2 Permeabilidade do solo	12
2.4.3 Retenção e movimento de água no solo	13
2.5 Evapotranspiração.....	14
2.5.1 Evapotranspiração de Referência	15
2.5.2 Evapotranspiração da cultura em condições padrão	16
2.6 Tipos de relva.....	17
2.7 Precipitação efetiva	19
2.8 Necessidades de rega	19
2.9 Caudal de projeto	20
2.10 Origem da água	22
2.10.1 Águas superficiais	22
2.10.2 Águas subterrâneas	23
2.10.3 Água reciclada – ETAR.....	23
2.11 Transporte e armazenamento de água.....	24
3 Principais componentes do sistema	25
3.1 Sistema de bombagem	25
3.1.1 Tipos de bombas.....	25
3.1.2 Seleção de bombas	28
3.1.3 Associação de bombas em paralelo.....	31

3.1.4	Associação de bombas em série	33
3.1.5	Cavitação e NPSH.....	34
3.1.6	Motores elétricos	36
3.1.7	Sistema de controlo das bombas	36
3.1.8	Variadores de frequência.....	36
3.2	Filtros	37
3.3	Tubagem	38
3.3.1	Policloreto de Vinilo	38
3.3.2	Polietileno.....	39
3.4	Válvulas de isolamento	39
3.4.1	Válvulas de adufa.....	40
3.4.2	Válvulas de globo.....	40
3.4.3	Válvulas de borboleta.....	41
3.5	Válvulas especiais.....	42
3.5.1	Válvulas de retenção	42
3.5.2	Válvulas de alívio de pressão	43
3.5.3	Ventosas	43
3.5.4	Válvula de controlo de pressão	44
3.5.5	Válvulas de controlo remoto	45
3.6	Caixas de Válvulas.....	46
3.7	Emissores	46
3.7.1	Aspersores de turbina.....	47
3.7.2	Aspersores de impacto	48
3.7.3	Pulverizadores	49
3.7.4	Joelhos articulados	50
3.7.5	Distribuição dos aspersores.....	50
3.8	Sistema de controlo.....	53
4	Sistemas de distribuição de água	55
4.1	Organização da rede.....	55
4.1.1	Redes malhadas	55
4.1.2	Redes ramificadas	56
4.1.3	Redes mistas.....	56
4.2	Sistemas de simulação do escoamento	57
4.2.1	Simulação estática	57

4.2.2	Simulação dinâmica	58
4.2.3	Dimensionamento.....	58
4.3	Construção de um modelo	58
4.4	Condições de Equilíbrio Hidráulico	60
4.4.1	Equação dos troços.....	60
4.4.2	Equação dos nós	63
4.4.3	Equação das malhas	65
4.5	Técnicas numéricas de resolução das condições de equilíbrio	65
4.5.1	Método de Hardy Cross.....	66
4.5.2	Método de Newton-Raphson.....	68
4.5.3	Método da Teoria Linear.....	70
4.5.4	Método da Energia Mínima.....	71
4.5.5	Método do Gradiente.....	74
4.5.6	Método BSOR (<i>Buffered Successive Over Relaxation</i>)	75
4.6	Condições de fronteira	76
4.6.1	Estabelecendo um caudal fixo.....	77
4.6.2	Reservatório de nível fixo	77
4.6.3	Reservatório de nível variável.....	77
4.6.4	Estações de bombeamento	79
4.6.5	Consumo nos nós em função da pressão.....	80
4.7	Programa desenvolvido com base no método BSOR	81
5	Aplicação ao caso prático	87
5.1.	Descrição física do sistema.....	87
5.2.	Estimativa do caudal de projeto.....	88
5.3.	Cálculo Hidráulico no EPANET.....	94
5.4.	Cálculo Hidráulico no SimHi e comparação de resultados	96
5.5.	Ajuste do diâmetro das condutas	99
5.6.	Seleção de bombas.....	100
5.7.	Controlo operacional.....	102
	Conclusões.....	107
	Bibliografia.....	109
	Referências Bibliográficas Eletrónicas	111
	Apêndice A - Fórmulas de cálculo do coeficiente de perda de carga de condutas.....	115
	Darcy-Weisbach.....	115

Hazen-Williams.....	117
Manning	117
Apêndice B – Programação do SimHi em VISUAL BASIC.NET.....	119
Apêndice C – Planta modificada dos campos 3 e 4 de Vilamoura.....	125
Anexo A – Planta dos campos 3 e 4 de Vilamoura	129
Anexo B – Catálogo de aspersores	135

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Pintura egípcia de uma picota (fonte: Mandy Barrow, 2013).....	7
Figura 2.2 – Patente de John J. Ledden para uma agulheta desenvolvida em 1896. (fonte: Irrigation Museum, 2013).....	8
Figura 2.3 – Patente de J. Smith para um aspersor rotativo. (fonte: Irrigation Museum, 2013).....	8
Figura 2.4 – Aspersor de impacto da Rain Bird. (fonte: Irrigation Museum, 2013).....	8
Figura 2.5 – Bomba do tipo turbina vertical comandada por um motor alternativo (fonte: Irrigation Museum, 2013).....	8
Figura 2.6 – Sistema de controlo de rega de 1950. (fonte: Irrigation Museum, 2013). ...	9
Figura 2.7 – Catálogo de aspersores do tipo <i>pop up</i> de 1959. (fonte: Irrigation Museum, 2013).....	9
Figura 2.8 – Sistema de rega por aspersão com pivô central. (fonte: TRAXCO, 2011).	11
Figura 2.9 – Sistema de rega por aspersão. (fonte: NEOTURF, 2012).....	11
Figura 2.10 – Gráfico típico da infiltração de água no solo em função do tempo. (fonte: Barrett <i>et al.</i> , 2003).....	13
Figura 2.11 – Relação entre a água, o solo e as plantas. (fonte: Raposo, 1996).	14
Figura 2.12 – Estimativa da evapotranspiração de referência diária relativamente a 11/08/2013. (fonte: IPMA, 2013).....	16
Figura 2.13 – Esquema de <i>layout</i> de dois buracos de um campo de golfe. (fonte: Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, 2009).....	18
Figura 2.14 – Aplicação de água de forma uniforme e não uniforme. (fonte: Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, 2009) .	21
Figura 2.15 – Lago artificial com possibilidade de armazenar água para rega. (fonte: Wilson, 2006).....	22
Figura 2.16 – ETAR de Vilamoura com caudal máximo previsto para futura reutilização para rega de campo de golfe e espaços públicos de 12 500 m ³ /dia. (fonte: Águas do Algarve, 2013).....	23
Figura 3.1 – Impulsores característicos das bombas centrífugas. (fonte: GRUNDFOS, 2004).....	25

Figura 3.2 – Caudal e altura manométrica total para diferentes tipos de bombas. (fonte: GRUNDFOS, 2004)	26
Figura 3.3 – Bomba centrífuga de eixo horizontal monocelular (esquerda) e multicelular (direita). (fonte: GRUNDFOS, 2004).....	26
Figura 3.4 – Bomba centrífuga de eixo vertical monocelular (esquerda) e multicelular (direita). (fonte: GRUNDFOS, 2004).....	27
Figura 3.5 – Bomba parcialmente submersível multicelular. (fonte: GRUNDFOS, 2004)	28
Figura 3.6 – Bomba submersível multicelular. (fonte: GRUNDFOS, 2004).....	28
Figura 3.7 – Exemplo de curvas características do sistema. (fonte: Sousa, 2001).....	29
Figura 3.8 – Curvas de desempenho de uma bomba centrífuga. Altura manométrica, potência, eficiência e NPSH em função do caudal. (fonte: GRUNDFOS, 2004).	30
Figura 3.9 – Alteração do ponto de funcionamento devido à variação da curva característica do sistema em função da manobra de uma válvula. (fonte: Nunes, 2011a).	31
Figura 3.10 – Alteração do ponto de funcionamento devido à variação da velocidade de rotação da bomba. (fonte: Nunes, 2011a).....	31
Figura 3.11 – Curva de funcionamento de duas bombas idênticas instaladas em paralelo. (fonte: GRUNDFOS, 2004).....	31
Figura 3.12 – Comparação de uma bomba a velocidade normal com duas bombas a velocidade reduzida. (fonte: GRUNDFOS, 2004).....	32
Figura 3.13 – Curva de funcionamento de duas bombas idênticas instaladas em série. (fonte: GRUNDFOS, 2004).....	33
Figura 3.14 – Curva de funcionamento de duas bombas diferentes instaladas em série. (fonte: GRUNDFOS, 2004).....	33
Figura 3.15 – Associação de duas bombas idênticas em série com controlo de velocidade da bomba 2. (fonte: GRUNDFOS, 2004).	33
Figura 3.16 – Cavitação na superfície interior das pás de uma bomba. (fonte: GRUNDFOS, 2004).	34
Figura 3.17 – Distribuição da pressão na superfície exterior (a) e interior (b) das pás entre a entrada e a saída de um impulsor. (fonte: GRUNDFOS, 2004).	34
Figura 3.18 – Impulsor com danos provocados pela cavitação. (fonte: Curtis, 2002)...	35
Figura 3.19 – Sistema PLC e VFD. (fonte: WASTECH, 2013).....	37

Figura 3.20 – Sistema de filtragem de malha e auto-limpante da Rain Bird. (fonte: Rain Bird, 2013).....	38
Figura 3.21 – Ligações típicas de tubagem em PE. (fonte: Nunes, 2011b).....	39
Figura 3.22 – Válvula de cunha. (fonte: Congeval, 2013).	40
Figura 3.23 – Válvula de discos paralelos. (fonte. Nunes, 2011c).....	40
Figura 3.24 – Esquema de válvula de globo em corte. (fonte: Nunes, 2011c).....	41
Figura 3.25 – Válvula de ângulo. (fonte Congeval, 2013).....	41
Figura 3.26 – Válvula oblíqua. (fonte Congeval, 2013).....	41
Figura 3.27 – Válvula de borboleta. (fonte: FLOWSERVE, 2013)	42
Figura 3.28 – Válvula de retenção por levantamento. (fonte: FLOWSERVE, 2013)....	42
Figura 3.29 – Válvula de batente. (fonte: FLOWSERVE, 2013).....	42
Figura 3.30 – Válvula de alívio de pressão. (fonte: Nunes, 2009)	43
Figura 3.31 – Vista de uma ventosa em corte. (fonte: Valmatic, 2013).....	44
Figura 3.32 – Montagem típica de uma válvula de controlo de pressão. (fonte: CLA-VAL, 2013).....	44
Figura 3.33 – Vista em corte de uma válvula de controlo remoto de diafragma atuada por um solenoide. (fonte: Irrigation Supply, 2013)	45
Figura 3.34 – Vários tipos de caixas de válvulas. (fonte: Hunter, 2013)	46
Figura 3.35 – Vista interior de um aspersor de turbina com electroválvula. (fonte: Rain Bird, 2012).....	48
Figura 3.36 – Principais componentes de um aspersor de impacto.....	49
Figura 3.37 – Instalação típica de aspersor de impacto escamoteável. (fonte: ELGO, 2013).....	49
Figura 3.38 – Pulverizador. (fonte: Gustavo Cudell, 2000).	49
Figura 3.39 – Joelho articulado. (fonte: Hunter, 2013).	50
Figura 3.40 – Instalação típica de um conjunto aspersor e joelho articulado. (fonte: Hunter, 2013).....	50
Figura 3.41 – Esquema da distribuição em quadrado. (fonte: Raposo, 1996).....	51
Figura 3.42 – Esquema da distribuição em retângulo. (fonte: Raposo, 1996).	51
Figura 3.43 – Esquema da distribuição em triângulo equilátero. (fonte: Raposo, 1996).	51
Figura 3.44 – Simulação no SPACE Pro da distribuição de água de um conjunto de aspersores. (fonte: Oliphant, 2013)	51

Figura 3.45 – Sistema de controlo de rega de um campo de golfe. (fonte: Rain Bird, 2012).	54
Figura 3.46 – Central meteorológica. (fonte: Hunter, 2013).	54
Figura 3.47 – Sonda de humidade do solo com transmissão de dados via <i>wireless</i> . (fonte: Rain Bird, 2012).	54
Figura 4.1 – Exemplo de rede malhada. (fonte: Walski, 2001).....	55
Figura 4.2 – Comparação entre uma rede malhada e uma rede ramificada. (fonte: Walski, 2001).....	56
Figura 4.3 – Exemplo de rede mista. (fonte: Sousa, 2001)	56
Figura 4.4 – Fases de desenvolvimento de um modelo. (fonte: Alegre, 2007).	59
Figura 4.5 – Representação esquemática de um sistema de distribuição com malha fictícia. (fonte: Sousa, 2001).....	61
Figura 4.6 – Interpretação gráfica do método de Newton.	67
Figura 4.7 – Exemplo de rede com nó de terra para o Content Model. (fonte: Collins et al, 1978).	72
Figura 4.8 – Exemplo de rede com nó de terra para o Co-Content Model. (fonte: Collins et al, 1978).	73
Figura 4.9 – Volume em função da altura de diferentes tanques. (fonte: Walski <i>et al.</i> , 2003).....	78
Figura 4.10 – Modelação de várias curvas de funcionamento de uma bomba em MATLAB.	80
Figura 4.11 – Definição dos dados gerais do problema a resolver.....	82
Figura 4.12 – Dados relativos aos nós.....	83
Figura 4.13 – Dados relativos às condutas	84
Figura 4.14 – Dados do processo iterativo	84
Figura 4.15 – Condições de equilíbrio hidráulico nos nós	85
Figura 4.16 – Condições de equilíbrio hidráulico nas condutas.....	85
Figura 5.1 – Modelo da rede no EPANET	95
Figura 5.2 – Catálogo de uma bomba CR, CRE 120 de um fabricante (fonte: GRUNDFOS, 2013).	101
Figura 5.3 – Catálogo de uma bomba CR, CRE 45 de um fabricante (fonte: GRUNDFOS, 2013).....	102

Figura 5.4 – Gráfico das curvas de funcionamento das bombas à frequência da rede elétrica, curvas de funcionamento das bombas com a bomba de velocidade variável alimentada a 54 Hz e pontos de funcionamento da rede 104

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Consumo anual de água no Mundo. (fonte: Raposo, 1996).	5
Tabela 2.2 – Classificação dos sistemas de rega. (fonte: Raposo, 1996).	10
Tabela 2.3 – Coeficientes culturais típicos das diferentes áreas relvadas de um campo de golfe. (fonte: Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, 2009).	19
Tabela 3.1 – Espaçamentos recomendados em função do vento. (fonte: Gustavo Cudell, 2000).	51
Tabela 5.1 – Diâmetros das condutas de PVC das classes de pressão PN 4, PN 6, PN 10 e PN 16 segundo a norma DIN 8062 (legenda: e – espessura; di – diâmetro interno)...	88
Tabela 5.2 – Precipitação média mensal e evapotranspiração média mensal (fonte: Carvalho <i>et al</i> , 2011).	89
Tabela 5.3 – Organização das secções de rega	90
Tabela 5.4 – Coeficientes culturais considerados para as diferentes áreas relvadas do campo de golfe.....	90
Tabela 5.5 – Necessidades hídricas da relva em função da sua localização	90
Tabela 5.6 – Caudal de projeto total e por aspersor (G-Green; F-Fairway; T-Tee; To-Total)	91
Tabela 5.7 – Dados técnicos dos aspersores (fonte: Catálogo de 2013 da Hunter).....	93
Tabela 5.8 – Resultados EPANET – Distribuição de Pressão.....	96
Tabela 5.9 – Resultados EPANET – Distribuição de Velocidades máximas.....	96
Tabela 5.10 – Comparação dos resultados obtidos no SimHi e no EPANET	97
Tabela 5.11 – Distribuição de Pressão com correção de diâmetros e tubagem PN 16... ..	99
Tabela 5.12 – Distribuição de Velocidades máximas com correção de diâmetros e tubagem PN 16	100

1 Introdução

Os sistemas de rega de campos de golfe são infraestruturas que visam garantir o abastecimento de água com determinadas condições de caudal e pressão aos emissores distribuídos por toda a área de rega.

Segundo o Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (2009) o produto golfe integra o Plano Estratégico Nacional do Turismo (PENT) como um dos dez produtos estratégicos para o desenvolvimento do sector a nível nacional. Em 2006 as receitas do golfe representaram cerca de 1,25% do produto interno bruto (PIB) e 14% do PIB turístico. Segundo os dados do Turismo de Portugal, existem atualmente 85 campos de golfe em Portugal, sendo que 35 encontram-se localizados na Região Hidrográfica do Algarve. De acordo com Carvalho *et al.* (2011), anualmente as necessidades totais de rega dos campos de golfe desta região correspondem a $9,6 \times 10^6 \text{ m}^3$, o que corresponde a cerca de 10% da água utilizada na agricultura.

No que respeita à eficiência dos sistemas de rega, de acordo com a Alliance for Water Efficiency (2010), as auditorias efetuadas nos Estados Unidos da América demonstraram que os campos de golfe utilizam entre 20 a 50% mais água do que aquela que seria necessária para satisfazer as necessidades hídricas da relva. Para além do desperdício, este facto promove o aumento dos custos energéticos uma vez que, os sistemas de rega são sobretudo abastecidos por estações de bombagem que, em alguns casos, são responsáveis por 50% da fatura energética do complexo (Staples, 2009).

Em função da relevância económica da indústria do golfe e das condições climatéricas nacionais é fundamental o estudo do sistema de rega para a avaliação da viabilidade de um campo de golfe. A rega não abrange apenas a distribuição de água, mas também a análise das necessidades, a avaliação da quantidade e qualidade de água disponível nas fontes de abastecimento e o sistema de transporte das fontes para o reservatório de rega.

Considerando os dados anteriormente apresentados, a estimativa fiável das necessidades hídricas dos campos de golfe desempenha um papel fundamental não só no projeto de um sistema de rega mais adequando aos caudais envolvidos mas também, no apoio para a gestão da rega ao longo do ano. Por outro lado, o desenvolvimento de modelos

matemáticos da rede permite ao responsável pela rega um melhor conhecimento do comportamento hidráulico da mesma, possibilitando uma utilização energeticamente mais eficiente, através da simulação de diversas condições de funcionamento.

O objetivo geral deste trabalho consiste na abordagem às diversas vertentes que compõem os sistemas de rega, sendo dado maior destaque à distribuição de água e estimativa de consumos devido às suas características particulares e distintas de outras instalações técnicas.

No que respeita à distribuição de água pretende-se recolher informações sobre os principais equipamentos utilizados e as técnicas desenvolvidas por diversos investigadores para o cálculo das condições de equilíbrio hidráulico de redes complexas em regime estacionário. Também se pretende desenvolver um programa simples, mas que possibilite aos projetistas simular o comportamento hidráulico da rede e obter dados do caudal e pressão que devem ser fornecidos ao sistema para que se garanta o correto funcionamento do mesmo. Para a validação do programa optou-se pela comparação dos resultados obtidos na resolução de um caso prático com os dados obtidos através do EPANET.

Para além do capítulo introdutório, este documento é constituído por mais cinco capítulos e um conjunto de apêndices e anexos que apresentam informação complementar ao texto principal.

No Capítulo 2, para além do desenvolvimento e estado da arte da rega, aborda-se os principais aspetos que a caracterizam, como é o caso dos objetivos e classificação dos sistemas de rega. Descrevem-se alguns conceitos que influenciam as necessidades de água como por exemplo a relação entre o solo, a água e as plantas, a evapotranspiração, os tipos de relva e a precipitação. O capítulo termina com a recolha das principais origens da água.

O Capítulo 3 resume a recolha de informação sobre os principais componentes do sistema de rega. É constituído pela descrição do sistema de bombagem e apresenta informação relativa à tubagem, às válvulas e aos emissores típicos. Por fim aborda-se o sistema de controlo que permite a gestão de toda a instalação.

No Capítulo 4 apresenta-se a classificação das redes em função da sua organização, define-se os tipos de sistemas de simulação de escoamento e as características básicas para a construção de um modelo. Também são descritos os princípios físicos que permitem o estabelecimento das equações de equilíbrio hidráulico e, devido à não linearidade das mesmas, as principais técnicas numéricas desenvolvidas para a sua resolução. Este capítulo termina com a descrição do programa desenvolvido em Visual BASIC.NET, onde se estabelecem os seus objetivos e características principais.

O Capítulo 5 aplica os conhecimentos adquiridos nos capítulos anteriores para a modelação de um caso prático. No qual se define a estrutura física da rede, estima as necessidades de água, estabelece o modelo de operação e simula o comportamento hidráulico da rede através do programa desenvolvido no âmbito deste trabalho e do EPANET.

Por fim, o Capítulo 6 apresenta as principais conclusões do trabalho desenvolvido, os aspetos mais importantes a ter em conta quando se projeta sistemas de rega e recomendações para eventuais melhorias que possam ser implementadas no programa desenvolvido.

2 Rega

A rega tem um papel fundamental nas civilizações, segundo a *Food and Agriculture Organization* (FAO) estima-se que atualmente entre 15 a 20% da área mundial cultivada é irrigada, sendo esta fração responsável por quase 50% da produção agrícola global. Com base nestes valores torna-se evidente que um bom sistema de rega pode produzir melhorias consideráveis na produção agrícola, sendo em alguns casos possível obter-se produções médias seis vezes superiores às culturas em sequeiro. Este impacto permite à produção agrícola assumir a vitalidade económica de várias regiões.

O maior problema dos sistemas de rega deve-se às necessidades de recursos hídricos (Tabela 2.1) que são cada vez mais escassos e devem ser preservados. De acordo com este facto é essencial o estudo, desenvolvimento e projeto de sistemas de rega cada vez mais eficientes que permitam fornecer a quantidade de água correspondente às necessidades das plantas nos momentos mais indicados.

Tabela 2.1 – Consumo anual de água no Mundo. (fonte: Raposo, 1996).

Atividade	Consumos (x 10⁹ m³)
Agricultura (rega)	2520
Industria	252
Fins domésticos	308
Total	3080

2.1 Objetivos dos sistemas de rega

O principal objetivo dos sistemas de rega é fornecer água ao solo de forma a melhorar as condições em que as plantas cultivadas se desenvolvem. Apesar do objetivo ser sempre o mesmo a rega pode ser utilizada com diversas finalidades, tais como:

- Regas de humedecimento;
- Regas de proteção;
- Regas de fertilização;
- Regas de distribuição de pesticidas e de herbicidas;
- Regas para lavagem dos sais;

As regas de humedecimento são conhecidas apenas por regas e têm como finalidade compensar a insuficiência da chuva, fornecendo ao terreno a quantidade de água adequada para repor os níveis de humidade do solo dentro dos valores mais indicados para o bom desenvolvimento da cultura.

As regas de proteção são normalmente utilizadas para combater os efeitos das condições climáticas desfavoráveis, especialmente as baixas temperaturas e as geadas.

As regas de fertilização denominam-se fertirregas e consistem na incorporação dos adubos na água de rega. São especialmente eficientes para a distribuição de adubos azotados e potássicos, nutrientes secundários (magnésio e enxofre) e alguns micronutrientes (boro, zinco e ferro). As regas de distribuição de pesticidas e herbicidas baseiam-se no mesmo princípio que as regas de fertilização.

Quando as plantas absorvem água do solo existem sais que se vão acumulando na proximidade das raízes, com o tempo os níveis de salinidade aumentam, podendo mesmo tornar-se tóxicos para a planta. Para combater este problema são aplicadas regas para a lavagem dos sais em excesso do solo.

No que respeita aos campos de golfe, o projeto do sistema de rega deve apoiar-se em princípios sustentáveis e com base ecológica. Devendo sempre que possível minimizar-se as áreas de rega recorrendo, por exemplo, à utilização de vegetação nativa nos corredores envolventes às áreas de jogo. Os principais objetivos do sistema de rega de um campo de golfe são:

- Garantir a qualidade do relvado;
- Estética do campo;
- Consumos eficientes de água e energia;
- Uniformidade de aplicação de água;
- Evitar sobreposição das aplicações de água;
- Evitar a aplicação de água nas áreas envolventes não regadas;
- Versatilidade, facilidade de operação e programação do sistema de controlo;
- Custos de mão-de-obra e manutenção baixos;

2.2 Estado da arte

Pensa-se que a rega tenha sido utilizada pouco tempo depois do início da agricultura (10000 a.C.) em zonas próximas dos cursos de água e consistia em derivar a água para os terrenos cultivados.

Com o desenvolvimento das civilizações passou a dispor-se de ferramentas e meios para a realização de diques, reservatórios e canais, dando-se início à agricultura hidráulica (Raposo, 1996). A civilização Suméria, Babilónica, Egípcia e Chinesa são alguns exemplos das civilizações hidráulicas.

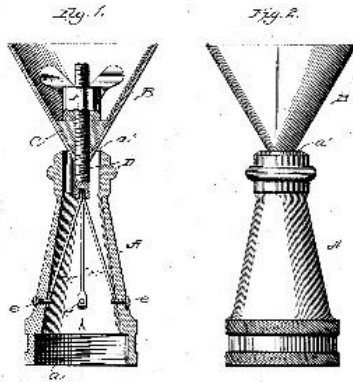
Devido ao aparecimento das técnicas de elevação de água através de picotas (1700 a.C.), noras (700 a.C.) e mais tarde com o parafuso de Arquimedes (250 a.C.) foi possível aumentarem-se as fontes de origem da água.



Figura 2.1 – Pintura egípcia de uma picota (fonte: Mandy Barrow, 2013)

A rega por aspersão iniciou-se quando o Homem recorreu à distribuição de água através de regadores e posteriormente, com o desenvolvimento das bombas, através de agulhetas (Figura 2.2). Os aspersores rotativos e de impacto que atualmente fazem parte de quase todos os sistemas de rega por aspersão foram desenvolvidos em 1898 e 1928, respetivamente.

(No Model.)
J. J. LEDDEN.
 HOSE NOZZLE.
 No. 571,048. Patented Nov. 10, 1896.

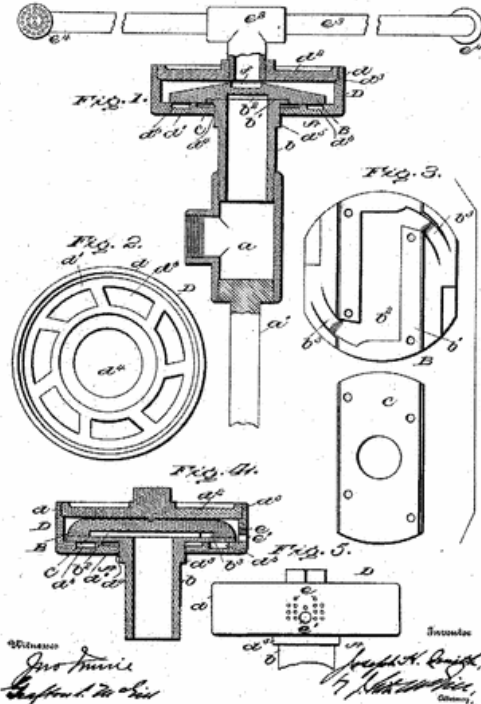


Witnesses
Henry B. Arthur,
James B. Shivers.

John J. Ledden,
 Inventor
 by *H. D. Drake, Jr.*
 Attorney

Figura 2.2 – Patente de John J. Ledden para uma agulheta desenvolvida em 1896. (fonte: Irrigation Museum, 2013)

(No Model.)
J. H. SMITH.
 LAWN SPRINKLER.
 No. 601,065. Patented Mar. 22, 1898.



Witnesses
Geo. H. Smith,
Charles H. Smith,
 Inventor

Figura 2.3 – Patente de J. Smith para um aspersor rotativo. (fonte: Irrigation Museum, 2013)



Figura 2.4 – Aspersor de impacto da Rain Bird. (fonte: Irrigation Museum, 2013)



Figura 2.5 – Bomba de eixo vertical comandada por um motor alternativo (fonte: Irrigation Museum, 2013)

O desenvolvimento dos sistemas de controlo e dos aspersores escamoteáveis marcou uma nova fase dos sistemas de rega.



Figura 2.6 – Sistema de controlo de rega de 1950. (fonte: Irrigation Museum, 2013).

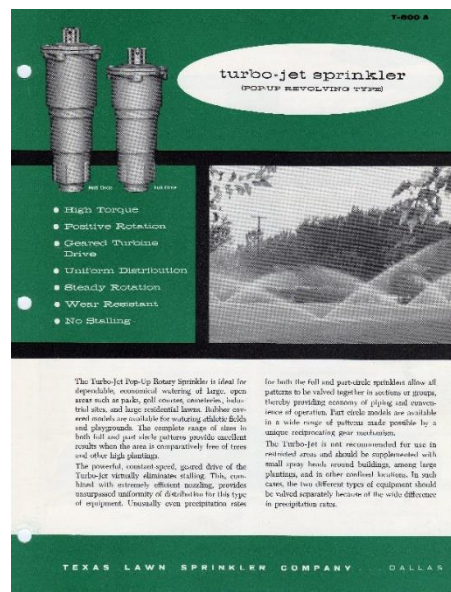


Figura 2.7 – Catálogo de aspersores do tipo *pop up* de 1959. (fonte: Irrigation Museum, 2013).

Com o aperfeiçoamento dos aspersores do tipo *pop up* os desenvolvimentos nos sistemas de rega de campos de golfe têm se centrado principalmente no sistema de comando e controlo da instalação. Atualmente este sistema é responsável não só pelo comando das electroválvulas e das bombas mas também pela gestão das fontes de origem da água, monitorização constante da humidade disponível em diversos pontos do solo e planeamento dos períodos de rega.

Devido à crescente sensibilização para a necessidade da poupança de água das fontes tradicionais a tendência dos sistemas de rega será seguir os desenvolvimentos de técnicas de reutilização de água como é o caso das estações de tratamento de águas residuais (ETAR).

2.3 Classificação dos sistemas de rega

Atualmente existem diversos processos de fornecimento de água ao solo sendo a sua seleção efetuada em função de diversos fatores. A natureza das culturas, o investimento, o terreno, o clima e a mão-de-obra são algumas das condicionantes a ter em conta quando se opta por um tipo de sistema de rega.

Devido às características particulares de cada processo de rega, não existe uma classificação única e universal. Na realidade existem diversas classificações desenvolvidas por vários autores que tentam agrupar os sistemas de acordo com características comuns. Para a realização deste trabalho optou-se por considerar a classificação descrita por Raposo (1996) que consiste da divisão em dois grandes grupos: rega por gravidade e rega sob pressão.

Tabela 2.2 – Classificação dos sistemas de rega. (fonte: Raposo, 1996).

Métodos	Processos		
Escorrimento	Regadeiras de nível		Rega por gravidade
	Regadeiras inclinadas		
	Planos inclinados		
	Cavaletes		
	Faixas		
Submersão	Canteiros		
	Caldeiras		
Infiltração	Sulcos		
	Rega subterrânea		
	Rega localizada	Gota-a-gota	
Miniaspersão			
Rega por aspersão			

O método mais indicado para a irrigação de campos de golfe é a rega por aspersão. Este método consiste no fornecimento de água sob pressão aos aspersores, sendo estes responsáveis pela distribuição da água ao solo sob a forma de chuva. Segundo Raposo (1996) a rega por aspersão é utilizada numa área de cerca de 28 milhões de hectares, o que corresponde a aproximadamente 10% da área de regadio mundial.



Figura 2.8 – Sistema de rega por aspersão com pivô central. (fonte: TRAXCO, 2011).



Figura 2.9 – Sistema de rega por aspersão. (fonte: NEOTURF, 2012).

Vantagens:

- Dispensa a nivelção e armação do terreno;
- Permite regular com bastante rigor a quantidade de água fornecida ao solo;
- Quando bem projetado permite uma boa uniformidade de distribuição de água;
- Comparativamente aos sistemas de rega por gravidade permite uma considerável economia de água e tem menor impacto na erosão do solo;
- Possibilita o total aproveitamento do terreno;
- Economia de mão-de-obra;
- Além da rega de humedecimento, permite regas de defesa contra geadas, tratamentos fitossanitários e aplicação de fertilizantes;

Desvantagens:

- Custos das instalações e despesas de funcionamento relativamente elevados;
- Apresenta problemas de uniformidade de distribuição de água em situações de vento forte;
- Contribui para a compactação do solo;

2.4 Relação entre solo, água e plantas

Para qualquer técnico envolvido no projeto de sistemas de rega é essencial um conhecimento geral sobre a forma como a água é retida pelo solo e como é absorvida pelo sistema radicular das plantas. De seguida aborda-se os principais conceitos que permitem um melhor entendimento da relação entre o solo, a água e as plantas.

2.4.1 Solo

O solo é constituído por diversos componentes, entre os quais se destacam a areia, o silte, a argila, o material orgânico, o ar e a água. Segundo Barret *et al.* (2003), a mistura ideal é 50% de material mineral e orgânico, 25% de água e 25% de ar, para estas condições as plantas conseguem absorver água e nutrientes despendendo a mínima energia possível.

A textura do solo define-se em função das porções de areia, silte e argila existentes e não pode ser alterada nem destruída. No caso da irrigação, os solos que apresentam melhores características são aqueles que têm poros de média dimensão permitindo uma boa infiltração e retenção de água, mas garantindo drenagem e menor adesão entre as partículas de água e do solo, ao contrário do que ocorre nos solos argilosos.

2.4.2 Permeabilidade do solo

A permeabilidade do solo representa a velocidade com que a água se infiltra e pode ser dividida em dois regimes. Inicialmente a absorção de água ocorre segundo um regime transitório onde a taxa de infiltração é elevada, posteriormente vai diminuindo até atingir o regime estacionário onde a taxa se mantém aproximadamente constante no tempo (Figura 2.10). No caso da irrigação, conhecer-se o comportamento do solo em regime estacionário é fundamental, pois idealmente, um sistema de rega nunca deve fornecer uma quantidade de água superior à que pode ser absorvida pelo solo. O não cumprimento deste requisito resulta em impactos negativos na eficiência da rega.

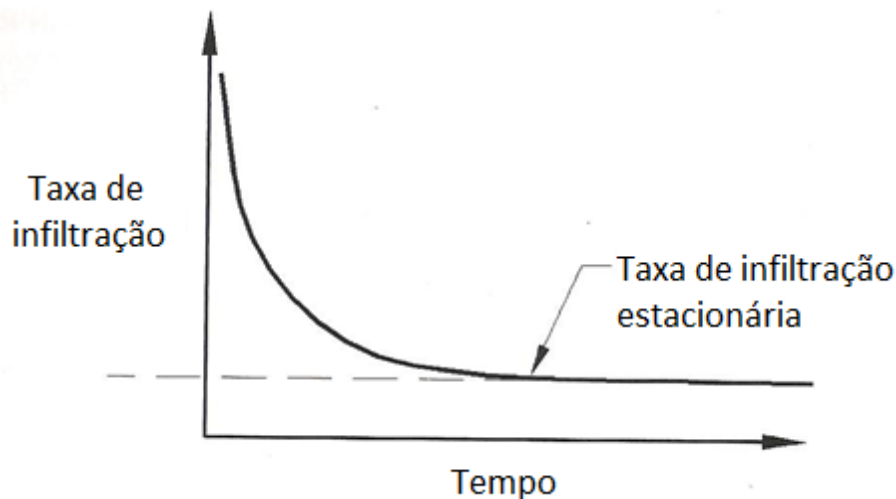


Figura 2.10 – Gráfico típico da infiltração de água no solo em função do tempo. (adaptado de: Barrett *et al.*, 2003).

2.4.3 Retenção e movimento de água no solo

Conhecer-se a forma como a água é retida pelo solo e como se movimenta é de grande importância para uma gestão de rega eficaz e eficiente.

Utilizando como exemplo uma cultura que se regou até atingir a saturação do solo, ou seja todas as porosidades ficam preenchidas por água, verifica-se que após terminar a rega e durante as próximas horas ocorre a drenagem sendo o movimento da água provocado pela força gravítica. Após um determinado período o movimento gravítico diminui e o solo apresenta cerca de 25% de ar e 25% de água, nesta fase considera-se que se atingiu a capacidade de campo (C_c). Apesar do processo de drenagem terminar, a água que se encontra retida pelas partículas do solo é consumida, portanto a quantidade disponível continua a diminuir, sendo o movimento da água para as raízes provocado por forças de coesão molecular. Com a diminuição da quantidade de água a planta terá de gastar cada vez mais energia até que se atingir o ponto em que deixa de conseguir realizar a absorção radicular, atinge-se o ponto de emurchecimento (C_e).

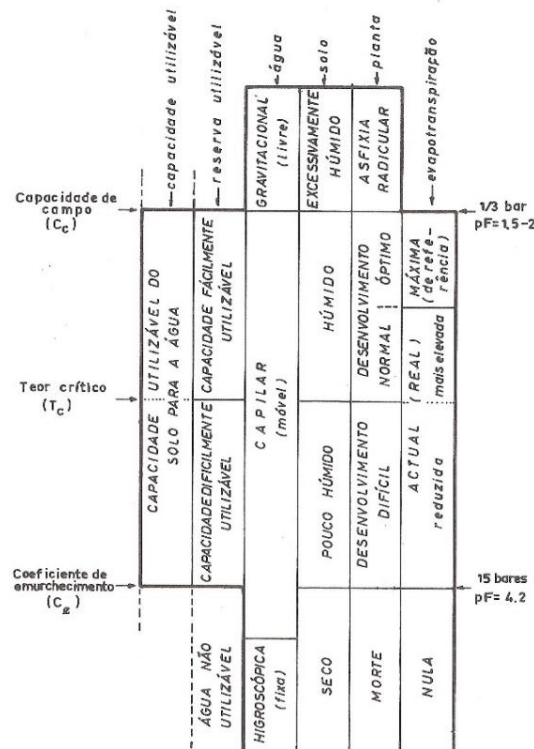


Figura 2.11 – Relação entre a água, o solo e as plantas. (fonte: Raposo, 1996).

O teor crítico cultural (T_c) estabelece o limite mínimo de humidade abaixo do qual as culturas começam a ser bastante afetadas no seu desenvolvimento. Da análise da Figura 2.11 podemos concluir que:

- Abaixo de C_e – as plantas morrem por secura;
- Entre C_e e T_c – desenvolvem-se em más condições;
- Entre T_c e C_c – desenvolvem-se em boas condições;
- Acima de C_c – são prejudicadas pelo excesso de água, podendo originar asfixia radicular;

2.5 Evapotranspiração

O conceito de evapotranspiração é normalmente abreviado por ET e resulta da combinação de dois processos distintos de perda de água (Allen *et al.*, 1998): a evaporação de água da superfície do solo e a transpiração das plantas.

A evaporação é um processo onde as moléculas de água no estado líquido recebem energia e são convertidas em vapor de água. Para este fenómeno ocorrer é necessário que

a energia seja fornecida através da radiação solar ou, com menor impacto, através da temperatura do ar. À medida que o processo ocorre, o ar envolvente tende para o estado de saturação, ou seja o processo de remoção abranda e pode mesmo parar caso o ar não seja renovado, a recirculação do ar depende principalmente da velocidade do vento.

A transpiração das plantas consiste na evaporação e libertação de água através dos estomas. Para além da energia fornecida, do gradiente de pressão de vapor de água e da velocidade do vento, cada tipo de planta também apresenta taxas de transpiração diferentes.

2.5.1 Evapotranspiração de Referência

A evapotranspiração de referência (ET_0) é um conceito desenvolvido para estudar a quantidade de água perdida exclusivamente devido às condições atmosféricas. Segundo Allen *et al.* (1998) pressupõe a existência de condições ótimas de água no solo e é independente do tipo de cultura, do seu estado de desenvolvimento e manutenção.

Devido ao custo elevado e à complexidade da utilização de aparelhos de medição, como por exemplo o lisímetro, é recomendado por diversos autores o método de cálculo da FAO Penman-Monteith (Allen *et al.*, 1998), este modelo baseia-se em princípios físicos e incorpora parâmetros fisiológicos e aerodinâmicos que permitem obter resultados próximos da realidade.

Apesar de ser possível o cálculo da evapotranspiração de referência segundo o método anteriormente indicado normalmente, como se verifica pela Figura 2.12, as estações meteorológicas disponibilizam esta informação.

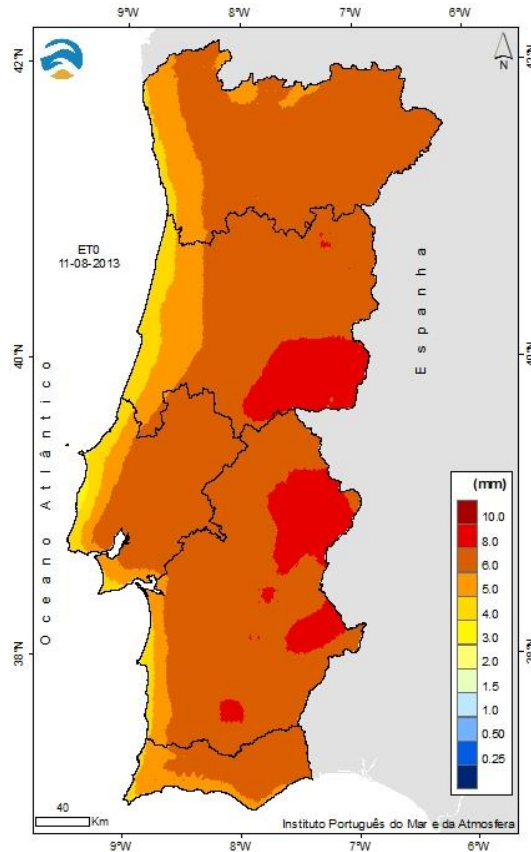


Figura 2.12 – Estimativa da evapotranspiração de referência diária relativamente a 11/08/2013.
(fonte: IPMA, 2013)

2.5.2 Evapotranspiração da cultura em condições padrão

A evapotranspiração de uma cultura em condições padrão (ET_c) representa a evapotranspiração de uma determinada plantação quando esta se encontra nas seguintes condições (Allen *et al.*, 1998):

- Cultura saudável;
- Campos bem fertilizados;
- Campos de grandes dimensões;
- Condições ótimas de água no solo;
- Atingir a plena produção para as condições climáticas da região;

Segundo o método de Penman-Monteith a relação entre ET_o e ET_c determina-se experimentalmente, sendo expressa por um fator adimensional denominado coeficiente cultural (k_c).

$$ET_c = k_c \times ET_o \quad (2.1)$$

O motivo da ampla aceitação da abordagem pelo coeficiente cultural por parte da comunidade científica resulta do facto de este coeficiente depender principalmente das características da cultura e apenas estar sujeito a um pequeno impacto do clima. Esta característica permite a utilização de coeficientes típicos em diferentes localizações e climas. As principais características que influenciam o coeficiente cultural são:

- Altura das plantas;
- Reflectância do conjunto solo e plantas;
- Resistência à libertação de vapor de água das plantas;
- Evaporação de água do solo;

Podem ser encontrados valores típicos para os coeficientes culturais em diversas publicações da especialidade como por exemplo em Allen *et al.* (1998) e Raposo (1996).

2.6 Tipos de relva

Segundo Barrett *et al.* (2003) existem mais de 1200 tipos de relva, dos quais apenas 20 a 25 cumprem os requisitos de resistência ao pisoteio, a doenças, a alturas de corte baixas, textura da folha e tolerância à seca necessários para a aplicação em relvados de campos de golfe.

As espécies de relva utilizadas em relvados são normalmente divididas em dois grupos: relvas de Inverno ou de frio (*cool-season*) e relvas de Verão ou de calor (*warm-season*). O principal fator de distinção consiste nas condições de crescimento, as primeiras apresentam melhores condições a temperaturas entre os 15 e os 25 °C, enquanto as relvas de Verão entre os 25 e os 35 °C (Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, 2009). Para além das diferenças ao nível de temperatura, as relvas de Inverno apresentam maior tolerância ao ensombramento e as de Verão são mais eficientes no uso de água e mais resistentes a condições de défice hídrico.

Os campos de golfe apresentam áreas de diferentes funções no contexto do jogo como tal o tipo de relva utilizada varia, e também as exigências de rega. O *green* é a área mais

exigente do campo de golfe, é nesta zona que se encontra o buraco e pretende-se garantir trajetórias previsíveis e elevada rapidez da bola, o que requer uma grande homogeneidade da superfície da relva e uma baixa altura de corte. Segundo o Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (2009), em Portugal a relva mais utilizada nos *greens* é a *Agrostis palustris* e a *Agrostis stolonifera*.

Comparativamente ao *green*, os *fairways* são uma zona menos crítica mas, em contrapartida, apresentam a maior área relvada do campo. Considerando que as exigências de contacto da bola com o solo são menos relevantes, os fatores estéticos e ambientais, como por exemplo custos de manutenção e necessidades hídricas, têm um papel fundamental na seleção da relva mais adequada. Normalmente utilizam-se variedades de bermuda (*Cynodon dactylon*).

No que respeita à manutenção os *tees* requerem alguns cuidados especiais, apesar do nível de exigência do contacto da bola com a relva não ser muito elevado, esta zona está sujeita a um elevado desgaste mecânico provocado pelo pisoteio e pelo forte contacto do taco com o relvado. Tal como nos *fairways* é habitual utilizarem-se variedades de bermuda.

Os *roughs* correspondem à envolvente do buraco onde o jogo não se deve desenrolar e, em certas situações, podem chegar a secar parcialmente. Como são áreas menos críticas, para a seleção do tipo de relva mais adequado prevalecem questões relacionadas com as condições ambientais. São semeados com uma mistura de festucas, mas também devem ser avaliadas as possibilidades de se utilizar relvas autóctones.

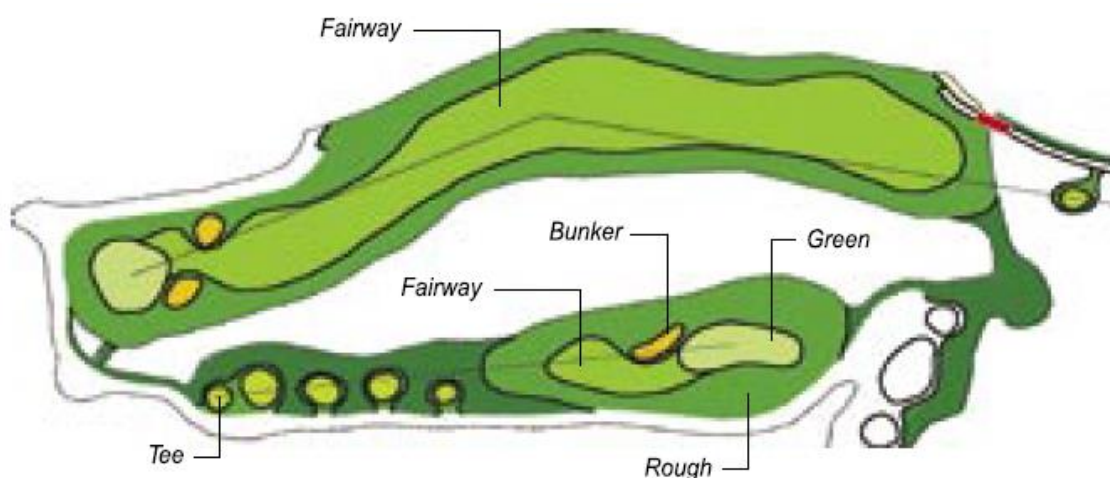


Figura 2.13 – Esquema de *layout* de dois buracos de um campo de golfe. (fonte: Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, 2009)

Tabela 2.3 – Coeficientes culturais típicos das diferentes áreas relvadas de um campo de golfe.
(fonte: Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, 2009).

Kc (greens)	0,90 – 0,80
Kc (tees)	0,80 – 0,70
Kc (fairways)	0,75 – 0,65
Kc (roughs)	0,70 – 0,60

2.7 Precipitação efetiva

Como foi referido anteriormente, a evapotranspiração de referência engloba vários fatores climáticos que influenciam as necessidades hídricas das plantas. No entanto, para além destes fatores é necessário abordar-se o efeito da precipitação efetiva (P_e) nas necessidades de rega. Este conceito representa a quantidade da precipitação total que fica retida na espessura do solo onde se efetua a absorção radicular.

2.8 Necessidades de rega

As necessidades hídricas (NR) de uma cultura podem ser analisadas de duas perspetivas distintas:

- A nível de projeto dos sistemas de rega, onde se pretende efetuar uma estimativa das necessidades para dimensionar as diversas partes constituintes do sistema;
- A nível da gestão de rega, onde se procura avaliar as necessidades reais da cultura de modo a otimizar os consumos de água da instalação;

No âmbito deste trabalho será explorado as necessidades hídricas a nível do projeto de sistemas de rega, visto que será essencial para a determinação do caudal de projeto.

Apesar das necessidades de rega serem uma estimativa, devem ser o mais próximo da realidade possível, podendo, em caso contrário, levar a projetos de sistemas de rega com graves problemas. Caso as necessidades se encontrem calculadas por defeito o sistema poderá fornecer quantidades de água insuficientes o que afetará a qualidade do relvado ou será necessário aumentar os custos de exploração para garantir caudais superiores ao

de projeto. Por outro lado, se forem avaliadas por excesso o sistema ficará sobredimensionado levando a maiores investimentos.

A nível de projeto é importante conhecer-se as necessidades hídricas anuais e as necessidades hídricas de ponta diária e mensal. As primeiras consistem na estimativa do consumo anual, fundamental para a elaboração do estudo económico, avaliação das várias fontes possíveis de abastecimento de água e do sistema de captação e transporte. A necessidade de ponta diária corresponde ao consumo na fase mais crítica da rega num ano típico. Permite definir o caudal de projeto e com base nele o dimensionamento do sistema de abastecimento, de transporte, de armazenamento e de rega. A necessidade mensal de ponta é especialmente importante para o dimensionamento dos sistemas de armazenamento e da reserva de segurança de água.

A determinação das necessidades hídricas das plantas baseia-se na elaboração de balanços hidrológicos do solo, onde se conjuga a precipitação, a evapotranspiração, a capacidade de armazenamento de água no solo e a eventual contribuição de água do lençol freático.

Normalmente para o cálculo das necessidades uteis diárias de ponta considera-se que no mês crítico não existe humidade facilmente utilizável no solo nem precipitação efetiva e que o teor crítico cultural se mantém aproximadamente constante. Resultando na seguinte simplificação:

$$NR = \frac{ET_c}{D_m} \quad (2.2)$$

2.9 Caudal de projeto

Com as necessidades de rega de ponta estimadas procede-se ao cálculo do caudal de projeto (q_p), este, como se verifica na Equação (2.3), depende do tempo disponível para rega (t_r) e da eficiência de rega (e_r).

$$q_p = \frac{NR}{e_r \times t_r} \quad (2.3)$$

A seleção do tempo de rega mais adequado é muito importante pois, caso seja um intervalo de tempo pequeno pode levar, por exemplo, à necessidade de se instalar bombas de maior potência e a condutas de maior dimensão. Caso seja demasiado grande permitirá

um investimento inicial menor no sistema de rega, mas poderá provocar interferências nas horas de jogo e nas operações de manutenção. Segundo o Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (2009) o tempo de rega aconselhado é de 8 horas.

A eficiência de rega é considerada como a fração de água que, partindo do sistema abastecedor, chega à planta e depende principalmente dos seguintes fatores: qualidade do projeto do sistema de rega e do modo como este é mantido e operado. A perda de água por fugas no sistema de transporte e distribuição está relacionada com a concepção e manutenção dos sistemas devendo ser monitorizada e corrigida no âmbito do trabalho de gestão de rega. A eficiência da aplicação da água está diretamente relacionada com a uniformidade de aplicação (Figura 2.14) que depende dos seguintes parâmetros:

- Disposição e desempenho dos emissores;
- Compatibilidade da dotação de rega com a capacidade de infiltração no solo;
- Evaporação da água antes de se infiltrar no solo;
- Influência do vento;
- Características do terreno;

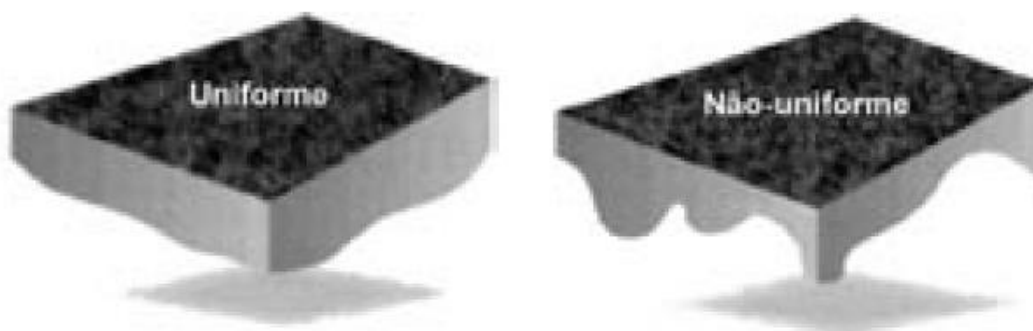


Figura 2.14 – Aplicação de água de forma uniforme e não uniforme. (fonte: Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, 2009)

A aplicação de água de forma não uniforme para além de aumentar a quantidade de água utilizada, também origina outros problemas, como por exemplo: saturação do solo, lixiviação de fertilizantes e erosão.

Segundo Raposo (1996) a gama de eficiência de rega por aspersão está compreendida entre 70% e 90% sendo usual nos cálculos considerar-se o valor médio.

2.10 Origem da água

Uma das primeiras etapas de qualquer projeto de campo de golfe consiste no levantamento das diversas fontes de água e das permissões legais necessárias para a sua utilização. A avaliação da viabilidade do projeto passa pela análise de fatores como a quantidade, qualidade, localização e necessidades do sistema de transporte, como por exemplo a elevação e a potência necessárias.

Segundo o Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (2009) o ideal, do ponto de vista de segurança, passa por dispor de pelo menos duas fontes independentes, ambas capazes de assegurar as necessidades hídricas. Contudo, na maioria dos projetos a solução passa pela conjugação de diversas fontes de água com uma reserva de segurança de elevada capacidade.

2.10.1 Águas superficiais

As fontes de água superficiais normalmente utilizadas nos sistemas de rega são os rios, ribeiros, lagos e albufeiras. Para a sua utilização é necessário cumprir-se as imposições legais para o uso de águas superficiais e respeitar-se as necessidades de outros potenciais utilizadores. Uma característica deste tipo de fonte é que na época onde as necessidades de rega são mais exigentes a quantidade e a qualidade da água são menores, o que torna essencial a avaliação dos volumes disponíveis em função da distribuição das necessidades anuais. Os lagos são componentes muito interessantes num campo de golfe, pois, para além da estética do campo, em determinados casos, podem ser utilizados quer como fonte de água quer como reservatório de segurança.



Figura 2.15 – Lago artificial com possibilidade de armazenar água para rega. (fonte: Wilson, 2006)

2.10.2 Águas subterrâneas

De acordo com o Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (2009) o recurso aos aquíferos são a solução mais comum em Portugal. Apesar de representarem uma solução técnica e económica simples, a tendência da utilização deste tipo de fontes será de diminuir visto que ao longo do tempo tem vindo a ser impostas restrições cada vez mais rigorosas para a abertura e captação por furos.

2.10.3 Água reciclada – ETAR

Com a escassez de água e maiores restrições impostas à utilização das fontes anteriormente descritas a utilização de água reciclada por Estações de Tratamento de Águas Residuais tem vindo a ganhar destaque. A grande vantagem deste método consiste na flutuação sazonal da produção de água reciclada que segue a distribuição das necessidades de rega. Esta característica permite eliminar ou reduzir significativamente problemas relativos com a restrição da utilização de água durante os períodos de seca. O principal problema que esta fonte apresenta relaciona-se com a qualidade da água, mais especificamente com a quantidade de sais dissolvidos. As águas residuais, comparativamente às águas naturais, apresentam uma maior concentração de sais dissolvidos o que originar condições de *stress* para as plantas e a deterioração da estrutura os solos argilosos. Para diminuir este efeito aconselha-se a mistura da água reciclada com água de melhor qualidade.



Figura 2.16 – ETAR de Vilamoura com caudal máximo previsto para futura reutilização para rega de campo de golfe e espaços públicos de 12 500 m³/dia. (fonte: Águas do Algarve, 2013).

2.11 Transporte e armazenamento de água

Quando os campos de golfe eram abastecidos quase exclusivamente por vários furos instalados dentro do seu perímetro, o planejamento do transporte de água para o reservatório de rega não era considerado uma questão fundamental. Nos dias de hoje, com a necessidade de se obter água de outras origens, muitas vezes descentralizadas e de diferentes qualidades, tornou-se essencial o planejamento do transporte e a implementação de um sistema de controle que, em algumas situações, é bastante complexo. O projeto dos sistemas de transporte depara-se não só com problemas de ordem técnico-econômica, como por exemplo a necessidade de se instalar estações sobrepessoras, mas também com obstáculos legais, como por exemplo estabelecimento de serventias e direitos de passagem.

As estruturas de armazenamento de água existentes num campo de golfe são normalmente lagos, depósitos ou albufeiras e podem ser consideradas de dois tipos: reservatórios de compensação ou reservatórios de segurança. Os primeiros têm como objetivo equilibrar a diferença entre o caudal de saída para a rega diária do campo e o caudal de entrada proveniente das fontes de abastecimento, que, em função da origem, pode funcionar até 24 horas por dia diminuindo assim os custos de transporte. Os reservatórios de segurança têm como função assegurar uma reserva de água para que, em caso de emergência, a rega possa ser assegurada por uma ou duas semanas.

3 Principais componentes do sistema

3.1 Sistema de bombagem

O sistema de bombagem é responsável pelo abastecimento do sistema de rega, é devido a este que a água recebe energia para percorrer toda a rede hidráulica e fornecer convenientemente todos os emissores. Este sistema é constituído não só por bombas, mas também por motores eléctricos, válvulas, tubagens, sensores e componentes electrónicos de controlo.

3.1.1 Tipos de bombas

Apesar das bombas rotodinâmicas serem as mais indicadas para o transporte de água, existem características dentro deste grupo que as tornam mais adequadas para o funcionamento sob determinadas condições. A principal característica que influencia o modo como as bombas operam é o tipo de impulsor (Figura 3.1). Como se verifica na Figura 3.2 os impulsores radiais são mais adequados quando se pretende grandes alturas manométricas e caudais reduzidos. Neste tipo de impulsor o líquido é admitido paralelamente ao eixo e expelido numa trajetória radial. Em sentido oposto, os impulsores axiais proporcionam grandes caudais mas a baixa pressão e o escoamento ocorre no sentido axial. Os impulsores de caudal misto apresentam valores de caudal, altura manométrica e plano de saída intermédios.



Figura 3.1 – Impulsores característicos das bombas centrífugas. (adaptado de: GRUNDFOS, 2004)

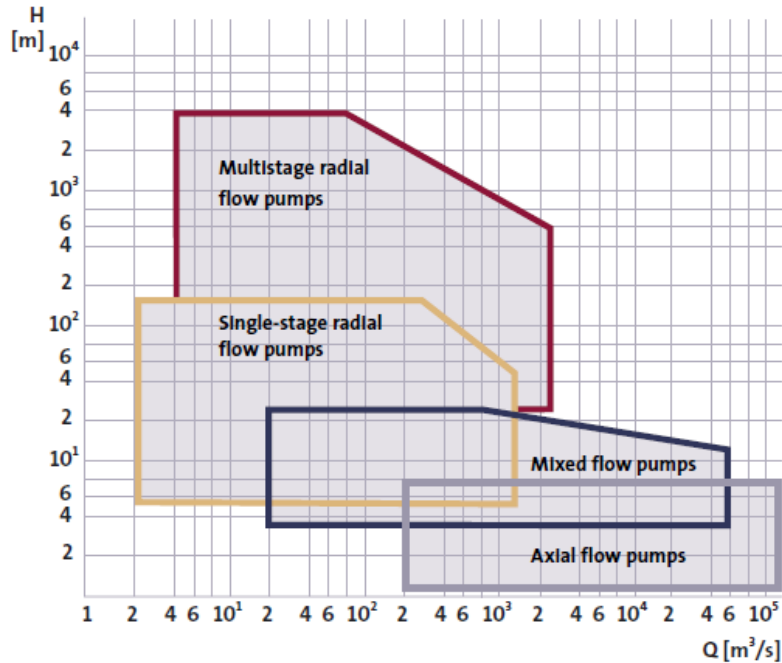


Figura 3.2 – Caudal e altura manométrica total para diferentes tipos de bombas. (fonte: GRUNDFOS, 2004)

Em sistemas de rega de campos de golfe são utilizadas bombas centrífugas de impulsor fechado mono ou multicelulares, pois são as que apresentam características mais adequadas às necessidades hidráulicas deste tipo de instalações.

3.1.1.1 Bombas centrífugas de eixo horizontal

As bombas de eixo horizontal são bastante comuns, caracterizam-se pela entrada fazer um ângulo de 90° com a saída e o eixo que liga o motor elétrico à bomba se encontrar na posição horizontal. Este tipo de bombas apresentam um rendimento de 50 a 65% para bombas de pequena dimensão e 60 a 75% para dimensões maiores (Barrett *et al.*, 2003). O principal problema relacionado com este tipo de bombas deve-se a problemas de cavitação originados na aspiração.



Figura 3.3 – Bomba centrífuga de eixo horizontal monocelular (esquerda) e multicelular (direita). (fonte: GRUNDFOS, 2004)

3.1.1.2 Bombas centrífugas de eixo vertical

As bombas centrífugas de eixo vertical, comparativamente às de eixo horizontal, apresentam o mesmo problema na aspiração e eficiências idênticas, sendo as principais diferenças entre elas o ângulo entre a entrada e a saída das condutas e o veio que transmite potência à bomba se encontrar na vertical. Este tipo de bombas pode ser mais indicado em situações que necessitem de um melhor aproveitamento do espaço.



Figura 3.4 – Bomba centrífuga de eixo vertical monocelular (esquerda) e multicelular (direita).
(fonte: GRUNDFOS, 2004)

3.1.1.3 Bombas submersíveis

As bombas submersíveis podem ser de dois tipos, um no qual apenas a bomba está submersa (Figura 3.5) e outro em que o conjunto motor e bomba estão submersos (Figura 3.6). As bombas parcialmente submersas são indicadas para a aplicação no topo de reservatórios e são constituídas por um ou mais impulsores. As bombas completamente submersíveis são constituídas por vários impulsores sendo o seu número dependente da capacidade de elevação pretendida. A aplicação mais comum num campo de golfe é a captação de água de aquíferos pois podem ser colocadas a grandes profundidades concentrando toda a sua potência na elevação de água para o reservatório. A grande vantagem deste tipo de bombas deve-se à inexistência dos problemas descritos anteriormente na aspiração. Segundo Barret *et al.* (2003), quando estão envolvidas potências muito elevadas e caso existam outras opções técnicas estas bombas não são as mais indicadas pois apresentam rendimentos inferiores às bombas de eixo horizontal ou vertical de dimensão idêntica.



Figura 3.5 – Bomba parcialmente submersível multicelular. (fonte: GRUNDFOS, 2004)



Figura 3.6 – Bomba submersível multicelular. (fonte: GRUNDFOS, 2004)

3.1.2 Seleção de bombas

Para a seleção da bomba mais adequada para uma determinada instalação é necessário conhecer-se o caudal e a pressão necessários ao bom funcionamento do sistema hidráulico. No que respeita ao caudal este deve estar de acordo com o caudal de projeto que, como foi explicado no capítulo dedicado à rega, corresponde às necessidades de água de um dia crítico durante a janela de rega diária estabelecida. No caso específico dos circuitos hidráulicos a pressão total (P_t) é normalmente definida como a altura manométrica total (H) e depende da massa específica da água (ρ) e aceleração gravítica (g):

$$H = \frac{P_t}{\rho \times g} \quad (3.1)$$

No caso dos sistemas de rega, considerando que os reservatórios se encontram à pressão atmosférica, a altura manométrica total resulta da combinação da diferença de cotas, da perda de carga e da pressão mínima de funcionamento dos emissores. A diferença de cotas (H_g) resulta da relação entre a posição relativa da superfície da água e o emissor, este

valor pode ser positivo (Figura 3.7 – 2), negativo (Figura 3.7 – 3) ou nulo (Figura 3.7 – 1) e constitui a parte estática da curva do sistema, pois é independente do caudal.

As perdas de carga apresentam sempre valores positivos e resultam do atrito provocado pela interação entre as partículas do líquido e a superfície interior das condutas, esta pressão corresponde à parte dinâmica da curva do sistema e denomina-se desta forma devido a aumentar com o quadrado do caudal.

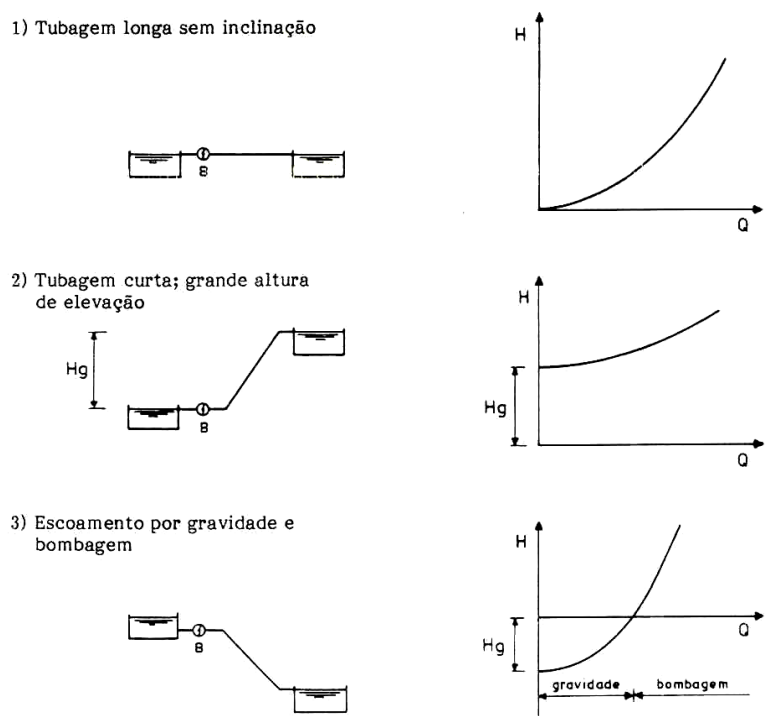


Figura 3.7 – Exemplo de curvas características do sistema. (fonte: Sousa, 2001)

Como referido anteriormente a altura manométrica total resulta da soma das três componentes atrás descritas o que, para redes complexas, torna a identificação do ponto crítico da rede uma tarefa bastante difícil sem a ajuda de algoritmos que permitam a simulação computacional do escoamento.

Segundo o Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (2009) o caudal de rega deve ser dividido por pelo menos três bombas idênticas instaladas em paralelo. Esta divisão tem como objetivo garantir que em caso de avaria a rega continue a ser efetuada mediante o aumento do tempo de rega. Segundo Barret *et al.* (2003) esta solução permite melhorar a eficiência do sistema de bombagem e diminuir o

consumo de energia elétrica. Também deve ser considerada a necessidade de se instalar uma bomba de reserva ou criar as estruturas para uma expansão futura do sistema.

Para além do conjunto de bombas principais deve ser instalada uma bomba *jockey* responsável por manter o sistema pressurizado e fornecer pequenas quantidades de água para diversas tarefas de manutenção.

A forma mais habitual para a seleção de bombas é a utilização de curvas de desempenho, Figura 3.8. em função de um determinado caudal é possível conhecer-se a altura manométrica total, a potência útil do motor elétrico, a eficiência e o NPSH da bomba.

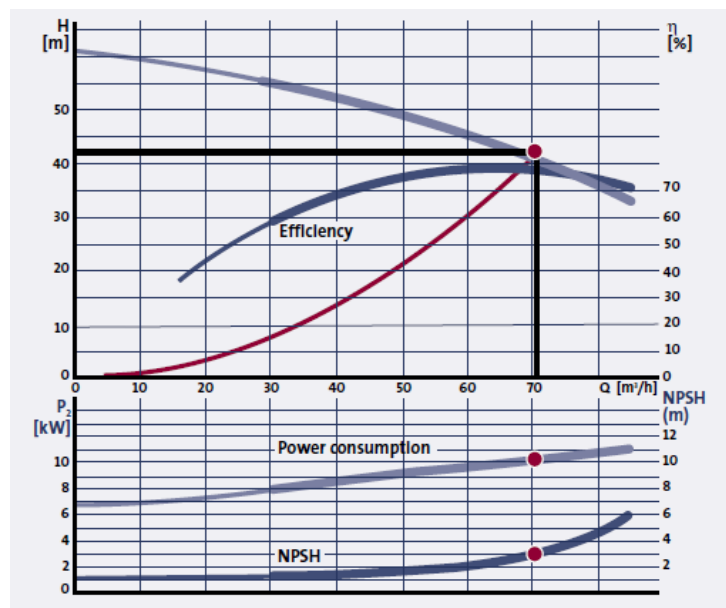


Figura 3.8 – Curvas de desempenho de uma bomba centrífuga. Altura manométrica, potência, eficiência e NPSH em função do caudal. (fonte: GRUNDFOS, 2004).

Da análise da curva que relaciona a altura manométrica com o caudal podemos concluir que variações deste último, impostas por exemplo pelo fecho de uma secção de rega, provocam alterações da pressão disponibilizada pela bomba o que torna necessário a utilização de válvulas de regulação de pressão ou de variadores de frequência (VFD - *Variable-Frequency Drive*), responsáveis pelo ajuste da curva da instalação (Figura 3.9) ou pelo ajuste da curva da bomba (Figura 3.10), respetivamente. Para além destes dois métodos de controlo da pressão, é também necessário implementar-se medidas de segurança mecânicas e eletrónicas para impedir que se atinjam pressões de tal ordem elevadas que ponham em risco a integridade do sistema.

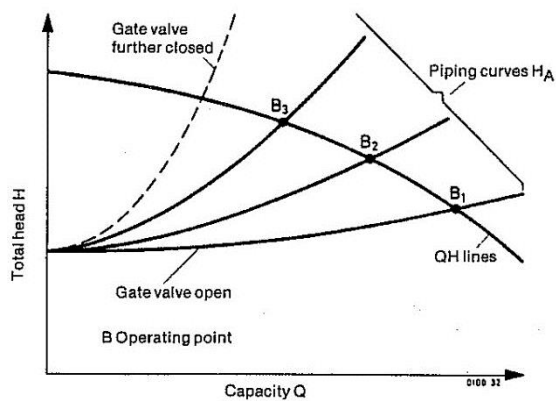


Figura 3.9 – Alteração do ponto de funcionamento devido à variação da curva característica do sistema em função da manobra de uma válvula. (fonte: Nunes, 2011a).

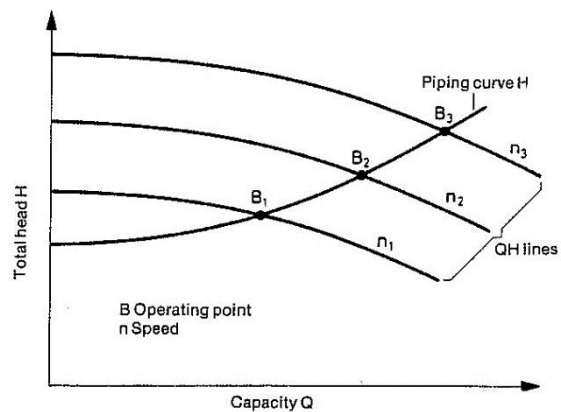


Figura 3.10 – Alteração do ponto de funcionamento devido à variação da velocidade de rotação da bomba. (fonte: Nunes, 2011a).

3.1.3 Associação de bombas em paralelo

Tal como referido anteriormente a distribuição de água pela rede de rega deve ser efetuada por um conjunto de várias bombas instaladas em paralelo sendo o caudal resultante da soma dos caudais individuais de cada bomba para uma determinada altura manométrica (Figura 3.11).

Como se verifica na Figura 3.11 devem ser instaladas válvulas de retenção em série com cada bomba de forma a impedir o *bypass* do líquido quando a bomba se encontra parada.

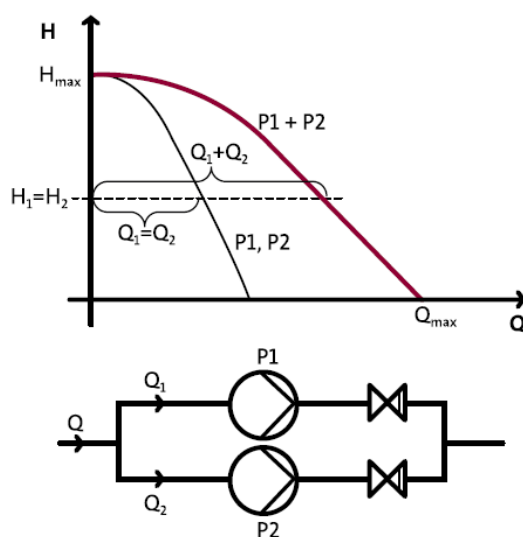


Figura 3.11 – Curva de funcionamento de duas bombas idênticas instaladas em paralelo. (fonte: GRUNDFOS, 2004).

A utilização de bombas em paralelo com sistemas de controlo da velocidade é bastante útil para otimizar a eficiência do sistema de bombagem quando as necessidades de caudal variam. Analisando a Figura 3.12 podemos verificar que para se atingir o ponto de funcionamento Q_1 pode ser utilizada apenas uma bomba à velocidade normal (curva a preto) ou duas a velocidade reduzida (linha castanha mais larga). Em ambos os casos cumprem-se as condições de pressão e caudal mas comparado a eficiência da bomba a velocidade normal (curva preta) com a eficiência de uma das bombas a velocidade reduzida (curva castanha mais fina) verificamos que a utilização de duas bombas otimiza o desempenho do sistema. Este efeito é tanto mais acentuado quanto mais afastado estiver o ponto de funcionamento da zona central da curva da bomba.

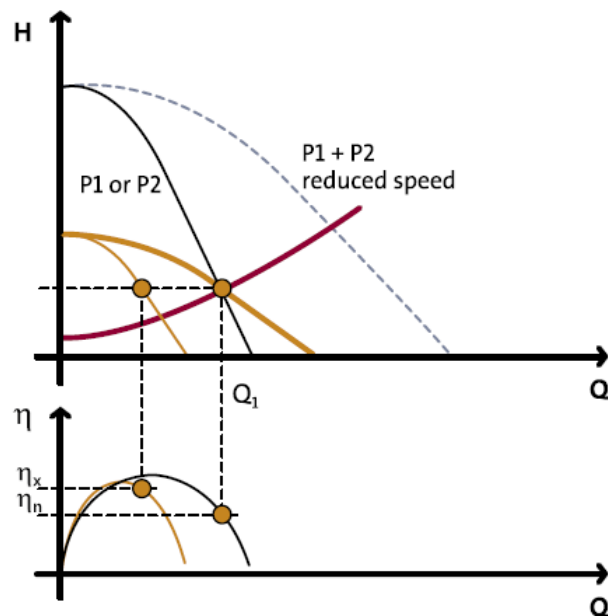


Figura 3.12 – Comparação de uma bomba a velocidade normal com duas bombas a velocidade reduzida. (fonte: GRUNDFOS, 2004).

Segundo Nunes (2011a) os principais cuidados a ter com este tipo de associação são: a necessidade de ajustar as características hidráulicas das bombas e respetivas velocidades para evitar desequilíbrios de cargas entre as diferentes bombas e implementar proteções contra paragens intempestivas das bombas que possam provocar sobrecargas nas restantes.

3.1.4 Associação de bombas em série

A associação de bombas em série caracteriza-se por apenas uma das bombas fazer a aspiração e em sistemas de rega só é aplicada quando, por exemplo, existe uma secção de rega que se localiza a uma cota consideravelmente superior às restantes, sendo que nesse caso se justifica a instalação de uma bomba que funcionará apenas quando a secção em causa estiver ativa. A Figura 3.13 e a Figura 3.14 ilustram a associação de duas bombas em série, sendo possível verificar que para um determinado caudal a altura manométrica resulta da soma das alturas individuais.

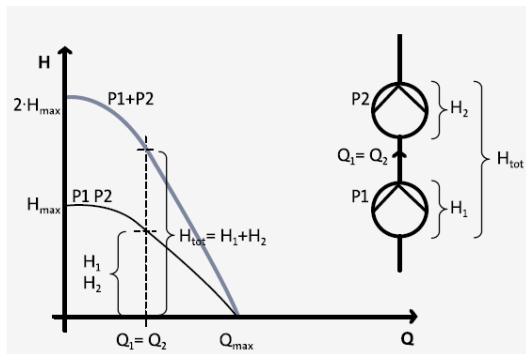


Figura 3.13 – Curva de funcionamento de duas bombas idênticas instaladas em série. (fonte: GRUNDFOS, 2004).

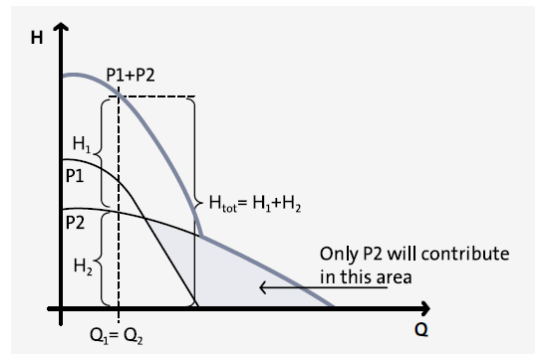


Figura 3.14 – Curva de funcionamento de duas bombas diferentes instaladas em série. (fonte: GRUNDFOS, 2004).

A Figura 3.15 permite demonstrar como é possível controlar a pressão resultante da associação de duas bombas em série através de um controlador de velocidade.

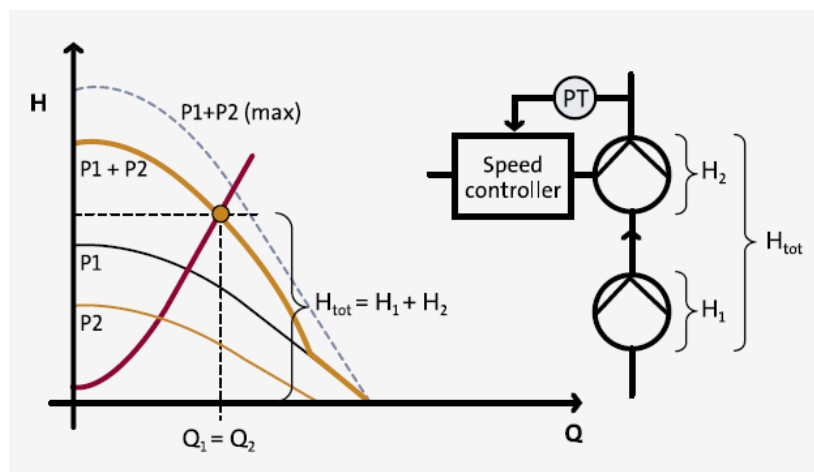


Figura 3.15 – Associação de duas bombas idênticas em série com controlo de velocidade da bomba 2. (fonte: GRUNDFOS, 2004).

3.1.5 Cavitação e NPSH

Analisando a Figura 3.16 e a Figura 3.17 podemos verificar que a zona mais propícia à cavitação é a superfície interior das pás. Nesta zona a pressão de aspiração apresenta os valores mais baixos do escoamento e, quando estes são inferiores à pressão de vapor do líquido (Figura 3.17 – ponto amarelo) formam-se pequenas bolhas de vapor. À medida que a pressão aumenta devido ao movimento do órgão propulsor ocorre o colapso das bolhas (Figura 3.17 – ponto vermelho) a libertação repentina de energia provoca danos no impulsor. A cavitação deve ser evitada pois para além da destruição do impulsor provoca diminuições do desempenho da bomba.

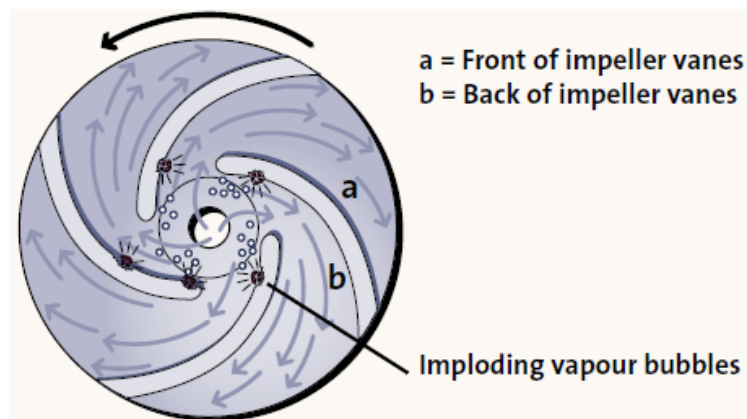


Figura 3.16 – Cavitação na superfície interior das pás de uma bomba. (fonte: GRUNDFOS, 2004).

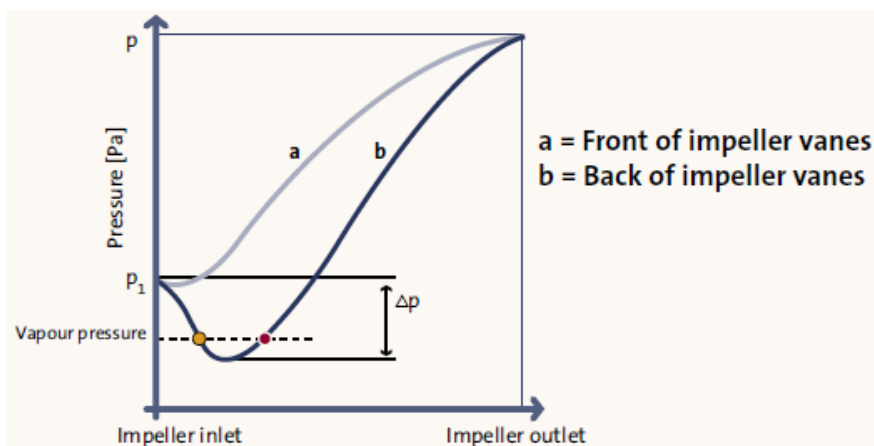


Figura 3.17 – Distribuição da pressão na superfície exterior (a) e interior (b) das pás entre a entrada e a saída de um impulsor. (fonte: GRUNDFOS, 2004).



Figura 3.18 – Impulsor com danos provocados pela cavitação. (fonte: Curtis, 2002).

Para o projeto de sistemas de bombagem protegidos contra a cavitação desenvolveu-se o conceito de NPSHR (*Net Positive Suction Head Required*) e NPSHA (*Net Positive Suction Head Available*).

O NPSHR corresponde ao valor de pressão mínima requerida pela bomba (Equação (3.2)) relativamente ao centro do impulsor para se garantir que não se atinge a pressão de vapor do líquido. Este valor pode ser obtido a partir das curvas das bombas e segundo Nunes (2011a) inclui frequentemente uma margem de segurança de 0,5 metros de coluna de líquido.

$$NPSHA \geq NPSHR \quad (3.2)$$

O NPSHA é um dado da instalação e depende dos seguintes fatores:

- Pressão atmosférica (p_a);
- Para reservatórios fechados da pressão no seu interior (p_b);
- Pressão de vapor do líquido (p_v), função da temperatura do líquido;
- Pressão dinâmica devido à velocidade ($v_a^2/2g$);
- Perdas de carga da conduta de aspiração e dos acessórios (ΔH_{asp});
- Diferença entre a conta da superfície da água e o eixo da bomba (H_g);

$$NPSHA = \frac{p_a + p_b - p_v}{\rho \times g} + \frac{v_a^2}{2 \times g} - \Delta H_{asp} \pm H_g \quad (3.3)$$

3.1.6 Motores elétricos

A utilização de motores elétricos é a forma mais comum de fornecimento de energia mecânica às bombas. Segundo Nunes (2011a) os motores devem ser ligeiramente sobredimensionados com, no mínimo, uma potência útil em excesso da ordem dos 10%. Devem também ser de alto-rendimento visto que a diferença para o investimento inicial de um motor normal tem retorno num curto período de utilização, Sá (2007).

Deve permitir a utilização de VFD para variar a velocidade de rotação das bombas e permitir arranques suaves do sistema.

3.1.7 Sistema de controlo das bombas

O sistema de controlo das bombas pode ser muito simples ou muito complexo dependendo das necessidades do sistema hidráulico. O controlo de sistemas simples ou antigos é efetuado por um conjunto de pressostatos que permitem operar as bombas em função da pressão na rede. Os sistemas mais modernos são constituídos por um PLC que permite fazer a ligação entre o *software* de monitorização e o sistema de controlo, possibilitando também a monitorização dos sistemas de segurança e o diagnóstico de avarias.

3.1.8 Variadores de frequência

Os variadores de frequência existem em quase todos os sistemas de bombagem de campos de golfe. O seu funcionamento consiste da alteração da frequência da corrente elétrica que é fornecida ao motor o que por sua vez diminui ou aumenta a velocidade de rotação do mesmo. Segundo Barrett *et al.* (2003) a alteração de rotação permite que a bomba funcione segundo várias curvas o que se traduz no seguinte conjunto de vantagens: poupança de energia elétrica devido à possibilidade da bomba se ajustar as condições da rede, permite arranques suaves da instalação e através da redução da velocidade de rotação e permite evitar a ocorrência de choque hidráulico durante os períodos transitórios de abertura e fecho de secções de rega.



Figura 3.19 – Sistema PLC e VFD. (fonte: WASTECH, 2013).

3.2 Filtros

Dependendo da qualidade da água numa instalação de rega podem existir diversos filtros, normalmente nas condutas de aspiração instalam-se válvulas de pé que possuem uma rede metálica que impede a entrada de partículas de grandes dimensões. Também é comum a instalação de filtros do tipo “y” em diversos pontos da rede como por exemplo antes das ventosas.

Para além destes filtros é necessário estudar-se a necessidade de se implementar um sistema de filtragem na tubagem de compressão das bombas de maneira a impedir-se o escoamento de detritos que possam provocar a obstrução de válvulas ou dos emissores. Quando necessário deve recorrer-se à instalação de filtros de malha auto-limpantes, este sistema permite limpar cada unidade de filtragem sequencialmente através da alteração do sentido de escoamento sendo os resíduos retirados para uma linha de drenagem.



Figura 3.20 – Sistema de filtragem de malha e auto-limpante da Rain Bird. (fonte: Rain Bird, 2013).

3.3 Tubagem

A tubagem tem como principal função a condução da água desde a sua origem até aos emissores, nos campos de golfe o sistema de condutas encontra-se enterrado. Segundo Barrett *et al.* (2003) ao longo dos anos muitos materiais foram utilizados na tubagem dos sistemas de rega, como por exemplo: aço galvanizado, cobre, ferro fundido cinzento, ferro fundido dúctil e fibrocimento. Com o desenvolvimento dos termoplásticos a partir da década de 60 o Policloreto de vinilo (PVC) e o polietileno (PE) tornaram-se os materiais mais utilizados. A tendência para a utilização destes termoplásticos deve-se:

- baixo custo;
- boa resistência à corrosão e a produtos químicos;
- leves;
- expectativa de vida útil elevada;
- bons isolantes;
- boa condutibilidade hidráulica;
- instalação simples.

3.3.1 Policloreto de Vinilo

O PVC está disponível no mercado em varas de 6 metro de comprimento e o seu diâmetro nominal é expresso em milímetros para as séries de união por colagem e encaixe por junta

autoblocante e em polegadas para a série roscada. Para além das características comuns a todos os termoplásticos este material apresenta como principais inconvenientes a sensibilidade à radiação solar e a baixas temperaturas e baixa flexibilidade. Através do método de extrusão fabricam-se diâmetros até 630 milímetros.

3.3.2 Polietileno

O polietileno é o mais leve e de menor custo dos termoplásticos, comparativamente ao PVC tem maior flexibilidade, maior resistência à radiação solar e a baixas temperaturas. É fornecido em rolos de 50 ou 100 metros e, a partir de diâmetros de 63 milímetros, em varas de 12 metros. Fabricam-se tubos de diâmetro até 1600 milímetros.

O polietileno de alta densidade (PEAD) é o material mais utilizado nos sistemas de irrigação pois, devido á sua resistência mecânica, permite a utilização de espessuras de parede reduzidas para a mesma classe de pressão de serviço.

Os mais diversos métodos de ligação.



Figura 3.21 – Ligações típicas de tubagem em PE. (fonte: Nunes, 2011b).

3.4 Válvulas de isolamento

Nos sistemas de irrigação de campos de golfe é normal a distinção entre válvulas de isolamento da tubagem principal e válvulas de isolamento secundárias. As válvulas de

isolamento da tubagem principal são utilizadas para isolar as fontes de abastecimento de água à rede de rega ou a determinadas secções (Barrett *et al.*, 2003). As válvulas de isolamento secundárias são normalmente utilizadas para isolar outras válvulas como por exemplo válvulas de purga.

3.4.1 Válvulas de adufa

Este tipo de válvula permite a passagem de fluido em ambas as direções e o fecho da válvula consiste no movimento vertical do obturador que entra em contacto com a sede impedindo o escoamento. Segundo Nunes (2011c) este tipo de válvula apresenta como vantagem uma baixa perda de carga. Em função do tipo de obturador as válvulas denominam-se como válvulas de cunha ou de discos paralelos.

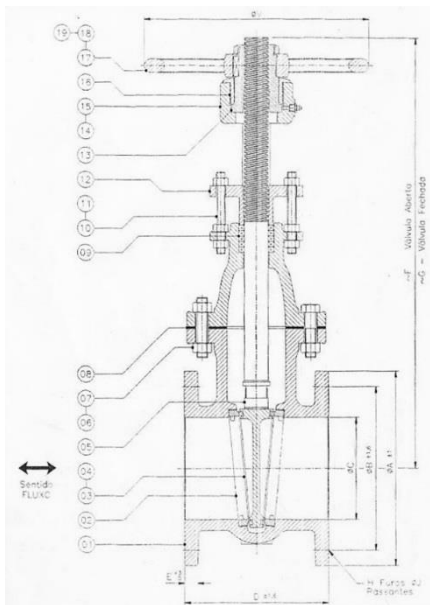


Figura 3.22 – Válvula de cunha. (fonte: Congeval, 2013).

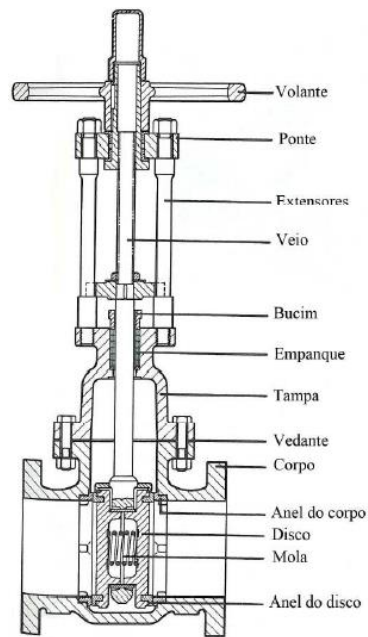


Figura 3.23 – Válvula de discos paralelos. (fonte. Nunes, 2011c).

3.4.2 Válvulas de globo

As válvulas de globo são indicadas quer para o isolamento como para a regulação de caudal. Apresentam como principais vantagens a boa vedação, tempos de manobra reduzidos e são indicadas para situações que requerem manobras frequentes. O escoamento deve ser efetuado preferencialmente no sentido da base do obturador para o veio e devido à sua geometria interna o escoamento sofre mudanças abruptas de direção o que resulta em perdas de carga consideráveis. Para além da geometria da Figura 3.24,

também existem válvulas de globo angulares (Figura 3.25) e válvulas de globo oblíquas (Figura 3.26).

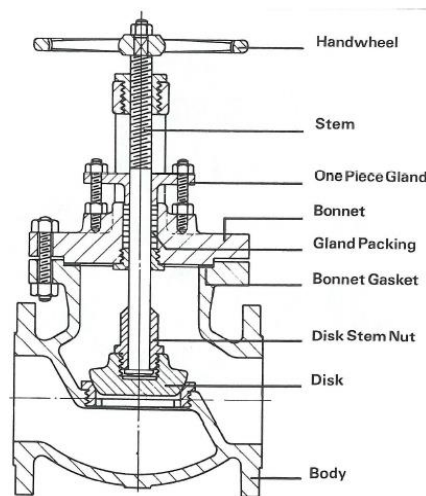


Figura 3.24 – Esquema de válvula de globo em corte. (fonte: Nunes, 2011c)



Figura 3.25 – Válvula de ângulo. (fonte Congeval, 2013)



Figura 3.26 – Válvula oblíqua. (fonte Congeval, 2013)

3.4.3 Válvulas de borboleta

As válvulas de borboleta caracterizam-se por possuírem um obturador em forma de disco que gira em torno de um eixo disposto na vertical ou na horizontal. São utilizadas como válvulas de isolamento e de regulação de caudal sendo as suas principais vantagens a facilidade de manobra, ausência de peças deslizantes, baixa perda de carga, bom controle, atravancamento e peso reduzido.



Figura 3.27 – Válvula de borboleta. (fonte: FLOWSERVE, 2013)

3.5 Válvulas especiais

3.5.1 Válvulas de retenção

As válvulas de retenção destinam-se a permitir o escoamento num único sentido e funcionam automaticamente pela ação do fluido. São normalmente instaladas na compressão das bombas para evitar a ocorrência de *by-pass* e retorno de água ao reservatório, também devem ser aplicadas nas tubagens de transporte quando existe o risco da água de rega voltar para as fontes de água e contaminá-la com fertilizantes. Classificam-se em função do mecanismo de retenção: válvulas de retenção por levantamento do obturador (Figura 3.28); válvulas de batente (Figura 3.29); válvulas de retenção por bola.

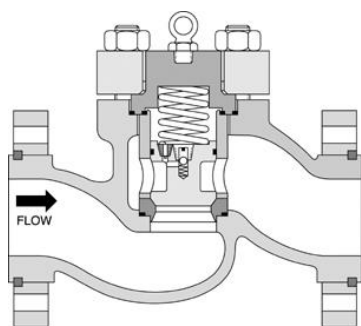


Figura 3.28 – Válvula de retenção por levantamento. (fonte: FLOWSERVE, 2013).

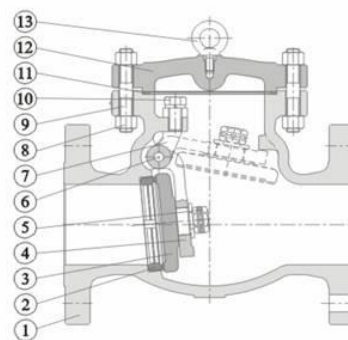


Figura 3.29 – Válvula de batente. (fonte: FLOWSERVE, 2013).

3.5.2 Válvulas de alívio de pressão

As válvulas de alívio de pressão são dispositivos mecânicos de segurança que devem atuar caso os sistemas elétricos de segurança falhem e ocorra um aumento súbito da pressão. O seu funcionamento consiste na abertura da válvula quando se atinge uma pressão previamente estabelecida, permitindo a libertação de uma determinada quantidade de fluido e do excesso de pressão. Este tipo de mecanismo é projetado para apresentar uma rápida velocidade de abertura e um fecho lento para não provocar choque hidráulico.

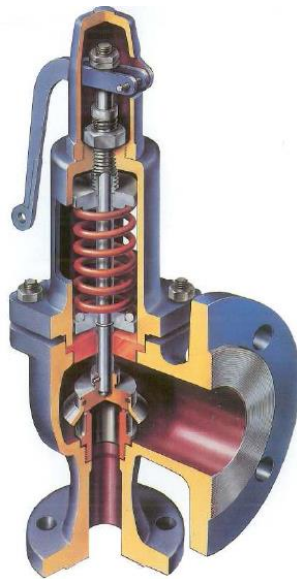


Figura 3.30 – Válvula de alívio de pressão. (fonte: Nunes, 2009)

3.5.3 Ventosas

O ar no interior das condutas de rega pode provocar falhas operacionais no sistema tais como: variações bruscas de caudal e de pressão; aumento de pressão devido ao choque hidráulico; aumento das perdas de carga; corrosão.

Por estes motivos o ar nos sistemas de rega deve ser continuamente purgado de forma a evitar a formação de bolsas de ar. Em certas situações, como por exemplo a drenagem do sistema, falha das bombas ou ruturas, é necessário permitir a rápida entrada de ar no sistema para impedir uma queda acentuada da pressão no interior das condutas.

Com base no descrito anteriormente é essencial a instalação de válvulas de controlo de ar, normalmente denominadas por ventosas, responsáveis pela libertação ou admissão de

ar. Segundo Nunes (2010) as ventosas devem ser colocadas em pontos elevados da instalação, a jusante de válvulas de isolamento de secções da instalação, nas extremidades de troços horizontais e em pontos onde se inverte o declive de positivo para negativo da tubagem.



Figura 3.31 – Vista de uma ventosa em corte. (fonte: Valmatic, 2013)

3.5.4 Válvula de controlo de pressão

As válvulas de controlo de pressão têm como finalidade manter a pressão a jusante aproximadamente constante. Este tipo de válvula é bastante útil quando existem grandes flutuações da pressão e se pretende manter a pressão numa determinada secção de rega constante garantindo-se assim o correto funcionamento dos emissores. Devem ser instalada com duas válvulas de isolamento para permitir tarefas de manutenção (Figura 3.32).

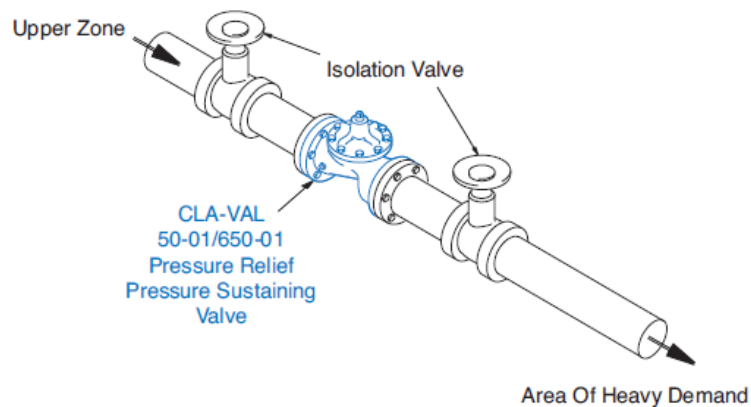


Figura 3.32 – Montagem típica de uma válvula de controlo de pressão. (fonte: CLA-VAL, 2013)

3.5.5 Válvulas de controlo remoto

As válvulas de controlo são equipamentos que, quando atuados elétrica ou hidraulicamente, permitem o escoamento da água para uma determinada secção da rede. As válvulas mais comuns são constituídas por um solenoide e diafragma que funcionam como atuador de um obturador idêntico às válvulas de globo (Figura 3.33).

O processo de abertura e fecho da válvula deve-se a diferenciais de pressão exercidos no diafragma, sendo estes alterados pela atuação do solenoide. A válvula encontra-se normalmente na posição fechada, nesta situação o solenoide não está atuado e apenas existe a ligação entre a camara superior do diafragma e a entrada da válvula. Como a pressão nestes dois pontos é a mesma o efeito da mola e do desequilíbrio de forças provocado pela diferença entre a área superior e inferior do diafragma faz com que o obturador se mantenha fechado. Com a atuação do solenoide permite-se a ligação da camara superior com a saída da válvula, este processo resulta na diminuição da pressão na respetiva camara e o obturador abre, mantendo-se nesta posição até o solenoide deixar de ser atuado e a pressão na camara aumentar.

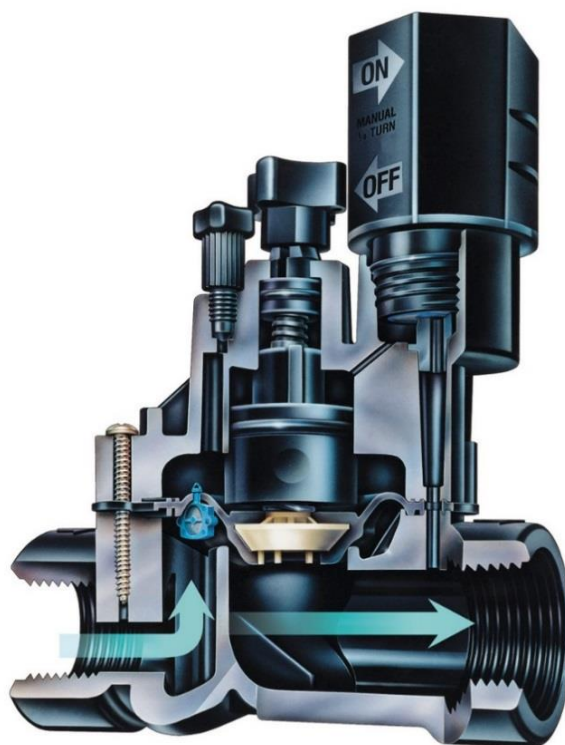


Figura 3.33 – Vista em corte de uma válvula de controlo remoto de diafragma atuada por um solenoide. (fonte: Irrigation Supply, 2013)

Este tipo de válvulas apresenta a possibilidade de ser atuada manualmente através da rotação de um quarto de volta do atuador, permite a regulação do caudal através da possibilidade de ajuste da posição do diafragma e em algumas gamas é possível regular a pressão para garantir uma pressão específica a jusante independente de uma determinada flutuação a montante.

3.6 Caixas de Válvulas

A maior parte do sistema de rega está enterrado portanto para se aceder aos vários componentes é necessário aplicar-se caixas de válvulas que possibilitam a proteção dos equipamentos e permitem um acesso rápido.



Figura 3.34 – Vários tipos de caixas de válvulas. (fonte: Hunter, 2013)

3.7 Emissores

Os emissores são fundamentais em qualquer sistema de rega pois são estes dispositivos os responsáveis pela distribuição, o mais uniforme possível, da água pela área de rega. Existem diversos tipos de emissores e, em função do tipo de regadio, uns são mais adequados que outros. No caso dos campos de golfe são utilizados aspersores e em situações pontuais como por exemplo rega de encostas dos *bunkers*, podem ser utilizados pulverizadores. Nos campos de golfe mais antigos os aspersores são amovíveis, ou seja

sempre que se procede à rega a equipa de técnicos tem de instalar os emissores em válvulas de ligação rápida distribuídas pelo campo. Atualmente nos novos projetos aplicam-se dispositivos de rega escamoteáveis, ou seja recolhem para um compartimento instalado no solo quando não se encontram sob pressão.

Segundo Barrett *et al.* (2003), num campo de golfe aplicam-se aspersores com diferentes características em função de diversos fatores, tais como: zonas do campo; espaçamento entre dispositivos; vento; tipo de solo; declives; pressão de serviço; valor e uniformidade de precipitação requeridos. Para além do tipo de aspersor existe a possibilidade de alterar o seu bico de rega de maneira a alterar o raio de alcance e o caudal do emissor.

Normalmente os aspersores utilizados nos campos de golfe são constituídos por uma válvula elétrica de acionamento e uma válvula de controlo de pressão, este tipo de solução permite agrupar o comando dos aspersores por zona e reduzir a necessidade de se instalar válvulas de controlo remoto. Segundo o Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (2009) é prática comum os aspersores dos *greens* e *approaches* serem comandados individualmente e as pistas e *roughs* serem agrupados dois a dois por estação. No caso dos *tees* tanto podem ser controlados individualmente como podem ser integrados no comando das pistas e *roughs*.

3.7.1 Aspersores de turbina

Segundo Gustavo Cudell (2000) os aspersores de turbina são os mais utilizados nos sistemas de rega de relvados, funcionam para uma gama de pressão de 2,5 a 7,5 bar, o alcance e a intensidade de precipitação variam entre 6 e 25 metros e 5 e 15 mm/h. Este dispositivo utiliza uma pequena turbina para transformar parte da energia cinética da água em energia mecânica transmitida a um conjunto de engrenagens responsáveis por imprimir um movimento de rotação.



Figura 3.35 – Vista interior de um aspersor de turbina com electroválvula. (fonte: Rain Bird, 2012).

3.7.2 Aspersores de impacto

Os aspersores de impacto apresentam um mecanismo de funcionamento diferente dos aspersores de turbina sendo a sua principal desvantagem o facto de serem menos compactos. Em função da distribuição de água podem ser compostos por um ou dois bicos que podem ser ajustados para diversos ângulos de rega.

O movimento de rotação do aspersor deve-se à atuação de um braço que oscila entre duas posições segundo a seguinte sequência: quando a água atinge o deflector do braço este afasta-se e cria tensão numa mola, que, quando acumula energia suficiente, contraria o movimento do braço e provoca o impacto com o cabeçote do aspersor provocando a sua rotação em torno do próprio eixo vertical.



Figura 3.36 – Principais componentes de um aspersor de impacto.



Figura 3.37 – Instalação típica de aspersor de impacto escamoteável. (fonte: ELGO, 2013).

3.7.3 Pulverizadores

Os pulverizadores não apresentam movimento de rotação em torno de um eixo e funcionam para pressões inferiores aos aspersores, o intervalo de pressão típico destes dispositivos está compreendido entre 1,7 e 2,1 bar, sendo o seu alcance reduzindo (entre 1,5 e 5,5 metros) (Gustavo Cudell, 2000). Estes emissores podem apresentar intensidades de precipitação superiores a 30 mm/h, sendo necessário especial cuidado para evitar ultrapassar a velocidade de infiltração de água no solo.



Figura 3.38 – Pulverizador. (fonte: Gustavo Cudell, 2000).

3.7.4 Joelhos articulados

Os joelhos articulados são normalmente em PVC e utilizam-se para ligar os emissores à rede de tubagem permitindo um ajuste preciso do emissor ao nível do solo, também protegem a rede de esforços provocados pela passagem de equipamentos pesados sobre os emissores.



Figura 3.39 – Joelho articulado. (fonte: Hunter, 2013).



Figura 3.40 – Instalação típica de um conjunto aspersor e joelho articulado. (fonte: Hunter, 2013).

3.7.5 Distribuição dos aspersores

O relvado de um campo de golfe apresenta diferentes características e necessidades de função da área de jogo em que se insere. A distribuição dos aspersores depende de caso para caso e da experiência do projetista. No entanto existem algumas recomendações que devem ser seguidas de forma a garantir-se uma boa eficiência de rega. Tipicamente a disposição dos aspersores é efetuada em quadrado, em retângulo e em triângulo.

Para além da escolha da distribuição dos aspersores que mais se adequa a uma determinada área é necessário definir-se o espaçamento. Este processo é complexo e depende de vários fatores técnicos e económicos, como por exemplo: raio de alcance do aspersor; tipo de bico utilizado; intensidade do vento; pressão de funcionamento; custo dos aspersores. Existem programas que permitem simular o comportamento de um conjunto de aspersores sob diferentes condições de funcionamento de forma a avaliar alguns parâmetros fundamentais para a irrigação do campo, como por exemplo o coeficiente de uniformidade. Na bibliografia da especialidade também existem

recomendações típicas para o espaçamento quando não há possibilidade de utilizar simuladores, Tabela 3.1.

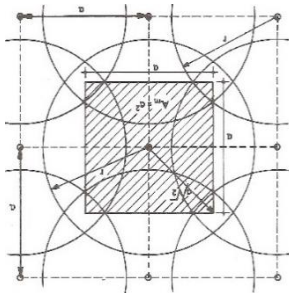


Figura 3.41 – Esquema da distribuição em quadrado. (fonte: Raposo, 1996).

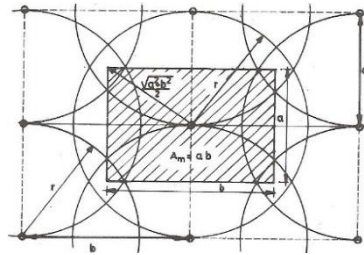


Figura 3.42 – Esquema da distribuição em retângulo. (fonte: Raposo, 1996).

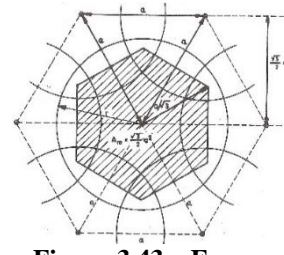


Figura 3.43 – Esquema da distribuição em triângulo equilátero. (fonte: Raposo, 1996).

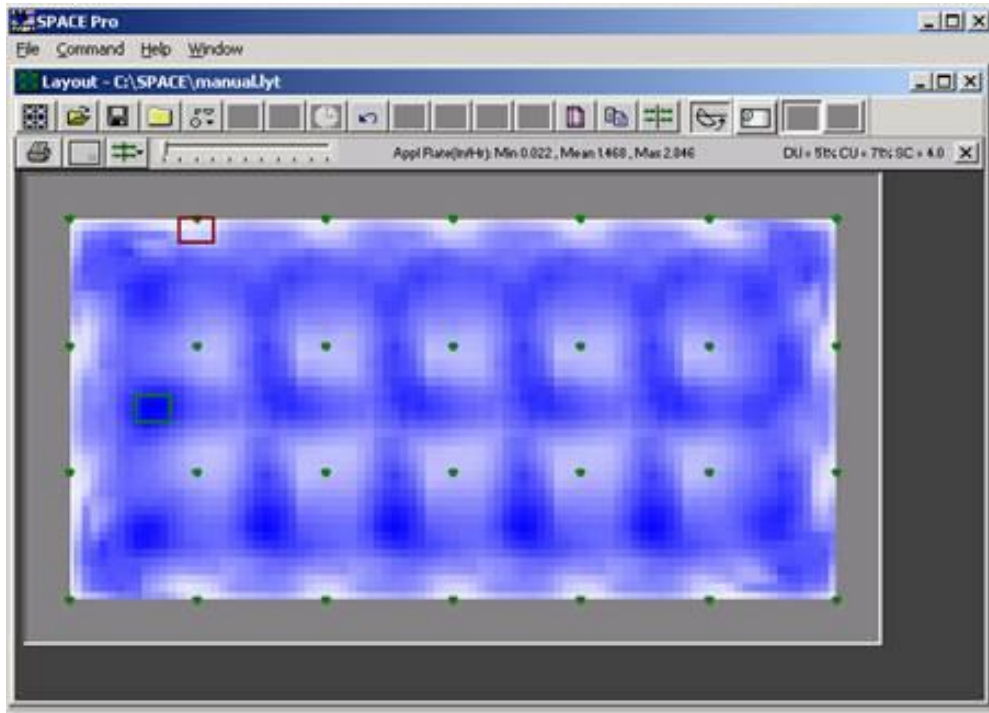


Figura 3.44 – Simulação no SPACE Pro da distribuição de água de um conjunto de aspersores. (fonte: Oliphant, 2013)

Tabela 3.1 – Espaçamentos recomendados em função do vento. (fonte: Gustavo Cudell, 2000).

	Disposição em quadrado	Disposição em triângulo
0 a 6 km/h	55% do diâmetro de rega	60% do diâmetro de rega
6 a 13 km/h	50% do diâmetro de rega	55% do diâmetro de rega
13 a 22 km/h	45% do diâmetro de rega	50% do diâmetro de rega

3.7.5.1 Aspersores dos *greens*

O green é a área mais crítica de um campo de golfe não sendo, na maioria dos casos, permitido a aplicação de aspersores nem de condutas dentro desta área. Portanto, a distribuição típica nestas zonas é a aplicação na periferia de quatro (em certas situações podem ser três ou cinco) aspersores formando um paralelograma. Segundo o Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (2009) são utilizados aspersores com grandes raios (19 a 23 metros) que permitem um ajuste adequado à dimensão do green e também dos *surronds* e parte do *approach*. O abastecimento de água aos aspersores deve ser efetuado por uma tubagem em anel sendo aplicada uma válvula de controlo remoto na ligação entre o anel e a rede de rega. Para se evitar a drenagem e alagamento do green os aspersores que se situem a cotas mais baixas devem estar equipados com válvulas anti-dreno.

3.7.5.2 Aspersores dos *fairways*

Normalmente nas pistas são aplicados aspersores de raio de 19 metros equipados com electroválvulas. São distribuídos em duas filas segundo um arranjo em retângulo ou triângulo, quando a pista é muito larga é comum a distribuição de três filas de aspersores numa distribuição em triângulo.

3.7.5.3 Aspersores dos *roughs*

Com vista à poupança de água, uma das medidas mais comuns implementadas nos campos de golfe é a utilização de vegetação nativa nos *roughs*, a combinação das poucas necessidades de água com os aspersores dos *fairways* resulta, normalmente, na dispensa de se implementar aspersores dedicados exclusivamente aos *roughs*.

3.7.5.4 Aspersores dos *approaches*

Os *approachess* encontram-se entre as pistas e os *greens* e a sua irrigação é normalmente efetuada pelos aspersores das zonas circundantes. Em casos particulares pode ser implementado um conjunto de aspersores dedicados a esta zona, mas implicará necessariamente mais recursos.

3.7.5.5 Aspersores dos *tees*

Como os *tees* são zonas estreitas a forma utilizada nos campos mais antigos consiste na utilização de apenas uma única linha de aspersores. No entanto esta distribuição nem sempre é adequada, podendo levar à diminuição da eficiência da rega. Para solucionar este problema desenvolveu-se uma configuração em retângulo, com aspersores de menor raio (12 a 15 metros) que permitem um melhor ajuste à área de rega.

3.8 Sistema de controlo

O controlo do sistema de rega de um campo de golfe é efetuado por um programa instalado no computador central de rega e por satélites espalhados pelo campo. Cada satélite está ligado ao sistema central e controla, por meio de cabos de dois fios de 24 V, um número variável de electroválvulas que podem estar isoladas ou incorporadas nos aspersores. Deve ser possível controlar o sistema central por meio de uma interface portátil.

Para além de permitir o comando das electroválvulas em função das necessidades de água, do dimensionamento das tubagens e da janela de rega a central de rega também abrange o controlo das bombas e o sistema de gestão de rega. O controlo das bombas possibilita a gestão do sistema de abastecimento de água e ajusta o funcionamento das bombas de rega em função das necessidades do sistema. O sistema de gestão de rega é responsável pela monitorização das necessidades de água das diversas zonas do campo. É constituído por uma estação meteorológica equipada com sensores de medição de humidade, temperatura, radiação, velocidade e direção do vento e precipitação. Com base nos valores recolhidos é possível a determinação da evapotranspiração de referência em tempo real e a emissão de diversos alertas, como por exemplo a ocorrência de precipitação ou elevada velocidade do vento que podem implicar a paragem da rega. Os sensores de humidade do solo também fazem parte deste sistema e permitem comparar as estimativas da necessidade de rega com a realidade de forma a verificar a conformidade das estimativas.

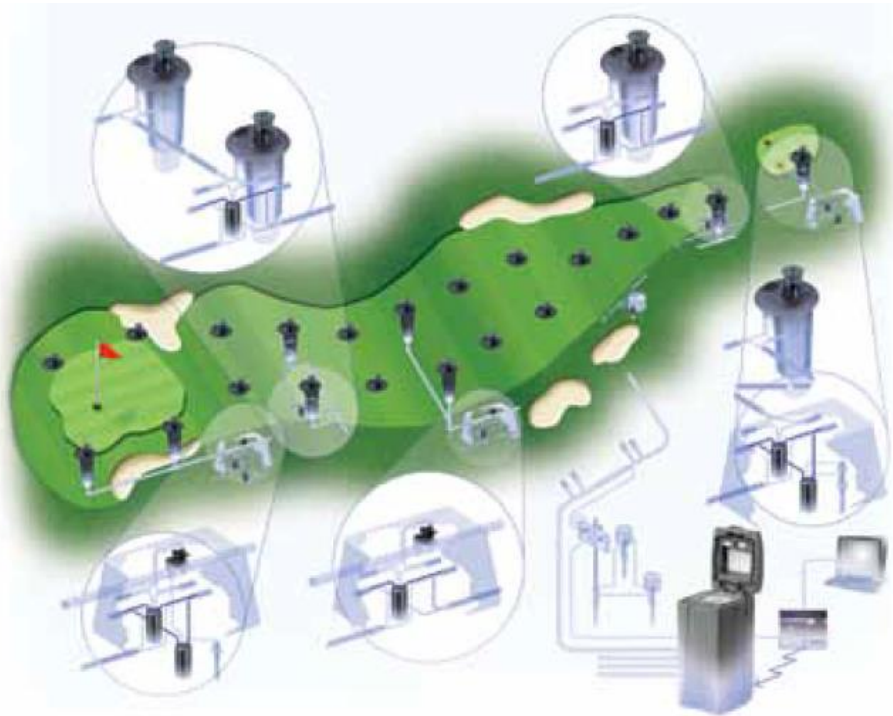


Figura 3.45 – Sistema de controlo de rega de um campo de golfe. (fonte: Rain Bird, 2012).



Figura 3.46 – Central meteorológica. (fonte: Hunter, 2013).



Figura 3.47 – Sonda de humidade do solo com transmissão de dados via *wireless*. (fonte: Rain Bird, 2012).

4 Sistemas de distribuição de água

Um sistema de distribuição de água tem como objetivo fornecer um determinado caudal de água a uma pressão adequada nos diversos pontos de consumo da rede. Neste capítulo aborda-se a o estudo das redes de distribuição de água, que em alguns casos podem ser muito simples e de rápido dimensionamento hidráulico enquanto noutros casos é bastante complexa sendo necessário recorrer-se a algoritmos para o cálculo hidráulico.

4.1 Organização da rede

As redes de fluidos podem ser classificadas em função da sua configuração em: redes malhadas ou emalhadadas; redes ramificadas; redes mistas.

4.1.1 Redes malhadas

Segundo Sousa (2001) as redes malhadas são compostas por condutas que se fecham sobre si mesmas constituindo conjuntos de tubagens que formam um circuito fechado (Figura 4.1), esta característica representa, do ponto de vista hidráulico, a possibilidade do escoamento ser bidirecional. Esta organização permite que existam vários percursos para se atingir um determinado ponto da rede e mesmo em caso de necessidade de se isolar uma zona da rede o fornecimento de água não é afetado. Também impede que grandes variações de consumo tenham um impacto tão significativo na pressão como acontece com as redes ramificadas. Em contrapartida esta organização requer maiores investimentos e a determinação do equilíbrio hidráulico é mais complexo.

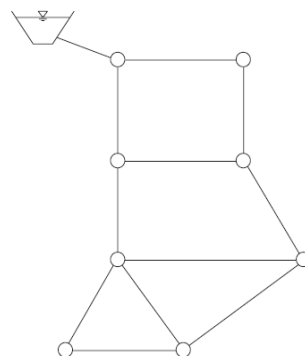


Figura 4.1 – Exemplo de rede malhada. (fonte: Walski, 2001)

4.1.2 Redes ramificadas

As redes ramificadas apresentam uma conduta principal que se ramifica em diversas condutas secundárias. Esta organização requer um menor número de tubagens o que significa um investimento menor, apresenta facilidade na determinação das condições de funcionamento hidráulico e possibilita que se adotem os diâmetros da tubagem mais económicos. Pelo facto do escoamento ser unidirecional não é possível garantir a mesma fiabilidade comparativamente às redes malhadas.

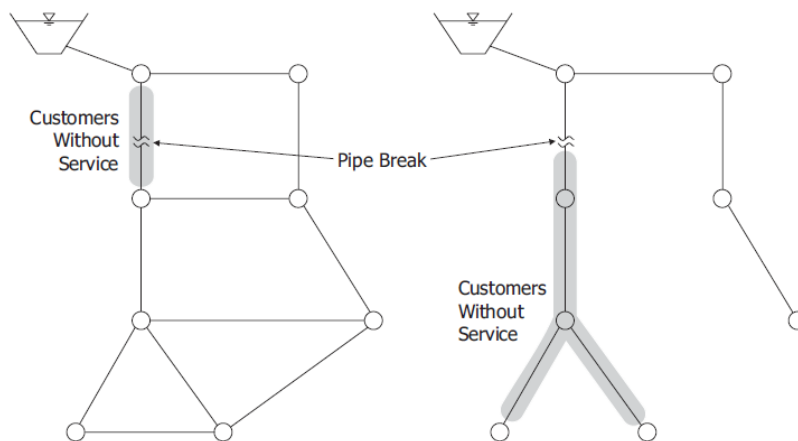


Figura 4.2 – Comparação entre uma rede malhada e uma rede ramificada. (fonte: Walski, 2001)

4.1.3 Redes mistas

Na maioria das situações não é viável o abastecimento de água a todos os pontos de consumo do sistema através de redes malhadas ou que resulta na conjugação destas com redes ramificadas, dando origem a uma nova organização definida como redes mistas.

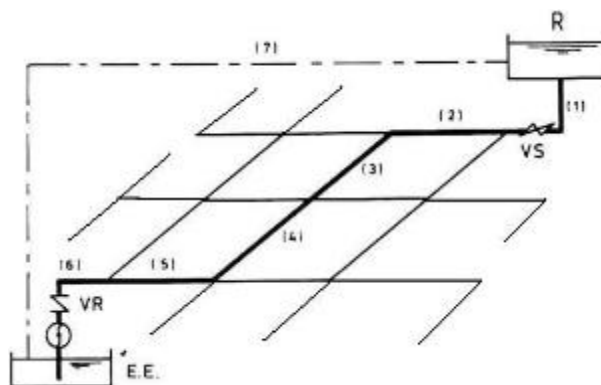


Figura 4.3 – Exemplo de rede mista. (fonte: Sousa, 2001)

As redes de rega dos campos de golfe são um exemplo típico desta configuração. Segundo o Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (2009) o sistema hidráulico deve basear-se em duas considerações: possibilitar que, tanto quanto possível, todas as áreas do campo possam ser abastecidas de duas direções diferentes, e que todas as áreas de rega possam ser isoladas do sistema sem afetar a rega das restantes.

4.2 Sistemas de simulação do escoamento

Os sistemas de simulação do escoamento são programas computacionais que se destinam à reprodução do comportamento do escoamento numa rede de distribuição de um líquido ou gás. A simulação baseia-se na representação do sistema por um conjunto de equações, designado modelo matemático, e por um algoritmo de resolução de equações não-lineares.

Estes sistemas possibilitam:

- Dimensionamento de novas redes, modificação ou ampliação das redes existentes;
- Estudo do funcionamento da rede;
- Dimensionamento de estações elevadoras de pressão e reservatórios;
- Regulações das estações elevadores de pressão e dos reservatórios para se adaptarem às condições previstas de funcionamento;
- Análise das consequências de variações repentinas das condições do sistema;
- Gestão técnica da rede;

4.2.1 Simulação estática

A simulação estática consiste no cálculo das condições do escoamento para um conjunto de condições de fronteira que não se alteram. São utilizados em situações de operação da rede para a previsão do impacto de determinados eventos e elaboração de regras de funcionamento, em situações de manutenção para o escalonamento das tarefas e definição de regras de operação durante a manutenção, e reabilitação do sistema através de diagnóstico de deficiências e análise comparativa de várias alternativas de remodelação.

4.2.2 Simulação dinâmica

Numa simulação dinâmica reproduz-se o comportamento do sistema segundo um determinado período de tempo no qual se conhece ou estima o comportamento das condições de fronteira como por exemplo a evolução do consumo. A simulação dinâmica requer a utilização de modelos complexos e consiste no estudo de regimes transientes do escoamento, podendo ser utilizada para análise do impacto do fecho rápido de válvulas ou variações de consumo. Alguns programas permitem a “simulação em período alargado” (EPS, “*extended-period simulation*”), esta simulação é normalmente definida por simulação dinâmica, o que segundo Alegre *et al* (2006) não é muito rigoroso, visto que consiste numa simulação de sucessivos regimes permanentes executada num período de tempo discreto, sem recurso ao cálculo dos regimes transitórios.

4.2.3 Dimensionamento

As análises de dimensionamento baseiam-se na simulação estática e seguem princípios de energia mínima que permitem o dimensionamento das condutas dos sistemas novos ou em expansão segundo condições máximas de velocidade e perda de carga.

4.3 Construção de um modelo

O modelo de um sistema de distribuição de água resulta da associação de duas estruturas principais, uma estrutura física e uma estrutura de consumos. A estrutura física deve incluir todas as condutas e todo o equipamento necessário para se garantir a distribuição do fluido em condições apropriadas de caudal e pressão. Como referido no Capítulo 2 a estrutura de consumos consiste no conjunto de estimativas das necessidades hídricas e da janela de rega.

A representação da rede é simplificada através da representação por condutas e nós, sendo os nós utilizados para representar a junção de condutas, pontos de consumo ou fornecimento da rede, condições de fronteira como por exemplo reservatórios, válvulas e estações de bombeamento. Em alguns programas também se utilizam tubagens “fictícias” para representar alguns equipamentos, como é o caso das estações de bombeamento.

O desenvolvimento de modelos de simulação deve ser abordado de forma estruturada e sistemática, na Figura 4.4 identifica-se a sequência e as fases de desenvolvimento de um modelo.

Numa abordagem inicial ao modelo devem ser especificados os objetivos do estudo, os usos prioritários do modelo, as convenções adotadas e as opções básicas de modelação. Após a fase A procede-se à construção do modelo físico da rede (fase B) e do modelo de consumos (fase C). A fase D consiste na implementação de regras de funcionamento como por exemplo estabelecimento de sequências de abertura e fecho de válvulas e após esta fase obtém-se a primeira versão do modelo (fase E). As fases F e G dependem da calibração do modelo e só são aplicáveis quando existe a possibilidade de se obter dados do sistema de distribuição real. A calibração consiste no ajuste do modelo para aproximar o seu comportamento ao do sistema real, segundo Alegre *et al.* (2006) deve avaliar-se se os dados introduzidos relativamente ao comprimento e diâmetros das condutas estão corretos, o impacto das incrustações no diâmetro hidráulico das condutas, erros de esquematização, validade dos consumos estabelecidos e reprodução inadequada das condições de fronteira. O modelo deve ser calibrado para um período de funcionamento normal da instalação e durante este período devem ser recolhidos dados referentes às perdas de pressão nas condutas, as pressões e caudais em simultâneo em pontos representativos da rede.

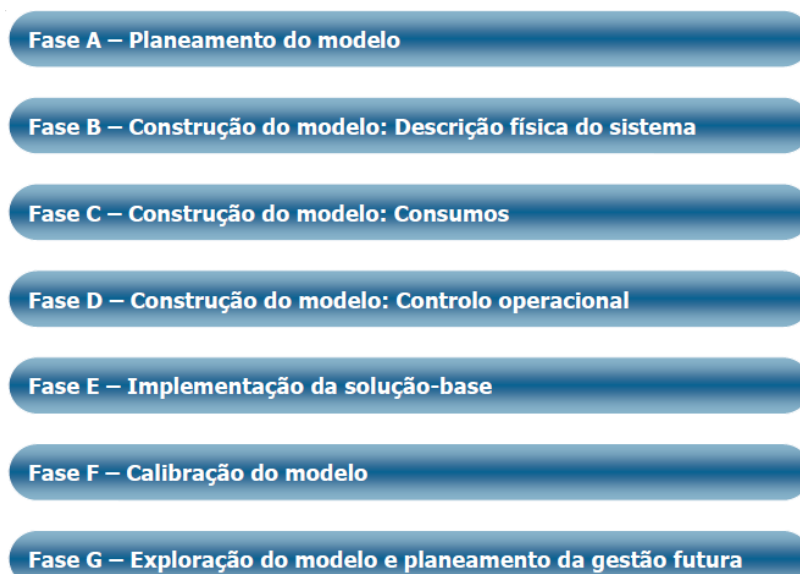


Figura 4.4 – Fases de desenvolvimento de um modelo. (fonte: Alegre, 2007).

4.4 Condições de Equilíbrio Hidráulico

Normalmente, na fase inicial de projeto apenas se conhecem as necessidades de caudal e pressão dos diversos pontos de consumo da rede cabendo ao projetista o dimensionamento do sistema de forma a garantir o cumprimento destes parâmetros.

Para o dimensionamento dos pontos de fornecimento de energia à rede (estações de bombeamento e reservatórios) é necessário conhecer-se a topologia do terreno e as perdas de carga que o escoamento sofre ao longo do seu percurso. A topologia é facilmente obtida em função das cotas dos diversos pontos notáveis da rede, por outro lado a perda de carga contínua da rede depende da relação entre as seguintes variáveis: comprimento, diâmetro, caudal, cotas piezométricas e rugosidade. O comprimento e a rugosidade das condutas são parâmetros conhecidos pois o primeiro está relacionado com o traçado da rede e o segundo com o tipo de material das tubagens. O diâmetro é um problema essencialmente económico cabendo ao projetista, muitas vezes através de processos iterativos, tomar as melhores opções para lidar com este parâmetro. Verifica-se que a determinação das condições de funcionamento hidráulico de uma rede consiste no cálculo da distribuição de caudais nas tubagens e das cotas piezométricas em cada um dos nós.

As condições de equilíbrio para as redes malhadas, mistas e ramificadas com várias fontes de abastecimento estabelecem-se com base na equação da continuidade, na equação da conservação da energia e na relação entre o caudal e a perda de carga. No que respeita à complexidade do modelo matemático esta é a principal distinção com as redes ramificadas de apenas um ponto de abastecimento onde apenas é necessário aplicar-se o princípio da continuidade e a relação entre a perda de carga e o caudal.

O primeiro passo para formulação matemática do problema consiste na elaboração de um sistema de equações garantido que o número de equações corresponde ao número de incógnitas. Este sistema pode ser formulado por três metodologias diferentes: equações dos troços, equações dos nós, equações das malhas.

4.4.1 Equação dos troços

Na formulação matemática do equilíbrio hidráulico através das equações dos troços considera-se como incógnitas os caudais nas condutas e escreve-se uma equação da

continuidade para cada nó de junção (4.1) e uma equação de conservação da energia por cada malha (4.7). Como se verifica na Figura 4.5 as malhas não só podem ser formadas por um conjunto de tubagens que formam um circuito fechado (malhas naturais, M_N), mas também por malhas fictícias (M_F) que englobem dois pontos de alimentação.

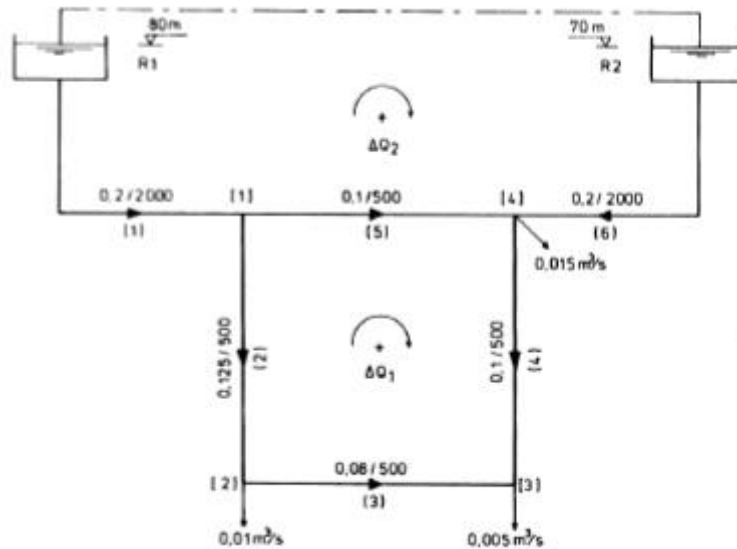


Figura 4.5 – Representação esquemática de um sistema de distribuição com malha fictícia. (fonte: Sousa, 2001)

$$\sum_{j=1}^{NC} Q_{ij} = Q_i \quad (N \text{ equações}) \quad (4.1)$$

Q_{ij} – Caudal convergente no nó i a partir do nó j

NC – Número de condutas convergentes no nó i

Q_i – Caudal de consumo no nó de junção i (negativo se se tratar de entrada de caudal)

N – número de nós de junção

A equação da conservação da energia aplicada a uma malha pode ser obtida através da simplificação da equação de Bernoulli:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} + \sum H_b = Z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + \sum H_l + \sum H_{pcl} \quad (4.2)$$

Z – cota

P – pressão

ρ - massa específica

g – aceleração gravítica

v – velocidade

H_b – altura manométrica fornecida pelas bombas

H_l – perda de carga nas condutas

H_{pcl} – perdas de carga localizadas

Simplificações consideradas:

- Como a secção das condutas entre dois nós é contante $v_1 = v_2$
- Considerou-se que não existem bombas na rede $\sum H_b = 0$
- Desprezou-se as perdas de carga localizadas $\sum H_{pcl} = 0$

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \sum H_l \quad (4.3)$$

Como a altura piezométrica é: $H = Z + \frac{P}{\rho g}$, obtém-se:

$$H_1 - H_2 = \sum H_l \quad (4.4)$$

Analisando a equação (4.4) conclui-se que a variação da energia entre dois pontos de uma rede de distribuição é igual à energia perdida pelo fluido no escoamento entre esses mesmos dois pontos. Aplicando esta equação a uma malha natural conclui-se que a variação da energia (ΔE) é nula, por outro lado numa malha imaginária a variação da energia corresponde á diferença de cotas piezométricas entre os dois pontos de alimentação.

$$\sum_{l=1}^{NT} \Delta H_l = \Delta E \quad (M_N + M_F \text{ equações}) \quad (4.5)$$

ΔH_l – Perda de carga total da tubagem l pertencente à malha para a qual está a ser escrita a equação

NT – Número de tubagens da malha

ΔE – Diferença de cotas piezométricas entre os dois pontos de alimentação da malha (malhas naturais $\Delta E=0$)

Para se alterar as incógnitas da equação (4.5) recorre-se à relação entre as perdas de carga e o caudal:

$$\Delta H_l = K_l Q_l^n = K_l Q_l |Q_l|^{n-1} = K_l \text{sgn}(Q_l) |Q_l|^n \quad (4.6)$$

K_l – Coeficiente de perda de carga da tubagem

n – constante relacionada com o método utilizado para o cálculo do coeficiente de perda de carga (Apêndice A)

Substituindo a expressão (4.6) na equação (4.5) obtém-se a equação da conservação da energia em função do caudal nas condutas.

$$\sum_{l=1}^{NT} K_l Q_l |Q_l|^{n-1} = \Delta E \quad (M_N + M_F \text{ equações}) \quad (4.7)$$

Com base no conjunto equações lineares (4.1) e no conjunto de equações não lineares (4.7) cria-se um sistema de equações que permite o cálculo dos caudais nas tubagens através da resolução por técnicas numéricas. Após determinação dos caudais e com base nas condições de fronteira é simples o cálculo das alturas piezométricas nos nós através da expressão (4.6).

O número de malhas naturais e malhas fictícias podem ser calculados pelas expressões seguintes:

$$M_N = T - N - (F - 1) \quad (4.8)$$

$$M_F = F - 1 \quad (4.9)$$

T – número de condutas

N – número de nós de junção

F – número de nós de cota piezométrica fixa

4.4.2 Equação dos nós

A equação dos nós baseia-se na análise da cota piezométrica de cada nó de junção e consiste na combinação da equação da energia para cada tubagem com a equação da continuidade em cada nó. Nestas equações a notação difere das equações dos troços pois,

enquanto que na anterior se define a conduta em função de um número, neste caso definem-se as condutas pelos índices dos nós a montante (j) e jusante (i).

Como demonstrado anteriormente, segundo as simplificações consideradas, a variação da energia entre dois nós corresponde à perda de carga entre os mesmos, sendo que esta relaciona-se com o caudal através da seguinte expressão:

$$\Delta H_{ji} = H_j - H_i = K_{ji} \operatorname{sgn}(Q_{ji}) |Q_{ji}|^n \quad (4.10)$$

H_j, H_i – Cotas piezométricas nos nós de junção j e i

K_{ji} – Coeficiente de perda de carga na tubagem

Q_{ji} – Caudal na tubagem do nó j para o nó i

n – constante relacionada com o método utilizado para o cálculo do coeficiente de perda de carga (Apêndice A)

Como o sinal da perda de carga corresponde ao sentido do escoamento podemos concluir que $\operatorname{sgn}(Q_{ji}) = \operatorname{sgn}(H_j - H_i)$, portanto a expressão (4.10) pode ser expressa em função do caudal através da seguinte relação:

$$Q_{ji} = \operatorname{sgn}(H_j - H_i) \left(\frac{|H_j - H_i|}{K_{ji}} \right)^{\frac{1}{n}} = \left(\frac{1}{K_{ji}} \right)^{\frac{1}{n}} (H_j - H_i) (|H_j - H_i|)^{\frac{1}{n}-1} \quad (4.11)$$

Substituindo a equação (4.11) na equação da continuidade (4.1) obtém-se a expressão (4.12) que representa a conservação de massa para o nó de junção i, no qual convergem um determinado número de condutas (NC) com cotas piezométricas (H_j).

$$\sum_{j=1}^{NC} \left(\frac{1}{K_{ji}} \right)^{\frac{1}{n}} (H_j - H_i) (|H_j - H_i|)^{\frac{1}{n}-1} = Q_i \quad (N \text{ equações}) \quad (4.12)$$

Aplicando a expressão anterior a todos os nós de junção da rede de distribuição é possível a formulação matemática das condições de equilíbrio através de um sistema de N equações não lineares.

4.4.3 Equação das malhas

A metodologia da modelação matemática pelas equações das malhas baseia-se na conservação da energia, sendo necessário para se iniciar o método uma estimativa inicial dos caudais nas tubagens que garanta o princípio da continuidade. Os sucessivos ajustes dos caudais nas tubagens são efetuados de forma a garantir-se sempre a continuidade nos nós.

A equação das malhas baseia-se na equação (4.7), no entanto o caudal na conduta (Q_l) é representado pela soma de duas parcelas. A primeira parcela é Q_{ol} e representa a estimativa inicial do caudal na conduta, mantendo-se constante ao longo do processo iterativo. A segunda (ΔQ_m) varia de iteração para iteração e define a correção de caudal relativa à malha que inclui a tubagem l. Caso uma tubagem seja comum a duas malhas o valor da sua correção corresponde à associação da correção da malha para a qual se está a elaborar a equação e outra correção, de sinal contrario, relativo à malha adjacente.

$$Q_l = Q_{ol} + \Delta Q_m \quad (4.13)$$

$$\sum_{l=1}^{NT} K_l(Q_{ol} + \Delta Q_m) |Q_{ol} + \Delta Q_m|^{n-1} = \Delta E \quad (M_N + M_F \text{ equações}) \quad (4.14)$$

ΔE – Diferença de cotas piezométricas entre os dois pontos de alimentação da malha (malhas naturais $\Delta E=0$)

Com base na equação (4.14) verifica-se que o cálculo das condições de funcionamento hidráulico consiste na resolução do sistema de M_N e M_F equações não lineares em ordem às correções de caudal.

4.5 Técnicas numéricas de resolução das condições de equilíbrio

Após a formulação das condições de equilíbrio hidráulico segundo uma das três metodologias referidas anteriormente é necessário a utilização de métodos numéricos para a resolução das equações não lineares. Nos subcapítulos seguintes aborda-se as

principais técnicas utilizadas para o cálculo das condições de funcionamento hidráulico das redes de distribuição.

4.5.1 Método de Hardy Cross

Segundo Sousa (2001) o método numérico de Hardy Cross é o mais antigo e de maior divulgação para o cálculo das condições de funcionamento hidráulico dos sistemas de distribuição de água. Este método foi desenvolvido e publicado por Hardy Cross em 1936 e apresenta como vantagem a possibilidade de resolução “manual” de pequenas redes pela resolução iterativa das equações uma a uma. Apesar de melhorias introduzidas por diversos autores, como por exemplo as correções de caudal operadas simultaneamente desenvolvido por Epp e Fowler 1970, esta técnica apresenta alguns problemas relacionados com a lenta convergência e risco de divergência.

Este método pode ser utilizado para a resolução de qualquer um dos três tipos de equações que caracterizam o comportamento hidráulico do escoamento, no entanto a sua aplicação mais usual é na resolução das equações das malhas, visto que conduz a um menor número de equações.

A resolução das equações das malhas pelo método de Hardy Cross baseia-se no método de Newton no qual em cada iteração se resolve uma equação. O método de Newton foi desenvolvido para estimar zeros de funções levando em consideração o comportamento da função para garantir maior eficiência na aproximação. Da análise da Figura 4.6 verifica-se que a equação da recta tangente ao gráfico da função f num ponto $(x_i, f(x_i))$ é dada por:

$$y(x) = f(x_i) + f'(x_i)(x - x_i) \quad (4.15)$$

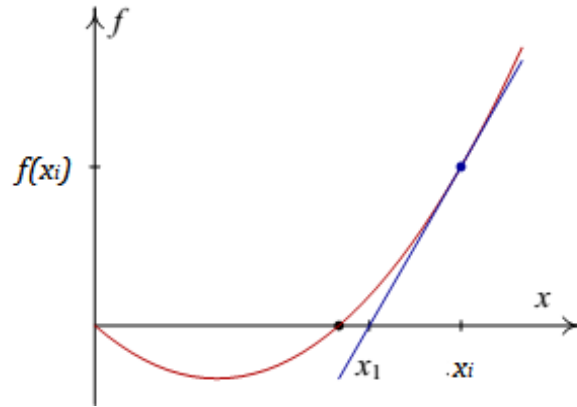


Figura 4.6 – Interpretação gráfica do método de Newton.

Como se pretende determinar x_{i+1} de tal forma que $y(x_{i+1}) \cong 0$, obtém-se:

$$x_{i+1} = x_i - \frac{f(x_i)}{f'(x_i)} \text{ em que } f'(x_i) \neq 0 \quad (4.16)$$

Aplicando-se a equação (4.16) à incógnita da equação das malhas verifica-se a relação entre a correção de caudal entre iterações sucessivas:

$$\Delta Q_j^{m+1} = \Delta Q_j^m - \frac{F_j^m}{\frac{dF_j^m}{d\Delta Q_j^m}} \text{ em que } \frac{dF_j^m}{d\Delta Q_j^m} \neq 0 \quad (4.17)$$

Considerando que a cada iteração se ajustam os caudais iniciais pode considerar-se que a correção na iteração interior é nula: $\Delta Q_j^m = 0$

$$\Delta Q_j^{m+1} = - \frac{F_j^m}{\frac{dF_j^m}{d\Delta Q_j^m}} \text{ em que } \frac{dF_j^m}{d\Delta Q_j^m} \neq 0 \quad (4.18)$$

O princípio da conservação da energia na malha j é expresso pela função $F_j = 0$, sendo a equação (4.20) a sua derivada em ordem a ΔQ_j .

$$F_j = \sum_{l=1}^{NT} K_l Q_l |Q_l|^{n-1} - \Delta E = \sum_{l=1}^{NT} K_l (Q_{ol} + \Delta Q_m) |Q_{ol} + \Delta Q_m|^{n-1} - \Delta E \quad (4.19)$$

$$\frac{dF_j}{d\Delta Q_j} = \sum_{l=1}^{NT} K_l n |Q_{ol} + \Delta Q_m|^{n-1} = \sum_{l=1}^{NT} K_l n |Q_l|^{n-1} \quad (4.20)$$

Substituindo as equações (4.19) e (4.20) na equação (4.18) obtém-se a expressão pela qual se calculam as correções de caudal em cada malha do sistema:

$$\Delta Q_j = - \frac{\sum_{l=1}^{NT} K_l Q_l |Q_l|^{n-1} - \Delta E}{\sum_{l=1}^{NT} K_l n |Q_l|^{n-1}} \quad (4.21)$$

Segundo Sousa (2001) o procedimento de cálculo pode ser sistematizado pelos seguintes procedimentos:

1. Inicialização dos caudais em cada tubagem, respeitando o principio da continuidade;
2. Cálculo do somatório das perdas de carga em cada malha, respeitando a convenção definida para os sinais da perda de carga;
3. Cálculo do somatório das derivadas das perdas de carga em cada malha;
4. Aplicação da equação (4.21) para o cálculo da correção do caudal em cada malha;
5. Ajuste dos caudais das malhas (tubagens comuns a duas malhas devem ser ajustadas com duas correções);
6. Repetir os passos 3, 4 e 5 para cada malha;
7. Verificar se o critério de convergência é atingido, caso não seja voltar ao passo 2;

4.5.2 Método de Newton-Raphson

O método de Newton-Raphson pode ser utilizado para a resolução dos três tipos de equações que definem o equilíbrio hidráulico. No entanto a resolução das equações das malhas (desenvolvido por Martin e Peters, 1963) e dos nós (Shamir e Howard, 1968) são as aplicações mais comuns do método, consistindo na linearização do sistema de equações e resolução iterativamente.

De uma forma genérica a expressão (4.16) do Método de Newton pode ser formulada para a resolução de um conjunto de vetores:

$$X^{m+1} = X^m - J(X^m)^{-1} F(X^m) \quad (4.22)$$

X^{m+1} e X^m – vetores das incógnitas das iterações (m+1) e (m)

$J(X^m)^{-1}$ – inversa da matriz Jacobiana

$F(X^m)$ – vetores dos valores da função F_j

Se o problema for equacionado através das equações das malhas os elementos do vetor X referem-se às correções de caudal em cada malha (ΔQ_m).

$$\Delta Q_j^{m+1} = \Delta Q_j^m - J(\Delta Q_j^m)^{-1} F(\Delta Q_j^m) \quad (4.23)$$

Sendo a matriz Jacobiana composta pelas derivadas parciais da função F_j (balanço da variação da energia na malha) em ordem às correções do caudal.

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial F_1}{\partial \Delta Q_1} & \dots & \frac{\partial F_1}{\partial \Delta Q_L} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial F_L}{\partial \Delta Q_1} & \dots & \frac{\partial F_L}{\partial \Delta Q_L} \end{bmatrix} \quad (4.24)$$

Onde:

$$F_j = \sum_{l=1}^{NT} K_l Q_l |Q_l|^{n-1} - \Delta E \quad (4.25)$$

$$\frac{dF_j}{d\Delta Q_j} = \sum_{l=1}^{NT} K_l n |Q_l|^{n-1} \quad (4.26)$$

Segundo Sousa (2001) o procedimento de cálculo consiste em determinar um vetor Z de tal forma que o seu valor corresponda às correções a aplicar após cada iteração.

$$JZ = F \quad (4.27)$$

$$\Delta Q_j^{m+1} = \Delta Q_j^m - Z^m \quad (4.28)$$

A solução das condições de equilíbrio hidráulico obtém-se quando o valor máximo de Z for inferior ao critério de convergência estabelecido.

No caso de se formular o problema através das equações dos nós, os elementos do vetor X correspondem às cotas piezométricas nos nós de junção (H_i).

$$H_i^{m+1} = H_i^m - J(H_i^m)^{-1}F(H_i^m) \quad (4.29)$$

Sendo a matriz Jacobiana composta pelas derivadas parciais da função F_i (balanço da conservação da massa no nó) em ordem às cotas piezométricas.

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial F_1}{\partial H_1} & \dots & \frac{\partial F_1}{\partial H_N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial F_N}{\partial H_1} & \dots & \frac{\partial F_N}{\partial H_N} \end{bmatrix} \quad (4.30)$$

Onde:

$$F_i = \sum_{j=1}^{NC} \text{sgn}(H_j - H_i) \left(\frac{|H_j - H_i|}{K_{ji}} \right)^{\frac{1}{n}} - Q_i \quad (4.31)$$

$$\frac{dF_i}{dH_i} = \sum_{l=1}^{NT} \frac{1}{n} \left(\frac{1}{K_{ji}} \right)^{\frac{1}{n}} (|H_j - H_i|)^{\frac{1}{n}-1} \quad (4.32)$$

$$H_i^{m+1} = H_i^m - Z^m \quad (4.33)$$

Devido à resolução simultânea do conjunto de equações o método de Newton-Raphson apresenta uma rápida convergência.

4.5.3 Método da Teoria Linear

O método da Teoria Linear foi desenvolvido por Wood e Charles em 1972 e baseia-se na resolução simultânea do sistema de equações dos troços por linearização das equações de conservação da energia.

Segundo Sousa (2001) a linearização da equação da energia é efetuada através de uma aproximação do caudal de cada tubagem (Q_{ol}) e utilização de coeficientes de perda de carga modificados (K'_l).

$$\Delta H_l = K_l |Q_{ol}|^{n-1} |Q_l| = K'_l Q_l \quad (4.34)$$

Quando o valor aproximado do caudal corresponde ao valor correto a equação (4.34) representa a expressão exata para o cálculo das perdas de carga.

Uma grande vantagem deste método consiste na primeira iteração onde se considera que os coeficientes de perda de carga modificados (K'_l) são iguais aos coeficientes de perda de carga (K_l), não sendo necessário o arbítrio de caudais iniciais.

Após a resolução do sistema de equações com N equações lineares que representam o princípio da continuidade nos nós de junção e $M+F-1$ equações linearizadas pela expressão (4.34). Obtém-se um conjunto de caudais nas condutas que são utilizados na iteração seguinte para calcular o novo conjunto de coeficientes de perda de carga modificados

$$K'_l = K_l |Q_j^m|^{n-1} \quad (4.35)$$

Estes coeficientes modificados são utilizados para o cálculo de um novo conjunto de caudais e o procedimento repete-se até que se atinga a condição de convergência, o seja a diferença entre o caudal das tubagens em duas iterações consecutivas seja inferior a um valor estabelecido.

Para se evitar problemas relacionados com a oscilação dos resultados em torno da solução final os autores aconselham que a partir da terceira iteração se considere o caudal para o ajuste do coeficiente de perda de carga como a média aritmética dos caudais obtidos nas duas iterações anteriores. De acordo com Wood e Charles (1972), citado por Lee (1983), para além da dispensa de se estabelecer o conjunto de caudais iniciais o método converge num pequeno número de iterações.

4.5.4 Método da Energia Mínima

O método da energia mínima recorre a técnicas de otimização e baseia-se no facto do equilíbrio hidráulico se reger pelo princípio de energia mínima. A abordagem matemática para a resolução das condições de equilíbrio hidráulico é radicalmente diferente dos métodos anteriormente referidos e consiste a minimização de uma função que representa toda a energia envolvida no sistema respeitando a restrição imposta pelo princípio da continuidade.

Apesar dos desenvolvimentos das técnicas de otimização ainda existem problemas relacionados com a dimensionalidade, ou seja para redes de grande dimensão o tempo e a capacidade de processamento são elevados.

Os métodos mais divulgados baseiam-se em Collins *et al* (1978) e denominam-se *Content Model* e *Co-Content Model*. Ambos os modelos foram desenvolvidos com base em trabalhos de investigação para a resolução de redes elétricas

No *Content Model* é necessária a definição de um nó, denominado por nó de terra (g), que se relaciona com cada reservatório através de um par de ligações opostas (Figura 4.7). O objetivo deste nó é garantir que o somatório dos consumos nos nós de junção corresponde ao balanço de caudal dos reservatórios.

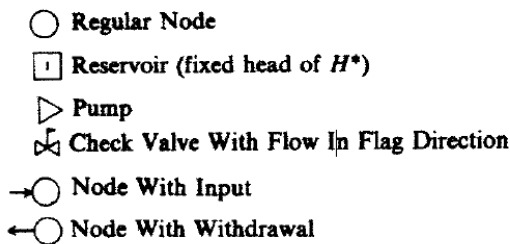


FIGURE 1. Example Pipe Network.

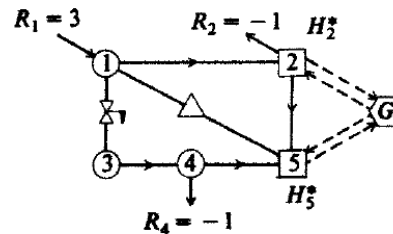


FIGURE 2. Example Pipe Network with Ground Node for Content Model.

Figura 4.7 – Exemplo de rede com nó de terra para o Content Model. (fonte: Collins et al, 1978).

Com base no anteriormente descrito o problema de otimização apresenta a seguinte formulação:

$$\text{Minimizar } G = \sum_{(i,j)} \left[\int_0^{Q_{ij}} F_{ij}(t) dt \right] - \sum_{(g,n)} \left[\int_0^{Q_{gn}} H_n^* dt \right] + \sum_{(n,g)} \left[\int_0^{Q_{ng}} H_n^* dt \right] \quad (4.36)$$

$F_{ij}(t)$ – Corresponde normalmente à relação não linear entre a perda de carga e o caudal, mas também pode ser utilizado para caracterizar outros elementos da rede como por exemplo válvulas:

$$F_{ij}(Q_{ij}) = H_i - H_j = K_{ij}(Q_{ij})^n \quad (4.37)$$

Condições:

$$\sum_{(n,j) \in E \cup E_l} Q_{nj} - \sum_{(i,n) \in E \cup E_l} Q_{in} = r_n \quad (4.38)$$

$$Q_{ij} \geq 0 \quad (4.39)$$

O método tem como objetivo encontrar um conjunto de caudais que minimize as perdas de carga e que garanta o princípio da continuidade em cada nó.

Tal como no método anterior, no *Co-Content Model* define-se um nó terra, no entanto neste caso forma-se um conjunto de malhas de forma a cada uma apresentar uma conduta da rede e duas condutas de ligação ao nó terra.

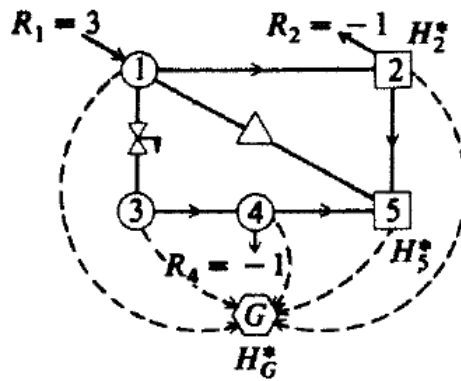


Figura 4.8 – Exemplo de rede com nó de terra para o Co-Content Model. (fonte: Collins et al, 1978).

O problema de otimização baseia-se na equação dos nós e apresenta a seguinte formulação:

$$\text{Minimizar } J = \sum_{(i,j)} \left[\int_0^{\Delta H_{ij}} E_{ij}(t) dt \right] - \sum_{(n)} \left[\int_0^{\Delta H_{ng}} r_n dt \right] \quad (4.40)$$

$E_{ij}(t)$ – Corresponde à função inversa F_{ij} de tal forma que:

$$Q_{ij} = E_{ij}(\Delta H_{ij}) \quad (4.41)$$

Condições:

$$\Delta H_{ij} + \Delta H_{jg} - \Delta H_{ig} = 0 \quad (4.42)$$

$$\Delta H_{ng} = \Delta H_n^* - \Delta H_g^* \quad (4.43)$$

O método consiste em encontrar um conjunto de perdas de carga que minimizem a equação (4.40) e garantam o princípio da conservação da energia.

Para a resolução dos modelos podem ser aplicadas diversas técnicas de otimização como é por exemplo o caso do Método *Simplex* Convexo.

4.5.5 Método do Gradiente

O método do gradiente foi desenvolvido por Todini e Pilati e caracteriza-se pela resolução das equações dos nós e dos troços em simultâneo. Este processo apresenta um maior número de incógnitas, contudo segundo Boulos *et al.* (2006) citando Todini e Pilati (1987), apesar da necessidade de um maior número de equações é um método robusto, sendo por isso utilizado em muitos simuladores hidráulicos como o EPANET, WATERCAD, SARA, MIKENET e PIPENET.

Aplicando o método de Newton à equação de conservação de massa nos nós e da energia nas condutas obtém-se as seguintes expressões:

$$\sum_{j=1}^{NC} \left(\frac{dF_Q^m}{d\Delta Q_{ij}^m} \right) \Delta Q_j^{m+1} = -F_Q(Q^m) \quad (N \text{ equações}) \quad (4.44)$$

$$\frac{\partial F_P^m}{\partial H_i^m} \Delta H_i^{m+1} + \frac{\partial F_P^m}{\partial H_j^m} \Delta H_j^{m+1} + \frac{\partial F_P^m}{\partial Q_{ij}^m} \Delta Q_{ij}^{m+1} = -F_P(Q^m, H^m) \quad (T \text{ equações}) \quad (4.45)$$

Formulando as expressões da continuidade nos nós e energia nas condutas na sua forma matricial, obtém-se:

$$F_Q(Q, H) = A_{21}Q^{m+1} - Q_i = 0 \quad (4.46)$$

$$F_P(Q, H) = A_{11}Q^{m+1} + A_{12}H^{m+1} = 0 \quad (4.47)$$

As matrizes A_{12} e A_{21} identificam as ligações entre os nós e as condutas, apresentando valores de 1, -1 e 0. Cada coluna da matriz caracteriza uma conduta, quando o seu valor é -1 identifica o nó de montante, quando toma o valor de 1 representa o nó de jusante

quando a conduta não está ligada ao nó é representado por 0. A matriz A_{12} corresponde à matriz transposta de A_{21} :

$$A_{12} = A_{21}^T \quad (4.48)$$

A matriz A_{11} é uma matriz diagonal definida da seguinte forma:

$$A_{11} = \begin{bmatrix} K_1 |Q_1|^{n-1} & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & K_{npipe} |Q_{npipe}|^{n-1} \end{bmatrix} \quad (4.49)$$

Aplicando o método de Newton às equações (4.46) (4.47) obtém-se:

$$dF_Q(Q, H) = A_{21} \Delta Q^{m+1} = -dq \quad (4.50)$$

$$dF_P(Q, H) = nA_{11} \Delta Q^{m+1} + A_{12} \Delta H^{m+1} = -dE \quad (4.51)$$

Onde: dq e dE são definidos como os resíduos da equação a conservação da massa e da energia durante o processo iterativo.

Resolvendo as expressões (4.50) e (4.51) em ordem a ΔQ e a ΔH obtém-se as correções a aplicar na iteração seguinte para o ajuste dos caudais e das alturas piezométricas. Estas duas variáveis também são utilizadas para a verificação do critério de paragem.

$$Q^{m+1} = Q^m + \Delta Q^{m+1} \quad (4.52)$$

$$H^{m+1} = H^m + \Delta H^{m+1} \quad (4.53)$$

4.5.6 Método BSOR (*Buffered Successive Over Relaxation*)

Aya e Kootattep desenvolveram o método *Buffered Successive Over Relaxation* (BSOR), este destina-se à resolução das equações dos nós e baseia-se na modificação do método de Newton-Raphson com o objetivo de aumentar a sua velocidade de convergência, principalmente quando a estimativa inicial está muito afastada da solução.

A principal diferença consiste na utilização de uma variável A que em determinados casos funciona como acelerador da velocidade de convergência e noutros casos como desacelerador evitando sobre-correções que provocam oscilações em torno da solução final.

Segundo Aya e Kootattep (1985) recomenda-se que se considere o acelerador contante e igual a 1,3 e o desacelerador 0,5. O critério estabelecido consiste na avaliação das duas últimas correções efetuadas, ou seja, caso o sinal seja o mesmo utiliza-se o acelerador, caso ocorra uma mudança do sinal utiliza-se o desacelerador.

Como a variável A irá afetar a correção da cota piezométrica dos nós a equação (4.33) do Método de Newton-Raphson deverá ser modificada para a seguinte forma:

$$H_i^{m+1} = H_i^m + A\Delta H_i^m \quad (4.54)$$

Onde:

$$\Delta H_i^m = -\frac{F_i}{\frac{dF_i}{dH_i}} = -\frac{\sum_{j=1}^{NC} \text{sgn}(H_j - H_i) \left(\frac{|H_j - H_i|}{K_{ji}}\right)^{\frac{1}{n}} - Q_i}{\sum_{l=1}^{NC} \frac{1}{n} \left(\frac{1}{K_{ji}}\right)^{\frac{1}{n}} (|H_j - H_i|)^{\frac{1}{n}-1}} \quad (4.55)$$

4.6 Condições de fronteira

Para além de se estabelecer as equações de equilíbrio hidráulico e a técnica numérica para a sua resolução, a formulação matemática do sistema só está completa quando se define pelo menos uma condição de fronteira.

As condições de fronteira são definidas em pontos específicos da rede onde se conhece ou estima as características hidráulicas do nó. Neste trabalho abordam-se as principais condições de fronteira, sendo estas em alguns casos abordagens meramente teóricas que apenas podem ser consideradas mediante algumas considerações e outras tentativas de modelar situações reais.

4.6.1 Estabelecendo um caudal fixo

Esta condição é muito utilizada em análises comandadas pelo consumo (*demand driven analyses*, DDA) e utiliza-se para caracterizar as necessidades de caudal dos diversos nós de consumo e abastecimento da rede.

A altura piezométrica nestes pontos é calculada pelas equações de equilíbrio hidráulico o que requer uma análise criteriosa da solução obtida. Em determinadas situações a pressão pode ser insuficiente para que o sistema tenha capacidade para garantir o caudal imposto, nestes casos o sistema deve ser reajustado para que se garanta a pressão mínima nos nós.

4.6.2 Reservatório de nível fixo

Segundo Walski (2003) na modelação de sistemas de distribuição de água os reservatórios de nível fixo são muitas vezes denominados apenas por reservatórios. Estes pontos definem-se como nós que possibilitam o consumo ou abastecimento de água da rede mantendo a sua altura piezométrica constante. É uma condição meramente teórica visto que a superfície da água teria de apresentar uma área infinita para que a entrada ou saída de água não provocasse alterações no seu nível. Em determinadas condições pode assumir-se a simplificação de que o impacto do caudal de consumo ou abastecimento no nó pode ser desprezado na variação da cota piezométrica, como é o caso de um grande lago.

Quando se pretende definir os reservatório de nível fixo é necessário estabelecer-se a sua cota piezométrica e evitar criar instabilidade e problemas de convergência devido à utilização de diversos pontos com pressões mal estabelecidas.

4.6.3 Reservatório de nível variável

Os reservatórios de nível variável são conhecido por tanques (Walski *et al.*, 2003) e, ao contrário dos reservatórios, o nível de água altera-se em função das condições da rede. Apresentam uma capacidade de armazenamento finita sendo possível atingir-se a sua capacidade máxima e mínima, por motivos de segurança a maior parte apresenta equipamentos que apenas permitem o seu funcionamento dentro de certos níveis.

Para a caracterização destes pontos é necessário definir-se a altura a partir da qual a água pode sair do tanque, a altura máxima de funcionamento que não deve ser ultrapassada, a altura mínima de funcionamento e a elevação do tanque, que pode ser englobada através das alturas piezométricas. Também é necessário conhecer-se a relação entre a cota da superfície da água e a capacidade de armazenamento, no caso dos reservatórios de secção constante como é o caso dos cilíndricos a relação é linear, noutros casos como por exemplo em reservatórios esféricos a relação é mais complexa (Figura 4.9).

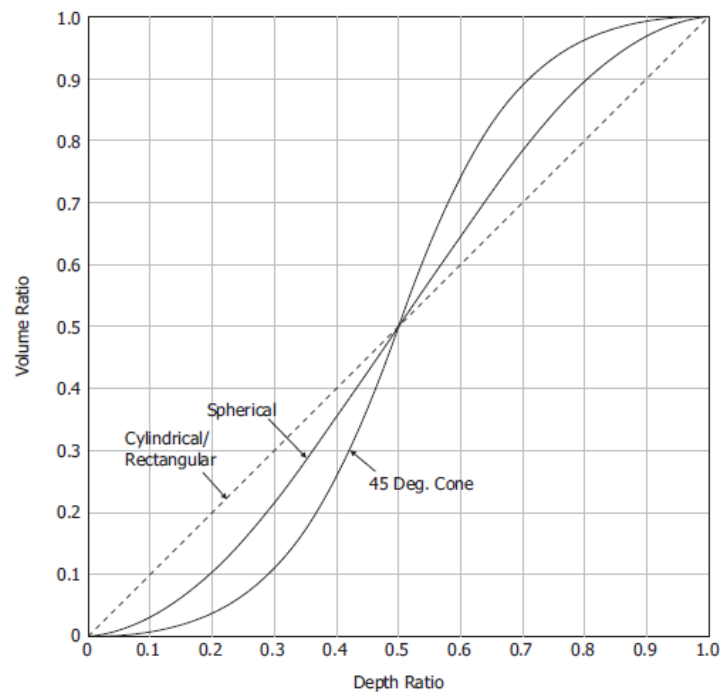


Figura 4.9 – Volume em função da altura de diferentes tanques. (fonte: Walski *et al.*, 2003)

A relação entre o caudal que entra ou sai do tanque pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$Q = f(A) \times (H_0 - H_i) \quad (4.56)$$

Onde:

$f(A)$ – função que relaciona o volume de água com a variação da cota de água

H_0 – Nível inicial do tanque

H_i – Nível no instante de cálculo

Os tanques revelam diferentes comportamentos numa rede, quando apresentam uma altura piezométrica idêntica aos pontos na proximidade diz-se que o nível flutua com o sistema, podem funcionar como fonte de alimentação e energia quando a sua cota

piezométrica é consideravelmente superior quando aplicados nas condutas de aspiração das bombas funcionam como fonte de abastecimento da estação de bombeamento.

4.6.4 Estações de bombeamento

A modelação de estações de bombeamento merece especial destaque devido às suas particularidades matemáticas e importância em termos energéticos no modelo de uma rede de distribuição de água. A generalidade das estações estão equipadas com bombas centrífugas cuja curva característica expressa a relação entre o caudal e a altura de elevação para uma determinada rotação.

Existem diversos métodos para simular o funcionamento das bombas, no presente documento aborda-se apenas o método desenvolvido por Fox (1977) no qual se utiliza uma técnica de aproximação polinomial (4.57) à curva de funcionamento da bomba, apresentado a particularidade de permitir a simulação de bombas de velocidade variável.

$$H_b = AN^2 + BNQ - CQ^2 \quad (4.57)$$

Onde:

H_b – Altura de elevação da bomba

Q – Caudal da bomba

N – Velocidade de rotação da bomba

A, B, C – Coeficientes

Como a equação (4.57) aproxima a curva da bomba a um polinómio de 2ª ordem é necessário conhecer-se três pares de valores (Q_1, H_1), (Q_2, H_2) e (Q_3, H_3) e a velocidade de rotação da amostra (N_a).

$$A = \frac{H_1 - BN_a Q_1 + C Q_1^2}{N_a^2} = \quad (4.58)$$

$$B = \frac{H_2 - H_1 - C(Q_1^2 - Q_2^2)}{N_a(Q_2 - Q_1)} \quad (4.59)$$

$$C = \frac{(H_1 - H_3)(Q_2 - Q_1) + (H_1 - H_2)(Q_1 - Q_3)}{(Q_3^2 - Q_1^2)(Q_2 - Q_1) - (Q_1^2 - Q_2^2)(Q_1 - Q_3)} \quad (4.60)$$

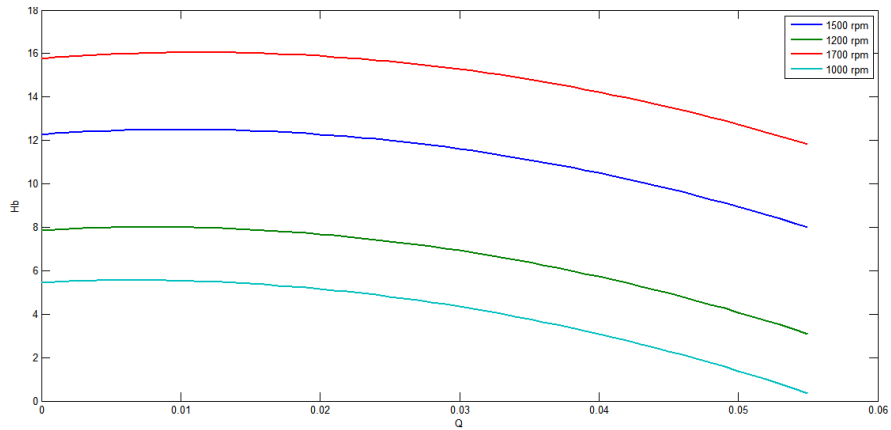


Figura 4.10 – Modelação de várias curvas de funcionamento de uma bomba em MATLAB.

É necessário estabelecer-se o campo de funcionamento da bomba de forma a evitar obter-se resultados irreais.

4.6.5 Consumo nos nós em função da pressão

O estabelecimento do consumo dos nós em função da pressão denomina-se análise comandada pela pressão (*pressure driven analysis*, PDA) e possibilita uma maior aproximação do comportamento do modelo à realidade. Segundo Rossman (2000) o consumo num nó pode ser expresso pela equação do escoamento em orifícios:

$$Q_i = C_e p_i^\gamma \quad (4.61)$$

Onde:

C_e – coeficiente de descarga, segundo Rossman (2000) este valor é normalmente indicado pelos fabricantes dos emissores

p_i – pressão no emissor considerando que este descarrega para a atmosfera

γ – segundo Rossman (2000) o valor típico para emissores é 0,5

4.7 Programa desenvolvido com base no método BSOR

O programa SimHi desenvolvido no âmbito deste trabalho foi programado em VISUAL BASIC.NET e baseia-se no método BSOR. Optou-se pela utilização deste método devido ao seguinte conjunto de vantagens:

- Código simples (Apêndice B)
- Requer pouca memória
- Amplamente testado pelos alunos da Universidade de Chiang Mai

Pretende-se que o programa seja capaz de simular diversos tipos de situações e que permita ao utilizador estimar as características do sistema de bombeamento de forma a garantir o abastecimento nas condições impostas. Estabeleceu-se também como objetivo garantir a fácil e intuitiva utilização do programa.

A utilização das equações dos nós neste programa é também uma vantagem ao nível da programação pois, caso fosse necessário programar um algoritmo de determinação das malhas o programa seria mais complexo.

O programa encontra-se dividido em seis submenus que devem ser acedidos através dos botões localizados no canto inferior do programa. O primeiro submenu permite a definição dos dados gerais do problema. Como se verifica na Figura 4.11 neste passo define-se o número de nós e de condutas, a expressão utilizada para o cálculo da perda de carga, a precisão pretendida para o critério de paragem, o acelerador e desacelerador do processo iterativo, o expoente dos emissores e a massa específica da água.

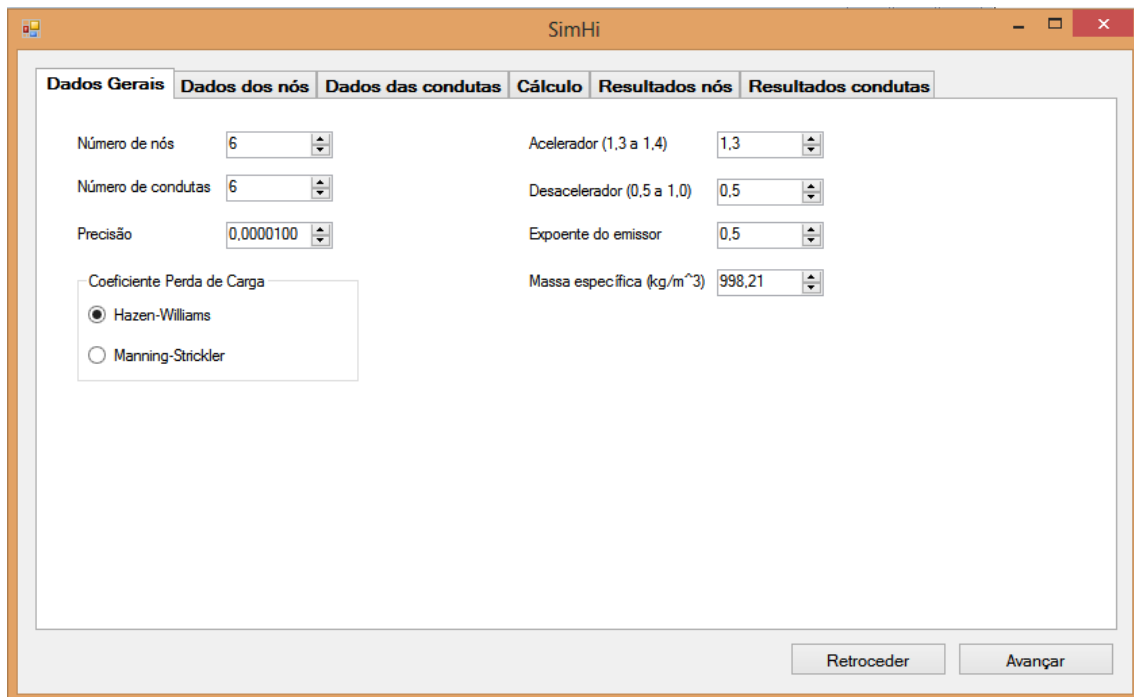


Figura 4.11 – Definição dos dados gerais do problema a resolver.

Cada nó é identificado por um único número e a sua caracterização depende do tipo de nó. Para nós de caudal fixo basta definir-se a cota do nó e o caudal consumido ou fornecido. No caso de se considerar que o nó é um emissor, ou seja o caudal do nó depende da pressão disponível, é necessário definir-se a sua cota, o coeficiente de descarga (tipicamente indicado pelos fabricantes de emissores) e a pressão máxima de funcionamento do emissor. Para garantir uma simulação mais aproximada da realidade optou-se por programar os emissores como se fossem constituídos por uma válvula de redução de pressão, esta opção permite garantir que quando se atinge a pressão de projeto do emissor o caudal mantém-se constante.

$$Q_i = \begin{cases} 0, & p_i \leq 0 \\ C_e p_i^\gamma, & 0 \leq p_i \leq p_{proj} \\ C_e p_{proj}^\gamma, & p_i \geq p_{proj} \end{cases} \quad (4.62)$$

Onde:

p_i – pressão no emissor

p_{proj} – pressão de projeto de funcionamento do emissor

Para a caracterização dos Reservatórios de Nível Fixo apenas é necessário definir-se a altura piezométrica e a respetiva cota.

Nº do Nó	Tipo	Altura piezométrica (m)	Cota (m)	Caudal (m ³ /s)	Coeficiente de descarga	Pressão de funcionamento do emissor (m)
1	Caudal Fixo	0	0	0	0	0
2	Caudal Fixo	0	0	0.01	0	0
3	Caudal Fixo	0	0	0.005	0	0
4	Emissor	0	0	0	0.00013	34.7
5	Reservatório de Nível ...	80	0	0	0	0
6	Reservatório de Nível ...	70	0	0	0	0

Figura 4.12 – Dados relativos aos nós.

As condutas são identificadas por um único número e o sentido de escoamento é indicado pelo nó de montante e nó de jusante. A sua caracterização efetua-se pela correspondência com o nó de montante e nó jusante, pelo coeficiente de perda de carga, que deve estar de acordo com a expressão da perda de carga selecionada, pelo diâmetro e comprimento da conduta. A possibilidade de alterar o estado das condutas (aberto/fechado) visa permitir simular diversas condições de funcionamento dentro do mesmo projeto. O programa também permite ao utilizador definir a última solução calculada para as alturas piezométricas como ponto de partida para a nova solução, esta função possibilita a diminuição do tempo de processamento.

SimHi

Dados Gerais Dados dos nós **Dados das condutas** Cálculo Resultados nós Resultados condutas

	Nº da conduta	Nó de montante	Nó de jusante	Coefficiente	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Conduta fechada
	1	5	1	100	200	2000	<input type="checkbox"/>
	2	1	2	100	125	500	<input type="checkbox"/>
	3	2	3	100	80	500	<input type="checkbox"/>
	4	4	3	100	100	500	<input type="checkbox"/>
▶	5	1	4	100	100	500	<input checked="" type="checkbox"/>
	6	6	4	100	200	2000	<input type="checkbox"/>

Retroceder Calcular

Figura 4.13 – Dados relativos às condutas

Após se atingir a precisão dos resultados definida pelo utilizador o programa apresenta o número de iterações necessárias, o tempo de cálculo e o gráfico da evolução do valor residual máximo da equação dos nós para cada iteração.

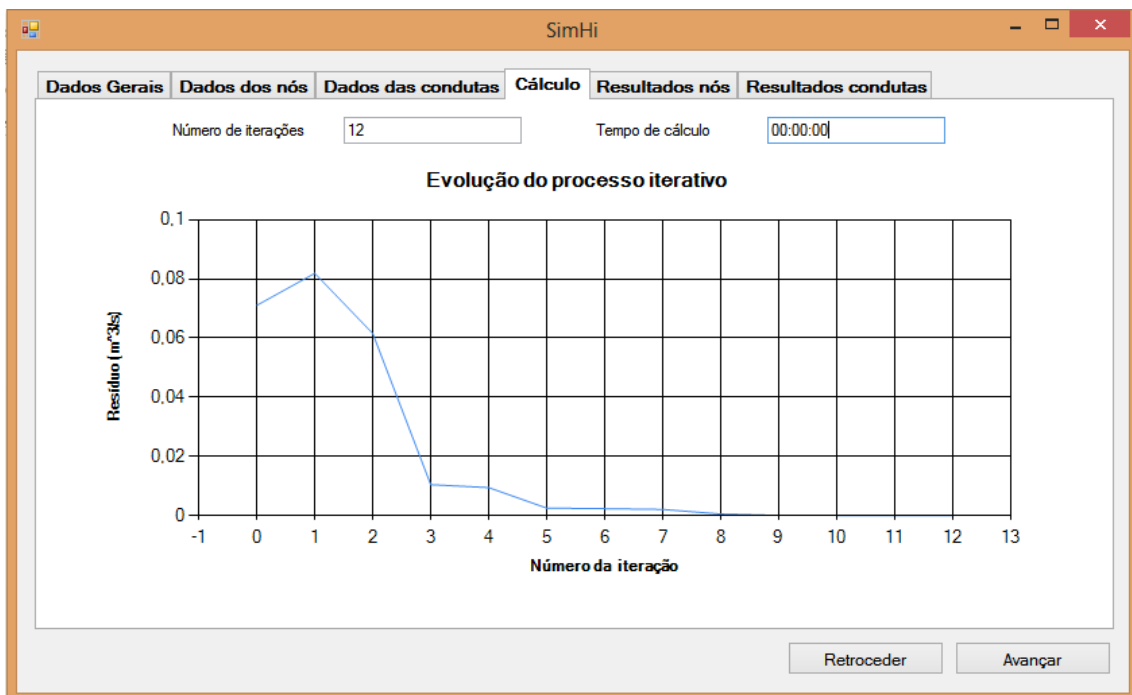


Figura 4.14 – Dados do processo iterativo

A Figura 4.15 e a Figura 4.16 apresentam as condições de equilíbrio hidráulico para os nós e condutas, respetivamente.

	Nº do Nó	Tipo	Altura piezométrica (m)	Pressão (m)	Pressão (bar)	Caudal (m ³ /s)	Pressão de funcionamento do emissor (m)
▶	1	Caudal Fixo	77,09	77,09	7,55	0,0000	0,00
	2	Caudal Fixo	69,91	69,91	6,85	0,0100	0,00
	3	Caudal Fixo	67,84	67,84	6,64	0,0050	0,00
	4	Emissor	69,63	69,63	6,82	0,0008	34,70
	5	Reservatório d...	80,00	80,00	7,83	-0,0119	0,00
*	6	Reservatório d...	70,00	70,00	6,85	-0,0039	0,00

Figura 4.15 – Condições de equilíbrio hidráulico nos nós

	Nº da conduta	Nó de montante	Nó de jusante	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Caudal (m ³ /s)	Perda de carga (m)	Perda de carga unitária (m/m)	Velocidade (m/s)
▶	1	5	1	200,0	2 000,0	0,0119	2,91	0,00	0,3778
	2	1	2	125,0	500,0	0,0119	7,18	0,01	0,9676
	3	2	3	80,0	500,0	0,0019	2,07	0,00	0,3730
	4	4	3	100,0	500,0	0,0031	1,80	0,00	0,3977
	5	1	4	100,0	500,0	0,0000	0,00	0,00	0,0000
*	6	6	4	200,0	2 000,0	0,0039	0,37	0,00	0,1236

Figura 4.16 – Condições de equilíbrio hidráulico nas condutas

5 Aplicação ao caso prático

Este capítulo destina-se à aplicação dos princípios teóricos abordados anteriormente e segue, na medida do possível, a metodologia aplicada para a construção de modelos de distribuição de água. No que respeita ao planeamento do modelo define-se como principal objetivo a caracterização da estação de pressurização para que se garanta o correto funcionamento da rede de rega.

Com o objetivo definido, procede-se à caracterização da rede de distribuição e estimativa do caudal de projeto. Do ponto de vista de desenvolvimento de um modelo estas duas fases correspondem à descrição física do sistema (Fase B) e estrutura de consumos (Fase C). Por fim, pretende-se desenvolver algumas regras de funcionamento que garantam o correto funcionamento da rede.

Para a resolução e validação das condições de equilíbrio hidráulico do modelo optou-se pela utilização do programa desenvolvido no âmbito deste trabalho e pelo EPANET.

5.1. Descrição física do sistema

A rede em estudo corresponde ao sistema de distribuição de água para rega dos campos de golfe 3 e 4 do complexo turístico de Vilamoura. Da análise da planta (Anexo A) verifica-se que é uma rede de distribuição mista, responsável pela rega de 29 buracos através de 670 aspersores abastecidos por uma estação de pressurização. De salientar a distribuição de 20 válvulas de isolamento com a finalidade de isolar zonas da rede para tarefas de manutenção.

A estação de pressurização é responsável pelo bombeamento de água limpa a uma temperatura máxima de 25 °C e caracteriza-se por apresentar um conjunto de eletrobombas principais que funcionam cerca de 8 horas por dia e uma bomba auxiliar responsável por manter a rede pressurizada e abastecer pequenos consumos que poderá funcionar até 24 horas por dia.

A aspiração das bombas efetua-se sempre em carga, sendo a cota do reservatório, em funcionamento normal, de 11 metros e o nível mínimo de funcionamento de 10,5 metros. O abastecimento de água ao reservatório efetua-se pela captação de água de um lago.

A tubagem da estação de pressurização é em ferro fundido ou aço carbono e a restante rede em PVC. Para início de cálculo considerou-se que a classe da tubagem seria PN10 (Tabela 5.1) pois, segundo Barrett *et al* (2003), é a mais usual. No entanto, após a determinação das condições de funcionamento deverá ser verificado o cumprimento da pressão nominal de funcionamento.

Tabela 5.1 – Diâmetros das condutas de PVC das classes de pressão PN 4, PN 6, PN 10 e PN 16 segundo a norma DIN 8062 (legenda: e – espessura; di – diâmetro interno)

Diâmetro Nominal (mm)	PN 4		PN 6		PN 10		PN 16	
	e (mm)	di (mm)	e (mm)	di (mm)	e (mm)	di (mm)	e (mm)	di (mm)
20							1,5	17,0
25					1,5	22,0	1,9	21,2
32					1,8	28,4	2,4	27,2
40			1,8	36,4	1,9	36,2	3,0	34,0
50			1,8	46,4	2,4	45,2	3,7	42,6
63			1,9	59,2	3,0	57,0	4,7	53,6
75	1,8	71,4	2,2	70,6	3,6	67,8	5,6	63,8
90	1,8	86,4	2,7	84,6	4,3	81,4	6,7	76,6
110	2,2	105,6	3,2	103,6	5,3	99,4	8,2	93,6
160	3,2	153,6	4,7	150,6	7,7	144,6	11,9	136,2
200	4,0	192,0	5,9	188,2	9,6	180,8	14,8	170,4
250	4,9	240,2	7,3	235,4	11,9	226,2	18,6	212,8
315	6,2	302,6	9,2	296,6	15,0	285,0	23,4	268,2
400	7,9	384,2	11,7	376,6	19,1	361,8	29,7	340,6

5.2. Estimativa do caudal de projeto

Como referido no Capítulo 2, de uma forma simplificada a estimativa das necessidades hídricas das plantas resulta do balanço entre a água perdida por evapotranspiração e a precipitação efetiva. Para a caracterização das condições de regadio recorreu-se às séries de dados da precipitação média mensal e da evapotranspiração de referência relativos ao período de 1960 a 2010 para a zona de Vilamoura (Tabela 5.2) publicados em Carvalho *et al* (2011).

Tabela 5.2 – Precipitação média mensal e evapotranspiração média mensal (fonte: Carvalho *et al*, 2011).

	Precipitação média mensal (mm)	Evapotranspiração média mensal (mm)
Janeiro	94	43
Fevereiro	81	56
Março	58	92
Abril	52	118
Mai	33	156
Junho	11	187
Julho	2	210
Agosto	4	189
Setembro	22	137
Outubro	75	89
Novembro	93	52
Dezembro	122	39

Da análise da Tabela 5.2 verifica-se que o mês crítico corresponde a Julho, pois para além de apresentar o maior coeficiente de evapotranspiração médio de referência, apresenta também a menor precipitação média mensal, podendo mesmo ser considerada desprezável para o cálculo.

Tal como referido no subcapítulo dedicado ao sistema de controlo da irrigação, a rega efetua-se por secções independentes. Em que cada uma consiste no agrupamento de um conjunto de aspersores que funcionam em simultâneo. A secção de rega é operada através da abertura de electroválvulas integradas nos aspersores ou instaladas em condutas da rede. Em termos de modelo matemático a estrutura física da rede mantém-se inalterada, variando apenas o consumo dos nós de um valor nulo para o consumo respetivo em função da abertura ou fecho das electroválvulas.

Desta forma optou-se por estabelecer 21 secções de rega (Tabela 5.3) onde se considerou como principais parâmetros agrupar os aspersores de cada buraco por proximidade e garantir uma distribuição o mais uniforme possível dos caudais de rega de cada secção.

Tabela 5.3 – Organização das secções de rega

Secção 1	B1	Secção 8	B10	Secção 15	B19
Secção 2	B2	Secção 9	B11	Secção 16	B20 e B21
Secção 3	B3 e B4	Secção 10	B12 e B13	Secção 17	B22 e B23
Secção 4	B5	Secção 11	B14	Secção 18	B24 e B25
Secção 5	B6	Secção 12	B15	Secção 19	B26 e B28
Secção 6	B7 e B8	Secção 13	B16 e B18	Secção 20	B27
Secção 7	B9	Secção 14	B17	Secção 21	B29

Com base nos coeficientes culturais das diferentes áreas relvadas (Tabela 5.4) procedeu-se ao cálculo da evapotranspiração média mensal da cultura e da quantidade diária de água que deve ser fornecida (Tabela 5.5).

Tabela 5.4 – Coeficientes culturais considerados para as diferentes áreas relvadas do campo de golfe

Área relvada	Coeficiente cultural
<i>Green</i>	0,85
<i>Tee</i>	0,75
<i>Fairway</i>	0,7

Tabela 5.5 – Necessidades hídricas da relva em função da sua localização

Área relvada	ET_c (mm/mês)	NR (mm/dia)
<i>Green</i>	178,50	5,76
<i>Fairway</i>	157,50	5,08
<i>Tee</i>	147,00	4,74

As necessidades hídricas diárias da relva (NR) representam a quantidade em litros de água perdida por metro quadrado durante um dia, combinando esta informação com a área relvada é possível obter-se o volume de água que deve ser fornecido diariamente.

Devido à inexistência de dados relativos à área de rega, assumiu-se que esta seria proporcional ao número de aspersores, para tal foi necessário considera-se que estes seriam iguais em função da área relvada (*green*, *fairway* e *tee*). Esta consideração suporta-se nos seguintes factos: espaçamento idêntico entre aspersores o que significa raios de rega e caudais idênticos; diminuição de custos de projeto pela instalação de aspersores iguais.

Considerando uma eficiência típica do sistema de rega por aspersão de 80% e a janela de irrigação máxima de 8 horas, é possível ajustar-se o tempo de rega de cada secção para garantir que se obtém caudais idênticos por aspersor.

Tabela 5.6 – Caudal de projeto total e por aspersor (G-Green; F-Fairway; T-Tee; To-Total)

		Área (m ²)	Volume de água diário (m ³)	Tempo de rega (min)	q _{projeto} (m ³ /min)	q _{projeto} (m ³ /h)	Número de aspersores	Caudal por aspersor (m ³ /h)
Secção 1	G	2124	12	22	0,69	41,69	4	10,42
	F	7389	38		2,13	127,98	12	10,67
	T	1140	5		0,31	18,44	3	6,15
	To	10653			3,14	188,10		
Secção 2	G	2124	12	22	0,69	41,69	4	10,42
	F	16010	81		4,62	277,29	26	10,67
	T	1140	5		0,31	18,44	3	6,15
	To	19274			5,62	337,41		
Secção 3	G	4247	24	22	1,39	83,38	8	10,42
	F	14778	75		4,27	255,96	24	10,67
	T	2661	13		0,72	43,02	7	6,15
	To	21686			6,37	382,35		
Secção 4	G	2124	12	22	0,69	41,69	4	10,42
	F	12315	63		3,56	213,30	20	10,67
	T	760	4		0,20	12,29	2	6,15
	To	15199			4,45	267,28		
Secção 5	G	2124	12	22	0,69	41,69	4	10,42
	F	19088	97		5,51	330,62	31	10,67
	T	760	4		0,20	12,29	2	6,15
	To	21972			6,41	384,60		
Secção 6	G	4247	24	22	1,39	83,38	8	10,42
	F	14162	72		4,09	245,30	23	10,67
	T	1521	7		0,41	24,58	4	6,15
	To	19930			5,89	353,25		
Secção 7	G	2124	12	22	0,69	41,69	4	10,42
	F	16625	84		4,80	287,96	27	10,67
	T	760	4		0,20	12,29	2	6,15
	To	19509			5,70	341,93		
Secção 8	G	2124	12	22	0,69	41,69	4	10,42
	F	12315	63		3,56	213,30	20	10,67
	T	760	4		0,20	12,29	2	6,15
	To	15199			4,45	267,28		
Secção 9	G	2124	12	22	0,69	41,69	4	10,42
	F	9852	50		2,84	170,64	16	10,67
	T	760	4		0,20	12,29	2	6,15
	To	12736			3,74	224,62		

Secção 10	G	4778	28	22	1,56	93,80	9	10,42
	F	12315	63		3,56	213,30	20	10,67
	T	760	4		0,20	12,29	2	6,15
	To	17854			5,32	319,39		
Secção 11	G	2655	15	22	0,87	52,11	5	10,42
	F	18473	94		5,33	319,95	30	10,67
	T	0	0		0,00	0,00	0	0,00
	To	21127			6,20	372,06		
Secção 12	G	2124	12	22	0,69	41,69	4	10,42
	F	14778	75		4,27	255,96	24	10,67
	T	1140	5		0,31	18,44	3	6,15
	To	18042			5,27	316,08		
Secção 13	G	4247	24	22	1,39	83,38	8	10,42
	F	12931	66		3,73	223,97	21	10,67
	T	1521	7		0,41	24,58	4	6,15
	To	18699			5,53	331,92		
Secção 14	G	2124	12	22	0,69	41,69	4	10,42
	F	18473	94		5,33	319,95	30	10,67
	T	760	4		0,20	12,29	2	6,15
	To	21357			6,23	373,93		
Secção 15	G	2124	12	22	0,69	41,69	4	10,42
	F	12931	66		3,73	223,97	21	10,67
	T	760	4		0,20	12,29	2	6,15
	To	15815			4,63	277,94		
Secção 16	G	4247	24	22	1,39	83,38	8	10,42
	F	14162	72		4,09	245,30	23	10,67
	T	1901	9		0,51	30,73	5	6,15
	To	20310			5,99	359,40		
Secção 17	G	4247	24	22	1,39	83,38	8	10,42
	F	19088	97		5,51	330,62	31	10,67
	T	1521	7		0,41	24,58	4	6,15
	To	24856			7,31	438,57		
Secção 18	G	4247	24	22	1,39	83,38	8	10,42
	F	12931	66		3,73	223,97	21	10,67
	T	1901	9		0,51	30,73	5	6,15
	To	19079			5,63	338,07		
Secção 19	G	4247	24	22	1,39	83,38	8	10,42
	F	11699	59		3,38	202,64	19	10,67
	T	1901	9		0,51	30,73	5	6,15
	To	17847			5,28	316,74		
Secção 20	G	2124	12	22	0,69	41,69	4	10,42
	F	19704	100		5,69	341,28	32	10,67
	T	760	4		0,20	12,29	2	6,15
	To	22588			6,59	395,26		

Secção 21	G	2124	12	22	0,69	41,69	4	10,42
	F	11084	56		3,20	191,97	18	10,67
	T	760	4		0,20	12,29	2	6,15
	To	13968			4,10	245,95		

O tempo total de rega será de 462 minutos o que verifica a condição de ser igual ou inferior à janela de rega de 8 horas (480 minutos). Neste período de tempo será fornecido cerca de 2000 m³ de água por uma área relvada de aproximadamente 32,5 hectares.

É importante referir que nesta aplicação prática já se conhece a distribuição dos aspersores. Ao contrário do que ocorre normalmente nos projetos em que se conhece apenas área de rega cabendo ao projetista a tarefa de distribuir os aspersores da melhor forma.

Ao contrário do que poderia ser expectável numa primeira análise, o tempo de rega e o caudal por aspersor é exatamente o mesmo. Isto explica-se pela necessidade referida anteriormente de se estabelecer uma relação de proporcionalidade entre a área de rega e o número de aspersores.

Como base nos resultados indicados na Tabela 5.6 e no espaçamento entre aspersores recorreu-se ao catálogo de um fabricante (Anexo B) para a seleção dos emissores mais adequados. Definiu-se que os emissores do *tee* e do *fairway* são aspersores de turbina equipados com uma válvula eletrónica de acionamento e regulação da pressão. Os aspersores do *green* também são de turbina, no entanto o seu acionamento será efetuado pela pressão. O controlo do funcionamento destes aspersores é garantido por uma electroválvula instalada na tubagem de ligação da rede aos aspersores, com capacidade de regulação da pressão a jusante.

Tabela 5.7 – Dados técnicos dos aspersores (fonte: Catálogo de 2013 da Hunter)

	Referência	Raio (m)	Pressão (bar)	Caudal (m³/h)
Aspersor Green	I-90-ADV-43	21,9	6,0	10,47
Aspersor Fairway	G990-38	25,9	7,6	10,84
Aspersor Tee	G800-25	21,0	5,5	6,2

O sistema é dimensionado para garantir o fornecimento do caudal e pressão de funcionamento corretos ao aspersor em condições hidráulicas mais desfavoráveis. No caso dos aspersores do green, como não se conhece a rede de tubagens da válvula aos

aspersores, considerou-se que seria necessário garantir-se uma pressão mínima de 7 bar na válvula.

5.3.Cálculo Hidráulico no EPANET

O EPANET é um programa desenvolvido pela Agência para a Proteção do Ambiente (*Environmental Protection Agency*, EPA) dos Estados Unidos da América para a simulação estática ou em período alargado de tempo do comportamento hidráulico e da qualidade da água em sistemas de distribuição de água em pressão. A opção de validar os resultados obtidos no SimHi por comparação com os resultados do EPANET deve-se ao facto de ser um programa amplamente testado e de distribuição gratuita.

Neste trabalho utiliza-se a versão 2.0 que, para além de reservatórios de nível fixo, tubagens e pontos de consumo, permite definir bombas, válvulas e reservatórios de nível variável.

O primeiro passo para a elaboração do modelo consistiu na conversão da planta em AutoCAD para um formato de dados compatível com o EPANET, para tal recorreu-se ao programa desenvolvido pela Universidade Politécnica de Valência, denominado EPACAD. Este método possibilitou a importação da geometria da rede através da criação das 718 condutas e 686 junções. Para completar a caracterização das condutas, definiu-se que seriam em PVC com um coeficiente de Hazen-Williams de 150 sendo o seu diâmetro definido de acordo com os dados da planta da rede (Anexo A) e da Tabela 5.1.

Como o principal objetivo desta simulação é o cálculo da altura piezométrica mínima que deve ser estabelecida pelas bombas para que se garanta o correto funcionamento da rede optou-se por efetuar uma análise pelos consumos. Ou seja, definiu-se um consumo nos nós independente da pressão sendo este valor nulo ou um valor específico em função da secção de rega ativa. No seguimento do objetivo definido para a análise optou-se por caracterizar a estação de pressurização como um reservatório de nível fixo onde a sua cota é ajustada iterativamente até que se garanta em todos os aspersores a pressão ótima de funcionamento (Tabela 5.7).

As simulações executadas são estáticas pois o dimensionamento das bombas que compõem o sistema de pressurização efetua-se para a situação hidráulica mais desfavorável em regime estacionário.

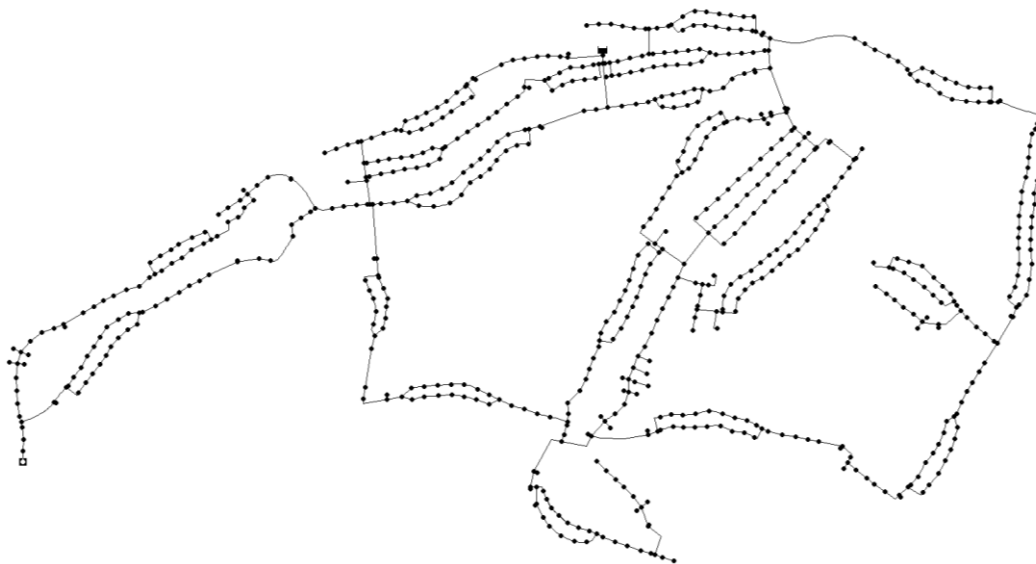


Figura 5.1 – Modelo da rede no EPANET

A Tabela 5.8 resume os resultados obtidos e permite identificar as condições de caudal e pressão que devem ser garantidas pela estação de pressurização durante a irrigação de cada secção. Avaliando as pressões calculadas verifica-se que os valores são bastante elevados, o que pode representar diversos problemas para o funcionamento da rede e para o correto dimensionamento da estação de pressurização. Entre os vários problemas destacam-se: o aumento das perdas por fugas de água; a necessidade de se utilizar tubagens de classe de pressão muito elevada o que encarece o investimento inicial; elevados custos de energia; propicio a ocasionar choque hidráulico devido às grandes diferenças de pressões de funcionamento de cada secção; necessidade de se instalar bombas em série para alimentar algumas secções de rega.

Analisando com maior detalhe os resultados obtidos na Tabela 5.9 verifica-se que em diversos pontos da rede a velocidade é muito superior ao limite máximo admissível de 3 m/s. Estas velocidades elevadas são responsáveis por grandes perdas de carga e explicam-se principalmente pela diferença da janela de rega de 10 horas considerada no projeto original e a janela de rega considerada neste trabalho de 8 horas.

Tabela 5.8 – Resultados EPANET – Distribuição de Pressão

Secção	Caudal (l/s)	mca	Secção	Caudal (l/s)	mca
Secção 1	52,91	190	Secção 12	89,03	132
Secção 2	95,05	258	Secção 13	93,35	122
Secção 3	107,54	369	Secção 14	105,37	227
Secção 4	75,27	119	Secção 15	78,28	198
Secção 5	108,38	114	Secção 16	101,09	421
Secção 6	99,33	211	Secção 17	123,45	316
Secção 7	96,34	125	Secção 18	95,07	321
Secção 8	75,27	100	Secção 19	89,05	462
Secção 9	63,23	98	Secção 20	111,39	410
Secção 10	89,81	130	Secção 21	69,25	191
Secção 11	104,84	118			

Tabela 5.9 – Resultados EPANET – Distribuição de Velocidades máximas

Secção	Caudal (l/s)	(m/s)	Secção	Caudal (l/s)	(m/s)
Secção 1	52,91	4,61	Secção 12	89,03	7,46
Secção 2	95,05	9,33	Secção 13	93,35	4,56
Secção 3	107,54	10,15	Secção 14	105,37	7,71
Secção 4	75,27	4,87	Secção 15	78,28	7,40
Secção 5	108,38	5,41	Secção 16	101,09	13,03
Secção 6	99,33	9,55	Secção 17	123,45	12,43
Secção 7	96,34	4,78	Secção 18	95,07	6,88
Secção 8	75,27	4,38	Secção 19	89,05	11,48
Secção 9	63,23	2,50	Secção 20	111,39	8,61
Secção 10	89,81	5,98	Secção 21	69,25	6,29
Secção 11	104,84	3,60			

5.4.Cálculo Hidráulico no SimHi e comparação de resultados

Para a validação dos resultados obtidos no SimHi optou-se por executar o cálculo das condições de equilíbrio hidráulico para a secção de rega mais desfavorável. Para a definição deste modelo considerou-se algumas simplificações relativamente ao modelo do EPANET sendo utilizados apenas 76 nós e 103 condutas. Estas simplificações podem ser observadas no Apêndice C e consistem na não consideração de secções ramificadas da rede que não apresentem consumos e na substituição de condutas em série por uma única conduta, desde que não apresentem consumos e tenham diâmetros iguais.

A Tabela 5.10 permite verificar que, estabelecendo-se a mesma precisão e independentemente dos métodos utilizados, desde que se garanta a correta modelação da

rede os resultados obtidos no programa são fiáveis. Pode-se concluir portanto que o programa desenvolvido pode ser considerado como uma alternativa útil no dimensionamento das estações de bombagem de redes de distribuição de água

Tabela 5.10 – Comparação dos resultados obtidos no SimHi e no EPANET

Nó	Resultados SimHi Altura piezométrica (m)	Resultados EPANET Altura piezométrica (m)	Desvio (%)
1	462,00	462,00	0,00%
2	461,77	461,70	0,02%
3	461,67	462,61	0,20%
4	461,59	461,53	0,01%
5	461,55	461,49	0,01%
6	461,51	461,45	0,01%
7	461,58	461,53	0,01%
8	461,73	461,70	0,01%
9	461,75	461,73	0,00%
10	461,75	461,73	0,00%
11	461,37	461,35	0,00%
12	461,01	460,99	0,00%
13	459,73	459,73	0,00%
14	458,22	458,25	0,01%
15	456,62	456,66	0,01%
16	459,66	459,66	0,00%
17	458,50	458,52	0,00%
18	457,19	457,23	0,01%
19	456,40	456,45	0,01%
20	369,21	369,05	0,04%
21	354,27	354,10	0,05%
22	317,68	317,33	0,11%
23	258,03	257,59	0,17%
24	234,88	234,41	0,20%
25	461,57	461,54	0,01%
26	461,51	461,47	0,01%
27	461,44	461,38	0,01%
28	461,41	461,35	0,01%
29	460,12	460,11	0,00%
30	458,84	458,86	0,00%
31	456,59	456,64	0,01%
32	455,81	455,82	0,00%
33	454,93	454,95	0,00%
34	454,21	454,24	0,01%
35	452,75	452,79	0,01%
36	451,74	452,33	0,13%

37	449,89	453,30	0,75%
38	458,90	458,38	0,11%
39	458,21	457,57	0,14%
40	454,40	453,08	0,29%
41	452,42	450,74	0,37%
42	446,29	445,21	0,24%
43	416,06	415,07	0,24%
44	380,87	379,97	0,24%
45	299,71	299,11	0,20%
46	272,50	271,94	0,21%
47	452,43	452,38	0,01%
48	452,75	452,79	0,01%
49	453,72	453,75	0,01%
50	455,60	455,62	0,00%
51	455,46	455,49	0,01%
52	455,44	455,47	0,01%
53	454,92	455,06	0,03%
54	454,38	454,64	0,06%
55	453,21	453,04	0,04%
56	229,22	229,23	0,00%
57	207,54	207,89	0,17%
58	188,26	188,56	0,16%
59	165,69	166,22	0,32%
60	153,76	154,13	0,24%
61	142,45	142,83	0,27%
62	135,23	135,77	0,40%
63	124,76	125,29	0,42%
64	115,11	115,57	0,40%
65	108,52	109,07	0,50%
66	103,87	104,4	0,51%
67	102,2	102,71	0,50%
68	101,99	102,5	0,50%
69	124,8	125,38	0,46%
70	118,32	118,89	0,48%
71	113,07	113,63	0,49%
72	108,41	108,94	0,49%
73	104,99	105,52	0,50%
74	102,69	103,21	0,50%
75	102,17	102,67	0,49%
76	100	100,5	0,50%

5.5. Ajuste do diâmetro das condutas

Para corrigir as velocidades elevadas da água na rede de rega foi necessário proceder-se à alteração dos diâmetros das condutas. Optou-se por não utilizar algoritmos de pré-dimensionamento visto que a solução ótima para cada secção de rega, não representa a solução ótima do sistema. Desta forma, a metodologia seguida consistiu no ajuste sucessivo dos diâmetros das condutas onde a velocidade exceda o limite máximo admissível de 3 m/s. Sendo a ordem de ajuste efetuada das secções mais próximas da estação de pressurização para as mais distantes.

Tendo em consideração as pressões envolvidas, optou-se por considerar a aplicação de tubagens de classe de pressão PN 16.

Da análise da Tabela 5.11 e da Tabela 5.12 verifica-se que o estabelecimento da velocidade máxima admissível de 3 m/s proporcionou um significativo decréscimo das pressões, sendo, por exemplo, para a secção 19 uma diminuição de cerca de 70%. Para além destas diminuições, verifica-se que a distribuição de pressão para as várias secções de rega é bastante mais homogénea o que diminui alguns dos problemas relativos aos regimes transitórios.

Tabela 5.11 – Distribuição de Pressão com correção de diâmetros e tubagem PN 16

Secção	Caudal (l/s)	mca	Secção	Caudal (l/s)	mca
Secção 1	52,91	101	Secção 12	89,03	111
Secção 2	95,05	115	Secção 13	93,35	112
Secção 3	107,54	120	Secção 14	105,37	117
Secção 4	75,27	103	Secção 15	78,28	117
Secção 5	108,38	98	Secção 16	101,09	131
Secção 6	99,33	97	Secção 17	123,45	116
Secção 7	96,34	102	Secção 18	95,07	130
Secção 8	75,27	99	Secção 19	89,05	137
Secção 9	63,23	100	Secção 20	111,39	134
Secção 10	89,81	109	Secção 21	69,25	113
Secção 11	104,84	113			

Tabela 5.12 – Distribuição de Velocidades máximas com correção de diâmetros e tubagem PN 16

Secção	Caudal (l/s)	(m/s)	Secção	Caudal (l/s)	(m/s)
Secção 1	52,91	2,52	Secção 12	89,03	2,69
Secção 2	95,05	2,80	Secção 13	93,35	2,67
Secção 3	107,54	3,02	Secção 14	105,37	3,06
Secção 4	75,27	2,84	Secção 15	78,28	3,05
Secção 5	108,38	2,89	Secção 16	101,09	3,08
Secção 6	99,33	2,87	Secção 17	123,45	2,97
Secção 7	96,34	2,74	Secção 18	95,07	2,74
Secção 8	75,27	2,91	Secção 19	89,05	2,63
Secção 9	63,23	2,82	Secção 20	111,39	3,05
Secção 10	89,81	2,91	Secção 21	69,25	2,52
Secção 11	104,84	2,87			

Da análise da altura piezométrica necessária a disponibilizar pela estação de pressurização verifica-se que a classe de pressão PN 16 é a mais adequada para garantir o correto funcionamento da rede. Ou seja, a pressão máxima de serviço em regime permanente é inferior à pressão de serviço admissível de aproximadamente 160 mca.

5.6. Seleção de bombas

De acordo com os dados da Tabela 5.11 optou-se pela utilização de 4 bombas idênticas, sendo uma delas composta por um dispositivo de variação de velocidade. De acordo com as bombas disponíveis no mercado levou-se em consideração os seguintes dados:

- Cota piezométrica do reservatório de 10,5 mca;
- Pressão necessária a fornecer pela bomba de 126,5 mca ($137 - 10,5 = 126,5$);
- Caudal de dimensionamento das bombas considerado que o controlo é efetuado a pressão constante: 128 l/s;

De acordo com a avaliação das bombas existentes no mercado verificou-se que seria compatível com o projeto a utilização de 4 bombas CR 120 de seis andares de compressão, sendo um deles caracterizado por um impulsor de diâmetro reduzido. Da análise da Figura 5.2 verifica-se que cada bomba apresenta um rendimento próximo de 78% e uma potência de 52 kW. Considerando uma reserva mínima de potência dos motores de 10% conclui-se que estes devem possuir uma potência mínima de 57,2 kW.

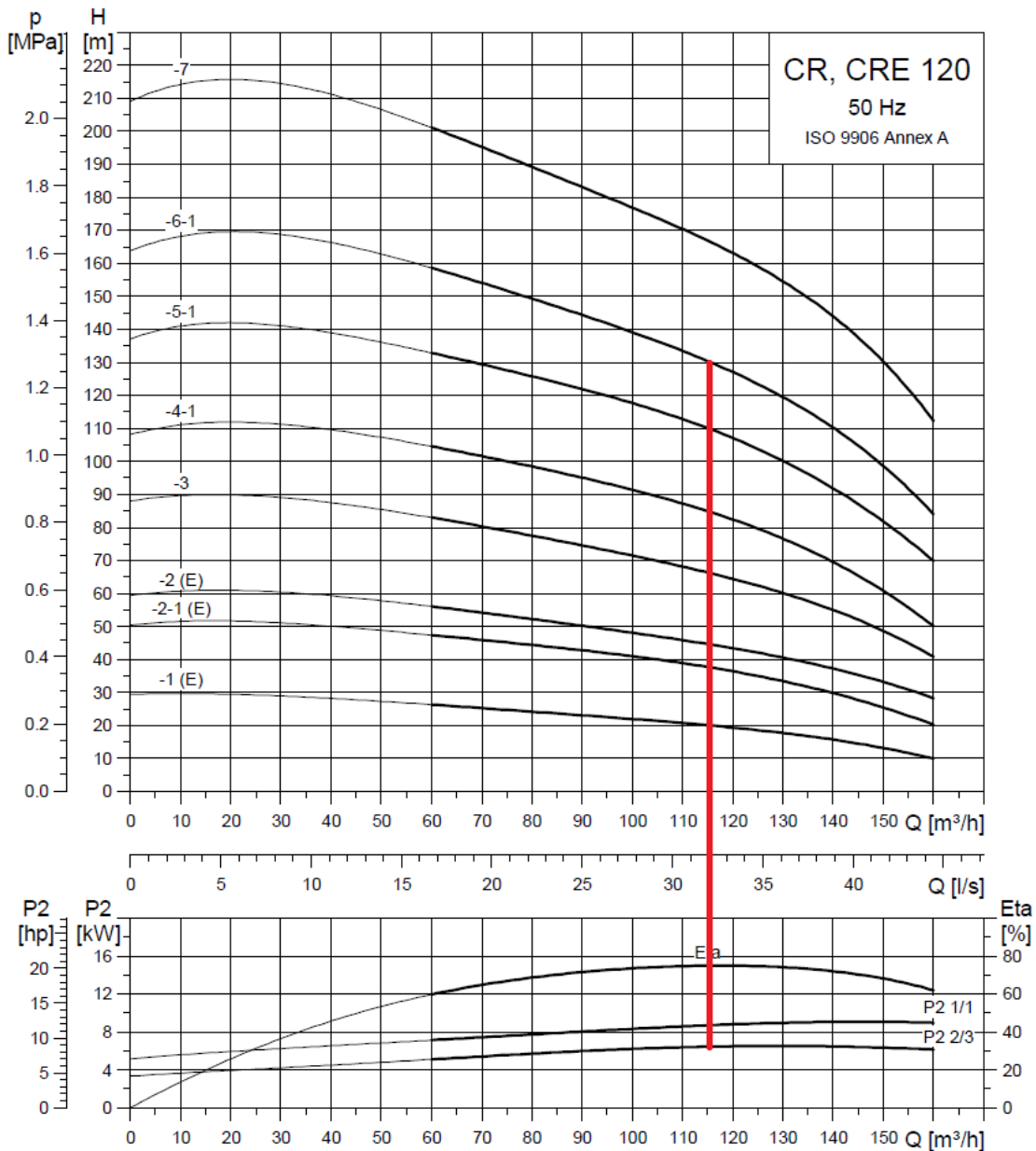


Figura 5.2 – Catálogo de uma bomba CR, CRE 120 de um fabricante (fonte: GRUNDFOS, 2013).

A bomba auxiliar tem como função manter a rede sob pressão quando as bombas principais estão paradas e abastecer consumos pontuais. Para o seu dimensionamento considerou-se que o caudal deveria ser 10% do caudal de dimensionamento da estação de pressurização, ou seja cerca de 13 l/s. Apesar da bomba de velocidade variável indicada na Figura 5.2 apresentar a possibilidade de cumprir as condições, verifica-se que o ponto de funcionamento estaria fora da zona ótima de funcionamento da bomba, o que resulta em menores rendimentos e, combinado com os longos períodos de utilização, maiores

custos energéticos. Desta forma optou-se pela bomba indicada na Figura 5.3 sendo caracterizada por um rendimento próximo dos 80% e uma potência de 20 kW

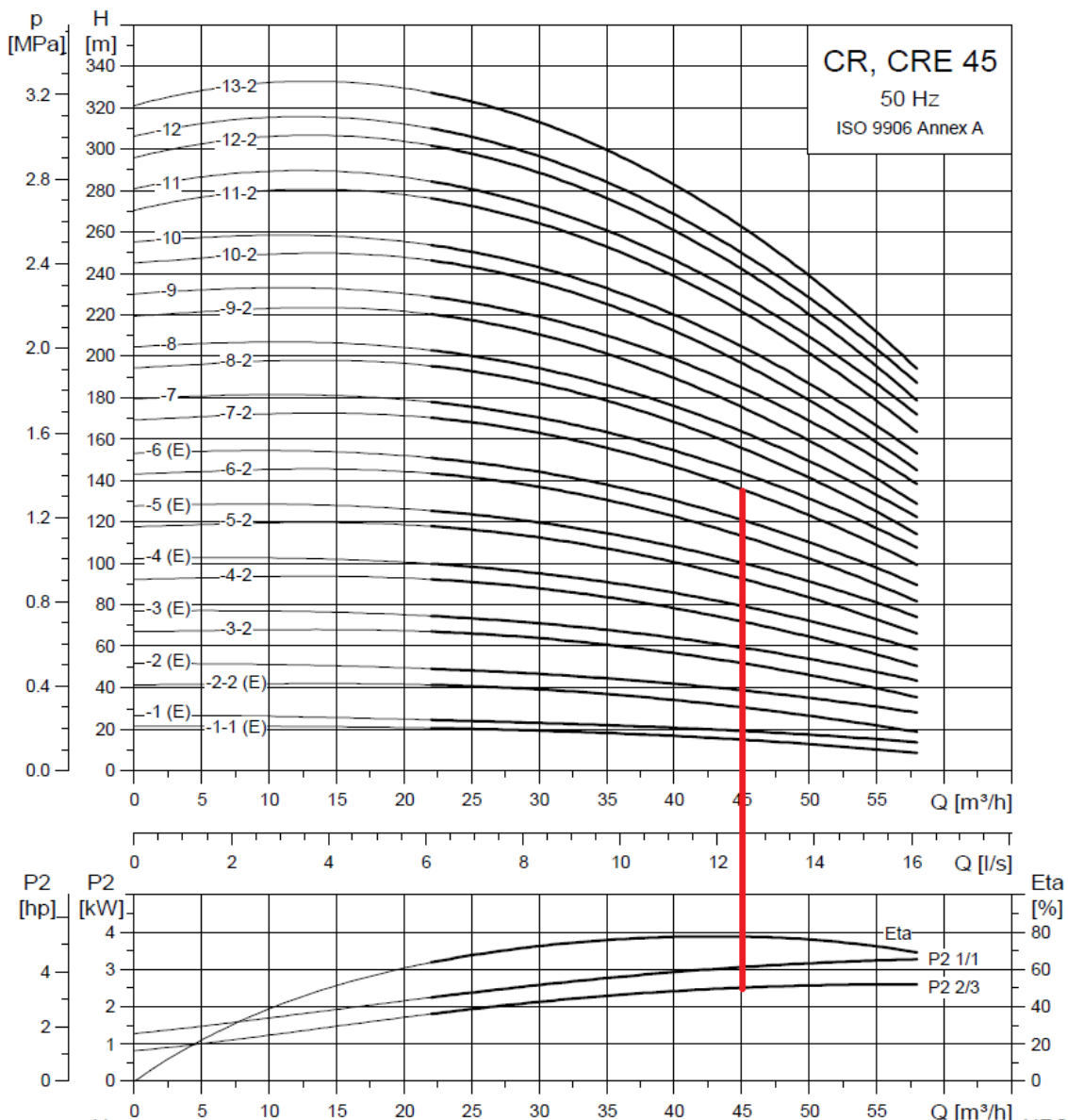


Figura 5.3 – Catálogo de uma bomba CR, CRE 45 de um fabricante (fonte: GRUNDFOS, 2013).

5.7. Controlo operacional

De acordo com a Figura 5.4 verifica-se que o controlo da instalação pode ser efetuado segundo duas metodologias: regulação manométrica e regulação manométrica compensada.

A primeira consiste na medição permanente da pressão de descarga através de um transdutor de pressão, sendo o sinal comparado com o valor ajustado correspondente à pressão de serviço. O controlo atua no variador de frequência da seguinte forma:

- Se $P_{medida} < P_{ajustada}$ é emitida ordem de aceleração;
- Se $P_{medida} > P_{ajustada}$ é emitida ordem de desaceleração;
- Se $P_{medida} = P_{serviço}$ a velocidade mantém-se constante;

Nesta metodologia a instalação funciona segundo a recta horizontal a vermelho (Figura 5.4), sendo a deslocação do ponto de funcionamento efetuada de acordo com o caudal requerido. Quando a velocidade de rotação da bomba atinge o seu valor mínimo ou máximo, pára ou arranca uma das bombas de velocidade fixa, procedendo-se, simultaneamente, ao ajuste da velocidade da bomba.

De acordo com GRUNDFOS (2005) e com o objetivo de diminuir o risco de se exceder o número máximo de arranques das bombas de velocidade fixa, considerou-se que a bomba de velocidade variável seria alimentada a uma frequência máxima de 54 Hz. Desta forma verifica-se que passa existir uma gama de caudal que pode ser abastecida através de duas hipóteses e impede-se o funcionamento da bomba de caudal variável a rotações muito baixas.

Ao contrário da regulação manométrica, a regulação manométrica compensada consiste em manter a pressão constante nos pontos de consumo. Ou seja a pressão à saída do grupo sobrepessor varia de acordo com a secção de rega de forma a garantir a pressão ótima de funcionamento do aspersor hidraulicamente mais desfavorável de cada secção. Esta metodologia permite poupanças energéticas consideráveis devido à possibilidade do sistema se adequar com maior rigor às necessidades hidráulicas do sistema. No entanto requer um sistema de controlo mais complexo e um sistema de gestão de rega capaz de estimar com bastante rigor as necessidades de caudal e pressão da rede com base em modelos matemáticos calibrados.

Importa também referir a instalação de um medidor de caudal na conduta de compressão comum do tipo eletromagnético ou ultrassónico. Este instrumento, juntamente com o medidor de pressão, permite fornecer em tempo real dados relativos ao ponto de funcionamento da estação de bombeamento.

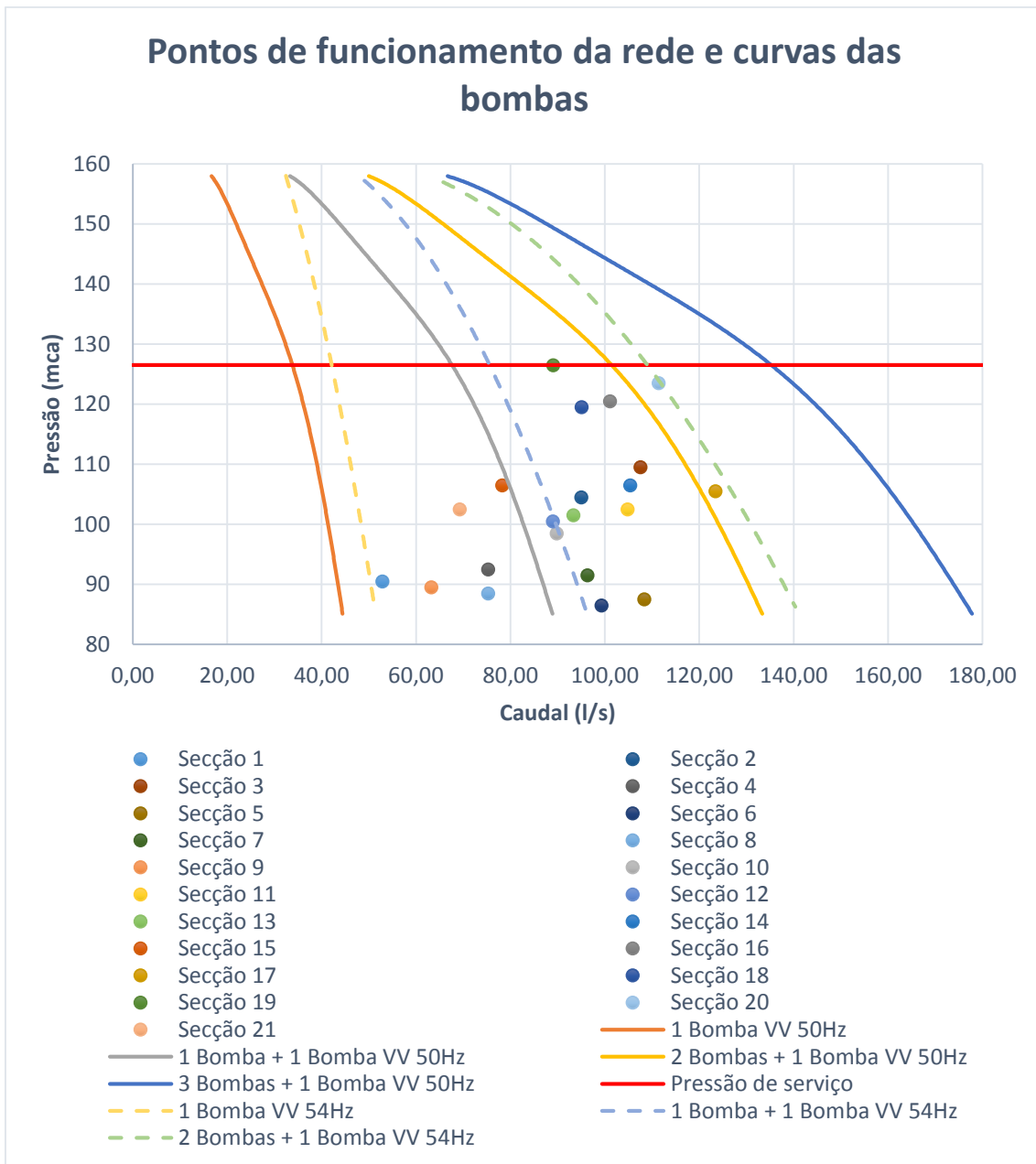


Figura 5.4 – Gráfico das curvas de funcionamento das bombas à frequência da rede elétrica, curvas de funcionamento das bombas com a bomba de velocidade variável alimentada a 54 Hz e pontos de funcionamento da rede

Durante as horas em que não ocorra rega a bomba auxiliar arranca quando a pressão na rede for inferior a 110 mca e termina a marcha quando a pressão for restabelecida em 127 mca. Quando, mesmo com a bomba auxiliar em funcionamento, a pressão continuar a diminuir a bomba de velocidade variável deverá ser acionada quando se atingir 107 mca.

A deteção de uma queda abrupta da pressão, mesmo com todos os grupos eletrobomba a funcionar, deve dar indicação ao sistema de controlo para colocar a estação fora de serviço com a finalidade de se evitar o bombeamento com roturas na rede.

Com o objetivo de se diminuir a possibilidade de ocorrência de choque hidráulico nos momentos de abertura e fecho das secções de rega definiu-se um procedimento de operação da bomba de velocidade variável. Este consiste na diminuição da velocidade de rotação da bomba instantes antes do controlo efetuar o fecho das electroválvulas de uma determinada secção de rega e aumento da velocidade de rotação após a abertura da secção de rega seguinte. O tempo de diminuição e aumento da velocidade de rotação da bomba ronda os 30 segundos, no entanto deve ser ajustado com ensaios quando a rede estiver em funcionamento.

Conclusões

O desenvolvimento de um modelo de uma rede complexa de distribuição de água é, hoje em dia, uma tarefa essencial e que proporciona aos técnicos e engenheiros uma ferramenta de apoio quer para o projeto quer para a operação deste tipo de instalações.

Este trabalho pretende demonstrar que, para além da gestão de sistemas urbanos de água, esta tecnologia pode ter um papel muito importante noutras áreas, como é o caso dos sistemas de rega. Nesta área, o desenvolvimento de modelos, para além de possibilitar o projeto de novas instalações, modificações ou ampliação das redes existentes, dota a gestão técnica de rega com um instrumento que permite simular diversas condições de funcionamento, verificar o impacto de tarefas de manutenção e identificar anomalias na rede.

Analisando as características do programa desenvolvido podemos concluir que cumpre os objetivos definidos, ou seja permite ao utilizador criar um modelo simplificado de uma rede para que possa simular diversas condições de funcionamento. Apresenta-se como principal vantagem a possibilidade de estimar de uma forma simples e rápida as condições de pressão e caudal que uma estação de pressurização deve fornecer para garantir o correto funcionamento da rede. Devido à simplicidade requerida, o programa apresenta alguns pontos que poderiam ser melhorados principalmente quando aplicado ao apoio de operação da rede. Neste tipo de situação é necessário um maior rigor, que só pode ser garantido através da possibilidade de simulação de outros componentes da rede, como é o caso das válvulas, bombas e reservatórios de nível variável. Para além desta desvantagem o programa não permite a calibração do modelo de forma a ajustar o seu comportamento ao sistema real. Considerando as vantagens e desvantagens anteriormente descritas conclui-se que, para a fase de projeto o programa desenvolvido pode ser aplicado com bastante sucesso. No que respeita ao apoio da gestão de rega a elaboração do modelo no EPANET ou em outro programa similar permite a simulação do comportamento hidráulico da rede com maior rigor.

No que respeita ao caso prático podemos concluir que a modelação apresenta-se como um procedimento fundamental quer para o dimensionamento da estação de bombagem quer para a verificação das velocidades máximas admissíveis para o escoamento. Para

além do impacto no aumento exponencial das perdas de carga, as velocidades elevadas podem originar choque hidráulico e colocar a integridade da rede em perigo. Quanto à utilização de algoritmos de pré-dimensionamento verifica-se que, devido às diversas condições de funcionamento da rede, a determinação dos diâmetros ótimos pode ser bastante complexa. Por fim, analisando as condições de operação da rede verifica-se que se o controlo for efetuado por regulação manométrica compensada, para além da poupança energética, a terceira bomba de caudal fíco pode ser utilizada como bomba de reserva.

Como este trabalho se apresenta numa perspetiva de projeto de uma instalação futura não se efetuou uma análise comparativa entre os dados obtidos nas simulações e os valores reais. No entanto, seria interessante efetuar-se esta análise em trabalhos futuros pois seria fundamental para uma abordagem direcionada à utilização de modelos matemáticos no apoio à gestão de rega, nomeadamente na calibração do modelo.

Bibliografia

- Alegre, H., Coelho, S. T. e Loureiro, D., (2006). *Modelação e análise de sistemas de abastecimento de água*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa
- Alegre, H., Coelho, S. T. e Loureiro, D., (2007). *A iniciativa nacional para a simulação de sistemas de abastecimento de água (INSSAA): a implementação de capacidades de modelação no seio de entidades gestoras de sistemas de abastecimento de água*. 1ª Conferência INSSAA. Barcelos
- Allen, R. G., Pereira, L. S., Raes, D. e Smith, M. (1998). *Crop evapotranspiration. Guidelines for computing crop water requirements*. Irrigation and Drainage Paper No. 56, FAO. Roma
- Aya, H. e Kootattep, S., (1985). *Appropriate method of distribution networks analysis for developing countries*. Aqua, Vol. 6, pp. 311-315.
- Barrett, J., Vinchesi, B., Dobson, R., Roche, P. e Zoldoske, D. (2003). *Golf course irrigation. Environmental design and management practices*. 1ª edição, John Wiley & Sons, Inc. New Jersey
- Boulos, P. F., Karney, B. W., Lansey, K. E., (2006). *Comprehensive water distribution systems analysis handbook*. 2ª Edição. MWHsoft
- Carvalho, M., Corte-Real, J., Serralheiro, R. P., Toureiro, C. C., (2011). *1ª Fase do sistema de previsão e gestão de secas (SPGS)*.
- Coelho, S. T. e Loureiro, D., (2004) - Manual do utilizador do Epanet 2.0 – Simulação hidráulica e de parâmetros de qualidade em sistemas de transporte e distribuição de água (tradução e adaptação para língua portuguesa). IRAR, LNEC, Lisboa.
- Collins, M., Cooper, L., Helgason, R., Kennington, J. e LeBlanc, L., (1978). Solving the pipe network analysis problem using optimization techniques. *Management science*, Volume 24: 747-760

- Fox, J. A. (1977). *Hydraulic analysis of unsteady flow in pipe networks*. 1ª edição, Halsted Press
- GRUNDFOS (2004). *Pump handbook*.
- GRUNDFOS (2005). *Manual de engenharia sistemas de pressurização*. Bombas Grundfos Portugal. Lisboa.
- Gustavo Cudell (2000). *Manual de instalação de rega. Manual de formação*. Lisboa
- Lee, M., (1983). *Pipe network analysis*. University of Florida
- Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional. (2009). *Manual de boas práticas ambientais para campos de golfe. Normas para planeamento, projeto, obra e exploração de campos de golfe numa perspetiva de sustentabilidade ambiental*. MAOTDR. Lisboa
- Nunes, E. O. V., (2009). *Válvulas de segurança e de alívio*. Lisboa
- Nunes, E. O. V., (2010). *Ventosas*. Lisboa
- Nunes, E. O. V., (2011a). *Bombas. Condições de funcionamento*. Lisboa
- Nunes, E. O. V., (2011b). *Tubagem e acessórios. Tubos de polietileno*. Lisboa
- Nunes, E. O. V., (2011c). *Válvulas de adufa*. Lisboa
- Raposo, J. R. (1996). *A rega. Dos primitivos regadios às modernas técnicas de rega*. 1ª Edição, Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa.
- Rossman, L. A., (2000). *EPANET 2. Users manual*. U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati
- Sá, C. (2007). *Motores eléctricos de rendimento melhorado: uma boa aposta!* Ingenium, Vol.II nº 98, pp. 91-93.
- Sousa, E. R., (2001). *Saneamento ambiental I. Sistemas de distribuição de água*. Lisboa
- Staples, A. J. (2009). Golf course energy use. Part2: pump stations. *Golf Course Management*. 96: 94:102

Walski, T. M., Chase, D. V. e Savic, D. A., (2001). *Water distribution modeling*. 1ª edição, Haestad Methods, Inc. Waterbury

Walski, T. M., Chase, D. V., Savic, D. A., Grayman, W., Beckwith, S., Koelle, E., (2004). *Advanced Water distribution modeling and management*. 1ª edição, Haestad Methods, Inc. Waterbury

Referências Bibliográficas Eletrônicas

Águas do Algarve (2013). *ETAR de Vilamoura*. Acedido em 26 de Agosto de 2013, em: <http://www.aguasdoalgarve.pt/content.php?c=104>.

Alliance for Water Efficiency (2010). Golf course water efficiency introduction. Acedido em 6 de Dezembro de 2013, em: http://www.allianceforwaterefficiency.org/golf_course.aspx

Ancient Egypt (2013). Ancient Egyptian Farming. Acedido em: 29 de Setembro de 2013, em: <http://resources.woodlandsjunior.kent.sch.uk>.

CLA-VAL (2013). Pressure Relief & Pressure Sustaining Valve. Acedido em 4 de Setembro de 2013, em: <http://net.grundfos.com/doc/webnet/boosterpaq/Data%20Sheets/Cla-Val-50-01.pdf>.

Congeval (2013). *Válvula de adufa*. Acedido em 3 de Setembro de 2013, em: <http://www.congeval.com.br/produtos/desenhos/valvula-gaveta2-g.jpg>.

Curtis, J. N. (2002). *Water pump impeller with cavitation*. Acedido em 30 de Agosto de 2013, em: <http://www.flickr.com/photos/jcurtis4082/2845220920/>.

Flowserve (2013). *Válvulas*. Acedido em 3 de Setembro de 2013, em: http://www.flowserve.com/pt_BR/Products/Valvesg.

GRUNDFOS (2013). CR, CRI, CRN, CRE, CRIE, CRNE. Vertical multistage centrifugal pumps. Acedido em 30 de Setembro de 2013, em: <http://www.lenntech.com/Data-sheets/Grundfosliterature-CR-serie-GB-L.pdf>

- Hunter (2013). 2013 Golf irrigation catalog. Acedido em 5 de Setembro de 2013, em:
http://www.hunterindustries.com/sites/default/files/hunter_catalog_golf_dom.pdf.
- IPMA (2013). Evapotranspiração de referencia, diária. Acedido em 11 de Agosto de 2013, em:
https://www.ipma.pt/pt/agrometeorologia/mapas/diario/index.jsp?page=deto_co.xml.
- Irrigation Museum (2013). *Golf Exhibit*. Acedido em: 30 de Setembro de 2013, em:
<http://www.irrigationmuseum.org/exhibit1.aspx?app=2>.
- Irrigation Supply (2013). RainBird Flow Control. Acedido em 5 de Setembro de 2013, em: http://www.irrigationsupplydepot.com/images/products/detail/DVF_Cutaway.jpg.
- NEOTURF (2012). Rega de Aspersão. Acedido em 23 de Agosto de 2013, em:
<http://www.neoturf.pt/pt/portefolio/project/rega-de-aspersao>.
- Oliphant, J. C. (2013). Space Pro. Center For Irrigation Technology. Acedido em 9 de Setembro de 2013, em: <http://www.fresnostate.edu/jcast/cit/software/>
- Rain Bird (2012). 2012-2013 Golf Products Catalog. Acedido em 5 de Setembro de 2013, em:
<http://www.rainbird.com/documents/golf/2012-2013GolfProductsCatalog.pdf>.
- Rain Bird (2013). *Automatic Backwashing Screen Filter*. Acedido em 5 de Setembro de 2013, em:
<http://www.rainbird.com/golf/products/filtration/AutomaticBackwashScreenFilters>.
- TRAXCO (2011), *Produção agrícola: rega e cultivo. Rega por aspersão*. Acedido em 30 de Setembro de 2013, em:
<http://www.traxco.pt/rega-por-aspersao/producao-agricola>.
- Valmatic (2013). *Air Valves*. Acedido em 4 de Setembro de 2013, em:
<http://www.valmatic.com/airvalves.html>.
- WASTECH (2013). *Variable frequency drive pump systems*. Acedido em 1 de Setembro de 2013, em: <http://www.wastechengineering.com/projects/vfd.html>.

Wilson, S. (2006). Retention pond and irrigation source. Acedido em 26 de Agosto de 2013, em: <http://badger.uvm.edu/xmlui/handle/2051/4612>

Apêndice A - Fórmulas de cálculo do coeficiente de perda de carga de condutas

As perdas de carga nas condutas resultam das tensões de corte desenvolvidas pelo contacto entre o líquido e a superfície dos tubos. E a sua magnitude está relacionada com as propriedades do fluido, a velocidade do escoamento, rugosidade da superfície do tubo, e do comprimento e diâmetro do tubo.

Ao longo dos tempos foram desenvolvidas várias expressões para o cálculo da perda de carga nas condutas sendo possível a sua generalização através da seguinte relação:

$$\Delta H_l = K_l Q_l^n$$

Onde:

ΔH_l – Perda de carga total da tubagem

K_l – Coeficiente de perda de carga da tubagem

Q – caudal na tubagem

n – constante relacionada com o método utilizado para o cálculo do coeficiente de perda de carga

Neste anexo pretende-se abordar as equações mais divulgadas e utilizadas na modelação matemática de sistemas de distribuição de água para a determinação da perda de carga.

Darcy-Weisbach

A equação de Darcy-Weisbach é a fórmula mais divulgada na Europa e foi deduzida através da equação da conservação da energia e da equação da quantidade de movimento.

$$\Delta H_l = f \frac{LV^2}{D2g} = \frac{8fLQ^2}{gD^5\pi^2}$$

Onde:

f – fator de atrito de Darcy-Weisbach

L – comprimento da tubagem

V – velocidade do escoamento

D – diâmetro interior da conduta

g – aceleração gravítica

Da equação anterior verifica-se que para a aplicação da equação de Darcy-Weisbach à equação geral da perda de carga obtém-se:

$$K_l = \frac{8fL}{gD^5\pi^2}$$

$$n = 2$$

O fator de atrito de Darcy-Weisbach é função de várias variáveis:

$$f = F\left(\frac{VD\rho}{\mu}, \frac{\varepsilon}{D}\right) = F\left(Re, \frac{\varepsilon}{D}\right)$$

ρ – massa específica

μ – viscosidade dinâmica

ε – rugosidade

Re – número de Reynolds

O fator de atrito pode ser calculado através de diversos métodos sendo a equação de Colebrook-White e o diagrama de Moody os mais conhecidos.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -0,86 \ln\left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}}\right)$$

Esta equação é calculada por processos iterativos o que levou à criação do diagrama de Moody que permite a resolução gráfica da equação.

Segundo Walski (2001) a maioria dos programas de modelação de sistemas de distribuição de água que aplicam a equação de Darcy-Weisbach utilizam a equação explícita de Swamee-Jain que dentro de determinados parâmetros apresenta resultados idênticos à equação de Colebrook-White:

$$4 \times 10^3 \leq Re \leq 1 \times 10^8$$

$$1 \times 10^{-6} \leq \frac{\varepsilon}{D} \leq 1 \times 10^{-2}$$

$$f = \frac{1,325}{\left[\ln\left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)\right]^2}$$

Apesar da equação de Darcy-Weisbach representar com boa aproximação a perda de carga nas tubagens, comparativamente às duas expressões abordadas de seguida, a sua

grande desvantagem consiste no seu fator de atrito ser dependente da velocidade que, na modelação de sistemas de distribuição de água, não é conhecido. Para a utilização desta equação é necessário a implementação de algoritmos para lidar com este inconveniente.

Hazen-Williams

A equação de Hazen-Williams é uma equação empírica muito divulgada na América do Norte:

$$\Delta H_l = \frac{10,7 \times L}{C_H^{1,852} D^{4,87}} Q^{1,852}$$

Onde:

L – comprimento da conduta (m)

C_H – Coeficiente de Hazen-Williams

D – Diâmetro da conduta (m)

Q – Caudal na conduta (m³/s)

Da análise da equação anterior verifica-se que para a aplicação da equação de Hazen-Williams à equação geral da perda de carga obtém-se:

$$K_l = \frac{10,7 \times L}{C^{1,852} D^{4,87}}$$

$$n = 1,852$$

Coeficientes de Hazen-Williams elevados são típicos de condutas com pouca rugosidade e vice-versa. Do ponto de vista teórico o coeficiente de Hazen-Williams varia com a velocidade do escoamento em conduções de turbulência, no entanto, segundo Walski (2001) este erro não é significativo para velocidades inferiores a 3 m/s, comparativamente aos erros impostos pela estimativa da rugosidade

Manning

A equação de Manning é normalmente utilizada em escoamento de canais abertos, mas também pode ser aplicada a condutas.

$$\Delta H_l = \frac{10,29 \times L(C_M Q)^2}{D^{5,33}}$$

C_M – coeficiente de rugosidade de Manning

Verifica-se que para a aplicação da mesma à equação geral da perda de carga obtém-se:

$$K_l = \frac{10,29 \times L C_M^2}{D^{5,33}}$$

$$n = 2$$

Apêndice B – Programação do SimHi em VISUAL BASIC.NET

```

Public Class Form1
    Dim N, M As UInteger 'Declaração das variáveis número de nós e número de
    condutas
    Dim HW, MS As Boolean
    Dim resi_adm, A, B, ee, mea As Single
    Private Sub Button2_Click(ByVal sender As System.Object, ByVal e As
    System.EventArgs) Handles Button2.Click
        If TabControl1.SelectedTab Is TabPage1 Then
            N = Num_nos.Value
            M = Num_condutas.Value
            HW = RadioButton1.Checked 'Fórmula de Hazen-Williams
            MS = RadioButton2.Checked 'Fórmula de Manning-Strickler
            resi_adm = Num_precisao.Value
            A = Num_A.Value
            B = Num_D.Value
            ee = Num_ee.Value
            mea = Num_mea.Value
            DataGridView1.RowCount = N 'Define o número de linhas da tabela de
            dados dos nós
            DataGridView2.RowCount = M 'Define o número de linhas da tabela de
            dados das condutas
            If A < 1.29 Or A > 1.4 Or B < 0.5 Or B > 1 Then
                Dim resposta1 As MsgBoxResult = MsgBox("Valor do acelerador e/ou
                do desacelerador fora dos limites, pode provocar problemas de convergência no
                cálculo. Pretende continuar?", MsgBoxStyle.Question + MsgBoxStyle.YesNo)
                If resposta1 = 6 Then
                    TabControl1.SelectedTab = TabPage2 'Avança para a aba Dados
                    dos Nós
                    Button1.Visible = True
                    End If
                Else
                    TabControl1.SelectedTab = TabPage2 'Avança para a aba Dados dos
                    Nós
                    Button1.Visible = True
                    End If
            ElseIf TabControl1.SelectedTab Is TabPage2 Then
                TabControl1.SelectedTab = TabPage3 'Avança para a aba Dados das
                Condutas
                Button2.Text = "Calcular" 'Altera o nome do botão para "Calcular"
            ElseIf TabControl1.SelectedTab Is TabPage3 Then
                Chart1.Series(0).Points.Clear() 'Limpa os dados do gráfico
                Dim S(N - 1, 1), S1(N - 1, 4) 'Matrizes Dados dos Nós
                For I As Integer = 0 To N - 1
                    S(I, 0) = Val(DataGridView1.Rows(I).Cells(0).Value()) 'Vector Nº
                    do Nó
                    S(I, 1) = Val(DataGridView1.Rows(I).Cells(1).Value()) 'Vector Tipo de
                    Nó
                    S1(I, 0) = Val(DataGridView1.Rows(I).Cells(2).Value()) 'Vector
                    Altura Piezométrica (m)
                    S1(I, 1) = Val(DataGridView1.Rows(I).Cells(3).Value()) 'Vector
                    Cota do nó (m)
                    S1(I, 2) = Val(DataGridView1.Rows(I).Cells(4).Value()) 'Caudal
                    (m^3/s)
                    S1(I, 3) = Val(DataGridView1.Rows(I).Cells(5).Value())
                    'Coeficiente de vazão
                
```

```

        S1(I, 4) = Val(DataGridView1.Rows(I).Cells(6).Value()) 'Pressão
de funcionamento de projecto do emissor (m)
    Next
    Dim P(M - 1, 3), P1(M - 1, 2) 'Matrizes Dados das Conduas
    For I As UInteger = 0 To M - 1
        P(I, 0) = Val(DataGridView2.Rows(I).Cells(0).Value()) 'Vector Nº
da Conduita
        P(I, 1) = Val(DataGridView2.Rows(I).Cells(1).Value()) 'Vector Nó
de Montante
        P(I, 2) = Val(DataGridView2.Rows(I).Cells(2).Value()) 'Vector Nº
de Jusante
        P(I, 3) = Val(DataGridView2.Rows(I).Cells(6).Value()) 'Vector
estado da conduita
        P1(I, 0) = Val(DataGridView2.Rows(I).Cells(3).Value()) 'Vector
Coef. Perda de Carga
        P1(I, 1) = Val(DataGridView2.Rows(I).Cells(4).Value()) 'Vector
Diâmetro (mm)
        P1(I, 2) = Val(DataGridView2.Rows(I).Cells(5).Value()) 'Vector
Comprimento (m)
    Next
    Dim inicio As Date = Date.Now 'início da contagem do tempo de
processamento
    'Preparação dos cálculos
    Dim NSP, NS, NPIPE As UInteger
    Dim S2(N - 1, 1), P2(M - 1, 1), SP(2 * M - 1), DHV(N - 1)
    NSP = 0
    NS = 0
    For I As UInteger = 0 To N - 1
        NPIPE = 0
        S2(I, 1) = NSP 'Grava o início do conjunto de condutas
pertencentes a um determinado nó no vector SP%
        For J As UInteger = 0 To M - 1
            If P(J, 3) = False Then 'Verifica se a conduita esta aberta
                If P(J, 1) = S(I, 0) Then 'Compara o nó em análise com o
nó a montante de cada conduita
                    P2(J, 0) = I 'Associa o nó em análise ao nó a
montante da conduita
                    NPIPE = NPIPE + 1 'Conta o número de condutas que
apresentam o nó em análise
                    SP(NSP) = J 'Vector de condutas ordenadas em função
do nó
                    NSP = NSP + 1
                ElseIf P(J, 2) = S(I, 0) Then 'Compara o nó em análise
com o nó a jusante de cada conduita
                    P2(J, 1) = I 'Associa o nó em análise ao nó a jusante
da conduita
                    NPIPE = NPIPE + 1 'Conta o número de condutas que
apresentam o nó em análise
                    SP(NSP) = J 'Vector de condutas ordenadas em função
do nó
                    NSP = NSP + 1
                End If
            End If
        Next
        S2(I, 0) = NPIPE 'Grava o número de condutas para cada nó
    Next
    'Início do processo iterativo
    Dim FLAG As Byte
    Dim conduita, NFROM, NTO As UInteger
    Dim NCOUNT As UInteger = 0 'Conta o número de iterações
    Dim F, DF As Single

```

```

Dim H, C, D, L, Q, DQ As Double
Dim kl_n(1)
Dim res(N)
FLAG = 1
While FLAG = 1
    FLAG = 0
    Dim plot As Double = 0
    For I As UInteger = 0 To N - 1
        If S(I, 1) = "Reservatório de Nível Fixo" Then
            F = 0 'Caso o nó seja um RNF considera-se inicialmente
que o caudal qi=0
            ElseIf S(I, 1) = "Caudal Fixo" Then
                F = Val(S1(I, 2)) 'Caso o nó seja de caudal fixo
considera-se o caudal definido pelo utilizador
            ElseIf S(I, 1) = "Emissor" Then 'Caso de ser um emissor o
caudal depende da pressão
                If (S1(I, 0) - S1(I, 1)) < 0 Then 'Caso a pressão no nó
seja inferior a 0 considera-se que o caudal é 0
                    F = 0
                    S1(I, 2) = F
                ElseIf (S1(I, 0) - S1(I, 1)) > S1(I, 4) Then 'Caso a
pressão seja superior à de projecto considera-se que existe uma VRP que mantém a
pressão de projecto
                    F = S1(I, 3) * (S1(I, 4)) ^ ee
                    S1(I, 2) = F
                Else 'Caso a pressão varie entre 0 e a pressão de
projecto o caudal do aspersor varia
                    F = S1(I, 3) * ((S1(I, 0) - S1(I, 1))) ^ ee
                    S1(I, 2) = F
                End If
            End If
        End If
        DF = 0
        For J = S2(I, 1) To S2(I, 1) + S2(I, 0) - 1
            conduta = SP(J)
            NFROM = P2(conduta, 0)
            NTO = P2(conduta, 1)
            H = S1(NFROM, 0) - S1(NTO, 0)
            If H = 0 Then H = 0.00001
            C = P1(conduta, 0)
            D = P1(conduta, 1) / 1000
            L = P1(conduta, 2)
            'Início da função coef_perda_carga
            kl_n = coef_perda_carga(HW, MS, L, D, C) 'Função
coef_perda_carga
            Q = Math.Sign(H) * (Math.Abs(H) / kl_n(0)) ^ (1 /
kl_n(1)) 'Fórmula genérica do caudal Q=(H/kl)^{(1/n)}
            DQ = (1 / kl_n(1)) * ((1 / kl_n(0)) ^ (1 / kl_n(1))) *
((Math.Abs(H)) ^ ((1 / kl_n(1)) - 1)) 'Fórmula genérica da derivada do caudal
            If P2(SP(J), 1) = I Then Q = -Q
            F = F + Q
            DF = DF + DQ
        Next
    End For
    Dim DH As Single
    If S(I, 1) = "Reservatório de Nível Fixo" Then
        S1(I, 2) = -F
    Else
        If Math.Abs(F) >= resi_adm Then
            FLAG = 1
            DH = -F / DF
            If DH * DHv(I) >= 0 Then
                DH = A * DH
            End If
        End If
    End If
End While

```

```

Else
    DH = B * DH
End If
DHv(I) = DH
S1(I, 0) = S1(I, 0) + DH
End If
If Math.Abs(F) > plot Then plot = Math.Abs(F)
End If
Next
Chart1.Series(0).Points.AddXY(NCOUNT, plot)
If FLAG = 1 Then
    NCOUNT = NCOUNT + 1
    'ReDim plot(NCOUNT)
End If
End While
Dim fim As Date = Date.Now 'Fim do tempo de cálculo
Dim tempo_total As TimeSpan = fim.Subtract(inicio) 'Tempo de cálculo
TextBox1.Text = NCOUNT
TextBox2.Text = tempo_total.ToString
'For x As UInteger = 0 To NCOUNT
'Chart1.Series(0).Points.AddXY(x, plot(x))
'Next
'Solução Nós
DataGridView3.RowCount = N 'Define o número de linhas da tabela de
dados dos nós
For I = 0 To N - 1
    DataGridView3.Rows(I).Cells(0).Value() = S(I, 0) 'Apresenta o
número do nó
    DataGridView3.Rows(I).Cells(1).Value() = S(I, 1) 'Apresenta o
tipo de nó
    DataGridView3.Rows(I).Cells(2).Value() = String.Format("{0:N2}",
S1(I, 0)) 'Apresenta a altura piezométrica
    DataGridView3.Rows(I).Cells(3).Value() = String.Format("{0:N2}",
S1(I, 0) - S1(I, 1)) 'Apresenta a pressão (m)
    DataGridView3.Rows(I).Cells(4).Value() = String.Format("{0:N2}",
(S1(I, 0) - S1(I, 1)) * mea * 9.81 / 100000) 'Apresenta a pressão (bar)
    DataGridView3.Rows(I).Cells(5).Value() = String.Format("{0:N4}",
S1(I, 2)) 'Apresenta o caudal que entra ou sai no nó
    DataGridView3.Rows(I).Cells(6).Value() = String.Format("{0:N2}",
S1(I, 4)) 'Apresenta a pressão de funcionamento do emissor
    DataGridView1.Rows(I).Cells(2).Value() = String.Format("{0:N2}",
S1(I, 0)) 'Altera os dados iniciais para a altura piezométrica da última solução
Next
Dim V As Single
'Solução Condutas
DataGridView4.RowCount = M 'Define o número de linhas da tabela de
dados das condutas
For J = 0 To M - 1
    DataGridView4.Rows(J).Cells(0).Value() = P(J, 0) 'Apresenta o
número da conduta
    DataGridView4.Rows(J).Cells(1).Value() = P(J, 1) 'Apresenta o
número do nó a montante
    DataGridView4.Rows(J).Cells(2).Value() = P(J, 2) 'Apresenta o
número do nó a jusante
    DataGridView4.Rows(J).Cells(3).Value() = String.Format("{0:N1}",
P1(J, 1)) 'Apresenta o diâmetro
    DataGridView4.Rows(J).Cells(4).Value() = String.Format("{0:N1}",
P1(J, 2)) 'Apresenta o comprimento
    H = S1(P2(P(J, 0) - 1, 0), 0) - S1(P2(P(J, 0) - 1, 1), 0)
'Diferença de altura piezométrica (positivo se o escoamento se der de montante
para jusante)

```

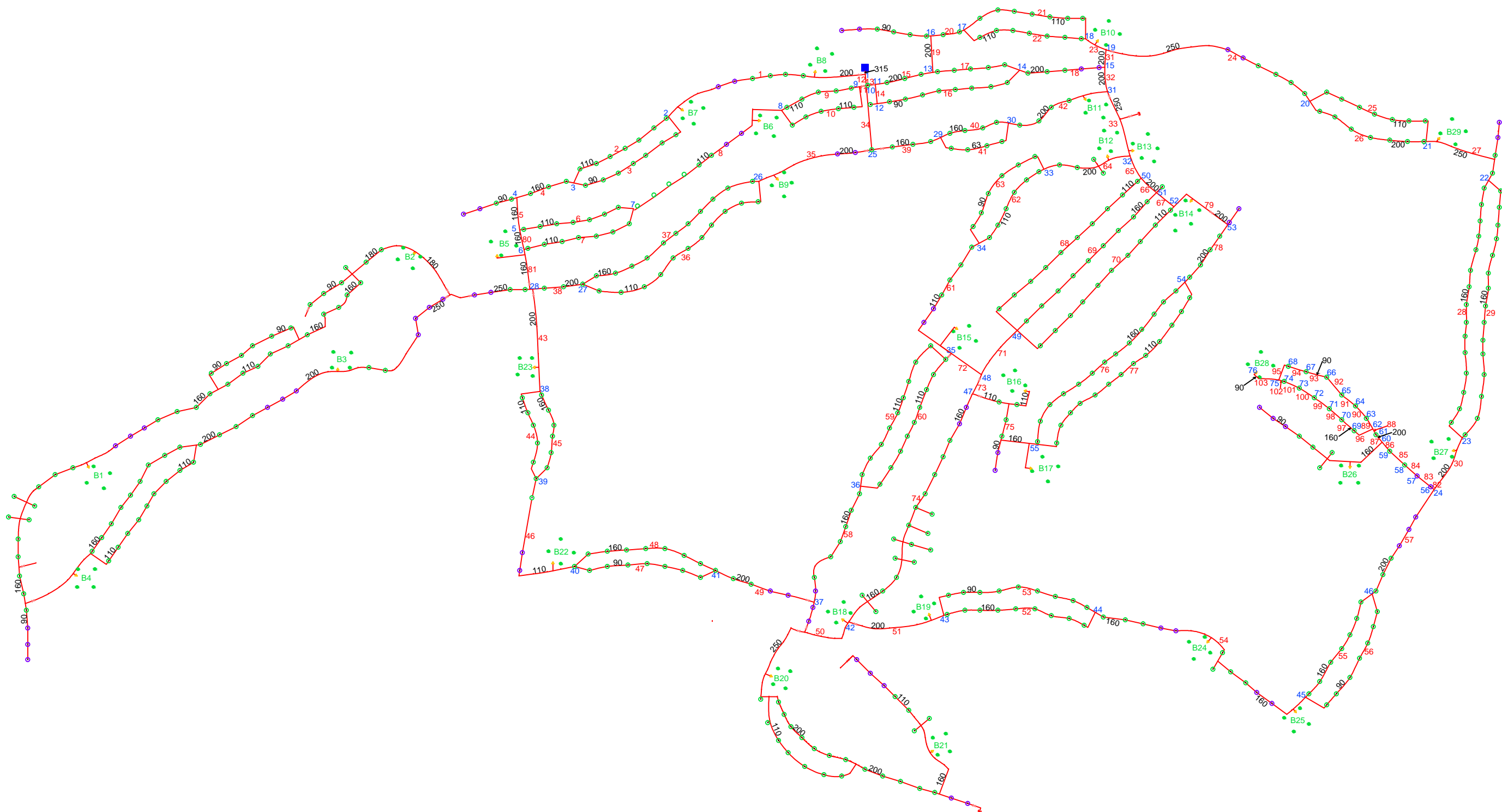
```

        'Início da função coef_perda_carga
        kl_n = coef_perda_carga(HW, MS, P1(P(J, 0) - 1, 2), (P1(P(J, 0) -
1, 1) / 1000), P1(P(J, 0) - 1, 0)) 'Função coef_perda_carga
        Q = (Math.Sign(H) * (Math.Abs(H) / kl_n(0)) ^ (1 / kl_n(1)))
'Fórmula genérica do caudal Q=(H/Ke)^(1/N)
        V = (Q * 4) / (Math.PI * ((P1(J, 1) / 1000) ^ 2))
        DataGridView4.Rows(J).Cells(5).Value() = String.Format("{0:N4}",
Q) 'Apresenta o caudal
        DataGridView4.Rows(J).Cells(6).Value() = String.Format("{0:N2}",
Math.Abs(H)) 'Apresenta a perda de carga
        DataGridView4.Rows(J).Cells(7).Value() = String.Format("{0:N2}",
(H / P1(J, 2))) 'Apresenta a perda de carga unitária
        DataGridView4.Rows(J).Cells(8).Value() = String.Format("{0:N4}",
Math.Abs(V)) 'Apresenta a velocidade
    Next
    TabControl1.SelectedTab = tabPage4 'Avança para a aba Cálculo
    Button2.Text = "Avançar" 'Altera o nome do botão para "Avançar"
    ElseIf TabControl1.SelectedTab Is tabPage4 Then
        TabControl1.SelectedTab = tabPage5 'Avança para a aba Solução Nós
    ElseIf TabControl1.SelectedTab Is tabPage5 Then
        TabControl1.SelectedTab = tabPage6 'Avança para a aba Solução
Conduitas
        Button2.Visible = False
    End If
End Sub
Private Sub Button1_Click(ByVal sender As System.Object, ByVal e As
System.EventArgs) Handles Button1.Click
    If TabControl1.SelectedTab Is tabPage2 Then
        TabControl1.SelectedTab = tabPage1 'Retrocede para a aba Dados Gerais
        Button1.Visible = False
    ElseIf TabControl1.SelectedTab Is tabPage3 Then
        TabControl1.SelectedTab = tabPage2 'Retrocede para a aba Dados dos
Nós
        Button2.Text = "Avançar" 'Altera o nome do botão para "Avançar"
    ElseIf TabControl1.SelectedTab Is tabPage4 Then
        TabControl1.SelectedTab = tabPage3 'Retrocede para a aba Dados das
Conduitas
        Button2.Text = "Calcular" 'Altera o nome do botão para "Calcular"
    ElseIf TabControl1.SelectedTab Is tabPage5 Then
        TabControl1.SelectedTab = tabPage4 'Retrocede para a aba Cálculo
    ElseIf TabControl1.SelectedTab Is tabPage6 Then
        TabControl1.SelectedTab = tabPage5 'Retrocede para a aba Solução Nós
        Button1.Visible = True
        Button2.Visible = True
    End If
End Sub
'Função para o cálculo do coeficiente de perda de carga
Function coef_perda_carga(ByVal HW As Boolean, ByVal MS As Boolean, ByVal L
As Double, ByVal D As Double, ByVal C As Double)
    Dim kl, n As Double
    Dim kl_n(1)
    If HW = True Then 'Aplica-se a fórmula de Hazen-Williams
        kl = (10.674 * L) / ((D ^ 4.871) * (C ^ 1.852))
        n = 1.852
    ElseIf MS = True Then 'Aplica-se a fórmula de Manning-Strickler
        kl = (10.294 * L * C ^ 2) / (D ^ 5.33)
        n = 2
    End If
    kl_n(0) = kl
    kl_n(1) = n
    Return kl_n

```

```
End Function  
End Class
```

Apêndice C - Planta modificada dos campos 3 e 4 de Vilamoura



Rede de rega dos campos 3 e 4
Escala 1:6000

Legenda:

Conduita	Aspersor Fairway	Buraco
Aspersor Tee	Aspersor Green	Diâmetro das tubagens
Ligação da rede aos aspersores do Green	Estação de pressurização	Número da conduita
Estação de pressurização	Válvula de isolamento	Número do nó

Anexo A - Planta dos campos 3 e 4 de Vilamoura



Oceânico Golf Sa

Urbanização Colinas do Golfe

Urbanização Colinas do Golfe

Estrada de Albufeira

Estrada de Albufeira

Av. Vilamoura XXI

Caminho do Lago

Caminho do Castanheira

Av. do Parque

V. Engenheiro João Meireles

Estrada de Albufeira

meiras

Rua

Anexo B - Catálogo de aspersores

I-90

Application: Large Radius Commercial/Municipal
Radius: 18.9 to 30.8 m
Flow Rate: 4.97 to 18.58 m³/hr; 82.8 to 309.6 l/min
Inlet Size: 1½" BSP

FEATURES

- Model: 8 cm
- Arc setting: 40 to 360 degrees
- Nozzle choices: 8
- Nozzle range: #25 to #73
- Through-the-top arc adjustment
- Quick check arc mechanism
- Water lubricated gear-drive
- Standard factory installed nozzle: #53
- Factory installed rubber logo cap
- Warranty period: 5 years
- ▶ Opposing nozzle 360° model
- ▶ Color coded nozzles
- ▶ Optional reclaimed water ID
- ▶ Drain check valve (up to 2 m of elevation)



I-90
 Overall height: ADV/36V: 28 cm
 Pop-up height: 8 cm
 Exposed diameter: 9 cm
 Inlet size: 1½" female BSP

OPERATING SPECIFICATIONS

- Radius: 18.9 to 30.8 m
- Flow rate: 4.97 to 18.58 m³/hr; 82.8 to 309.6 l/min
- Recommended pressure range: 4.0 to 7.5 bar; 400 to 750 kPa
- Operating pressure range: 3.5 to 8 bar; 350 to 800 kPa
- Precipitation rates: 19 mm/hr approx. (360 degrees)
- Nozzle trajectory: 22.5 degrees



Turf cup kit
 P/N 467955



Rubber cover kits
 I90-ADV: P/N 234200
 I90-36V: P/N 234201

USER-INSTALLED OPTION

- Turf Cup Kit
 - I-90 all: P/N 467955
- Rubber Cover Kit
 - I-90-ADV: P/N 234200 (all)
 - I-90-36V: P/N 234200 (0711 date code and after)
 - I-90-36V: P/N 234201 (0611 date code & prior only)

▶ = Advanced Feature descriptions on page 12



I-90 Reclaimed
 Available as a factory-installed option on all models

I-90 - SPECIFICATION BUILDER: ORDER 1 + 2 + 3 + 4

1 Models	2 Standard Features	3 Feature Options	4 Nozzle Options
I-90 = 8 cm Pop-up	Plastic riser, check valve, and 8 nozzles	ADV = Adjustable arc ARV = Adjustable arc and reclaimed water ID 36V = Full circle, opposing nozzles 3RV = Full circle, opposing nozzles and reclaimed water ID B = BSP inlet threads	#25 to #73 = Factory installed nozzle number

Examples:

- I-90 - **ADV** - **B** = 8 cm pop-up, adjustable arc, with BSP inlet threads
- I-90 - **36V** - **B** - **43** = 8 cm pop-up, full circle, opposing nozzles, with BSP inlet threads, and #43 nozzle
- I-90 - **3RV** - **B** - **63** = 8 cm pop-up, full circle, opposing nozzles, reclaimed water ID, with BSP inlet threads, and #63 nozzle

I-90-ADV NOZZLE PERFORMANCE DATA							
Nozzle	Pressure		Radius	Flow		Precip mm/hr	
	Bar	kPa		m ³ /hr	l/min	■	▲
25 ● Lt. Blue	4.0	400	18.9	4.97	82.8	28	32
	4.5	450	19.2	5.34	89.0	29	33
	5.0	500	19.5	5.70	95.0	30	35
	5.5	550	19.8	6.10	101.6	31	36
	6.0	600	20.1	6.43	107.2	32	37
	6.5	650	20.4	6.76	112.7	32	37
	7.0	700	20.7	7.08	117.9	33	38
33 ● Gray	4.0	400	20.1	6.84	114.1	34	39
	4.5	450	20.4	7.25	120.9	35	40
	5.0	500	20.4	7.64	127.4	37	42
	5.5	550	20.7	8.06	134.4	38	43
	6.0	600	20.7	8.42	140.3	39	45
	6.5	650	21.0	8.75	145.9	40	46
	7.0	700	21.3	9.08	151.3	40	46
38 ● Red	4.0	400	20.7	7.61	126.8	35	41
	4.5	450	21.0	8.07	134.5	37	42
	5.0	500	21.3	8.51	141.9	37	43
	5.5	550	21.9	8.99	149.8	37	43
	6.0	600	22.3	9.39	156.5	38	44
	6.5	650	22.6	9.77	162.9	38	44
	7.0	700	22.9	10.14	169.0	39	45
43 ● Dk. Brown	4.0	400	21.0	8.72	145.4	39	46
	4.5	450	21.3	9.18	153.0	40	47
	5.0	500	21.6	9.62	160.2	41	47
	5.5	550	21.9	10.08	168.0	42	48
	6.0	600	21.9	10.47	174.5	43	50
	6.5	650	22.3	10.84	180.7	44	51
	7.0	700	22.3	11.20	186.6	45	52
48 ● Dk. Green	5.0	500	22.9	10.83	180.4	41	48
	5.5	550	23.5	11.41	190.1	41	48
	6.0	600	23.8	11.89	198.1	42	49
	6.5	650	24.1	12.35	205.8	43	49
	7.0	700	24.7	12.79	213.2	42	48
53 ● Dk. Blue*	5.0	500	24.1	11.29	188.2	39	45
	5.5	550	24.7	12.00	200.0	39	45
	6.0	600	25.6	12.59	209.9	38	44
	6.5	650	26.2	13.17	219.4	38	44
	7.0	700	26.2	13.72	228.7	40	46
63 ● Black	5.0	500	25.6	13.95	232.5	43	49
	5.5	550	26.2	14.52	241.9	42	49
	6.0	600	26.5	14.98	249.7	43	49
	6.5	650	26.8	15.43	257.1	43	50
	7.0	700	27.4	15.85	264.2	42	49
73 ● Orange	5.5	550	27.4	15.22	253.7	40	47
	6.0	600	27.7	15.69	261.4	41	47
	6.5	650	28.3	16.13	268.8	40	46
	7.0	700	29.0	16.55	275.8	39	46
	7.5	750	29.9	17.01	283.5	38	44

I-90-36V NOZZLE PERFORMANCE DATA							
Nozzle	Pressure		Radius	Flow		Precip mm/hr	
	Bar	kPa		m ³ /hr	l/min	■	▲
25 ● Lt. Blue	4.0	400	20.7	5.70	94.9	13	15
	4.5	448	21.0	6.06	101.1	14	16
	5.0	496	21.6	6.42	106.9	14	16
	5.5	552	22.3	6.80	113.3	14	16
	6.0	600	22.6	7.12	118.7	14	16
	6.5	648	22.9	7.43	123.9	14	16
	7.0	696	23.5	7.73	128.9	14	16
33 ● Gray	4.0	400	21.3	6.65	110.8	15	17
	4.5	448	21.9	7.05	117.4	15	17
	5.0	496	22.6	7.43	123.7	15	17
	5.5	552	23.2	7.84	130.6	15	17
	6.0	600	23.5	8.18	136.3	15	17
	6.5	648	23.8	8.51	141.8	15	17
	7.0	696	24.4	8.83	147.1	15	17
38 ● Red	4.0	400	22.3	7.45	124.2	15	17
	4.5	448	22.9	7.89	131.4	15	17
	5.0	496	23.8	8.29	138.2	15	17
	5.5	552	24.1	8.74	145.6	15	17
	6.0	600	24.1	9.10	151.7	16	18
	6.5	648	24.4	9.46	157.6	16	18
	7.0	696	25.0	9.80	163.3	16	18
43 ● Dk. Brown	4.0	400	23.2	8.51	141.9	16	18
	4.5	448	23.8	8.99	149.9	16	18
	5.0	496	24.1	9.45	157.4	16	19
	5.5	552	25.0	9.94	165.6	16	18
	6.0	600	25.0	10.35	172.4	17	19
	6.5	648	25.3	10.74	178.9	17	19
	7.0	696	25.6	11.11	185.2	17	20
48 ● Dk. Green	5.0	496	25.0	10.69	178.1	17	20
	5.5	552	26.2	11.24	187.2	16	19
	6.0	600	26.8	11.69	194.9	16	19
	6.5	648	27.1	12.13	202.1	16	19
	7.0	696	27.4	12.55	209.2	17	19
53 ● Dk. Blue	5.0	496	25.9	11.62	193.6	17	20
	5.5	552	26.8	12.21	203.6	17	20
	6.0	600	27.1	12.71	211.8	17	20
	6.5	648	27.7	13.19	219.7	17	20
	7.0	696	28.0	13.64	227.4	17	20
63 ● Black	5.0	496	27.4	13.85	230.8	18	21
	5.5	552	28.0	14.41	240.2	18	21
	6.0	600	28.3	14.87	247.9	19	21
	6.5	648	28.7	15.31	255.2	19	22
	7.0	696	29.3	15.73	262.2	18	21
73 ● Orange	5.5	550	29.0	16.51	275.2	20	23
	6.0	600	29.3	17.05	284.1	20	23
	6.5	650	29.6	17.56	292.6	20	23
	7.0	700	30.2	18.05	300.7	20	23
	7.5	750	30.8	18.58	309.6	20	23

I-90 NOZZLES

ADV & 36V

Low-Angle ADV & 36V**

** Low-Angle nozzles reduce radius by 15%

* Factory-installed nozzle

Notes:

Precipitation rates for ADV models are calculated for 180-degree operation. To calculate precipitation rate for 360-degree operation, divide by 2. Precipitation rates for 36V model are calculated at 360 degrees.

G900 SERIES

Model: **G900 & G995**

Application: **Golf & Large Turf**

Radius: **22.3 to 31.7 m**

Flow Rate: **6.7 to 19.04 m³/hr; 111.7 to 317.2 l/min**

FEATURES

- Models
 - G900: Full circle
 - G995: Adjustable arc (40° to 360°)
- Quick check arc mechanism
- Dual Trajectory Nozzles
 - 8 standard trajectory (22.5°)
 - 8 low angle trajectory (15°)
- Nozzle range: #25 to #73
- Exclusive PressurePort™ nozzle technology
- Contour “back-nozzle” capability
- Water lubricated gear-drive
- ▶ All TTS Advanced Features
- ▶ All DIH Advanced Features

OPERATING SPECIFICATIONS*

- G990
 - Discharge rate: 6.93 to 18.92 m³/hr, 115.5 to 315.3 l/min
 - Radius: 22.3 to 31.4 m
 - Pressure range: 5.5 to 8.3 bar; 551 to 827 kPa
- G995
 - Discharge rate: 6.7 to 19.04 m³/hr, 111.7 to 317.2 l/min
 - Radius: 22.9 to 31.7 m
 - Pressure range: 5.5 to 8.3 bar; 551 to 827 kPa

OPTIONS

- C – Check-O-Matic checks up to 8 m in elevation change and readily converts to Normally Open Hydraulic with through-the-top connections
- D – Decoder-in-Head with all “E” specifications below
- DD – 2-Station Decoder-in-Head with all “E” specifications below
- E – Electric Valve-in-Head with adjustable pressure regulation, on-off-auto selector, 190 mA (370 mA inrush) solenoid with captive plunger and internal downstream bleed

▶ = Advanced Feature detailed descriptions on pages 41 and 42
 * = All TTS rotors pressure rated at 10 bar; 1,000 kPa

G900 – SPECIFICATION BUILDER: ORDER 1 + 2 + 3 + 4 + 5				
1 Model	2 Valve Options	3 Nozzle	4 Regulation*	5 Options
G990 = Full circle	C = Check-O-Matic* D = Decoder Valve-in-Head** DD = 2-Station Decoder Valve-in-Head** E = Electric Valve-in-Head**	25 to 73 = Installed G990 Nozzle*	P8 = 80 PSI P1 = 100 PSI P2 = 120 PSI	S = SSU*
G995 = Adjustable Arc 40 - 360°	C = Check-O-Matic* D = Decoder Valve-in-Head** DD = 2-Station Decoder Valve-in-Head** E = Electric Valve-in-Head * Converts to N.O. Hydraulic Valve-in-Head ** SSU Configuration Only	25 to 73 = Installed G995 Nozzle* * SSU = #25 or #53	P8 = 80 PSI P1 = 100 PSI P2 = 120 PSI * SSU = P8	S = SSU* * Standard Stocking Unit

Examples:
 G990E - 53 - P8 - S = G990 full-circle electric valve-in-head, installed #53 nozzle, 80 PSI regulation, standard stocking unit model



G990C
 Pop-up height: 8 cm
 Overall height: 34 cm
 Flange diameter: 19 cm
 Female Inlet: 1½" ACME



G995E
 Pop-up height: 8 cm
 Overall height: 34 cm
 Flange diameter: 19 cm
 Female Inlet: 1½" ACME

G990 NOZZLE PERFORMANCE DATA*							
Nozzle	Pressure		Radius**	Flow		Precip mm/hr	
	Bar	kPa		m	m ³ /hr	l/min	■ ▲
25 ● Lt. Blue	5.5	551	22.3	6.93	115.2	14.0	16.2
	6.2	620	22.9	7.36	122.6	14.1	16.3
	6.9	689	23.2	7.79	129.8	14.5	16.8
	7.6	758	23.8	8.29	138.2	14.7	16.9
	8.3	827	24.1	8.72	145.4	15.0	17.4
33 ● Gray	5.5	551	23.5	8.25	137.4	15.0	17.3
	6.2	620	23.8	8.72	145.4	15.4	17.8
	6.9	689	24.4	9.22	153.7	15.5	17.9
	7.6	758	24.7	9.70	161.6	15.9	18.4
	8.3	827	25.0	10.20	170.0	16.3	18.9
38 ● Red	5.5	551	24.4	9.22	153.7	15.5	17.9
	6.2	620	25.0	9.75	162.4	15.6	18.0
	6.9	689	25.3	10.29	171.4	16.1	18.6
	7.6	758	25.9	10.84	180.6	16.1	18.6
	8.3	827	26.2	11.40	190.0	16.6	19.2
43 ● Dk. Brown	5.5	551	25.3	10.49	174.9	16.4	18.9
	6.2	620	25.6	11.04	184.0	16.8	19.4
	6.9	689	25.9	11.56	192.7	17.2	19.9
	7.6	758	26.2	12.13	202.1	17.7	20.4
	8.3	827	26.5	12.70	211.6	18.1	20.8
48 ● Dk. Green	5.5	551	26.2	11.27	187.8	16.4	18.9
	6.2	620	27.1	11.93	198.7	16.2	18.7
	6.9	689	27.4	12.45	207.4	16.5	19.1
	7.6	758	27.7	13.02	216.9	16.9	19.5
	8.3	827	28.0	13.52	225.2	17.2	19.8
53 ● Dk. Blue	5.5	551	27.1	12.31	205.2	16.7	19.3
	6.2	620	27.4	12.88	214.6	17.1	19.8
	6.9	689	28.0	13.45	224.1	17.1	19.7
	7.6	758	28.3	14.02	233.6	17.4	20.1
	8.3	827	28.7	14.58	243.0	17.8	20.5
63 ● Black	5.5	551	28.0	14.36	23.92	18.3	21.1
	6.2	620	28.7	14.97	249.5	18.2	21.1
	6.9	689	29.3	15.76	265.7	18.4	21.3
	7.6	758	29.6	16.36	272.5	18.7	21.6
	8.3	827	29.9	17.01	283.5	19.1	22.0
73 ● Orange	5.5	551	29.3	16.38	272.9	19.1	22.1
	6.2	620	29.9	17.04	283.9	19.1	22.0
	6.9	689	30.2	17.67	297.5	19.4	22.4
	7.6	758	31.1	18.29	304.7	18.9	21.8
	8.3	827	31.4	18.92	315.3	19.2	22.2

* Complies to ASAE standard. All precipitation rates calculated for 360° operation. All triangular rates are equilateral. Preliminary performance.

G995 NOZZLE PERFORMANCE DATA*							
Nozzle	Pressure		Radius**	Flow		Precip mm/hr	
	Bar	kPa		m	m ³ /hr	l/min	■ ▲
25 ● Lt. Blue	5.5	551	22.9	6.70	111.7	12.8	14.8
	6.2	620	23.2	7.16	119.2	13.3	15.4
	6.9	689	23.5	7.54	125.7	13.7	15.8
	7.6	758	23.8	8.09	134.8	14.3	16.5
	8.3	827	24.1	8.52	142.0	14.7	17.0
33 ● Gray	5.5	551	23.5	8.22	137.0	14.9	17.2
	6.2	620	23.8	8.68	144.6	15.4	17.7
	6.9	689	24.1	9.18	152.9	15.8	18.3
	7.6	758	27.4	9.68	161.3	15.9	18.3
	8.3	827	25.0	10.18	169.6	16.3	18.8
38 ● Red	5.5	551	24.4	9.22	153.7	15.5	17.9
	6.2	620	25.0	9.77	162.8	15.6	18.1
	6.9	689	25.6	10.31	171.9	15.7	18.2
	7.6	758	25.9	10.81	180.2	16.1	18.6
	8.3	827	26.2	11.36	189.3	16.5	19.1
43 ● Dk. Brown	5.5	551	25.6	10.47	174.5	16.0	18.4
	6.2	620	25.9	11.02	183.6	16.4	19.0
	6.9	689	25.9	11.52	191.9	17.2	19.8
	7.6	758	26.2	12.13	202.1	17.7	20.4
	8.3	827	26.5	12.65	210.8	18.0	20.8
48 ● Dk. Green	5.5	551	26.8	11.40	190.0	15.8	18.3
	6.2	620	27.1	11.95	199.1	16.2	18.7
	6.9	689	27.4	12.52	208.6	16.6	19.2
	7.6	758	28.0	13.06	217.7	16.6	19.2
	8.3	827	28.0	13.74	229.0	17.5	20.2
53 ● Dk. Blue	5.5	551	27.7	12.47	207.8	16.2	18.7
	6.2	620	27.7	12.99	216.5	16.9	19.5
	6.9	689	28.0	13.52	225.2	17.2	19.8
	7.6	758	28.3	14.11	235.1	17.6	20.3
	8.3	827	28.0	14.63	243.8	18.6	21.5
63 ● Black	5.5	551	28.3	14.15	235.8	17.6	20.3
	6.2	620	28.7	14.88	247.9	18.1	20.9
	6.9	689	29.0	15.67	261.2	18.7	21.6
	7.6	758	29.3	16.33	272.2	19.1	22.0
	8.3	827	29.9	16.97	282.8	19.0	22.0
73 ● Orange	5.5	551	29.3	16.51	275.2	19.3	22.3
	6.2	620	29.9	17.13	285.4	19.2	22.2
	6.9	689	30.5	17.74	295.6	19.1	22.0
	7.6	758	31.1	18.38	306.2	19.0	22.0
	8.3	827	31.7	19.04	317.2	18.9	21.9

* Complies to ASAE standard. All precipitation rates calculated for 360° operation. All triangular rates are equilateral. Preliminary performance.

G900 NOZZLES



** Low angle nozzles reduce radius by 15%

ROTORS



New Contour “Back-Nozzle” Capabilities

Choose any nozzle from the PGP, I-40, and G70 nozzle racks, or from the short and mid-range G900 nozzles.

G800 SERIES

Model: **G870 & G875**
 Application: **Golf & Large Turf**
 Radius: **14.3 to 22.9 m**
 Flow Rate: **1.75 to 7.77 m³/hr, 29.1 to 127.6 l/min**

FEATURES

- Models
 - G870: Full circle
 - G875: Full circle/Part circle (50° to 360°)
- QuickSet-360 arc mechanism (G875)
- Nozzle choices
 - G870: 6 standard trajectory (25°)
 - G875: 9 standard trajectory (25°)
- Nozzle range
 - #15 to #28 (G870)
 - #8 to #28 (G875)
- Exclusive PressurePort™ nozzle technology
- Water lubricated gear-drive
- ▶ All TTS Advanced Features
- ▶ All DIH Advanced Features

OPERATING SPECIFICATIONS*

- G870
 - Discharge rate: 2.95 to 7.66 m³/hr, 49.2 to 127.6 l/min
 - Radius: 16.2 to 22.9 m
 - Pressure range: 3.4 to 6.9 bars; 344 to 689 kPa
- G875
 - Discharge rate: 1.75 to 7.34 m³/hr, 29.1 to 122.3 l/min
 - Radius: 14.3 to 21.6 m
 - Pressure range: 2.8 to 6.9 bars; 344 to 689 kPa)

OPTIONS

- C – Check-O-Matic checks up to 8 m in elevation change and readily converts to Normally Open Hydraulic with through the top connections
- D – Decoder-In-Head with all “E” specifications below
- DD – 2-Station Decoder-in-Head with all “E” specifications below
- E – Electric Valve-in-Head with adjustable pressure regulation, on-off-auto selector, 190 mA (370 mA inrush) solenoid with captive plunger and internal downstream bleed

▶ = Advanced Feature detailed descriptions on pages 41 and 42
 * = All TTS rotors pressure rated at 10 bars; 1,000 kPa



G870C
 Pop-up height: 8 cm
 Overall height: 30 cm
 Flange diameter: 18 cm
 Female Inlet: 1/2" ACME



G875E
 Pop-up height: 8 cm
 Overall height: 30 cm
 Flange diameter: 18 cm
 Female Inlet: 1/2" ACME

G870 & G875 – SPECIFICATION BUILDER: ORDER 1 + 2 + 3 + 4 + 5

1 Model	2 Valve Options	3 Nozzle	4 Regulation*	5 Options
G870 = Full circle	C = Check-O-Matic* D = Decoder Valve-in-Head** DD = 2-Station Decoder Valve-in-Head** E = Electric Valve-in-Head	15 to 28 = Installed G870 Nozzle*	P6 = 65 PSI P8 = 80 PSI	S = SSU*
G875 = Full/Part circle 50 to 360°	C = Check-O-Matic* D = Decoder Valve-in-Head** DD = 2-Station Decoder Valve-in-Head** E = Electric Valve-in-Head * Converts to N.O. Hydraulic Valve-in-Head ** SSU Configuration Only	8 to 28 = Installed G875 Nozzle* * SSU = #23 or #25	P6 = 65 PSI P8 = 80 PSI * SSU = P6/#23; SSU = P8/#25	S = SSU* * Standard Stocking Unit

Examples:
 G870E - 25 - P8 - S = G870 full-circle electric valve-in-head, installed #25 nozzle, 80 PSI regulation, standard stocking unit model

G870 NOZZLE PERFORMANCE DATA*							
Nozzle	Pressure		Radius	Flow		Precip mm/hr	
	Bar	kPa		m ³ /hr	l/min	■	▲
15 Gray	3.4	344	16.2	2.95	49.2	11.3	13.1
	4.1	413	16.5	3.20	53.4	11.8	13.7
	4.5	450	16.8	3.36	56.0	12.0	13.8
	4.8	482	17.1	3.52	58.7	12.1	14.0
	5.5	551	17.7	3.70	61.7	11.8	13.7
18 Red	3.4	344	17.7	3.23	53.8	10.3	11.9
	4.1	413	18.0	3.61	60.2	11.2	12.9
	4.5	450	18.3	3.70	61.7	11.1	12.8
	4.8	482	18.3	3.84	64.0	11.5	13.3
	5.5	551	18.6	4.04	67.4	11.7	13.5
20 Dk. Brown	3.4	413	18.6	4.27	71.2	12.4	14.3
	4.1	450	18.9	4.45	74.2	12.5	14.4
	4.5	482	19.2	4.66	77.6	12.6	14.6
	4.8	551	19.5	5.00	83.3	13.1	15.2
	5.5	620	19.5	5.32	88.6	14.0	16.1
23 Dk. Green	3.4	413	19.2	4.57	76.1	12.4	14.3
	4.1	450	19.8	4.77	79.5	12.2	14.0
	4.5	482	19.8	4.97	82.9	12.7	14.6
	4.8	551	20.1	5.32	88.6	13.1	15.2
	5.5	620	20.4	5.66	94.3	13.6	15.7
25 Dk. Blue	3.4	413	19.8	4.95	82.5	12.6	14.6
	4.1	450	20.4	5.11	85.2	12.3	14.1
	4.5	482	20.4	5.36	89.3	12.9	14.8
	4.8	551	21.0	5.75	95.8	13.0	15.0
	5.5	620	21.6	6.11	101.8	13.0	15.1
28 Black	4.8	482	21.6	6.38	106.4	13.6	15.7
	5.5	551	21.6	6.79	113.2	14.5	16.7
	6.2	620	22.3	7.22	120.4	14.6	16.8
	6.9	689	22.9	7.66	127.6	14.6	16.9

* Complies to ASAE standard. All precipitation rates calculated for 360° operation. All triangular rates are equilateral.

G875 NOZZLE PERFORMANCE DATA*							
Nozzle	Pressure		Radius	Flow		Precip mm/hr	
	Bar	kPa		m ³ /hr	l/min	■	▲
8 Lt. Brown	2.8	275	14.3	1.75	29.1	8.5	9.8
	3.4	344	14.9	1.89	31.4	8.5	9.8
	4.1	413	15.2	2.09	34.8	9.0	10.4
	4.5	450	15.2	2.16	36.0	9.3	10.7
	4.8	482	15.5	2.25	37.5	9.3	10.7
10 Lt. Green	3.4	344	16.2	2.48	41.3	9.5	11.0
	4.1	413	16.5	2.73	45.4	10.1	11.6
	4.5	450	16.5	2.84	47.3	10.5	12.1
	4.8	482	16.8	2.98	49.6	10.6	12.2
	5.5	551	17.1	3.25	54.1	11.1	12.9
13 Lt. Blue	3.4	344	16.8	2.54	42.4	9.1	10.5
	4.1	413	17.1	2.79	46.6	9.6	11.1
	4.5	450	17.1	2.91	48.5	10.0	11.5
	4.8	482	17.4	3.02	50.3	10.0	11.6
	5.5	551	17.4	3.25	54.1	10.8	12.4
15 Gray	3.4	344	17.4	3.04	50.7	10.1	11.6
	4.1	413	17.7	3.25	54.1	10.4	12.0
	4.5	450	18.0	3.36	56.0	10.4	12.0
	4.8	482	18.0	3.48	57.9	10.7	12.4
	5.5	551	18.3	3.73	62.1	11.2	12.9
18 Red	3.4	344	18.3	3.29	54.9	9.8	11.4
	4.1	413	18.6	3.57	59.4	10.3	11.9
	4.5	450	18.6	3.70	61.7	10.7	12.4
	4.8	482	18.9	3.84	64.0	10.7	12.4
	5.5	551	19.2	4.13	68.9	11.2	12.9
20 Dk. Brown	4.1	413	18.9	4.04	67.4	11.3	13.1
	4.5	450	18.9	4.13	68.9	11.6	13.4
	4.8	482	19.2	4.36	72.7	11.8	13.7
	5.5	551	19.5	4.66	77.6	12.2	14.1
	6.2	620	19.8	4.95	82.5	12.6	14.6
23 Dk. Green	4.1	413	19.5	4.97	82.9	13.1	15.1
	4.5	450	19.8	4.86	81.0	12.4	14.3
	4.8	482	19.8	5.36	89.3	13.7	15.8
	5.5	551	20.1	5.82	96.9	14.4	16.6
	6.2	620	20.4	6.13	102.2	14.7	17.0
25 Dk. Blue	4.1	413	19.8	5.34	89.0	13.6	15.7
	4.5	450	19.8	5.63	93.9	14.4	16.6
	4.8	482	20.4	5.82	96.9	13.9	16.1
	5.5	551	21.0	6.20	103.3	14.0	16.2
	6.2	620	21.6	6.59	109.8	14.1	16.2
28 Black	4.8	482	20.1	6.11	101.8	15.1	17.4
	5.5	551	20.7	6.56	109.4	15.3	17.6
	6.2	620	21.3	6.95	115.8	15.3	17.6
	6.9	689	21.6	7.34	122.3	15.7	18.1

* Complies to ASAE standard. All precipitation rates calculated for 360° operation. All triangular rates are equilateral.

G870 & G875 NOZZLES

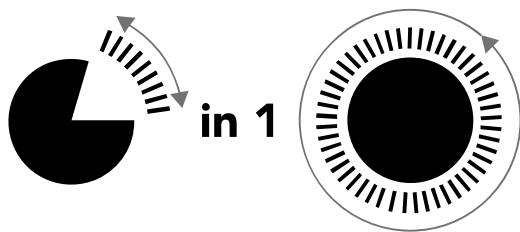


G870



G875

ROTORS



QuickSet-360

With Hunter's quick check arc mechanism and patented QuickSet-360 non-reversing full-circle feature in a variable arc rotor, adjustments are fast, easy and more flexible than ever before. Now available on 35 Series and 75 Series rotors.