

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

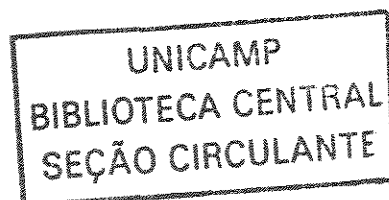
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**MODELAÇÃO MATEMÁTICA DA CURVA DO
REBAIXAMENTO DO CONE DE DEPRESSÃO EM
AQÜÍFEROS FREÁTICOS**

Paulo Roberto Garcia

Campinas

2002



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**MODELAÇÃO MATEMÁTICA DA CURVA DO
REBAIXAMENTO DO CONE DE DEPRESSÃO EM
AQÜÍFEROS FREÁTICOS**

Paulo Roberto Garcia

Orientador: Prof. Antônio Carlos Zuffo, Dr.

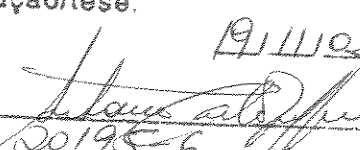
Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Recursos Hídricos.

Campinas

2002

Atesto que esta é a versão definitiva da dissertação/tese.

19/11/02

Prof. Dr. 

Matrícula: 20195-6

6 F 2408002

UNIDADE	BC
Nº CHAMADA	UNICAMP
	G 165m
V	EX
TOMBO BC/	52065
PROC.	16-124/03
C	☐
D	☒
PREÇO	R\$ 11,00
DATA	12/02/03
Nº CPD	

CM00179045-3

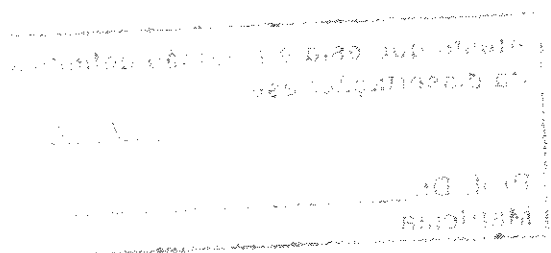
BIB ID 276171

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

G165m Garcia, Paulo Roberto
Modelação matemática da curva do rebaixamento do
cone de depressão em aquíferos freáticos / Paulo
Roberto Garcia.--Campinas, SP: [s.n.], 2002.

Orientador: Antonio Carlos Zuffo.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Aquíferos. 2. Águas subterrâneas. 3. Ajuste de
curva. 4. Recursos hídricos - Desenvolvimento. I.
Zuffo, Antonio Carlos. II. Universidade Estadual de
Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

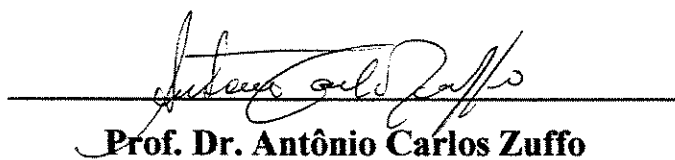


UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**MODELAÇÃO MATEMÁTICA DA CURVA DO
REBAIXAMENTO DO CONE DE DEPRESSÃO EM
AQÜÍFEROS FREÁTICOS**

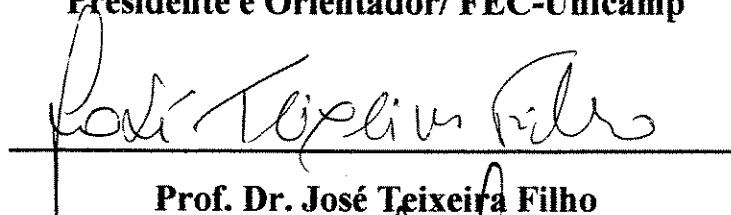
Paulo Roberto Garcia

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



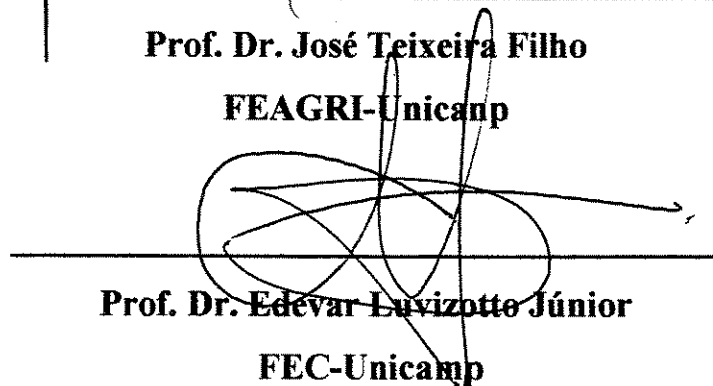
Prof. Dr. Antônio Carlos Zuffo

Presidente e Orientador/ FEC-Unicamp



Prof. Dr. José Teixeira Filho

FEAGRI-Unicamp



Prof. Dr. Edevar Luvizotto Júnior

FEC-Unicamp

Campinas, 26 de julho de 2002

Dedicatória

À Deus, aos meus pais Euclides Garcia (em memória) e Alzira da Silva Garcia, à minha esposa Tânia e aos meus filhos, Luís Paulo, Gabriella e Laleska, dedico este trabalho.

Agradecimentos

Aos meus familiares, ao professor Dr. Antônio Carlos Zuffo pelo incentivo, orientação e apoio nas horas difíceis, aos professores Dr. Abel Maia Genovez e Dr. Edevar Luvizotto da banca de qualificação, ao professor Dr. Ricardo Ramina neurocirurgião, aos colegas, professores e funcionários pela amizade e dedicação.

“A perfeição necessária se consegue, tendo em mãos uma gama de valores reais e sabedoria em aplicá-los”.

Sumário

	Página
Lista de Figuras.....	XII
Lista de Quadros.....	XIX
Lista de Abreviaturas e Símbolos com Representação Dimensional.....	XXI
Resumo.....	XXV
Capítulo 1.....	1
1.1 Introdução.....	1
Capítulo 2.....	4
2 Objetivos.....	4
Capítulo 3.....	5
3 Revisão Bibliográfica.....	5
3.1 Histórico das Águas Subterrâneas.....	5
3.2 Hidráulica dos poços.....	8
3.2.1 Projeto de rebaixameto.....	8
3.2.2 Fluxo para uma trincheira de uma única linha de fonte.....	10
3.2.2.1 Trincheira totalmente penetrante.....	10
3.2.2.1.1 Fluxo artesianos.....	11
3.2.2.1.2 Fluxo gravitacional.....	13
3.2.3 Trincheira parcialmente penetrante.....	17
3.2.3.1 Fluxo artesianos.....	17
3.2.3.2 Fluxo gravitacional.....	18

3.2.4 Fluxo para uma trincheira de duas linhas de fonte.....	19
3.2.5 Fluxo para duas trincheiras parcialmente penetrantes situadas a meia distância de duas linhas de fontes paralelas.....	19
3.2.6 Fluxo para um poço isolado e fonte circular.....	21
3.2.6.1 Fluxo totalmente penetrante.....	21
3.2.6.1.1 Fluxo artesiano.....	21
3.2.6.1.2 Fluxo gravitacional.....	23
3.2.7 Poço parcialmente penetrante.....	24
3.2.7.1 Fluxo artesiano.....	24
3.2.7.2 Fluxo gravitacional.....	25
3.3 Raio de influência.....	25
3.4 Regime Transitório.....	27
3.4.1 Modelo de Boulton.....	27
3.4.2 Modelo com perda de carga localizada.....	33
3.5 Cone de impressão e depressão de um aquífero freático e o cálculo do raio de influência.....	35
Capítulo 4	43
4.1 Estudo do caso.....	43
Capítulo 5	46
5 Materiais e Métodos.....	46
5.1 Na exploração.....	46
5.2 Sondagem e cravação a trado.....	47
5.2.1 Trado e Jato Hidráulico.....	48
5.3 Medidor do nível de água.....	49
5.4 Medidor de Vazão.....	51
5.5 Projeto de Rebaixamento.....	52
5.6 Ensaios extras	56
5.7 Análise de parâmetros.....	60
5.8 Modelos propostos.....	60
5.8.1 Inversa da curva do segundo grau.....	60

5.8.2 Modelação de uma curva do terceiro grau.....	64
5.8.3 Modelação de uma curva exponencial.....	67
Capítulo 6	69
6 Resultados e discussões.....	69
6.1 Investigação geotécnica.....	69
6.2 Ensaio de Bombeamento.....	71
6.2.1 Estabilização do nível piezométrico.....	72
6.2.2 Vazão versus tempo.....	72
6.3 Ensaio de permeabilidade.....	73
6.3.1 Permeabilidade das amostras indeformáveis.....	73
6.3.2 Permeabilidade “in loco”	74
6.4 Ensaio de porosidade.....	80
6.5 Modelos propostos.....	82
6.5.1 Inversa da curva do segundo grau.....	82
6.5.2 Modelação de uma curva do terceiro grau.....	82
6.5.3 Modelação de uma curva exponencial.....	83
6.6 Validade dos modelos das equações e comparações com as fórmulas de Schultze e Sichardt no ensaio de bombeamento.....	83
6.6.1 Teste 01.....	84
6.6.2 Teste 02.....	86
6.6.3 Teste 03.....	87
6.6.4 Teste 04.....	88
6.6.5 Teste 05.....	89
6.6.6 Teste 06.....	90
Capítulo 7	91
7 Conclusões e recomendações.....	91
7.1 Conclusões.....	91
7.2 Rcomendações.....	92
Anexos	94
A.1 Conceitos Básicos.....	94

A.1.1 Aquíferos, aquíclude, aquítardo e aquífucos.....	94
A.1.1.1 Aquífero.....	94
A.1.1.2 Aquíclude.....	95
A.1.1.3 Aquítardos.....	95
A.1.1.4 Aquífugos.....	95
A.1.2 Correlações entre porosidade e permeabilidade.....	95
A.1.3 Tipos de aquíferos.....	97
A.1.3.1 Aquífero confinado ou artesiano	98
A.1.3.2 Aquífero não confinado, livre, freático, não artesiano ou gravitacional.....	98
A.1.4 Superfície piezométrica ou superfície equipotenciométrica.....	98
A.1.4.1 Livre.....	98
A.1.4.2 Confinado.....	99
A.1.5 Fluxo permanente e transiente.....	99
A.1.6 Propriedades Físicas.....	100
A.1.6.1 Porosidade.....	100
A.1.6.2 Retenção específica e Contribuição específica.....	101
A.1.6.3 Compressibilidade do aquífero e Compressibilidade da água.....	101
A.1.6.4 Condutividade Hidráulica e Permeabilidade.....	102
A.1.6.5 Coeficiente de Trasmisibilidade ou Transmissividade.....	103
A.1.6.6 Coeficiente de Armazenamento.....	104
A.1.6.7 Armazenamento Específico.....	106
A.1.6.8 A Difusividade Hidráulica.....	107
A.1.6.9 Vazão Específica.....	108
A.2 Rebaixamento.....	108
A.2.1 Nível Estático.....	109
A.2.2 Nível Dinâmico.....	109
A.2.3 Tempo de Recuperação.....	109
A.2.4 Profundidade do nível estático.....	110
A.2.5 Profundidade do nível dinâmico.....	110
A.2.6 Depressão de nível.....	110

A.2.7 Superfície de depressão.....	110
A.2.8 Curva de rebaixamento ou de depressão.....	111
A.2.9 Zona de influência ou zona de infiltração do poço.....	111
A.2.10 Raio de influência.....	111
A.2.11 Caudal subterrâneo.....	112
A.3 Sondagem a Jato Hidráulico.....	112
A.4 Vazões e Alturas Piezométricas no primeiro bloco.....	115
A.5 Vazões e Alturas Piezométricas no segundo bloco.....	116
A.6 Figuras das curvas de rebaixamento.....	116
Referências Bibliográficas.....	174
Bibliografias Recomendadas.....	179
Abstract.....	180

Lista de Figuras

Figura	Página
3.1 Classificação dos poços segundo as condições do fluxo.....	10
3.2 Fluxo artesiano com trincheira totalmente penetrante	11
3.3 Fluxo gravitacional com trincheira totalmente penetrante.....	13
3.4 Fluxo gravitacional – Fator de correção da altura da superfície de descarga livre h_s	16
3.5 Fluxo artesiano com trincheira parcialmente penetrante.....	17
3.6 Fluxo gravitacional com trincheira parcialmente penetrante.....	18
3.7 Fluxo artesiano para duas trincheiras parcialmente penetrantes de duas linhas de fonte.....	19
3.8 Fluxo gravitacional para duas trincheiras parcialmente penetrantes de duas linhas de fonte.....	20
3.9 Fluxo para um poço artesiano totalmente penetrante de uma fonte circular.....	21
3.10 Aquífero não confinado.....	27
3.11 Curva típica de Boulton.....	32
3.12 Elementos básicos de um tronco de cone de depressão.....	36
3.13 Geometria básica do Bico de VENTURI e da trompa de um injetor.....	37
3.14 Experiência de FROUDE e o bico de VENTURI- Conservação da energia para fluidos em escoamentos forçados.....	37

3.15 Sistema de rebaixamento com injetores de tubos paralelos.....	38
4.1 Croqui de Localização de Uberaba.....	44
4.2 Croqui da cidade com o acesso de São Paulo e localização da Chácara Vale do Sol.....	45
5.1 Trado-cavadeira e Trado espiral.....	47
5.2 Sondagem e exploração com jato hidráulico.....	48
5.3 Disposição em planta dos poços testemunhos e do central.....	49
5.4 Medidores do nível de água.....	50
5.5 Piezômetro	50
5.6 Hidrômetro tipo Woltman.....	51
5.7 Mostrador de um hidrômetro de Cifras.....	51
5.8 Localização das quatro amostras indeformáveis retiradas do solo	56
5.9 Permeâmetro de carga constante.....	57
5.10 Valores de F para ensaios de infiltração.....	58
5.11 Equação do segundo grau representada pela simetria do então chamado cone de impressão que resulta da injeção de água em um aquífero.....	60
5.12 Inversa do segundo grau.....	61
6.1 Dimensões, localização e curva de nível do lote.....	66
6.2 Perfil geotécnico.....	71
6.3 Vazões versus tempo.....	72
6.4 Gráfico para o cálculo do coeficiente angular.....	76
6.5 Gráfico para o cálculo do coeficiente angular.....	77
6.6 Gráfico para o cálculo do coeficiente angular.....	79
6.7 Gráfico para o cálculo do coeficiente angular.....	80
A.A.1 Correlação entre porosidade, permeabilidade e terminologia.....	96
A.A.2 Valores e classificação de permeabilidade para a terminologia e tipos de materiais.....	96

A.A.3	Aquíferos confinados e não confinado.....	97
A.A.4	Vazão de uma seção	103
A.A.5	Esquema ilustrativo para definição de coeficiente de armazenamento.....	105
A.A.6	Rebaixamento do lençol freático causado por bombeamento.....	108
A.A.7	Sondagem e exploração com jato hidráulico.....	113
A-1	Ramo 01 – Distância ao poço central em função do nível de água.....	117
A-2	Ramo 02 – Distância ao poço central em função do nível de água.....	118
A-3	Ramo 03 – Distância ao poço central em função do nível de água.....	119
A-4	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 11:30.....	120
A-5	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 12:30.....	120
A-6	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 13:30.....	121
A-7	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 14:30.....	121
A-8	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 15:30.....	122
A-9	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 16:30.....	122
A-10	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 17:30.....	123
A-11	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 18:30.....	123
A-12	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 19:30.....	124
A-13	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 20:30.....	124
A-14	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 21:30.....	125
A-15	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 22:30.....	125
A-16	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 23:30.....	126
A-17	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 00:30.....	126
A-18	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 01:30.....	127
A-19	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 02:30.....	127
A-20	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 03:30.....	128

A-21 Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 04:30.....	128
A-22 Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 05:30.....	129
A-23 Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 06:30.....	129
A-24 Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 07:30.....	130
A-25 Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 08:30.....	130
A-26 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 11:30.....	131
A-27 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 12:30.....	131
A-28 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 13:30.....	132
A-29 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 14:30.....	132
A-30 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 15:30.....	133
A-31 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 16:30.....	133
A-32 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 17:30.....	134
A-33 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 18:30.....	134
A-34 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 19:30.....	135
A-35 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 20:30.....	135
A-36 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 21:30.....	136
A-37 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 22:30.....	136
A-38 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 23:30.....	137
A-39 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 00:30.....	137
A-40 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 01:30.....	138
A-41 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 02:30.....	138
A-42 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 03:30.....	139
A-43 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 04:30.....	139
A-44 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 05:30.....	140
A-45 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 06:30.....	140

A-46 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 07:30.....	141
A-47 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 08:30.....	141
A-48 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 11:30.....	142
A-49 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 12:30.....	142
A-50 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 13:30.....	143
A-51 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 14:30.....	143
A-52 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 15:30.....	144
A-53 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 16:30.....	144
A-54 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 17:30.....	145
A-55 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 18:30.....	145
A-56 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 19:30.....	146
A-57 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 20:30.....	146
A-58 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 21:30.....	147
A-59 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 22:30.....	147
A-60 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 23:30.....	148
A-61 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 00:30.....	148
A-62 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 01:30.....	149
A-63 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 02:30.....	149
A-64 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 03:30.....	150
A-65 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 04:30.....	150
A-66 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 05:30.....	150
A-67 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 06:30.....	151
A-68 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 07:30.....	151
A-69 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 08:30.....	152
A-70 Ramo 01 – Distância ao poço central em função do nível de água.....	153

A-71	Ramo 02 – Distância ao poço central em função do nível de água.....	154
A-72	Ramo 03 – Distância ao poço central em função do nível de água.....	155
A-73	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 11:30.....	156
A-74	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 12:30.....	156
A-75	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 13:30.....	157
A-76	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 14:30.....	157
A-77	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 15:30.....	158
A-78	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 16:30.....	158
A-79	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 17:30.....	159
A-80	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 18:30.....	159
A-81	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 19:30.....	160
A-82	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 20:30.....	160
A-83	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 21:30.....	161
A-84	Linhas de Tendência – Ramo 01 – Hora 22:30.....	161
A-85	Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 11:30.....	162
A-86	Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 12:30.....	162
A-87	Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 13:30.....	163
A-88	Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 14:30.....	163
A-89	Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 15:30.....	164
A-90	Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 16:30.....	164
A-91	Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 17:30.....	165
A-92	Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 18:30.....	165
A-93	Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 19:30.....	166
A-94	Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 20:30.....	166
A-95	Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 21:30.....	167

A-96 Linhas de Tendência – Ramo 02 – Hora 22:30.....	167
A-97 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 11:30.....	168
A-98 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 12:30.....	168
A-99 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 13:30.....	169
A-100 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 14:30.....	169
A-101 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 15:30.....	170
A-102 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 16:30.....	170
A-103 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 17:30.....	171
A-104 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 18:30.....	171
A-105 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 19:30.....	172
A-106 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 20:30.....	172
A-107 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 21:30.....	173
A-108 Linhas de Tendência – Ramo 03 – Hora 22:30.....	173

Lista de Quadros

	Página
5.1 Modelo e dados da bomba de recalque para Q_{w1}	53
5.2 Tabela de Seleção para Q_{w1}	54
5.3 Tabela de Seleção para Q_{w2}	54
5.4 Modelo e dados da bomba de recalque para Q_{w2}	55
5.5 Dimensões e padrões do permeâmetro de carga constante.....	57
6.1 Medidas dos níveis d'água no instante inicial.....	70
6.2 Leituras de três experimentos de permeabilidade com os padrões do equipamento.....	73
6.3 Valores obtidos no campo de volume de água em um intervalo de 11 minutos.....	74
6.4 Cálculo da altura média, da altura ao quadrado e o neperiano da distância do poço testemunho ao poço central.....	76
6.5 Cálculo da altura média, da altura ao quadrado e o neperiano da distância do poço testemunho ao poço central.....	78
6.6 Comparação entre as leituras de campo e da equação inversa do 2º grau com suas respectivas diferenças.....	84
6.7 Leitura no campo das alturas piezométricas no ramo 01 às 16:30.....	85
6.8 Cálculo aplicando os modelos: inversa do 2º grau, do 3º grau, exponencial e as fórmulas de Schultze e Sichardt.....	85

6.9	Leitura no campo das alturas piezométricas no ramo 01 à 01:30.....	86
6.10	Cálculo aplicando os modelos: inversa do 2º grau,do 3º grau, exponencial e as fórmulas de Schultze e Sichardt.....	86
6.11	Leitura no campo das alturas piezométricas no ramo 01 às 08:30.....	87
6.12	Cálculo aplicando os modelos: inversa do 2º grau,do 3º grau, exponencial e as fórmulas de Schultze e Sichardt.....	87
6.13	Leitura no campo das alturas piezométricas no ramo 03 à 01:30.....	88
6.14	Cálculo aplicando os modelos: inversa do 2º grau,do 3º grau, exponencial e as fórmulas de Schultze e Sichardt.....	88
6.15	Comparação entre as leituras de campo e do modelo da equação exponencial com suas respectivas diferenças.....	89
6.16	Comparação entre as leituras de campo e o modelo da equação do 3º grau com suas respectivas diferenças.....	90
A-1	Vazões e alturas piezométricas no poço central e nos testemunhos - primeiro bloco.....	115
A-2	Vazões e alturas piezométricas no poço central e nos testemunhos - segundo bloco.....	116

Lista de Símbolos

Símbolos Alfabéticos

	Representação Dimensional
A - Área.....	$[M^0 L^2 T^0]$
B - Fator de Drenagem.....	$[M^0 L^1 T^1]$
c - Resistência hidráulica do aquífero.....	$[M^0 L^0 T^1]$
C - Coeficiente de perda de carga não-linear.....	$[M^0 L^{-5} T^2]$
C_e - Contribuição Específica.....	$[M^0 L^0 T^0]$
C_1 - Constante de Chapman.....	$[M^0 L^0 T^0]$
C_2 - Constante de Chapman.....	$[M^0 L^0 T^0]$
D - Espessura do aquífero.....	$[M^0 L^1 T^0]$
D_i - Índice de retardo de Boulton.....	$[M^0 L^0 T^0]$
E - Função objetivo para a norma L2.	$[M^0 L^0 T^0]$

E_A - Fator de distância extra.....	$[M^0 L^1 T^0]$
F - Função representativa de um modelo de aquífero.	$[M^0 L^0 T^0]$
G - Fator de Correção de Kozenys.	$[M^0 L^0 T^0]$
g - Aceleração da gravidade.....	$[M^0 L^1 T^{-2}]$
h - Carga hidráulica.	$[M^0 L^1 T^0]$
h_o - Carga hidráulica inicial.	$[M^0 L^1 T^0]$
k - Permeabilidade intrínseca de um meio poroso.	$[M^0 L^2 T^0]$
K - Condutividade hidráulica.	$[M^0 L^1 T^{-1}]$
K_o - Função de Bessel modificada de segunda espécie e ordem zero.	$[M^0 L^0 T^0]$
K_1 - Função de Bessel modificada de Segunda espécie e ordem um.	$[M^0 L^0 T^0]$
L^{-1} - Transformada inversa de uma função no espaço de Laplace.	$[M^0 L^0 T^0]$
p - Pressão.	$[M^1 L^{-1} T^{-2}]$
Q - Vazão.	$[M^0 L^3 T^{-1}]$
R - Raio.	$[M^0 L^1 T^0]$
R - Raio de influência do cone de depressão.....	$[M^0 L^1 T^0]$
R_e - Retenção Específica.	$[M^0 L^0 T^0]$
s - Rebaixamento.....	$[M^0 L^1 T^0]$

S - Coeficiente de armazenamento.....	$[M^0 L^0 T^0]$
S_s - Armazenamento específico.	$[M^0 L^{-1} T^0]$
T - Transmissividade ou Transmissibilidade.	$[M^0 L^2 T^{-1}]$
V - Volume.	$[M^0 L^3 T^0]$
w - Parâmetro de Laplace.	$[M^0 L^0 T^0]$
$W(u)$ - Função linear de Theis	$[M^0 L^0 T^0]$
x - Variável genérica independente.....	x
y – Variável genérica dependente.	F (x)

Símbolos Gregos

α - Compressibilidade do Aquífero.	$[M^{-1} L^1 T^2]$
$\bar{\alpha}$ - Vetor de parâmetros para ajuste.	$[M^0 L^0 T^0]$
β - Compressibilidade da Água.	$[M^{-1} L^1 T^2]$
η - Porosidade.	$[M^0 L^0 T^0]$
γ - Peso Específico.	$[M^1 L^{-2} T^{-2}]$
μ - Viscosidade.	$[M^1 L^{-1} T^{-1}]$

ρ - Massa Específica.	$[M^1 L^{-3} T^0]$
σ - Tensão.	$[M^1 L^0 T^{-2}]$
ν - Viscosidade cinética.	$[M^0 L^2 T^{-1}]$

Subscritos

$()_v$ - Vazios.

$()_T$ - Total.

$()_e$ - Específico.

$()_{\overline{w}}$ - Poço.

$()_a$ - Água.

$()_{mp}$ - Relativo ao Meio Poroso.

Resumo

A representação matemática das curvas de depressão em lençóis freáticos como de seus raios de influência são de suma importância nas atividades humanas que envolvem água no subsolo. Essas atividades podem ser de naturezas diversas, tais como: drenagem subterrânea, rebaixamento de nível d'água em obras de engenharia, exploração de água subterrânea para abastecimento, entre outras. O conhecimento desses equacionamentos facilita o gerenciamento de canteiros de obras, possibilita o dimensionamento econômico e alocação de equipamentos adequados às necessidades do local, economiza tempo e dinheiro. As equações existentes são, em sua maioria, deduções empíricas e não muito práticas para aplicação in situ.

Este trabalho propõe três modelos representativos dessas equações fundamentados na experiência profissional, na modelagem matemática, no cálculo integral e diferencial e em apenas um teste de bombeamento. Nos três tipos de equações propostos, os parâmetros dos aquíferos são diretamente considerados mas, não explicitados; tais equações possibilitam a determinação dessas curvas tanto no regime permanente quanto no transitório.

O processo de análise e conclusões baseia-se em regressões não lineares, ajustando-se uma função representativa em um modelo que considera as condições de contorno e as perdas que aparecem no sistema. A análise dos dados dos testes de bombeamentos realizados com aqueles obtidos pelos modelos existentes, evidenciaram tanto a praticidade quanto a simplicidade dos modelos propostos.

Capítulo 1

1.1 Introdução

Na década de 70, o Brasil ficou marcado por grandes obras, tais como: a ponte Rio-Niterói (Ponte Presidente Costa e Silva), (construção de dezembro de 1968 a março de 1974), usina hidroelétrica de Itaipu (1975 a 1983), usina hidroelétrica de Paulo Afonso (inaugurada em 1973), o metrô do Rio de Janeiro (inaugurado em 1979), o de São Paulo (início das obras em 18/12/1968), implantações de siderúrgicas, de mineradoras, ferrovias para o transporte de minério (Ferrovia do Aço), obras de pavimentação de grande porte, acréscimo de subsolos nas edificações e outras obras. Nessa época, deu-se o início da utilização dos tirantes ancorados no solo, o que permitiu a estabilização dos maciços terrosos dessas grandes obras e, conseqüentemente, um aproveitamento melhor do subsolo, expandindo as construções subterrâneas, em função da redução dos custos e dos problemas causados pelos escoramentos convencionais.

Estas obras de grande porte, sendo uma parcela enterrada, exigiram tecnologia mais apurada no rebaixamento do nível d'água com a proposta de trabalhar a seco.

Historicamente, temos o relato da construção do túnel de Kilsby na ferrovia de Londres a Birmingham, em 1838, onde o nível de água foi rebaixado pela pressão provocada por eixos verticais e adjacentes [14].

Entre as maiores obras de rebaixamento no Brasil, temos a execução da Casa de Força da barragem do Rio Curuá-Una (CELPA-CENTRAIS ELÉTRICAS DO PARÁ) no estado do Pará com área de 15000 m² e que compreendeu 6 níveis de estágios de ponteiras para permitir o rebaixamento de 20 metros do nível de água. Nessa obra, foram utilizadas 900 ponteiras, 2000 metros de tubos coletores, 10 bombas de rebaixamento e 4 de recalques. No estado de Minas Gerais, mineradoras conseguem rebaixamentos superiores a 50 metros com conjuntos de poços e reaproveitamento da água retirada para a lavagem do minério ou seu resfriamento após a industrialização. Algumas cidades brasileiras, em função da exploração de suas águas minerais, participam ativamente do processo de rebaixamento do lençol freático. POLAND (1969) [apud 17] descreveu o rebaixamento do lençol freático em 8 metros na cidade do México, devido às altas taxas de bombeamento que tiveram início no final dos anos trinta. GAMBOLATI e FREEZE (1973) [apud 17], descreveram o rebaixamento em Veneza em até 15 cm, devido ao bombeamento das indústrias pesadas, conseqüentemente, do aumento da pressão estática, provocando desdobramento da superfície do terreno e recalques nas construções. Novas propostas foram colocadas no mercado e as obras cada vez mais enterradas se justificaram por meio do aumento da retirada de água com vazões maiores e custos menores.

Atualmente no Brasil, estes rebaixamentos são realizados com sistemas de poços com bombas submersas, principalmente, na exploração de minérios, pois o material seco e o de fácil rebaixamento já foram explorados. Nas obras de edificações, onde as áreas nobres tornam-se cada vez mais escassas, o subsolo passa a ser visto como uma solução viável, assim como em obras de contenção de deslizamentos de terra, nas obras rodoviárias, na utilização de materiais de empréstimos, nas barragens e nos metrô, o rebaixamento do lençol freático geralmente é a solução.

O estudo dos rebaixamentos torna-se complexo devido à interação entre várias ciências, impondo a conexão nas deduções de fórmulas e desprezando alguns fatores do meio físico a ser explorado.

Este trabalho propõe conhecer a curva de rebaixamento e o raio de influência do cone de depressão por meio do bombeamento de um poço central e a análise do nível d'água em poços

testemunhos, gerando modelos de equações e verificando se as mesmas são válidas, tornando-se uma ferramenta prática e confiável.

Capítulo 2

2 Objetivos

Este trabalho tem por objetivos:

- A aplicação de metodologias já utilizadas com sucesso em poços d'água, ou seja, técnicas de regressão não-linear de dados utilizando funções representativas com uma variável genérica dependente e uma variável genérica independente que representa a curva de rebaixamento do cone de depressão, por meio de modelações de equações, comparando-as com as fórmulas usuais de Sichardt, em que os parâmetros usados são a altura do aquífero, o rebaixamento e a permeabilidade mais uma constante de proporcionalidade e a de Schultze que usa uma constante de proporcionalidade, a altura do aquífero, a permeabilidade, o tempo de bombeamento e a porosidade.
- Impor todos os parâmetros do aquífero freático, as propriedades físicas e os índices físicos, quer seja no regime permanente ou transitório do bombeamento de um poço, facilitando e simplificando os cálculos das alturas de rebaixamento do nível d'água e do raio de influência do lençol freático nos canteiros de obras, permitindo, desta forma, um melhor planejamento do rebaixamento.
- Oferecer alternativas de modelos matemáticos de rebaixamento em função da quantidade de valores obtidos no campo, analisando dinâmica e estaticamente as curvas de rebaixamento do cone de depressão, desprezando os elementos para estes cálculos nas fórmulas de Sichardt e Schultze.

Capítulo 3

3 Revisão Bibliográfica

3.1 Histórico das Águas Subterrâneas

O planejamento e o gerenciamento dos recursos de água subterrânea, bem como sua proteção, descontaminação e exploração, dependem da capacidade na quantificação dos fenômenos de fluxo e do transporte em sistemas aquíferos que podem ser classificados em confinados e não confinados, sendo os confinados formações geológicas que são contornadas abaixo e acima por materiais relativamente impermeáveis e que estão sob pressão maior do que a pressão atmosférica; já os não confinados estão submetidos à pressão atmosférica. A quantificação pode ser feita de várias maneiras, incluindo-se medidas de campo e a modelação matemática. As abordagens, através de medidas de campo, com os testes de bombeamento que são procedimentos realizados para obtenção de dados, a partir dos quais se procuram os parâmetros representativos do modelo idealizado para o aquífero testado, podem ser realizados nas mais diversas condições, com vazão constante ou variável, na fase de bombeamento ou recuperação, entre outras variações, sendo as mais diretas e precisas, mas devido aos altos custos ou à sua inaplicabilidade, elas são raramente usadas.

Por outro lado, a representação artificial de uma realidade física pode ser realizada por meio de um modelo. Os primeiros modelos em água subterrânea apareceram nos anos cinquenta e sessenta do século XX e eram predominantemente compostos por pequenas caixas de areia ou por placas paralelas de vidro, denominadas Hele-Shaw (entre as quais fluidos viscosos simulavam fluxo de águas subterrâneas). Esses modelos físicos foram seguidos por modelos elétricos comparando a lei de Ohm para o fluxo elétrico, e a lei de Darcy para o fluxo de águas subterrâneas. Vários foram os modelos matemáticos desenvolvidos para representar os sistemas de aquíferos e os fenômenos de fluxo encontrados na natureza.

Alguns filósofos como HOMERO, TALES, PLATÃO e ARISTÓTELES [apud 06] fantasiavam a origem das águas subterrâneas que foi uma incógnita no passado. No século XVII, PIERRE PERRALT e EDMUND HALLEY [apud 44] chegaram a conclusões relevantes sobre a precipitação e a infiltração relacionadas com a água subterrânea em todo o ciclo hidrológico.

HENRY DARCY conseguiu uma grande façanha estudando o movimento da água através das areias, mostrando a funcionalidade de sua equação.

Posteriormente HAZEN[apud 44], SLICTER [apud 44], FAIR e HATCH[apud 44] desenvolveram através de considerações dimensionais uma fórmula usual para determinar a permeabilidade. LAPLACE [apud 25] aplicou o coeficiente de permeabilidade tridimensional.

DUPUIT[apud 24 e 25] admitiu que a velocidade do fluxo é proporcional à tangente do gradiente hidráulico em lugar do seno e que o fluxo horizontal é uniforme ao longo de toda seção vertical.

THEIS[42] conseguiu determinar o abaixamento do nível d'água para qualquer instante após o início do bombeamento de um poço, sendo o primeiro a propor uma solução transiente para um teste de aquífero. Apresenta as hipóteses de aquífero artesian, isotrópico, homogêneo, de espessura constante, de área horizontal infinita, produzido a vazão constante e poço totalmente penetrante.

A partir da equação de THEIS[42], JACOB e COOPER[18] desenvolveram os métodos de análise de dados, conseguindo estimar a transmissividade e a vazão específica através do ajuste de curva típica.

HANTUSH e JACOB[apud 17] apresentaram a solução para um aquífero drenante (*leaky aquifer*). HANTUSH[17] desenvolveu um método de análise conhecido como Método do Ponto de Inflexão de Hantush.

WALTON[47], baseando-se em tabelas de valores publicados por Hantush, apresentou uma família de curvas típicas para determinação de parâmetros através do método de ajuste.

BOULTON[09 e 10] introduziu o conceito de “resposta retardada do nível d’água” (*delayed watertable response*) ao modelar os aquíferos não confinados, também conhecidos como livres ou freáticos. Sua solução, porém, requer a definição de uma constante empírica, conhecida como o índice de retardo de Boulton, que não é relacionada a nenhum fenômeno físico.

NEUMAN[36] desenvolveu para aquíferos livres uma teoria de resposta retardada do nível d’água baseada em parâmetros físicos bem definidos, tratando o aquífero como um sistema compressível e o nível d’água como um contorno móvel. Neste modelo, é reconhecida a existência de componentes verticais de fluxo.

KASENOW e PARE[apud 17] desenvolveram dois programas para análise de testes; um, utilizando o método de Jacob e Cooper e outro, o método do ponto de inflexão de Hantush, para trabalho em ambiente DOS, não apresentando, porém, a visualização gráfica dos dados de ajuste; já RIBEIRO e CORRÊA[38] desenvolveram um programa, com interface gráfica que inclui os métodos de ajuste típico para os modelos de Theis, Hantush e Boulton.

Outros modelos matemáticos e suas soluções físicas surgiram como o de (FRANCIS[25], TODD[44], FREEZE , CHERRY[26]) e neste nível de desenvolvimento, o cálculo do raio de influência do cone de depressão adota duas fórmulas: a de SHULTZE e a fórmula de SICHARDT.

Na análise automatizada de testes de bombeamento, o ajuste de uma função representativa de um modelo de aquífero é realizado em função dos dados e da aplicação de alguns métodos de regressão não-linear, buscando parâmetros que minimizem uma função objetivo. A função objetivo pode ser o somatório dos valores absolutos dos resíduos (norma L1) ou o somatório dos quadrados dos resíduos (norma L2), sendo o resíduo a diferença entre o valor calculado da função e o valor correspondente obtido no teste (mínimos quadrados). A maioria dos trabalhos baseia-se no segundo processo (norma L2), mais especificamente no método de Newton, que consiste em aproximar a função objetivo por uma série de Taylor truncada no termo quadrático. Gauss propôs uma modificação no método desprezando o termo que inclui as segundas derivadas, simplificando o cálculo e tornando positivo-definida a matriz do sistema. A simplificação, porém, tornou o método atualmente conhecido como Gauss-Newton, mais sensível às estimativas iniciais.

ROSA e HORNE[39], BARUA et ali.[07], NAMBA e HORNE[34], SUZUKI e NAMBA[40], ORELLANA e CORRREA[37], BURGEOIS e HORNE[12], VIEIRA e ROSA[46] e CISNEIROS[16] , compararam vários métodos de regressão.

3.2 Hidráulica de poços

3.2.1 Projeto de rebaixamento

O projeto de um sistema de rebaixamento requer a determinação das dimensões do espaçamento e penetração dos poços ou ponteiros e a vazão da água a ser retirada do estrato permeável de forma a provocar o abaixamento do nível d'água requerido ou um certo alívio das pressões hidrostáticas. A dimensão e a capacidade dos tubos coletores e as bombas dependerão da vazão de descarga para os respectivos rebaixamentos. Portanto, é necessário estabelecer as

relações fundamentais entre as descargas dos poços e das ponteiros e o correspondente rebaixamento produzido no estrato permeável em que eles penetram.

A vazão necessária para produzir o rebaixamento do lençol freático é calculada por equações relacionadas com a perda de carga hidráulica e da circulação da água através dos vazios de um maciço de terra. A equação básica que governa o fluxo de água através de um maciço em regime lamelar corresponde à lei de Darcy: $Q = K.i.A$ que, em conjunto com a equação da continuidade dos escoamentos, conduz às equações de Laplace que, em sua forma genérica, em escoamentos permanentes, assume que o maciço é homogêneo e isotrópico, ou se anisotrópico, transforma-o em um isotrópico equivalente:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3.1)$$

em que h é a carga total acima de um plano referencial único e que, no caso de fluxos em solos é dada pela soma da carga piezométrica (p/γ) e da carga altimétrica (z), uma vez que a carga cinemática pode ser desprezada devido ao fato das velocidades envolvidas serem relativamente pequenas.

Em escoamento unidirecional, tem-se o equivalente ao que ocorre com o fluxo por um rebaixamento em vala aberta, para uma trincheira de drenagem ou para uma linha de poços suficientemente próximos uns dos outros, distinguindo-se duas situações típicas: o fluxo confinado e o fluxo não confinado, significando que o aquífero, ou seja, o meio no qual se processa a percolação principal em análise se encontra confinado ou não, entre dois meios supostos impermeáveis, do ponto de vista prático ou relativo. Nos casos descritos acima o elemento drenante considera-se como totalmente penetrante, isto é, interceptante de todo o aquífero, ou poderá interceptá-lo apenas parcialmente o que origina, na realidade, as quatro situações básicas. Essas quatro situações podem ser entendidas com o mesmo tipo de raciocínio para um fluxo tridimensional com um eixo central de simetria, correspondente ao caso de poços isolados, com extensões para poços múltiplos, não suficientemente próximos.

Os poços se classificam em artesianos ou gravitacionais dependendo das condições do fluxo do maciço em que o poço é instalado, conforme figura 3.1. Para facilitar a compreensão dos

princípios envolvidos no desenvolvimento das equações para poços e rebaixamento é interessante considerar inicialmente os princípios de fluxo para uma trincheira vertical e das redes de fluxo, visto que ambas são pertinentes ao projeto de sistemas de rebaixamento.

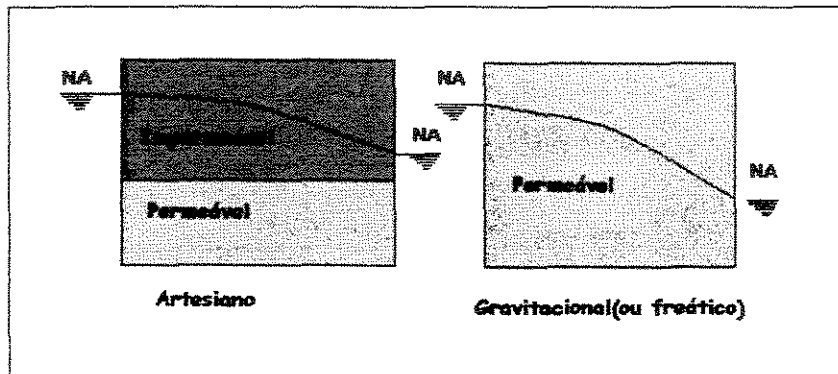


Figura 3.1 Classificação dos poços segundo as condições do fluxo. Fonte : G.A. Leonards

3.2.2 Fluxo para uma trincheira de uma única linha de fonte

3.2.2.1 Trincheira totalmente penetrante

O sistema de rebaixamento consiste em uma única linha de poços pouco espaçados que, aproximadamente, podem ser representados por uma trincheira de drenagem. A validade dessa hipótese depende do espaçamento dos poços. Além disso, as fórmulas são deduzidas com base na hipótese de que a trincheira é de comprimento infinito, isto é, o fluxo por unidade de comprimento é constante, apesar de ter a linha de poços ou ponteiras uma extensão infinita. Quando uma trincheira está a uma distância L da linha da fonte, o fluxo para a trincheira será o mesmo se ela tiver comprimento infinito, com exceção dos trechos extremos situados dentro de comprimentos iguais a $0,5 L$ das extremidades, onde a vazão será maior e a perda de carga menor.

3.2.2.1.1 Fluxo artesiano

Seja um fluxo artesiano, em um estrato permeável, homogêneo, isotrópico de espessura constante D , limitado por cima e por baixo por estratos impermeáveis horizontais, conforme indicado na figura 3.2. A água percola de uma fonte vertical até uma trincheira que penetra totalmente na camada permeável. Considere-se que a água seja bombeada continuamente da trincheira e que durante o bombeamento o nível d'água não desça além do topo da camada permeável. Nestas condições, o fluxo é confinado, pois a carga h em qualquer ponto na camada permeável, corresponde a uma elevação igual ou superior ao topo da camada.

Assume-se também que não ocorre perda de carga na trincheira. Na natureza, essas condições correspondem a uma linha de poços pouco espaçados, instalados paralelos e próximos à margem de um rio, onde a camada permeável é exposta. A relação entre a carga h e a vazão da trincheira por unidade de comprimento x do sistema, após a sua estabilização, pode ser obtida considerando-se o fluxo no elemento vertical EFGH, mostrado na figura 3.2.

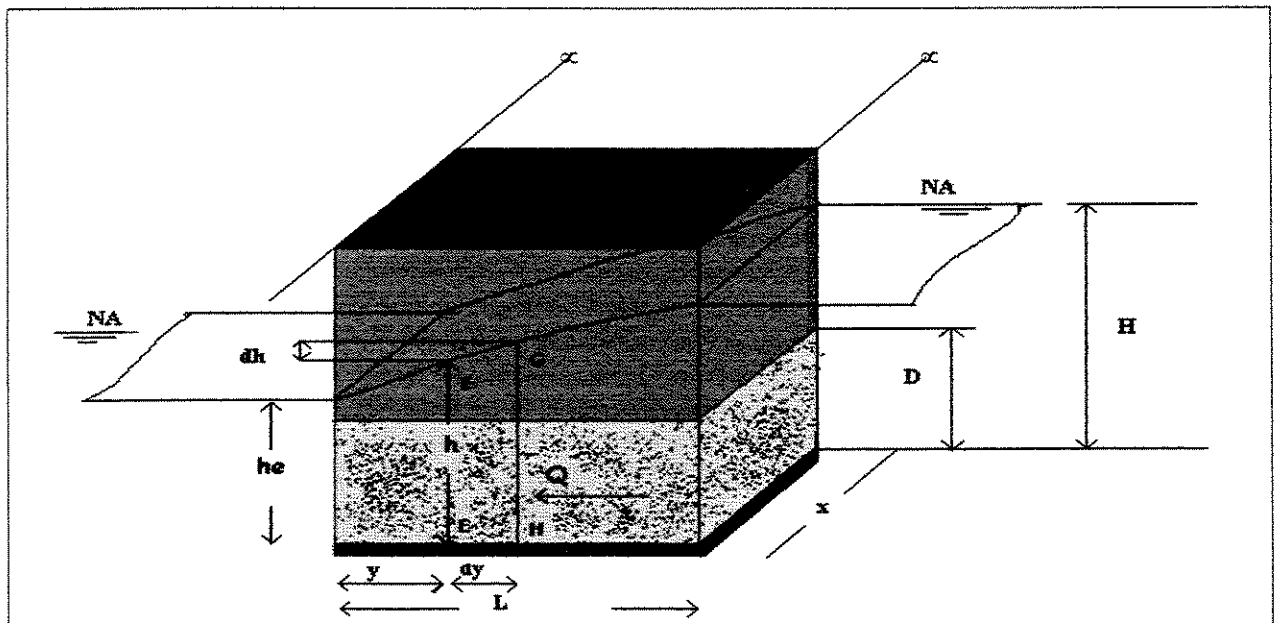


Figura 3.2 Fluxo artesiano com trincheira totalmente penetrante

A vazão Q através desse elemento pode ser expressa por:

$$Q = kiA \quad (3.2)$$

sendo

$$i = \frac{dh}{dy} \quad (3.3)$$

e

$$A = Dx \quad (3.4)$$

resulta:

$$Q = KDx \frac{dh}{dy} \quad (3.5)$$

isolando, dh tem-se:

$$dh = \frac{Qdy}{KDx} \quad (3.6)$$

que integrada resulta:

$$h = \frac{Qy}{KDx} + c \quad (3.7)$$

para as condições de contorno temos : $h = h_e$, $y = 0$, portanto $c = h_e$, logo :

$$h = \frac{Qy}{KDx} + h_e \quad (3.8)$$

Introduzindo nestas equações as condições limites da fonte: $h = H$ para $y = L$, resulta:

$$Q = \frac{KDx}{L}(H - h_e) \quad (3.9)$$

O rebaixamento $(H - h)$ a uma distância y da trincheira pode ser obtido combinando-se as duas últimas equações:

$$H - h = \frac{Q}{KDx}(L - y) = \frac{L - y}{L}(H - h_e) \quad (3.10)$$

3.2.2.1.2 Fluxo gravitacional

Para fluxo gravitacional (não confinado), considera-se uma trincheira vertical de extensão infinita, que penetra totalmente em uma camada permeável, homogênea e isotrópica, contendo um lençol freático horizontal, limitada na base por um estrato impermeável horizontal. Assume-se também que o estrato permeável é suprido por uma fonte de comprimento infinito, conforme mostra a figura 3.3.

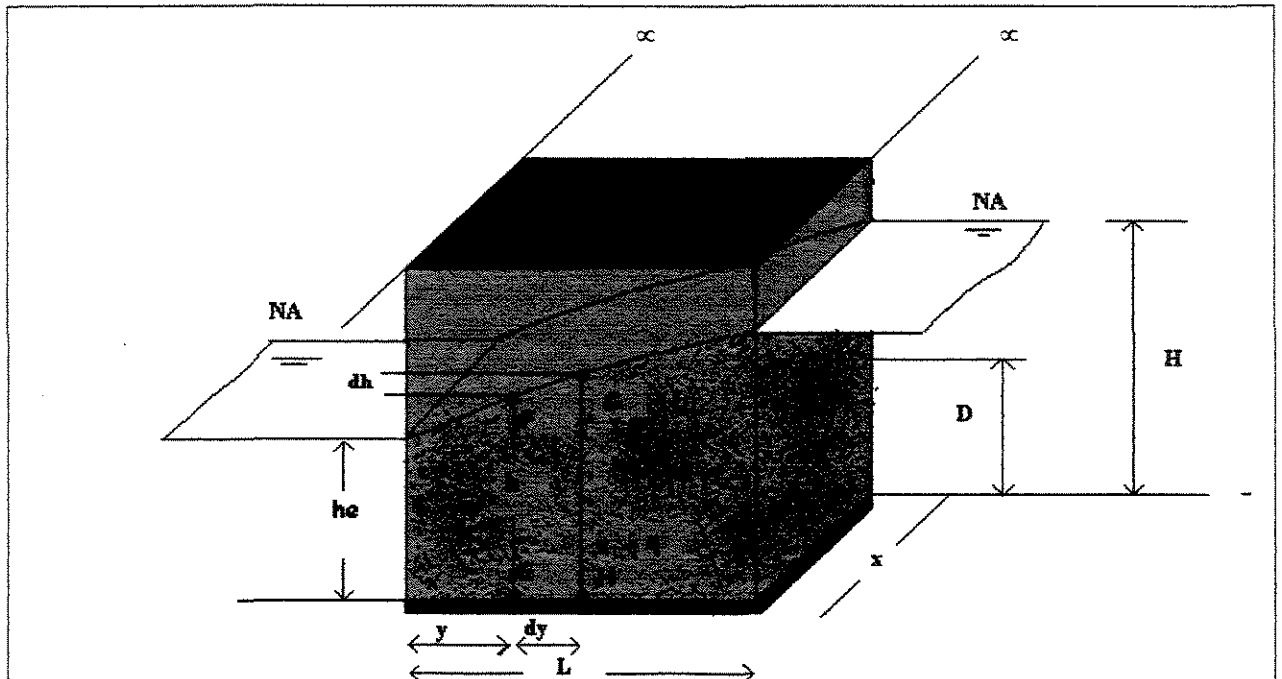


Figura 3.3 Fluxo gravitacional com trincheira totalmente penetrante.

Na condição de equilíbrio, a equação para a vazão Q por unidade de comprimento x do sistema pode ser desenvolvida de forma semelhante à do caso do fluxo artesianos. Assume-se que em uma linha vertical abaixo do nível d'água, o gradiente hidráulico é constante e igual à inclinação da curva da linha freática, onde a linha vertical a intercepta (hipótese de DUPUIT-FORCHHEIMER).

Considerando o fluxo através do elemento vertical EFGH, aplicando a lei de Darcy, equação (3.2) combinada com a equação (3.3) e:

$$e \quad A = hx \quad (3.11)$$

resulta:

$$Q = K hx \frac{dh}{dy} \quad (3.12)$$

isolando $h dh$, tem-se:

$$h dh = \frac{Q dy}{Kx} \quad (3.13)$$

integrando-se resulta:

$$h^2 = \frac{2Qy}{Kx} + c \quad (3.14)$$

Introduzindo nestas equações as condições limites para $y = 0 \Rightarrow h = h_e$

$$h^2 = \frac{2Qy}{Kx} + h_e^2 \quad (3.15)$$

e $y = L \Rightarrow h = H$, resulta:

$$Q = \frac{Kx}{2L}(H^2 - h_e^2) \quad (3.16)$$

Combinando-se as equações (3.15) e (3.16), para a carga h , em termos de $(H^2 - h^2)$, resulta:

$$h^2 = \frac{y}{L}(H^2 - h_e^2) + h_e^2 \quad (3.17)$$

$$H^2 - h^2 = \frac{2Q}{Kx}(L - y) = \frac{L - y}{L}(H^2 - h_e^2) \quad (3.18)$$

A curva de rebaixamento poderá ter uma diferença de nível maior que a cota de h computando nas equações (3.15) e (3.17), conforme indicado na figura 3.4, devido à drenagem vertical na trincheira.

A h_s da superfície de descarga livre e correspondente à curva de rebaixamento pode ser estimada através do gráfico da figura 3.4, desenvolvida por CHAPMAN [apud 13].

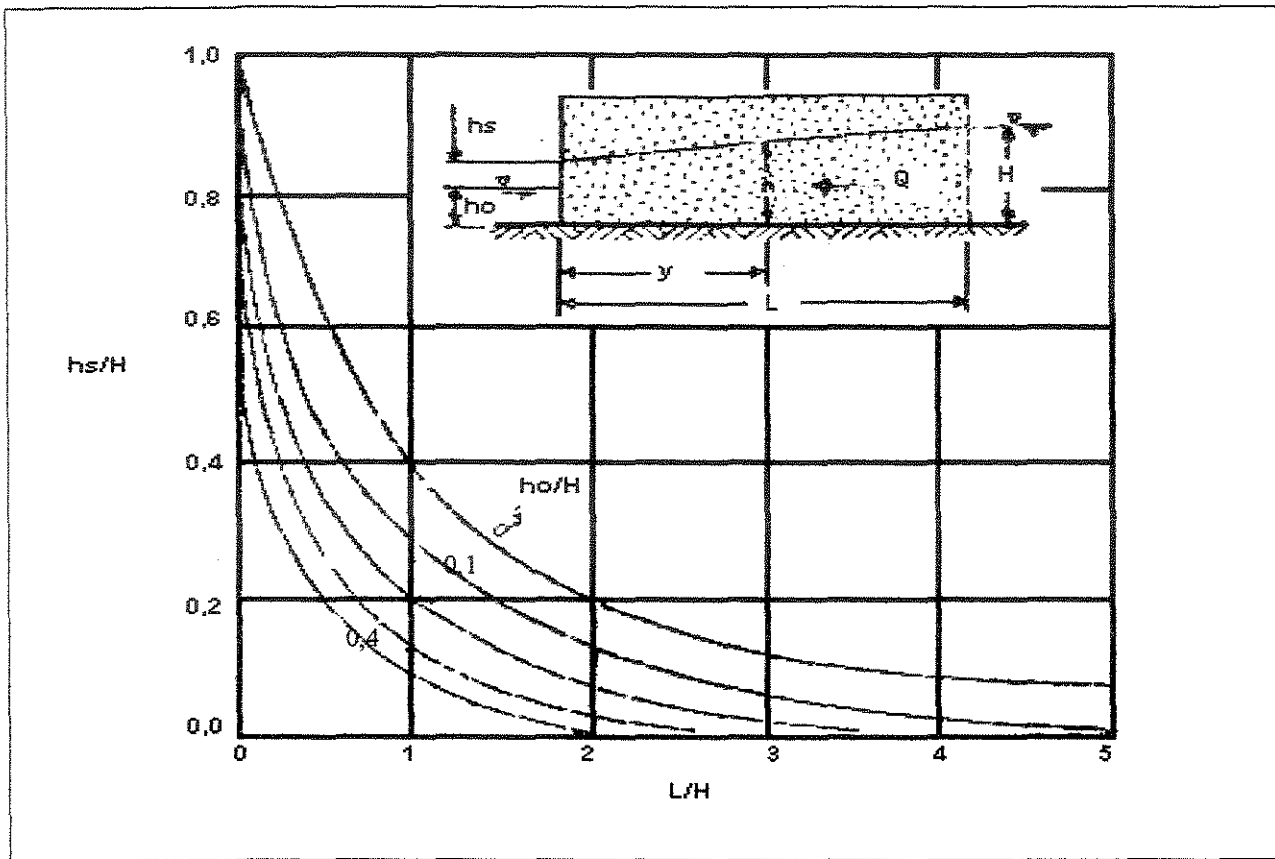


Figura 3.4 – Fluxo gravitacional – Fator de correção da altura da superfície de descarga livre h_s . Fonte: Cedergren.

Para valores elevados de L/H e/ou de h_o/H , a curva de rebaixamento pode ser obtida satisfatoriamente pelas equações (3.15) e (3.17). Com exceção destes casos, a curva de rebaixamento deve ser determinada a partir da carga h , computada a partir da seguinte expressão:

$$H^2 - h^2 = (L - y) \frac{1}{L} (H^2) - (h_o + h_s)^2 \quad (3.19)$$

3.2.3 Trincheira parcialmente penetrante

3.2.3.1 Fluxo artesiano

Para fluxo artesiano, com trincheira parcialmente penetrante, BARRON[apud 13] desenvolveu fórmulas e gráficos para calcular o “fator de distância extra” (E_A) até a carga h_D , conforme ilustrado na figura 3.5.

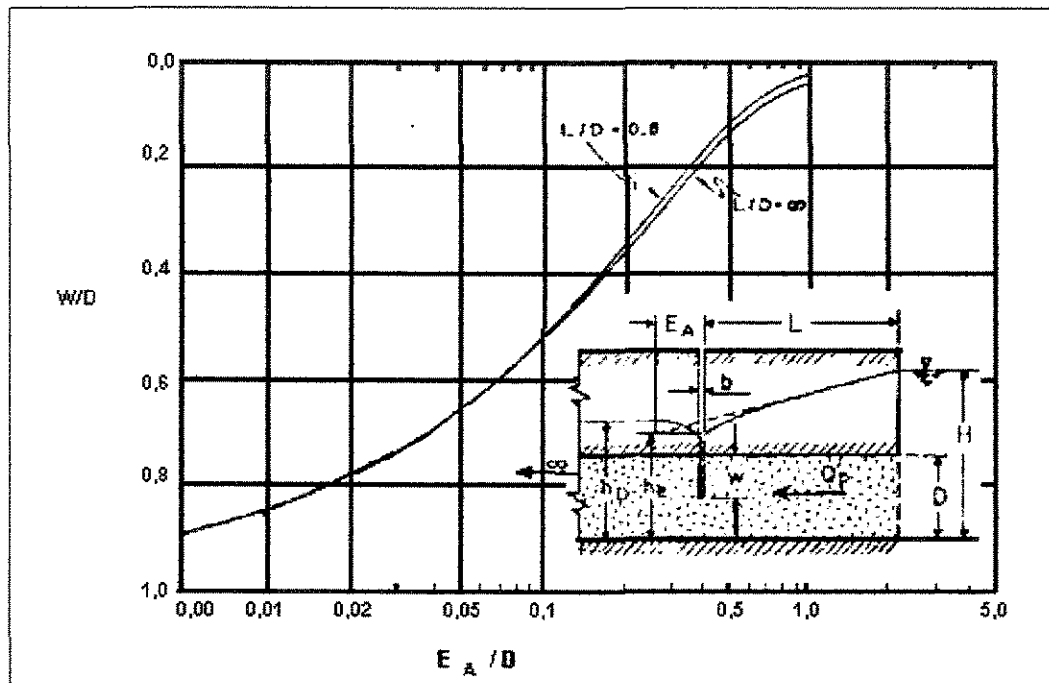


Figura 3.5 – Fluxo artesiano com trincheira parcialmente penetrante - Fonte: Cedergren.

$$Q_p = \frac{KDx(H - h_e)}{L + E_A} \quad (3.20)$$

e

$$h_D = \frac{E_A(H - h_e)}{L + E_A} + h_e \quad (3.21)$$

3.2.3.2 Fluxo gravitacional

Baseado em estudos de modelo, CHAPMAN[apud 13] propôs as equações (3.22) e (3.23) para fluxo gravitacional com trincheira parcialmente penetrante, conforme figura 3.6.

$$Q_P = \left(0,73 + 0,27 \frac{H - h_o}{H} \right) \frac{Kx}{2L} (H^2 - h_o^2) \quad (3.22)$$

e

$$h_D = h_o \frac{1,48}{H} (H - h_o) + 1 \quad (3.23)$$

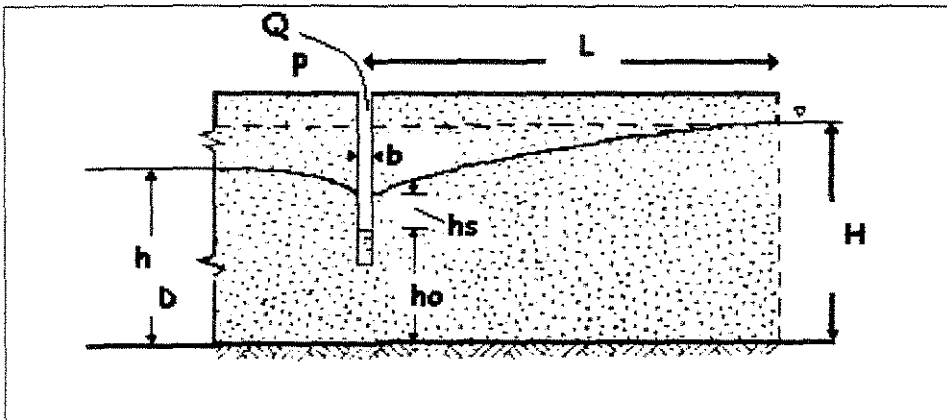


Figura 3.6-Fluxo gravitacional com trincheira parcialmente penetrante.

3.2.4 Fluxo para uma trincheira de duas linhas de fonte

O fluxo de água para uma trincheira de comprimento infinito, em geral, tem origem em ambos os lados. Se a trincheira estiver localizada a meia distância de duas linhas de fonte paralelas, o fluxo para produzir um certo rebaixamento do nível d'água será duas vezes o valor calculado pelas fórmulas (3.9) e (3.16), sendo que o valor L corresponde à distância da trincheira às duas linhas de fonte.

3.2.5 Fluxo para duas trincheiras parcialmente penetrantes situadas a meia distância de duas linhas de fontes paralelas

Corresponde ao caso em que é necessário rebaixar o nível da água para uma escavação de grande comprimento, por duas linhas de poços pouco espaçadas, parcialmente penetrantes, simuladas por duas trincheiras, conforme ilustração da figura 3.7.

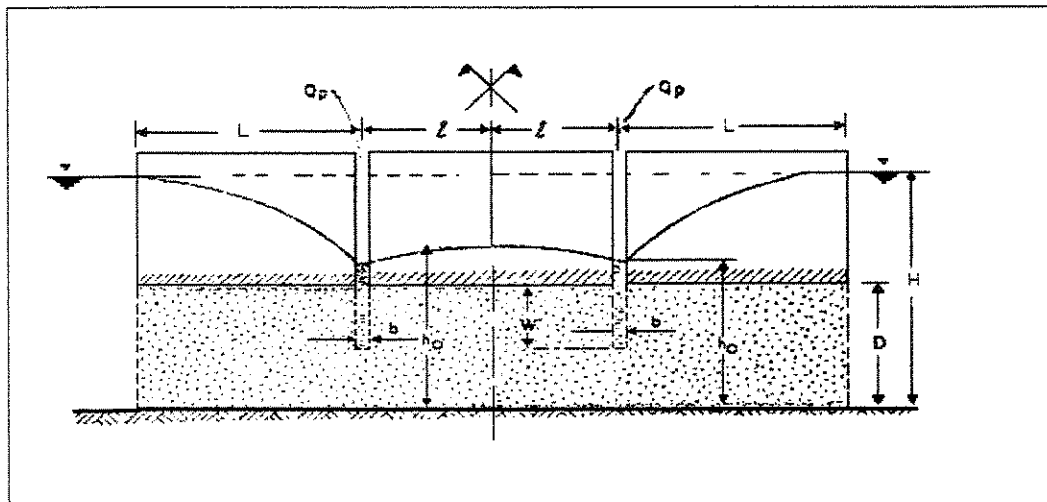


Figura 3.7 - Fluxo artesian para duas trincheiras parcialmente penetrantes de duas linhas de fonte.

Para fluxo artesiano pode-se utilizar a fórmula (3.20) usando o valor de E_A obtido do gráfico da figura 3.5.

A carga h_D , à meia distância das trincheiras pode ser estimada a partir da equação (3.21).

Para fluxo gravitacional, CHAPMAN [apud 13] apresenta uma correlação aproximada, obtida por resultados de estudos em modelo para valores L/H maiores que 3. A vazão pode ser computada a partir da equação (3.22), e a carga h_D , à meia distância das trincheiras a partir da equação (3.24) e os valores das constantes C_1 e C_2 dos gráficos da figura 3.8.

$$h_D = h_o = \frac{C_1 \cdot C_2}{L} (H - h_o) + 1 \quad (3.24)$$

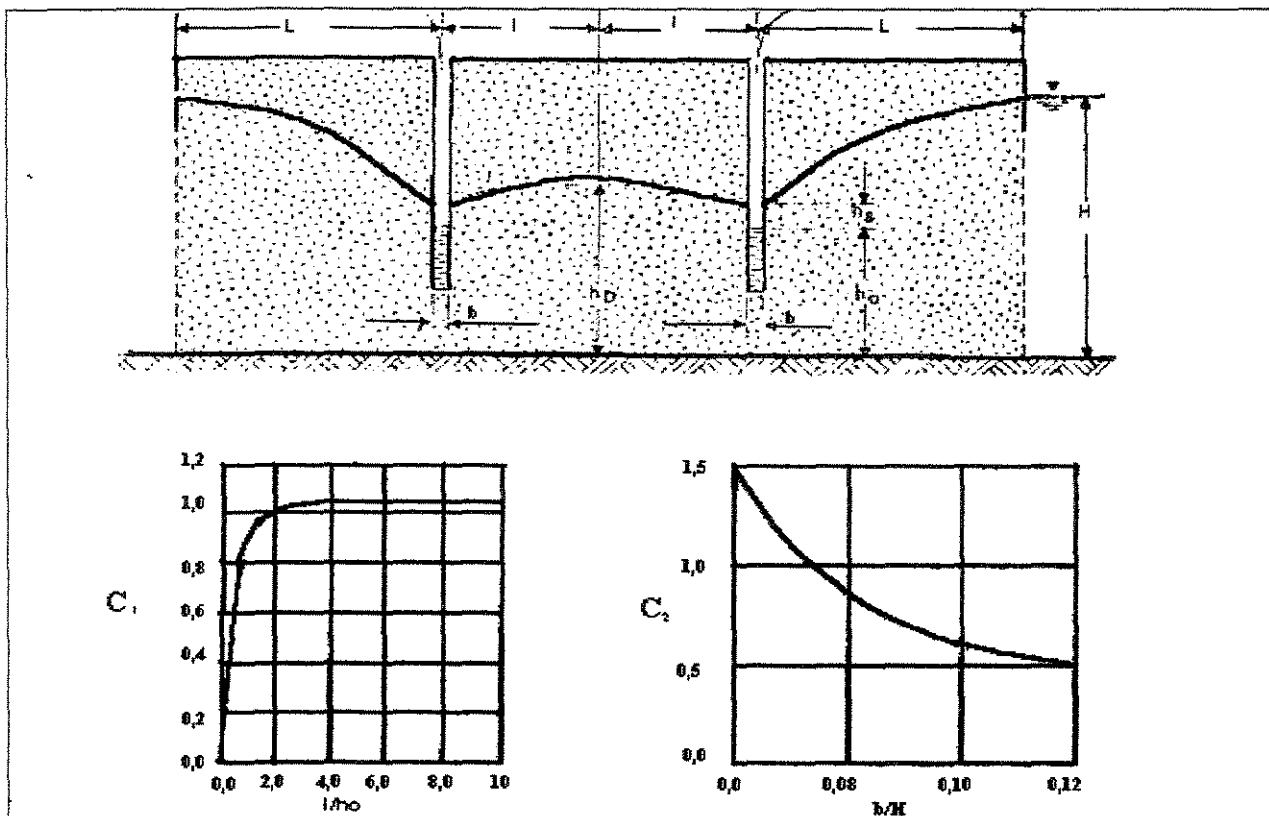


Figura 3.8 - Fluxo gravitacional para duas trincheiras parcialmente penetrantes de duas linhas de fonte. Fonte: Cedergran.

3.2.6 Fluxo para um poço isolado e fonte circular

3.2.6.1 Fluxo totalmente penetrante

3.2.6.1.1 Fluxo artesiano

O fluxo artesiano considera um poço instalado em um estrato permeável, homogêneo, isotrópico, de espessura constante D e permeabilidade K , limitado por baixo e por cima por estratos impermeáveis com o trecho drenante do poço totalmente penetrante no estrato permeável e que seja r_w o raio do poço e R o raio da fonte, em planta, com o mesmo centro do poço conforme figura 3.9.

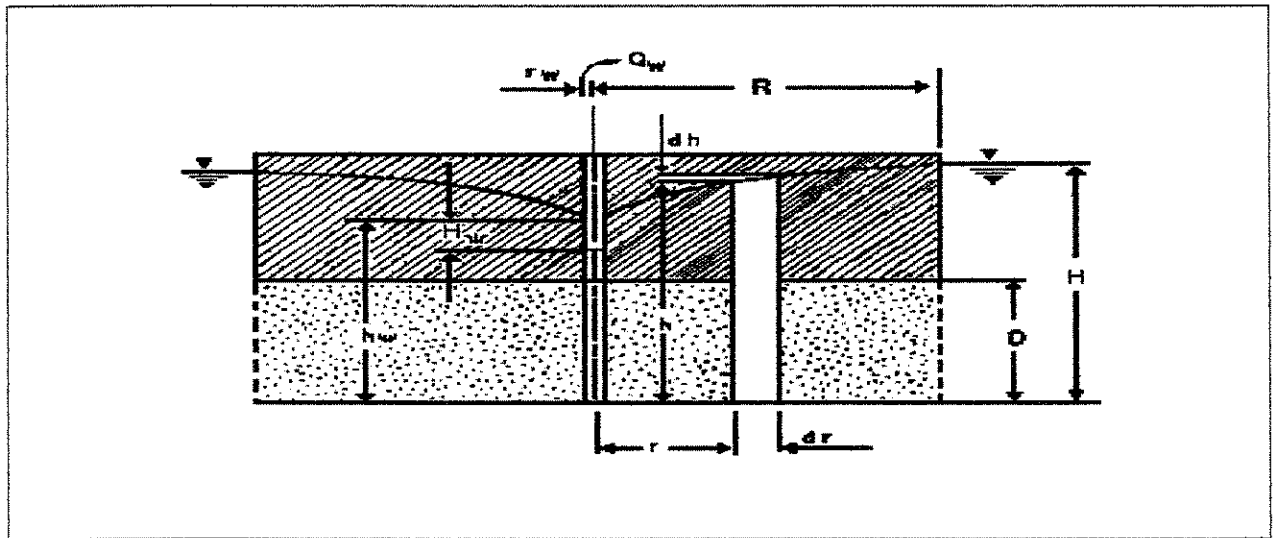


Figura 3.9 Fluxo para um poço artesiano totalmente penetrante de uma fonte circular.

A equação do fluxo para o poço pode ser desenvolvida considerando-se a vazão

através de um elemento cilíndrico de raio r , espessura d , e altura D .

Usando-se a lei de Darcy, resulta:

$$Q_w = K 2\pi r D \frac{dh}{dr} \quad (3.25)$$

que integrada entre os limites $(r = r_w), (h = h_w)$ e $(r = R), (h = H)$, resulta:

$$Q_w = \frac{2\pi K D (H - h_w)}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \quad (3.26)$$

A carga h , a uma distância r do poço pode ser obtida da equação:

$$h = \frac{Q_w}{2\pi K D} \ln\left(\frac{r}{r_w}\right) + h_w \quad (3.27)$$

E o rebaixamento:

$$H - h = \frac{Q_w}{2\pi K D} \ln\left(\frac{R}{r}\right) \quad (3.28)$$

ou

$$H - h = h_w + \frac{H - h_w}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \ln\left(\frac{r}{r_w}\right) \quad (3.29)$$

Deve-se levar em conta a perda de carga H_w do fluxo dentro do poço, conforme já apresentado na figura 3.8.

3.2.6.1.2 Fluxo gravitacional

A aplicação da lei de Darcy para um fluxo através de um cilindro de raio r , espessura dr e altura h , resulta:

$$Q_w = K \frac{dh}{dr} 2\pi r h \quad (3.30)$$

que integrada entre os limites $(r = r_w)$, $(h = h_w)$ e $(r = R)$, $(h = H)$, obtém-se:

$$Q_w = \frac{k(H^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \quad (3.31)$$

A carga h a uma distância r do poço pode ser obtida da equação:

$$h = \sqrt{h_w^2 + \frac{Q_w}{\pi k} \cdot \text{Ln} \left(\frac{r}{r_w} \right)} \quad (3.32)$$

E o rebaixamento:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \text{Ln} \left(\frac{R}{r} \right) \quad (3.33)$$

3.2.7 Poço parcialmente penetrante

3.2.7.1 Fluxo artesiano.

Se o trecho drenante do poço artesiano não penetra totalmente no estrato perméavel, o fluxo requerido para produzir um dado rebaixamento no poço depende da profundidade h_w .

A equação do fluxo para esse caso é :

$$Q_{wp} = \frac{2\pi k(H - h_w)}{\text{Ln} \left(\frac{R}{r_w} \right)} \cdot G \quad (3.34)$$

em que G é um fator de correção, que pode ser obtido pela equação desenvolvida por KOZENY[apud 13]:

$$G = \frac{h_w}{D} \left(1 + 7 \frac{r_w}{2h_w} \cos \left(\frac{\pi \frac{h_w}{D}}{2} \right) \right) \quad (3.35)$$

3.2.7.2 Fluxo gravitacional

A equação para o cálculo de vazão em fluxo gravitacional para um poço parcialmente penetrante é a mesma utilizada para um poço totalmente penetrante.

3.3 Raio de Influência

A utilização das equações apresentadas para o cálculo das vazões e das alturas de rebaixamento para poços simples ou para sistemas de poços, assume que se conheça o raio de influência R , no caso de fonte circular, ou a distância L , no caso de uma ou duas linhas de fonte. A simplificação de que um poço fique situado no centro de uma fonte circular ou uma linha de poços paralelas à margem de um rio ou um canal nem sempre é válida. Assim, é necessário conhecer o raio R do círculo, no qual o funcionamento de um poço pode exercer influência significativa sobre a posição original do lençol freático.

O raio R depende das condições geológicas do local, da duração do bombeamento, da permeabilidade do maciço e da altura de rebaixamento, estabelecendo o equilíbrio entre a vazão bombeada e o volume, mais a vazão suprida por infiltração.

As equações mais utilizadas para a determinação do raio de influência para qualquer regime de escoamento no meio poroso são as de Schultze (3.36), em que K é permeabilidade, n porosidade do aquífero, H altura do aquífero e t o tempo de bombeamento.

$$R = 60 \sqrt{\frac{Hkt}{n}} \quad (3.36)$$

e a de Sichardt (3.37):

$$R = C'(H - h)\sqrt{k} \quad (3.37)$$

O valor de R pode ser estimado a partir de uma equação empírica (3.37) proposta por Sichardt em que R (raio de influência), H (altura do aquífero) e h (altura do nível d' água) são dados em metros, K em cm/seg e C' é uma constante adimensional. Para poços gravitacionais, SICHARDT recomenda adotar-se C'= 3,0; para linha de poços ou ponteiros, o Moretrench Corporation recomenda valores de C' entre 1,5 e 2,0. Quando houver a necessidade de se conhecer a constante C' com maior precisão, deve recorrer-se a ensaios de bombeamento realizados no próprio canteiro de obra.

3.4 Regime Transitório

3.4.1 Modelo de Boulton (Aquíferos Livres)

Este modelo procura representar o comportamento de um aquífero não confinado e, para tanto, utilizou-se o conceito de “resposta retardada do nível d’água” por meio do parâmetro D_i (índice de retardo). A figura 3.10 mostra uma seção-exemplo de um aquífero livre.

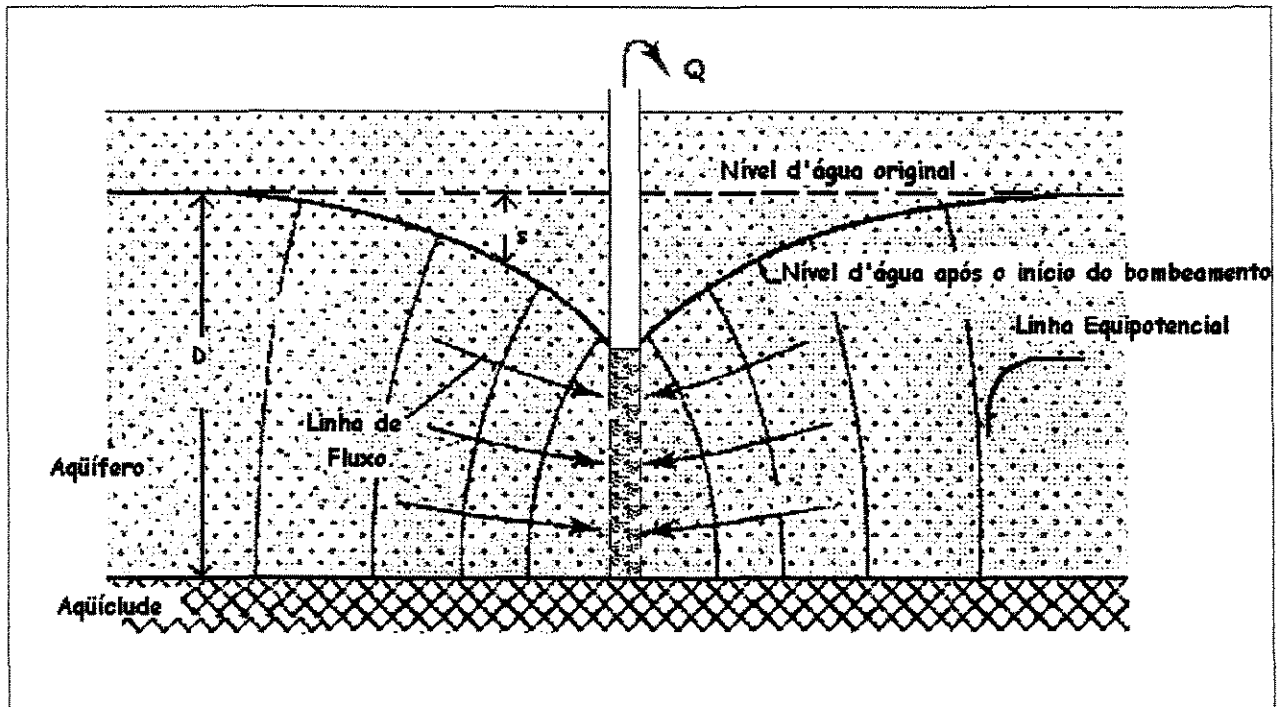


Figura 3.10 – Aquífero não confinado. - Fonte: Kruseman, G. F. e Ridder, N.A.

O modelo de Boulton[09 e 10] pode ser matematicamente representado por:

$$T \left(\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} \right) = S \frac{\partial s}{\partial t} + D_i S_y \int_0^t \frac{\partial s}{\partial \tau} e^{-D_i(t-\tau)} d\tau \quad (3.38)$$

para as seguintes condições:

$$s(r,0) = 0 \quad \text{e} \quad s(\infty,t) = 0$$

obtem-se:

$$\lim_{r \rightarrow 0} \left(r \frac{\partial s}{\partial r} \right) = -\frac{Q}{2\pi T} \quad (3.39)$$

Boulton apresentou uma solução geral do tipo:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W \left(u_{ay}, \frac{r}{D_i} \right) \quad (3.40)$$

u_{ay} pode assumir valores de u_a ou u_y , em que :

$$u_a = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (3.41)$$

$$u_y = \frac{r^2 S_y}{4Tt} \quad (3.42)$$

$$D_t = \sqrt{\frac{T}{D_i \cdot S_y}} \quad (3.43)$$

Aplicando-se a transformação de LAPLACE, tem-se :

$$T \left(\frac{d^2 \bar{s}}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{d\bar{s}}{dr} \right) = S \left[w \bar{s} - s(r,0) \right] + D_i S_y \left[w \bar{s} - s(r,0) \right] \left(\frac{1}{D_i + w} \right) \quad (3.44)$$

mas como $s(r,0) = 0$, a equação pode ser representada por:

$$\left(\frac{d^2 \bar{s}}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{d\bar{s}}{dr} \right) - \frac{S}{T} w \left[1 + \frac{D_i S_y}{S(D_i + w)} \right] \bar{s} = 0 \quad (3.45)$$

ou em sua solução geral:

$$\bar{s} = AK_o \cdot \left(r \sqrt{\left(1 + \frac{D_i S_y}{S(D_i + w)} \right) \frac{S}{T} w} \right) \quad (3.46)$$

derivando-se a equação (3.46) em relação ao raio do poço, obtém-se a equação (3.47):

$$\frac{d\bar{s}}{dr} = -A \left(\sqrt{\left(1 + \frac{D_i S_y}{S(D_i + w)} \right) \frac{S}{T} w} \right) K_1 \cdot \left(r \sqrt{\left(1 + \frac{D_i S_y}{S(D_i + w)} \right) \frac{S}{T} w} \right) \quad (3.47)$$

mas como:

$$\lim_{r \rightarrow 0} r \frac{d\bar{s}}{dr} = -A = -\frac{Q}{2\pi T w} \quad (3.48)$$

então:

$$\bar{s}(r, w) = \frac{Q}{2\pi T} \cdot \frac{K_o \left(r \sqrt{1 + \frac{D_i S_y}{s(D_i + w)}} \right) \frac{S}{T} w}{w} \quad (3.49)$$

Em aplicações práticas é utilizada sua forma em função do tempo dado pela

equação (3.50):

$$s(r, t) = \frac{Q}{2\pi T} l^{-1} \cdot \frac{K_o \left(r \sqrt{\frac{S}{T} w + \frac{D_i S_y}{T} \frac{w}{(D_i + w)}} \right)}{w} \quad (3.50)$$

Portanto, pode-se concluir que:

$$W \left(u_{av}, \frac{r}{D_i} \right) = 2 L^{-1} \frac{K_o \left(r \sqrt{\frac{S}{T} w + \frac{D_i S_y}{T} \frac{w}{(D_i + w)}} \right)}{w} \quad (3.51)$$

Para tempos curtos, pode-se fazer a seguinte aproximação:

$$t \rightarrow \text{pequeno} \Rightarrow w \rightarrow \text{grande} \Rightarrow \frac{w}{(D_i + w)} \rightarrow 1$$

Assim, a equação (3.52) pode ser representada pela seguinte expressão:

$$s(r,t) = \frac{Q}{2\pi T} L^{-1} \frac{K_o \left(r \sqrt{\frac{S}{T} w + \frac{D_i S_y}{T}} \right)}{w} \quad (3.52)$$

Essa equação representa a solução para tempo curto e gera as curvas típicas do grupo A, representado no gráfico de Boulton, figura 3.11.

Para tempos longos pode-se fazer a seguinte aproximação:

$t \rightarrow \text{grande} \Rightarrow w \rightarrow \text{pequeno}$, e considerando-se que S_y é muito maior que S , pode-se adotar a seguinte aproximação:

$$\sqrt{\left(\frac{S r^2}{T} w + \frac{S_y r^2}{T} \frac{D_i}{(D_i + w)} w \right)} \cong \sqrt{\left(\frac{S_y r^2}{T} \frac{D_i}{(D_i + w)} w \right)}$$

então:

$$s(r,t) = \frac{Q}{2\pi T} L^{-1} \cdot \frac{K_o \left(r \sqrt{\frac{S_y}{T} \frac{D_i w}{(D_i + w)}} \right)}{w} \quad (3.53)$$

Deve-se notar que para w pequeno, $\frac{D_i}{D_i + w} \cong 1$ e a Eq. (3.53) fica igual à solução de

Theis.

Esta equação é utilizada neste modelo para representar a solução de longo tempo gerando curvas típicas do grupo Y no gráfico de Boulton, representado pela figura 3.11

O modelo de Boulton foi o primeiro a reproduzir os três segmentos de curva em forma de S, sendo um para tempo curto, um para os tempos intermediários e outro para os tempos longos.

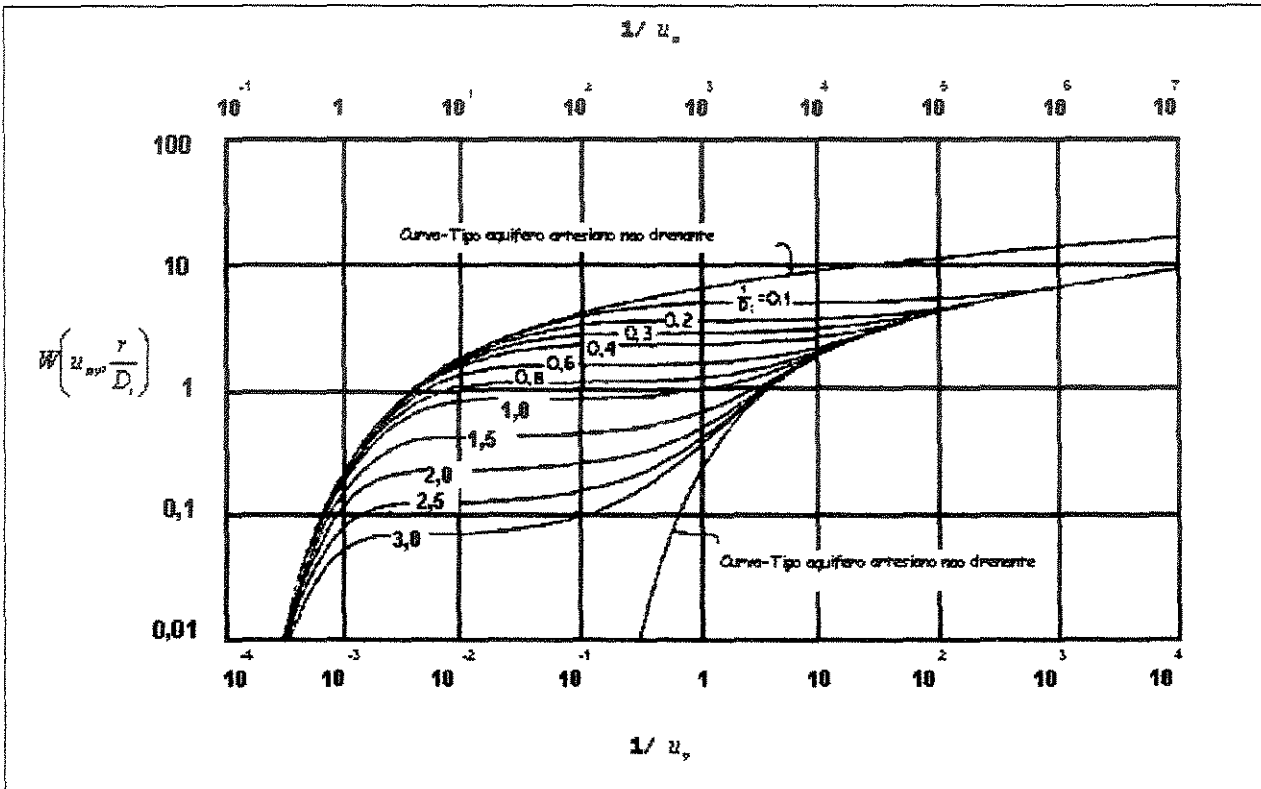


Figura 3.11- Curva típica de Boulton- Fonte: Boulton[09].

Os três segmentos de curva podem ser entendidos pela explicação a seguir:

- O segmento inclinado de curto tempo cobre apenas um breve período após o início do bombeamento. Neste intervalo, um aquífero livre reage de maneira semelhante a um aquífero confinado, isto é, a produção é proveniente basicamente da expansão da água e da compactação do aquífero. O comportamento do segmento de certo tempo é similar à curva típica de Theis.
- O segmento estável de tempos intermediários reflete o efeito da drenagem que acompanha a queda de nível d'água. O efeito da drenagem no rebaixamento é comparável ao comportamento do aquífero drenante. A variação do rebaixamento diminui com o tempo da curva de Theis.

- O segmento relativamente inclinado de longo tempo reflete a situação em que $\frac{D_i}{D_i + w} \cong 1$, como já comentado, e a curva , “s versus t”, mais uma vez, tende à curva de Theis.

3.4.2 Modelo com perda de carga localizada

Este modelo baseia-se em hipóteses semelhantes ao modelo de Theis, porém, introduz o conceito de perda de carga localizada nas proximidades do poço.

Tais perdas de carga ocorrem devido ao fluxo turbulento, no meio poroso (fluxo não Darciano) e na entrada do poço. Considerou-se que a perda de carga localizada é proporcional ao quadrado da vazão.

Deve-se notar que, neste modelo, não se pode fazer medições em poços por piezômetros, pois a perda de carga localizada só é detectável no poço produtor.

Pode ser representado pelo seguinte sistema de equações:

$$\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial s}{\partial r} = \frac{S}{T} \cdot \frac{\partial s}{\partial t} \quad (3.54)$$

Aplicando as situações de contorno, obtém-se:

$$s(r,0) = 0 \quad \text{e} \quad s(\infty,t) = 0$$

obtém-se:

$$\lim_{r \rightarrow 0} \left(r \frac{\partial s}{\partial r} \right) = -\frac{Q}{2\pi T} \quad (3.55)$$

com

$$s_w(t) = \lim_{r \rightarrow 0} [s(r, t)] + CQ^2 \quad (3.56)$$

em que C é o coeficiente de perda de carga não-linear e tem dimensão $[T^2 L^{-5}]$.

Aplicando-se a transformação de LAPLACE, obtém-se:

$$\frac{\partial^2 \bar{s}}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \bar{s}}{\partial r} = \frac{S}{T} \cdot w \bar{s} \quad (3.57)$$

e,

$$\lim_{r \rightarrow 0} \left(r \frac{\partial \bar{s}}{\partial r} \right) = -\frac{Q}{2\pi T} \cdot \frac{1}{w} \quad (3.58)$$

como também:

$$\bar{s}_w(w) = \lim_{r \rightarrow 0} [\bar{s}(r, w)] + \frac{CQ^2}{w}, \quad (3.59)$$

Obtendo-se, assim, a solução do sistema:

$$s(r, t) = \frac{Q}{2\pi T} L^{-1} \left\{ \frac{K_o \left(\sqrt{\frac{S}{T}} w r^2 \right)}{w} \right\} \quad (3.60)$$

ou de (3.59)

$$s_w(t) = \frac{Q}{2\pi T} L^{-1} \left\{ \frac{K_o \left(\sqrt{\frac{S}{T}} w r_w^2 \right)}{w} \right\} + CQ^2 \quad (3.61)$$

3.5 Cone de impressão e depressão de um aquífero freático e o cálculo do raio de influência.

Existem obras onde o rebaixamento do lençol freático pode ser realizado por processos simples de captação de água e outros que exigem uma tecnologia mais apurada. Dentre estas tecnologias, temos: o bombeamento da água em um poço que provoca o seu abaixamento progressivamente até que o equilíbrio seja atingido.

Esta região do espaço que antes continha água e, posteriormente foi retirada por meio de sucção, é chamada de cone de depressão, ou melhor, por tronco de cone de depressão. Podemos determinar esta região do espaço por meio de seus elementos tais como a sua altura, a geratriz, o raio da base menor e o raio da base maior, sendo que a altura equivale à diferença entre o nível estático e o nível dinâmico, a geratriz é o novo nível equipotenciométrico, o raio da base maior é o raio de influência e o raio da base menor é o raio da tubulação para sucção da água. Na realidade, o nível da água no poço encontra-se abaixo do ponto final do cone, devido às perdas friccionais na entrada do filtro e no próprio poço que será ajustado nos modelos. A figura 3.12 ilustra um caso ideal de um tronco de cone. O cone, progressivamente, expande-se até atingir o equilíbrio em que a recarga do aquífero iguala à descarga proveniente do poço.

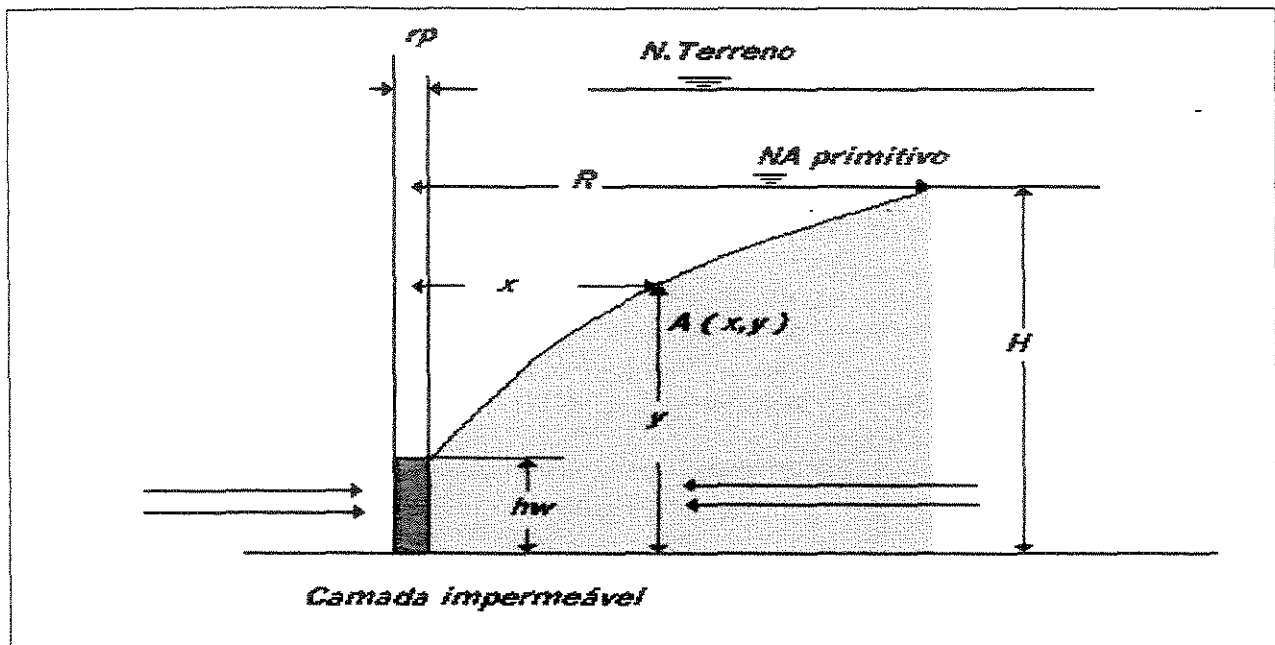


Figura 3.12 Elementos básicos de um tronco de cone de depressão

Em princípio, o tronco do cone pode expandir-se para sempre com água, sendo removida dos armazenamentos para atender à demanda.

Há também o chamado cone de impressão que resulta da injeção de água em um aquífero que provoca o rebaixamento do lençol freático; esse processo será explicado adiante, podendo ser visualizado nas figuras 3.13 e 3.14. Esses cones são exatamente imagens de espelho do cone de depressão, se o material acima e abaixo do nível estático da água é o mesmo. Em 1875, Froude [apud 03] apresentou uma experiência comprovando o teorema de Bernoulli [apud 44]. Para tanto, construiu-se uma canalização horizontal de diâmetro variável munida de piezômetros, ligada a um reservatório. Verificou-se, através dessa experiência, que o fluido ao ganhar energia piezométrica, perdia energia cinética e vice-versa, mantendo-se válida a equação de Bernoulli. Isto tem uma aplicação prática nos denominados “Bicos Venturi” cuja geometria básica é mostrada na figura 3.13.

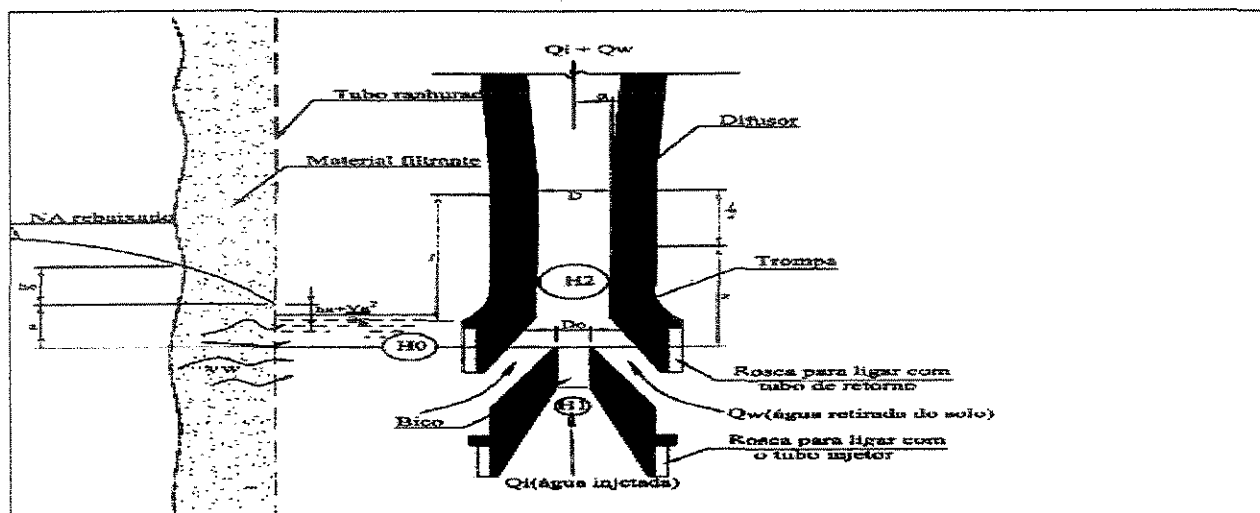


Figura 3.13 Geometria básica do Bico de Venturi e da trompa de um injetor- Fonte: Urbano [03]

A figura 3.14 mostra um duto com as seções 1 e 3 imersas em um fluido submetido à pressão atmosférica. A introdução de uma vazão Q na seção 1 que é obrigada a passar pela seção estrangulada 2, com seção A_2 muito menor que A_1 , promove um aumento da velocidade da água e conseqüentemente, um aumento da energia cinética, diminuindo a energia piezométrica de modo a manter a constância da equação de Bernoulli. Assim, o líquido que se encontra na seção 3, com pressão atmosférica, terá maior pressão que o líquido que está passando pela seção 2, criando uma sucção na seção 3 que impulsionará o líquido da seção 3 para a seção 4. O novo alargamento da seção 4 para a seção 5 fará cair a velocidade, aumentando novamente a energia piezométrica e recalcando a água para cotas mais elevadas.

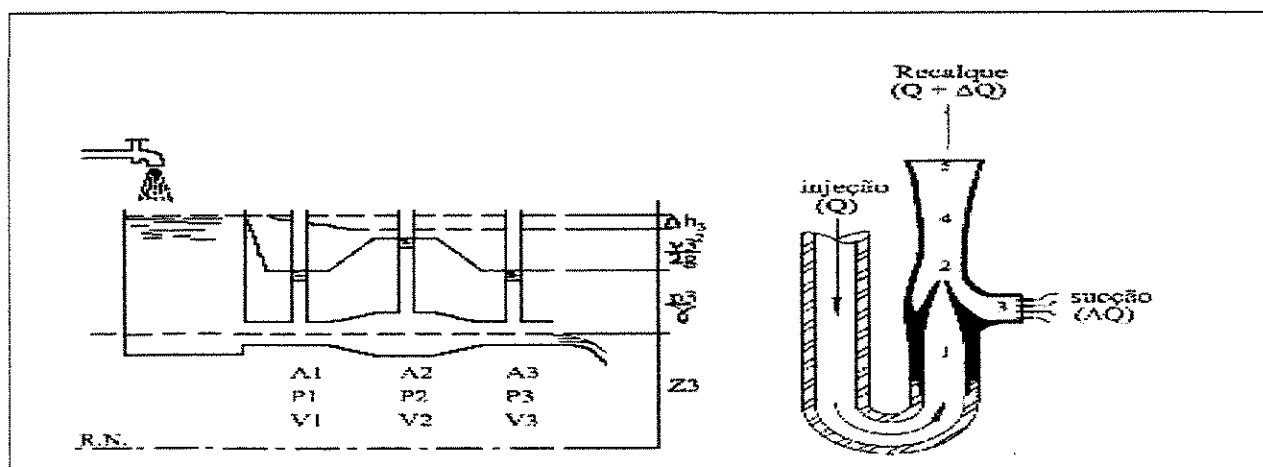


Figura 3.14- Experiência de Froude e o bico de Venturi- Conservação da energia para fluidos em escoamentos forçados. - Fonte: Urbano [03]

Com isto, podemos provocar o rebaixamento do lençol freático em áreas residenciais ou comerciais, onde não é conveniente descarregar grandes quantidades de água na superfície, conforme esquema da figura 3.15.

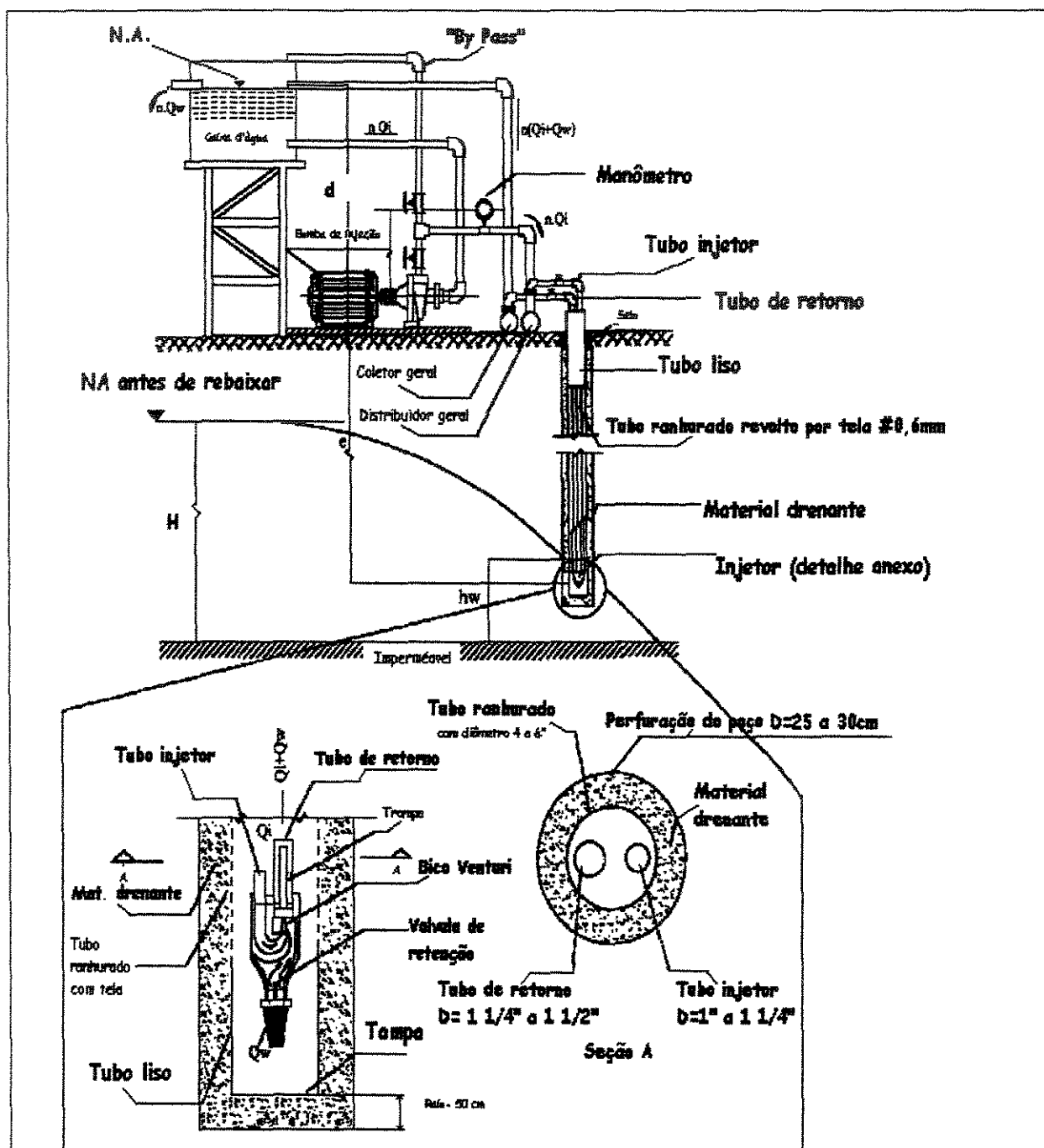


Figura 3.15 Sistema de rebaixamento com injetores de tubos paralelos. Fonte: Urbano [03]

Em um rebaixamento, no estado estacionário, a recarga é tipicamente realizada a partir da infiltração de precipitação ou da profunda percolação de água de irrigação. Essa recarga ou fluxo de recarga F é medido em $L^3.L^{-2}.T^{-1}$.

Multiplicando-se esse fluxo pela área de aplicação da recarga, obtém-se a taxa volumétrica que deve ser igual à taxa de bombeamento sob condições do estado isotrópico e homogêneo.

$$Q = \pi R^2 F \quad (3.62)$$

Isolando o raio que define o tamanho da área de recarga do poço, obteremos:

$$R = \sqrt{\frac{Q}{\pi F}} \quad (3.63)$$

em que R é o raio de influência do cone de depressão.

A utilização das equações apresentadas para o cálculo das vazões e das alturas de rebaixamento para poços simples e para sistemas de poços deduz o conhecimento do raio de influência R , em caso de fonte circular ou a distância L , no caso de uma ou duas linhas de fonte.

A simplificação de que um poço fique situado no centro de uma fonte circular ou uma linha de poços paralelas à margem de um rio ou um canal, nem sempre é válida. Assim, é necessário conhecer o raio R do círculo, no qual o funcionamento de um poço pode exercer influência significativa sobre a posição original do lençol freático.

O raio R depende das condições geológicas do local, da duração do bombeamento, da permeabilidade do maciço e da altura do rebaixamento estabelecendo o equilíbrio entre a vazão bombeada e o volume, mais a vazão suprida por infiltração.

Seja $A (x,y)$ um ponto da curva de rebaixamento, figura 3.12. Nesse ponto, a declividade é dy/dx e a velocidade da água é:

$$v_x = k \frac{dy}{dx} \quad (3.64)$$

sendo k o coeficiente de permeabilidade do solo.

A descarga, então, através de uma superfície cilíndrica de raio x e altura y é igual a

$$q = 2\pi xy.k.\frac{dy}{dx} \quad (3.65)$$

separando as variáveis, obtém-se:

$$ydy = \frac{q}{k2\pi x}dx \quad (3.66)$$

integrando e simplificando, vem:

$$y^2 = \frac{q}{2\pi k} \ln x + C \quad (3.67)$$

sendo C a constante de integração.

Essa constante de integração pode ser determinada para condições $x = r$ e $y = h$

$$y^2 = \frac{q}{\pi k} \ln r + C \quad (3.68)$$

em que : $C = h^2 - \frac{q}{\pi k} \ln r$, substituindo C pelo valor obtém-se:

$$y^2 = \frac{q}{\pi k} \ln x + h^2 - \frac{q}{\pi k} \ln r \quad (3.69)$$

em que finalmente simplificando, temos a curva meridiana do rebaixamento:

$$y^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{x}{r} \quad (3.70)$$

Utilizando a equação (3.70), fazendo $y = H$, tem-se $x = R$, que corresponde ao chamado “raio de influência do poço”, isto é:

$$H^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{r} \quad (3.71)$$

dessa equação, tira-se :

$$h^2 = \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{r}} \quad (3.72)$$

em que o rebaixamento máximo é igual a:

$$H - h = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{r}} \quad (3.73)$$

A descarga correspondente obtida de (3.71), tem por valor:

$$\frac{(H^2 - h^2)\pi.k}{Ln \frac{R}{r}} = q \quad (3.74)$$

Isolando o valor de Ln (R/r), obtém-se:

$$\frac{(H^2 - h^2)\pi.k}{q} = Ln \frac{R}{r} \quad (3.75)$$

usando a definição de logaritmo neperiano:

$$\frac{R}{r} = e^{\frac{(H^2 - h^2)\pi.k}{q}} \quad (3.76)$$

tem-se:

$$R = r.e^{\frac{(H^2 - h^2)\pi.k}{q}} \quad (3.77)$$

Capítulo 4

4.1 – Estudo do caso

O município de Uberaba situa-se na microrregião do Triângulo Mineiro, estado de Minas Geras, com latitude Sul 19°45'27" e longitude Oeste a 47°57'36". A localização do município do ponto de vista geo-econômico é altamente estratégica em função da equidistância média de 500 Km, de Belo Horizonte, São Paulo, Brasília e Goiânia, posicionando-se assim no centro de um dos mais importantes mercados consumidores do país, conforme figura 4.1. O município é composto pelos Distritos da Ponte Alta e da Baixa e também pelos povoados de Santa Rosa e Capelinha do Barreiro.

Ocupando uma área física de 4.524 Km², sendo que 256 Km² são ocupados pelo perímetro urbano, a sede do município está a 764 m de altitude. As serras da Canastra e da Marcela separam a região do Triângulo do restante do estado de Minas Gerais.

Uberaba fica situada no Vale do Rio Grande. Os solos de grande parte da região triangulina são do período triásico. Os fósseis geológicos apresentam dois aspectos distintos: o primeiro, ao norte, formado por chapadões, caracterizado por terras altas, atingindo 1.000 m de altitude; o segundo, ao sul, é constituído por terras baixas próprias do Vale do Rio Grande; sua altitude desce até 410 m. A característica do triásico é a referida variedade morfológica, que explica a existência de águas minerais, argilas diversas, calcário, calcita, baratina, ágata. Aparecem também aresões, cascalhos, pedreiras e furnas. Em direção oeste, separando as vertentes dos Rios Grande e Paraíba, prolonga-se pelo Triângulo Mineiro e subdivide-se uma das ramificações da serra da Canastra.

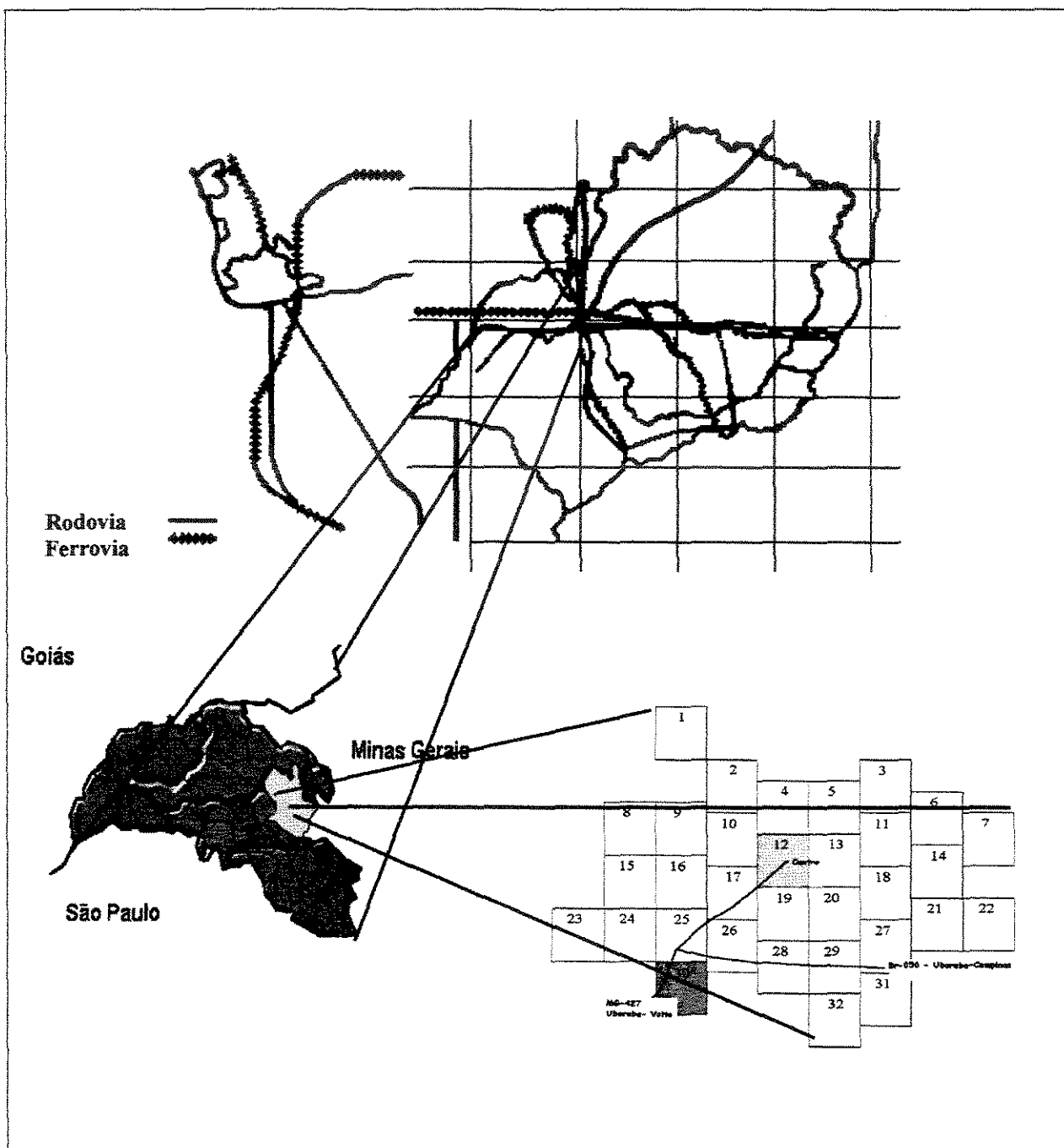


Figura 4.1 – Croqui de Localização de Uberaba

Foi escolhido um local com área de 8.200m², de fácil acesso para a locomoção dos equipamentos, ficando próximo à rodovia MG-427 que liga Uberaba a Volta Grande, conforme figura 4.2.

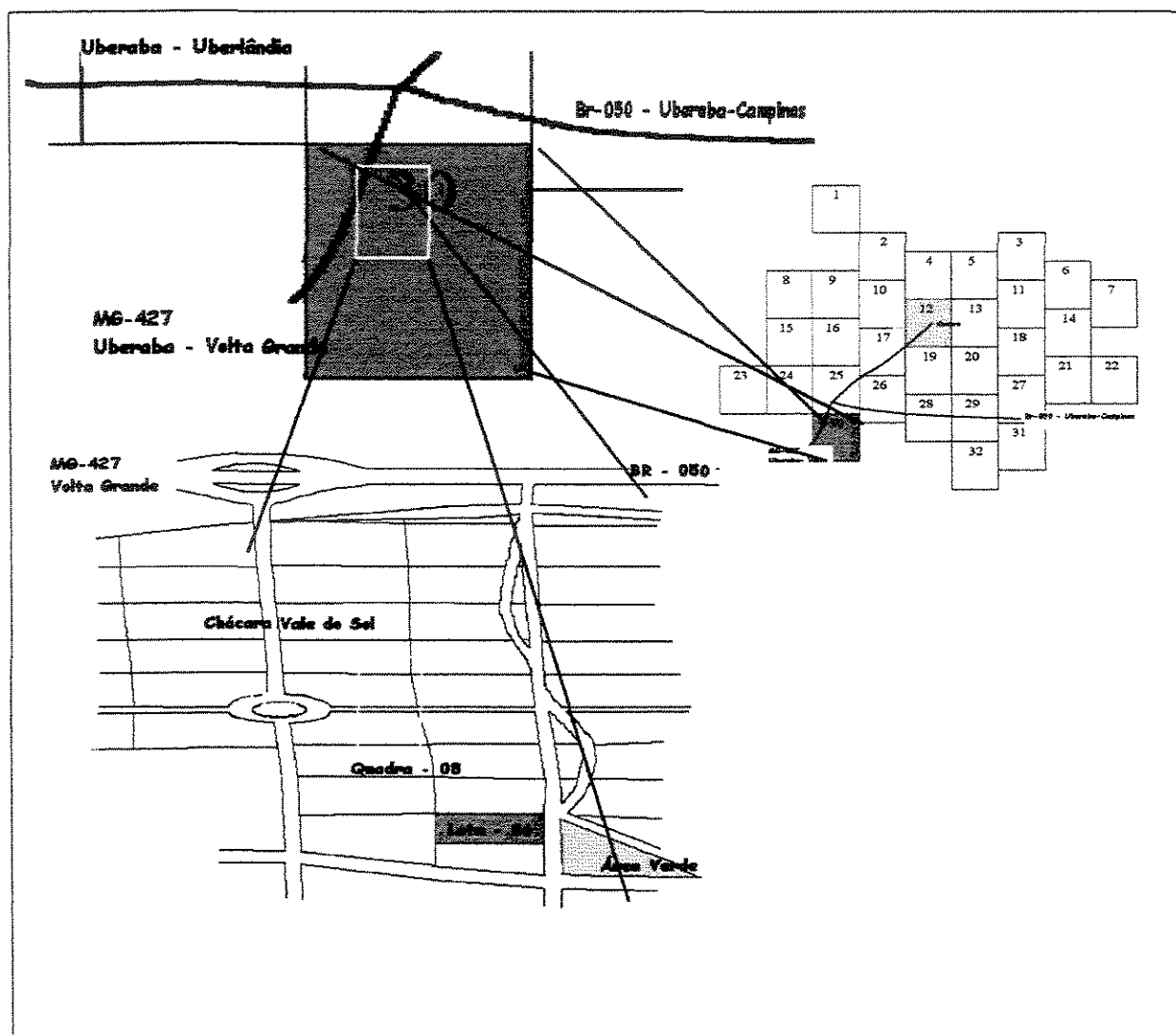


Figura 4.2 Croqui da cidade com o acesso de São Paulo e localização da Chácara Vale do Sol.

Com o intuito de se projetar um rebaixamento do lençol freático na área e este não apresentar resultados distorcidos, foi realizado um estudo preliminar para a verificação da influência de possíveis poços existentes e explorados por pequenos sitiantes da região.

Verificou-se também uma média do nível d'água nos poços perfurados e uma campanha de investigação do solo, além da retirada de quatro amostras indeformáveis deste e levadas ao laboratório, onde foram realizados os ensaios de permeabilidade, utilizando um permeâmetro com carga constante e um ensaio para o cálculo da porosidade e do índice de vazios. No campo, foi realizado também um ensaio de permeabilidade.

Capítulo 5

5 Materiais e Métodos

5.1 Na exploração

Em uma região que demonstrou a existência de aquíferos exploráveis em que o nível da construção fica abaixo do nível d'água, é necessário definir a quantidade de água que deve ser retirada ou a que altura o lençol freático no poço deverá estar, para que possamos trabalhar a seco, em um regime de exploração. Fisicamente, a resposta a estes e outros problemas similares são obtidos com o uso dos parâmetros hidráulicos dos aquíferos em que a determinação desses se efetua por meio de um bombeamento que requer um planejamento prévio incluindo equipamentos e aparelhos necessários, além de uma diretriz específica em relação ao tipo de informação que se deseja obter.

A preparação do teste de rebaixamento pressupõe as seguintes condições:

- conhecer as características do poço e do tipo de aquífero captado;
- dispor do perfil técnico do poço e o perfil litológico atravessado pela perfuração;
- informações do sondador, tais como: presença de fraturas ou fendas, a variação do nível d'água ou perda d'água.

Para a abertura e construção de poços, utiliza-se, em geral, um dos seguintes métodos:

Escavação direta; jato hidráulico; cravação; hidráulico-rotativo. Os três primeiros são aplicados na captação de lençóis freáticos situados a pequenas profundidades; fazem uso de ferramentas e dispositivos de pequeno porte e fácil manuseio. Os dois últimos são utilizados especialmente na abertura de poços freáticos ou artesianos de maior profundidade necessitando de equipamentos conhecidos por sondas ou perfuratrizes.

Neste trabalho, foram utilizados os métodos de escavação direta e jato hidráulico, pois o solo permitiu o uso desses equipamentos.

5.2 Sondagem e Cravação a Trado

Em função da experiência dos sondadores no trabalho de campo, aplicou-se o trado-cavadeira, até que o material começasse a desmoronar; daí por diante, usou-se o trado espiral até que se encontrou uma certa resistência à perfuração e daí por diante, o jato hidráulico, conforme figuras 5.1 e 5.2.

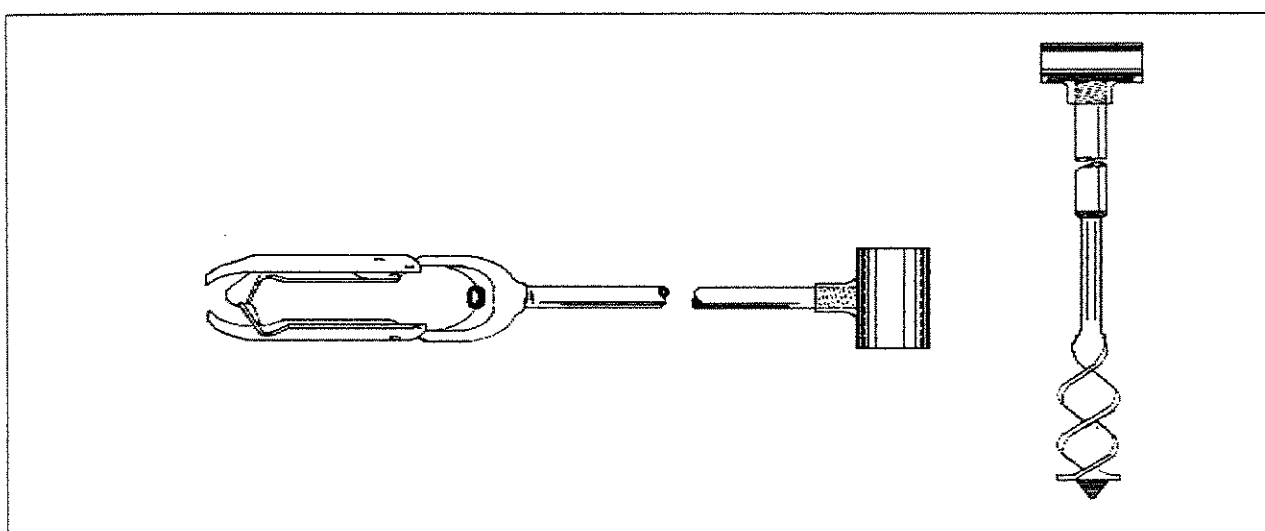


Figura 5.1 Trado-cavadeira e Trado espiral. Fonte: Hélio Alves de Azeredo – página 05.

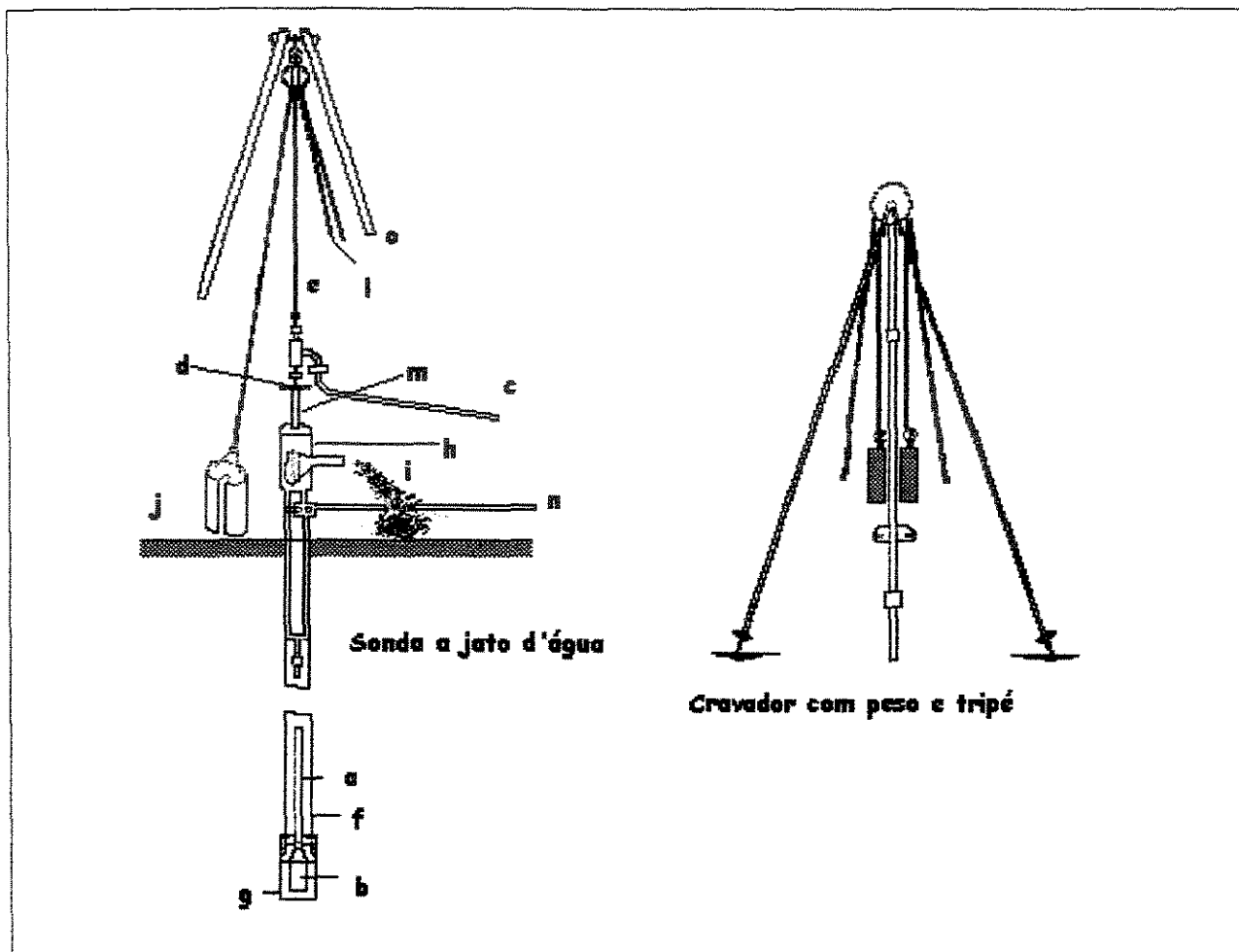


Figura 5.2 –Sondagem e exploração com jato hidráulico. Fonte: Hélio Alves de Azeredo – página 05.

5.2.1 Trado e Jato Hidráulico

Essa ferramenta (figura 5.1) com movimento de rotação abre furo com 0,15 a 0,20m de diâmetro, trazendo para o exterior o material escavado. A ferramenta está ligada a um cabo de cerca de 1,50m permitindo, entretanto, emendar novas hastes suplementares, enroscando-as; esse tipo de ferramenta só tem aplicação nos terrenos coesivos. Como a manobra do trado é feita

manualmente, a profundidade dos furos fica limitada de 6 a 10 metros. O método do jato hidráulico é muito aplicável na construção de pequenos poços, assim como em perfurações para sondagens do subsolo. Em obras hidráulicas, também é utilizado para construção de baterias de poços destinados a forçar a depressão do lençol freático. A figura 5.2 ilustra uma sonda a jato d'água utilizada neste trabalho.

5.3 Medidores do nível d'água

Os poços de verificação foram dispostos em três ramos, formando entre si ângulos de 120° , conforme figura 5.3, constituídos com um medidor no poço central e doze piezômetros nos poços testemunhos com o objetivo de medir o rebaixamento do lençol freático.

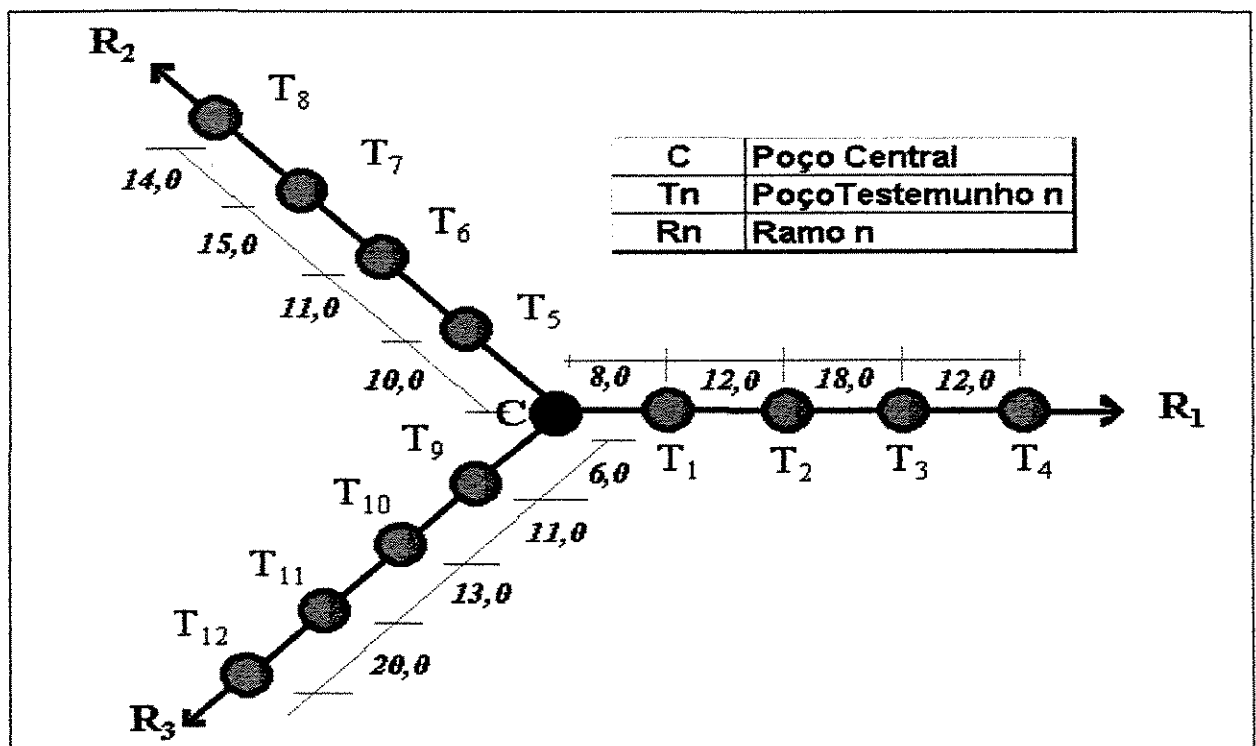


Figura 5.3 Disposição em planta dos poços testemunhos e do central.

Existem três modelos para a medição rotineira dos níveis d'água em poços:

- Medidor elétrico e tubo lateral para medição
- medidor pneumático
- piezômetros.

Os medidores utilizados neste trabalho foram do tipo elétrico (no central), mostrado na figura 5.4 e do tipo piezômetro (nos testemunhos), na figura 5.5.

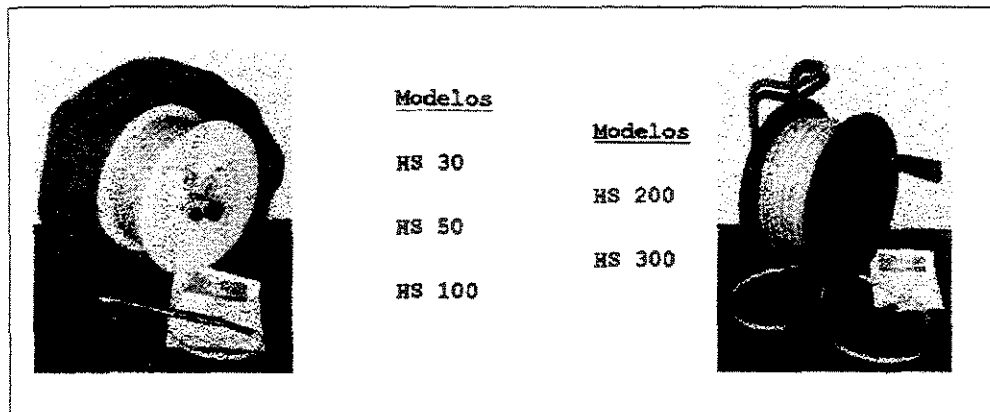


Figura 5.4 Medidores do nível de água- Fonte: – HYDROMETRIC –CMC – ASSESSORIA E CONSULTORIA COMERCIAL LTDA.

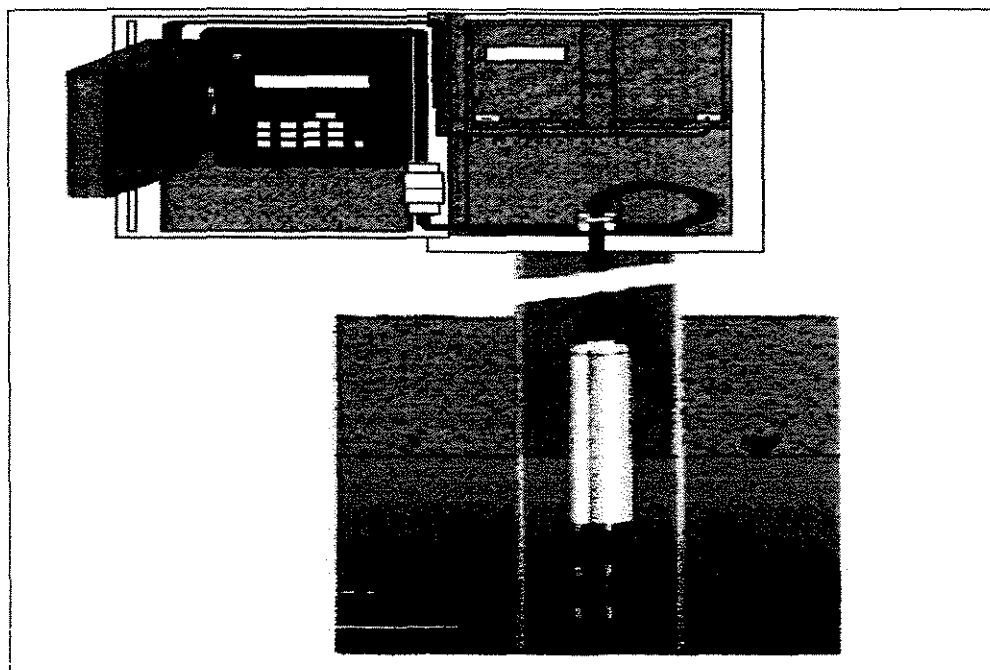


Figura 5.5 Piezômetro. Fonte: Catálogo – HYDROMETRIC –CMC – ASSESSORIA E CONSULTORIA COMERCIAL LTDA.

5.4 Medidor de vazão

As medidas das vazões durante os testes foram realizadas por hidrômetro, conforme figuras 5.6 e 5.7, junto com um totalizador de horas

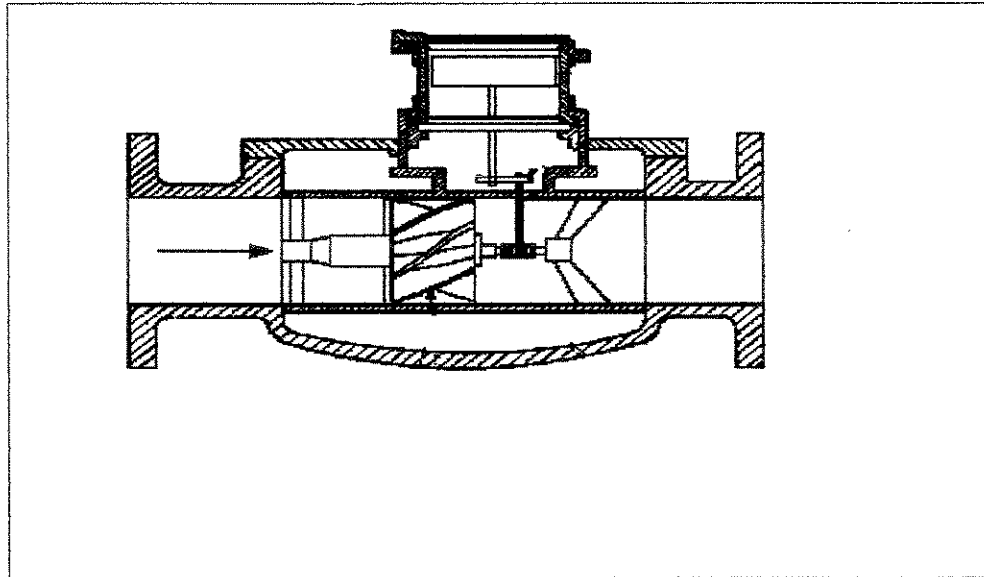


Figura 5.6 Hidrômetro tipo Woltman- Fonte: Azevedo Neto página 539.

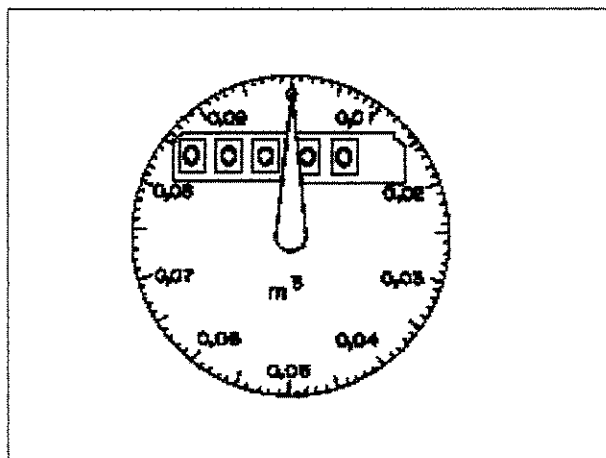


Figura 5.7 Mostrador de um hidrômetro de Cifras. Fonte Azevedo Neto página 541

5.5 Projeto de Rebaixamento.

Para que se faça um projeto de rebaixamento em poços, é necessário uma investigação do local escolhido para a perfuração, identificação das principais características do poço como o diâmetro, a profundidade, o tipo de revestimento, bem como o tipo e características do filtro e dos materiais que o envolvem. Durante a investigação geotécnica, ocorreram dois tipos de aquíferos: o freático e o artesianos, sendo que o primeiro foi de interesse primordial neste trabalho. Visando a uma melhor avaliação do projeto de rebaixamento, foram programados dois ensaios de bombeamento em um poço central e doze poços testemunhos dispostos geometricamente e atendendo às necessidades de um possível estudo tridimensional, conforme figura 5.3.

No poço central, foi instalado uma bomba de recalque vertical, submersa a uma profundidade de 9,25 metros com capacidade de extração superior à vazão do poço, cujas características técnicas estão nos quadros 5.1 a 5.4 e doze poços testemunhos onde foram feitas as leituras de rebaixamento. Como houve necessidade de um trabalho ininterrupto, instalou-se um conjunto moto-bomba que trabalhou durante todo o período de teste unido a um grupo gerador e a um hidrômetro que mediu as vazões que foram retiradas. A locação e as distâncias dos poços foram realizadas por uma equipe de topógrafos, locando e nivelando conforme características e obstáculos existentes no local.

Durante o teste, os dados foram grafados em papel monologaritmo. No eixo das ordenadas, (milimetrado) os níveis d'água, e no eixo das abscissas (logarítmos), os tempos (Método da linha reta – Jacobi – Projeto, Perfuração e Operação de Poços – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica –1988). O gráfico resultante indicou quando houve uma estabilização ou quando se obteve uma tendência definida pelos pontos de rebaixamento-tempo que permitiram a finalização do teste. Os ensaios foram realizados bombeando-se água do poço central até que os níveis de água nos piezômetros se estabilisassem.

Para um detalhamento desse trabalho, utilizamos técnicas de rebaixamento para duas vazões

$$Q_{w_1} \text{ e } Q_{w_2} > Q_{w_1}.$$

Quadro 5.1 – Modelo e dados da bomba de recalque para Q_{w1} - Catálogo Bombas Leão S.A.



BOMBAS LEÃO S.A.

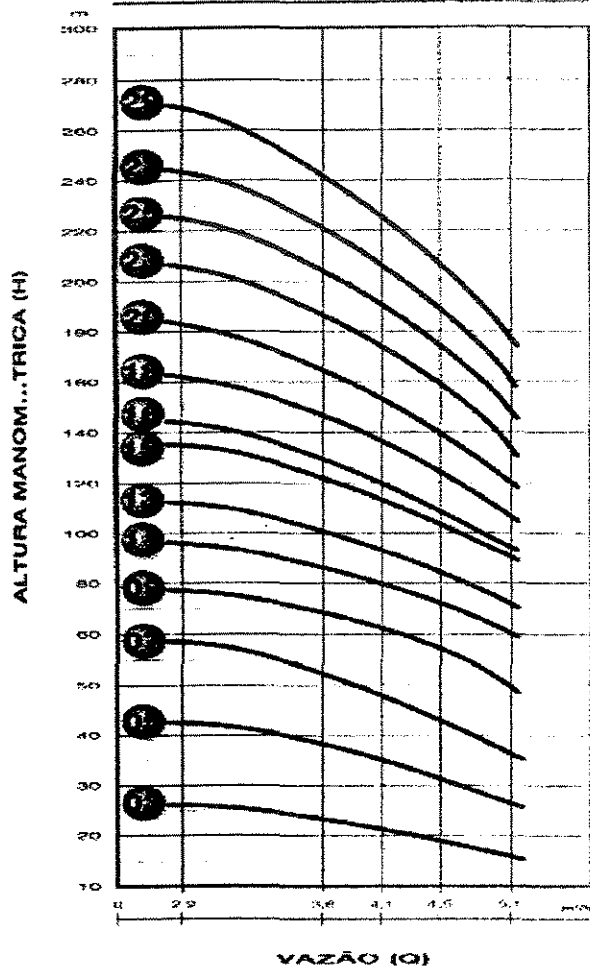
BOMBA SUBMERSA PARA POÇOS Ø 4"

3.450 RPM - 60 Hz

MODELO

4R5

CURVA DE PERFORMANCE



CONSTRUÇÃO

BOMBEADOR:

- ✓ Aço Inox AISI 304
Eixo, Corpo da Bomba, Estágios, Acoplamento
- ✓ Bronze
Corpo da Válvula de Retenção, Corpo de Sucção
- ✓ Latão
Buchsa de Desgaste
- ✓ Tecnopolímero Injetado
Rotor, Difusores
- ✓ Borracha Nitrílica
Buchsa de Guia

MOTOR

- ✓ Aço Inox AISI 410
- ✓ Aço Inox AISI 420
- ✓ Aço Silício
- ✓ Bronze
- ✓ Ferro Fundido
- ✓ Grafite
- ✓ Mancal Axial

SÉRIE 200

-
- Fixo
- Rotor e Estator
- Tampa Superior e Inferior
-
- Buchas de Guia e Anel (Mancal Axial)
- Tipos "Kingsbury"

SÉRIE 300/400

- Eixo
-
- Rotor e Estator
-
- Tampa Superior e Inferior, Caixa do Diafragma
- Buchas de Guia e Anel (Mancal Axial)
- Tipos "Kingsbury"

Quadro 5.2- Tabela de seleção para Q_{w_1} - Catálogo Bombas Leão S.A.

TABELA DE SELEÇÃO

BOMBA MODELO	Nº EST.	POT. (CV)	0	1,4	2,9	3,6	4,1	4,5	5,1	5,5	VAZÃO (m³/h)	ALTURA MANOMÉTRICA (m)
ZZZ/0,5/xxYY	4R5-03	3	0,5	32,5	29,5	26,0	23,5	21,0	19,0	16,0	13,5	
ZZZ/0,7/xxYY	4R5-05	5	0,7	53,5	48,0	42,5	38,5	35,0	31,5	26,5	23,0	
300/001/xxYY		1										
ZZZ/001/xxYY	4R5-07	7	1	75,0	67,0	58,5	52,5	48,0	43,0	36,5	32,0	
300/1,5/xxYY		1,5										
ZZZ/1,5/xxYY	4R5-09	9	1,5	97,5	88,0	77,0	69,0	63,0	57,5	49,0	43,0	
300/002/xxYY		2										
ZZZ/002/xxYY	4R5-11	11	2	119,0	109,0	96,0	87,0	79,5	72,5	60,5	54,0	
300/2,5/xxYY		2,5										
ZZZ/002/xxYY	4R5-13	13	2	138,5	127,0	112,0	101,0	93,0	84,0	72,0	63,0	
300/003/xxYY		3										
200/003/xxYY	4R5-15	15	3	160,0	155,0	136,0	123,0	113,5	104,0	90,5	80,0	
300/003/xxYY		3										
200/003/xxYY	4R5-16	16	3	176,0	161,0	143,0	129,5	119,0	109,5	94,5	84,5	
300/3,5/xxYY		3,5										
300/3,5/xxYY	4R5-18	18	3,5	199,0	184,0	162,0	148,0	134,0	123,0	107,0	95,0	
300/004/xxYY	4R5-20	20	4	222,0	206,0	183,0	165,0	152,0	141,0	120,5	108,5	
300/4,5/xxYY	4R5-23	23	4,5	251,0	234,0	206,0	187,0	171,0	159,0	135,0	120,0	
300/005/xxYY	4R5-25	25	5	274,0	255,0	225,0	204,0	187,0	173,0	149,0	132,0	
300/5,5/xxYY	4R5-27	27	5,5	296,0	276,0	243,5	222,0	203,0	186,0	162,0	147,0	
300/006/xxYY	4R5-29	29	6	316,0	300,0	269,0	243,0	225,0	208,0	179,0	161,0	

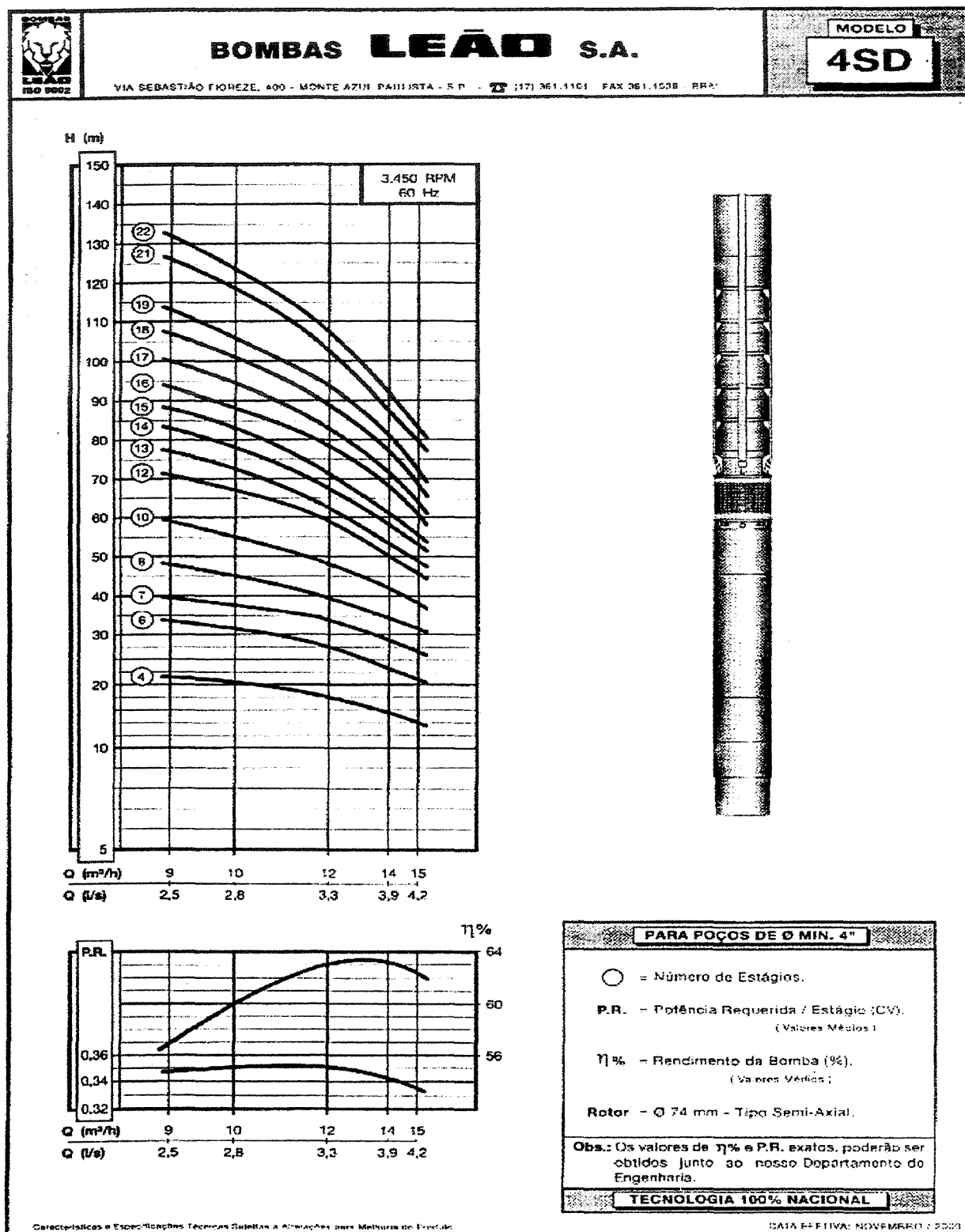
Quadro 5.3 – Tabela de seleção para Q_{w_2} - Catálogo Bombas Leão S.A.

MOTOR + BOMBA	EST	CV	D (mm)	DIMENSÕES (mm)			MASSA (kg)	VAZÃO E ALTURA DE ELEVAÇÃO											H Total em m
				A	B	C		0	7	9	10	12	14	16	17				
300/1,5/xxYY+4SD-04	4	1,5	96	481	580	1061	29,5	34,0	24,5	21,5	20,5	18,0	15,5	14,0	12,0	10,5			
300/002/xxYY+4SD-05	6	2		531	710	1241	31,5	52,0	37,5	33,5	31,5	27,5	23,0	21,0	18,0	16,0			
300/2,5/xxYY+4SD-07	7	2,5			775	1306	36,1	61,0	45,0	39,5	37,5	34,0	28,5	25,5	23,0	19,5			
300/003/xxYY+4SD-08	8	3		651	840	1491	43,1	72,5	53,0	48,0	45,0	39,5	34,0	31,5	27,5	24,0			
300/3,5/xxYY+4SD-10	10	3,5			970	1621	46,1	89,5	65,5	59,0	55,0	48,0	42,0	38,0	34,0	30,0			
300/004/xxYY+4SD-12	12	4		701	1100	1801	51,4	105,0	79,0	71,0	67,0	59,0	50,0	46,0	40,5	35,0			
300/4,5/xxYY+4SD-13	13	4,5			1165	1866	52,9	116,0	85,5	77,0	72,5	62,5	53,0	49,0	42,5	37,0			
300/005/xxYY+4SD-14	14	5		771	1230	2001	57,2	125,0	92,5	83,0	78,0	67,5	58,0	53,0	46,0	39,0			
300/5,5/xxYY+4SD-15	15	5,5			1295	2066	58,7	138,5	98,0	88,0	83,0	71,5	60,5	55,5	48,0	41,0			
300/006/xxYY+4SD-16	16	6		1033	1360	2131	61,2	144,0	104,0	93,5	88,0	76,5	66,0	60,5	53,5	46,0			
300/006/xxYY+4SD-17	17	6			1425	2196	61,7	153,0	111,0	100,0	94,5	83,0	71,5	63,7	56,0	48,5			
400/007/xxYY+4SD-18	18	7		1033	1490	2523	66,5	163,0	119,0	107,0	101,0	89,0	77,0	68,4	60,5	52,0			
400/007/xxYY+4SD-19	19	7			1555	2588	69,4	170,0	124,0	113,0	106,5	94,0	81,0	72,0	64,0	54,5			
400/008/xxYY+4SD-21	21	8			1685	2718	76,7	188,0	140,0	126,0	118,5	102,5	87,0	79,5	68,5	58,0			
400/008/xxYY+4SD-22	22	8			1750	2783	78,2	197,0	147,0	132,0	123,5	107,5	91,5	83,0	72,0	61,0			

Observações:

- ▲ Os motores de 5,5/6/7/8CV são fabricados somente para o Sistema TRIFÁSICO.
- Equipamentos com quantidades de estágios não constantes na Tabela, poderão ser fornecidos mediante consulta.

Quadro 5.4 – Modelo e dados da bomba de recalque para Q_{w_2} - Catálogo Bombas Leão S.A.



5.6 Ensaios Extras

Foi necessária a realização de outros ensaios, para quê, posteriormente, compusesse a proposta deste trabalho que é a modelação de fórmulas e a comparação dos resultados com as fórmulas de Schultze e Schardt; foram retiradas quatro amostras indeformáveis do solo (conforme indicadas na figura 5.8) e levadas ao laboratório; três para a realização dos ensaios de permeabilidade (A_1 , A_2 e A_3), utilizando um permeâmetro de carga constante conforme figura 5.9 e o quadro 5.5, mostrando as dimensões do equipamento e uma quarta (A_4) amostra encaminhada para um laboratório onde se realizou ensaio para a determinação da porosidade.

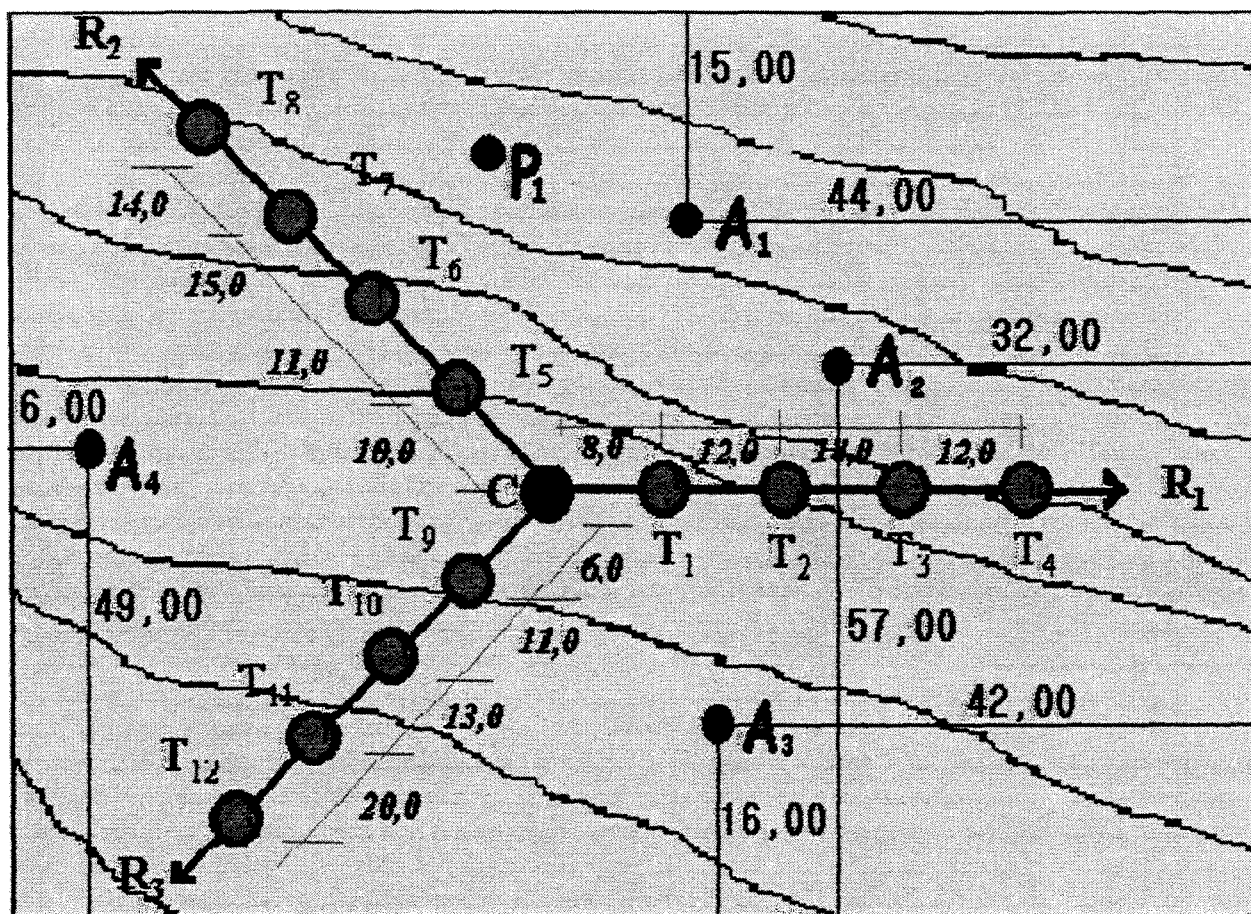


Figura 5.8 – Localização das quatro amostras indeformáveis retiradas do solo.

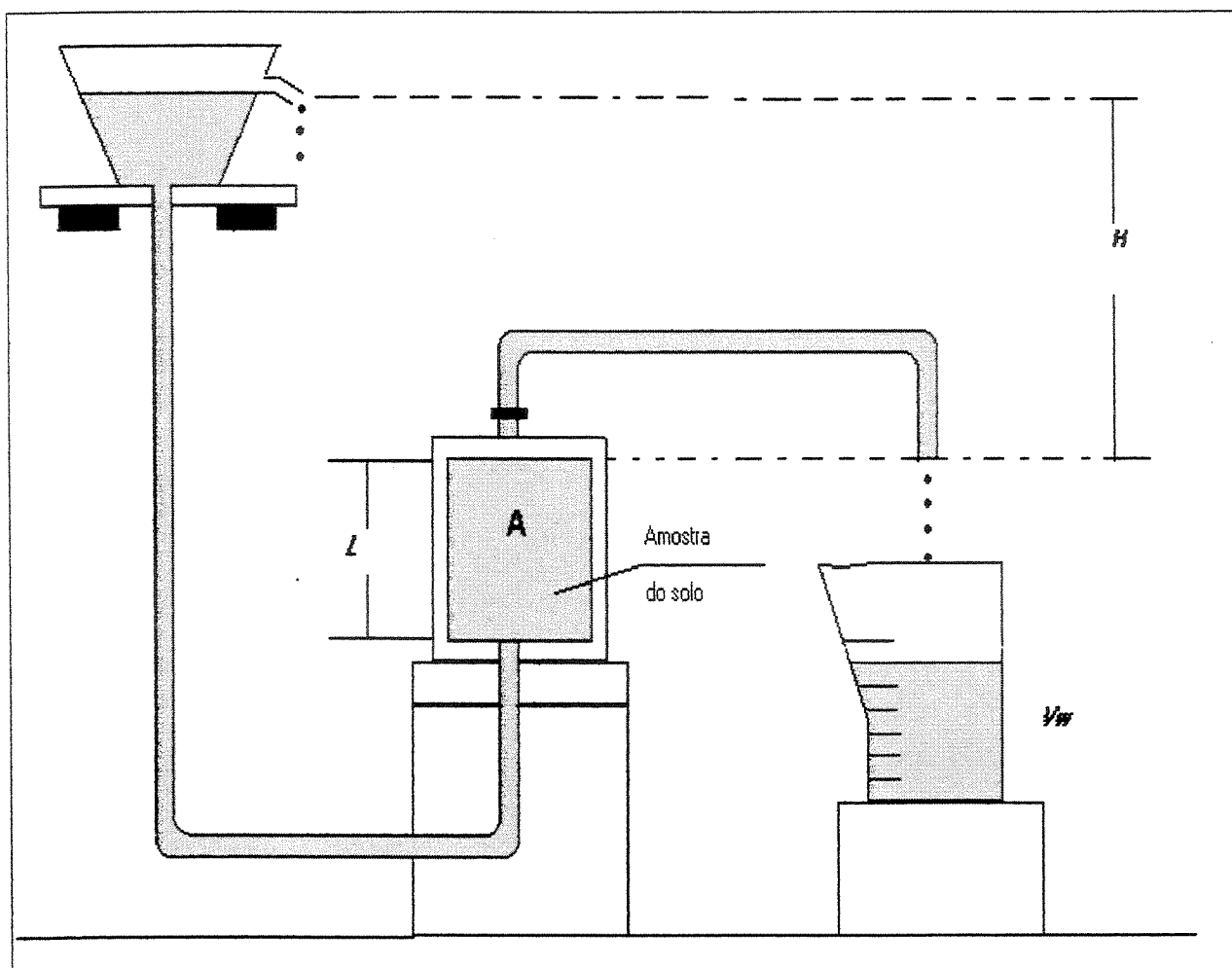


Figura 5.9- Permeâmetro de carga constante.

Quadro 5.5 – Dimensões e padrões do permeâmetro de carga constante.

Padrões do permeâmetro		
Área (cm ²)	Altura do recipiente da amostra do solo (cm)	Constante H do aparelho
900,00	30,00	50,00

Foi realizado “in loco” (P_1), o ensaio de infiltração conforme recomendações contidas no Boletim nº4 de jun. de 1981, da ABGE, cravando no solo um tubo de 1,65 m de comprimento e diâmetro de 4” e comparado ao ensaio de laboratório do material inderformável, cujo resultado foi aplicado na equação (5.1). Perfurou-se 0,50 m do solo abaixo da cota da ponta do tubo,

enchendo-o completamente de água e mantendo-o cheio por 11 minutos com o objetivo de saturar o solo. Este tubo foi alimentado por um tanque graduado em que foram realizadas leituras de minuto a minuto fornecendo o volume de água que infiltrava no solo. Com este volume determinado mais os valores de F , L e p , pode-se calcular o valor aproximado da permeabilidade em (cm/seg), na expressão:

$$k = F \cdot \frac{Q}{Lp} \quad (5.1)$$

em que :

- F é obtido no gráfico da figura 5.10, função do diâmetro do tubo cravado e do comprimento L ;

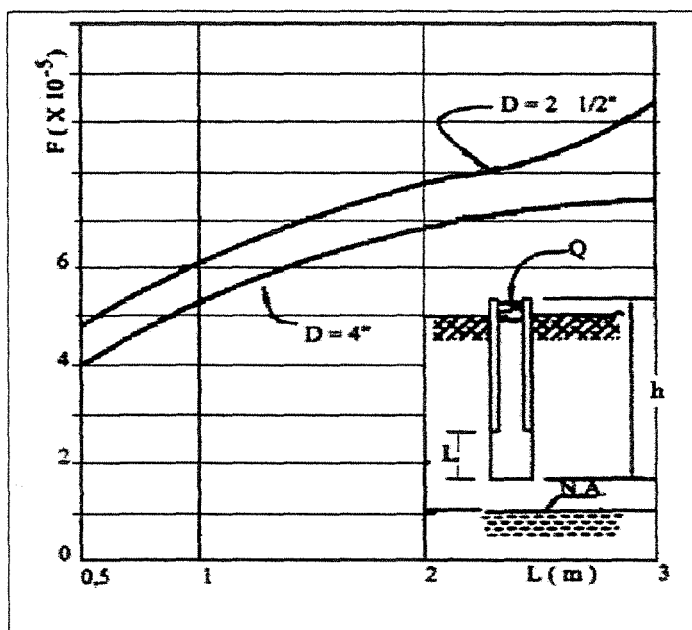


Figura 5.10 – Valores de F para ensaios de infiltração Fonte: Urbano Rodrigues Alonso, página 25.

- Q é a vazão expressa em litros/minuto.
- p é a pressão, em Kgf/cm^2 , da coluna d'água dentro do tubo.

O coeficiente de permeabilidade k também foi estimado em função dos dados obtidos no campo, quadro A-1 no anexo, com base nas equações (5.2) e (5.3):

$$h_2^2 - h_1^2 = \frac{Q}{k\pi} \ln \frac{r_1}{r_2} \quad (5.2)$$

isolando o valor de k , tem-se :

$$k \cong \frac{Q}{\pi} \frac{(Lnr_1 - Lnr_2)}{(h_2^2 - h_1^2)} \quad (5.3)$$

Verifica-se por meio da equação (5.3) que para cada par de valores de leituras das alturas dos níveis de água nos piezômetros é fornecido um valor da permeabilidade pela equação (5.4). Em um sistema de coordenadas semi-logarítmico em que as ordenadas são as alturas piezométricas e as abscissas, os raios, esse sistema gera gráficos lineares para fluxo gravitacional e artesiano, em que os coeficientes angulares das retas são aplicados nas equações (5.4) e (5.6), sendo essas equações:

$$K = \frac{Q}{\pi} \frac{1}{tg\alpha} \quad (5.4)$$

em que:

$$tg\alpha = \frac{\Delta h^2}{\Delta \ln r} \quad (5.5)$$

$$k = \frac{Q}{2\pi D} \frac{1}{tg\alpha} \quad (5.6)$$

em que:

$$tg\alpha = \frac{\Delta h}{\Delta Lnr} \quad (5.7)$$

5.7 Análise de parâmetros

O raio de influência depende dos parâmetros do aquífero, do processo de exploração, da vazão e do tempo de exploração; de posse desses valores, obtém-se as curvas representativas do tronco do cone de depressão para cada instante.

Na análise e ajustes de várias curvas e regressões não-lineares (Figuras A-4 à A-69 e A-73 à A-108 no anexo) chega-se à conclusão de que, dentre essas, destacam-se as equações do terceiro e segundo grau, além da exponencial; no entanto, em função do coeficiente angular da equação do segundo grau, optou-se pela sua inversão, justificado pelo seu decréscimo. Aliado às condições de contorno e de um ajuste para cada modelo, as equações matemáticas desta forma são descritas nos modelos propostos a seguir.

5.8 Modelos propostos

5.8.1 Inversa da curva do 2º grau.

Dada uma equação do segundo grau com o gráfico simétrico ao eixo das ordenadas, conforme figura 5.11, tem-se:

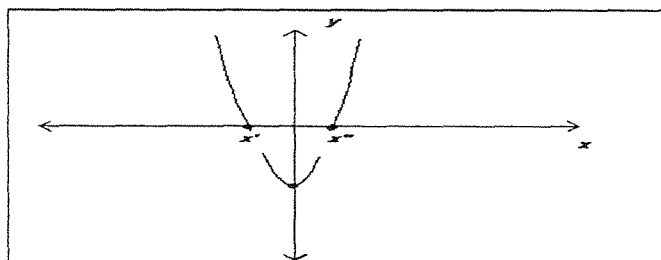


Figura 5.11 – Equação do segundo grau representada pela simetria do então chamado cone de impressão resultado da injeção de água em um aquífero.

$$y = a(x - x')(x - x'') \quad (5.8)$$

em que x' e x'' representam a altura do nível da água no poço de exploração :

$$y = a(x - h_w)(x + h_w) \quad (5.9)$$

$$y = a(x^2 - h_w^2) \quad (5.10)$$

$$y = ax^2 - ah_w^2 \quad (5.11)$$

calculando a inversa, conforme figura 5.12.

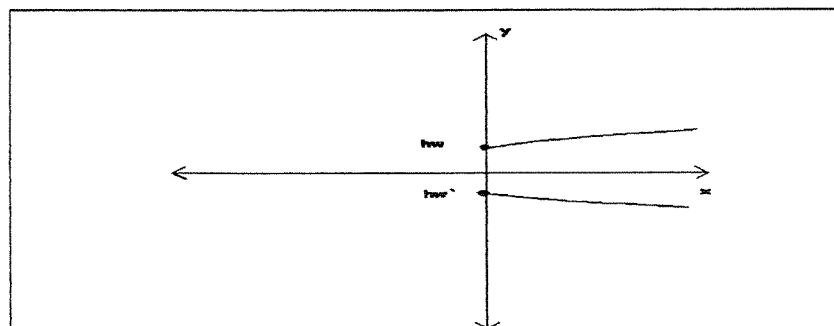


Figura 5.12 – Inversa do segundo grau

$$x = ay^2 - ah_w^2 \quad (5.12)$$

Isolando o valor de y , tem-se :

$$y = \sqrt{\frac{x + ah_w^2}{a}} \quad (5.13)$$

Analisando em função da curva representativa do rebaixamento, para as seguintes condições de contorno, tem-se:

Condição de contorno 1: se $x = 0$, temos correspondente $y = h_w$, substituindo em (5.13), temos :

$$y = \sqrt{\frac{ah_w^2}{a}}, \text{ logo } y = h_w$$

Condição de contorno 2: se $x=R$, temos $y=H$

$$H^2 = \left(\frac{R + ah_w^2}{a} \right)^2 \quad (5.14)$$

$$H^2 = \frac{R + ah_w^2}{a} \quad (5.15)$$

Isolando o valor de a, chega-se:

$$aH^2 = R + ah_w^2$$

$$aH^2 - ah_w^2 = R$$

$$a(H^2 - h_w^2) = R,$$

$$\text{logo } a = \frac{R}{(H^2 - h_w^2)} \quad (5.16)$$

substituindo em (5.13) o valor obtido em (5.16), tem-se:

$$y = \sqrt{\frac{x + \frac{R}{H^2 - h_w^2} - h_w^2}{\frac{R}{H^2 - h_w^2}}} = \sqrt{\frac{xH^2 - xh_w^2 + Rh_w^2}{R}} = \sqrt{\frac{x(H^2 - h_w^2) + Rh_w^2}{R}} \quad (5.17)$$

Devido às perdas friccionais na entrada do filtro e no próprio poço, a fórmula (5.17) foi acrescida por um coeficiente de aproximação y_1 .

Logo:

$$y = \sqrt{\frac{x(H^2 - h_w^2) + Rh_w^2}{R}} + y_1 \quad (5.18)$$

sendo y_1 determinado por processos de aproximação:

$$y_1 = \frac{(H - h_w) \left[1 - \left(\frac{h_w}{H} \right)^{2,2} \right]}{\left(1 + 5 \frac{r_w}{H} \right) \left[1 + 0,02Ln \left(\frac{r}{r_w} \right) \right]} \quad (5.19)$$

conclui-se que para qualquer valor de r , é possível calcular o valor da altura de rebaixamento por meio de uma aproximação da equação:

$$y = \sqrt{\frac{x(H^2 - h_w^2)}{R} + h_w^2} + \frac{(H - h_w) \left[1 - \left(\frac{h_w}{H} \right)^{2,2} \right]}{\left(1 + 5 \frac{r_w}{H} \right) \left[1 + 0,02 L n \left(\frac{x}{r_w} \right) \right]} \quad (5.20)$$

5.8.2 Modelação de uma curva do 3º grau.

Considerando uma equação do terceiro grau completa $y = ax^3 + bx^2 + cx + d$ (5.21)

e impondo as condições de passagem nos pontos, para as seguintes condições de contorno:

Condição de contorno 1: para $x=0$, temos $y = h_w$, substituindo em (5.21), tem-se:

$$y = a(0)^3 + b(0)^2 + c(0) + d \text{ logo } d = h_w \quad (5.22)$$

Condição de contorno 2: fazendo $x = r_1$ implica em $y = h_1$, substituindo em (5.21) acrescido do valor de d , tem-se :

$$h_1 = a(r_1)^3 + b(r_1)^2 + c(r_1) + h_w, \text{ trabalhando a equação, tem-se:}$$

$$a(r_1)^3 + b(r_1)^2 + c(r_1) = h_1 - h_w \quad (5.23)$$

Condição de contorno 3: fazendo $x = R$, obtém-se $y = H$, substituindo em (5.21) acrescido do valor de d , tem-se:

$$H = a(R)^3 + b(R)^2 + c(R) + h_w, \text{ trabalhando a equação, tem-se:}$$

$$a(R)^3 + b(R)^2 + c(R) = H - h_w \quad (5.24)$$

Condição de contorno 4: fazendo $x = R_1$ para qualquer $R_1 > R$ com a curva estabilizada, tem-se o valor de $y = H$, substituindo em (5.21) acrescido do valor de d , obtém-se:

$$H = a(R_1)^3 + b(R_1)^2 + c(R_1) + h_w, \text{ trabalhando a equação, chega-se a:}$$

$$a(R_1)^3 + b(R_1)^2 + c(R_1) = H - h_w \quad (5.25)$$

Com essas quatro condições de contorno, pode-se montar um sistema linear como apresentado a seguir:

$$\begin{cases} a(r_1)^3 + b(r_1)^2 + c(r_1) = h_1 - h_w \\ a(R)^3 + b(R)^2 + c(R) = H - h_w \\ a(R_1)^3 + b(R_1)^2 + c(R_1) = H - h_w \end{cases}$$

Sendo que a condição de contorno 1, o valor de $d = h_w$

Resolvendo o sistema e substituindo os valores de a, b, c e d , obtém-se:

$$\begin{aligned}
y = & \frac{(h_1 - h_w)(R_1.R^2 - R.R_1^2) + (H - h_w)[R.r_1^2 - r_1.R^2 + R_1^2.r_1 - R_1.r_1^2]}{R_1.R.r_1[R.r_1^2 + R_1^2.r_1 + R_1.R^2 - R.R_1^2 - R_1.r_1^2 - R^2.r_1]} x^3 + \\
& + \frac{(h_1 - h_w)(R.R_1^3 - R_1.R^3) + (H - h_w)[r_1^3.R_1 + R^3.r_1 - R_1^3.r_1 - R.r_1^3]}{R_1.R.r_1[R.r_1^2 + R_1^2.r_1 + R_1.R^2 - R.R_1^2 - R_1.r_1^2 - R^2.r_1]} x^2 + \\
& + \frac{(h_1 - h_w)(R_1^2.R^3 - R^2.R_1^3) + (H - h_w)[r_1^3.R^2 + R_1^3.r_1^2 - R_1^2.r_1^3 - r_1^2.R^3]}{R_1.R.r_1[R.r_1^2 + R_1^2.r_1 + R_1.R^2 - R.R_1^2 - R_1.r_1^2 - R^2.r_1]} x + hw + y_1 \quad (5.26)
\end{aligned}$$

Devido às perdas friccionais na entrada do filtro e no próprio poço, a fórmula (5.26) foi acrescida de um coeficiente de aproximação y_1 , determinado por processos de aproximação:

$$y_1 = \frac{(H - h_w) \left[1 - \left(\frac{h_w}{H} \right)^{2,4} \right]}{\left(1 + 5 \frac{r_w}{H} \right) \left[1 + 0,02 \ln \left(\frac{r}{r_w} \right) \right]} \quad (5.27)$$

Finalizando, chega-se a:

$$\begin{aligned}
y = & \frac{(h_1 - h_w)(R_1.R^2 - R.R_1^2) + (H - h_w)[R.r_1^2 - r_1.R^2 + R_1^2.r_1 - R_1.r_1^2]}{R_1.R.r_1[R.r_1^2 + R_1^2.r_1 + R_1.R^2 - R.R_1^2 - R_1.r_1^2 - R^2.r_1]} x^3 + \\
& + \frac{(h_1 - h_w)(R.R_1^3 - R_1.R^3) + (H - h_w)[r_1^3.R_1 + R^3.r_1 - R_1^3.r_1 - R.r_1^3]}{R_1.R.r_1[R.r_1^2 + R_1^2.r_1 + R_1.R^2 - R.R_1^2 - R_1.r_1^2 - R^2.r_1]} x^2 + \\
& + \frac{(h_1 - h_w)(R_1^2.R^3 - R^2.R_1^3) + (H - h_w)[r_1^3.R^2 + R_1^3.r_1^2 - R_1^2.r_1^3 - r_1^2.R^3]}{R_1.R.r_1[R.r_1^2 + R_1^2.r_1 + R_1.R^2 - R.R_1^2 - R_1.r_1^2 - R^2.r_1]} + \\
& + hw + \frac{(H - h_w) \left[1 - \left(\frac{h_w}{H} \right)^{2,4} \right]}{\left(1 + 5 \frac{r_w}{H} \right) \left[1 + 0,02 \ln \left(\frac{r}{r_w} \right) \right]} \quad (5.28)
\end{aligned}$$

5.8.3 Modelação de uma curva exponencial.

Impondo uma fórmula geral exponencial, obtém-se:

$$y = A.e^{(Cx+D)} = A.e^{Cx}.e^D \quad (5.29)$$

Quando $x = 0$, tem-se $y = h_w$, logo $h_w = A.e^D$, quando $x = R$, tem-se $y = H$, substituindo em (5.29), conclui-se que :

$$H = A.e^D.e^{Cx} = h_w.e^{Cx} \quad (5.30)$$

$$\frac{H}{h_w} = e^{CR}, \text{ logo}$$

$$\ln H - \ln h_w = CR \quad (5.31)$$

Isolando o valor de C, obtém-se :

$$C = \frac{\ln H - \ln h_w}{R}, \text{ substituindo em (5.29), chega-se a :}$$

$$y = h_w.e^{\frac{\ln H - \ln h_w}{R}.x} \quad (5.32)$$

Devido às perdas friccionais na entrada do filtro e no próprio poço, a fórmula foi acrescida de um coeficiente de aproximação y_1 , determinado por processos de aproximação:

$$y_1 = \frac{(H - h_w) \left[1 - \left(\frac{h_w}{H} \right)^{2,4} \right]}{\left(1 + 5 \frac{r_w}{H} \right) \left[1 + 0,02 \text{Ln} \left(\frac{r}{r_w} \right) \right]}$$

Acrescentando na fórmula o valor y_1 , chega-se a:

$$y = h_w \cdot e^{\frac{\text{Ln}H - \text{Ln}h_w}{R} \cdot x} + \frac{(H - h_w) \left[1 - \left(\frac{h_w}{H} \right)^{2,4} \right]}{\left(1 + 5 \frac{r_w}{H} \right) \left[1 + 0,02 \text{Ln} \left(\frac{r}{r_w} \right) \right]} \quad (5.33)$$

Capítulo 6

6 Resultados e discussões

6.1 Investigação geotécnica.

Um estudo preliminar foi realizado para a verificação da influência de possíveis poços existentes e explorados na região, constatando a sua inexistência. O local escolhido apresenta pouco desnível, conforme o croqui da figura 6.1.

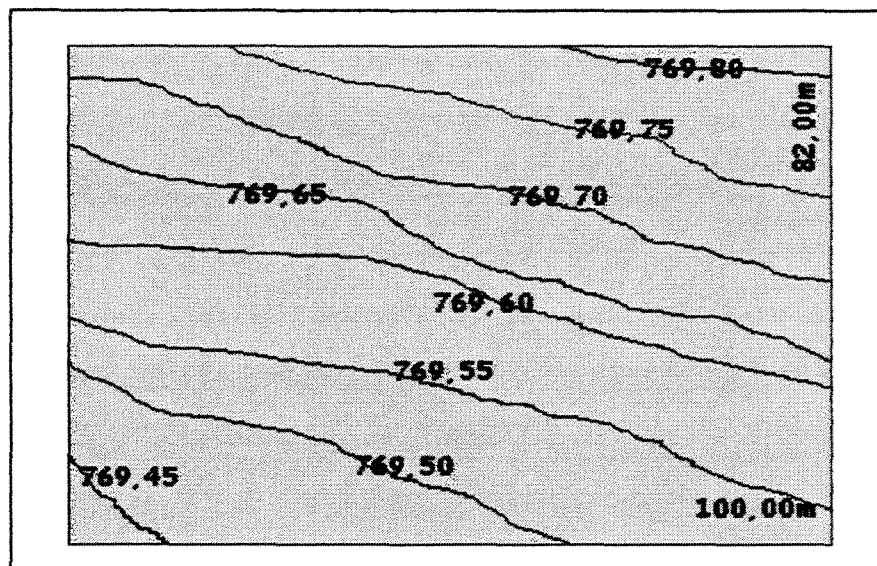


Figura 6.1 - Dimensões, localização e curva de nível do lote.

Além da não influência de poços vizinhos, foi verificado uma média do nível d'água, constatando que neste local poderia ser realizado o teste de rebaixamento do lençol freático, pois a média encontrada ficou em torno de 5,77 m a partir da camada impermeável, segundo o quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Medidas dos níveis d'água no instante inicial.

Piezômetro número	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Distância ao Poço Central	8,0	20,0	38,0	50,0	10,0	21,0	36,0	50,0	6,0	17,0	30,0	50,0
Leitura do nível d'água a partir da camada impermeável.	5,73	5,74	5,87	5,99	5,73	5,74	5,74	5,75	5,72	5,73	5,74	5,75
Altura Média	5,77 m											

Uma campanha de investigação do solo foi realizada, constituída por sondagens a trado e a jato hidráulico que forneceram o perfil geotécnico da área, tendo como resultado: um aquífero freático ou livre, acima de uma camada de argila siltosa pouco arenosa, constituído por uma areia fina e média com um nível médio de 9,25 metros da cota superior do terreno; constatou-se também a existência de um aquífero artesianos, abaixo da camada de argila siltosa a 12,30 metros de profundidade com uma camada impermeável na cota 18,40 metros, com constituição bem próxima à do primeiro.

Para o estudo do rebaixamento e aproveitamento do perfil geotécnico foi programado a disposição dos furos, com a intenção de um possível estudo tri-dimensional do rebaixamento, conforme a figura 5.3, fornecendo o perfil geotécnico na figura 6.2, seguindo o ramo 01 e 03.

No rebaixamento no poço central, foi instalado uma bomba de recalque vertical, submersa com capacidade de extração superior à vazão do poço e doze poços testemunhos onde foram instalados piezômetros.

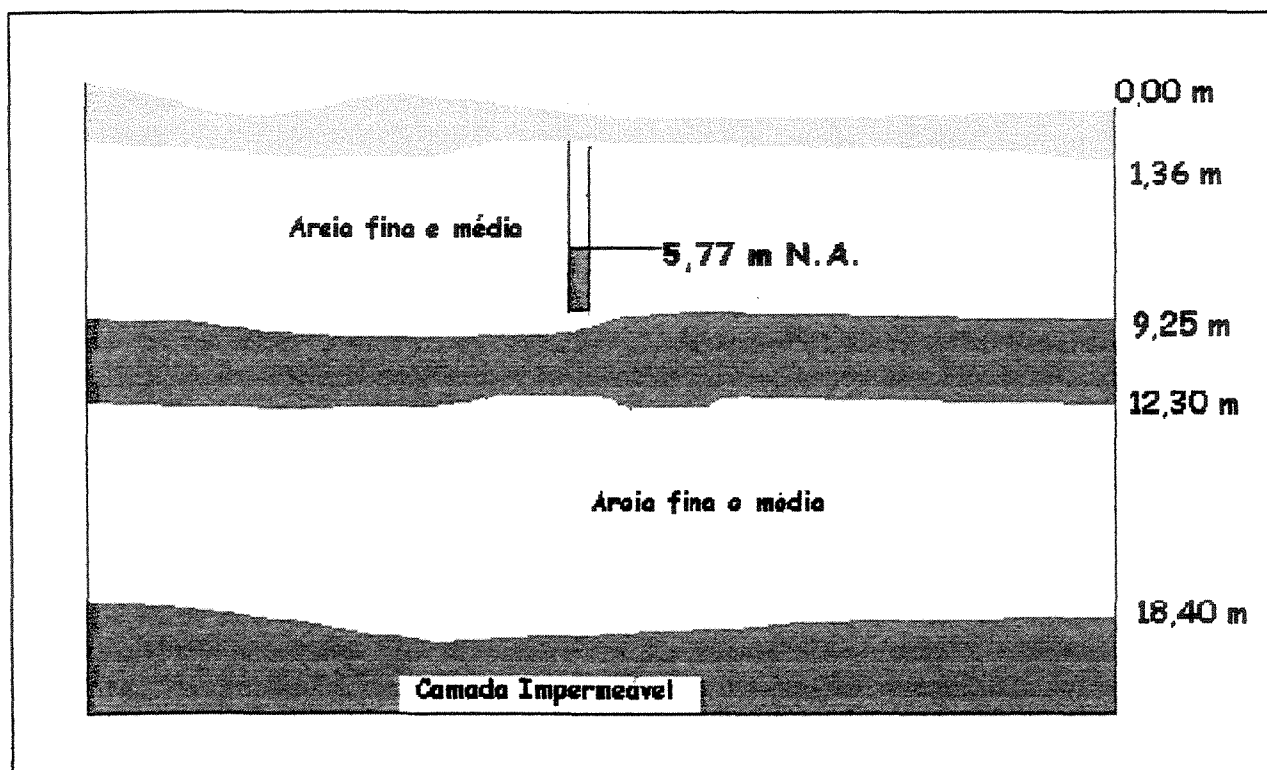


Figura 6.2 - Perfil geotécnico

6.2 Ensaio de Bombeamento

Para obter um estudo mais detalhado, realizou-se o rebaixamento por dois blocos de vazões, sendo que o primeiro ficou dentro de um intervalo de [2,43 ; 5,13] m³/h e o segundo bloco, entre [11,60 ; 14,29] m³/h em que a média do primeiro bloco é menor que a do segundo bloco, ou seja, Q_{w_1} e $Q_{w_2} > Q_{w_1}$, conforme os quadros A-1 e A-2 no anexo, que forneceram as alturas piezométricas de hora em hora, de cada poço resultante dos bombeamentos realizados nos dias 06, 09 e 12 de julho de 2001.

6.2.1 Estabilização do nível piezométrico

O gráficos apresentados pelas figuras A-1, A-2, A-3, A-71, A-72 e A-73, no anexo mostram a estabilização do nível nos piezômetros, sendo que para o primeiro bloco de vazões, aconteceu em um intervalo de tempo de aproximadamente 10 horas e para o segundo bloco, observou-se uma estabilização mais rápida, em torno de 3 horas, após o início do bombeamento.

6.2.2 Vazões versus tempo

A figura 6.3 apresenta nitidamente a concentração dos resultados em dois blocos distintos (1 e 2). Observa-se que para o primeiro bloco, as vazões são mais baixas, enquanto que no segundo, as vazões são notadamente maiores:

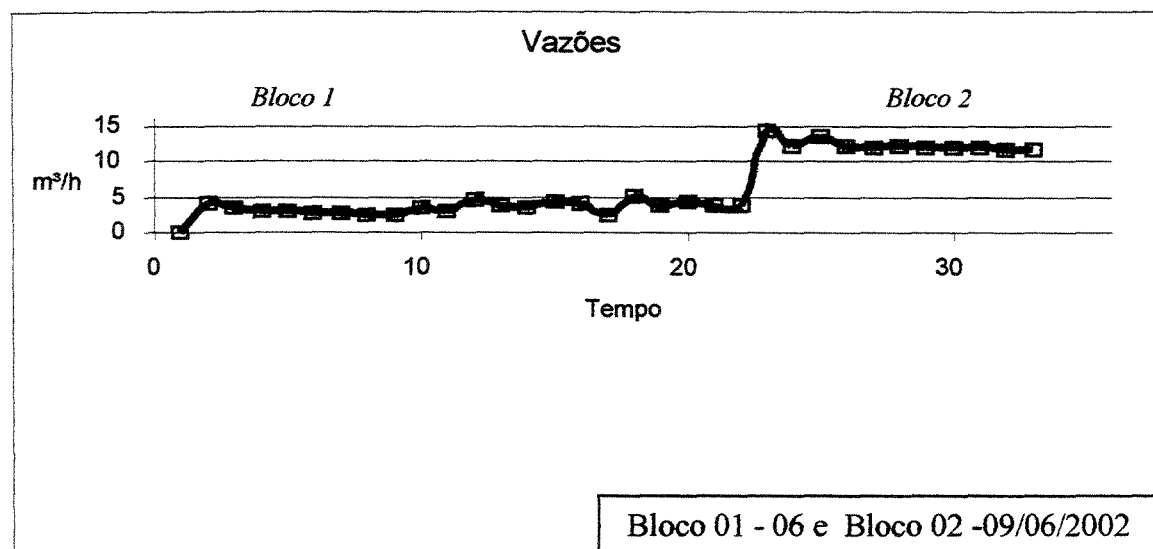


Figura 6.3 - Vazões versus tempo

6.3 Ensaios de permeabilidade

6.3.1 Permeabilidade das amostras indeformáveis

Os dados apresentados no quadro 6.2 foram retirados das amostras indeformáveis e dos padrões do permeâmetro de carga constante, conforme figura 5.9:

Quadro 6.2 – Leituras de três experimentos de permeabilidade.

Amostra	Tempo	Padrões do Equipamento			Vw
	(seg.)	A (cm ²)	L (cm)	ΔH (cm)	(cm ³)
01	60	900	30,0	50,0	1861
02	120	900	30,0	50,0	3725
03	60	900	30,0	50,0	1792

Aplicando a lei de Darcy e considerando a expressão:

$$Q = \frac{V_w}{t} \quad (6.1)$$

pode-se escrever:

$$\frac{V_w}{t} = k \cdot \frac{\Delta H}{L} \cdot A \quad \text{ou} \quad k = \frac{V_w \cdot L}{A \cdot \Delta H \cdot t} \quad (6.2)$$

em que V_w é o volume de água no reservatório após um determinado intervalo de tempo, ΔH a variação de pressão e L a altura da amostra, aplicando a fórmula (6.2), obtêm-se as permeabilidades:

$$k_1 = 2,067 \times 10^{-2} \text{ cm/s} , k_2 = 2,069 \times 10^{-2} \text{ cm/s} \text{ e } k_3 = 1,991 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

Estudo estatístico : Número de dados : 3

Média : $2,042 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$

Desvio Padrão : 0,00331

6.3.2 Permeabilidade “in loco”

Quadro 6.3 – Valores obtidos no campo de volume de água em um intervalo de 11 minutos.

Valores obtidos para o cálculo da permeabilidade “in loco”												
Hora	14:05	14:06	14:07	14:08	14:09	14:10	14:11	14:12	14:13	14:14	14:15	Total
Tempo(min)'	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	11,00
Volume (l)	42,20	42,90	42,80	42,50	41,90	41,50	40,80	40,50	39,30	38,50	38,20	451,10

- p é a pressão, em Kgf/cm^2 , da coluna d'água dentro do tubo. Correspondente ao valor de h indicado na figura 5.10, em metros dividido por 10.

Em função do diâmetro do tubo cravado e de L , obtêm-se F (Figura 5.10):

$$F = 4,0 \times 10^{-5}$$

Em função de L (escavação após a ponta do tubo), da altura do tubo até o nível do terreno h e de x que é a diferença entre o nível do terreno e a borda superior do tubo, calcula-se p:

$$p = \left(\frac{L + h + x}{10} \right) = \frac{1,65}{10} = 0,165 \text{ Kgf/cm}^2, \quad L = 0,50 \text{ m}, \quad h = 1,00 \text{ m}, \quad x = 0,15 \text{ m}$$

Com esses valores obtidos, aplicando a fórmula 6.1, chega-se à vazão:

$$Q = \frac{451,10}{11} = 41,009 \text{ l/min}$$

Aplicando a fórmula (5.1), obtém-se a permeabilidade “in loco”:

$$k = 4,0 \times 10^{-5} \cdot \frac{41,009}{0,50 \cdot 0,165} = 1,988 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$$

Utilizando-se os valores das vazões estabilizadas apresentadas no quadro A-1 no anexo, pode-se calcular a média das quatro últimas leituras:

$$Q_{w_1} = \frac{3,79 + 4,43 + 3,79 + 3,78}{4.3600} = 1,097 \cdot 10^{-3} \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

O quadro 6.4 foi montado para calcular a altura média das quatro últimas leituras do nível d'água nos poços testemunhos, sua altura média elevada ao quadrado e o logaritmo neperiano da distância dos poços testemunhos ao poço central.

Quadro 6.4 – Cálculo da altura média , da altura média ao quadrado e o neperiano da distância do poço testemunho ao poço central.

Piezômetro	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Dist. r ao poço	8	20	38	50	10	21	36	50	6	17	30	50
05:30	5,40	5,51	5,85	5,87	5,40	5,49	5,53	5,55	5,39	5,46	5,54	5,57
06:30	5,38	5,50	5,84	5,87	5,39	5,48	5,52	5,54	5,38	5,45	5,54	5,51
07:30	5,39	5,48	5,84	5,86	5,38	5,47	5,52	5,53	5,38	5,44	5,54	5,51
08:30	5,37	5,46	5,84	5,86	5,37	5,47	5,51	5,52	5,38	5,43	5,53	5,50
Somatório	21,57	21,97	23,39	23,48	21,57	21,93	22,09	22,17	21,55	21,79	22,16	22,11
h (média)	5,39	5,49	5,85	5,87	5,39	5,48	5,52	5,54	5,39	5,45	5,54	5,53
H²	29,08	30,18	34,20	34,45	29,07	30,06	30,50	30,71	29,01	29,68	30,69	30,56
Ln r	2,08	3,00	3,64	3,91	2,30	3,04	3,58	3,91	1,79	2,83	3,40	3,91

Usando os valores obtidos no quadro 6.4, constrói-se o gráfico onde o eixo das abscissas é o $\ln (r)$ e nas ordenadas h^2 , obtém-se:

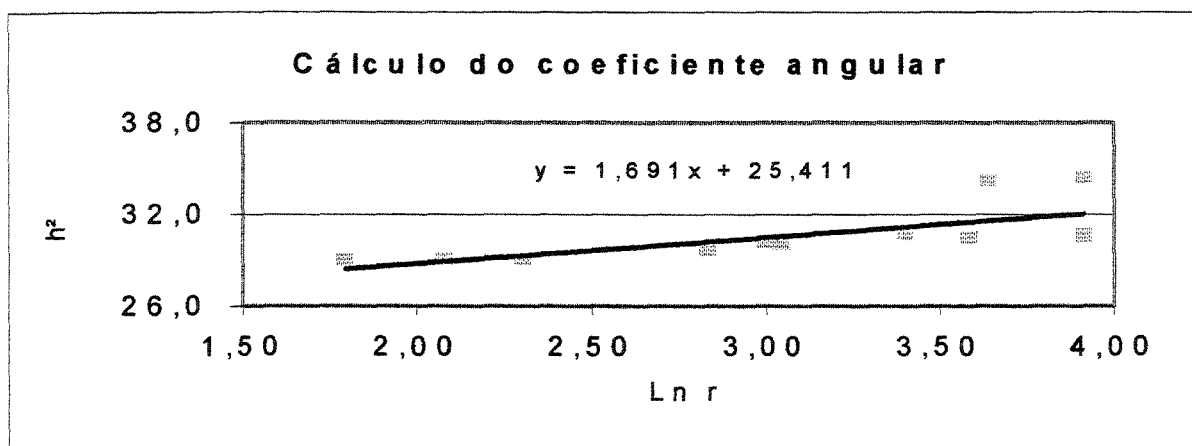


Figura 6.4 – Gráfico para o cálculo do coeficiente angular.

Através da regressão linear, podemos calcular o incremento entre a razão da variação de Δh^2 e de ΔLnr , por meio da equação da reta $y = 1,691x + 25,411$, obtendo-se o coeficiente angular de valor 1,691.

Aplicando este valor na equação (5.4), tem-se:

$$k_1 = \frac{1,097 \cdot 10^{-3}}{\pi} \frac{1}{1,691} = 2,068 \times 10^{-4} \text{ m/s} = 2,068 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

De maneira semelhante, podemos aplicar as equações (5.6) e (5.7), usando os valores do quadro 6.4, obtendo-se o valor da permeabilidade:

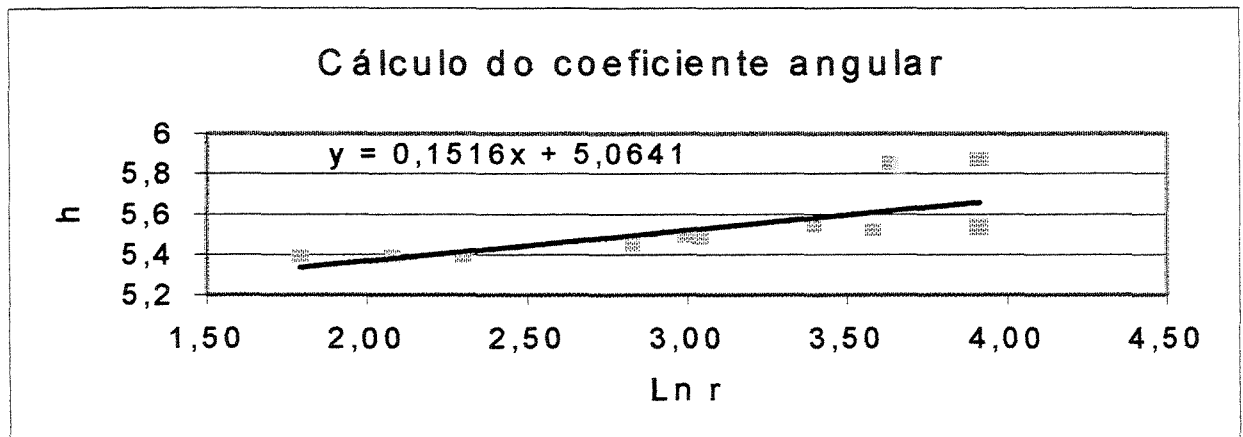


Figura 6.5 – Gráfico para o cálculo do coeficiente angular.

Através da regressão linear, podemos calcular o coeficiente angular que é o incremento entre a razão da variação de Δh e de ΔLnr dada pela equação $y = 0,1516x + 5,0641$, obtendo-se o valor de 0,1516.

Aplicando este valor na equação (5.6), tem-se:

$$k_1 = \frac{1,097 \cdot 10^{-3}}{2\pi(8,100 - 2,377) 0,1516} = 2,015 \times 10^{-4} \frac{m}{s} = 2,015 \times 10^{-2} \frac{cm}{s}$$

De maneira idêntica, foram utilizados os valores das vazões estabilizadas apresentadas no quadro A-2 no anexo, com o objetivo de calcular a média das quatro últimas leituras:

$$Q_{w_2} = \frac{12,062 + 11,822 + 11,698 + 11,609}{4.3600} = 3,276 \times 10^{-3} \frac{m^3}{s}$$

O quadro 6.5 foi montado para calcular a altura média das quatro últimas leituras no nível d'água nos poços testemunhos, sua altura média elevada ao quadrado e o logaritmo neperiano da distância dos poços testemunhos ao poço central.

Quadro 6.5 – Cálculo da altura média, da altura média ao quadrado e o neperiano da distância do poço testemunho ao poço central.

Piezômetro	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Dist. r ao poço	8	20	38	50	10	21	36	50	6	17	30	50
19:30	4,79	5,14	5,92	5,93	4,83	5,16	5,31	5,38	4,84	5,02	5,56	5,60
20:30	4,78	5,13	5,92	5,92	4,82	5,15	5,30	5,31	4,82	5,01	5,55	5,55
21:30	4,78	5,13	5,92	5,92	4,82	5,15	5,30	5,31	4,81	5,01	5,54	5,55
22:30	4,78	5,13	5,92	5,92	4,81	5,14	5,30	5,30	4,81	4,99	5,53	5,54
Somatório	19,15	20,55	23,69	23,71	19,31	20,61	21,23	21,31	19,29	20,05	22,20	22,26
h (média)	4,79	5,14	5,92	5,93	4,83	5,15	5,31	5,33	4,82	5,01	5,55	5,57
H ²	22,91	26,40	35,07	35,13	23,30	26,55	28,16	28,39	23,27	25,13	30,79	30,97
Ln r	2,08	3,00	3,64	3,91	2,30	3,04	3,58	3,91	1,79	2,83	3,40	3,91

Usando os valores obtidos no quadro 6.5, constrói-se o gráfico onde o eixo das abscissas é o $\ln(r)$ e nas ordenadas h^2 , obtém-se:

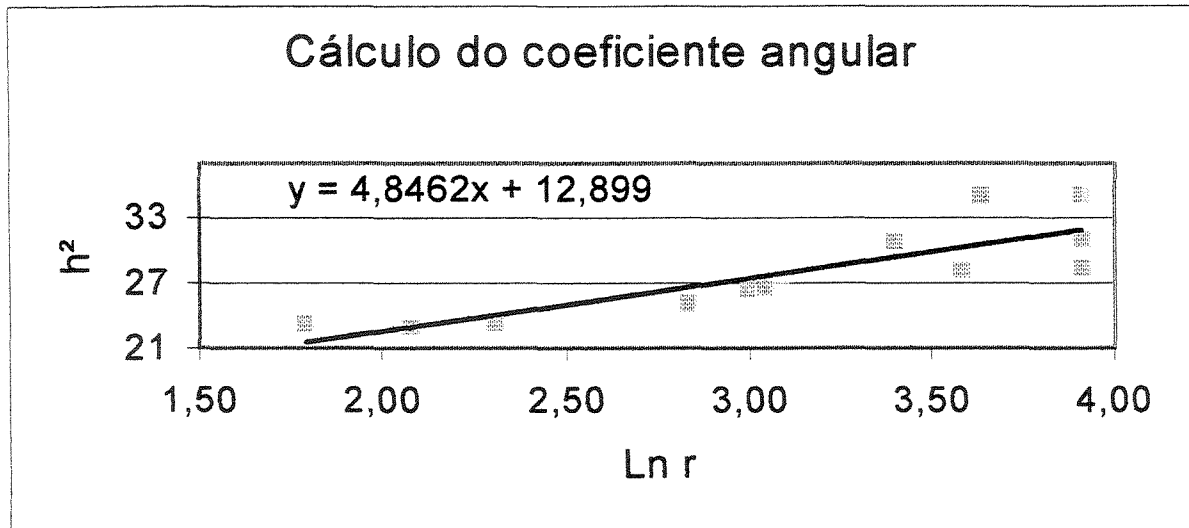


Figura 6.6 – Gráfico para o cálculo do coeficiente angular.

Idêntico ao processo anterior, pode-se calcular a permeabilidade usando as fórmulas (5.4) e (5.5):

$$k = \frac{Q}{\pi} \frac{1}{\tan \alpha} \quad \text{e} \quad \tan \alpha = \frac{\Delta h^2}{\Delta \ln r}, \text{ através do gráfico}$$

O coeficiente angular da reta $y = 4,8462x + 12,899$ representa a tangente do ângulo, apresentando o valor de 4,8462, obtendo-se assim a permeabilidade:

$$k_1 = \frac{3,276 \cdot 10^{-3}}{\pi} \frac{1}{4,8463} = 2,152 \times 10^{-4} \text{ m/s} = 2,152 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

Aplicando as equações (5.6) e (5.7), pode-se calcular a permeabilidade, usando o valor do coeficiente angular da reta da figura (6.7):

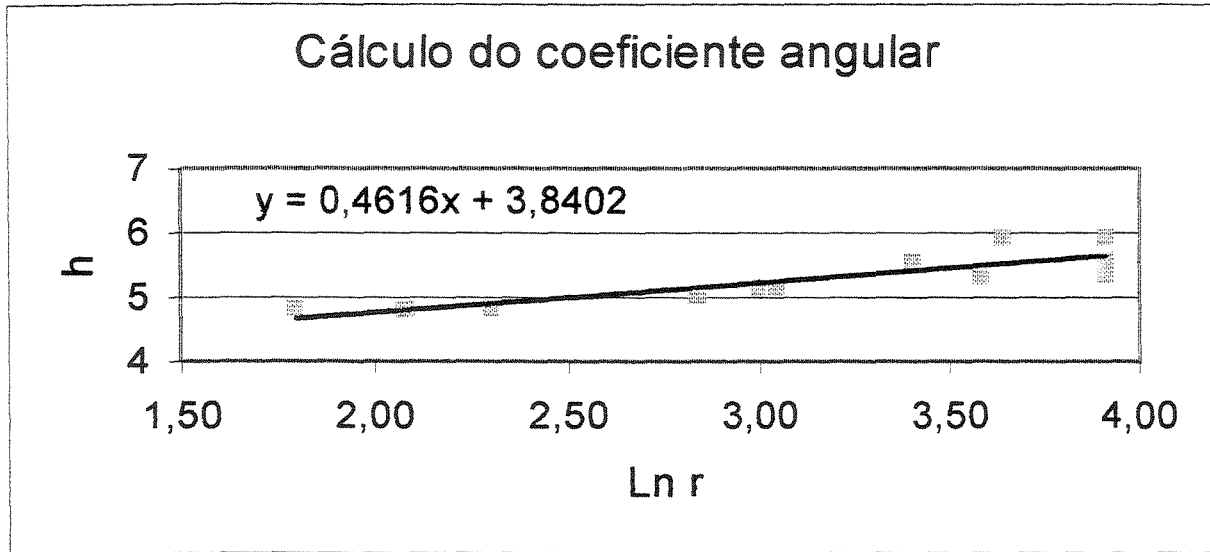


Figura 6.7 – Gráfico para o cálculo do coeficiente angular.

O coeficiente angular da reta $y = 0,4616x + 3,8402$, representa a tangente do ângulo, apresentando um valor de 0,4616, aplicado na equação (5.6), obtendo-se assim o valor da permeabilidade:

$$k_1 = \frac{3,277 \cdot 10^{-3}}{2\pi(8,100 - 2,377)} \frac{1}{0,4615} = 1,98 \times 10^{-4} \text{ m/s} = 1,98 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

6.4 Ensaio de porosidade

O ensaio realizado possibilitou a determinação da porosidade do solo da seguinte maneira:

De uma quantidade de solo de 56,20 Kg e volume respectivo de 20 l, extrai-se uma pequena amostra com peso úmido de 80 g, que levado à estufa e retirada a umidade, segundo a ABNT, obtém-se um peso seco de 64,2 g.

Calcula-se o peso específico (γ) por meio da razão entre a quantidade de solo retirada e seu volume, ou seja $\frac{56200}{20000} = 2,81 \frac{g}{cm^3}$.

A umidade do solo é obtida pela diferença entre o peso úmido e o peso seco, dividida pelo peso seco da amostra; obtendo-se:

$$h\% = \frac{80 - 64,2}{64,2} \cdot 100 = 24,61\%$$

Com o valor da umidade, pode-se calcular os seguintes elementos:

- Peso seco: $P_s = \frac{56,2}{1 + 0,2461} = 45,10Kg$
- Peso d'água: $P_a = 56,20 - 45,10 = 11,10kg$
- Volume da parte sólida: $V_s = \frac{45100}{2,81} = 16049,82cm^3$
- Volume de vazios: $V_v = 20.000 - 16049,82 = 3950,18cm^3$
- Índice de vazios: $\varepsilon = \frac{3950,18}{16049,82} = 0,246$ (adimensional)
- Porosidade: $n = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} = \frac{0,246}{1 + 0,246} = 0,2$ (adimensional)

6.5 Modelos propostos

6.5.1 Inversa da curva do 2º grau.

Para qualquer valor de r , é possível calcular o valor da altura de rebaixamento por meio de uma aproximação da equação inversa do 2º grau:

$$y = \sqrt{\frac{x(H^2 - h_w^2)}{R} + h_w^2} + \frac{(H - h_w) \left[1 - \left(\frac{h_w}{H} \right)^{2,2} \right]}{\left(1 + 5 \frac{r_w}{H} \right) \left[1 + 0,02 \text{Ln} \left(\frac{x}{r_w} \right) \right]} \quad (5.20)$$

6.5.2 Modelação de uma curva do 3º grau.

Para qualquer valor de r , é possível calcular o valor da altura de rebaixamento por meio de uma aproximação da equação do 3º grau:

$$y = \frac{(h_1 - h_w)(R_1.R^2 - R.R_1^2) + (H - h_w)[R.r_1^2 - r_1.R^2 + R_1^2.r_1 - R_1.r_1^2]}{R_1.R.r_1[R.r_1^2 + R_1^2.r_1 + R_1.R^2 - R.R_1^2 - R_1.r_1^2 - R^2.r_1]} x^3 +$$

$$+ \frac{(h_1 - h_w)(R.R_1^3 - R_1.R^3) + (H - h_w)[r_1^3.R_1 + R^3.r_1 - R_1^3.r_1 - R.r_1^3]}{R_1.R.r_1[R.r_1^2 + R_1^2.r_1 + R_1.R^2 - R.R_1^2 - R_1.r_1^2 - R^2.r_1]} x^2 +$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{(h_1 - h_w)(R_1^2.R^3 - R^2.R_1^3) + (H - h_w)[r_1^3.R^2 + R_1^3.r_1^2 - R_1^2.r_1^3 - r_1^2.R^3]}{R_1.R.r_1[R.r_1^2 + R_1^2.r_1 + R_1.R^2 - R.R_1^2 - R_1.r_1^2 - R^2.r_1]} + \\
& + hw + \frac{(H - h_w) \left[1 - \left(\frac{h_w}{H} \right)^{2,4} \right]}{\left(1 + 5 \frac{r_w}{H} \right) \left[1 + 0,02 \text{Ln} \left(\frac{r}{r_w} \right) \right]} \quad (5.28)
\end{aligned}$$

6.5.3 Modelação de uma curva exponencial.

Para qualquer valor de r , é possível calcular o valor da altura de rebaixamento por meio de uma aproximação da equação exponencial:

$$y = h_w.e^{\frac{\text{Ln}H - \text{Ln}h_w}{R}.x} + \frac{(H - h_w) \left[1 - \left(\frac{h_w}{H} \right)^{2,4} \right]}{\left(1 + 5 \frac{r_w}{H} \right) \left[1 + 0,02 \text{Ln} \left(\frac{r}{r_w} \right) \right]} \quad (5.33)$$

6.6 Validade dos modelos das equações e comparações com as fórmulas de Schultze e Sichardt no ensaio de bombeamento.

Os testes das fórmulas modeladas foram realizados aleatoriamente, independente do sistema de aquífero e de bombeamento estarem no regime transitório ou permanente.

6.6.1 Teste 01

Aleatoriamente, alguns pontos foram testados conforme o quadro (6.6), usando a equação (5.20) da equação inversa do 2º grau, comparado ao quadro A-1, no anexo.

Quadro 6.6 – Comparação entre as leituras de campo e da equação inversa do 2º grau com suas respectivas diferenças.

Dia	Hora	Ramo	Modelo (m)	Campo (m)	Diferença (m)
06/06/02	16:30	1	5,46	5,40	0,06
06/06/02	16:30	1	5,57	5,57	0,00
06/06/02	16:30	1	5,82	5,86	0,04
06/06/02	17:30	1	5,45	5,54	0,09
06/06/02	17:30	1	5,55	5,59	0,04
06/06/02	17:30	1	5,77	5,81	0,04
06/06/02	01:30	1	5,44	5,44	0,00
06/06/02	01:30	1	5,59	5,52	0,07
06/06/02	01:30	1	5,91	5,87	0,04
06/06/02	08:30	1	5,42	5,37	0,05
06/06/02	08:30	1	5,91	5,84	0,07
06/06/02	19:30	2	5,41	5,56	0,15
06/06/02	19:30	2	5,54	5,58	0,04
06/06/02	20:30	2	5,37	5,51	0,14
06/06/02	20:30	2	5,53	5,56	0,03
06/06/02	02:30	2	5,36	5,50	0,14
06/06/02	02:30	2	5,54	5,54	0,00
06/06/02	08:30	2	5,49	5,51	0,02
06/06/02	23:30	3	5,30	5,47	0,17
06/06/02	23:30	3	5,44	5,51	0,07
06/06/02	04:30	3	5,32	5,46	0,14
06/06/02	04:30	3	5,48	5,55	0,07
06/06/02	05:30	3	5,31	5,46	0,15
06/06/02	05:30	3	5,47	5,54	0,07
06/06/02	08:30	3	5,40	5,53	0,13

No ramo 01, após 6 horas do início do bombeamento, obteve-se as seguintes leituras:

Quadro 6.7 – Leitura no campo das alturas piezométricas no ramo 01 às 16:30 do dia 06/06/2002.

	Distância ao poço central (m)	Leitura do nível d'água (m)
Poço Central	0,00	hw = 5,19
Poço Testemunho 01	10,00	5,40
Poço Testemunho 02	18,00	5,57
Poço Testemunho 03	36,00	5,86
Poço Testemunho 04	50,00	5,87

O quadro 6.8 compara as equações moduladas e as fórmulas de Schultze (3.36) e Sichardt (3.37), usando os valores da permeabilidade calculada no item 6.3 e porosidade no item 6.4.

Quadro 6.8 – Cálculo, aplicando os modelos: inversa do 2º grau, do 3º grau, exponencial e as fórmulas de Schultze e Sichardt(raio e rebaixamento).

	Valores calculados (m)				
Leitura no poço	Modelo da inversa do 2º	Modelo da equação do 3º	Modelo exponencial	Schultze	Sichardt
Raio 36,00	36,00	36,00	36,00	10,20	28,70
Rebaixamento 5,86	5,86	5,86	5,80	-	-
Diferença	0,04	0,00	0,06	25,8	7,30

6.6.2 Teste 02

No ramo 01, após 16 horas do início do bombeamento, obteve-se as seguintes leituras:

Quadro 6.9 – Leitura no campo das alturas piezométricas no ramo 01 à 01:30 do dia 06/06/2002.

	Distância ao poço central (m)	Leitura do nível d'água (m)
Poço Central	0,00	hw = 4,98
Poço Testemunho 01	10,00	5,44
Poço Testemunho 02	18,00	5,52
Poço Testemunho 03	36,00	5,86
Poço Testemunho 04	50,00	5,87

O quadro 6.10 compara as equações moduladas e as fórmulas de Schultze (3.36) e Sichardt (3.37), usando os valores da permeabilidade calculada no item 6.3 e porosidade no item 6.4.

Quadro 6.10 – Cálculo, aplicando os modelos: inversa do 2º grau, do 3º grau, exponencial e as fórmulas de Schultze e Sichardt (raio e rebaixamento).

	Valores calculados (m)				
Leitura no poço	Modelo da inversa do 2º	Modelo da equação do 3º	Modelo exponencial	Schultze	Sichardt
Raio 18,00	18,00	18,00	18,00	17,80	22,80
Rebaixamento 5,52	5,59	5,57	5,51	-	-
Diferença	0,07	0,05	0,01	0,20	4,70

6.6.3 Teste 03

No ramo 01, após 22 horas do início do bombeamento, obtivemos as seguintes leituras:

Quadro 6.11– Leitura no campo das alturas piezométricas no ramo 01 às 08:30 do dia 6/06/2002.

	Distância ao poço central (m)	Leitura do nível d'água (m)
Poço Central	0,00	hw= 4,92
Poço Testemunho 01	10,00	5,37
Poço Testemunho 02	18,00	5,46
Poço Testemunho 03	36,00	5,84
Poço Testemunho 04	50,00	5,86

O quadro 6.12 também compara as equações moduladas e as fórmulas de Schultze (3.36) e Sichardt (3.37), usando os valores da permeabilidade calculada no item 6.3 e porosidade no item 6.4.

Quadro 6.12 – Cálculo, aplicando os modelos: inversa do 2º grau, do 3º grau, exponencial e as fórmulas de Schultze e Sichardt (raio e rebaixamento).

Leitura no poço	Valores calculados (m)				
	Modelo da inversa do 2º	Modelo da equação do 3º	Modelo exponencial	Schultze	Sichardt
Raio 36,00	36,00	36,00	36,00	21,40	38,80
Rebaixamento 5,84	5,92	5,86	5,83	-	-
Diferença	0,08	0,02	0,01	14,60	2,80

6.6.4 Teste 04

No ramo 03, após 16 horas do início do bombeamento, obteve-se as seguintes leituras:

Quadro 6.13–Leitura no campo das alturas piezométricas no ramo 03 à 01:30 do dia 06/06/2002.

	Distância ao poço central (m)	Leitura do nível d'água (m)
Poço Central	0,00	hw = 4,98
Poço Testemunho 09	6,00	5,42
Poço Testemunho 10	17,00	5,46
Poço Testemunho 11	30,00	5,56
Poço Testemunho 12	50,00	5,59

O quadro 6.14 também compara as equações moduladas e as fórmulas de Schultze (3.36) e Sichardt (3.37), usando os valores da permeabilidade calculada no item 6.3 e porosidade no item 6.4.

Quadro 6.14 – Cálculo, aplicando os modelos: inversa do 2º grau, do 3º grau, exponencial e as fórmulas de Schultze e Sichardt (raio e rebaixamento).

Leitura no poço	Valores calculados (m)				
	Modelo da inversa do 2º	Modelo da equação do 3º	Modelo exponencial	Schultze	Sichardt
Raio 30,00	30,00	30,00	30,00	17,80	25,00
Rebaixamento 5,57	5,48	5,60	5,48	-	-
Diferença	0,09	0,03	0,09	12,20	5,00

6.6.5 Teste 05

Aleatoriamente, alguns pontos foram testados conforme quadro 6.15, usando a equação (5.33) exponencial, comparado ao quadro A-1, no anexo.

Quadro 6.15 – Comparação entre as leituras de campo e do modelo da equação exponencial com suas respectivas diferenças.

Dia	Hora	Ramo	Modelo (m)	Campo (m)	Diferença (m)
06/06/02	16:30	1	5,45	5,40	0,05
06/06/02	16:30	1	5,56	5,57	0,01
06/06/02	16:30	1	5,80	5,86	0,06
06/06/02	19:30	1	5,44	5,51	0,07
06/06/02	19:30	1	5,55	5,60	0,05
06/06/02	01:30	1	5,37	5,44	0,07
06/06/02	01:30	1	5,51	5,52	0,01
06/06/02	01:30	1	5,83	5,86	0,03
06/06/02	08:30	1	5,34	5,37	0,03
06/06/02	08:30	1	5,48	5,46	0,02
06/06/02	08:30	1	5,82	5,84	0,02
06/06/02	19:30	2	5,30	5,49	0,19
06/06/02	19:30	2	5,39	5,56	0,17
06/06/02	19:30	2	5,52	5,58	0,06
06/06/02	04:30	3	5,15	5,40	0,25
06/06/02	08:30	3	5,63	5,53	0,10
06/06/02	08:30	3	5,56	5,57	0,01

6.6.6 Teste 06

Os pontos com o maior grau de diferença foram testados conforme quadro 6.16, usando o modelo da equação (5.28), do 3º grau e comparado ao quadro A-1, no anexo.

Quadro 6.16 – Comparação entre as leituras de campo e o modelo da equação do 3º grau com suas respectivas diferenças.

Dia	Hora	Ramo	Modelo (m)	Campo (m)	Diferença (m)
06/06/02	19:30	2	5,53	5,49	0,04
06/06/02	19:30	2	5,73	5,56	0,17
06/06/02	04:30	3	5,38	5,40	0,02
06/06/02	23:30	3	5,48	5,47	0,01

Capítulo 7

7 Conclusões e recomendações

7.1 Conclusões

O estudo do rebaixamento do lençol freático se deu por meio de um bombeamento de um poço central com leituras piezométricas em seus poços testemunhos, no campo, procurando uma adequação para formulação da curva do cone de depressão, assim como o cálculo do raio de influência, impondo condições de contorno e estabelecendo parâmetros reais para sua determinação.

A proposta inicial trabalhou com o ajuste destas curvas impondo parâmetros retirados do campo, como os índices físicos do solo e as propriedades físicas do aquífero, no entanto, apenas com leituras piezométricas, conseguiu-se formular equações representativas da curva do cone, satisfazendo todos os cálculos de verificação. As diferenças concebidas foram mínimas, desprezíveis em relação às leituras de campo, o que traz ganho de tempo e praticidade na aplicação e na execução de obras de rebaixamento de lençóis freáticos. Com um mínimo de leituras piezométricas no campo, descritos anteriormente, é possível a determinação da curva do cone de depressão e do raio de influência tanto no regime permanente como no regime transitório, sem a necessidade da determinação dos demais parâmetros do aquífero.

No ajuste da equação do segundo grau, em função da análise do coeficiente angular do cone de depressão, optou-se pela sua inversão, obtendo-se, desta forma, valores mais próximos dos valores de campo. Na equação do 3º grau, obtiveram-se valores com 100% de aproximação em relação aos de campo, mas, fisicamente, ela apresenta em alguns instantes, um erro conceitual em relação à curvatura do cone de depressão que possui coeficiente angular positivo implicando em uma função sempre crescente. A curvatura da equação do 3º grau apresenta pontos de inflexão, e em determinadas situações, pontos de máximo e mínimo fora do ponto inicial e final da curvatura, não justificando fisicamente. Mesmo com essa avaliação física, pode-se usufruir de seus valores. Na exponencial, os valores distanciam-se um pouco dos de campo para raios de grandes valores, no entanto, com sucesso no objetivo deste trabalho.

Os equacionamentos propostos são básicos e podem se adaptar às situações reais, com maior ou menor grau de aprovação, em função das condições teóricas e das hipóteses formuladas, podendo realizar-se interpolações e extrapolações.

Na fórmula usual, Sichardt recomenda o valor de um coeficiente multiplicativo c igual a 0,30 e para linhas de poços ou ponteiras, há recomendações que situam c entre 1,5 e 2,0. Naturalmente essas aproximações são grosseiras e devem servir apenas como orientação inicial, uma vez que as hipóteses que mais se afastam da realidade são as que podem introduzir os maiores erros e que estão relacionadas com a homogeneidade e a isotropia admitidas. Por isso, exige-se uma certa experiência ao tratar do problema. Na fórmula de Schultze, os parâmetros usados são mínimos, obtendo valores um pouco distantes do da fórmula de Sichardt.

7.2 Recomendações

Este trabalho propôs três modelos de equações para a determinação da altura do rebaixamento e do raio de influência para aquíferos freáticos baseados nos dados de apenas um poço.

Recomenda-se em estudos futuros, a aplicação desta metodologia para a verificação de sua aplicabilidade a outros poços.

Anexos

A.1- Conceitos Básicos

Neste capítulo são apresentadas algumas definições básicas. Essas definições e alguns valores das propriedades podem ser encontrados em WALTON [47], FREEZE e CHERRY [26], KRUSEMAN e RIDDER [29], CLEARY [17], TODD [44], THOMAS,H.E. (1952) [43] e ANDES e GALOFRE(1975) [apud 23].

A.1.1 Aquífero, aquíclode, aquítardo e aquífugos

A.1.1.1 Aquífero

É uma formação geológica que permite a circulação e armazenamento da água por seus poros ou fraturas, fornecendo quantidades significativas de água, fazendo com que o homem possa aproveitá-la em quantidades economicamente apreciáveis para satisfazer as suas necessidades (THOMAS [43], ANDES e GALOFRE [apud 23]). O conceito de aproveitamento econômico de um aquífero depende do uso final, das necessidades e da disponibilidade de água .

A.1.1.2 Aquíclude

É uma unidade geológica impermeável que contendo água em seu interior não pode transmiti-la, sendo, portanto, impossível a sua exploração; dentro deste conceito, as argilas são os materiais que mais se encaixariam, apesar de reterem até 50% de água, não existindo métodos para a sua exploração. Este conceito também pode ser entendido como formações geológicas que impedem ou retardam a transmissão da água de um meio aquífero, atuando como elemento de confinamento, segundo THOMAS [43] e ANDES e GALOFRE [apud 23].

A.1.1.3 Aquítdos

São os leitos menos permeáveis numa seqüência estratigráfica. Tais leitos podem apresentar permeabilidade suficiente para transmitir água em quantidades significativas no estudo regional do fluxo das águas subterrâneas, porém não justificam a completação de poços. As definições de aquífero e aquítdo são propositadamente imprecisas com respeito à condutividade hidráulica. As definições podem ser utilizadas em termos relativos segundo WALTON [47]. Por exemplo, numa seqüência intercalada de silte e areia, o silte pode ser considerado um aquítdo, entretanto, numa seqüência silte e argila, o silte pode ser considerado aquífero.

A.1.1.4 Aquífugos

São as formações geológicas de rochas maciças que não contêm água e nem podem transmiti-las como as rochas graníticas e metamórficas inalteradas e sem fraturamentos segundo ANDES E GALOFRE [apud 23].

A.1.2 Correlação entre porosidade e permeabilidade

A figura A.A.1 correlaciona genericamente a porosidade e a permeabilidade com a terminologia aqui discutida.

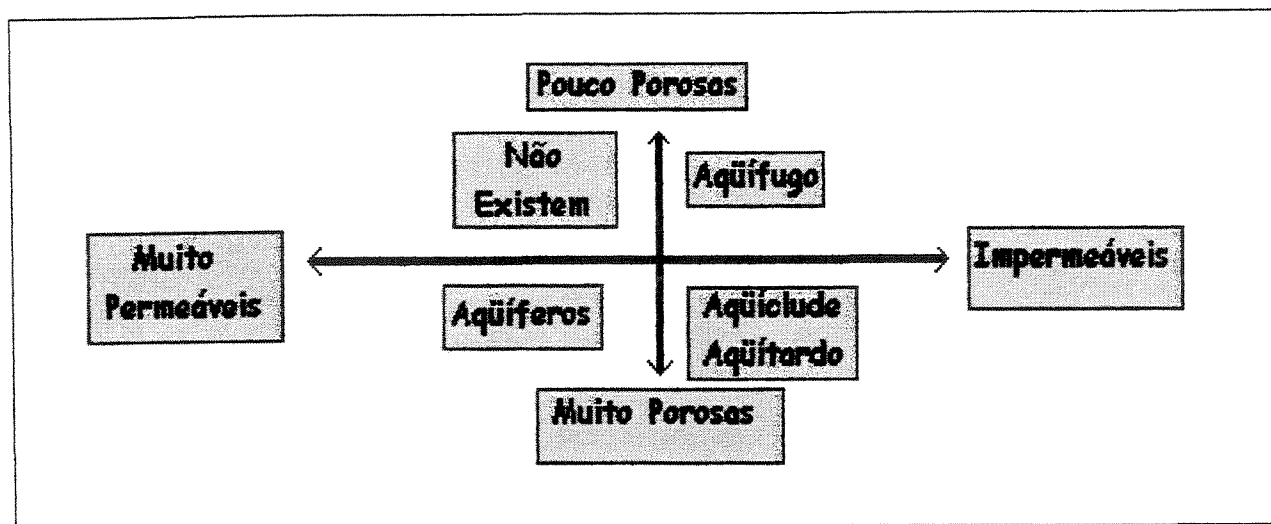


Figura A.A.1 Correlação entre porosidade, permeabilidade e terminologia. Fonte: Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – setembro 1988 – página 43

permeabilidade (m/ dia)	-6 10	-5 10	-4 10	-3 10	-2 10	-1 10	0 10	1 10	2 10	3 10	4 10	5 10
Classificação da permeabilidade	impermeável		pouco impermeável			pequena impermeabilidade			permeável			muito permeável
Classificação hidrogeológica	Aquicluda		Aquítardo			Aquífero pobre			Aquífero regular a bom			Aquífero
Tipos de materiais	argilito ardósias granitos		siltito siltito arenoso argilito			areia fina areia siltosa calcário			areia limpa conglomerado arenoso			seixos limpos

Figura A.A.2 Valores e classificação de permeabilidade para a terminologia e tipos de materiais. Fonte: FCTH – setembro de 1988 – página 43.

A figura A.A.2 mostra valores aproximados e classificação de permeabilidade para a terminologia para cada tipo de material.

A.1.3 Tipos de aquíferos

A classificação dos aquíferos baseia-se de acordo com a pressão hidrostática da água contida e da maneira como circula; a figura A.A.3 mostra estes tipos de aquíferos, a superfície piezométrica, o nível de água e o nível do terreno.

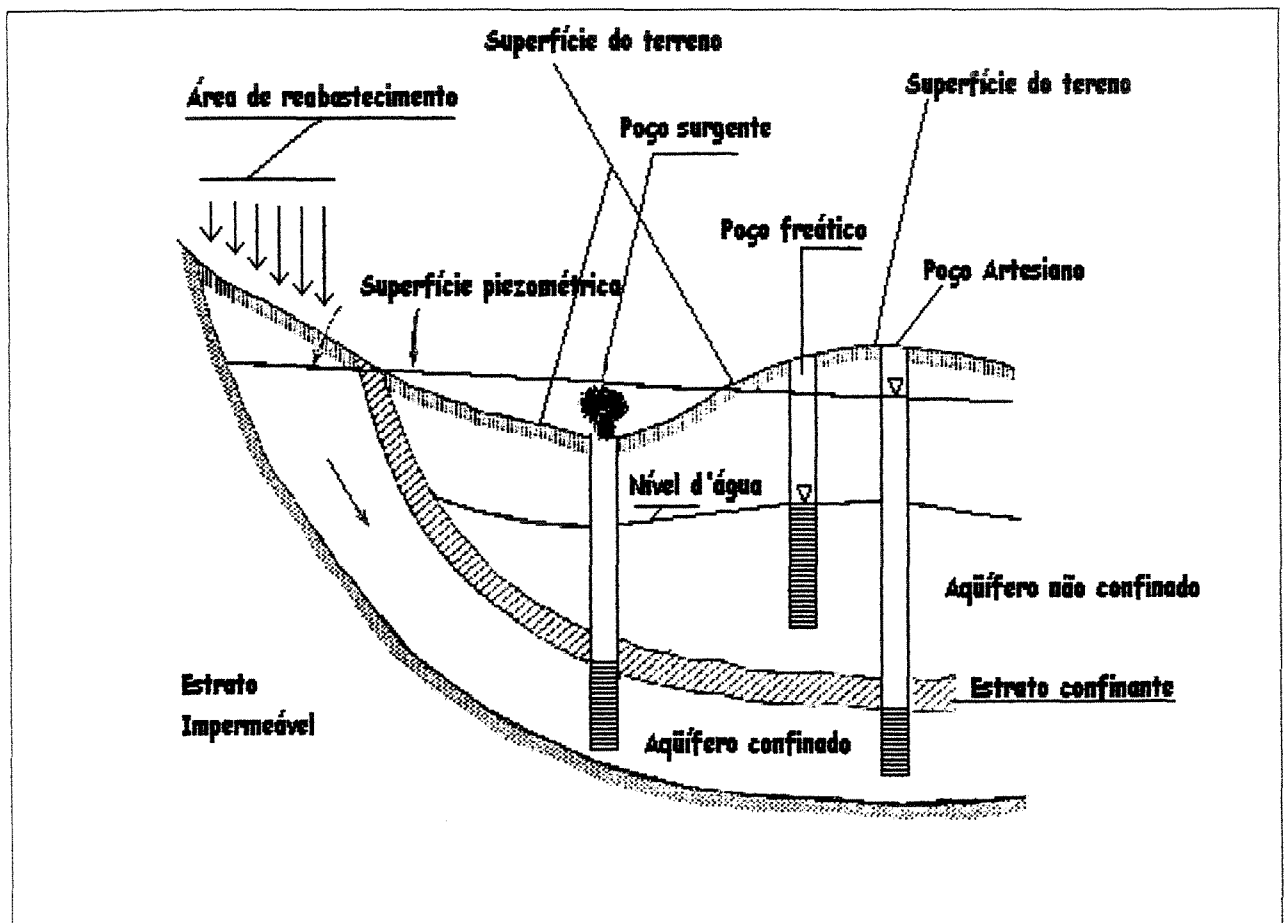


Figura A.A.3 Aquíferos confinados e não confinados. Fonte: David Keith Todd - página 26

A.1.3.1 Aquíferos confinados ou artesianos

São formações geológicas limitadas superior e inferiormente por materiais relativamente impermeáveis.

Neste tipo de aquífero, a pressão da água é usualmente maior que a pressão atmosférica, ou seja, o nível d'água estático em um poço será superior ao topo do aquífero e, em alguns casos, superior à superfície do solo, quando o poço é denominado artesianos surgentes.

A.1.3.2 Aquífero não confinado, livre, freático, não artesianos ou gravitacionais

É uma formação geológica limitada inferiormente por uma camada impermeável e não apresenta nenhuma camada confinante superior. O contorno superior é a superfície freática que coincide com o nível da superfície superior da zona de saturação.

A.1.4 Superfície piezométrica ou superfície equipotenciométrica

A.1.4.1 Livre

A superfície equipotenciométrica no aquífero livre equivale ao nível do lençol freático sob condições de fluxo horizontal

A.1.4.2 Confinado

A superfície piezométrica ou equipotenciométrica de um aquífero confinado é uma superfície imaginária que coincide com o nível da pressão hidrostática da água. O nível d'água em um poço que penetra um aquífero confinado define a elevação da superfície equipiezométrica naquele ponto.

A.1.5 Fluxo permanente e transiente

Há dois tipos de equações de hidráulica de poços: aquelas que descrevem o fluxo permanente e as que descrevem o fluxo transiente. O fluxo permanente é independente do tempo, ou seja, o nível d'água no poço bombeado e em piezômetros próximos não varia com o tempo. O fluxo permanente pode ocorrer quando alguma fonte externa recarrega o aquífero bombeado.

Tais fontes podem ser a chuva, a drenagem através de aquíferos não bombeados superiores e/ou inferiores, rios, lagos, mares ou oceanos que estejam em contato hidráulico direto com o aquífero bombeado.

Na prática, considera-se fluxo permanente se as variações do nível d'água forem pequenas em um intervalo de tempo razoável, podendo até ser desprezível.

O fluxo transiente ocorre do início do bombeamento até que o fluxo permanente seja atingido. Teoricamente, em um aquífero horizontal, infinito em área, com espessura constante, confinado e bombeado a uma vazão constante, apresentará sempre fluxo transiente. Também neste caso, na prática, considera-se o fluxo transiente enquanto as variações do nível d'água no poço ou em piezômetro sejam mensuráveis.

A.1.6 Propriedades Físicas

A.1.6.1 Porosidade (η)

O escoamento de água através dos vazios dos meios rochosos ou terrosos permeáveis recebe a designação de percolação e a relação entre o volume de vazios existentes em um meio poroso e o volume total deste meio (entendendo-se por vazios, os espaços encontrados no meio que podem ser preenchidos por fluidos) é denominado porosidade.

$$\eta = \frac{V_v}{V_T} \quad (A.1)$$

Em que V_T é um volume unitário total de um material geológico e V_v é o seu volume de vazios. A porosidade é usualmente expressa como uma fração decimal ou uma porcentagem.

O meio poroso pode variar em função de suas características de tamanho, arranjo espacial e forças de coesão existentes, principalmente, em meios consolidados onde tais forças de coesão podem existir na forma de um cimento ou de uma matriz mais fina.

Dessa maneira, um terreno natural apresenta poros de categorias variadas; pode existir uma rede de poros interconectados onde a água circula livremente; uma com poros semifechados onde a água encontra dificuldades para circular e pode haver poros totalmente fechados.

No estudo do movimento das águas subterrâneas, só importam os poros interconectados e, às vezes, os semifechados. Para tanto, existe o conceito de porosidade eficaz (η_e) que leva em conta o volume desses poros (V_e) em relação ao volume total do terreno natural (V).

$$\eta_e = \frac{V_e}{V} \quad (A.2)$$

Em um meio poroso saturado, o volume dos poros interconectados (V_e) é representado pela quantidade de água que se pode retirar desse meio pela ação da gravidade.

A.1.6.2 Retenção específica e Contribuição específica

Ao se retirar por drenagem ou bombeamento a água da zona saturada, parte do volume é retida pelas forças moleculares e pela tensão superficial. Este volume é geralmente expresso em porcentagem do volume de solo, sob o nome de retenção específica (R_e). Fisicamente equivale à Capacidade de Campo, utilizada nos estudos da zona de aeração. A relação entre o volume cedido pelo solo e o seu volume total, em termos de porcentagem, recebe a denominação de Contribuição específica (C_e). Então, a porosidade obedece à seguinte relação:

$$\eta = R_e + C_e \quad (A.3)$$

A.1.6.3 Compressibilidade do aquífero (α) e Compressibilidade da água (β)

A compressibilidade é uma importante propriedade na análise do fluxo transiente no meio poroso.

A compressibilidade do aquífero (ou do aquífero) é definida por :

$$\alpha = -\frac{1}{V_T} \frac{dV_T}{d\sigma_e} \quad (\text{A.4})$$

em que V_T é o volume total de uma dada massa de material e $d\sigma_e$ é a variação na tensão efetiva.

Analogamente, a compressibilidade da água é definida como :

$$\beta = -\frac{1}{V_a} \frac{dV_a}{dp} \quad (\text{A.5})$$

isto é, uma variação na pressão da água dp induz uma mudança no volume V_a de uma dada massa de água.

A.1.6.4 Condutividade Hidráulica (K) e Permeabilidade (k)

É a medida da habilidade do aquífero de conduzir água sob a influência do gradiente de uma superfície equipotenciométrica.

Da Lei de Darcy, temos :

$$Q = A \cdot \frac{k\lambda}{\mu} \cdot \frac{dh}{dL}, \quad (\text{A.6})$$

Em que k é chamado permeabilidade intrínseca ou permeabilidade específica, representando as características físico-químicas do material e tem a dimensão $[L^2]$.

Seu valor normalmente é expresso em darcy (1 darcy = 10^{-8} cm^2).

A condutividade hidráulica(K) é definida por :

$$K = \frac{k\lambda}{\mu} \quad (A.7)$$

É preciso ter cuidado para que não se faça confusão, pois alguns textos chamam K de coeficiente de permeabilidade e tem a dimensão $[L.T^{-1}]$.

A.1.6.5 Coeficiente de Transmissibilidade ou Transmissividade (T)

Theis, em 1935, definiu a transmissividade como sendo a vazão que filtra através de uma seção vertical do terreno com largura unitária e a altura igual à camada permeável saturada, conforme figura A.A.4, com um gradiente unitário a uma temperatura fixa.

Dessa forma, a vazão que passa por essa seção é:

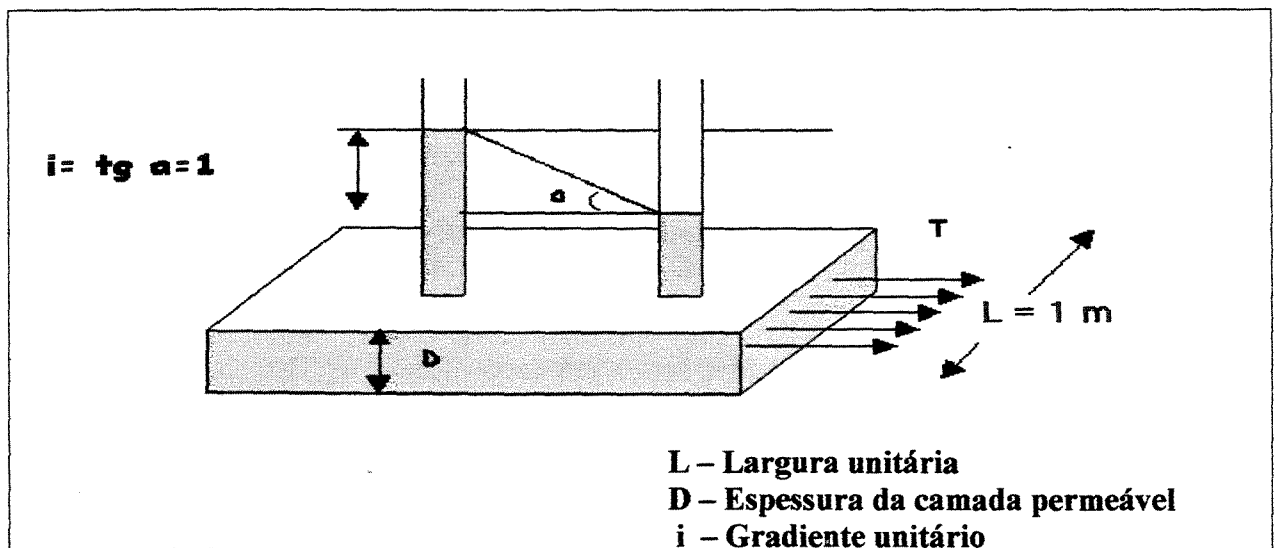


Figura A.A.4 – Vazão de uma seção

$$Q = T.L.i \quad (A.8)$$

em que :

$$T = k.D \quad (A.9)$$

$$Q = k.D.L.i \quad (A.10)$$

Sendo k o coeficiente de permeabilidade e D a espessura saturada do aquífero.

Portanto, a transmissividade é um parâmetro que depende das propriedades físicas do aquífero e de sua espessura.

Nos aquíferos freáticos, em que a espessura muda com o tempo e a distância, T pode variar com a carga hidráulica tornando não linear, tendo como resolução a solução analítica de BOULTON (1954).

A.1.6.6 Coeficiente de Armazenamento (S)

Nos aquíferos freáticos, o coeficiente de armazenamento é chamado de vazão específica. Nos aquíferos confinados, usa-se o coeficiente de armazenamento específico quando a carga varia em três dimensões.

O coeficiente de armazenamento é definido como o volume de água que pode ser liberado por um prisma vertical do aquífero saturado, ao se produzir um rebaixamento unitário do nível piezométrico de carga hidráulica do aquífero, conforme figura A.A.5.

Nos aquíferos freáticos, o coeficiente de armazenamento é o volume de água que sai ou que entra no aquífero, por unidade de área horizontal deste e por unidade de variação de abaixamento. Dessa forma, o volume de água obtido por unidade de volume do aquífero coincide com a porosidade eficaz (η_e) da zona saturada.

$$S = \eta_e \quad (A.11)$$

Coeficiente de armazenamento varia de 0,01 a 0,4 em geral de 0,05 a 0,3, adimensional.

Nos aquíferos confinados, não se pode produzir o esvaziamento dos poros; então a água é liberada por sua própria expansão em função da diminuição da pressão ou por compressão do aquífero.

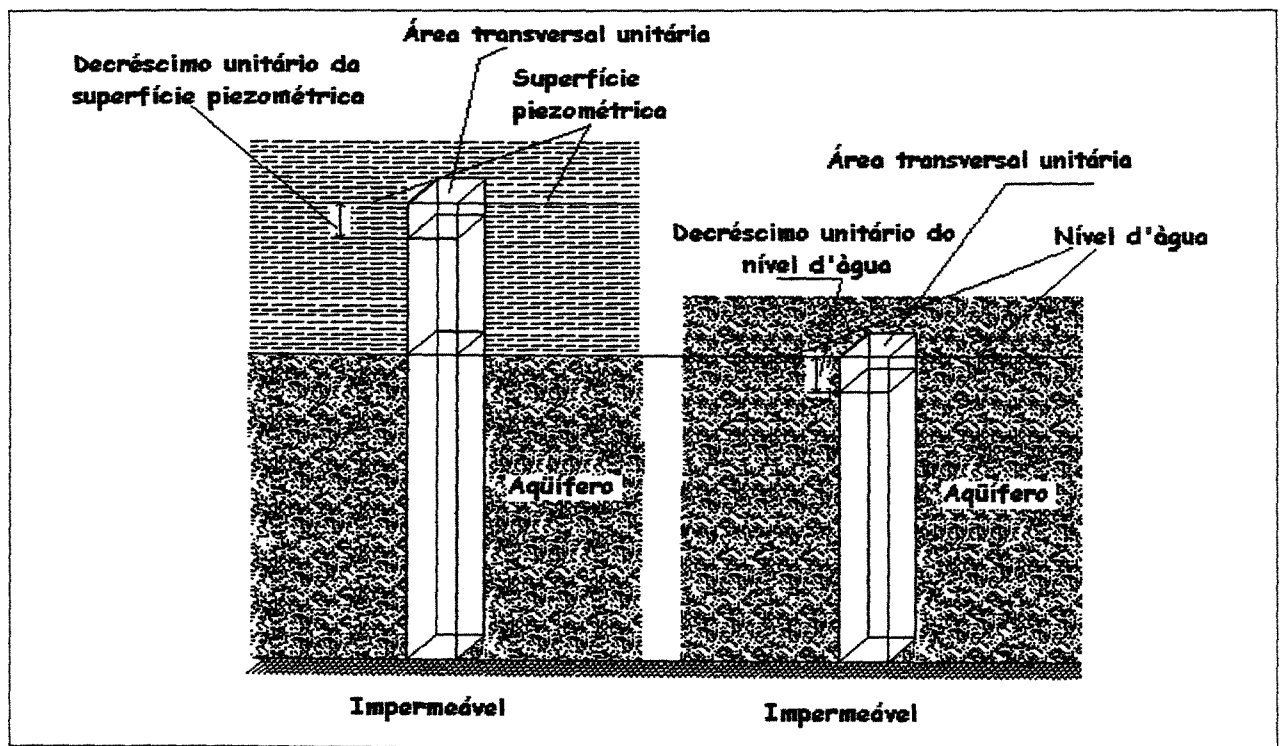


Figura A.A.5 Esquema ilustrativo para definição de coeficiente de armazenamento. Fonte: David K. Todd – página 28

A.1.6.7 Armazenamento Específico (S_s)

É o volume de água liberado ou absorvido por um aquífero, quando a carga é diminuída ou aumentada, podendo ser quantificada pelo coeficiente de armazenamento de um aquífero.

A diminuição da carga hidráulica no aquífero artesiano causa uma diminuição na pressão (p) que a água exerce sobre a camada que a confina. Com a diminuição do suporte exercido pela água, parte do peso das camadas do solo deverá ser suportada pela camada do aquífero que causará uma compressão desse com a conseqüente diminuição da tensão efetiva (σ_e). Desta forma, a exploração da água do aquífero artesiano produz dois efeitos: a compactação do aquífero causada pelo aumento da tensão efetiva e (2) a expansão da água causada pela diminuição de p .

O primeiro mecanismo é controlado pela compressibilidade do aquífero (α) e o segundo pela compressibilidade da água (β).

No mecanismo (1), o volume de água produzido é igual à redução do volume do aquífero. A redução volumétrica será negativa (dV_t), mas a água produzida será positiva (dV_w), daí:

$$dV_a = -dV_t = \alpha V_t d\sigma_e$$

Para um valor unitário $V_t = 1$, sabendo-se que $d\sigma_e = -\rho \cdot g \cdot dh$ e para uma queda unitária de carga hidráulica $dh = -1$, temos:

$$dV_a = \alpha \cdot \rho \cdot g \quad (\text{A.12})$$

Considerando o volume produzido pela expansão da água, temos:

$$dV_a = -\beta V_a dp$$

A.1.6.9 Vazão específica

É a razão entre o volume de água que uma rocha saturada ou solo fornecerá sob a influência da gravidade sobre seu próprio volume. É uma quantidade adimensional.

A.2 Rebaixamento

A remoção da água através do bombeamento provoca nas proximidades do poço um rebaixamento do nível da água de modo que o lençol sofra uma inclinação tanto mais acentuada quanto maior a proximidade do poço e maior a taxa de bombeamento.

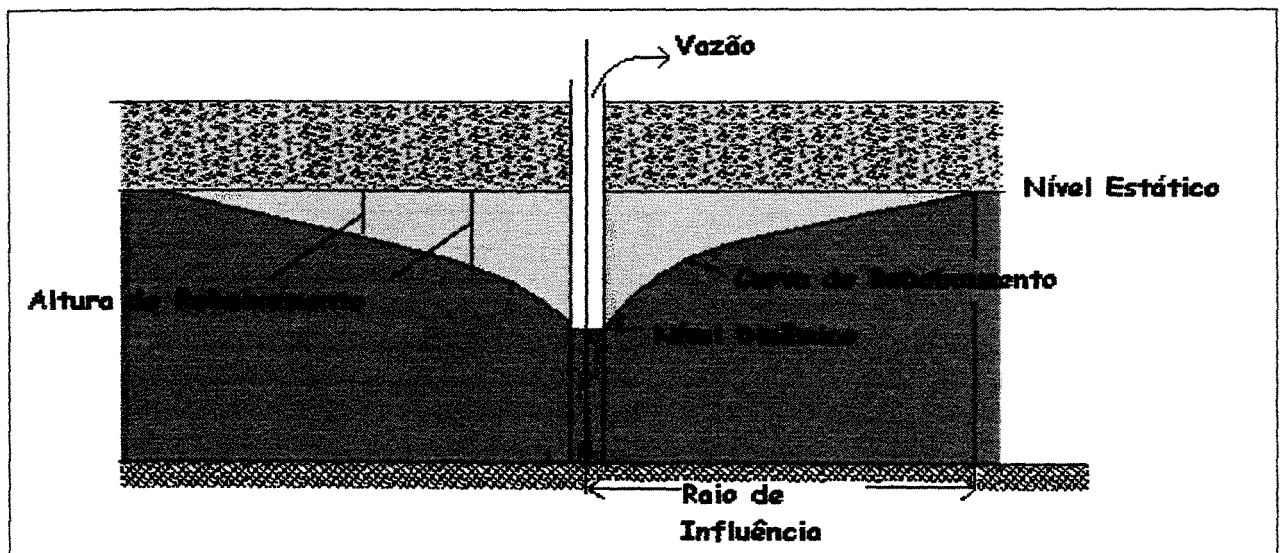


Figura A.A.6 - Rebaixamento do lençol freático causado por bombeamento

Figura A.A.6 mostra corte esquemático de um poço e o que ocorre no rebaixamento do lençol causado pelo bombeamento, ilustrando os elementos característicos deste procedimento.

Sendo $V_a = \eta V_t$, em que η é a porosidade.

Com $V_t = 1$, $dp = \rho.g.d(h-z) = \rho.g.dh$, vem:

$$dV_a = -\beta.\eta.\rho.g \quad (A.13)$$

Somando as equações (A.12) e (A.13), obtêm-se:

$$S_s = \rho.g.(\alpha + \eta\beta) \quad (A.14)$$

Uma análise dimensional desta equação mostra que S_s tem a dimensão $[L^{-1}]$, o que está de acordo com a definição. Coeficiente de armazenamento específico varia de 0,005 a 0,00005, para confinados.

A.1.6.8 A Difusividade Hidráulica ($\mathfrak{D}$)

É a razão entre a transmissibilidade e o coeficiente de armazenamento de um aquífero saturado.

$$\mathfrak{D} = KD/S \quad (A.15)$$

A.2.1 Nível Estático (N.E.)

É o nível de equilíbrio da água no poço quando não está sob bombeamento anterior. No caso específico do estudo, em poços freáticos, o nível estático coincide com o nível do lençol.

A.2.2 Nível Dinâmico (N.D.)

É o nível da água em um poço, num dado instante, quando se está processando o bombeamento ou ainda sob o efeito de um bombeamento anterior. O nível dinâmico está relacionado com a vazão de água retirada e com o tempo decorrido desde o início do bombeamento. Em uma vazão, o nível se estabiliza, denominando-se nível dinâmico de equilíbrio, relativo à vazão em causa. Neste caso, é estabelecido o regime permanente.

A.2.3 Tempo de Recuperação

É o tempo decorrido desde que cessou o bombeamento até o instante em que o nível dinâmico atingiu a posição do nível estático.

A.2.4 Profundidade do nível estático

É a distância medida entre o nível do terreno e o nível estático do poço. Sendo positivo para níveis estáticos do aquífero quando este estiver abaixo da cota topográfica do terreno e negativo para níveis (piezométricos) acima da cota do terreno.

A.2.5 Profundidade do nível dinâmico

É a distância medida do nível do terreno até o nível dinâmico do poço.

A.2.6 Depressão de nível

É a diferença entre as cotas dos níveis estático e dinâmico denominado abaixamento de nível. Para determinada vazão de bombeamento, a depressão do nível dinâmico de equilíbrio é maior quanto menor for a capacidade do poço e vice-versa.

A.2.7 Superfície de depressão

Nos poços freáticos, é a superfície resultante da depressão do nível do lençol freático em decorrência do bombeamento. Em poços artesianos é a superfície imaginária formada pelos

níveis piezométricos. Em ambos os casos, têm a forma de um funil com o vértice no próprio poço.

A.2.8 Curva de rebaixamento ou de depressão

É a curva formada pela interseção da superfície piezométrica por um plano meridiano ao poço. Os dois ramos da curva nem sempre são simétricos, sendo que a assimetria é mais acentuada em lençóis freáticos e no plano coincidente com a direção de escoamento da água subterrânea. Pode-se conhecer a curva de abaixamento abrindo poços de observação num plano diametral ao poço em bombeamento, medindo os respectivos níveis de água.

A.2.9 Zona de influência ou zona de infiltração do poço

É toda zona abrangida pela superfície de depressão de um poço. É tanto maior quanto maior for a vazão de bombeamento. Qualquer outro poço que seja aberto nessa zona de influência, ficará com seu nível d'água deprimido, em decorrência do primeiro; depressões estas tanto maior quanto mais próximas ficarem um do outro. Essas sobreposições de zonas de influência influenciarão nas respectivas vazões, diminuindo a eficiência de cada poço.

A.2.10 Raio de influência

É a distância do centro do poço até o limite do cone de depressão. É maior em cones de depressões de poços artesianos.

Obs.: Em aquíferos freáticos até algumas centenas de metros e em artesianos já foram observados efeitos até 100 Km de distância.

A.2.11 Caudal subterrâneo

É a máxima capacidade do lençol para fornecimento de água cujo volume corresponde ao cone trapezoidal cuja base maior é o raio de influência, a base menor é o raio do poço e sua altura é a diferença entre o nível estático e o nível dinâmico, dependendo do coeficiente de armazenamento, da zona de influência e da superfície de depressão.

A.3 Sondagem a Jato Hidráulico

O método do jato hidráulico é muito aplicável na construção de pequenos poços, assim como em perfurações para sondagens do subsolo. Em obras hidráulicas, também é utilizado para construção de baterias de poços destinados a forçar a depressão do lençol freático, constituindo o chamado sistema “*well point*” para dessecamento. A figura A.A.7 ilustra uma sonda a jato d’água, utilizada neste trabalho.

Em que os elementos destacados na figura A.A.7, são:

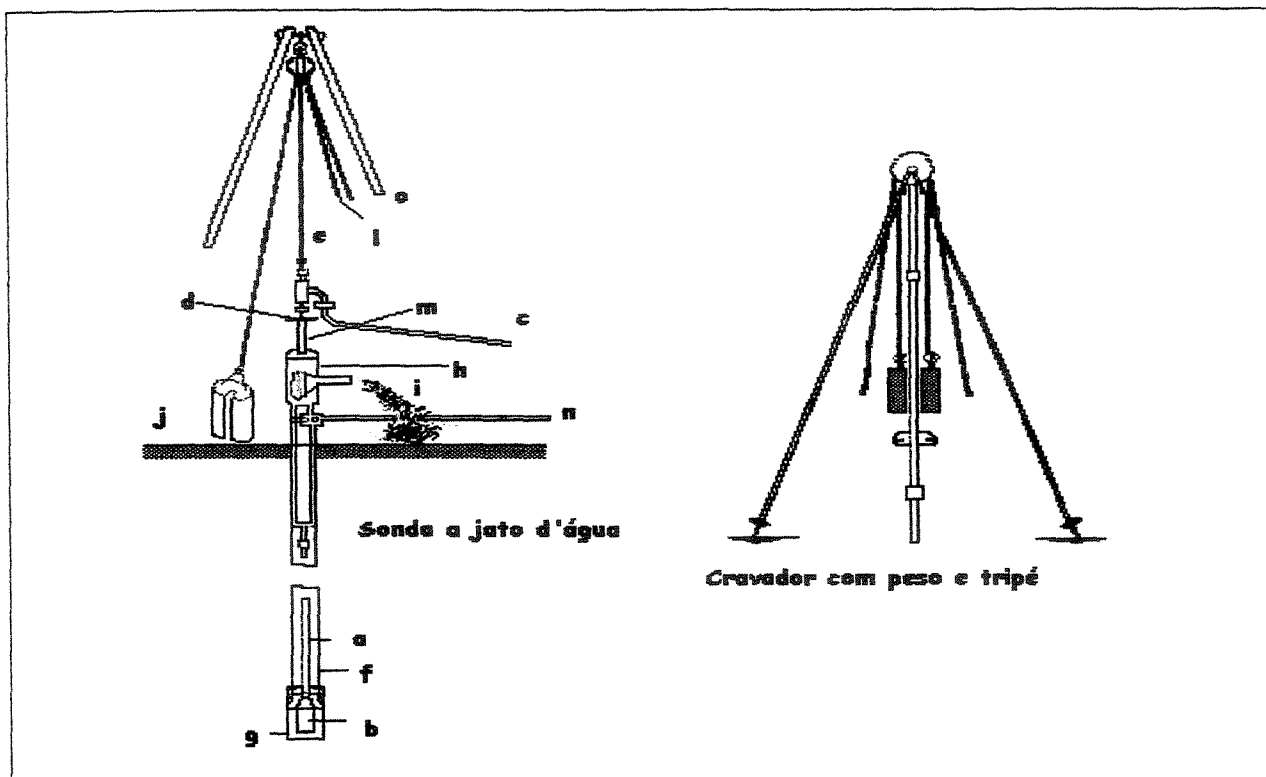


Figura A.A.7 –Sondagem e exploração com jato hidráulico. Fonte: Hélio Alves de Azeredo – página 05.

a) Haste – tubo interno para injeção de água (1/2” a 1”); b) Broca (bit) – peça terminal inferior da haste feita de aço. Tem a forma aguçada em bisel, com orifícios laterais para dar saída à água sob pressão. Os jatos de água expelidos pelos orifícios e a ação mecânica da ponta desagregam o material a ser atravessado. Conforme a natureza deste, são indicados modelos diferentes de broca; c) Canalização de água (mangueira)- alimentada por uma bomba; d) Braço – para o operador manobrar a haste, dando-lhe movimento rotativo; e) Corda com roldana- para os auxiliares do operador levantarem e abaixarem a haste durante a operação; f) Tubo de revestimento externo (2” a 8”) – proteção das paredes para evitar o desmoronamento; g) Sapatas cortantes – anel guia do revestimento, feito de aço, com extremidade inferior biselada ao longo de sua circunferência; h) Tê de aço para dar saída à água de retorno e para receber as pancadas de peso; i) Retorno de água ou lama, em mistura com o material desagregado; j) Peso de aço (90 Kg, aproximadamente)para forçar a cravação do revestimento por meio de pancadas; l) Corda com roldana – para os auxiliares do operador levantarem e abaixarem o peso; m) Terminal superior da haste – serve de guia para as pancadas do peso; n) Chave – para dar rotações ao revestimento, facilitando a descida deste; o)Tripé – para a sustentação das roldanas

Sua aplicação só é possível em rochas sedimentares, como areias e argilas. Apresentam o diâmetro, geralmente, de 2" a 8"; em regra geral, usa-se uma tubulação de revestimento em toda a profundidade da perfuração. Como é difícil descer uma tubulação de um mesmo diâmetro a grandes profundidades, faz-se uso de uma tubulação de diâmetro menor.

A quantidade de água exigida para a perfuração e descida do revestimento depende do tipo de sedimento e profundidade; nos solos arenosos, o consumo de água é maior, mas a pressão exigida é menor, sendo suficiente que a bomba dê uma pressão de cerca de 20 metros de coluna d'água.

Um revestimento de 4 metros de comprimento e 4" de diâmetro pode ser descido totalmente em areia, em torno de 2 minutos, consumindo aproximadamente 300 litros d'água. Para um comprimento de cerca de 6m de tubo de 4", podem ser necessários cerca de 500 litros d'água. Em solos mais consistentes, como argila e sedimentos com cimentação, o consumo de água é menor, mas há necessidade de maior pressão (1 a 2 litros/seg. sob pressão de até 140 metros de água).

O processo de construção é realizado através da descida da tubulação de revestimento até a profundidade total do poço; descida de um filtro de diâmetro externo pouco inferior ao diâmetro interno do revestimento; elevação do tubo, de modo que o filtro fique em contato direto com a camada aquífera.

Colocação de um anel de vedação entre parte superior do filtro e terminal inferior do revestimento; descida do revestimento com furos no trecho de tomada d'água do lençol. Neste caso, a água para perfuração deve ser injetada em mistura com argila (lama) para que se reduza a fuga da mesma pelos furos.

A perfuração do poço sem o tubo de revestimento, injetando-se lama e colocação posterior do revestimento com filtro, é aplicável em solos que não desmoronam com facilidade.

Na perfuração de solos de fácil penetração, pode-se fazer uso de um só tubo com dupla função (revestimento e injeção de água), apresentando um maior consumo de água.

A.4 Vazões e Alturas Piezométricas no primeiro bloco

Quadro A-1 Vazões e alturas piezométricas no poço central e nos testemunhos, primeiro bloco.

DIA	Qw	H em m a partir do topo da camada de argila siltosa pouco arenosa												
Hora	M³/h	Poço	PZ01	PZ02	PZ03	PZ04	PZ05	PZ06	PZ07	PZ08	PZ09	PZ10	PZ11	PZ12
11:30	0,00	5,72	5,73	5,74	5,87	5,99	5,73	5,74	5,74	5,75	5,72	5,73	5,74	5,75
12:30	4,12	5,08	5,32	5,53	5,86	5,99	5,41	5,46	5,56	5,69	5,48	5,54	5,71	5,73
13:30	3,62	5,20	5,49	5,61	5,86	5,87	5,48	5,54	5,58	5,60	5,50	5,54	5,70	5,69
14:30	3,02	5,30	5,54	5,63	5,85	5,87	5,52	5,55	5,58	5,59	5,48	5,52	5,63	5,72
15:30	3,11	5,19	5,52	5,59	5,84	5,85	5,44	5,54	5,55	5,59	5,46	5,54	5,67	5,68
16:30	2,75	5,19	5,40	5,57	5,86	5,86	5,49	5,55	5,59	5,60	5,48	5,53	5,63	5,65
17:30	2,74	5,22	5,54	5,59	5,81	5,83	5,50	5,55	5,59	5,61	5,50	5,54	5,59	5,62
18:30	2,47	5,18	5,54	5,54	5,86	5,88	5,50	5,55	5,56	5,59	5,49	5,52	5,58	5,60
19:30	2,43	5,15	5,51	5,60	5,86	5,87	5,49	5,56	5,58	5,59	5,39	5,50	5,57	5,58
20:30	3,43	5,02	5,46	5,55	5,86	5,87	5,44	5,51	5,56	5,57	5,43	5,50	5,57	5,59
21:30	2,94	5,02	5,45	5,61	5,86	5,87	5,43	5,52	5,54	5,56	5,43	5,50	5,58	5,60
22:30	4,54	5,02	5,45	5,53	5,86	5,87	5,44	5,48	5,56	5,58	5,43	5,49	5,54	5,59
23:30	3,84	5,01	5,44	5,53	5,86	5,90	5,43	5,51	5,55	5,58	5,42	5,47	5,51	5,54
00:30	3,65	5,01	5,44	5,51	5,86	5,87	5,42	5,50	5,55	5,57	5,42	5,46	5,56	5,58
01:30	4,32	4,98	5,44	5,52	5,86	5,87	5,42	5,51	5,55	5,57	5,42	5,46	5,56	5,59
02:30	4,12	4,97	5,43	5,51	5,86	5,88	5,42	5,50	5,54	5,57	5,42	5,48	5,56	5,59
03:30	2,51	4,97	5,43	5,51	5,86	5,87	5,42	5,49	5,54	5,56	5,41	5,47	5,56	5,58
04:30	5,13	4,96	5,42	5,51	5,85	5,87	5,42	5,49	5,53	5,56	5,40	5,46	5,55	5,58
05:30	3,79	4,95	5,40	5,51	5,85	5,87	5,40	5,49	5,53	5,55	5,39	5,46	5,54	5,57
06:30	4,43	4,93	5,38	5,50	5,84	5,87	5,39	5,48	5,52	5,54	5,38	5,45	5,54	5,51
07:30	3,79	4,92	5,39	5,48	5,84	5,86	5,38	5,47	5,52	5,53	5,38	5,44	5,54	5,51
08:30	3,78	4,92	5,37	5,46	5,84	5,86	5,37	5,47	5,51	5,52	5,38	5,43	5,53	5,50

Dia 06/06/2002

A.5 Vazões e Alturas Piezométricas no segundo bloco

Quadro A-2 Vazões e alturas piezométricas no poço central e nos testemunhos, segundo bloco.

DIA	Qw	H em m a partir do topo da camada de argila siltosa pouco arenosa												
Hora	M³/h	Poço	PZ01	PZ02	PZ03	PZ04	PZ05	PZ06	PZ07	PZ08	PZ09	PZ10	PZ11	PZ12
11:30	0,00	5,72	5,73	5,73	5,87	5,88	5,71	5,73	5,73	5,74	5,72	5,73	5,74	5,75
12:30	14,23	5,95	4,79	5,26	5,91	5,92	4,89	5,17	5,38	5,39	4,89	5,02	5,62	5,62
13:30	12,24	5,94	4,78	5,10	5,76	5,77	4,85	5,17	5,37	5,39	4,84	4,96	5,60	5,61
14:30	13,51	5,91	4,81	5,14	5,84	5,84	4,85	5,17	5,35	5,40	4,84	5,02	5,62	5,62
15:30	12,11	5,92	4,81	5,10	5,95	5,95	4,85	5,17	5,35	5,40	4,83	5,00	5,55	5,61
16:30	11,91	5,91	4,79	5,09	5,83	5,83	4,79	5,17	5,26	5,37	4,82	4,92	5,55	5,59
17:30	12,11	5,94	4,81	5,14	5,90	5,92	4,84	5,17	5,33	5,39	4,84	5,02	5,57	5,60
18:30	12,02	5,93	4,78	5,14	5,90	5,91	4,83	5,15	5,31	5,38	4,83	5,01	5,56	5,59
19:30	12,06	5,94	4,79	5,14	5,92	5,93	4,83	5,16	5,31	5,38	4,84	5,02	5,56	5,60
20:30	11,82	5,92	4,78	5,13	5,92	5,92	4,82	5,15	5,30	5,31	4,82	5,01	5,55	5,55
21:30	11,69	5,93	4,78	5,13	5,92	5,92	4,82	5,15	5,30	5,31	4,81	5,01	5,54	5,55
22:30	11,60	5,93	4,78	5,13	5,92	5,92	4,81	5,14	5,30	5,30	4,81	4,99	5,53	5,54

Dia 09/06/2002

A.6 Figuras das curvas de rebaixamento em que a abscissa representa as distâncias ao poço central em metros e a ordenada à altura do nível d'água em metros com suas respectivas tendências.

As figuras A-1 a A-108 mostram o rebaixamento do nível d'água nos poços testemunhos cujas leituras foram realizadas por piezômetros.

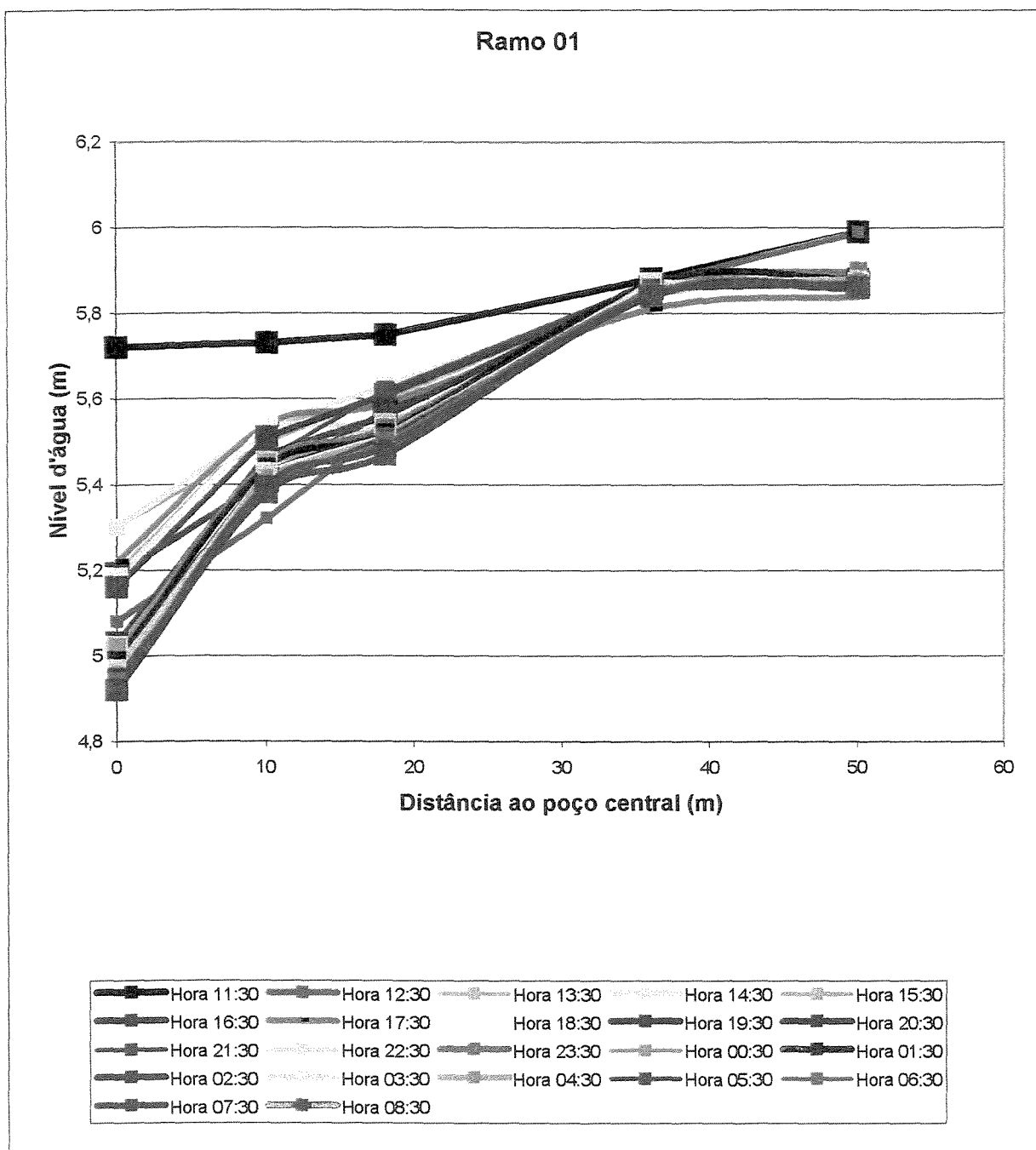


Figura A-1 - Ramo 01 - Distância ao poço central em função do nível de água

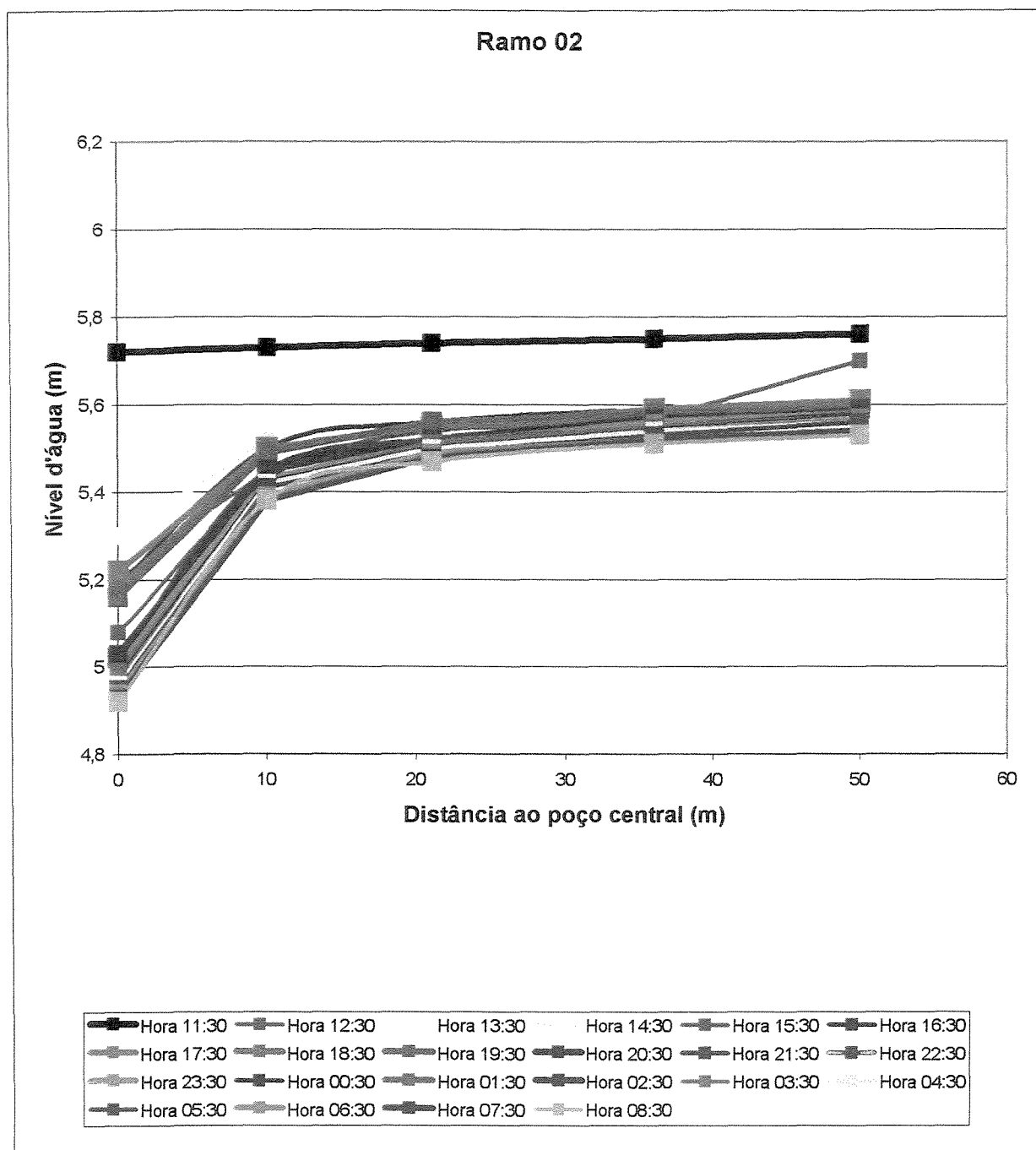


Figura A-2 - Ramo 02 - Distância ao poço central em função do nível de água

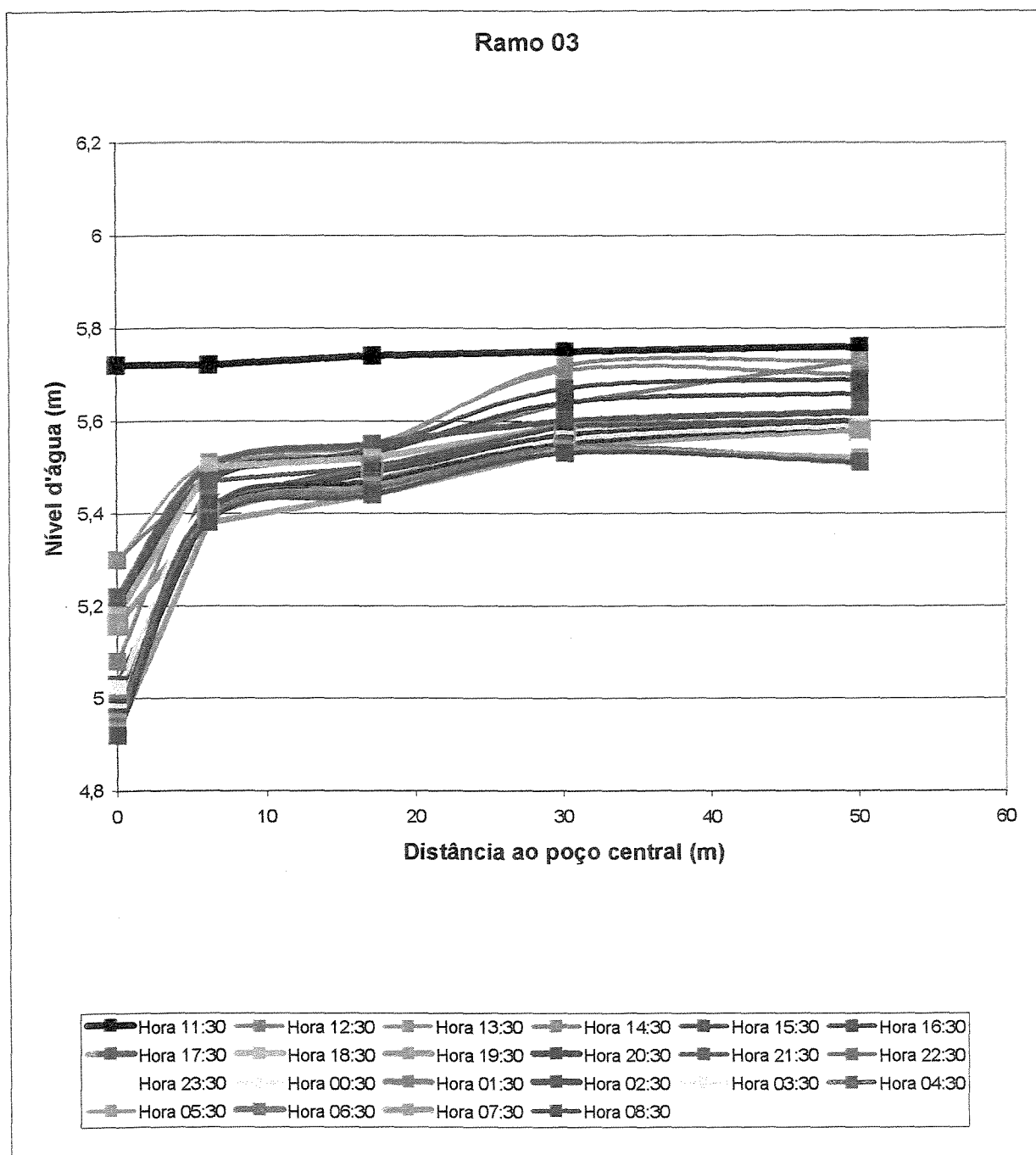


Figura A-3 - Ramo 03 - Distância ao poço central em função do nível de água

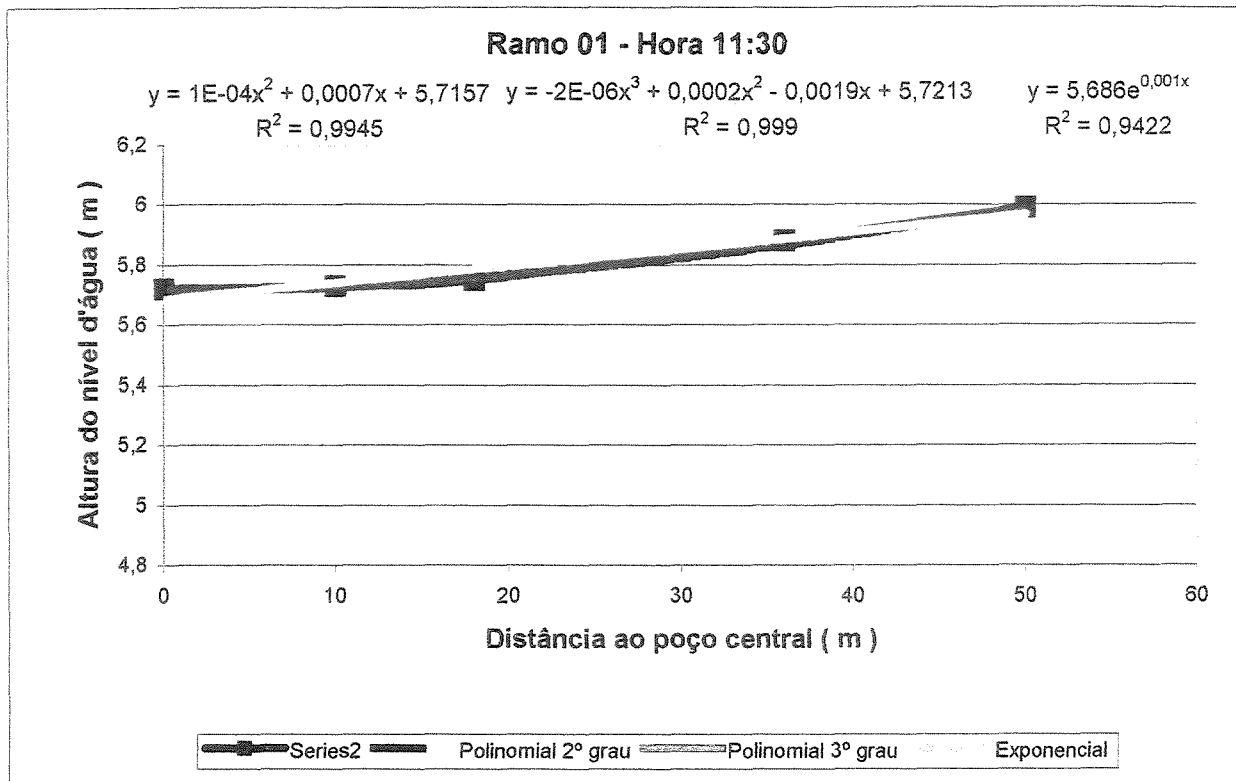


Figura A-4 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 11:30

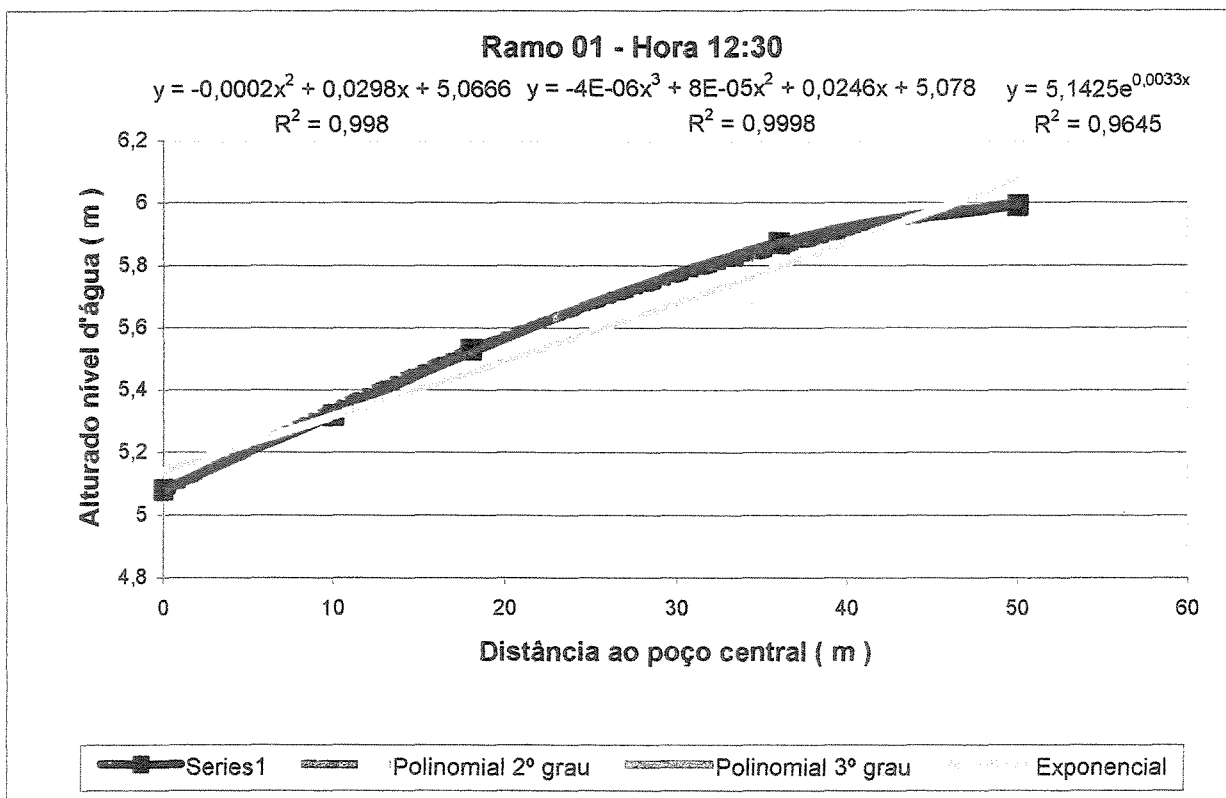


Figura A-5 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 12:30

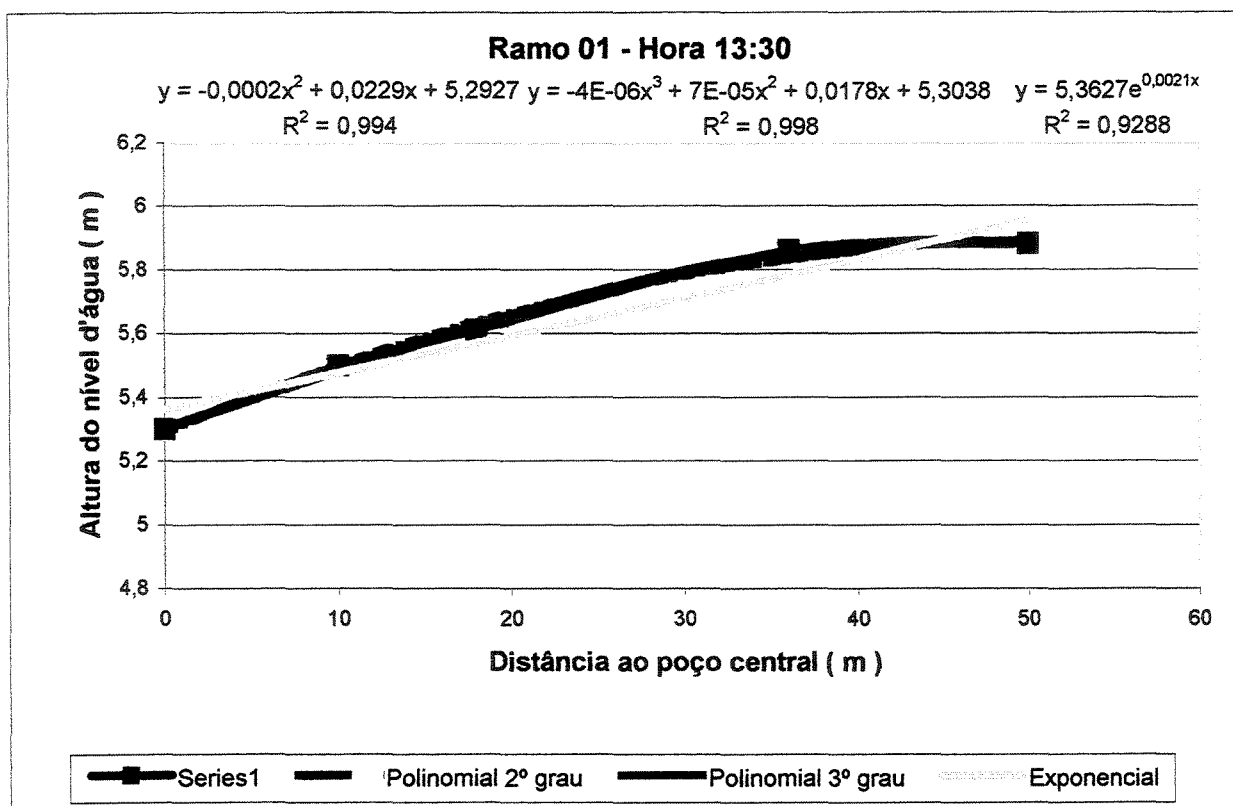


Figura A-6 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 13:30

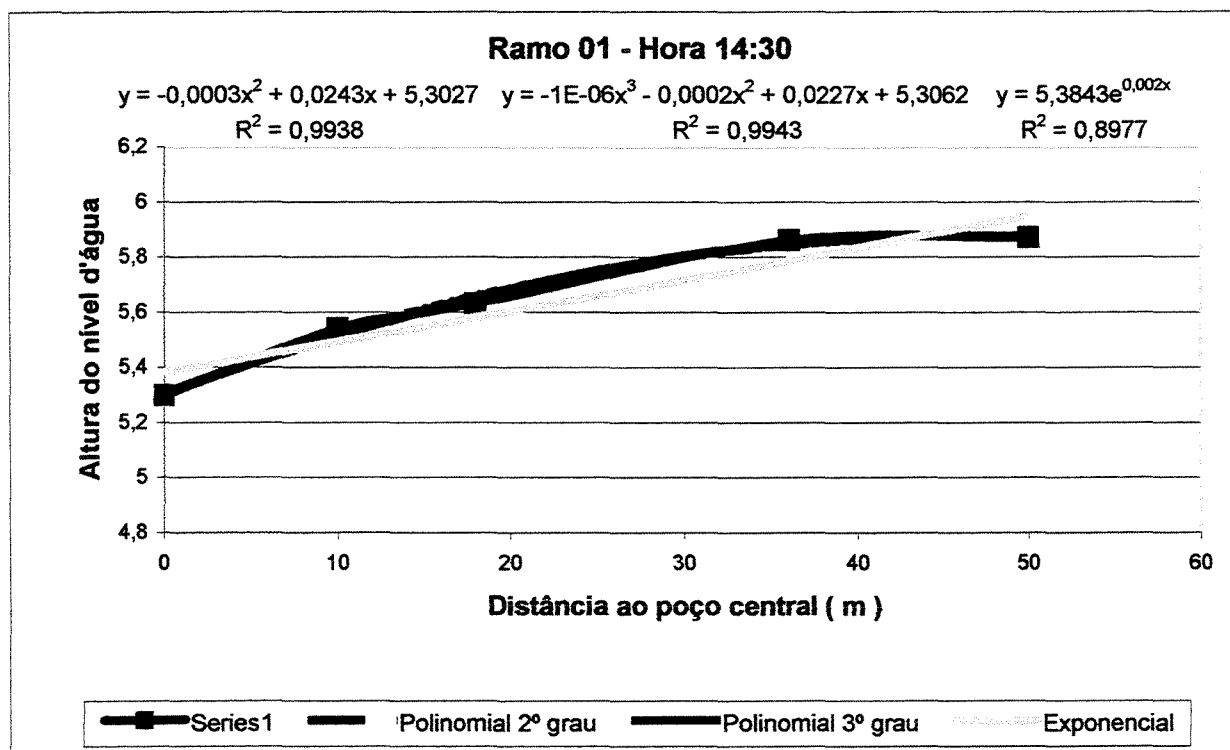


Figura A-7 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 14:30

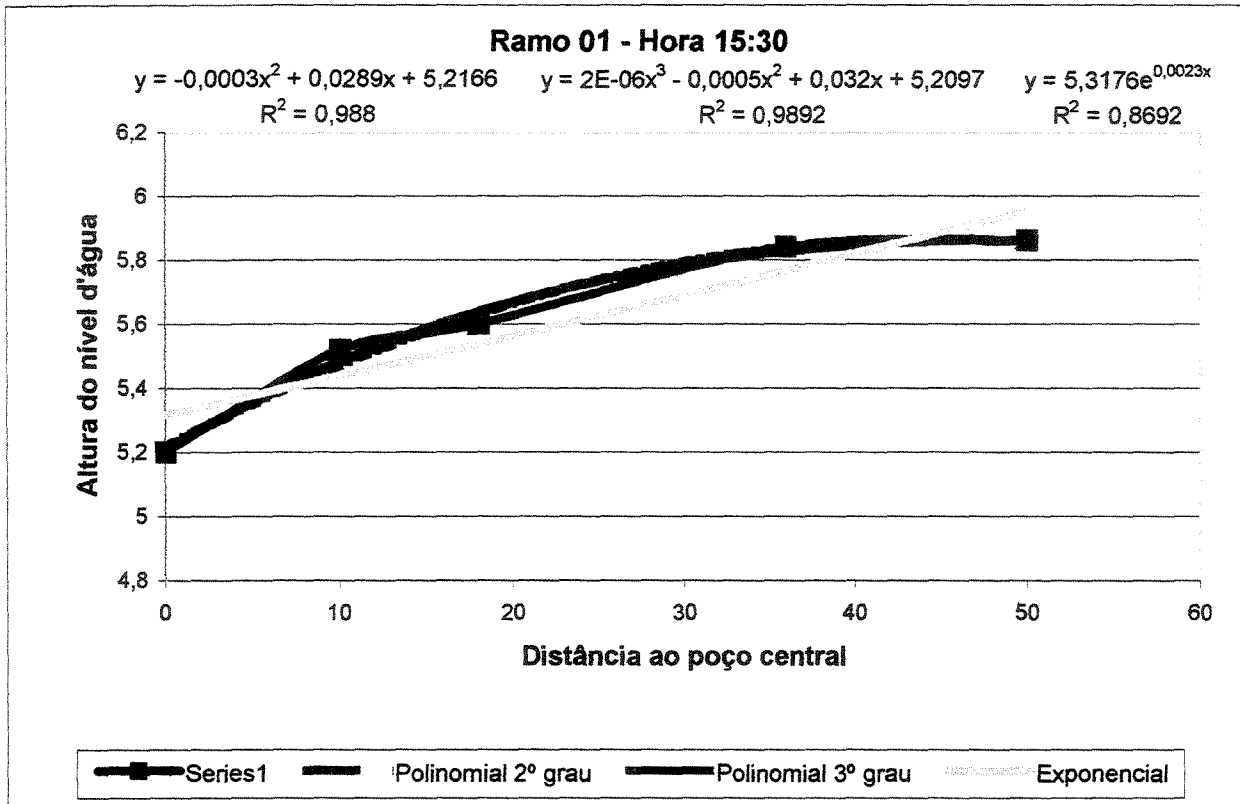


Figura A-8 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 15:30

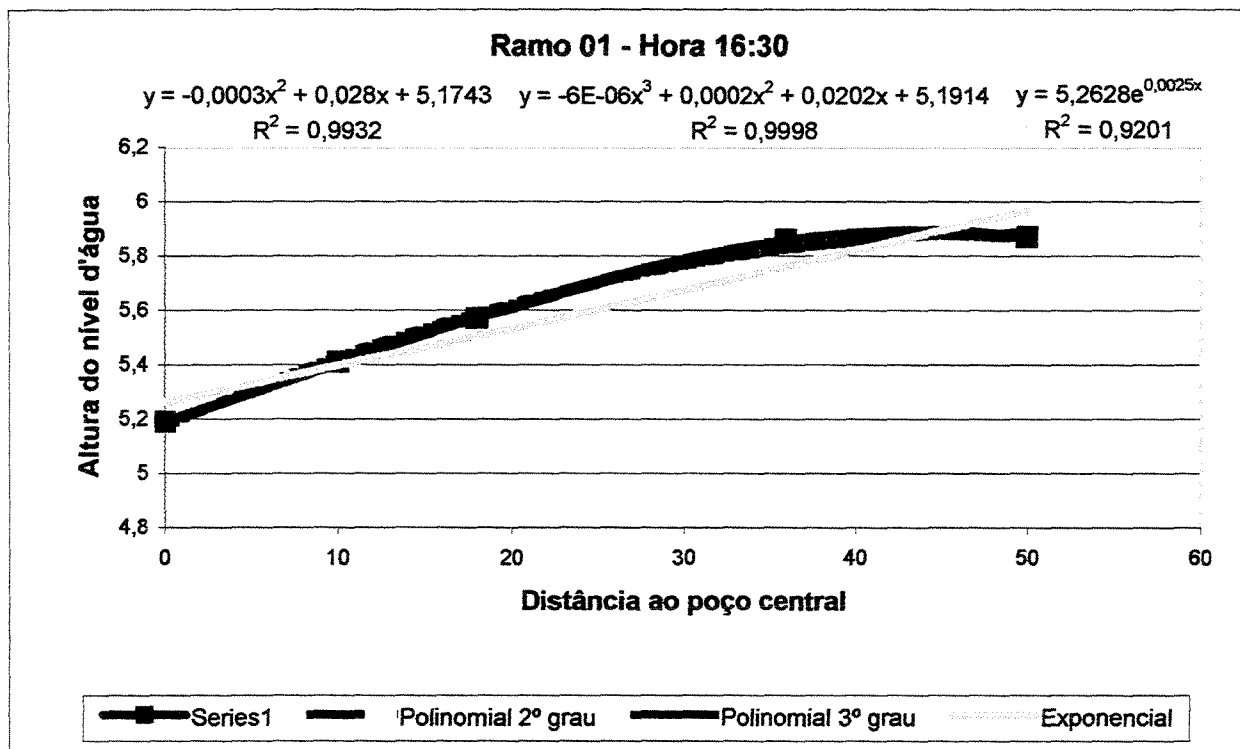


Figura A-9 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 16:30

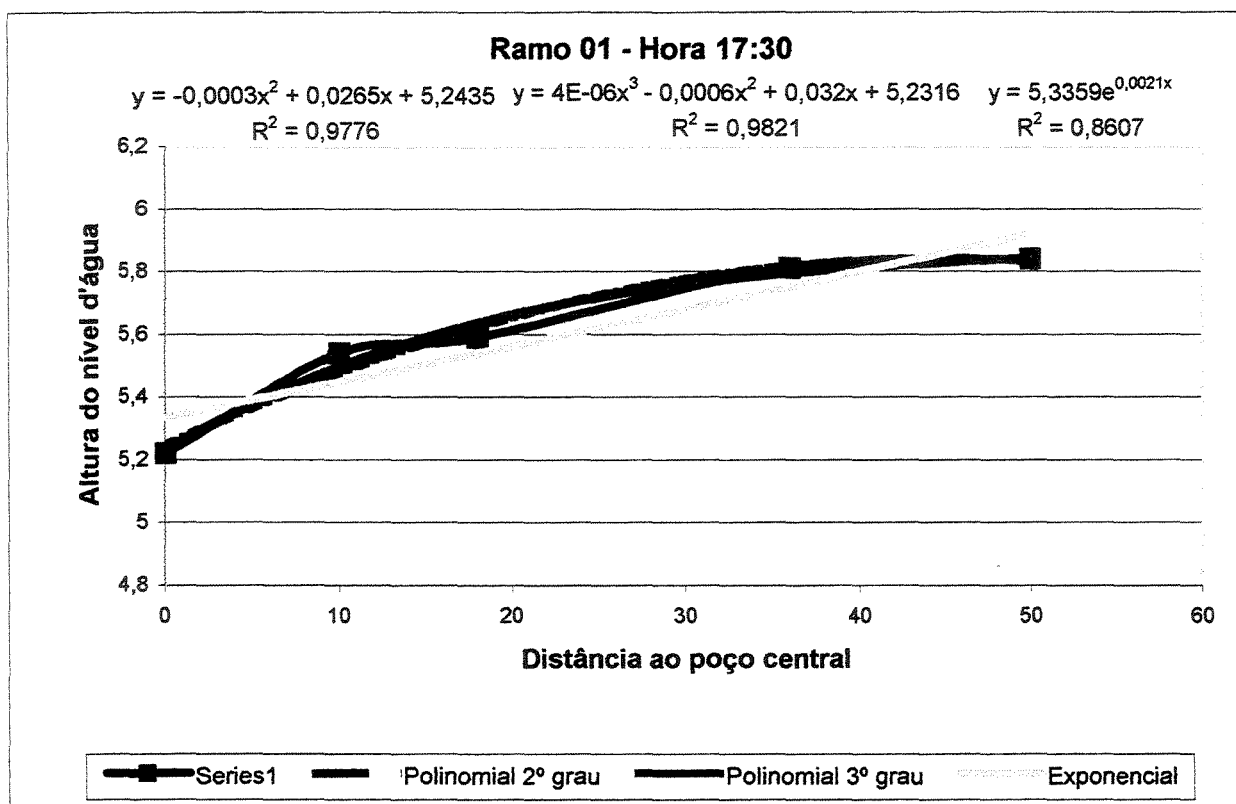


Figura A-10 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 17:30

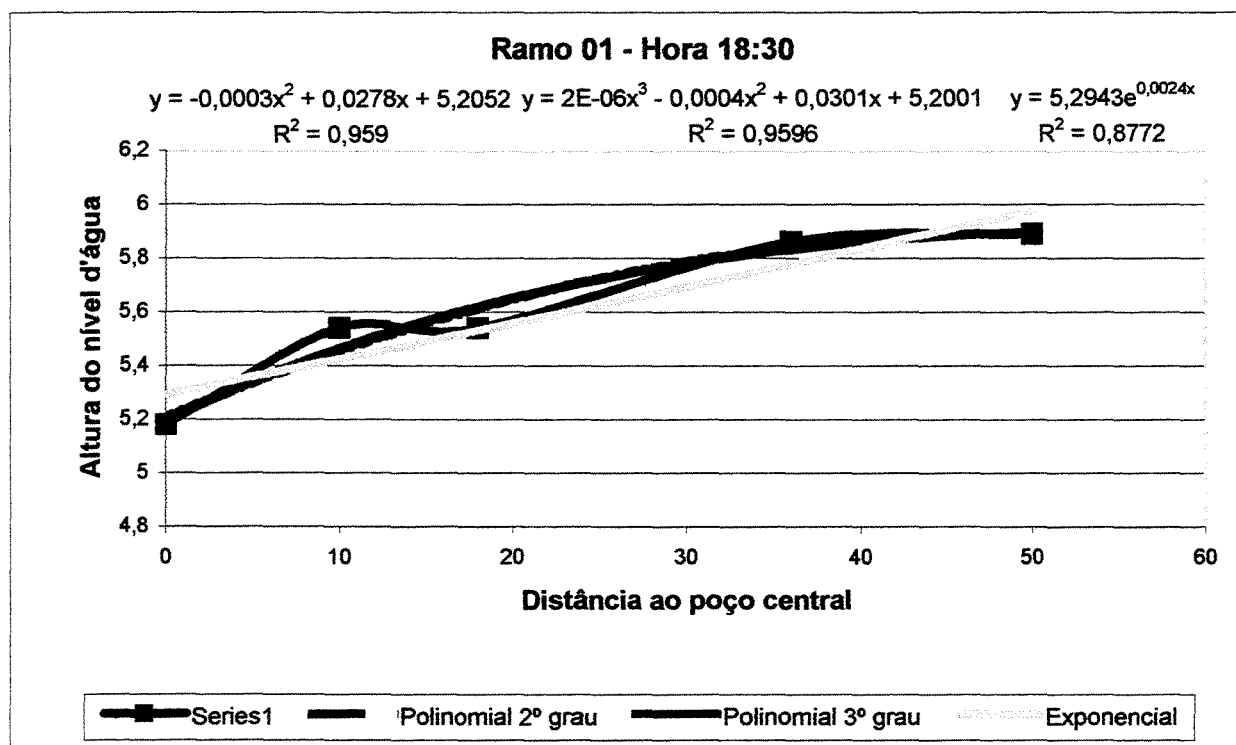


Figura A-11 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 18:30

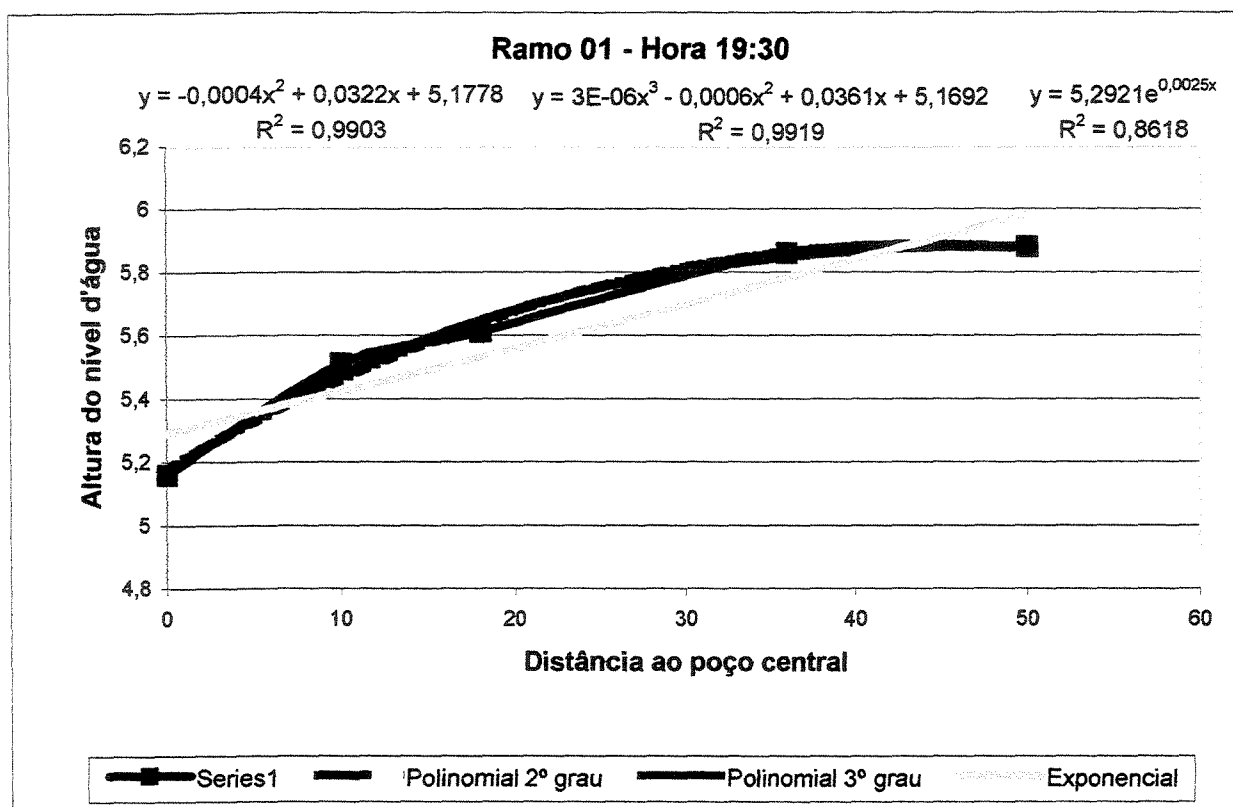


Figura A-12 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 19:30

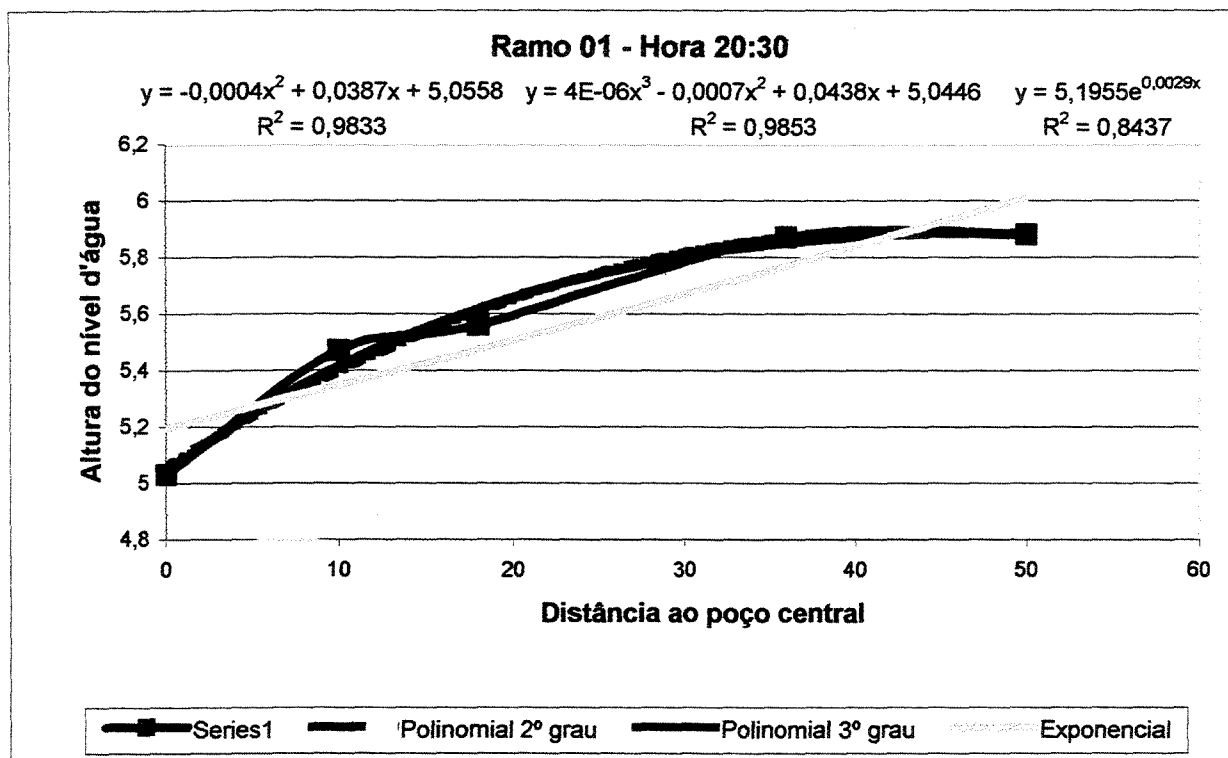


Figura A-13 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 20:30

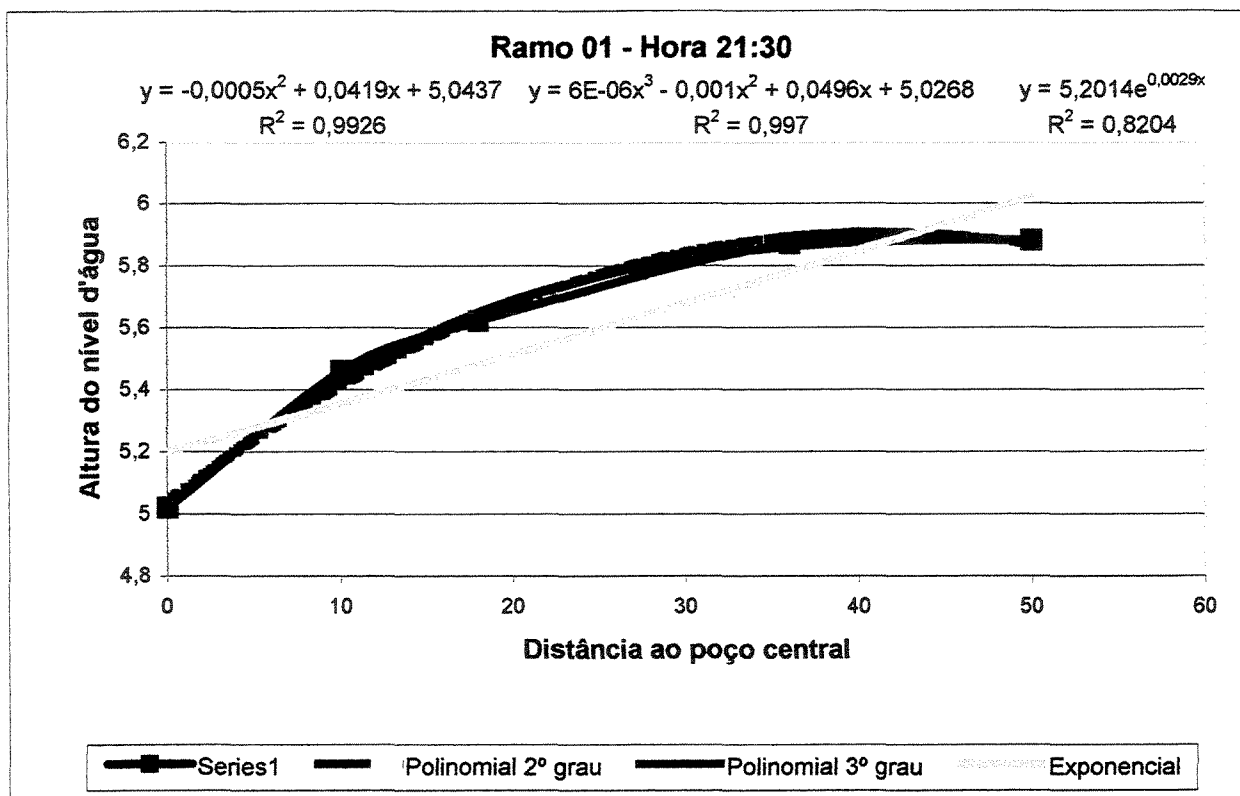


Figura A-14 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 21:30

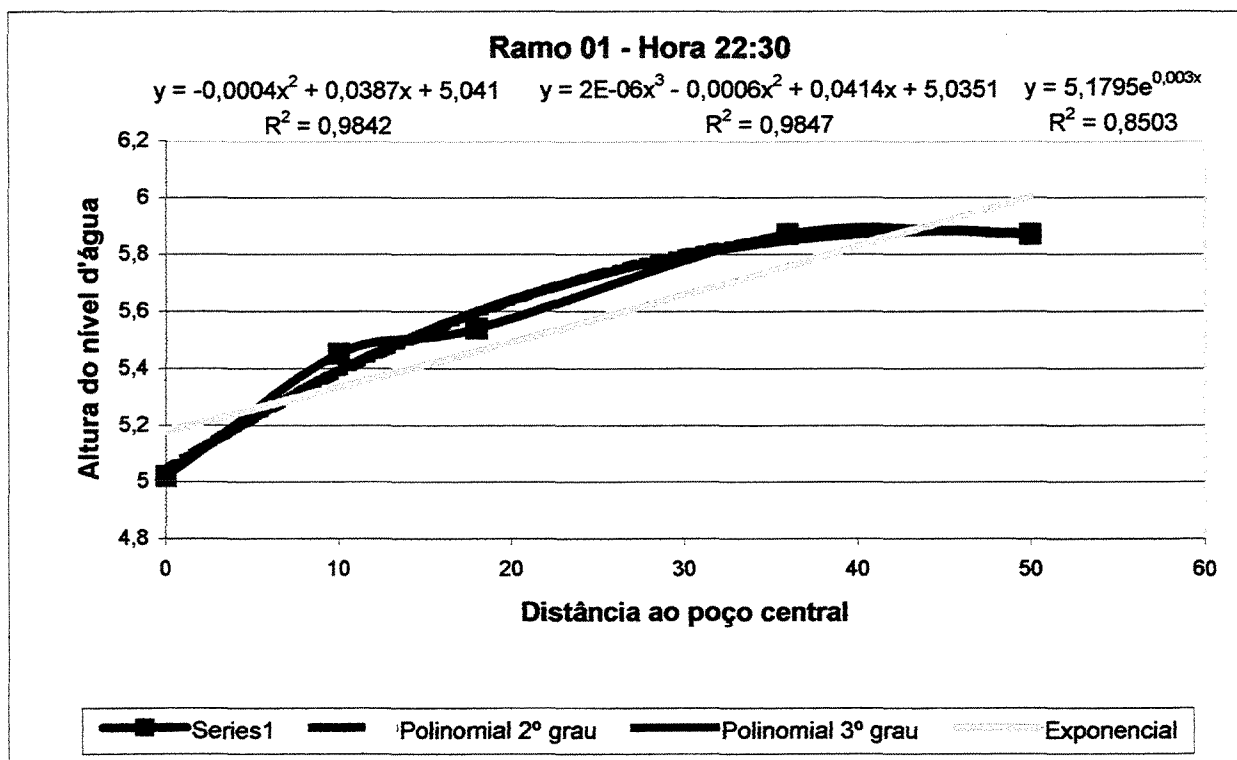


Figura A-15 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 22:30

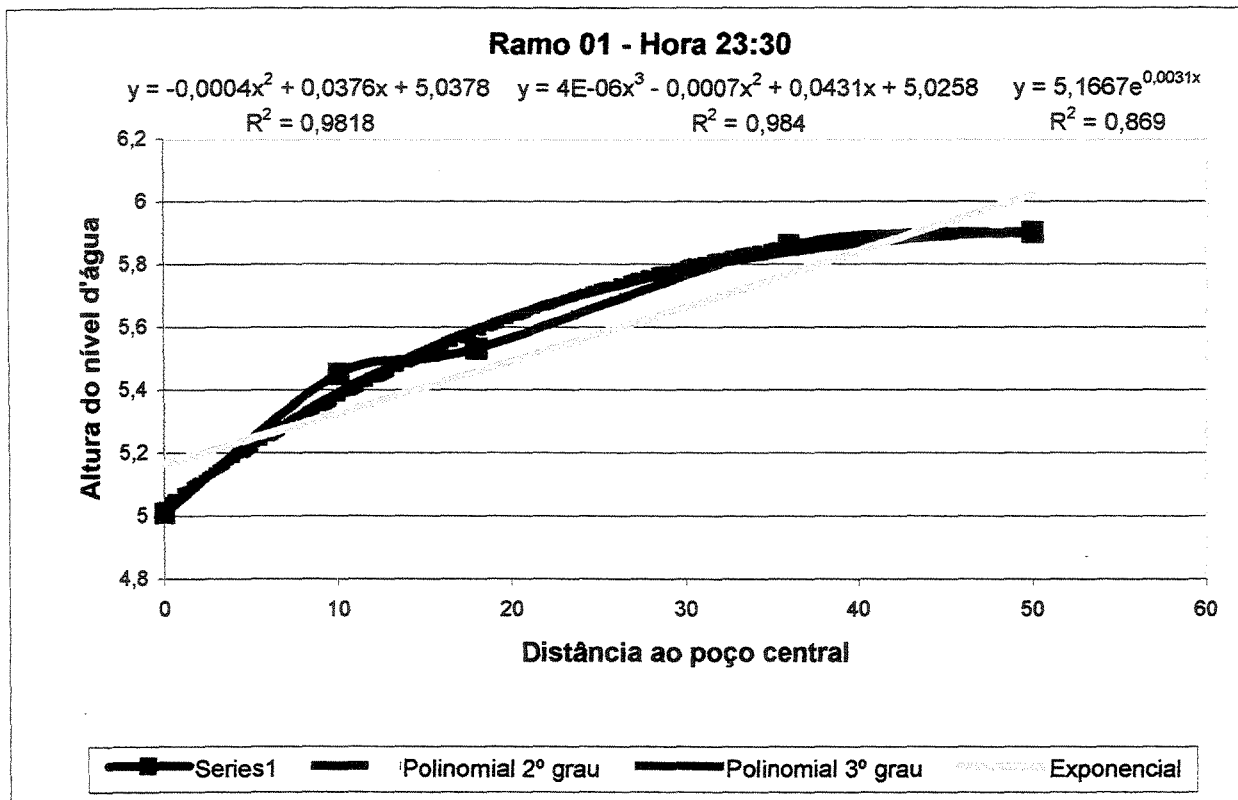


Figura A-16 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 23:30

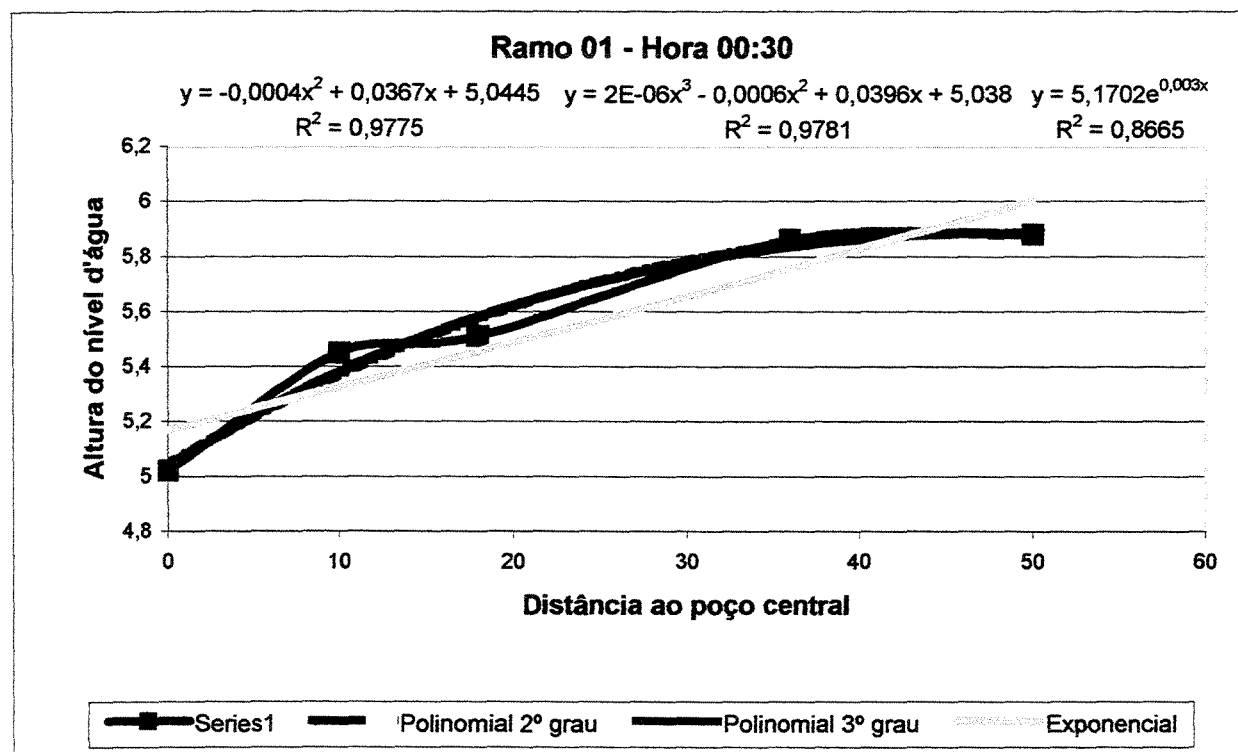


Figura A-17 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 00:30

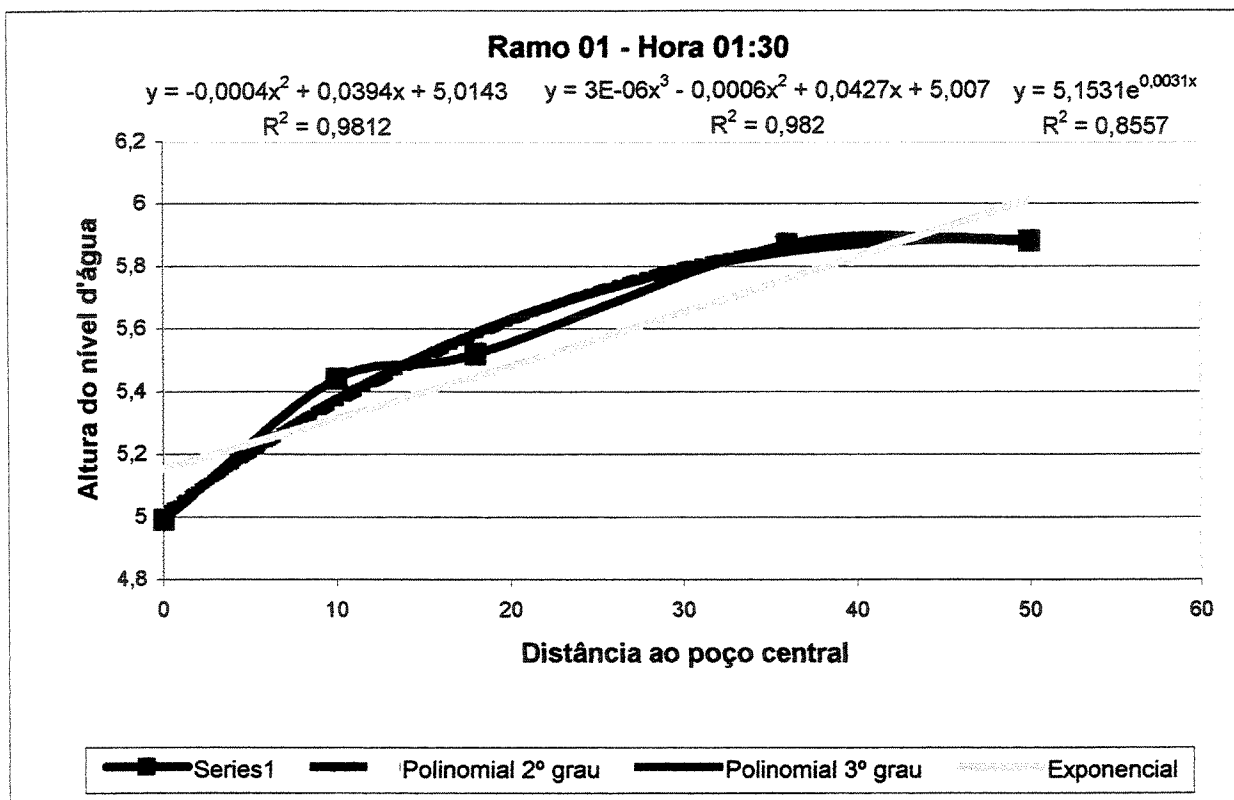


Figura A-18 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 01:30

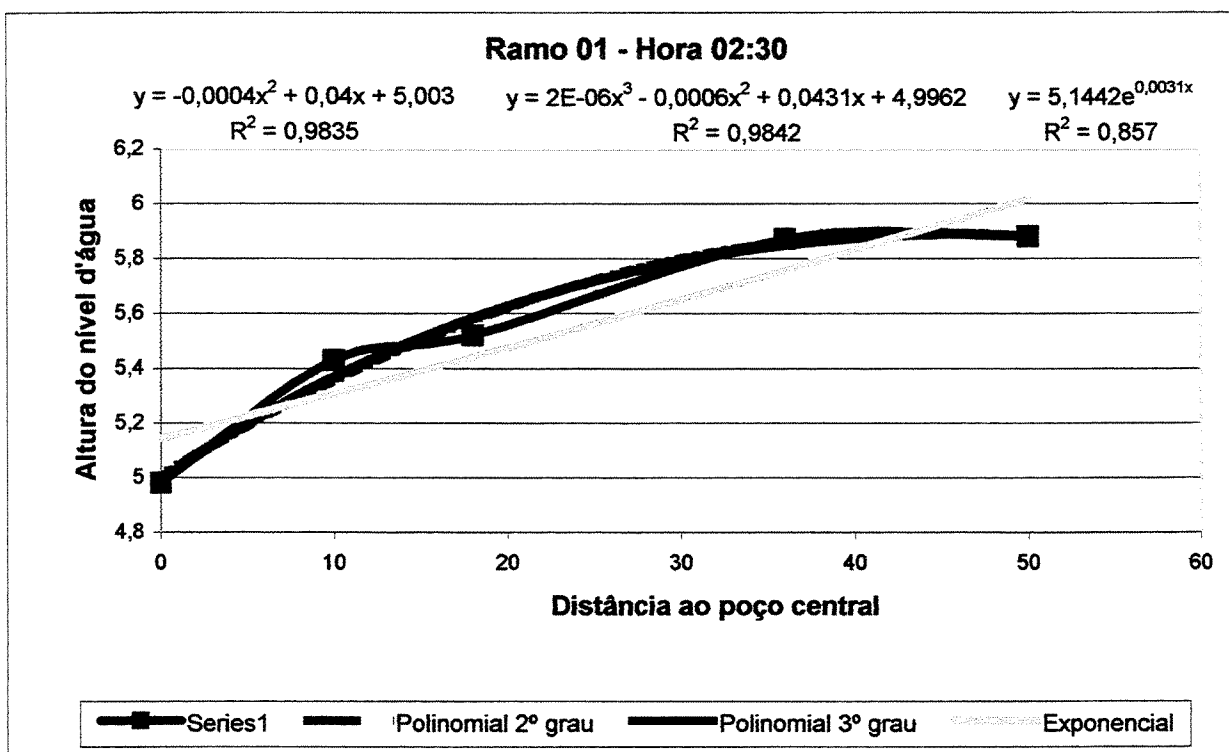


Figura A-19 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 02:30

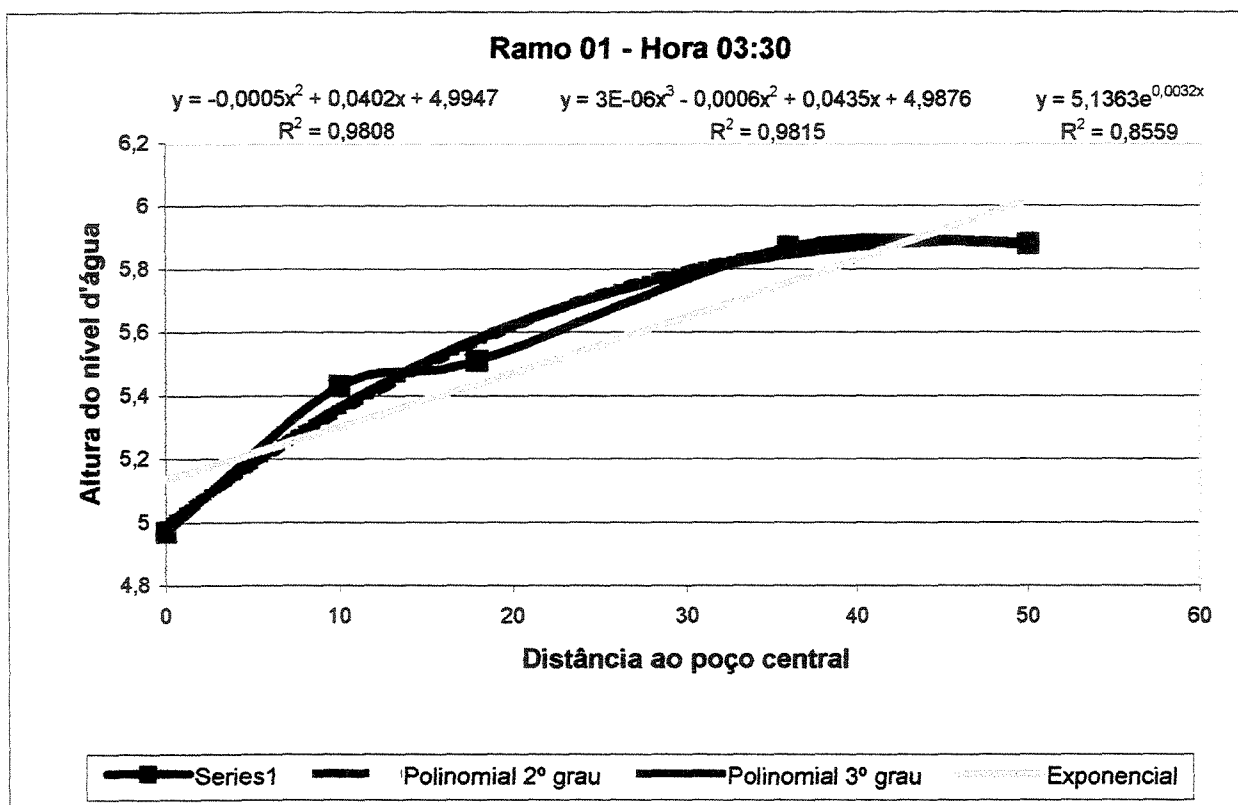


Figura A-20 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 03:30

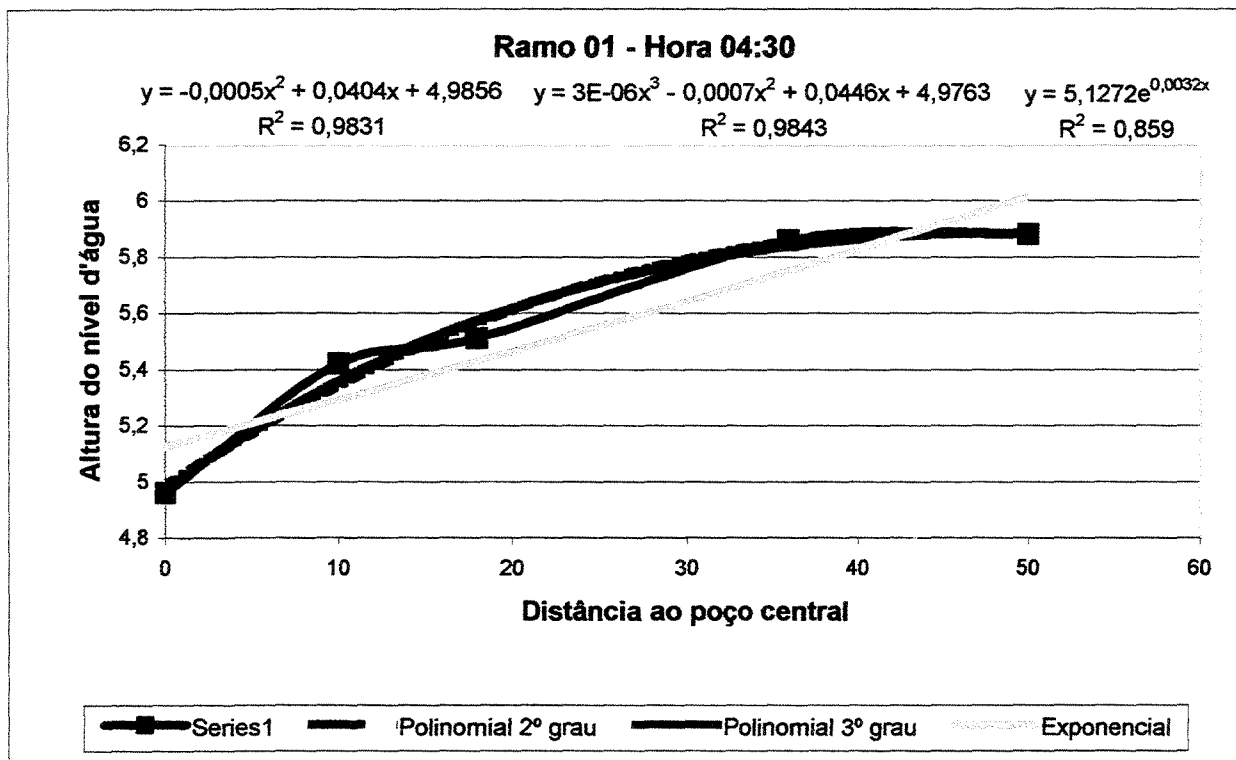


Figura A-21 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 04:30

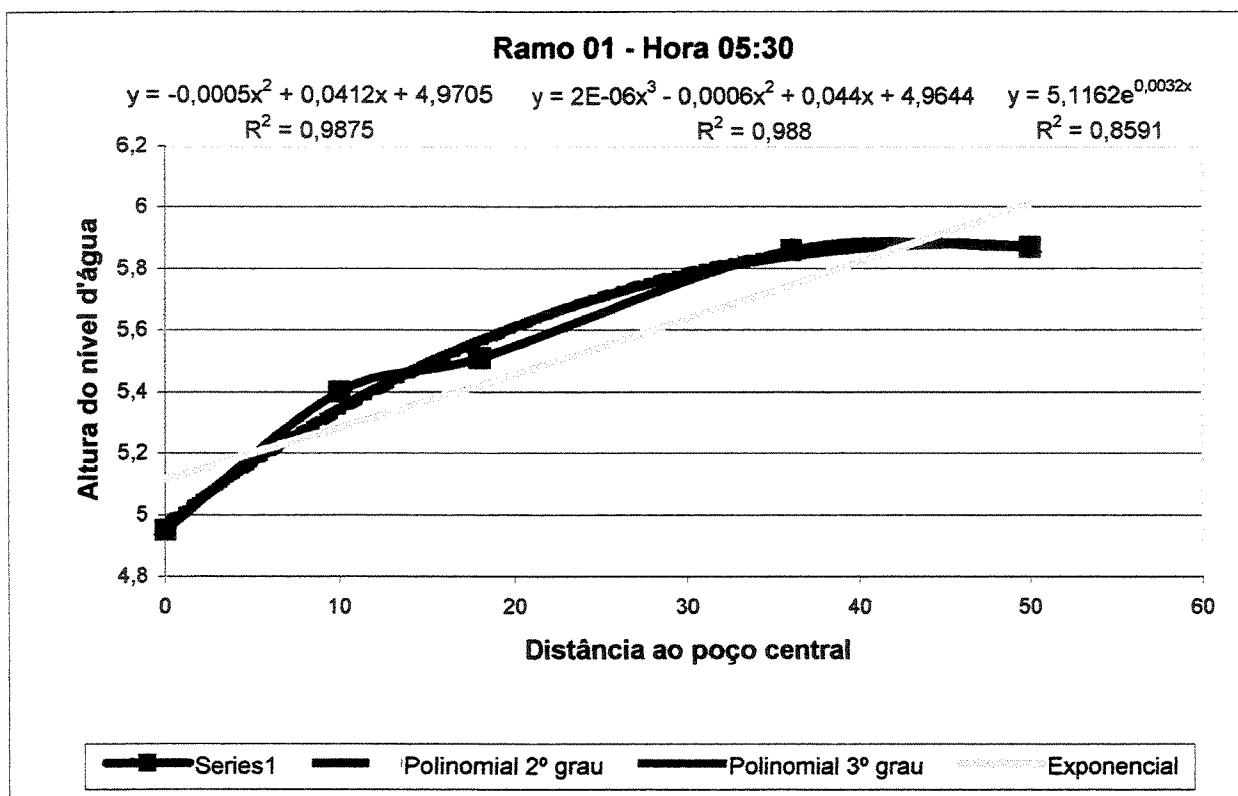


Figura A-22 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 05:30

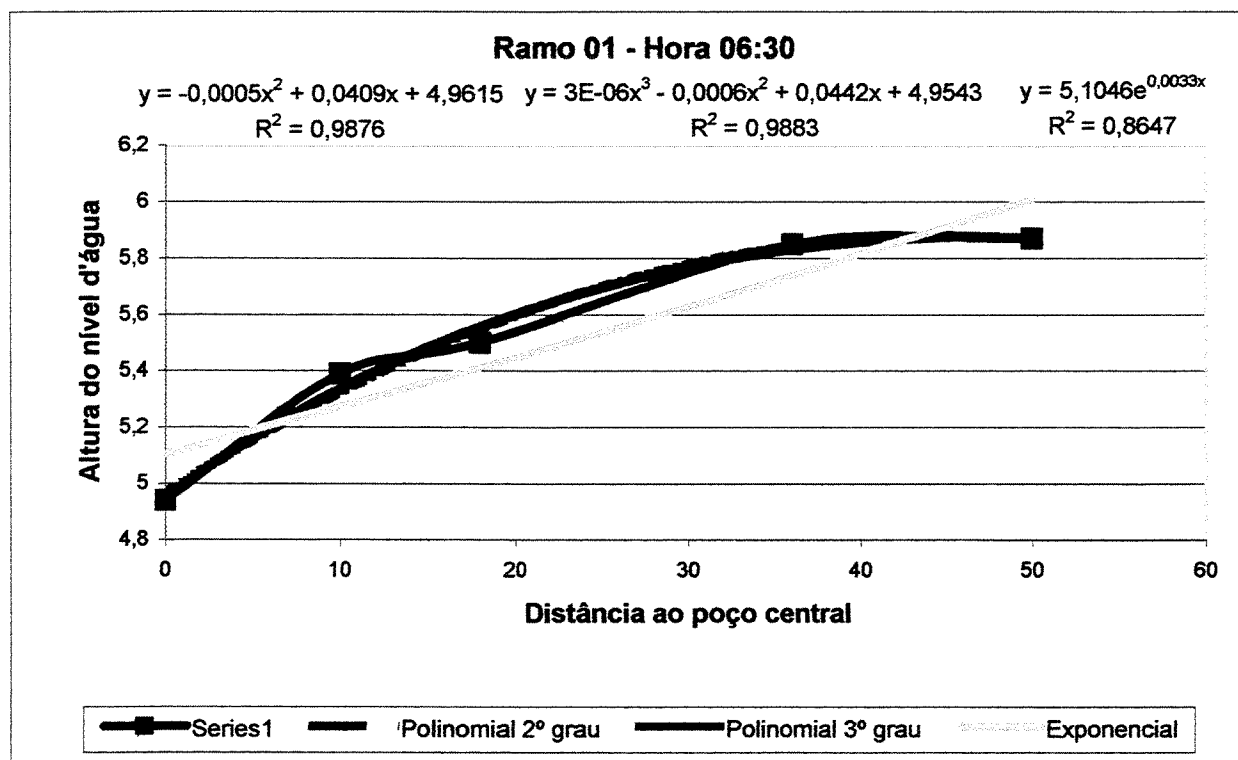


Figura A-23 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 06:30

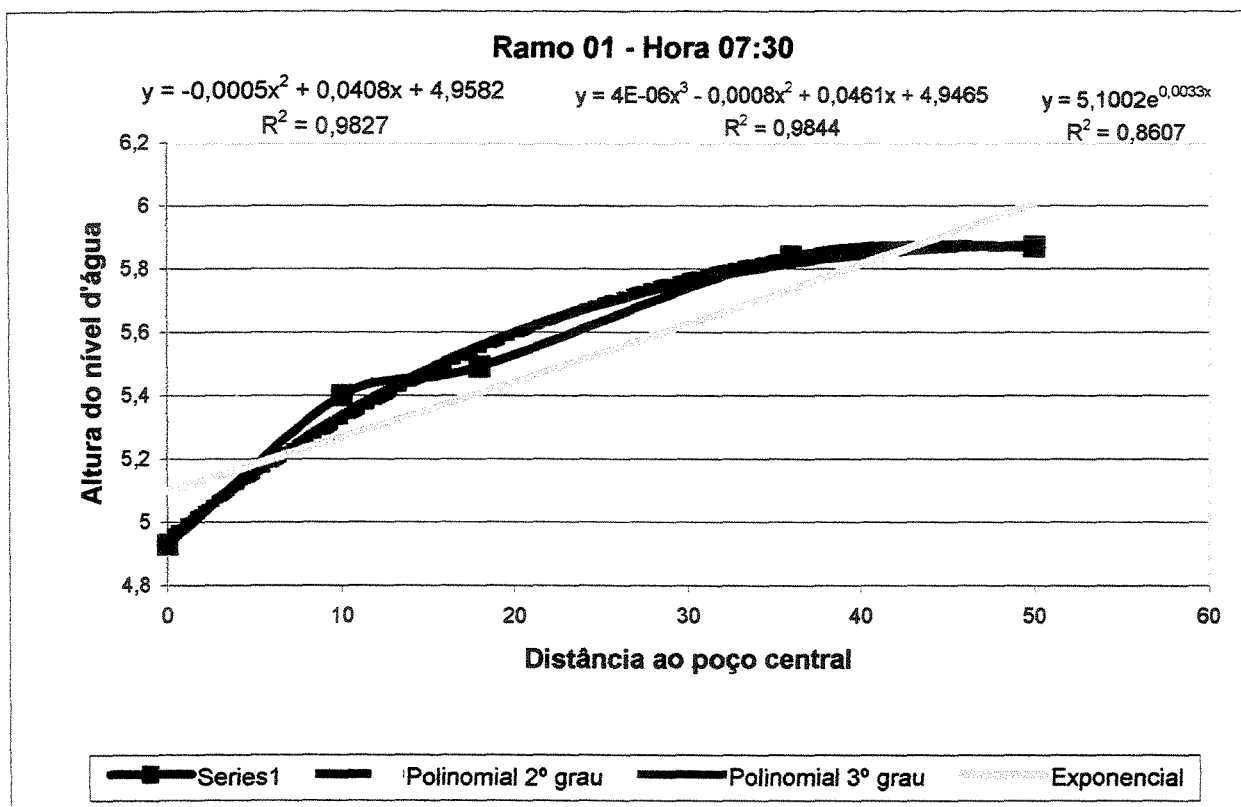


Figura A-24 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 07:30

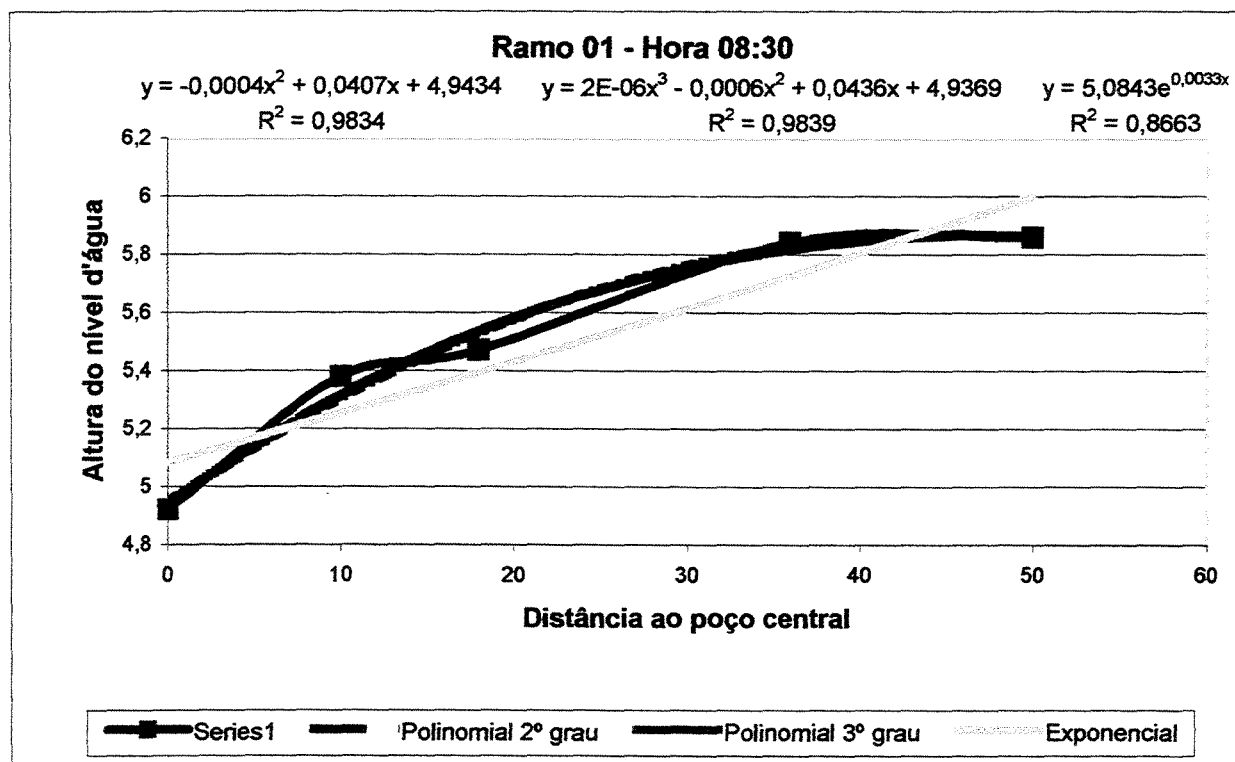


Figura A-25 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 08:30

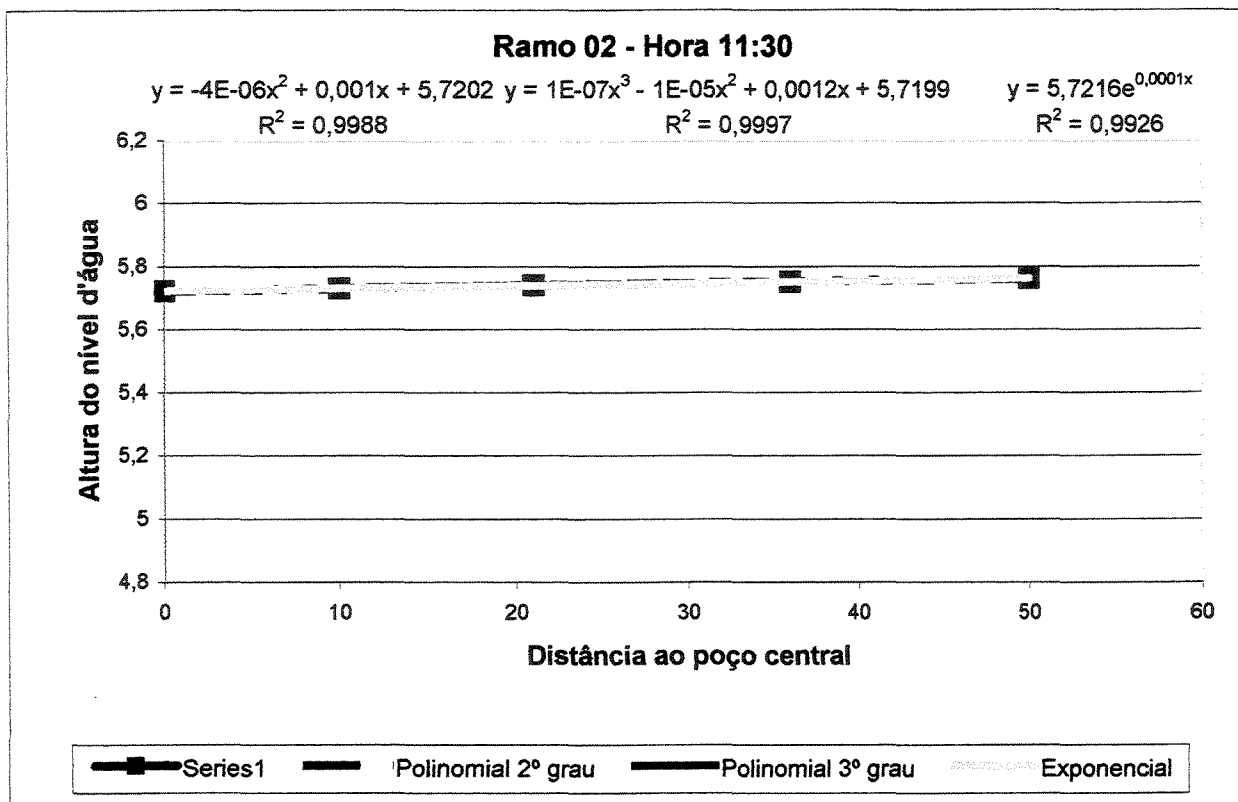


Figura A-26 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 11:30

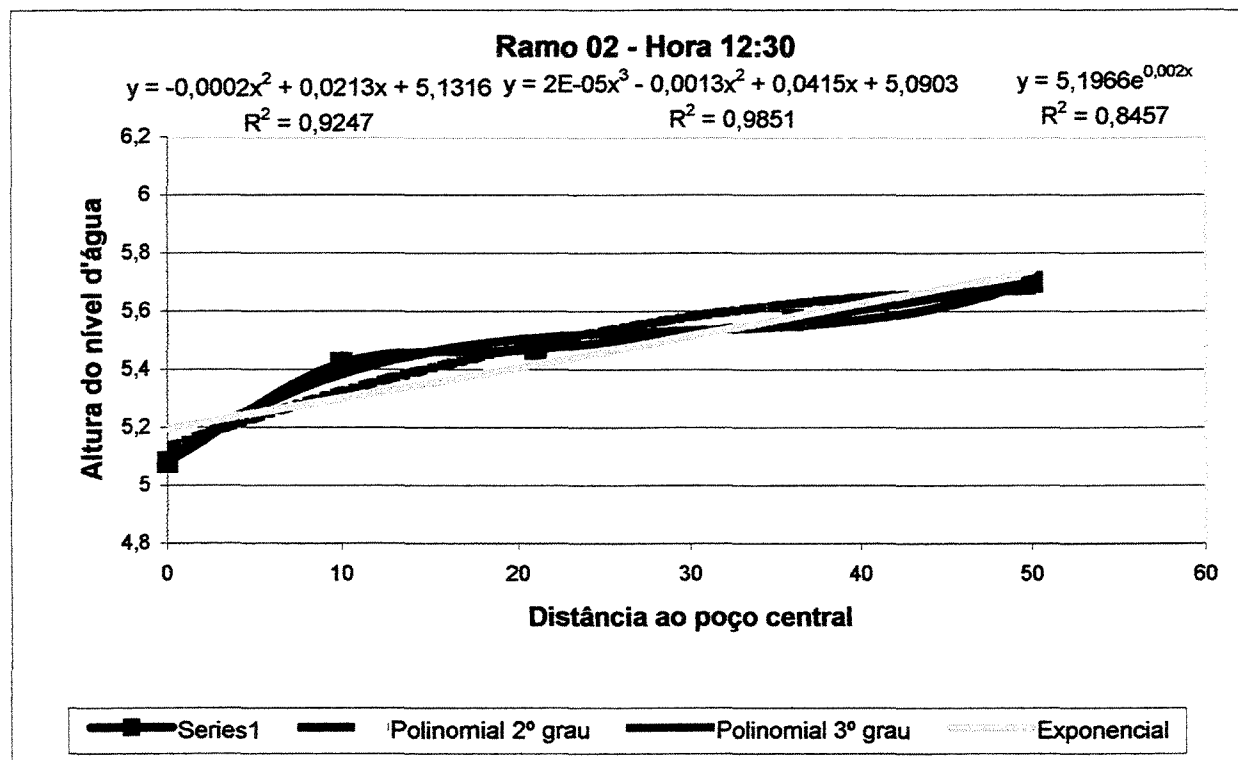


Figura A-27 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 12:30

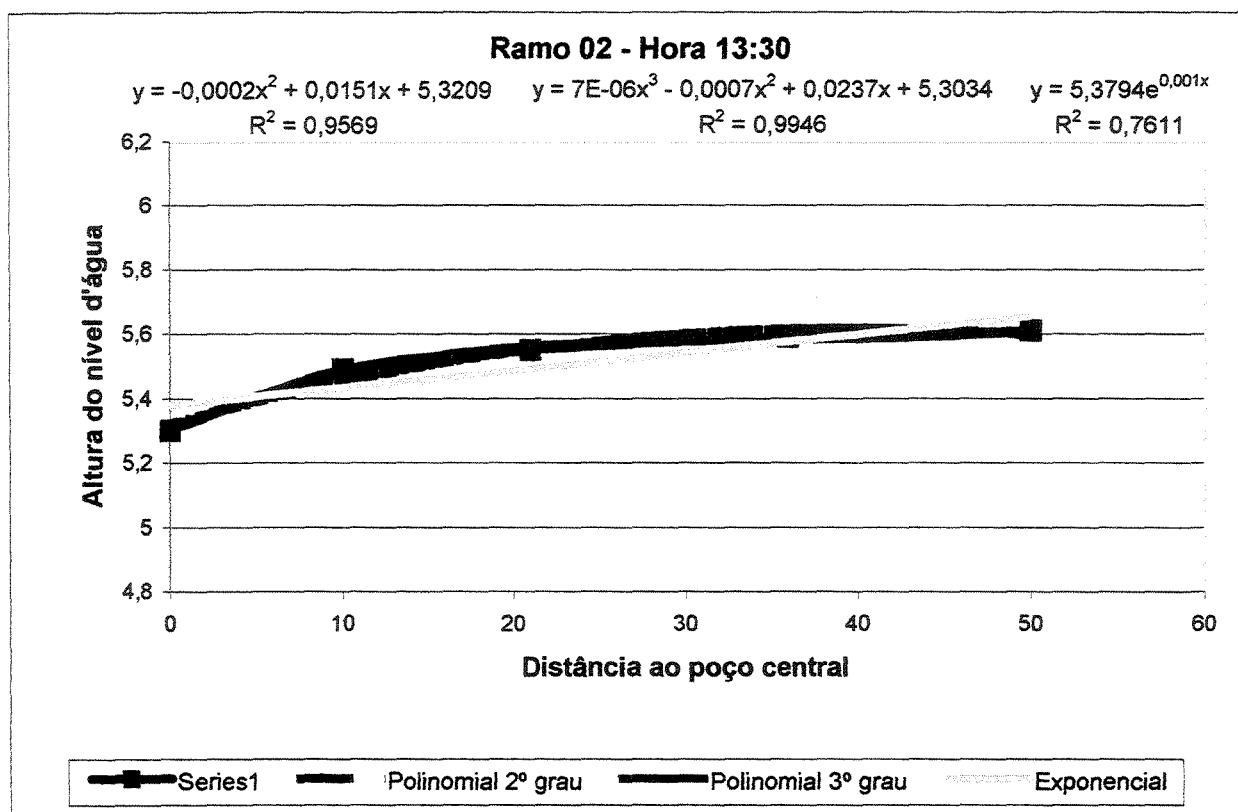


Figura A-28 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 13:30

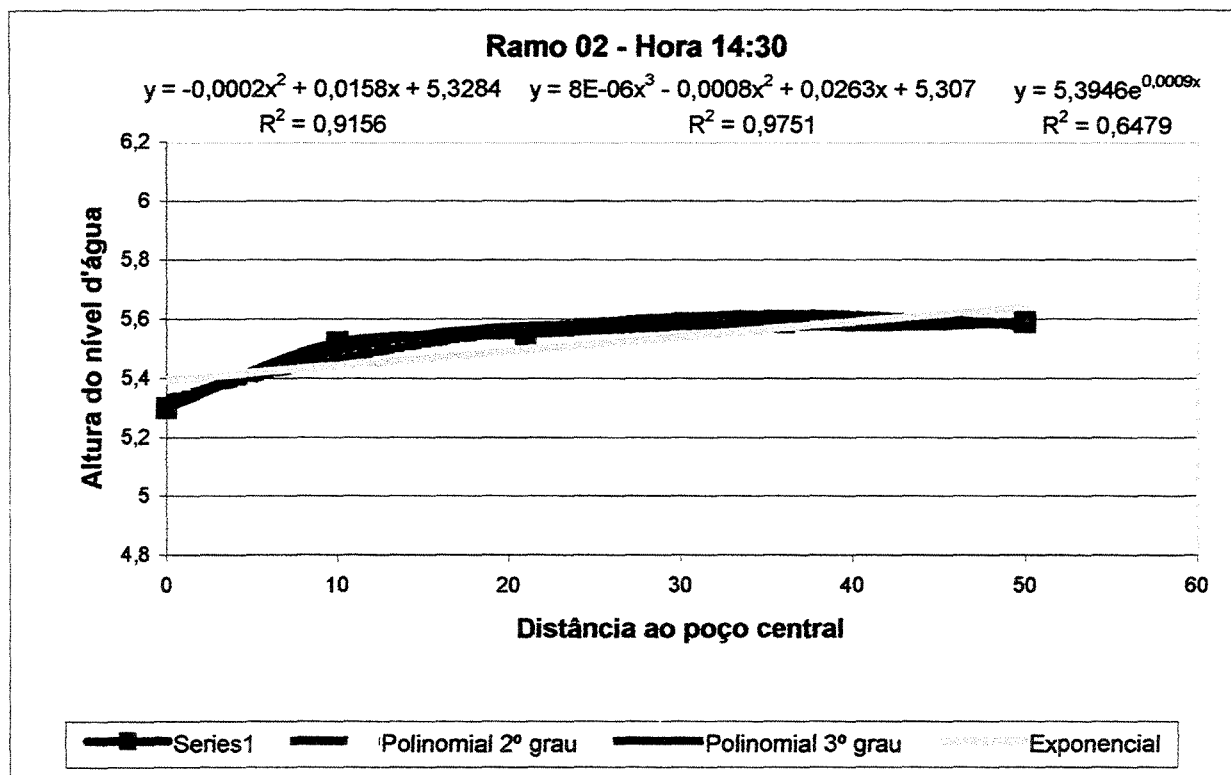


Figura A-29 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 14:30

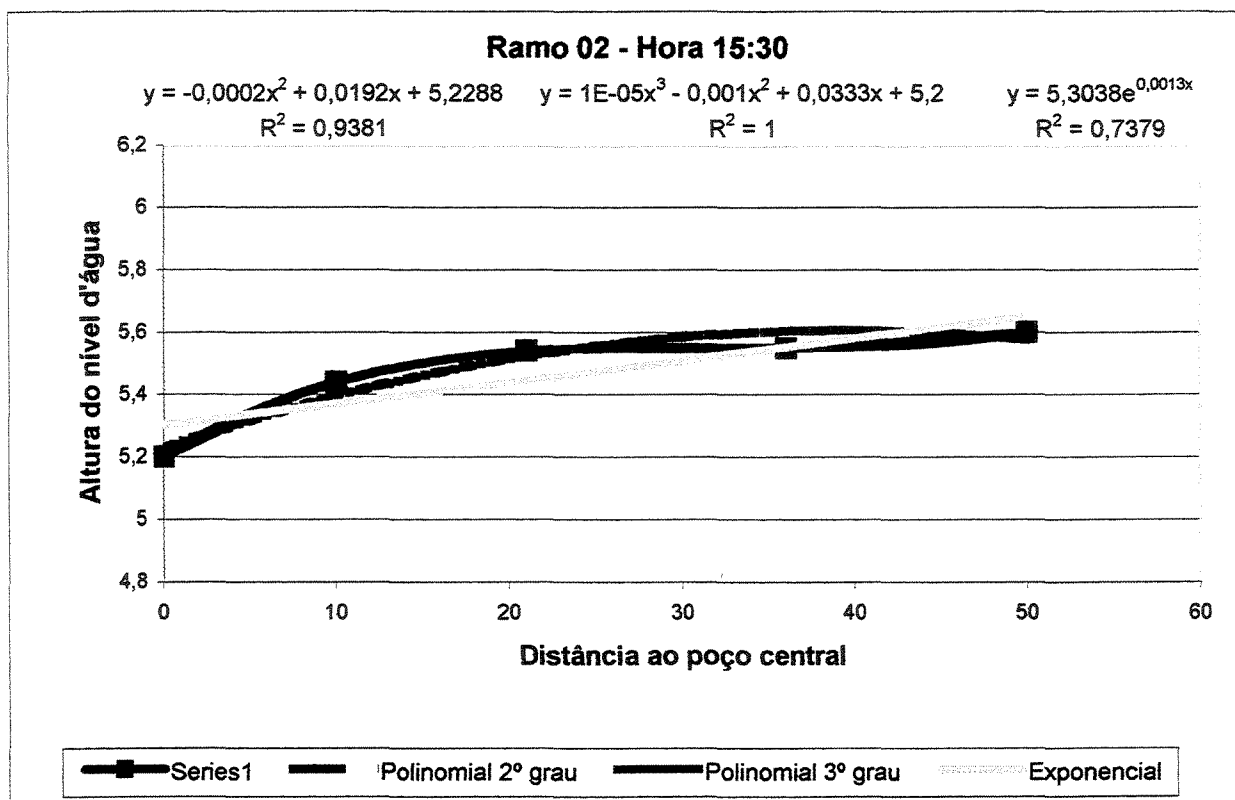


Figura A-30 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 15:30

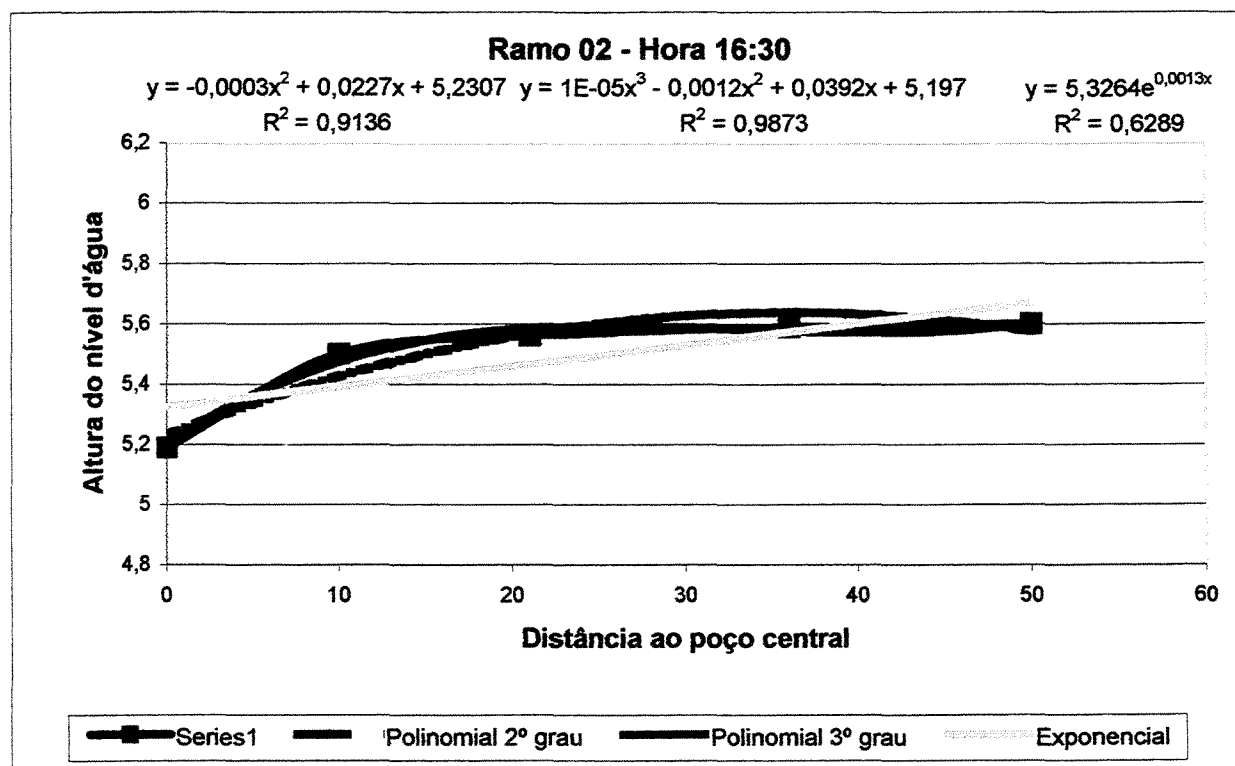


Figura A-31 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 16:30

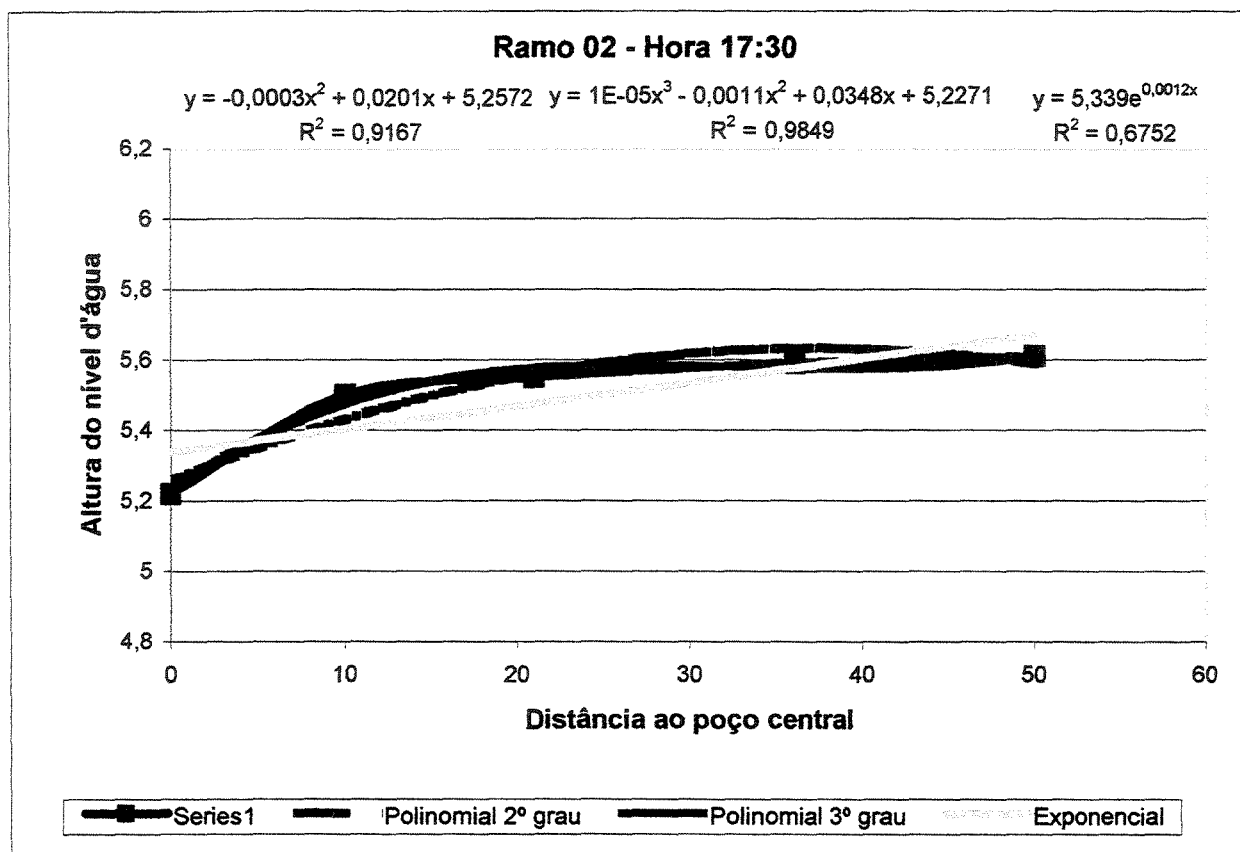


Figura A-32 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 17:30

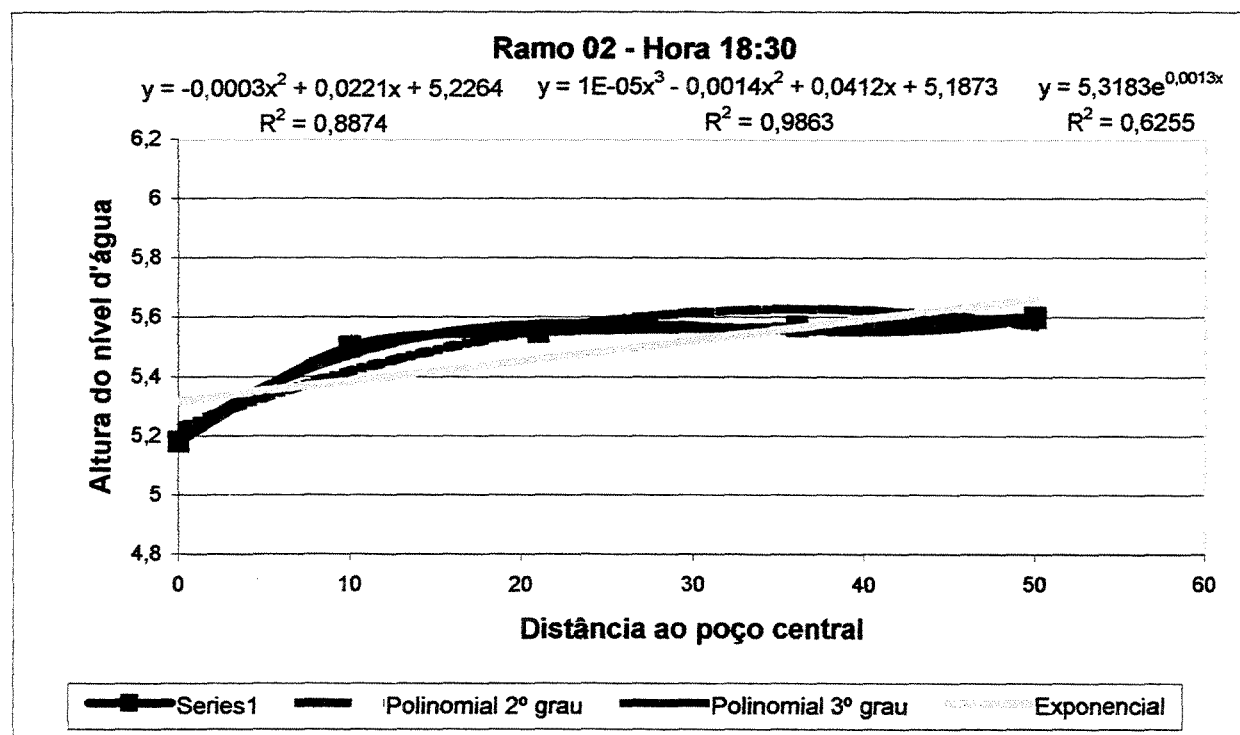


Figura A-33 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 18:30

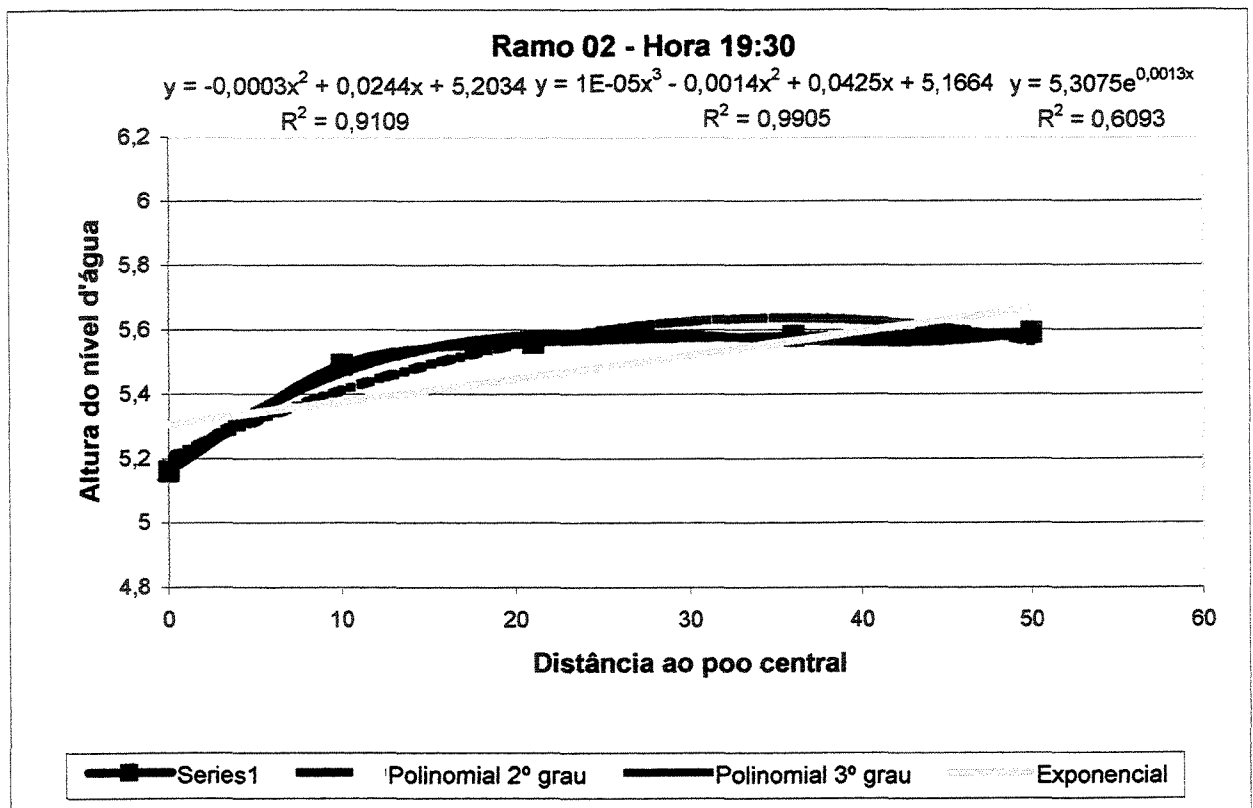


Figura A-34 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 19:30

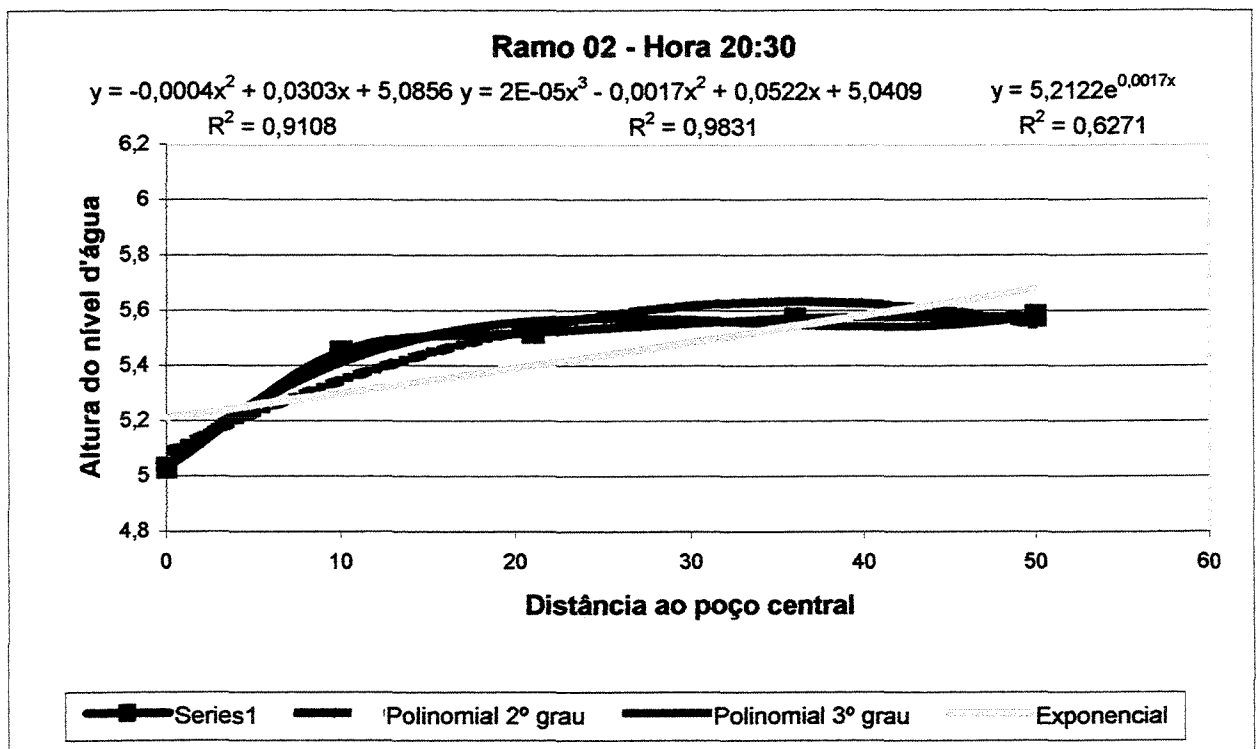


Figura A-35 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 20:30

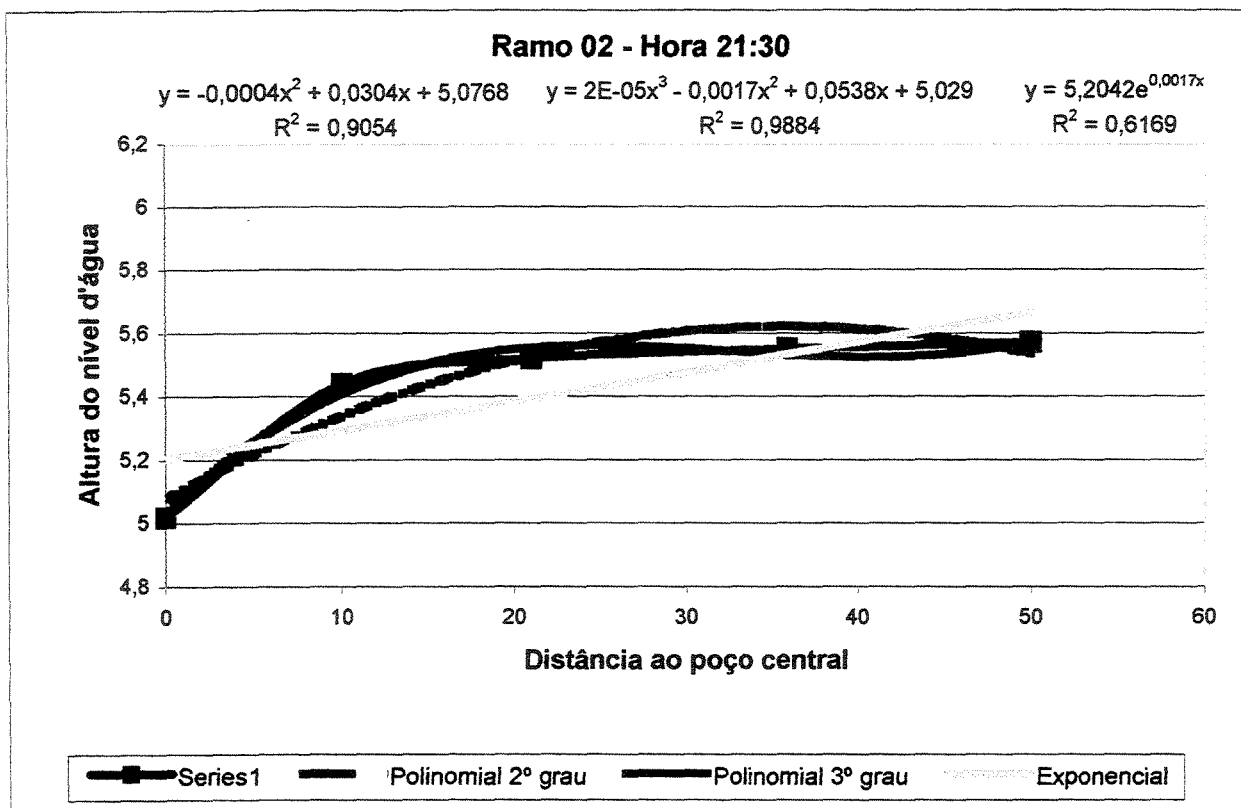


Figura A-36 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 21:30

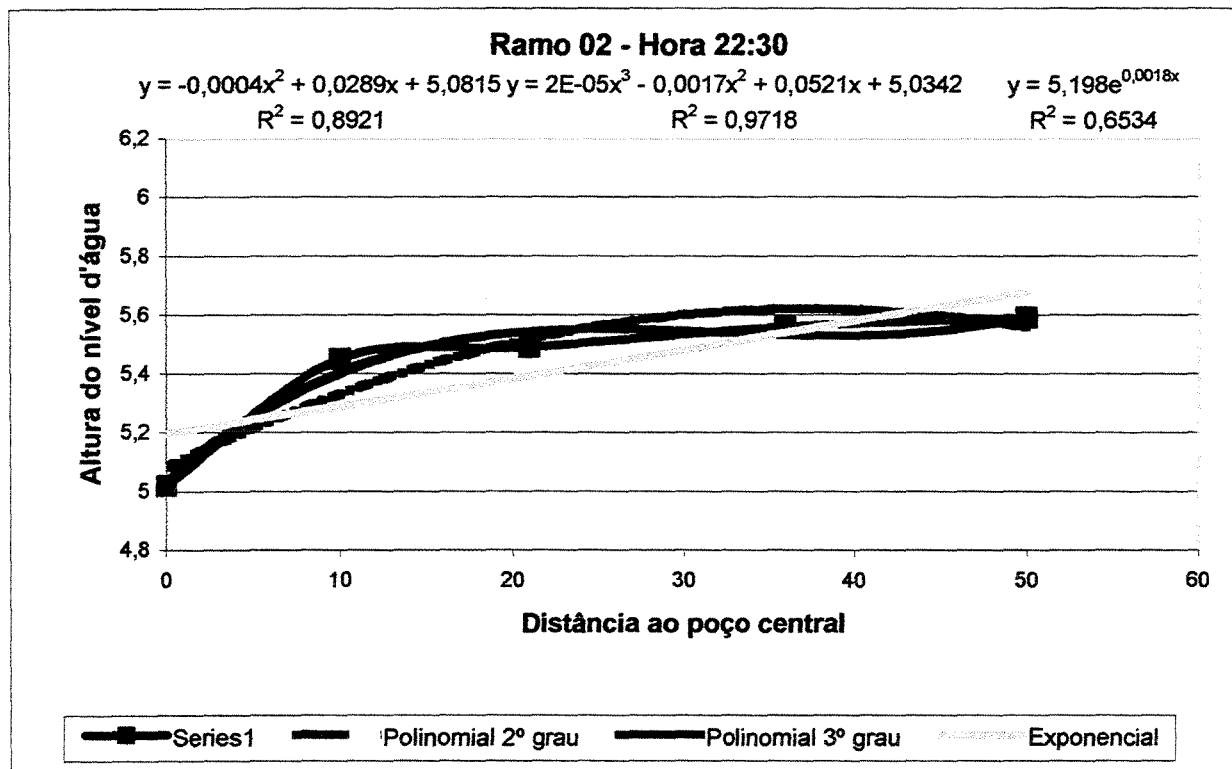


Figura A-37 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 22:30

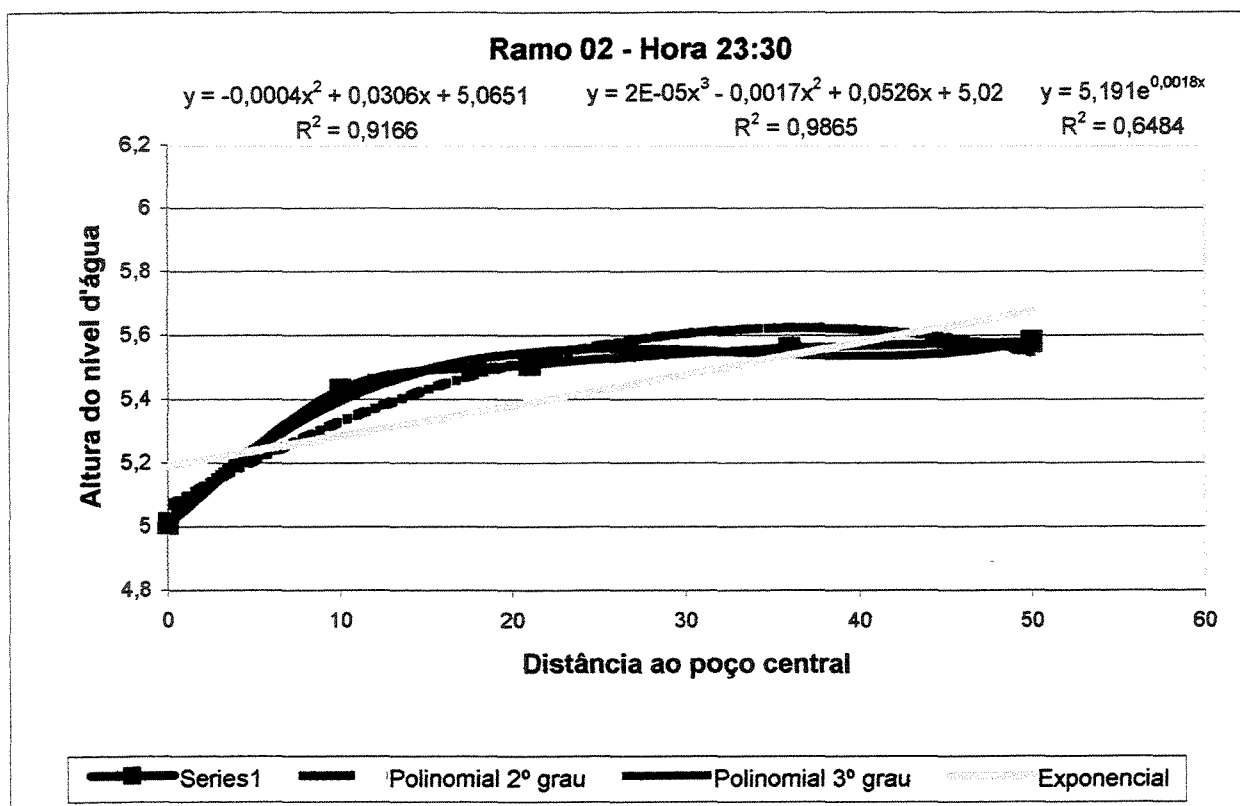


Figura A-38 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 23:30

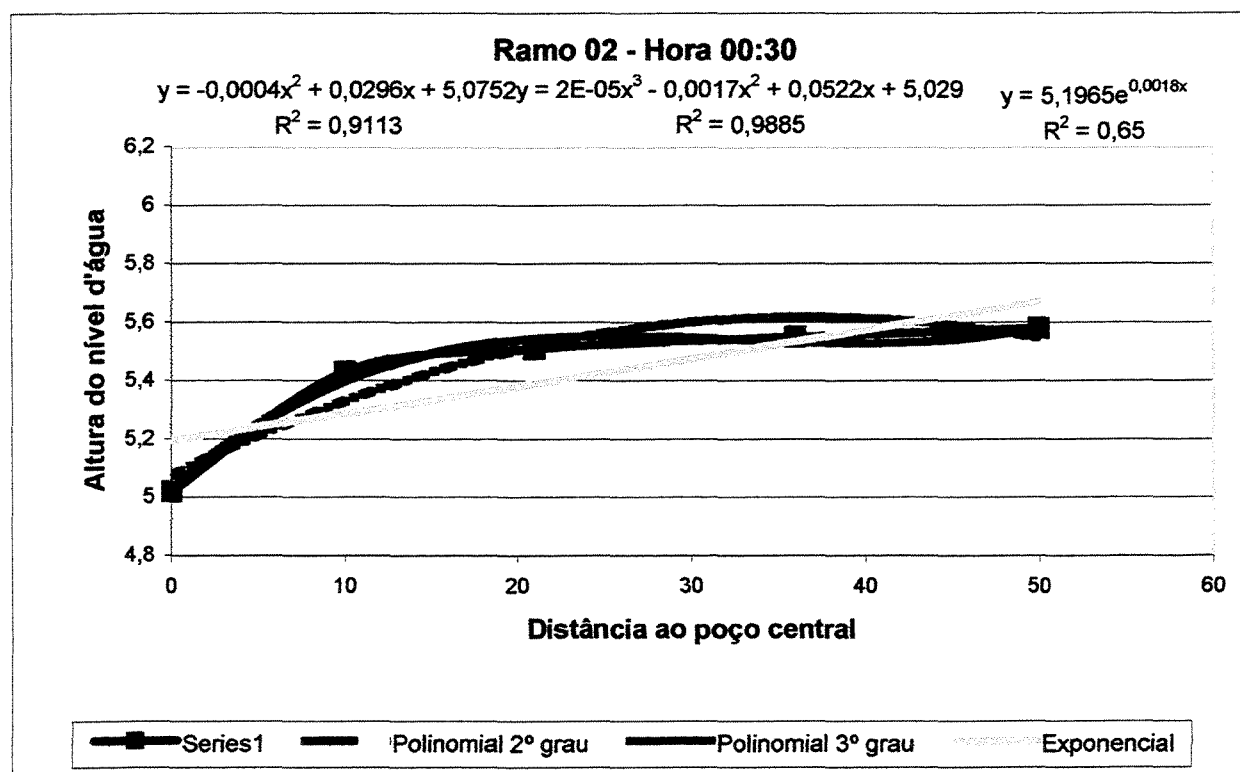


Figura A-39 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 00:30

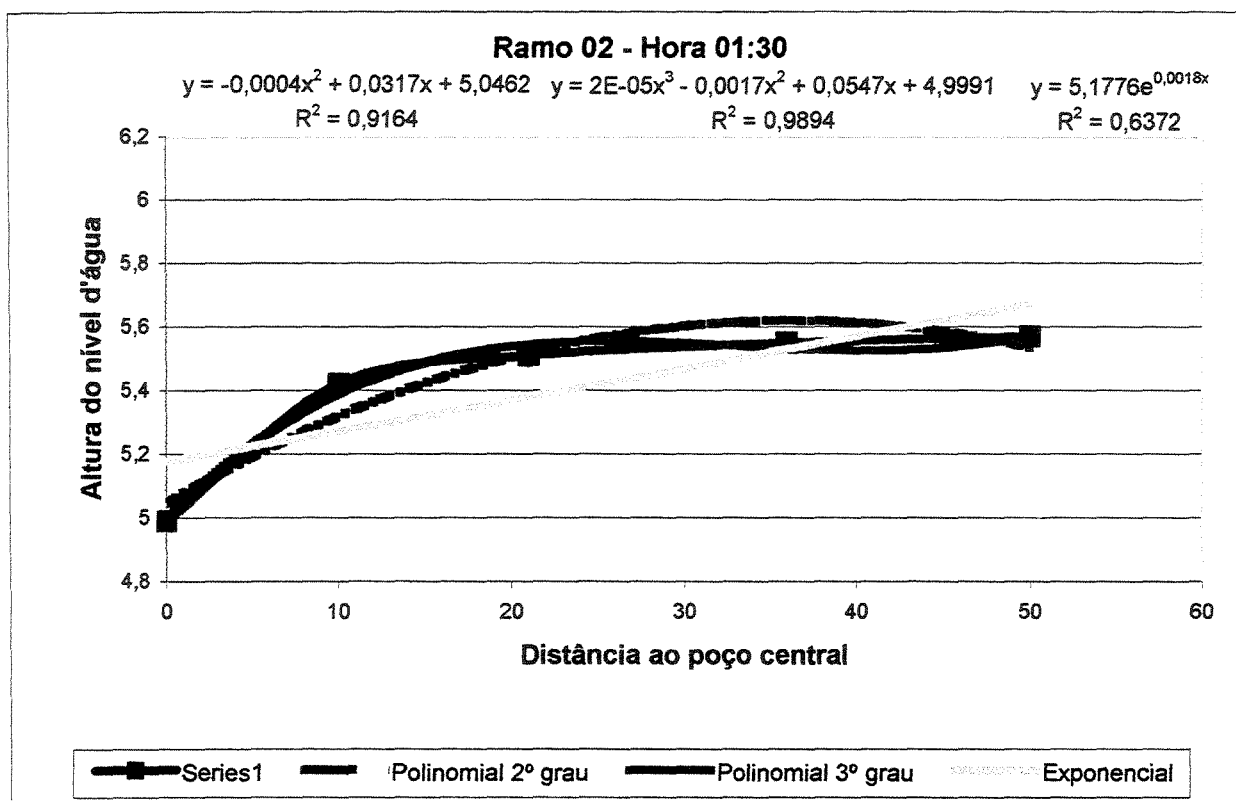


Figura A-40 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 01:30

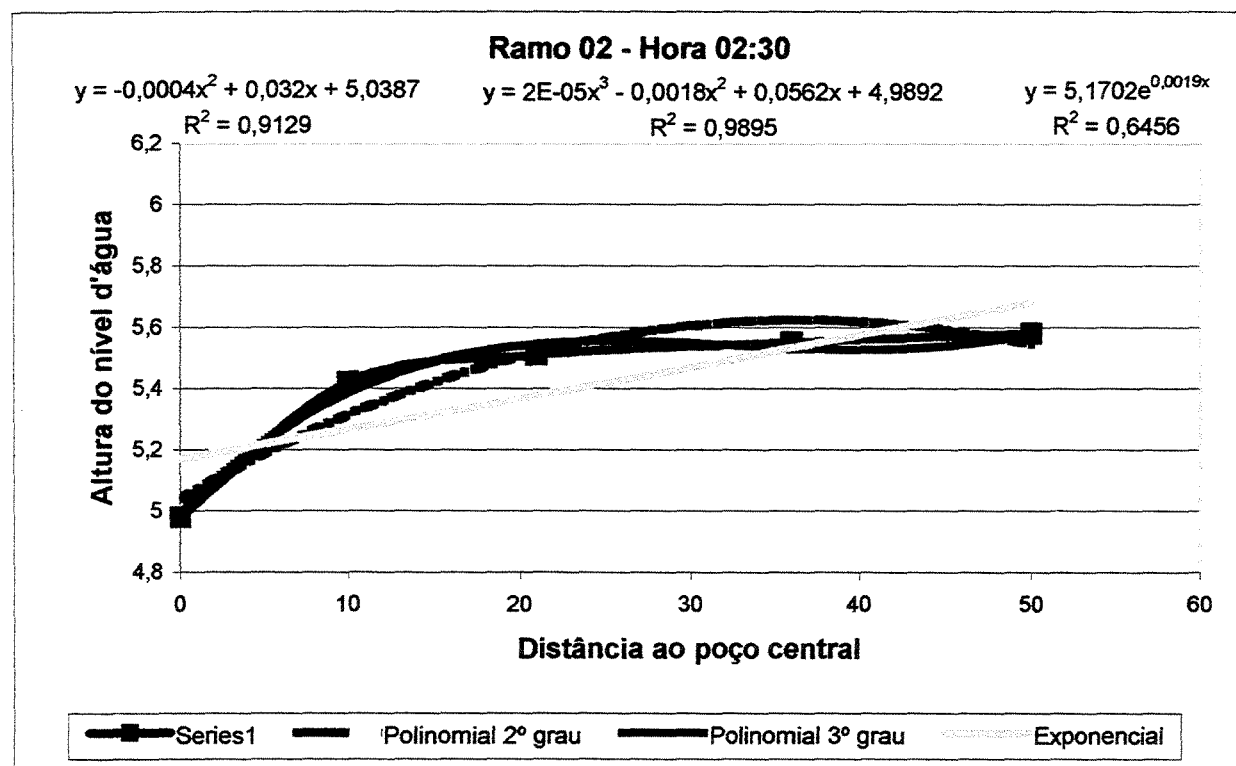


Figura A-41 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 02:30

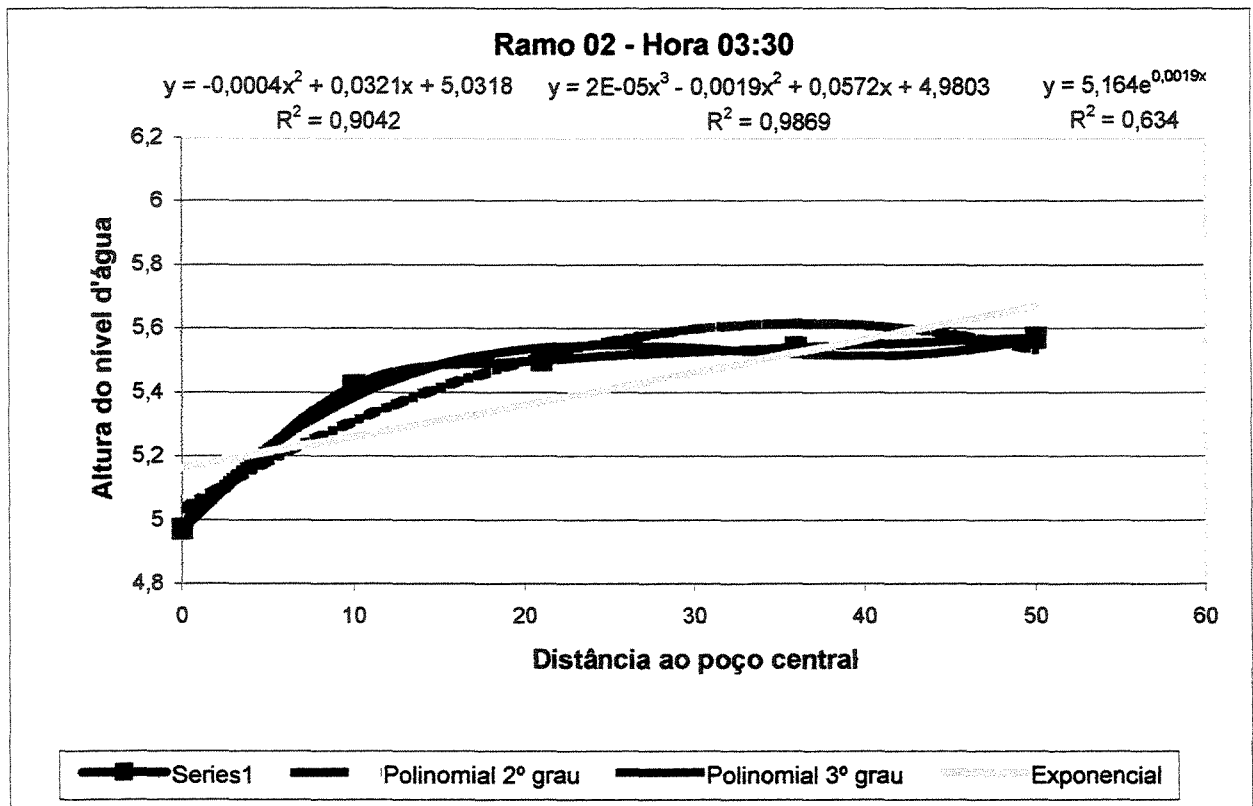


Figura A-42 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 03:30

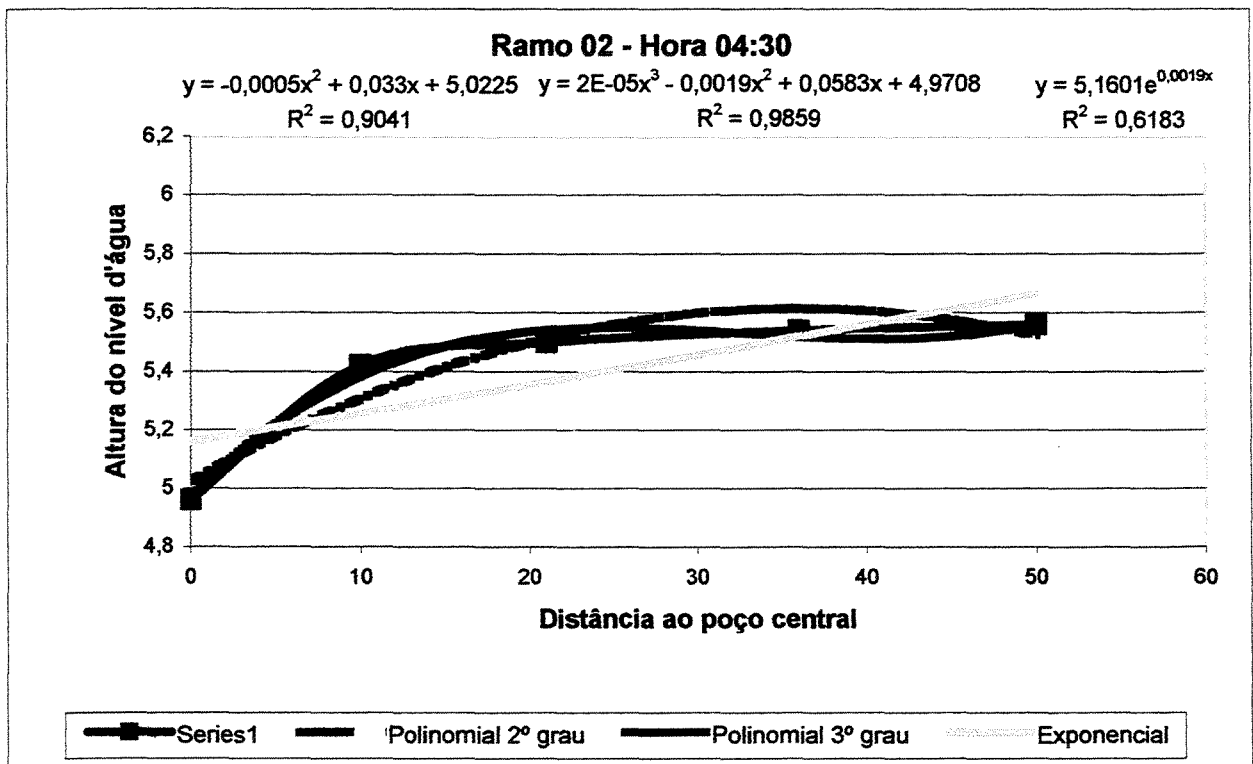


Figura A-43 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 04:30

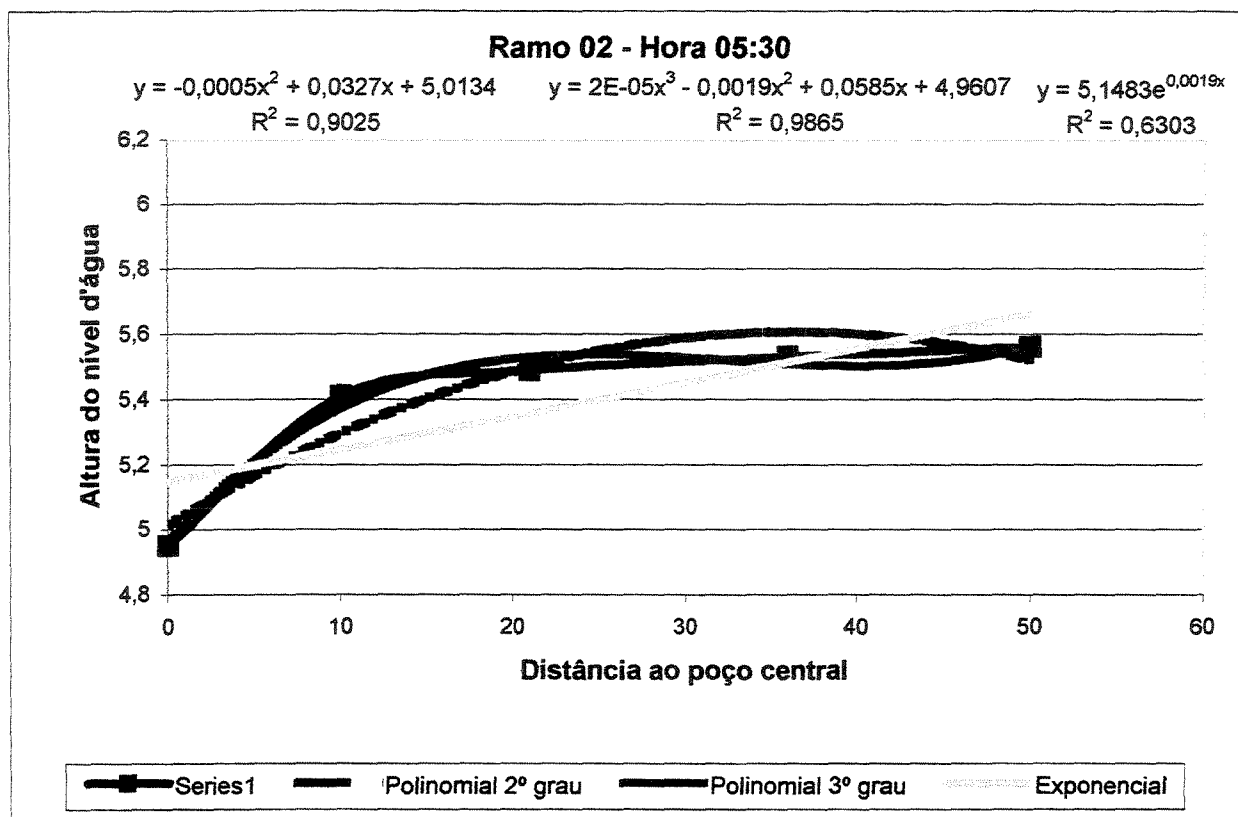


Figura A-44 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 05:30

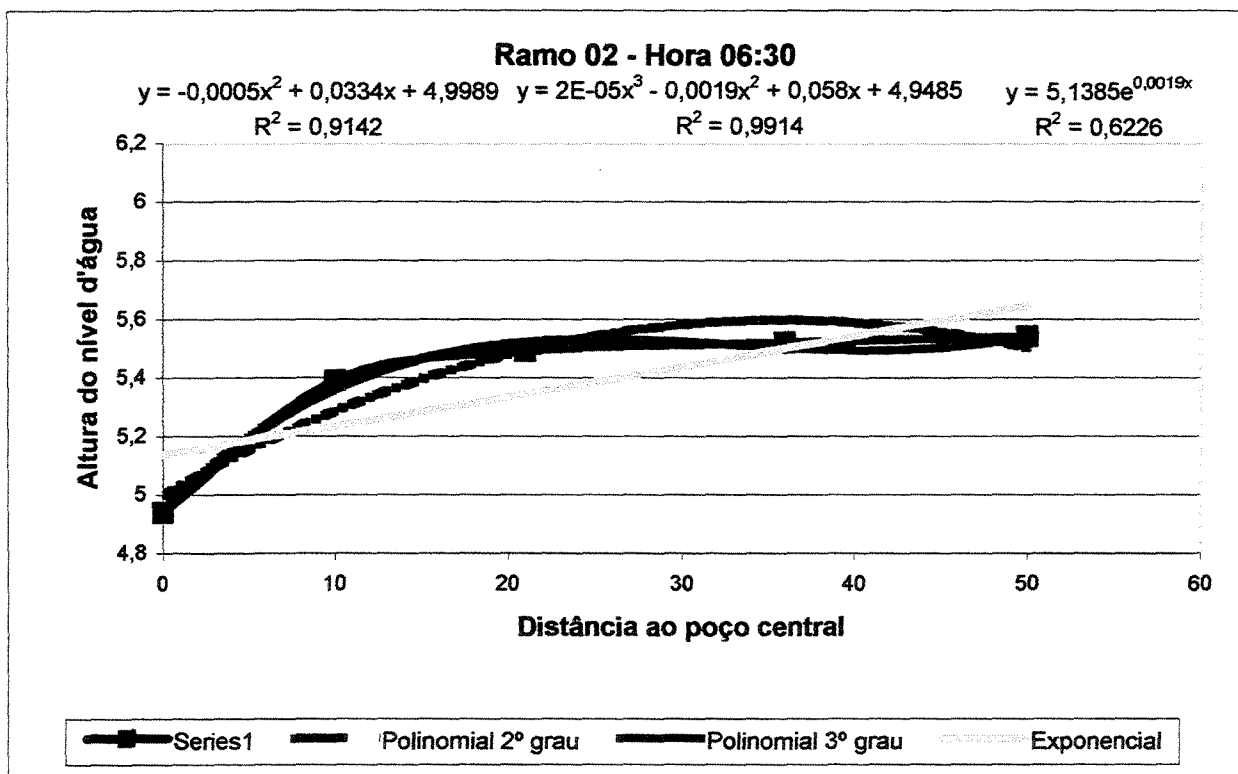


Figura A-45 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 06:30

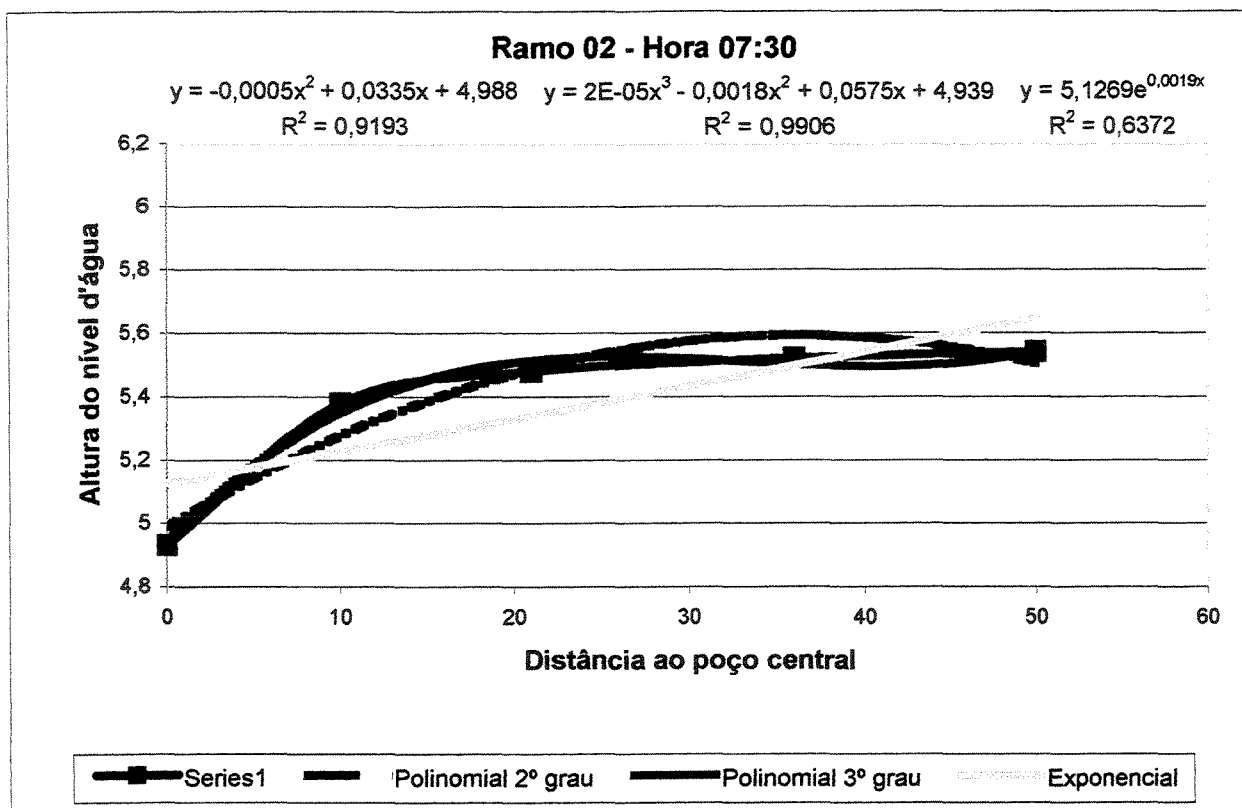


Figura A-46 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 07:30

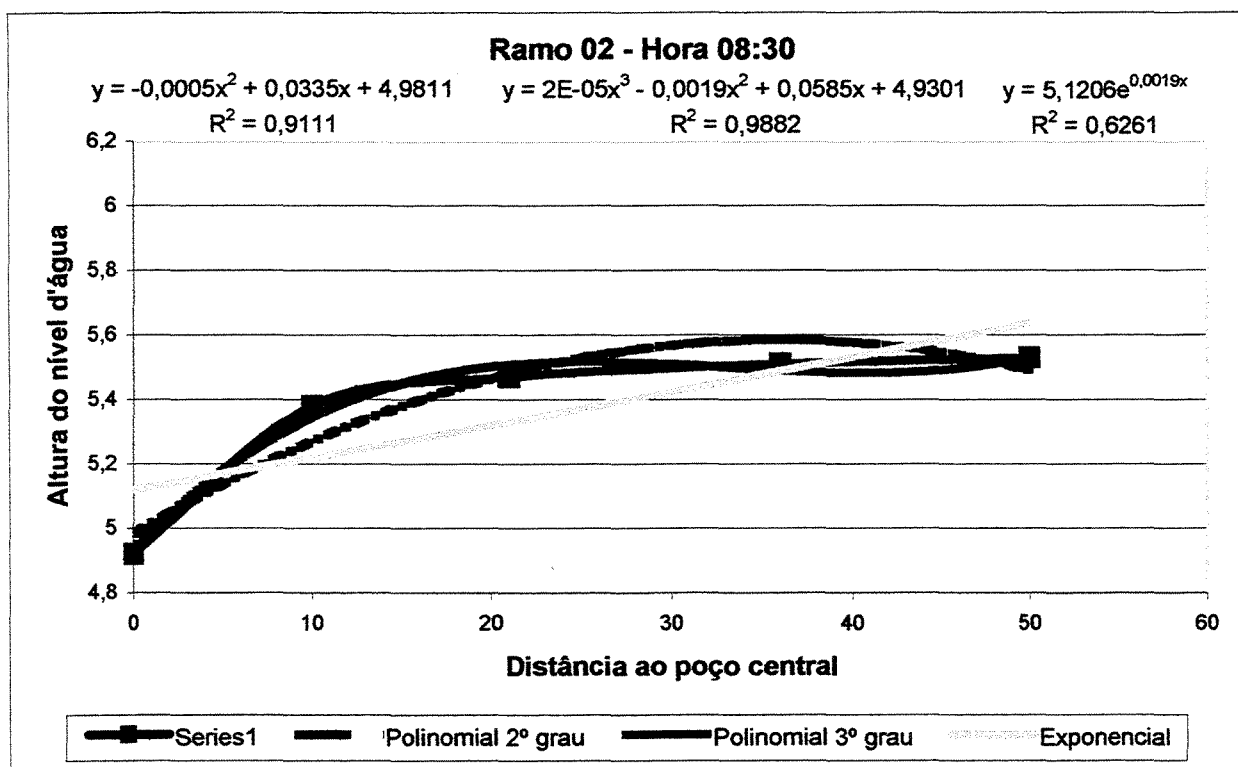


Figura A-47 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 08:30

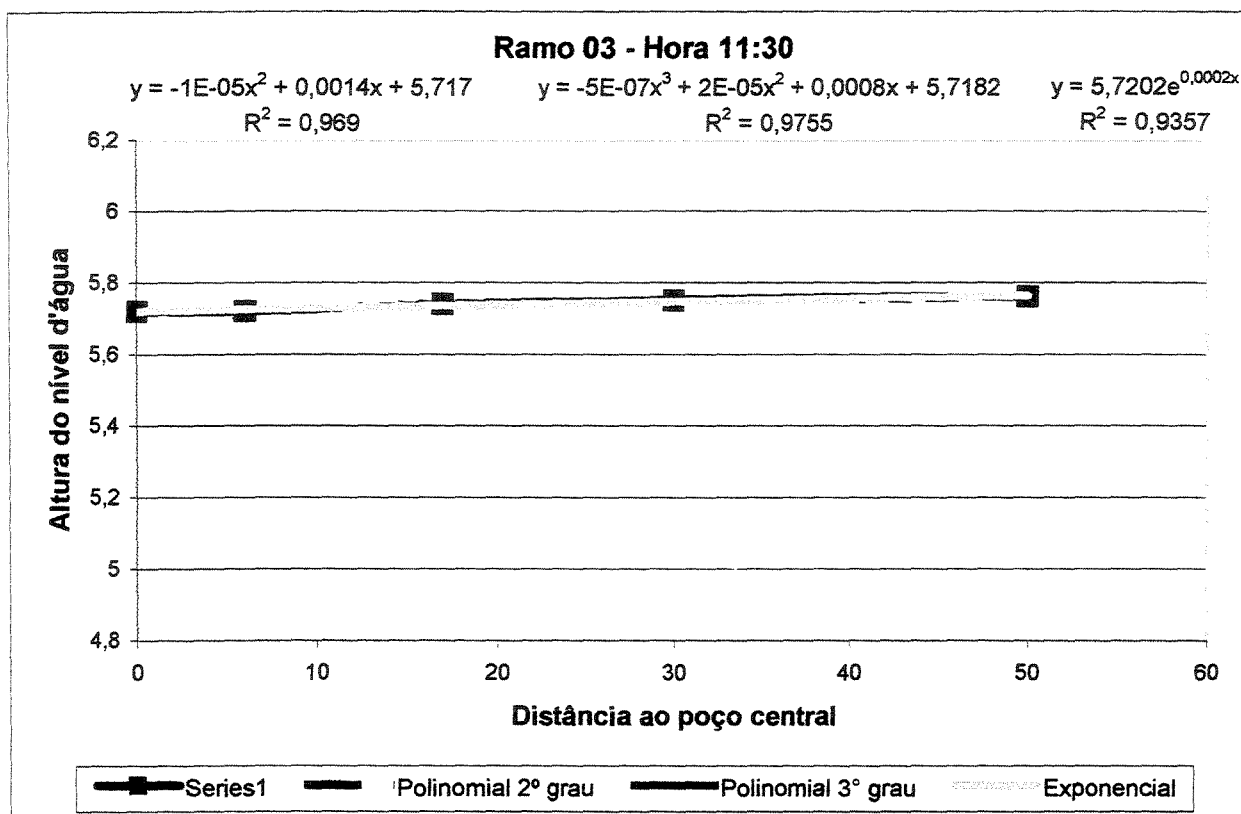


Figura A-48 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 11:30

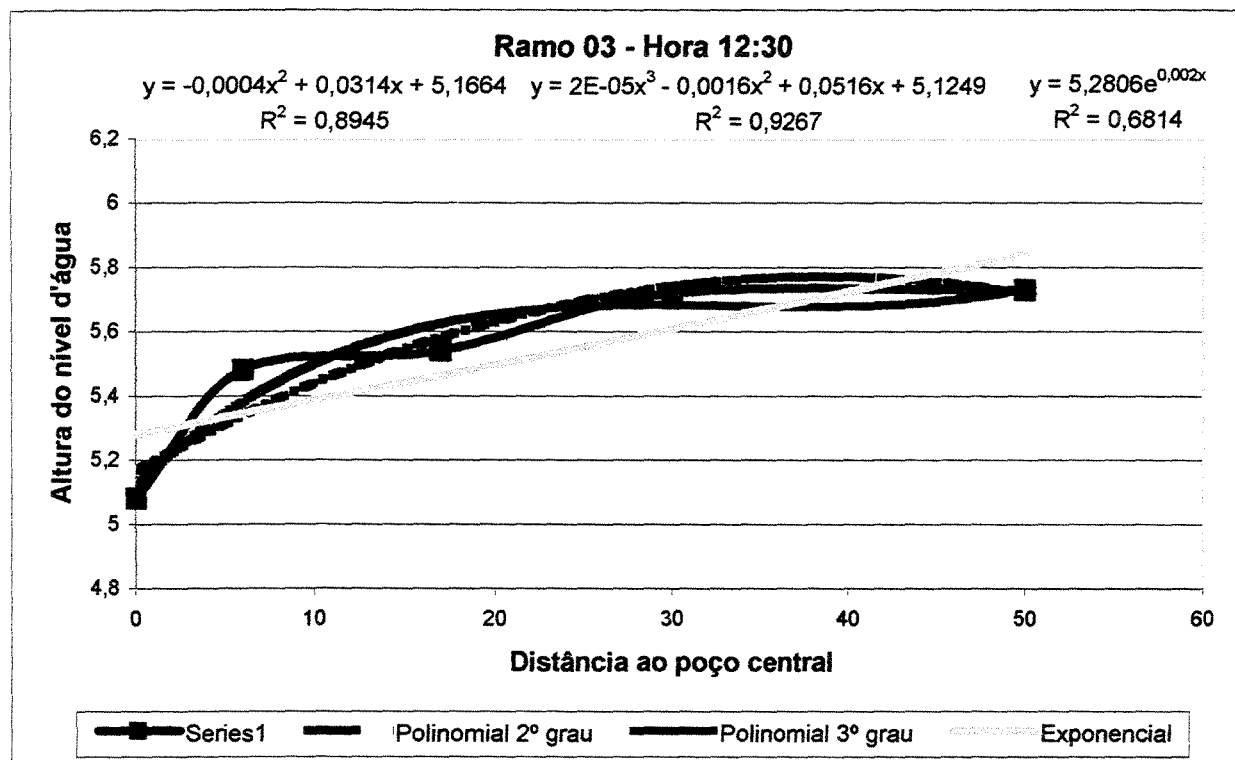


Figura A-49 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 12:30

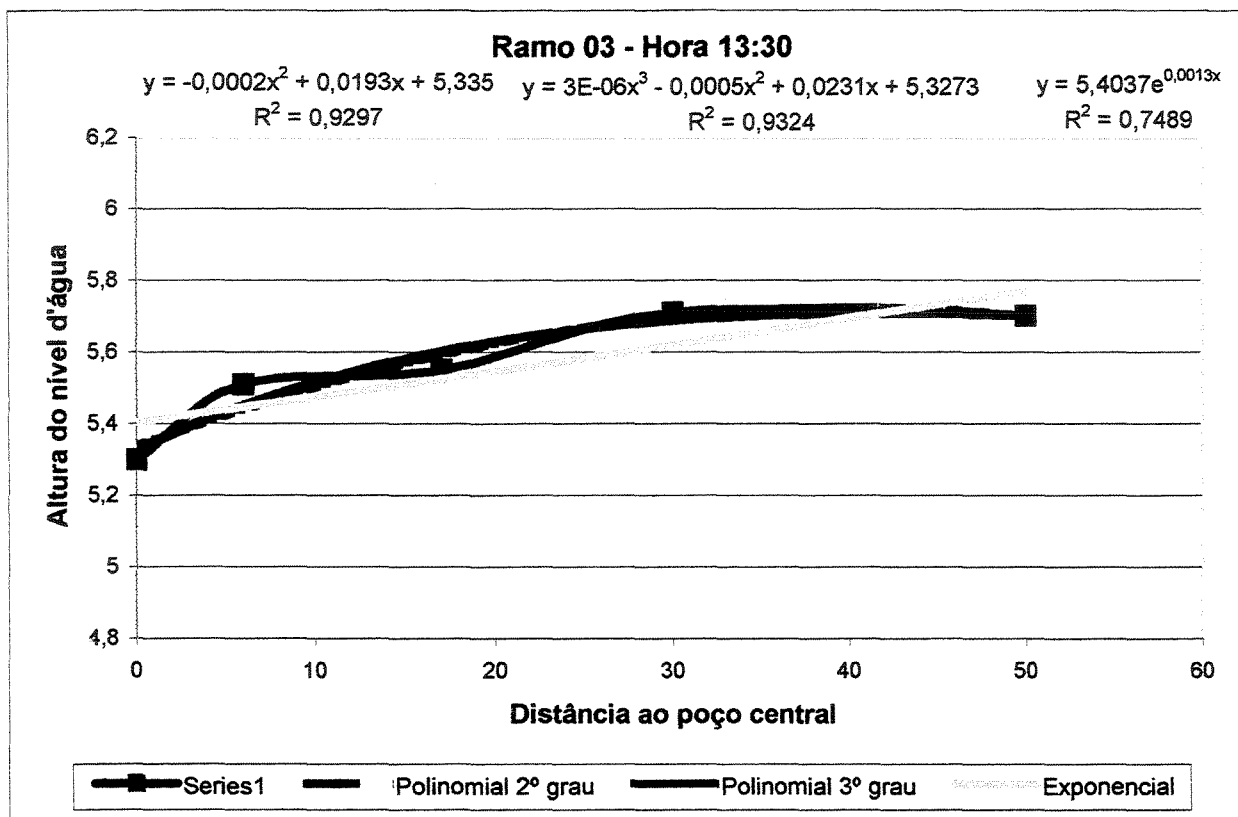


Figura A-50 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 13:30

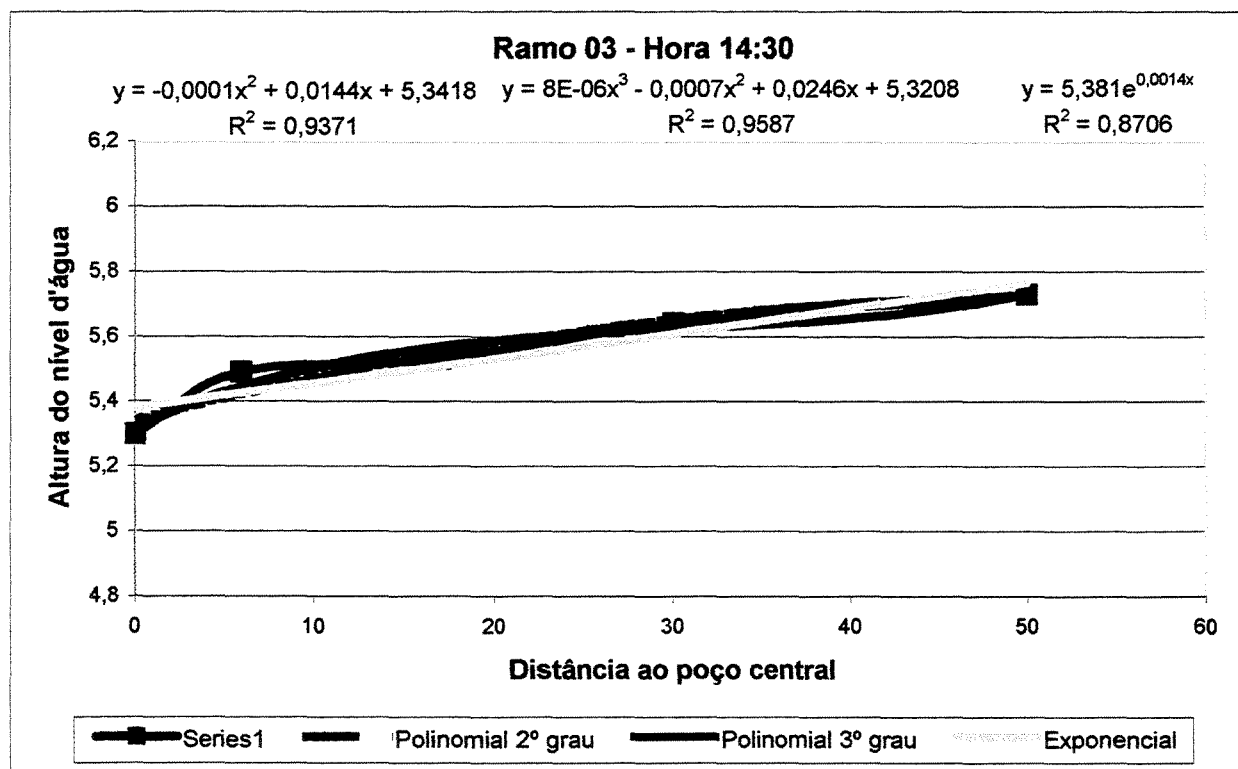


Figura A-51 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 14:30

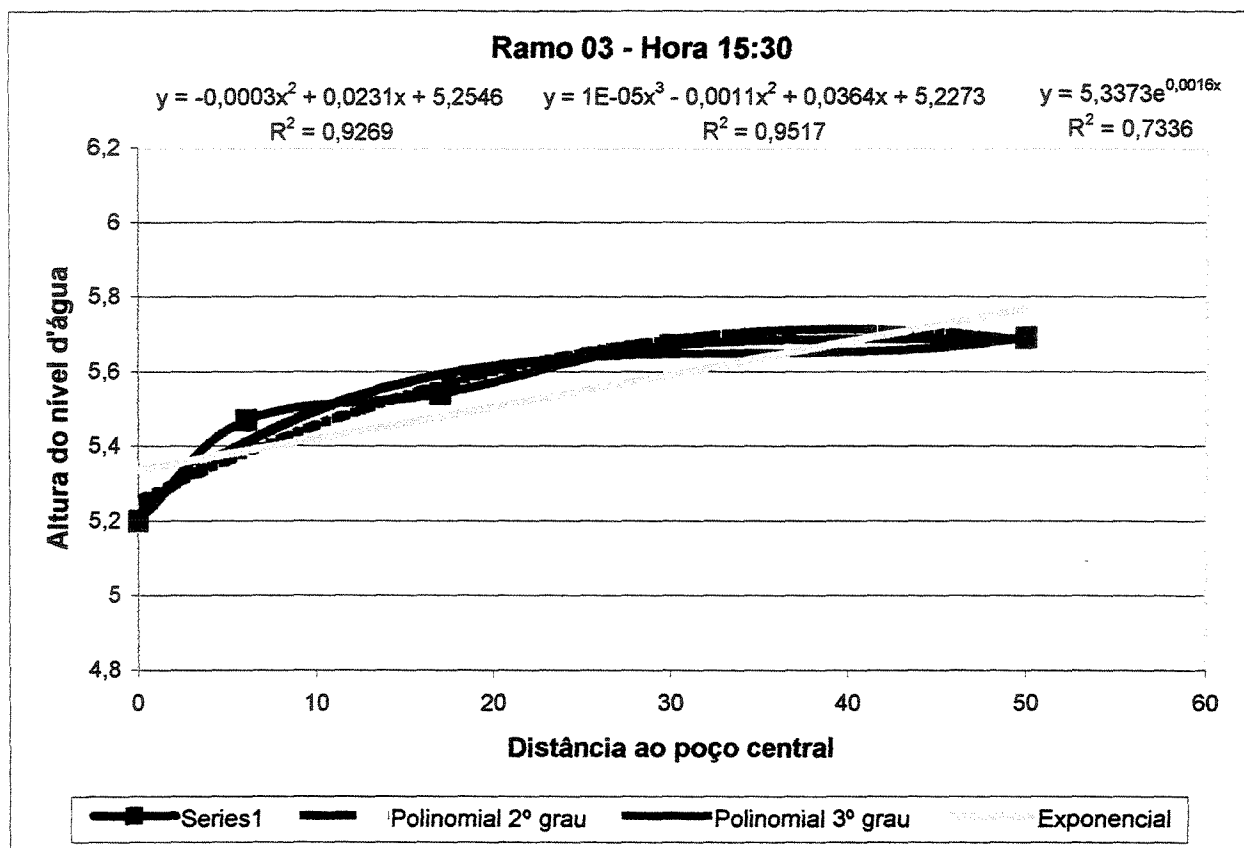


Figura A-52 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 15:30

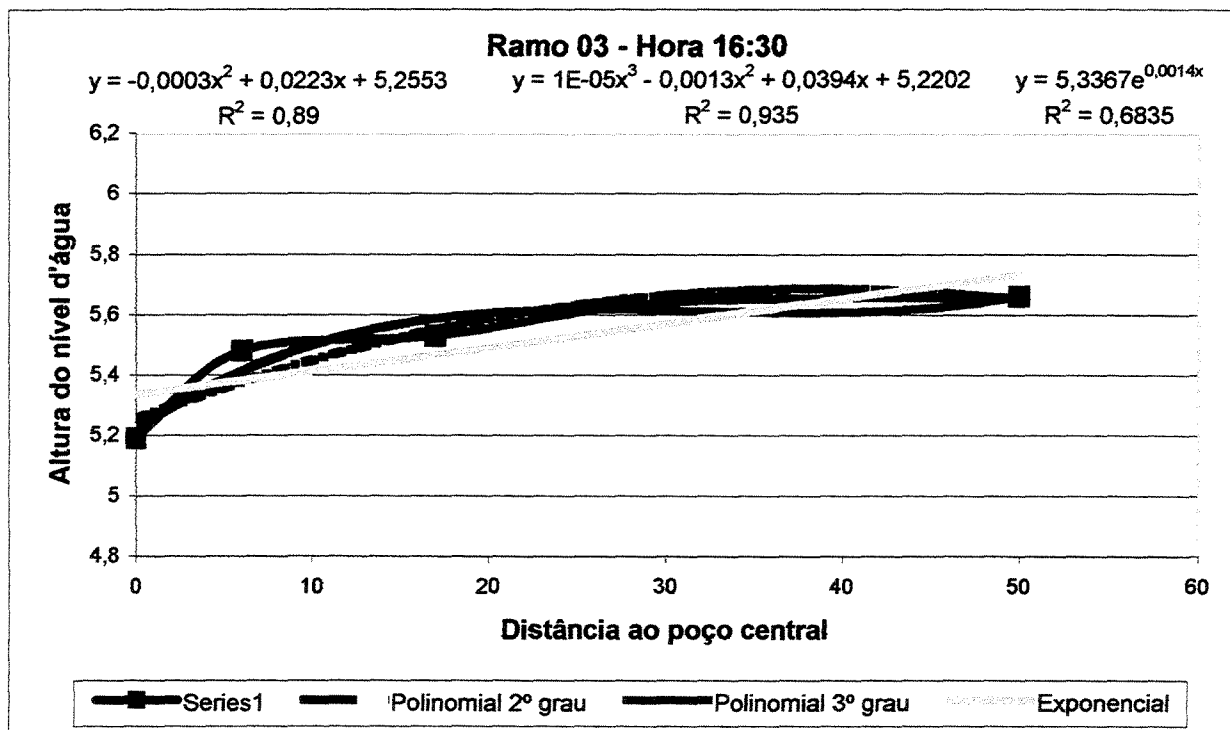


Figura A-53 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 16:30

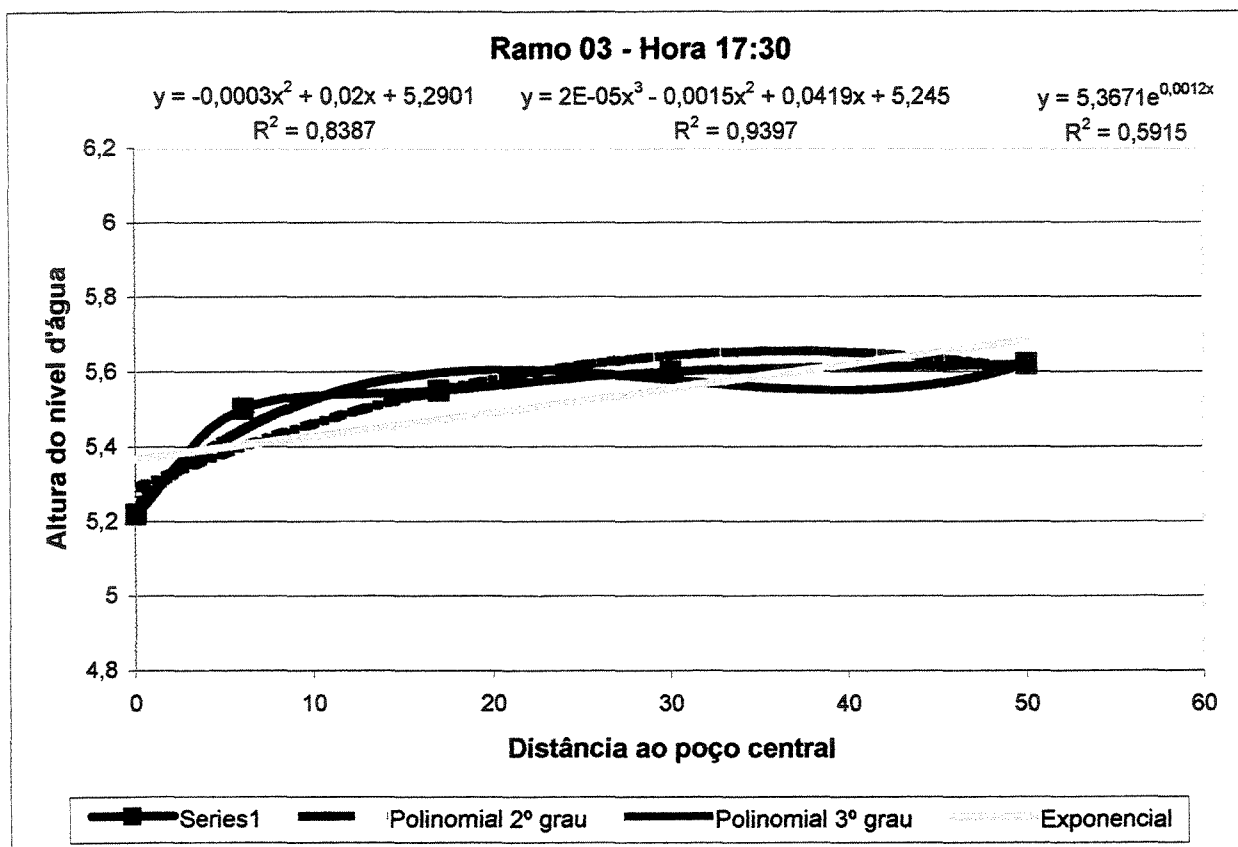


Figura A-54 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 17:30

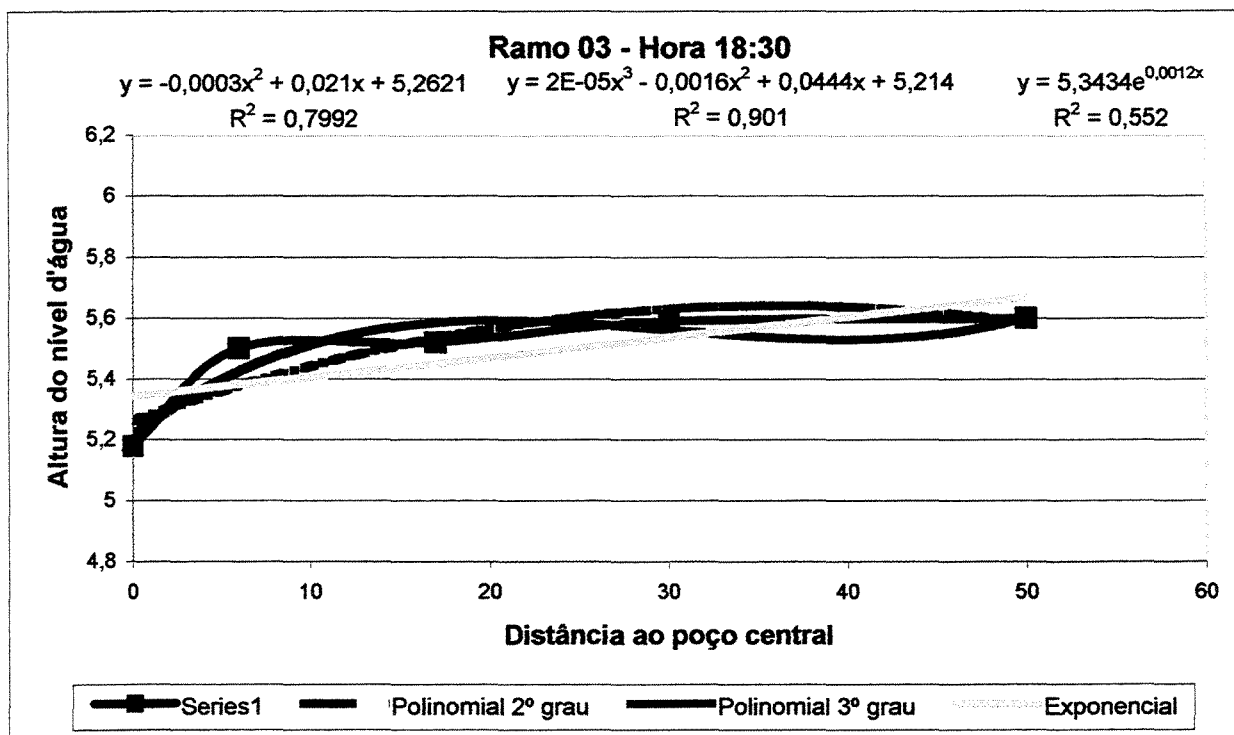


Figura A-55 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 18:30

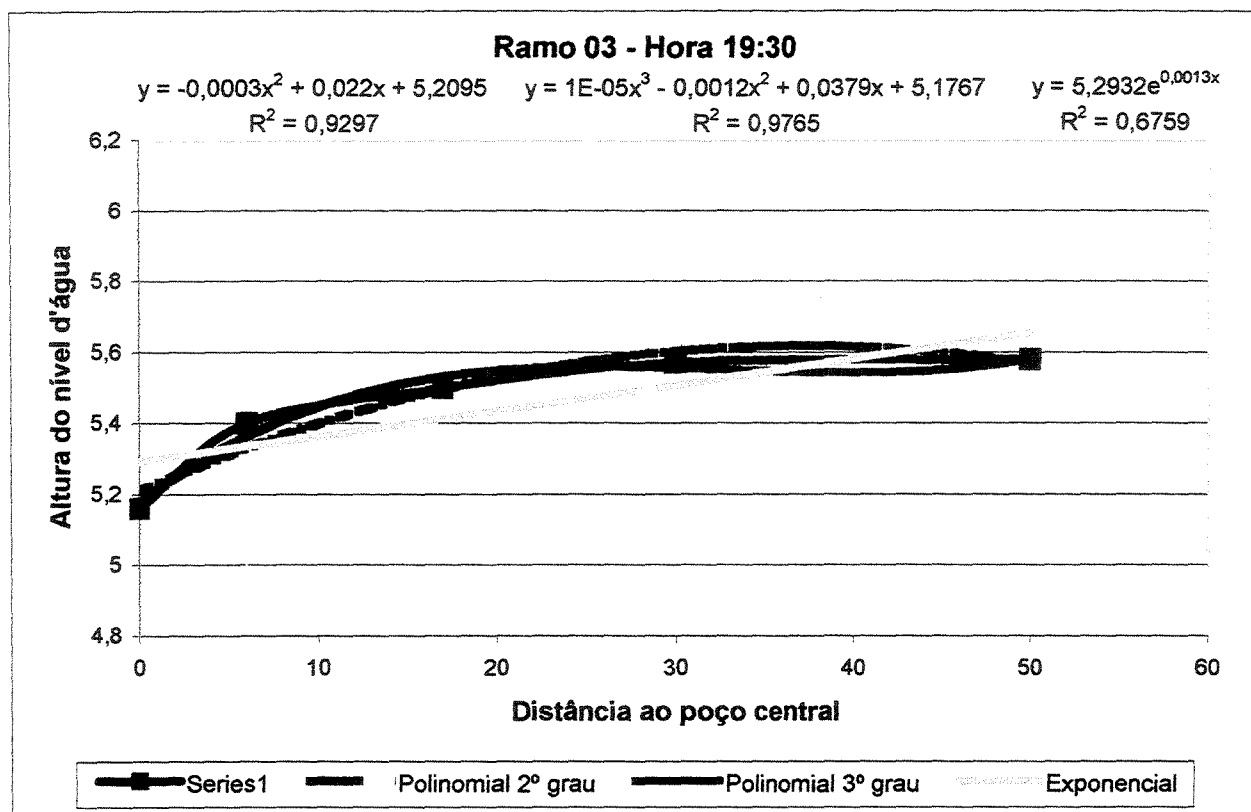


Figura A-56 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 19:30

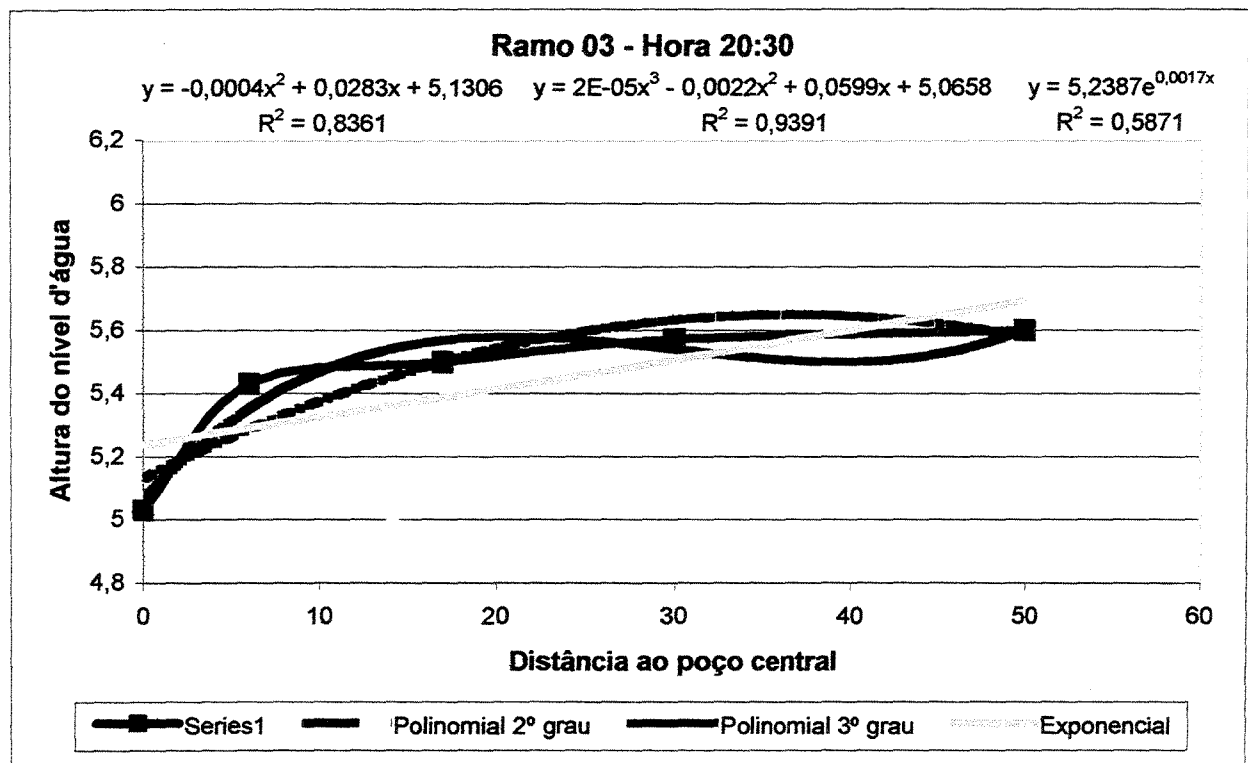


Figura A-57 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 20:30

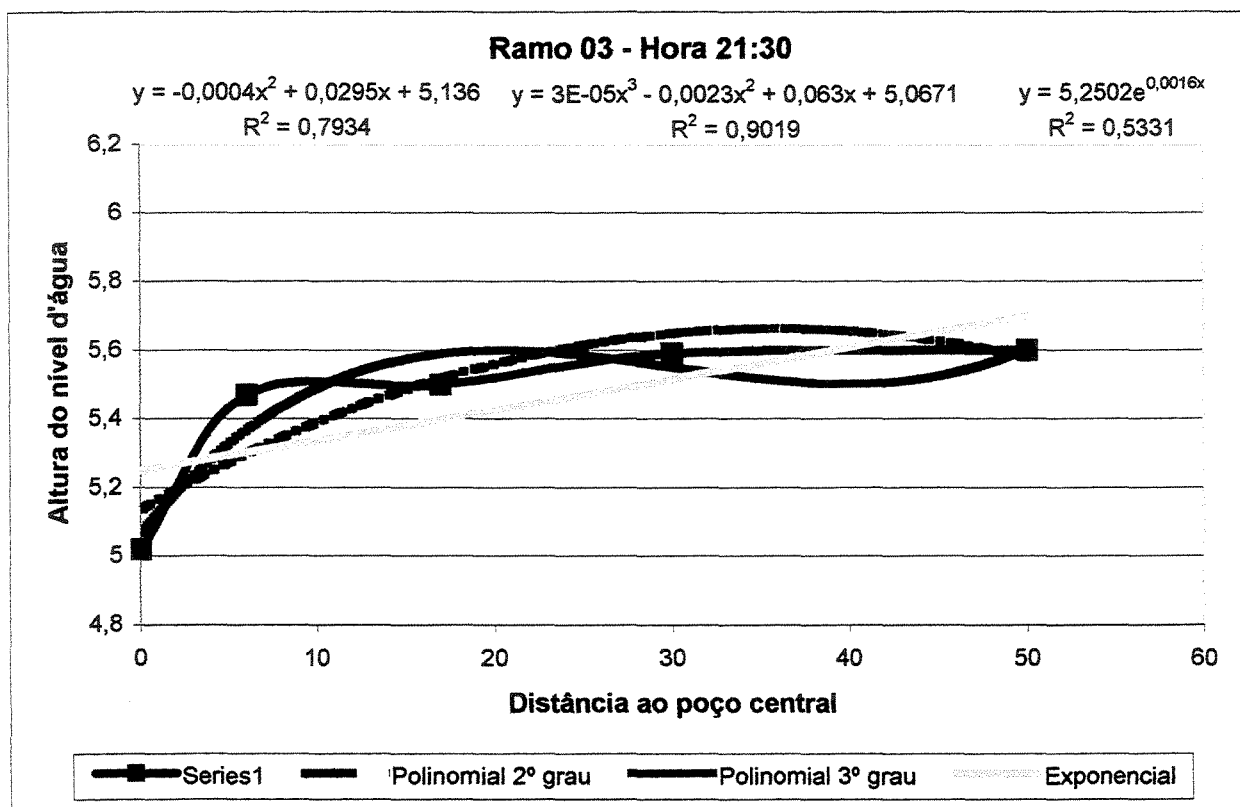


Figura A-58 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 21:30

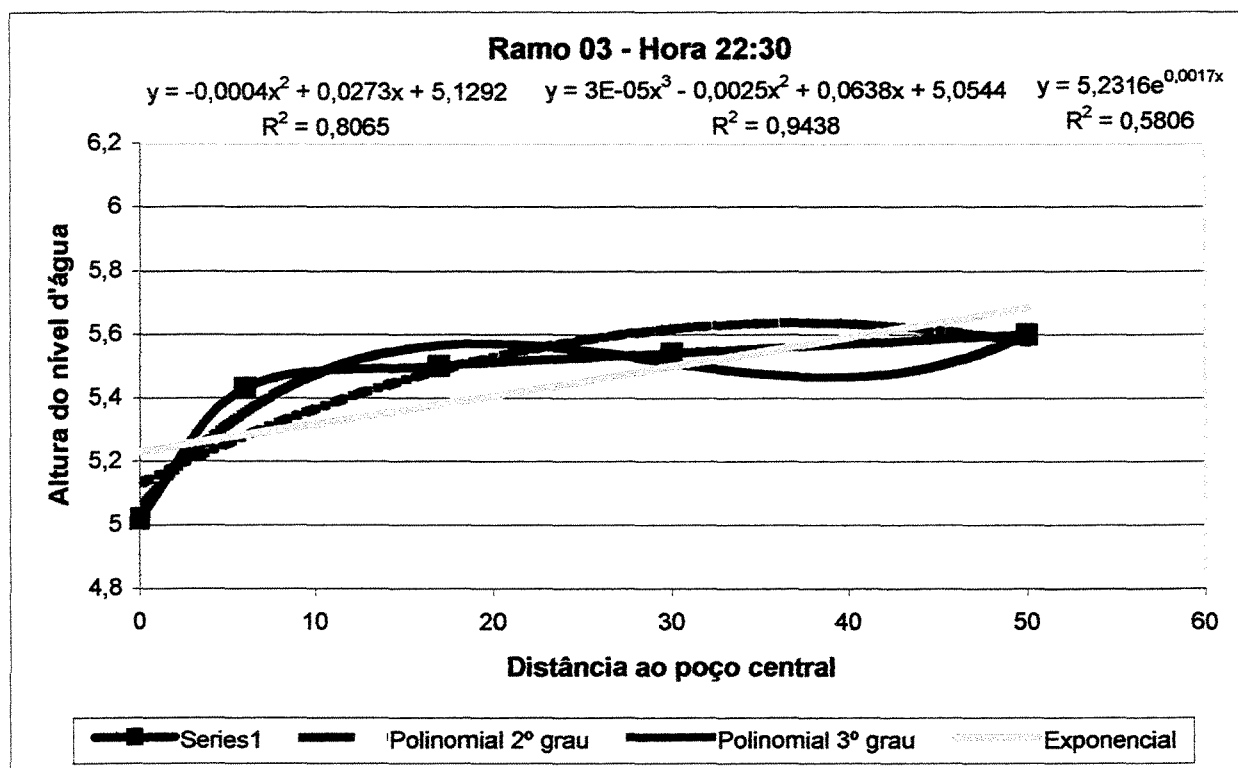


Figura A-59 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 22:30

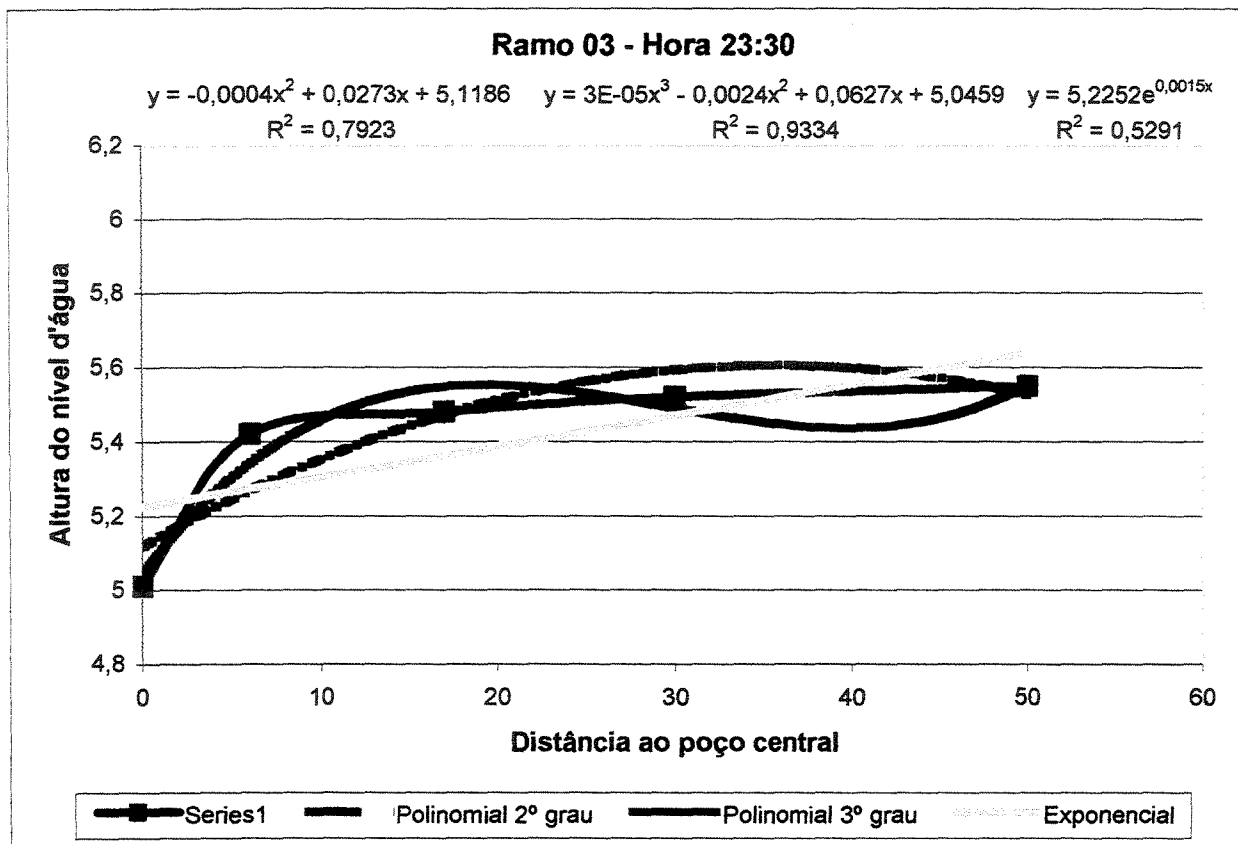


Figura A-60 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 23:30

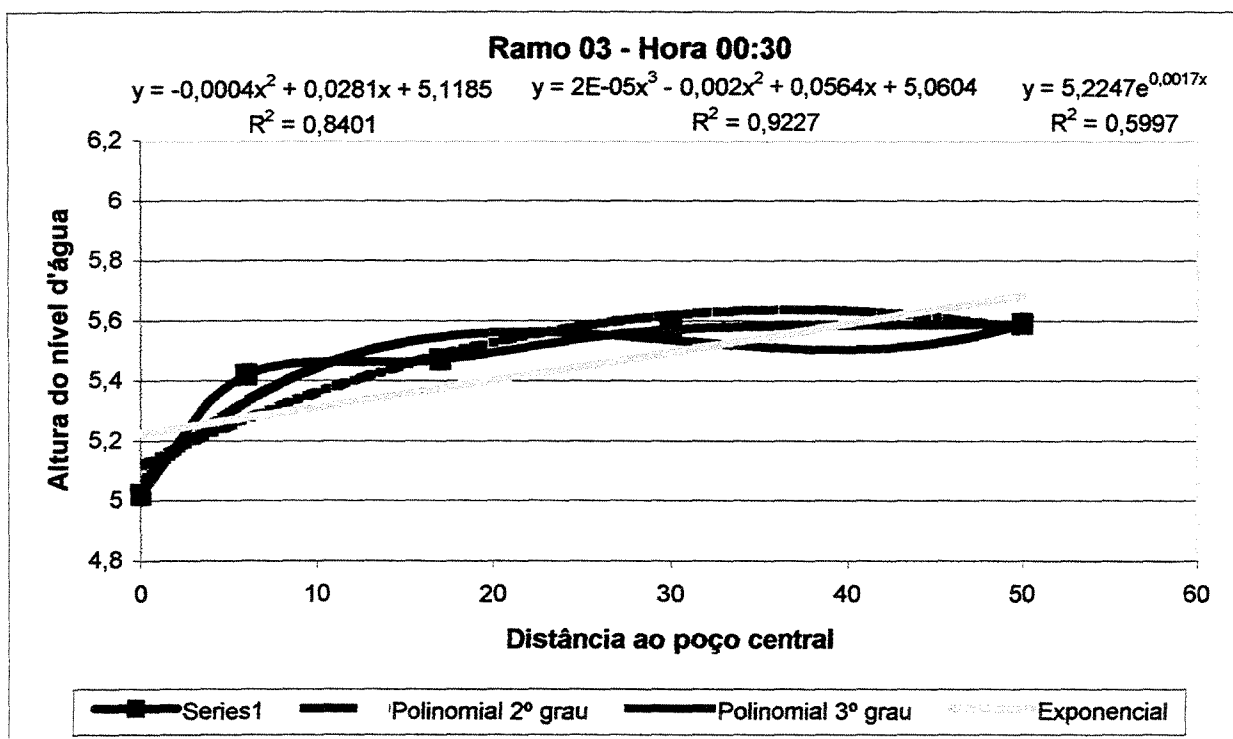


Figura A-61 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 00:30

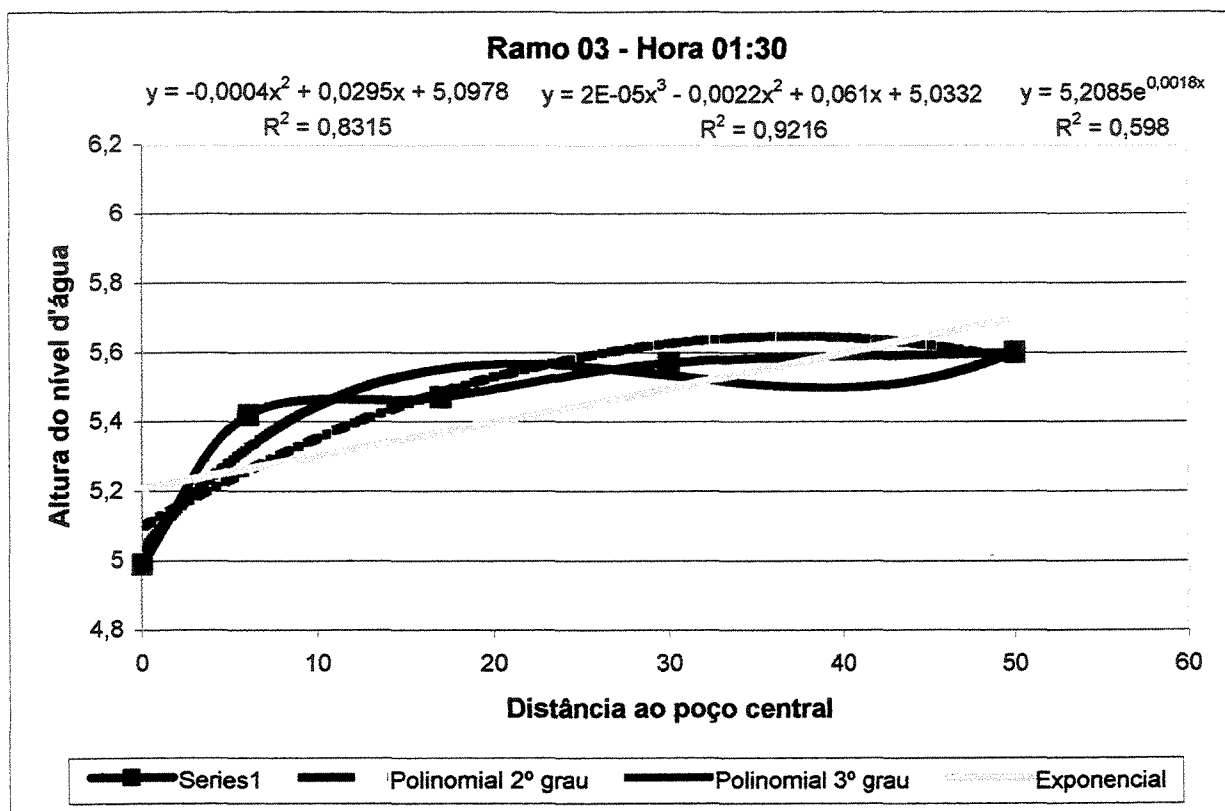


Figura A-62 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 01:30

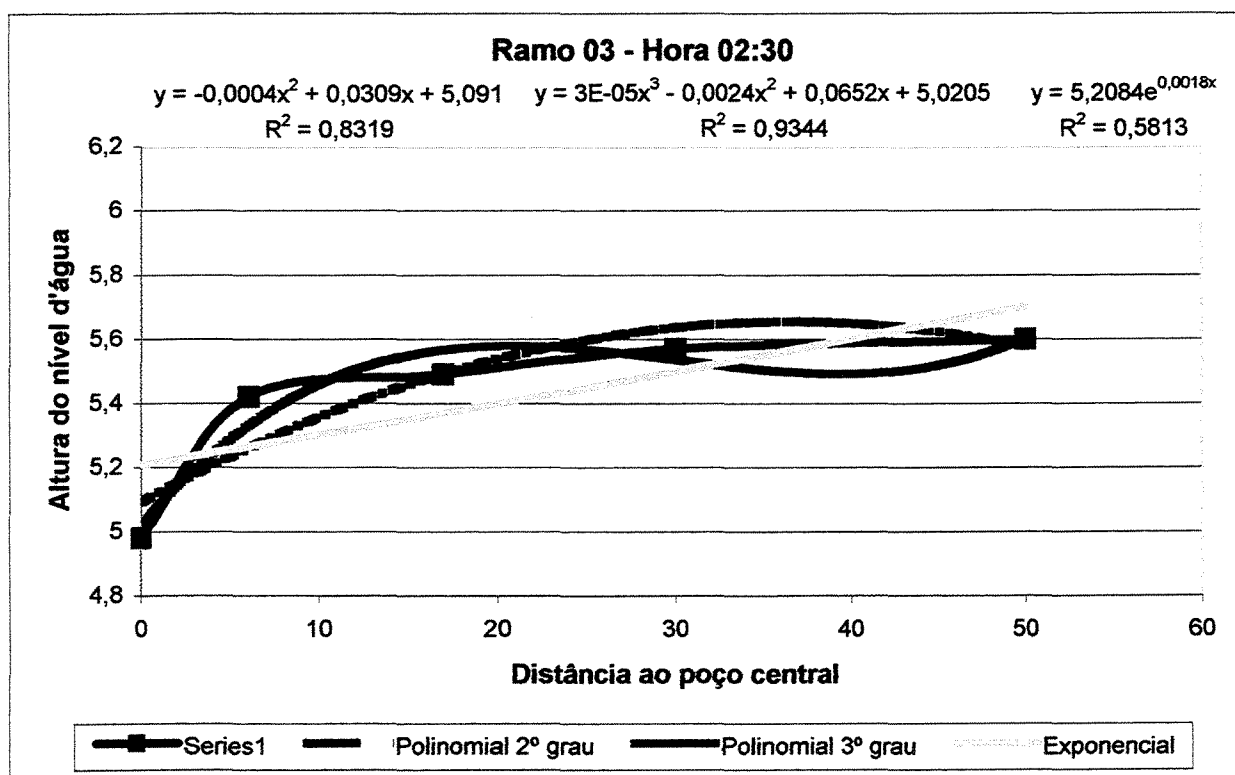


Figura A-63 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 02:30

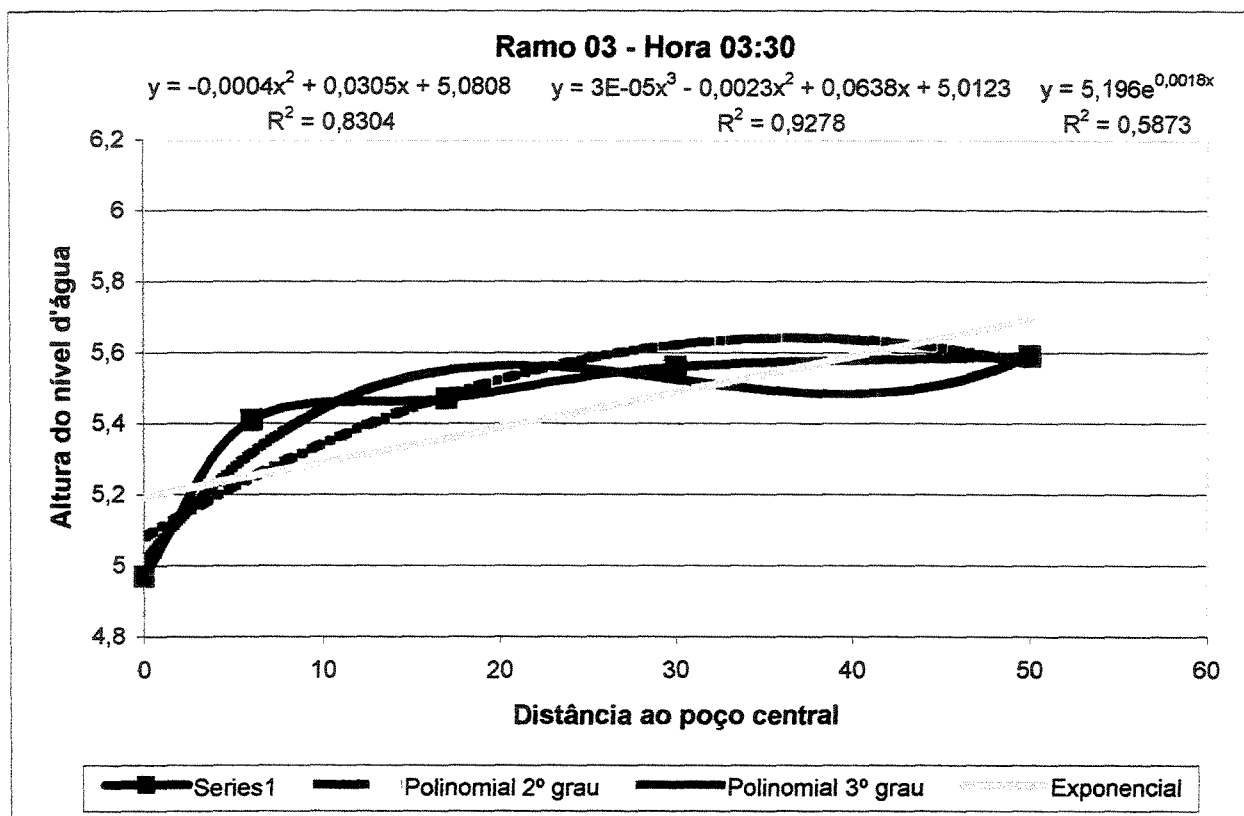


Figura A-64 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 03:30

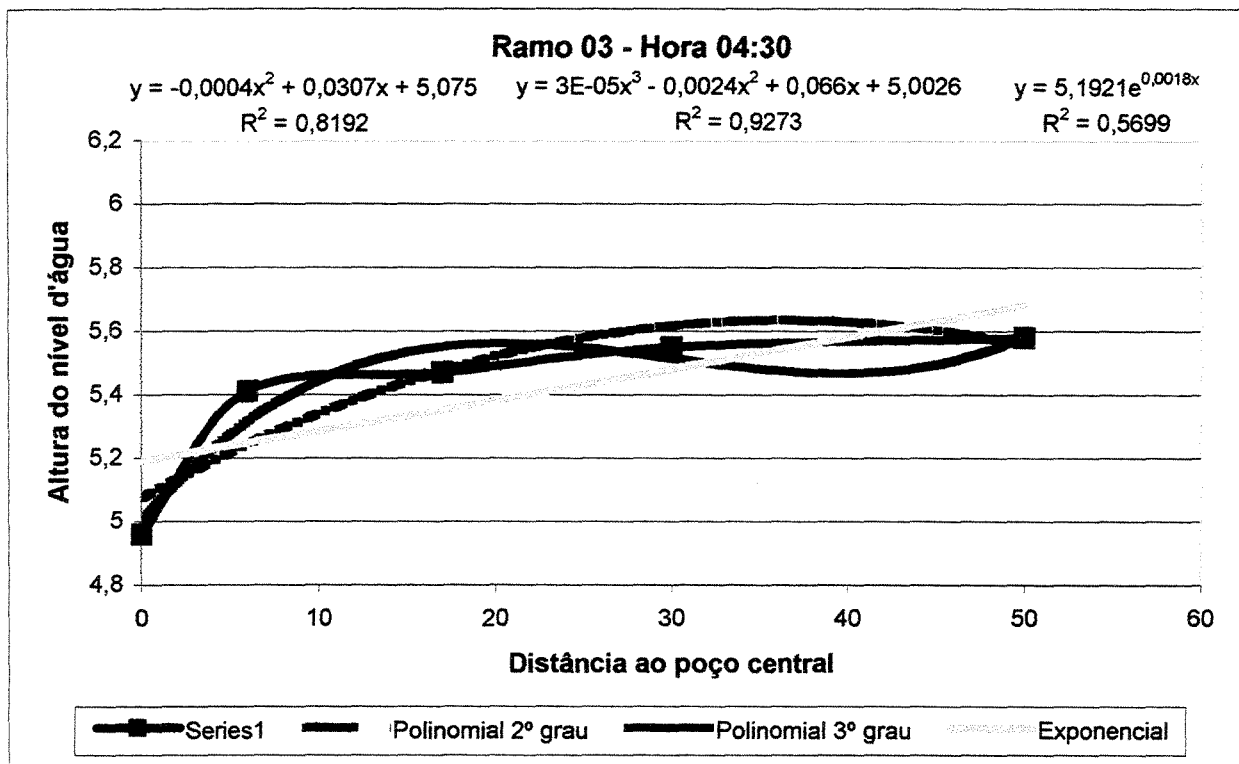


Figura A-65 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 04:30

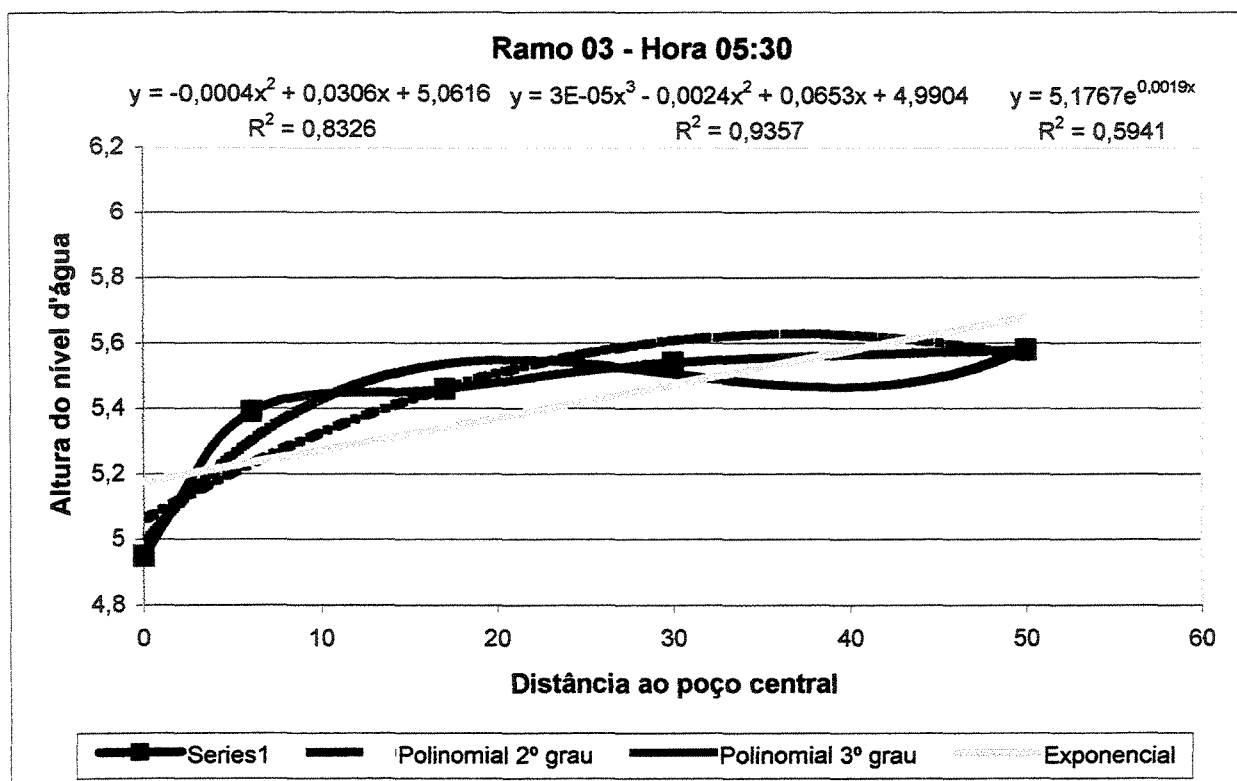


Figura A-66 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 05:30

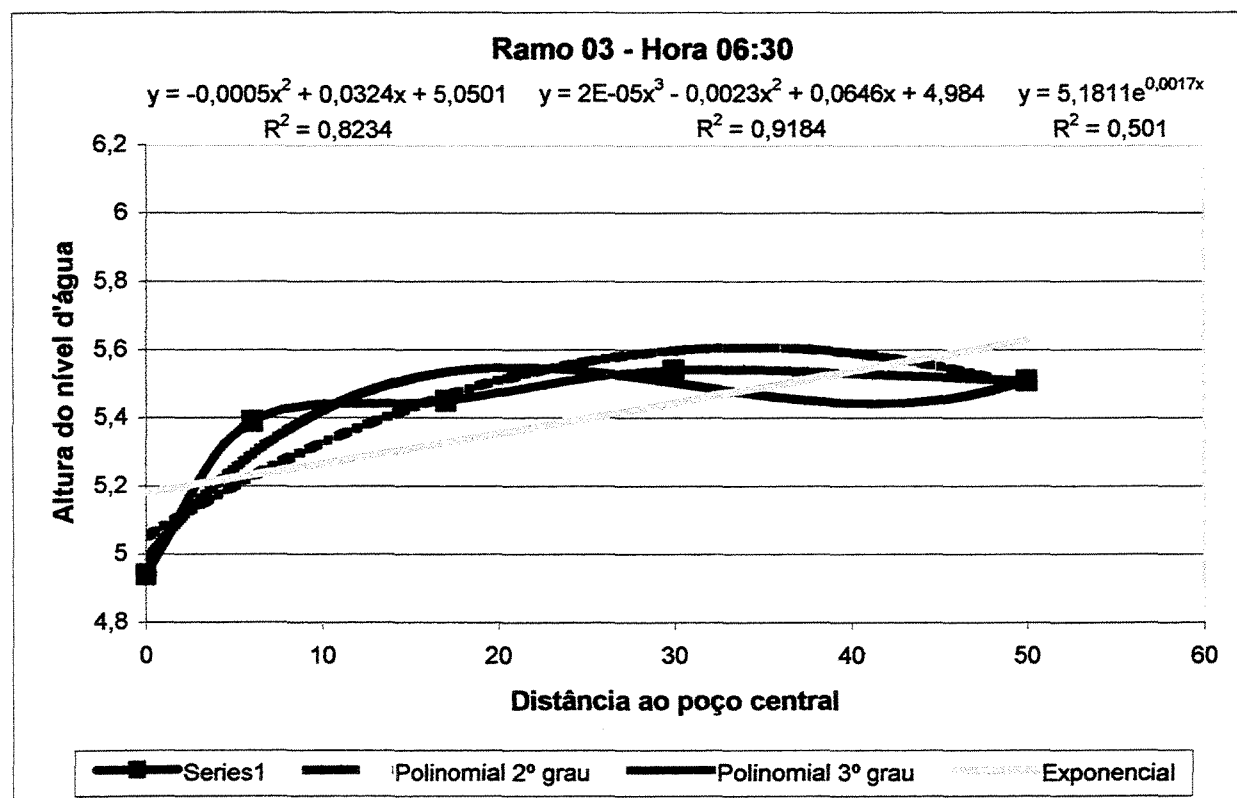


Figura A-67 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 06:30

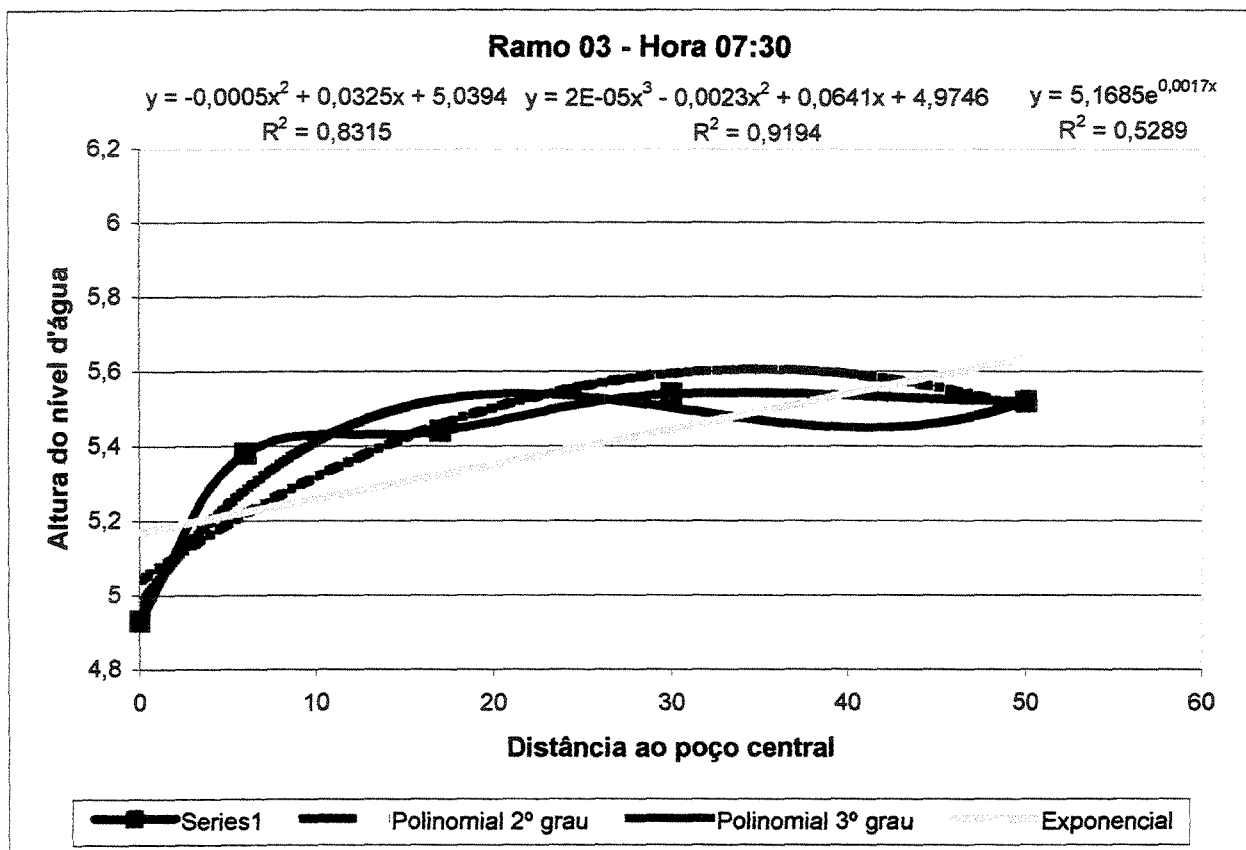


Figura A-68 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 07:30

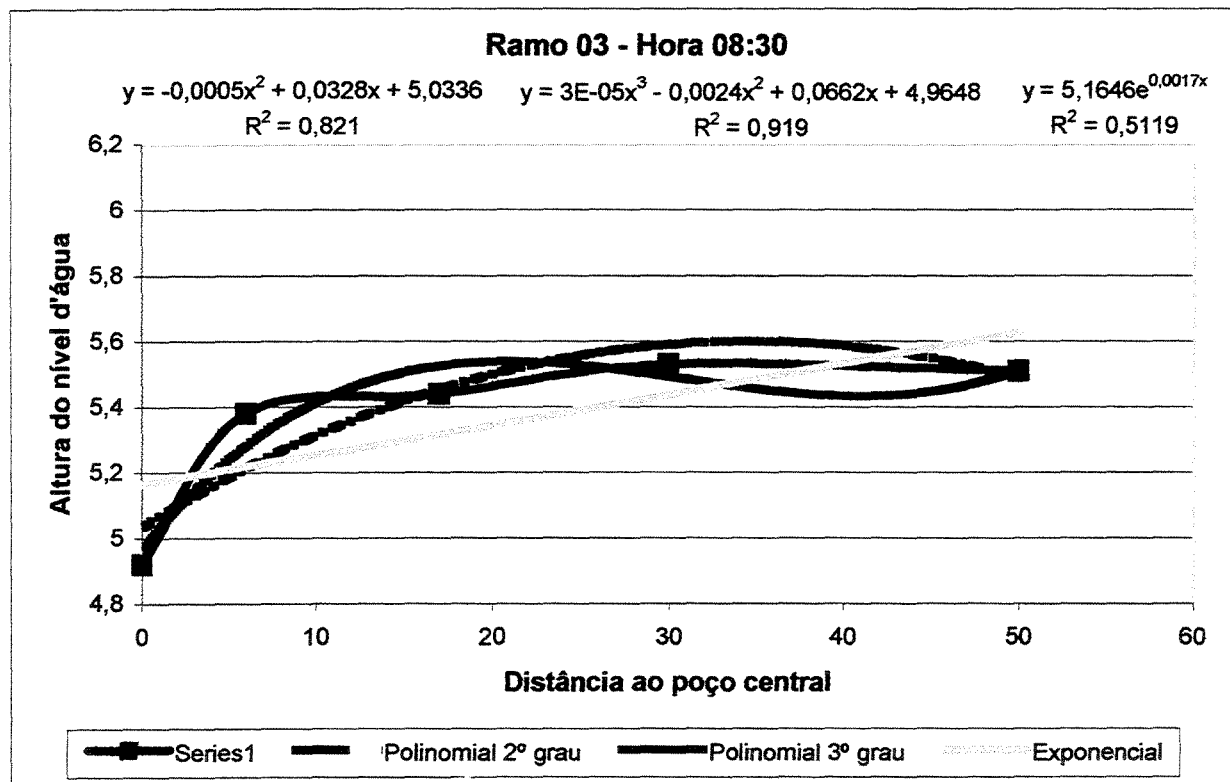


Figura A-69 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 08:30

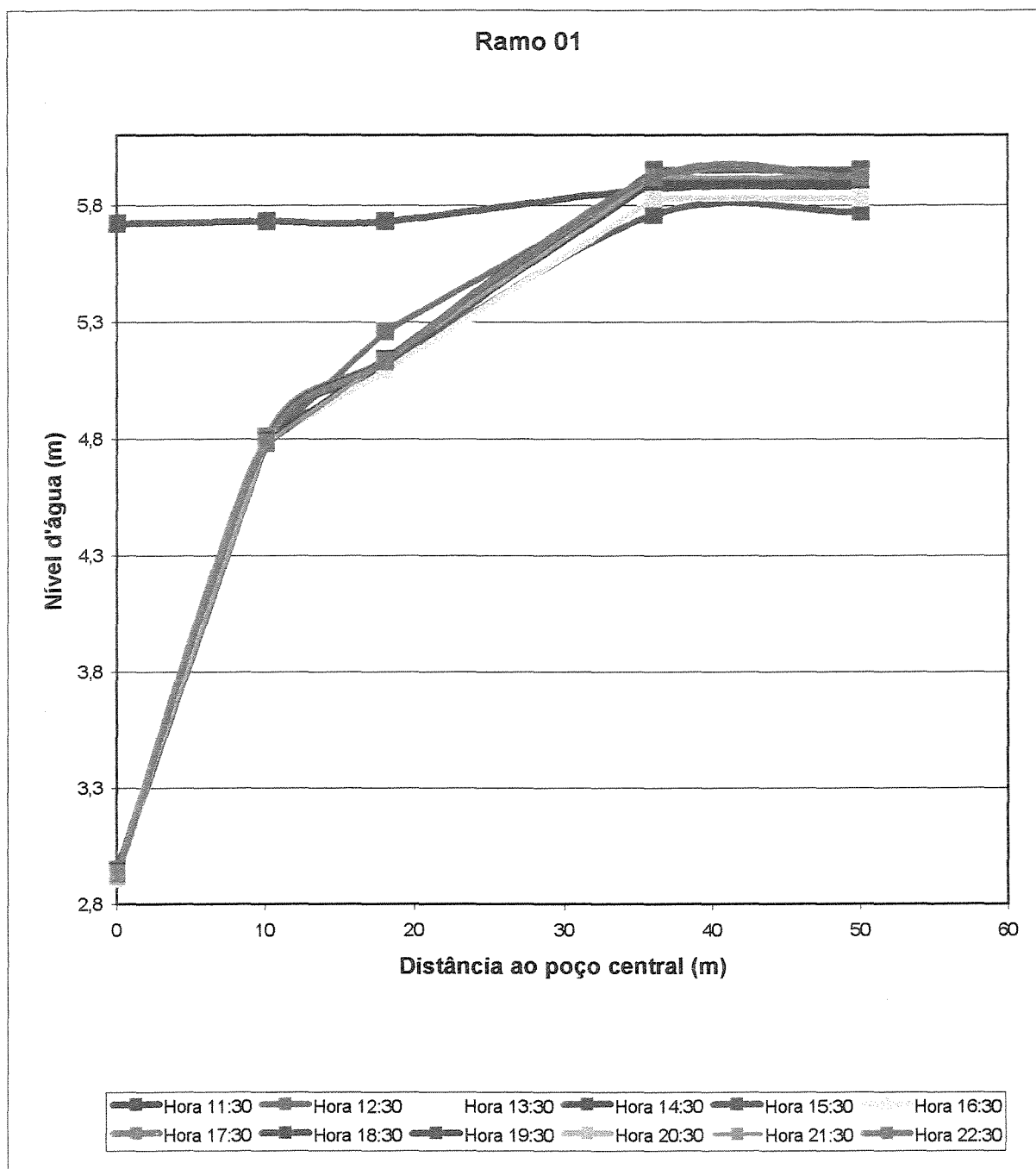


Figura A-70 - Ramo 01 - Distância ao poço central em função do nível de água.

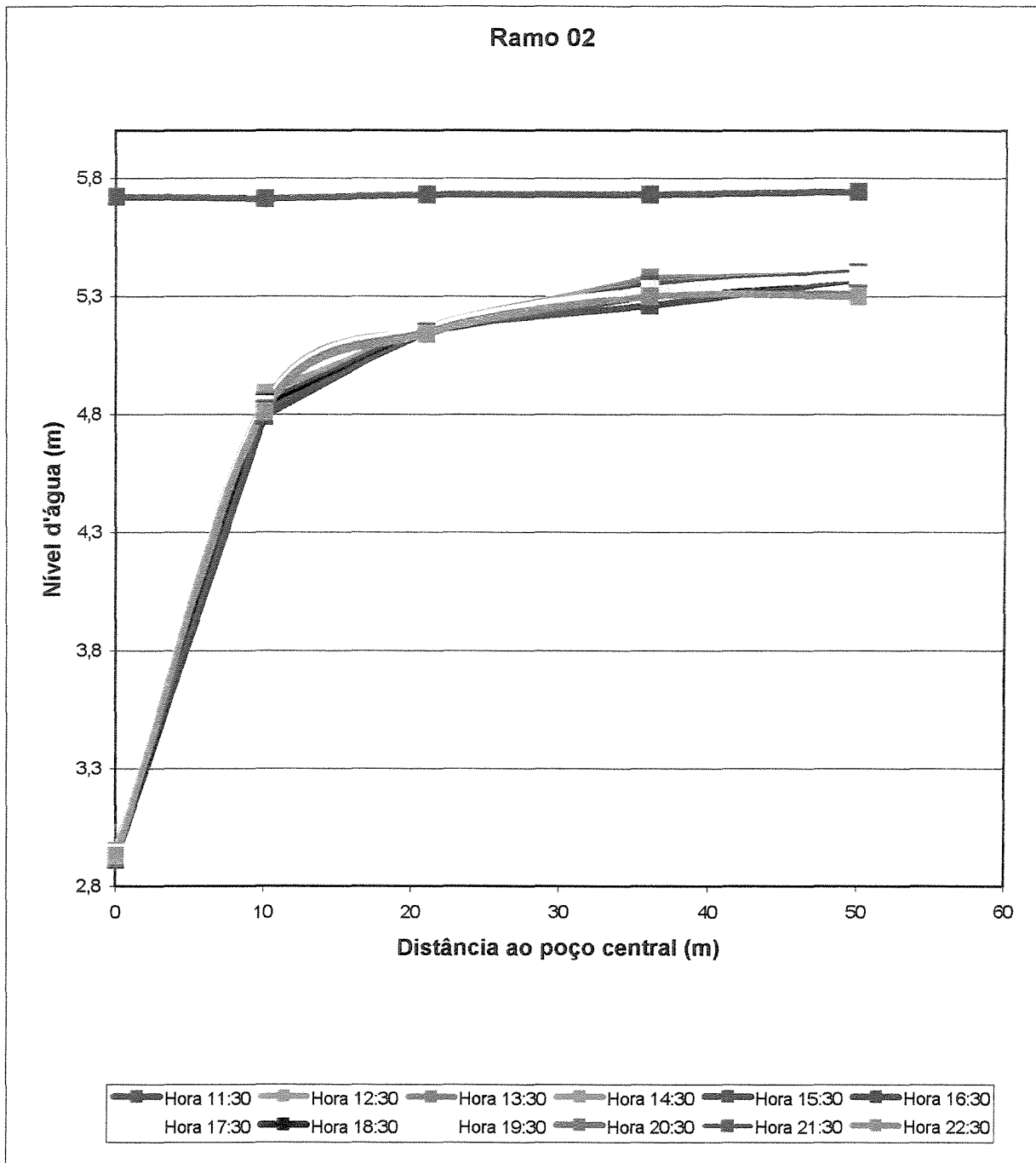


Figura A-71 - Ramo 02 - Distância ao poço central em função do nível de água.

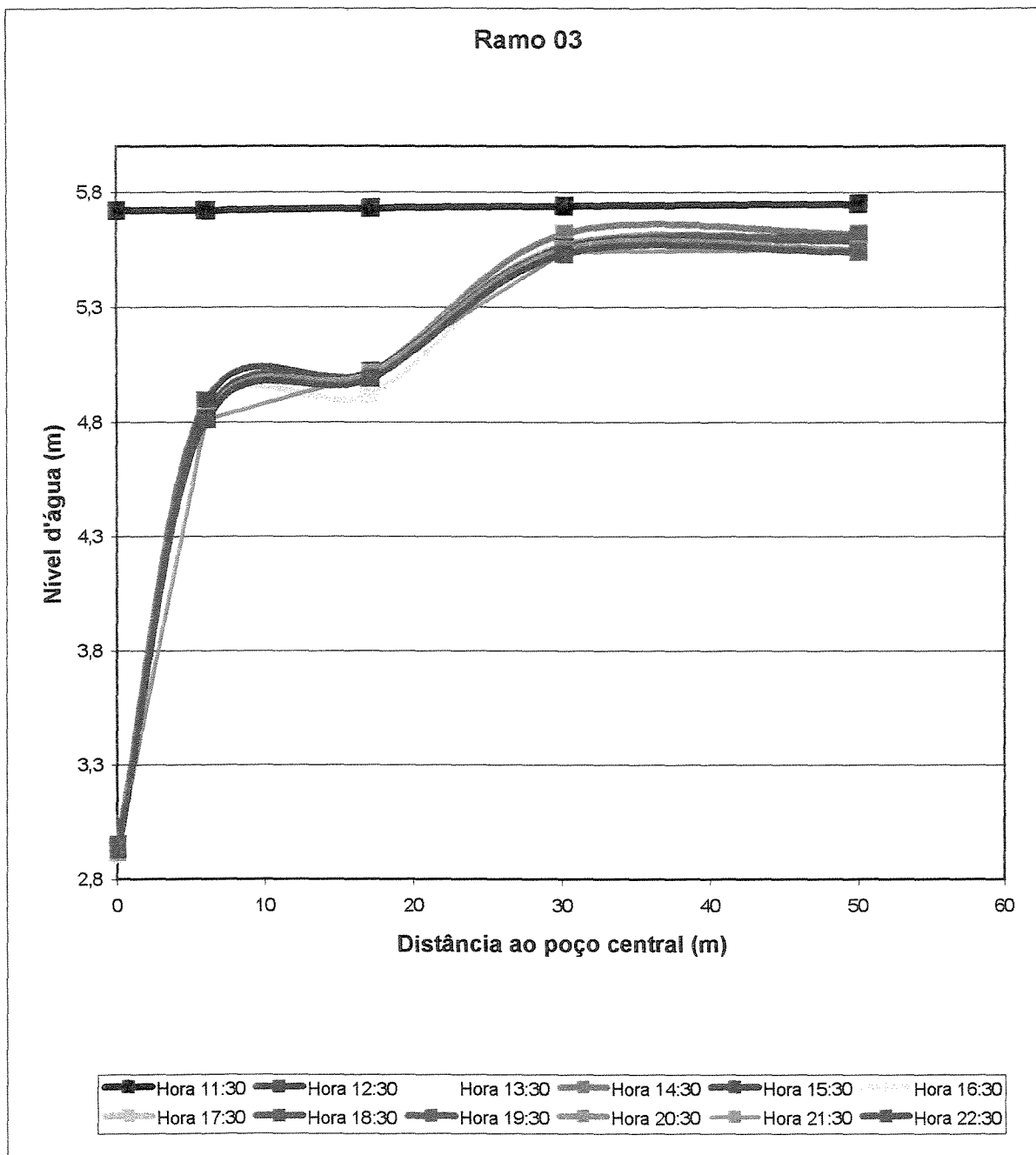


Figura A-72 - Ramo 03 - Distância ao poço central em função do nível de água.

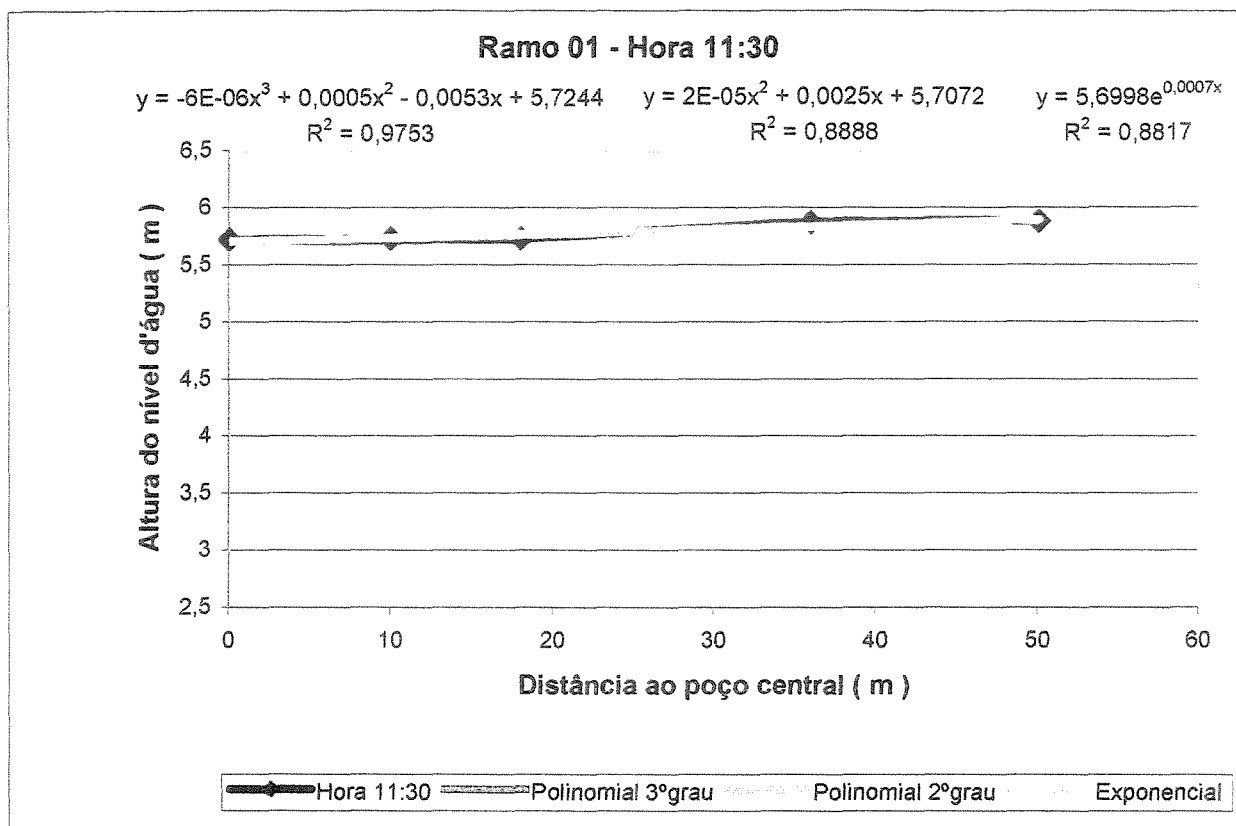


Figura A-73 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 11:30

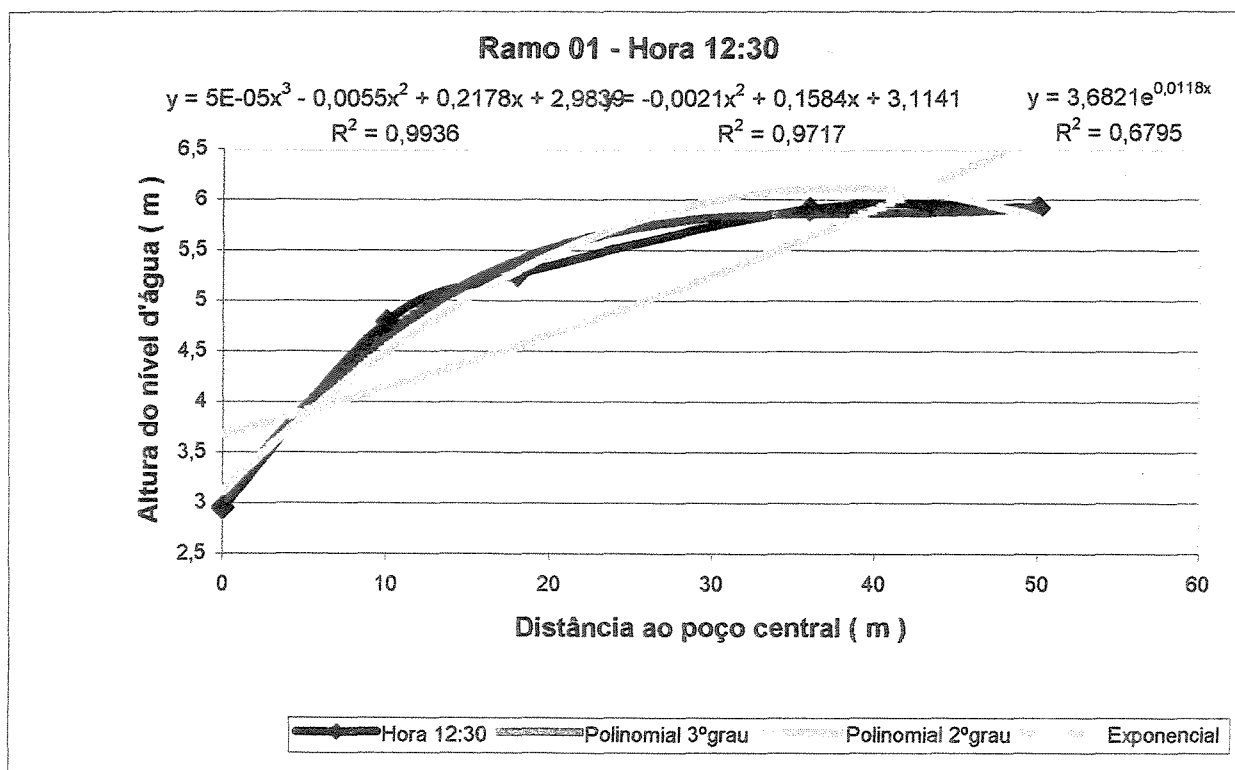


Figura A-74 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 12:30

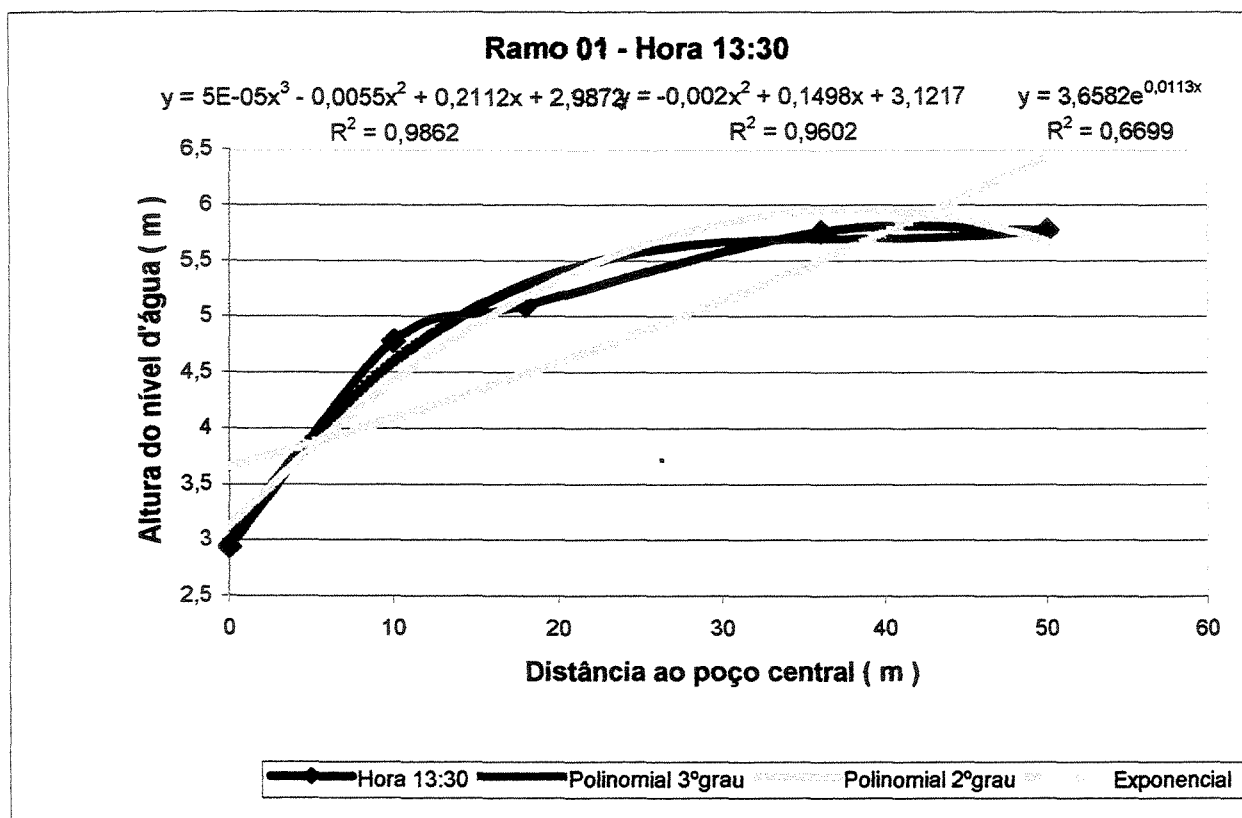


Figura A-75 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 13:30

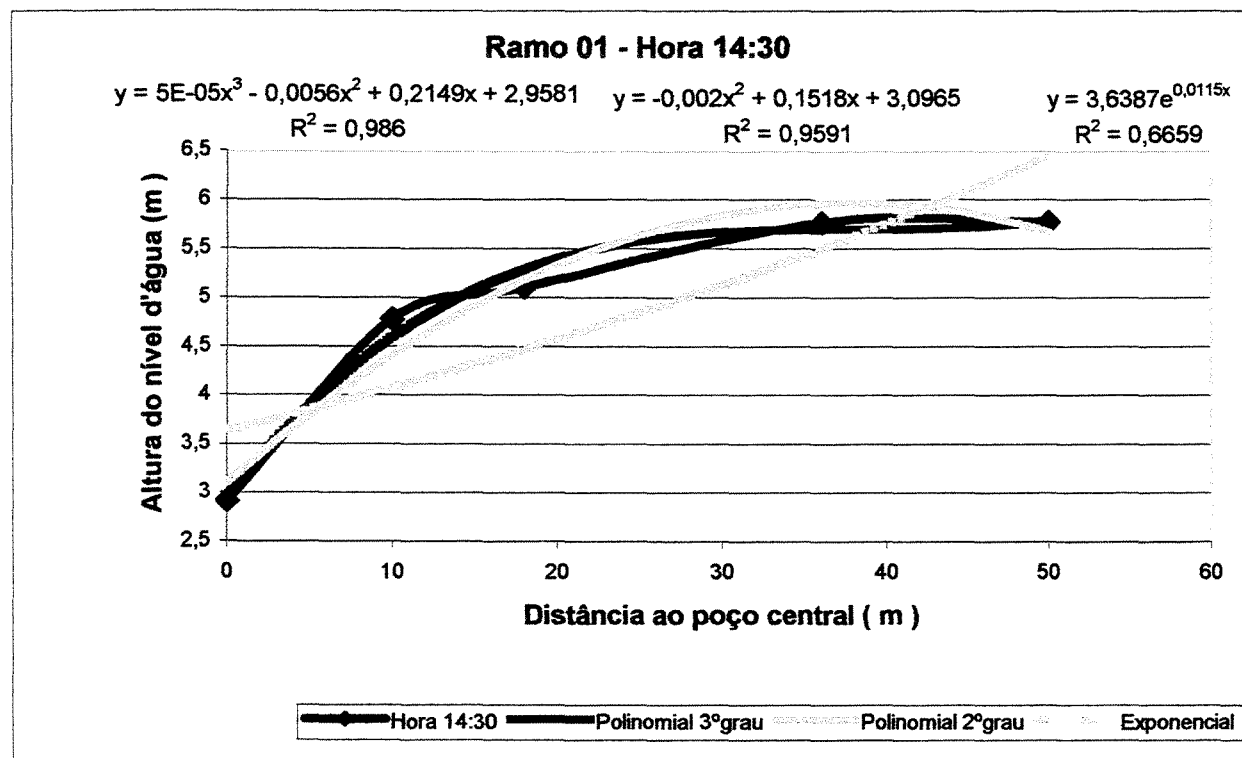


Figura A-76 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 14:30

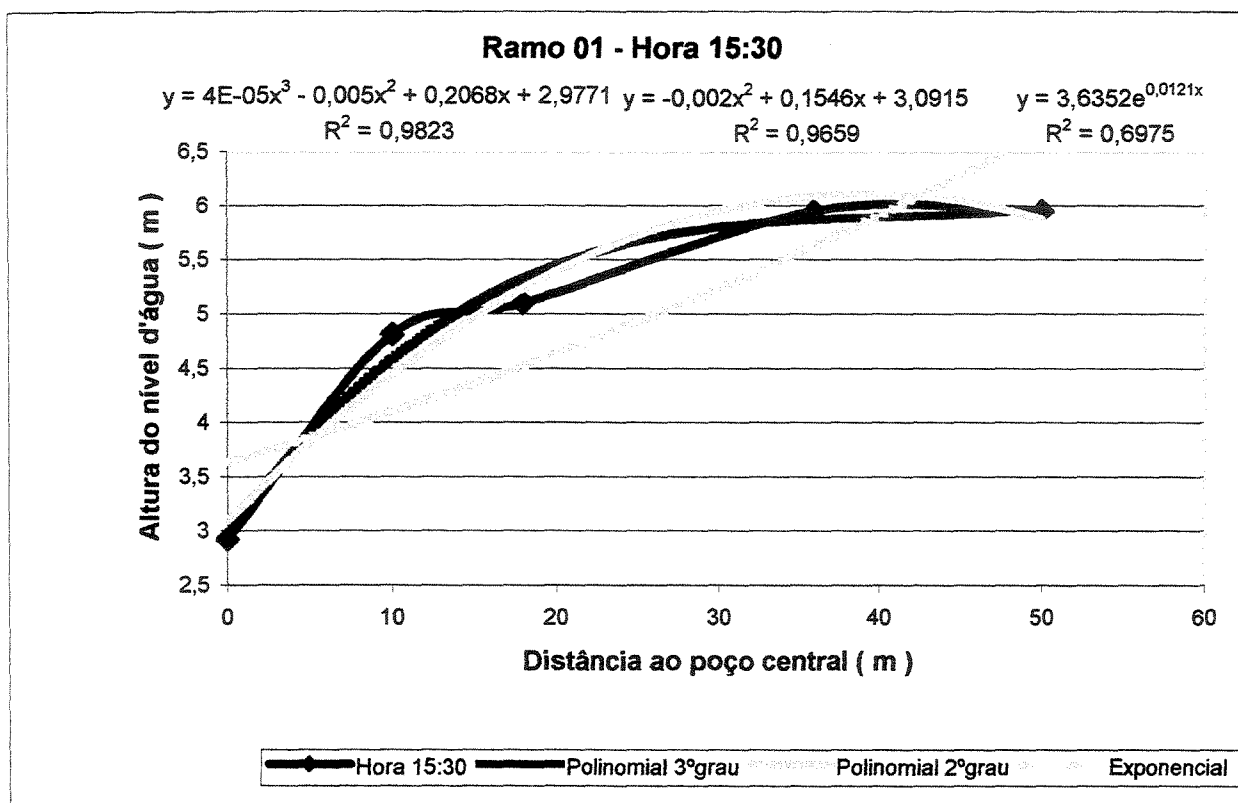


Figura A-77 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 15:30

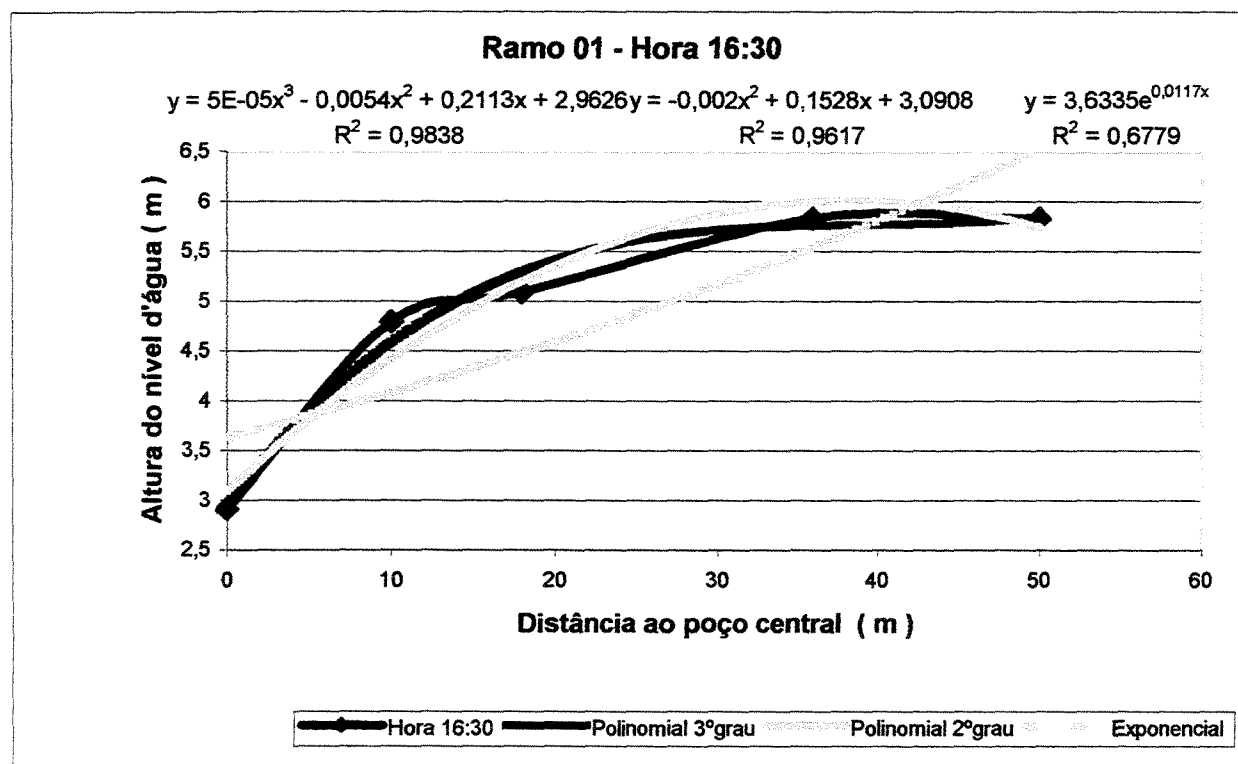


Figura A-78 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 16:30

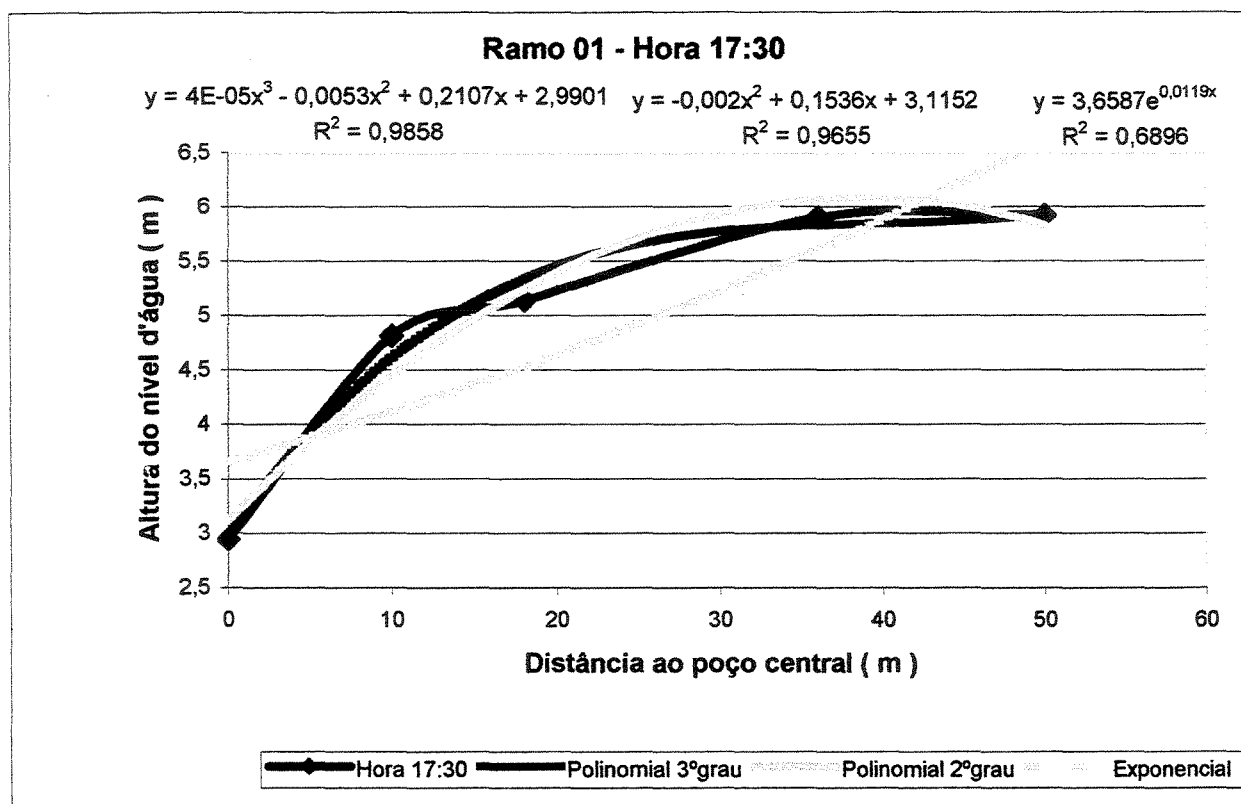


Figura A-79 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 17:30

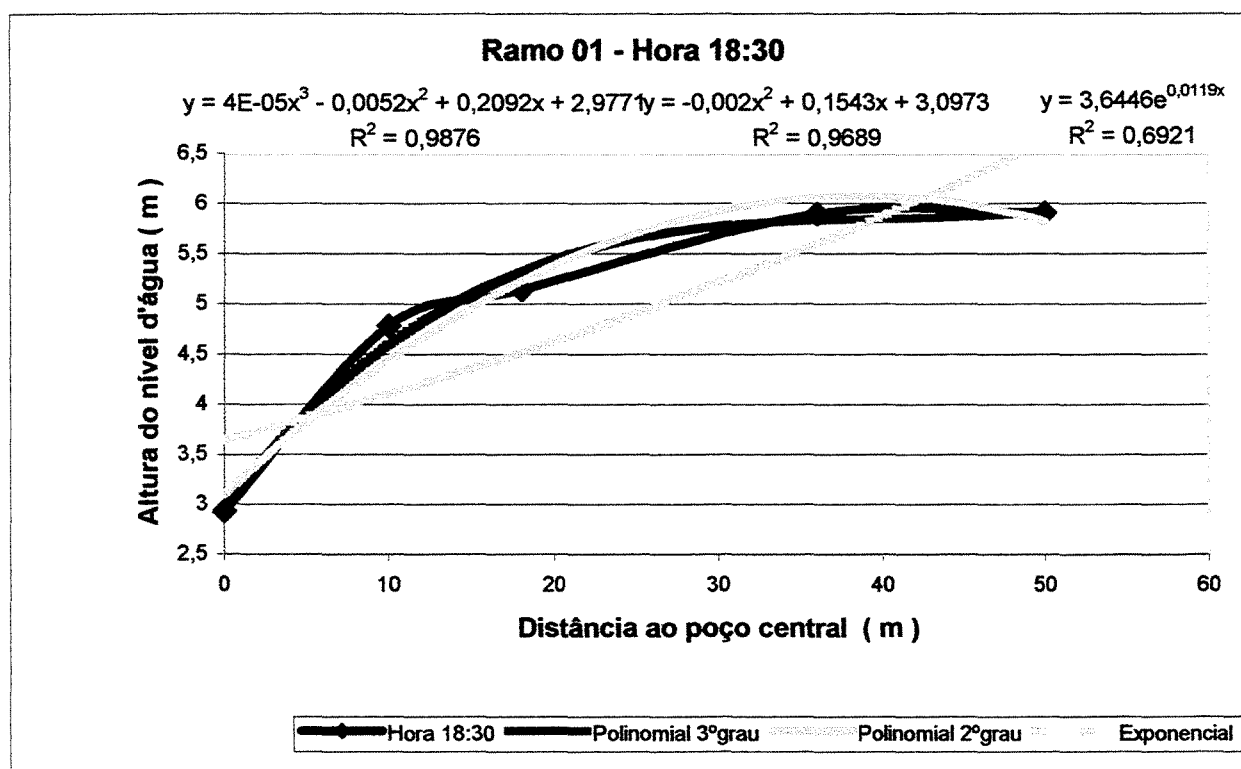


Figura A-80 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 18:30

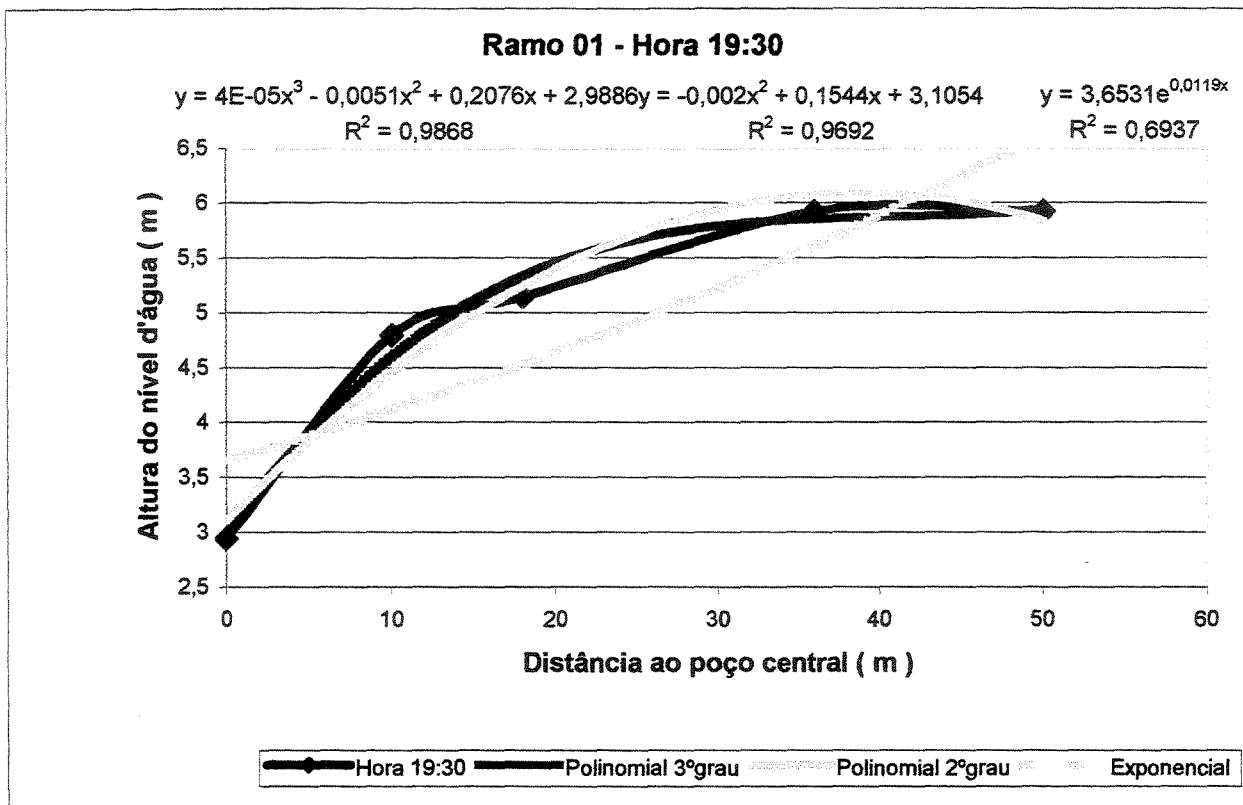


Figura A-81 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 19:30

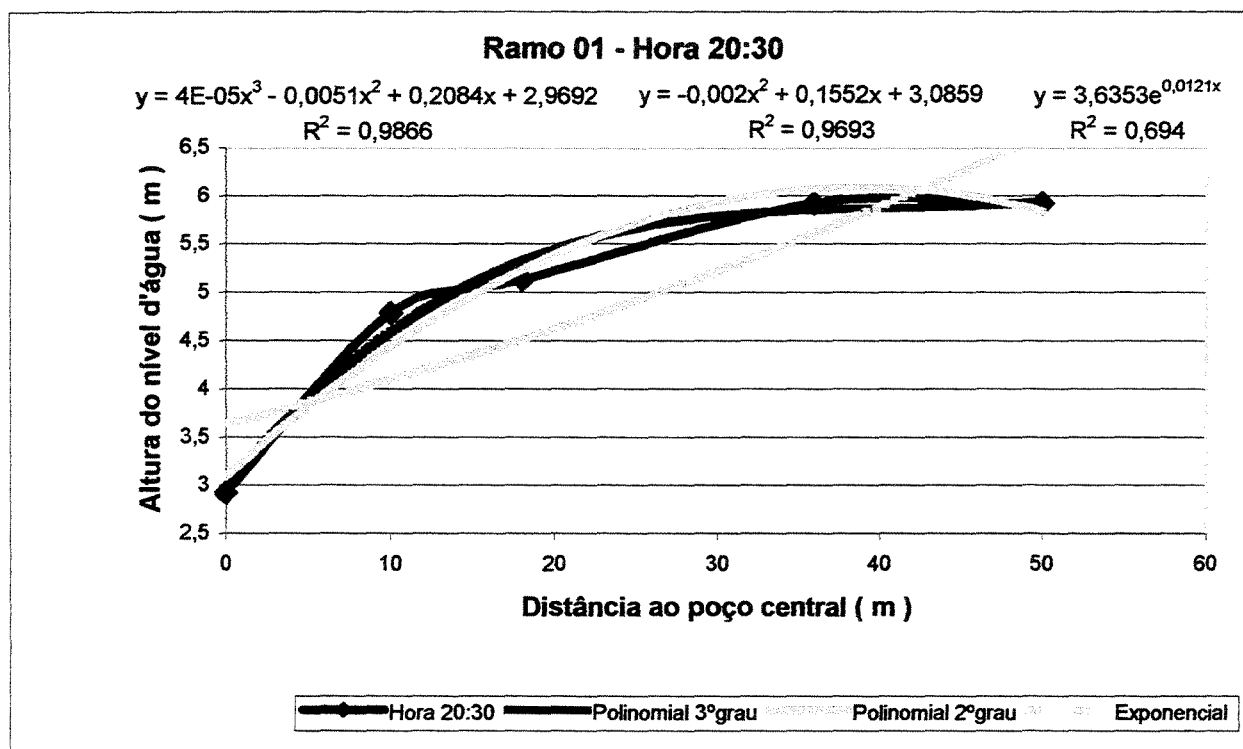


Figura A-82 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 20:30

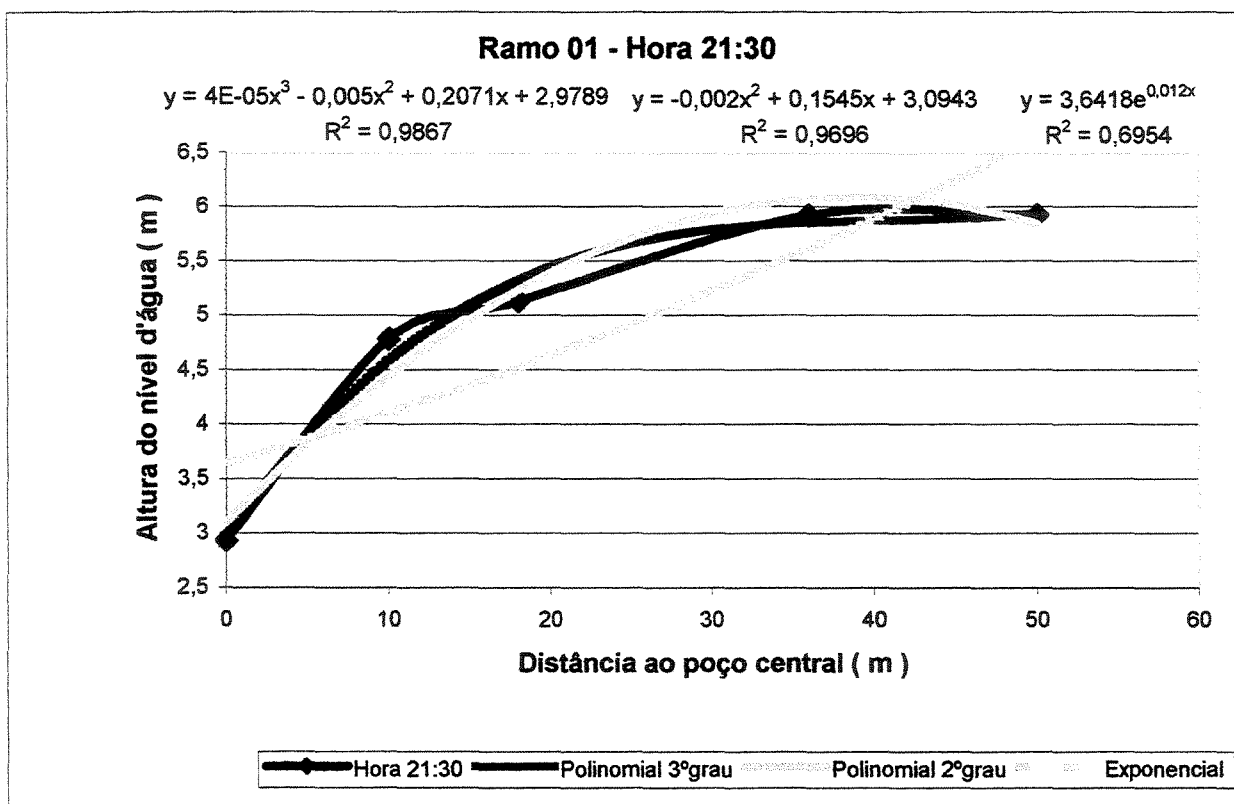


Figura A-83 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 21:30

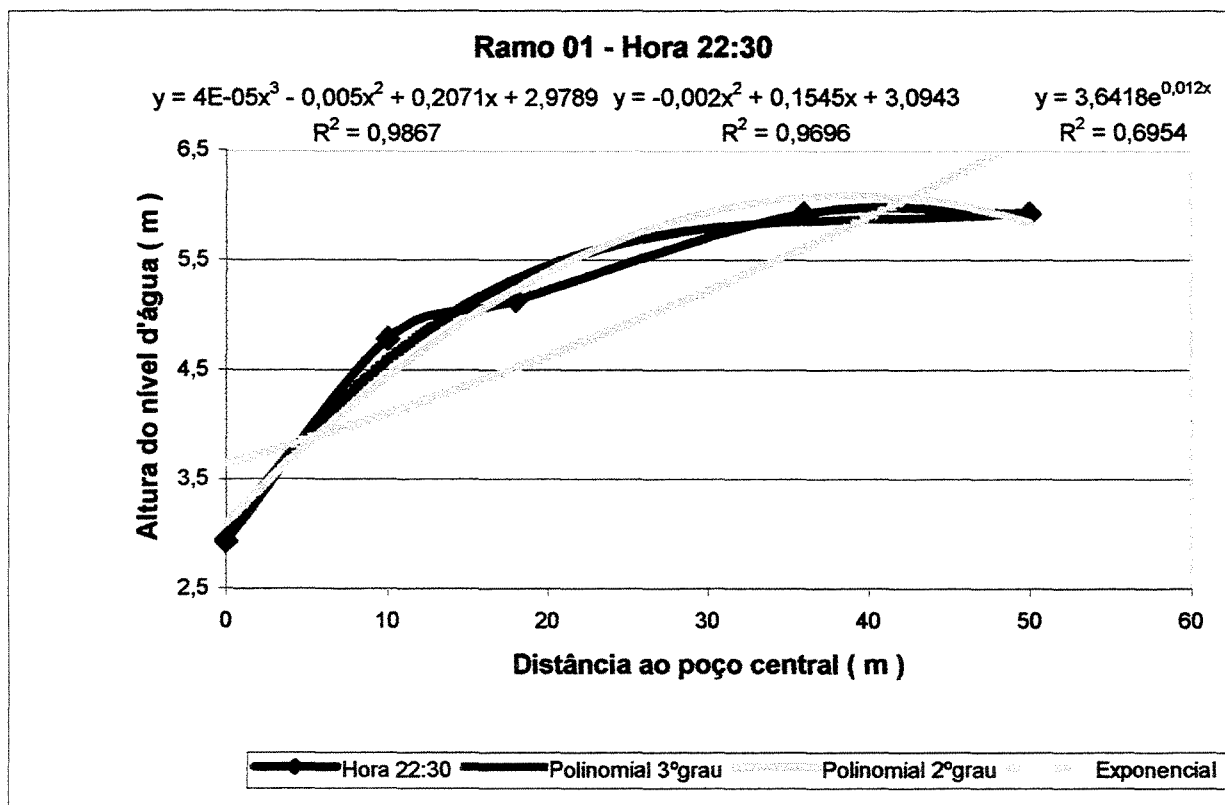


Figura A-84 - Linhas de Tendência - Ramo 01 - Hora 22:30

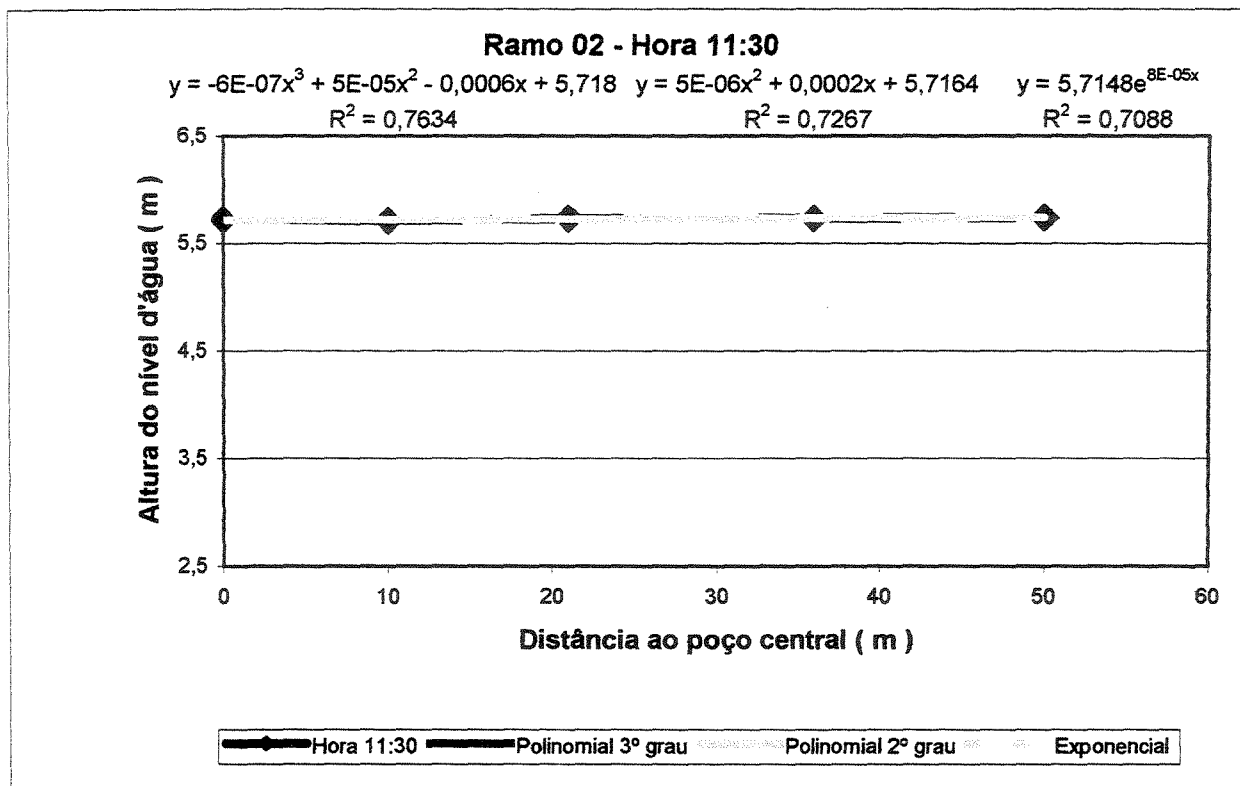


Figura A-85 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 11:30

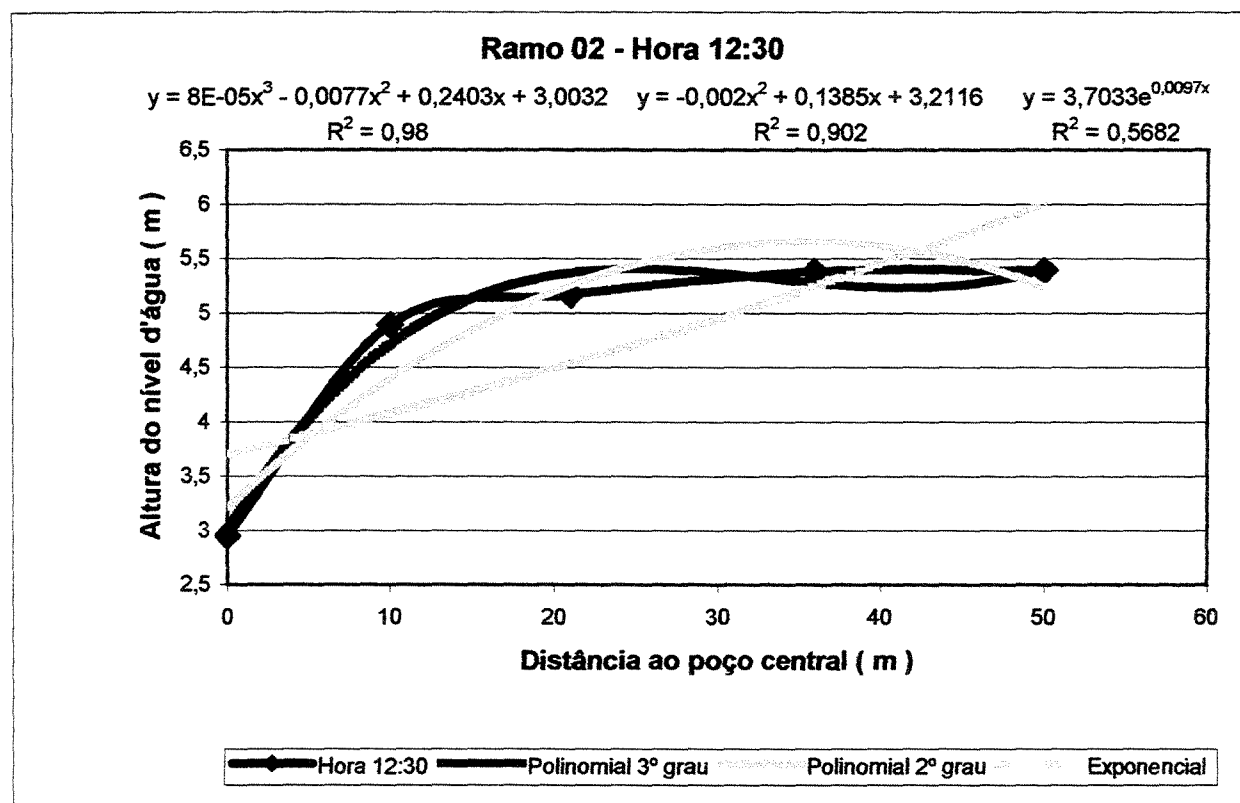


Figura A-86 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 12:30

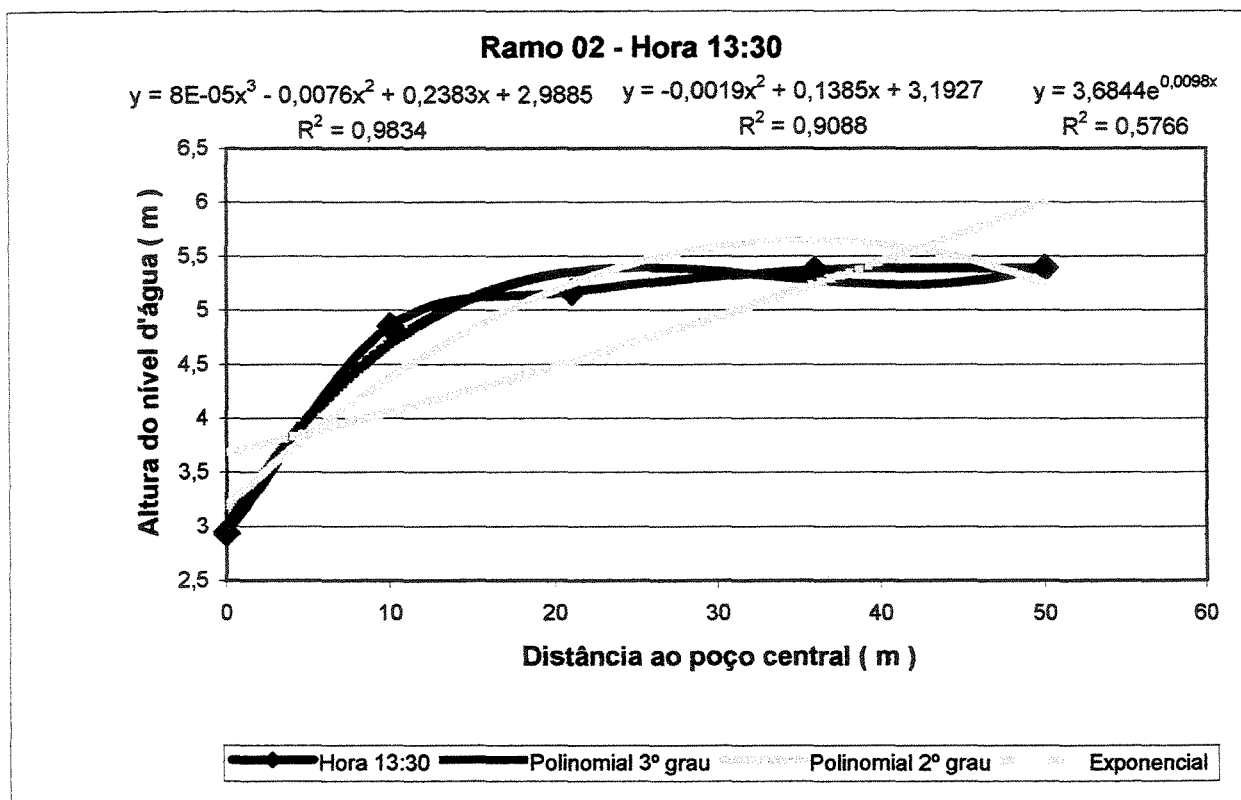


Figura A-87 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 13:30

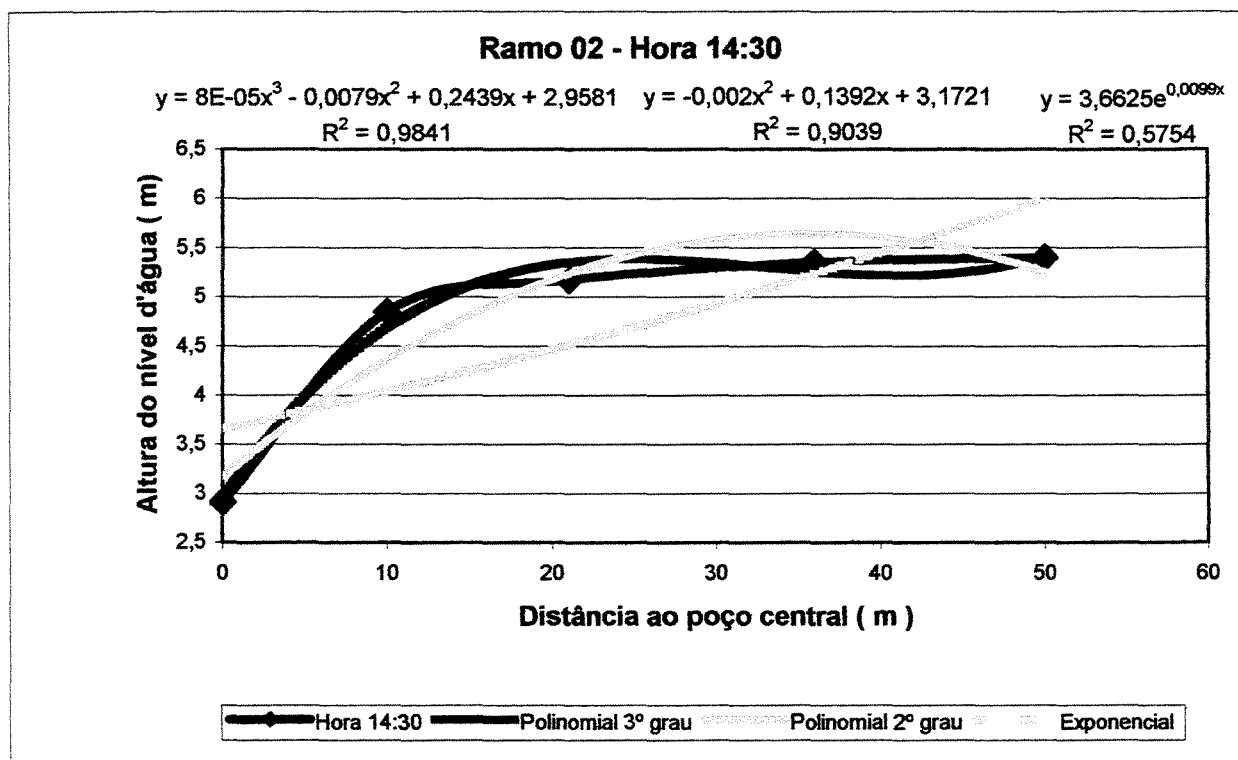


Figura A-88 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 14:30

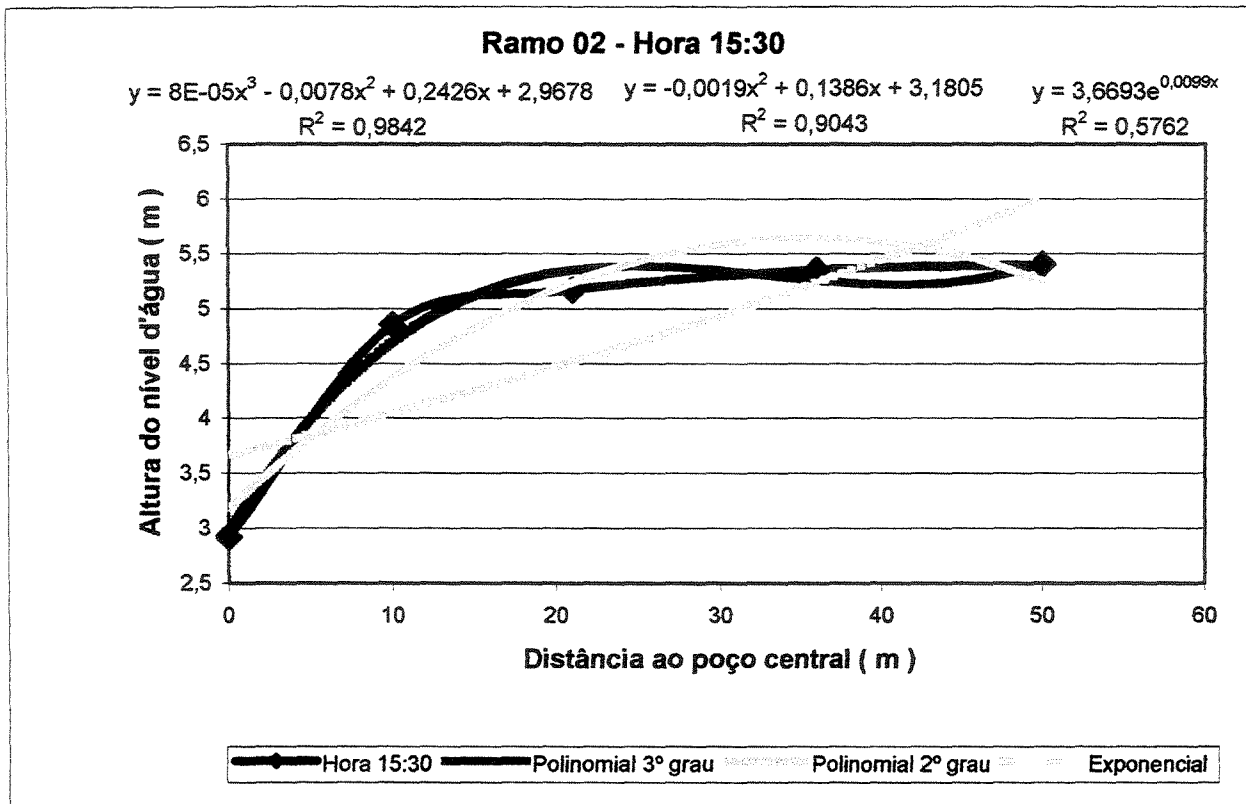


Figura A-89 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 15:30

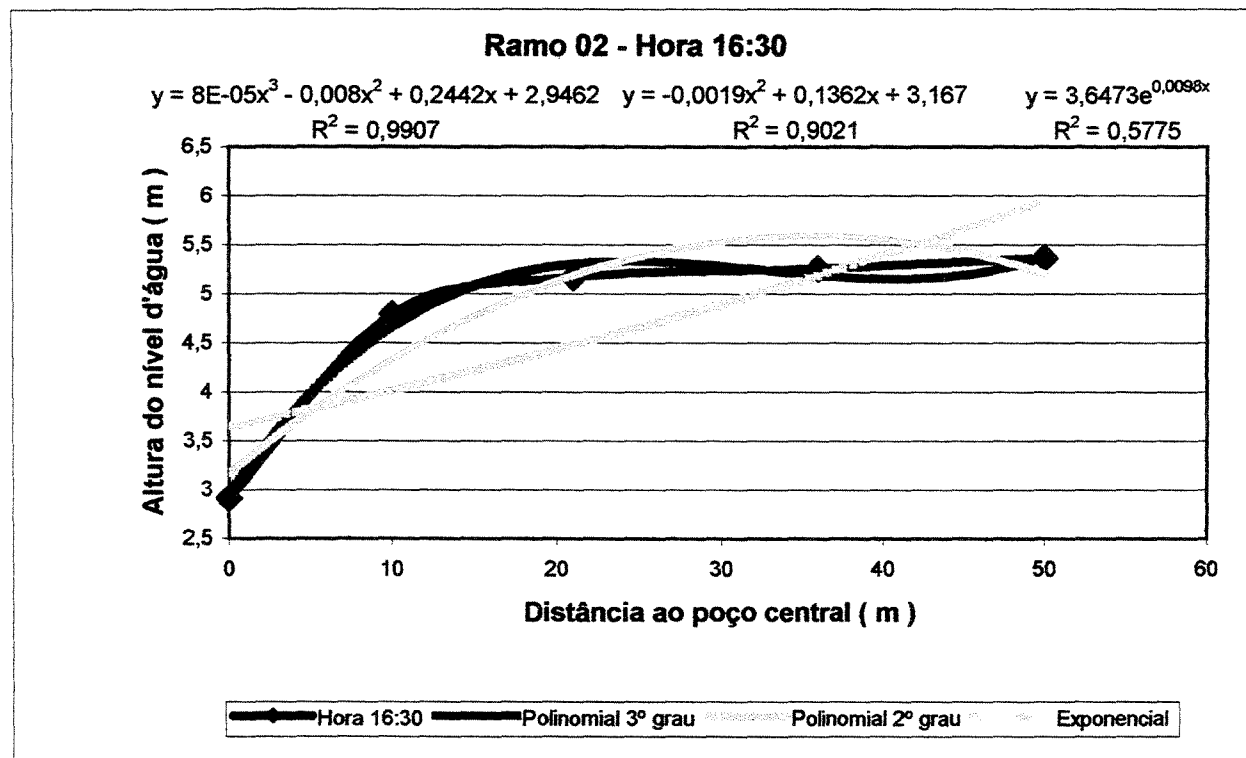


Figura A-90 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 16:30

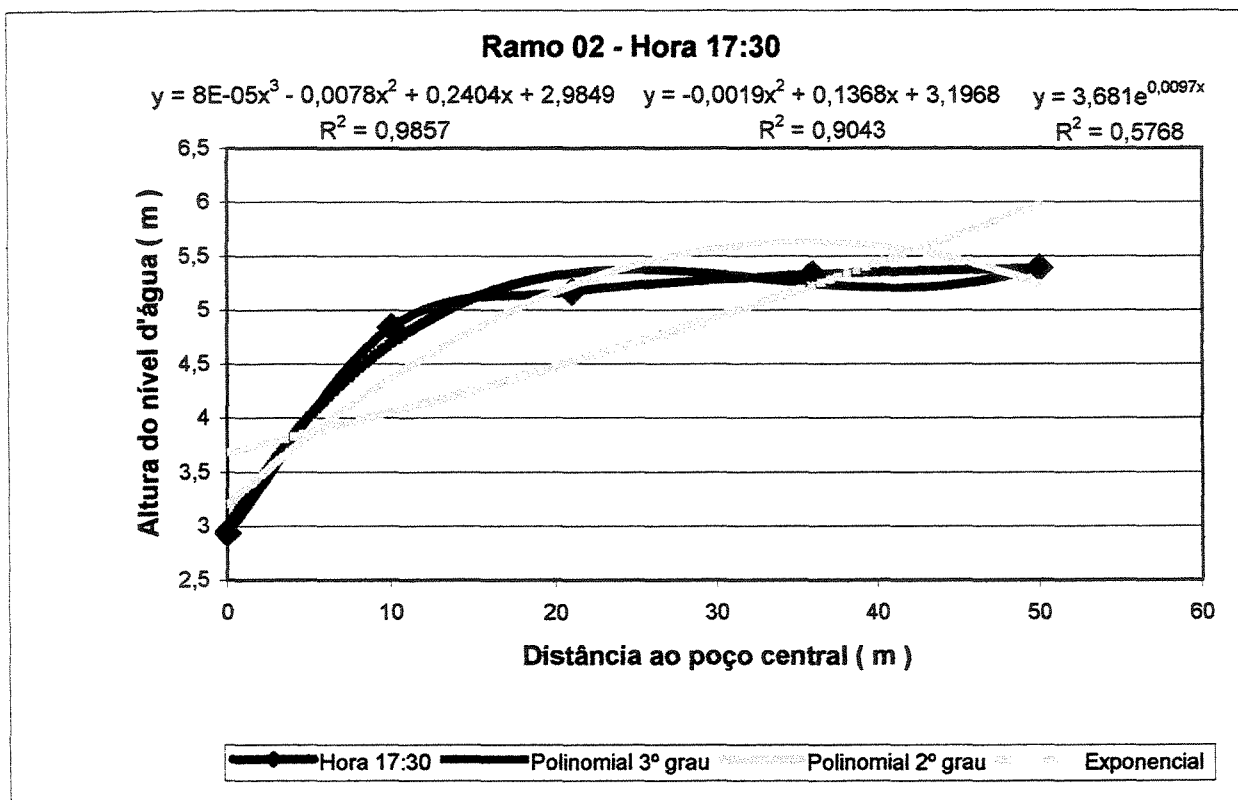


Figura A-91 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 17:30

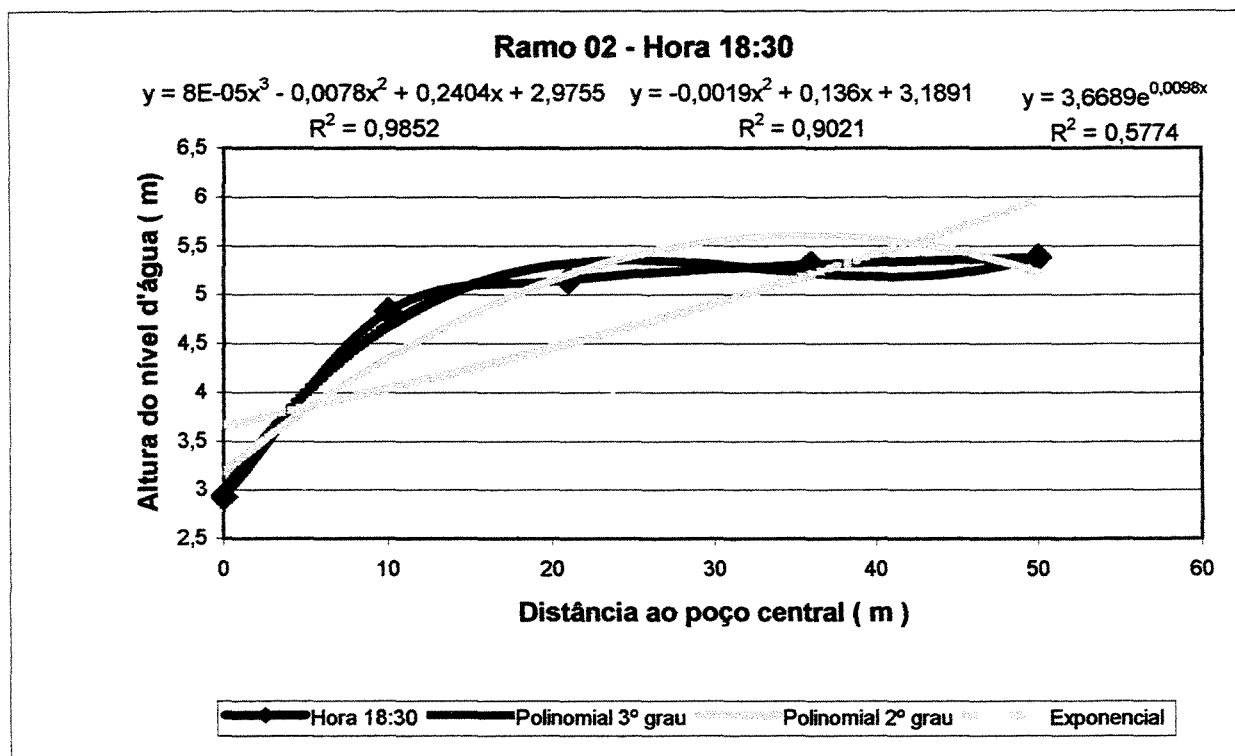


Figura A-92 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 18:30

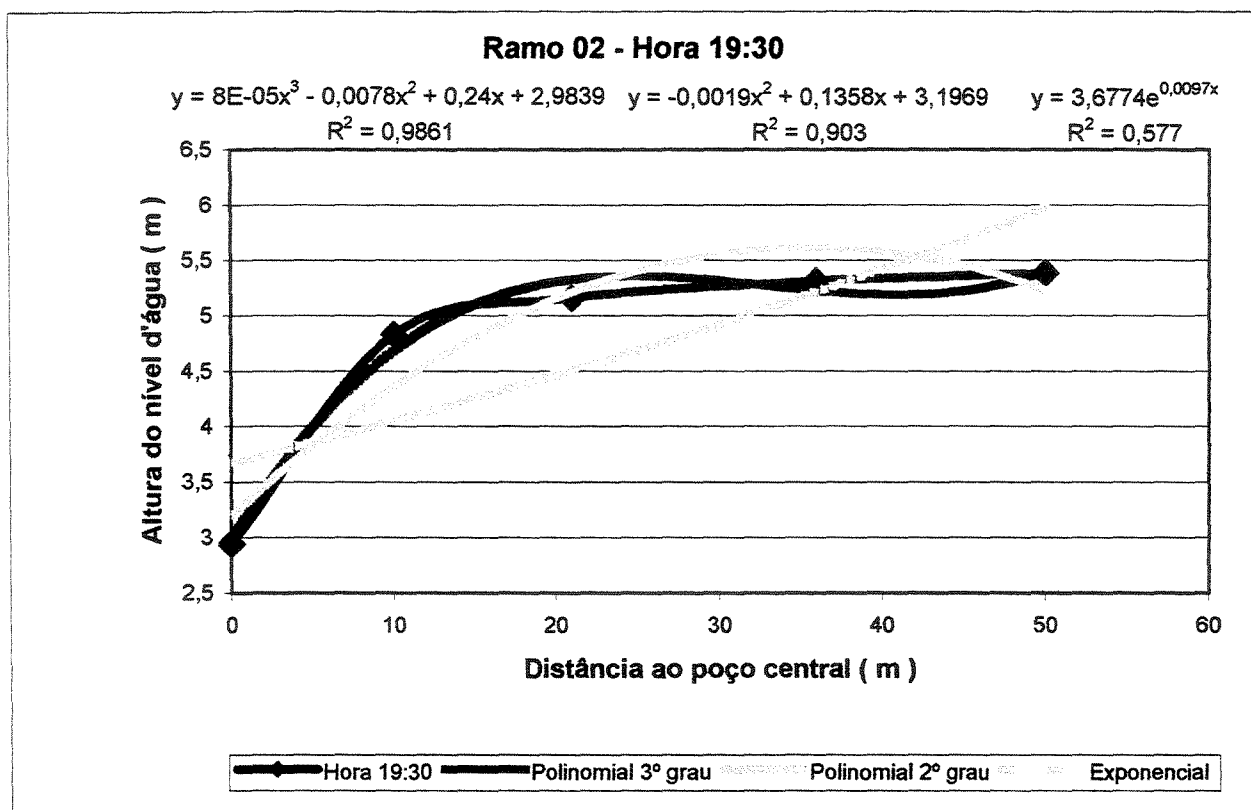


Figura A-93 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 19:30

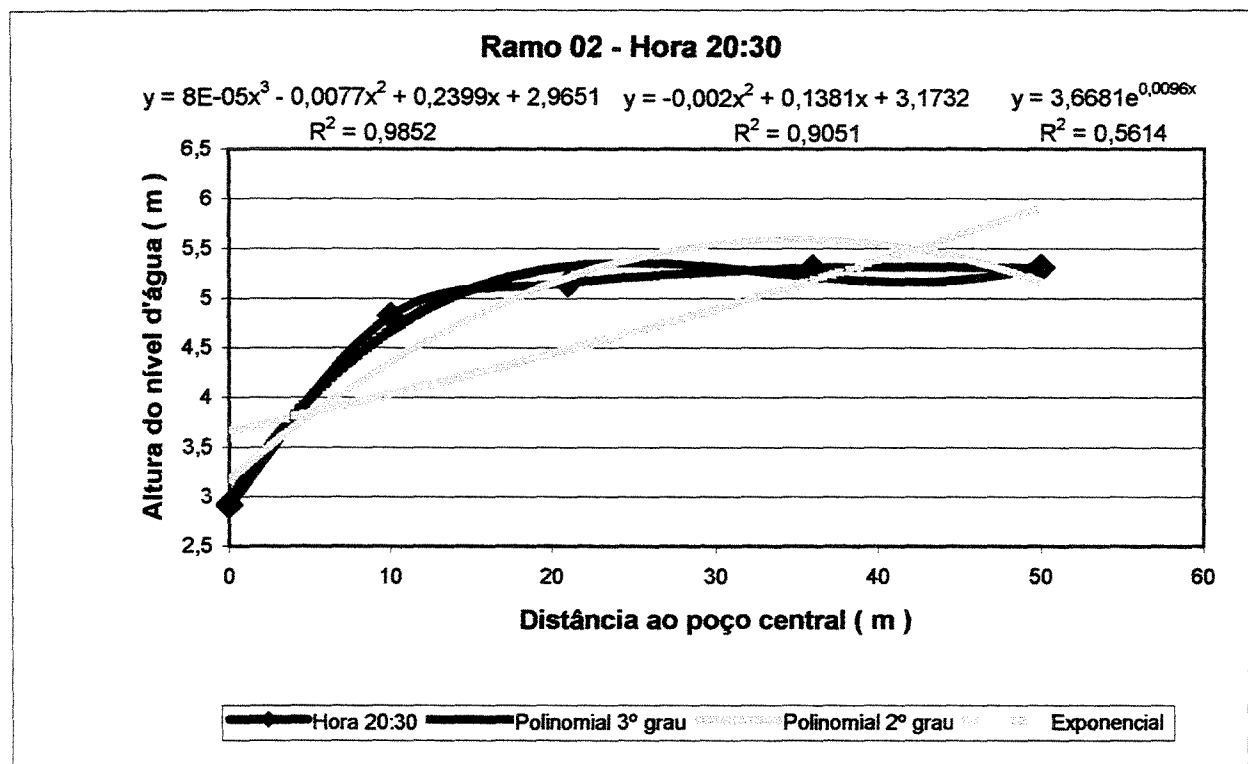


Figura A-94 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 20:30

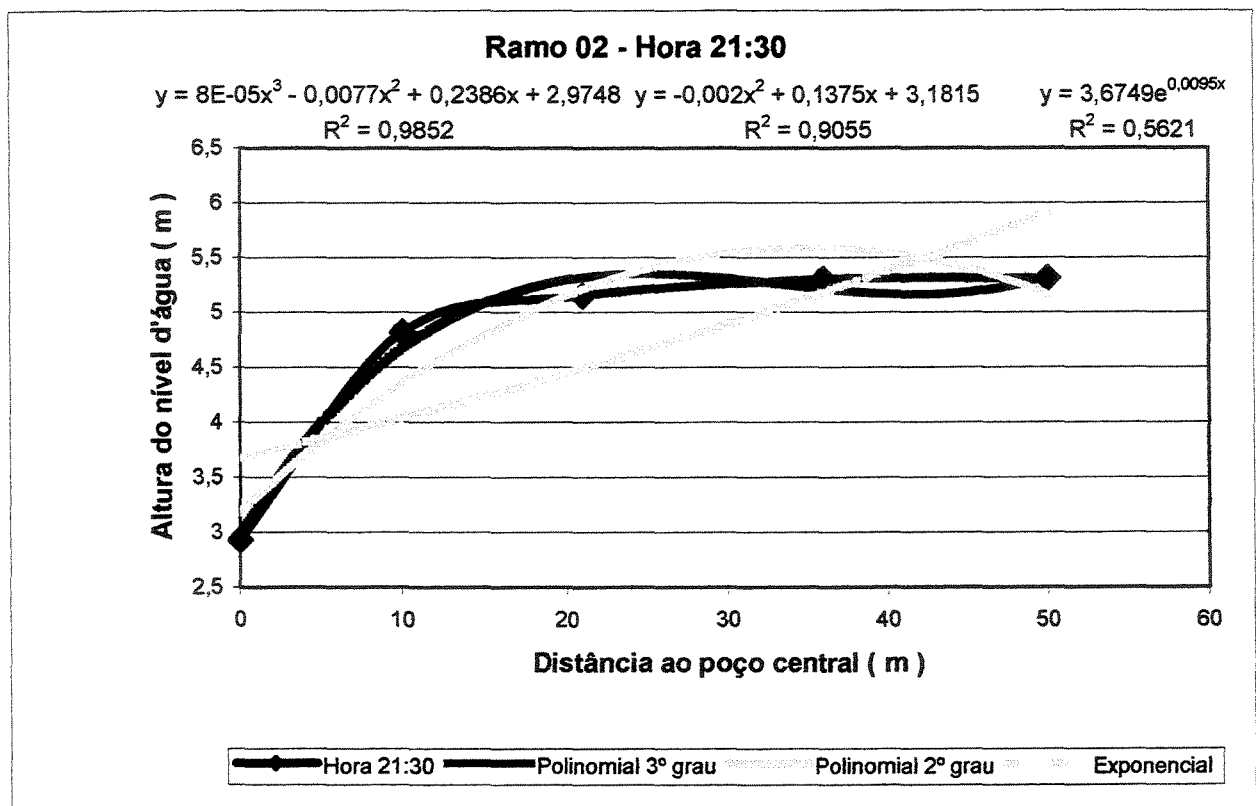


Figura A-95 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 21:30

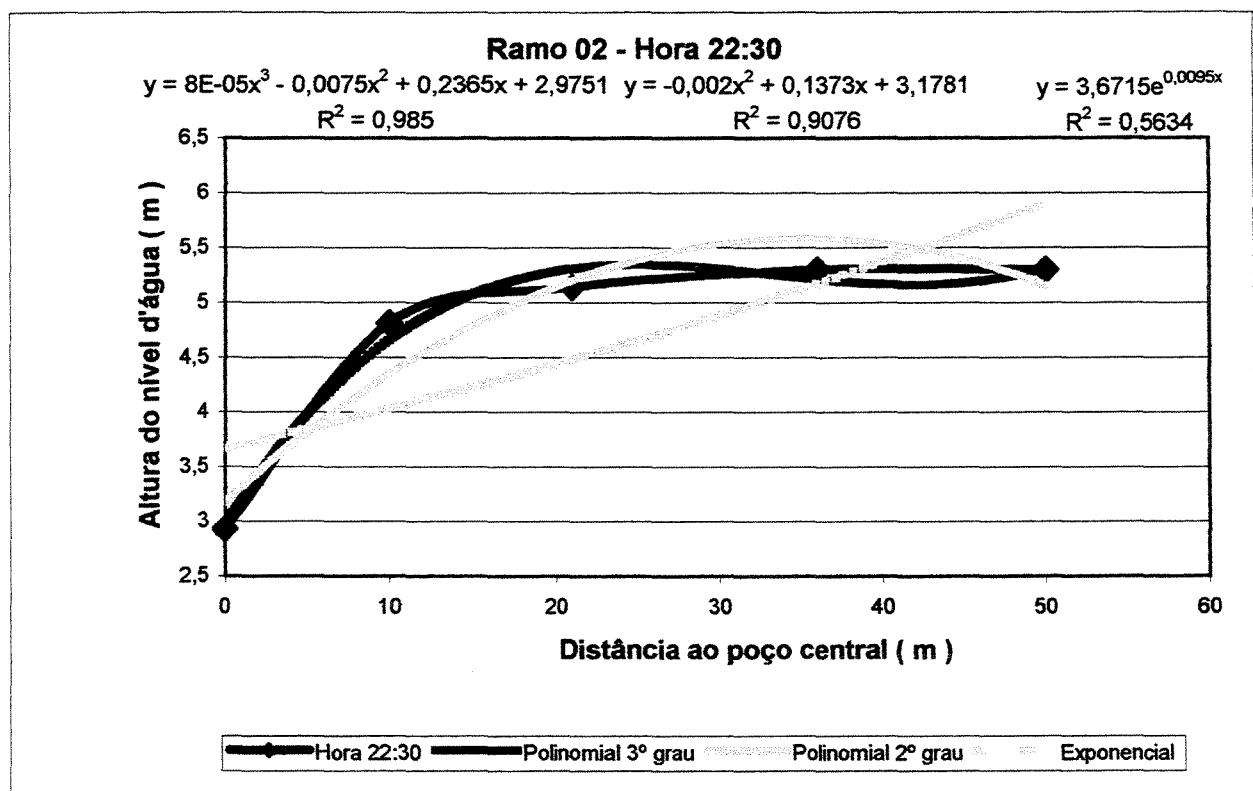


Figura A-96 - Linhas de Tendência - Ramo 02 - Hora 22:30

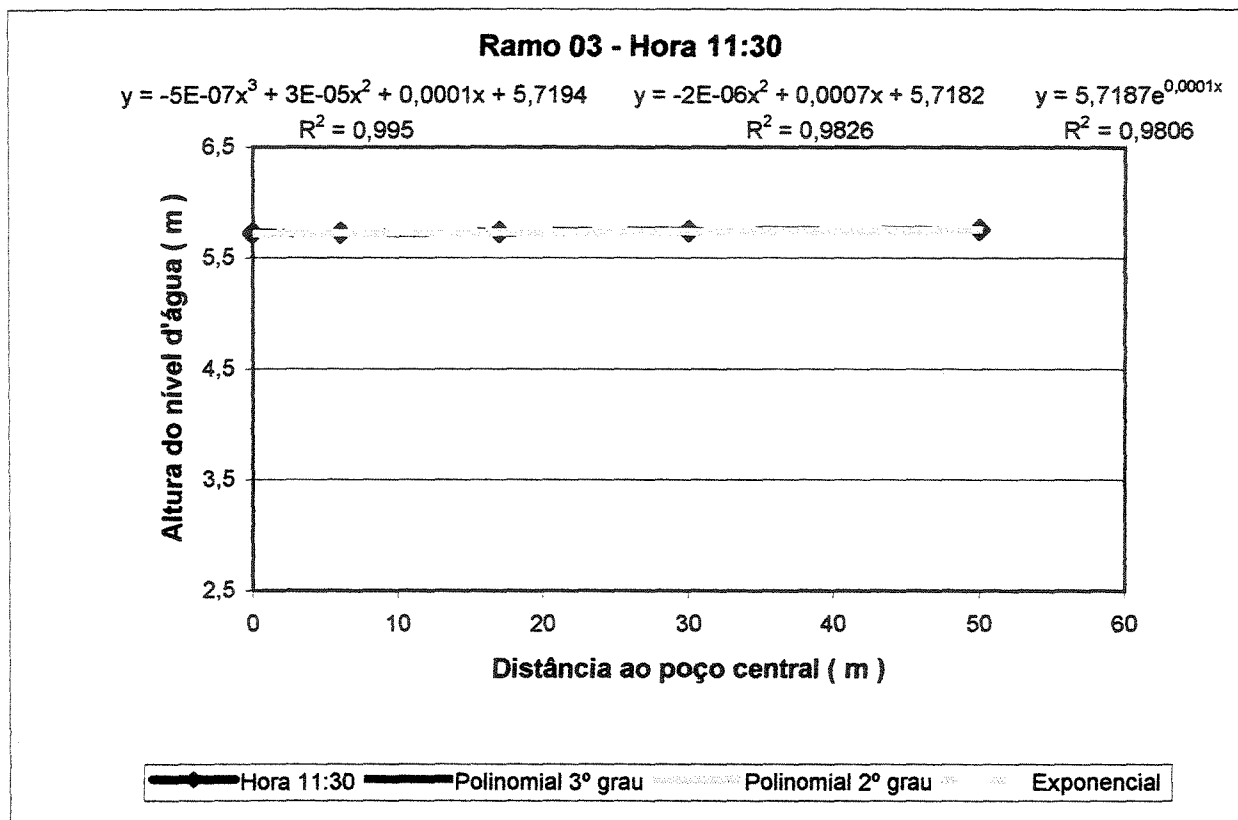


Figura A-97 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 11:30

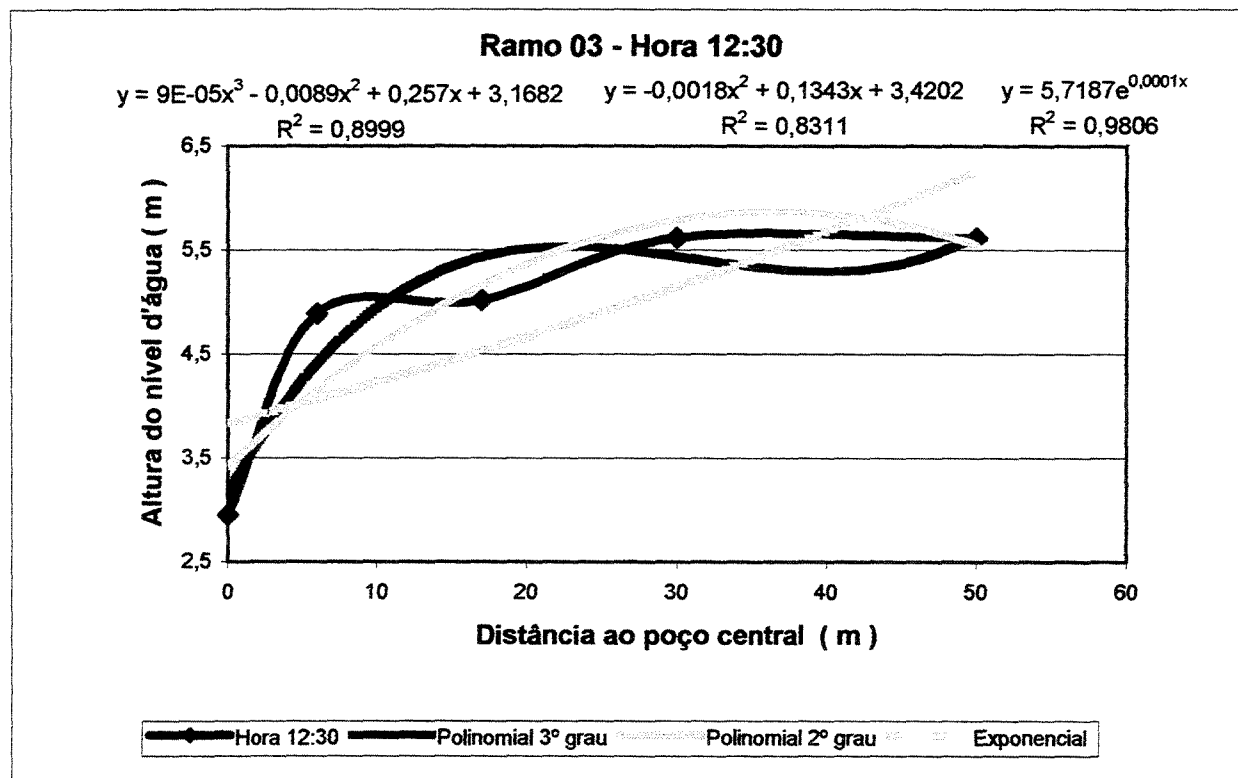


Figura A-98 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 12:30

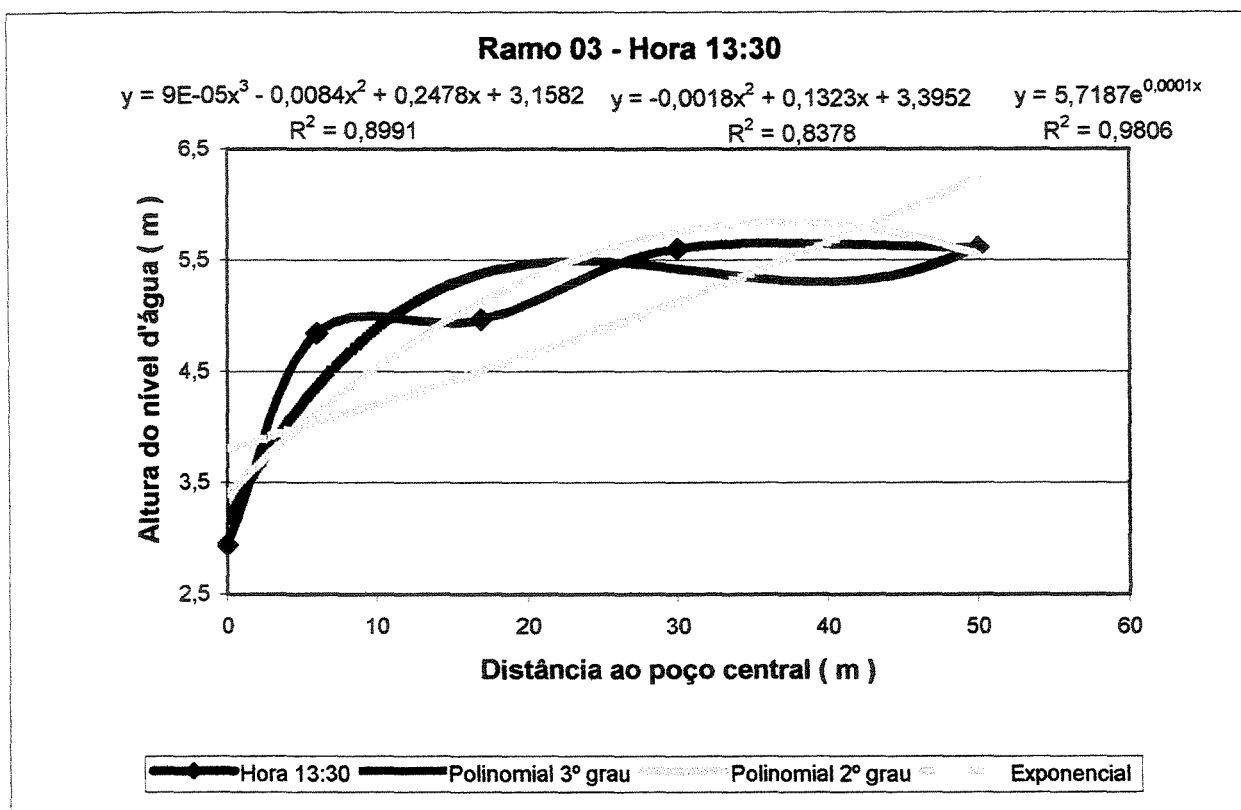


Figura A-99 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 13:30

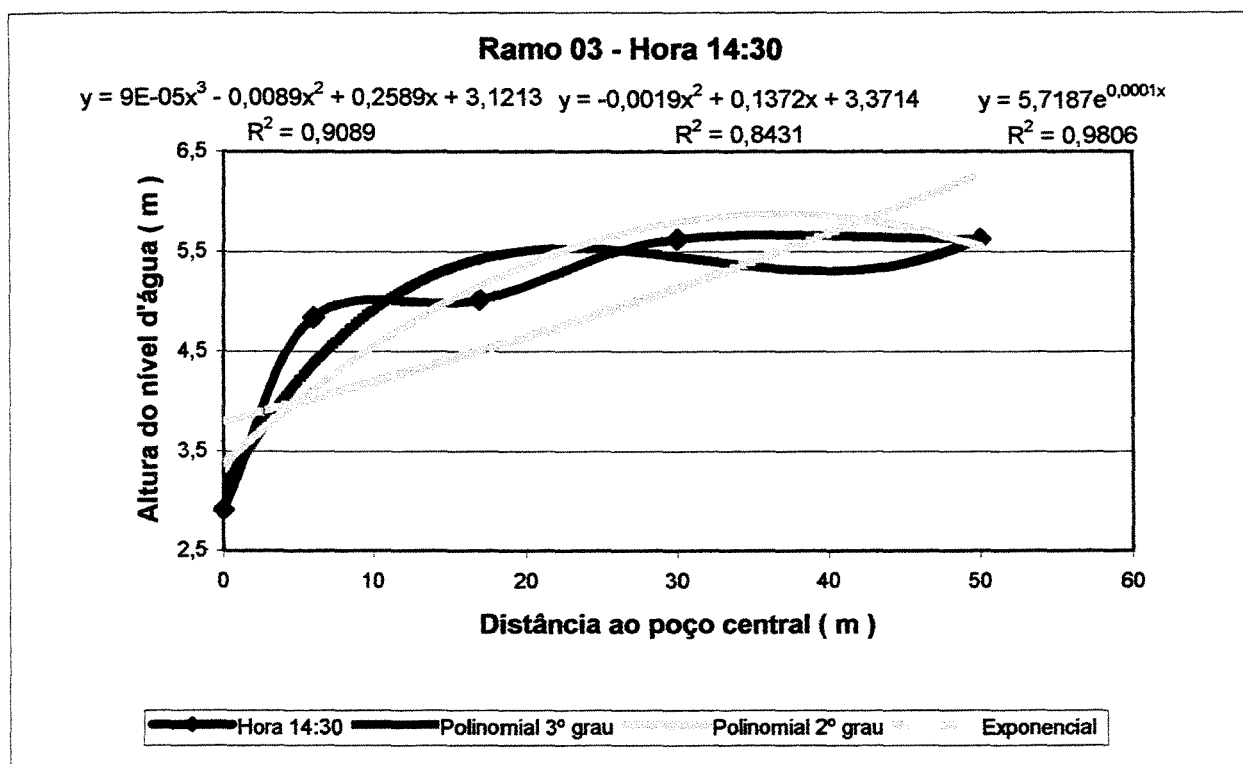


Figura A-100 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 14:30

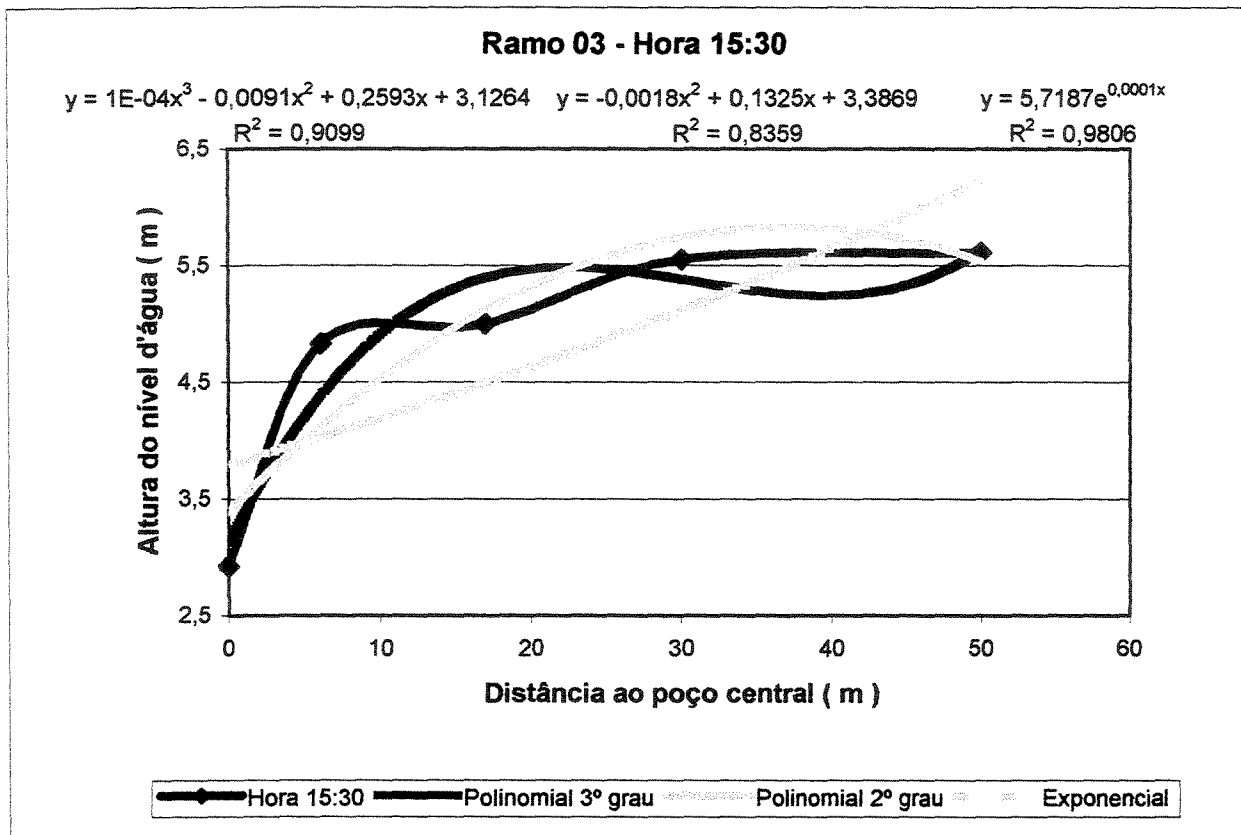


Figura A-101 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 15:30

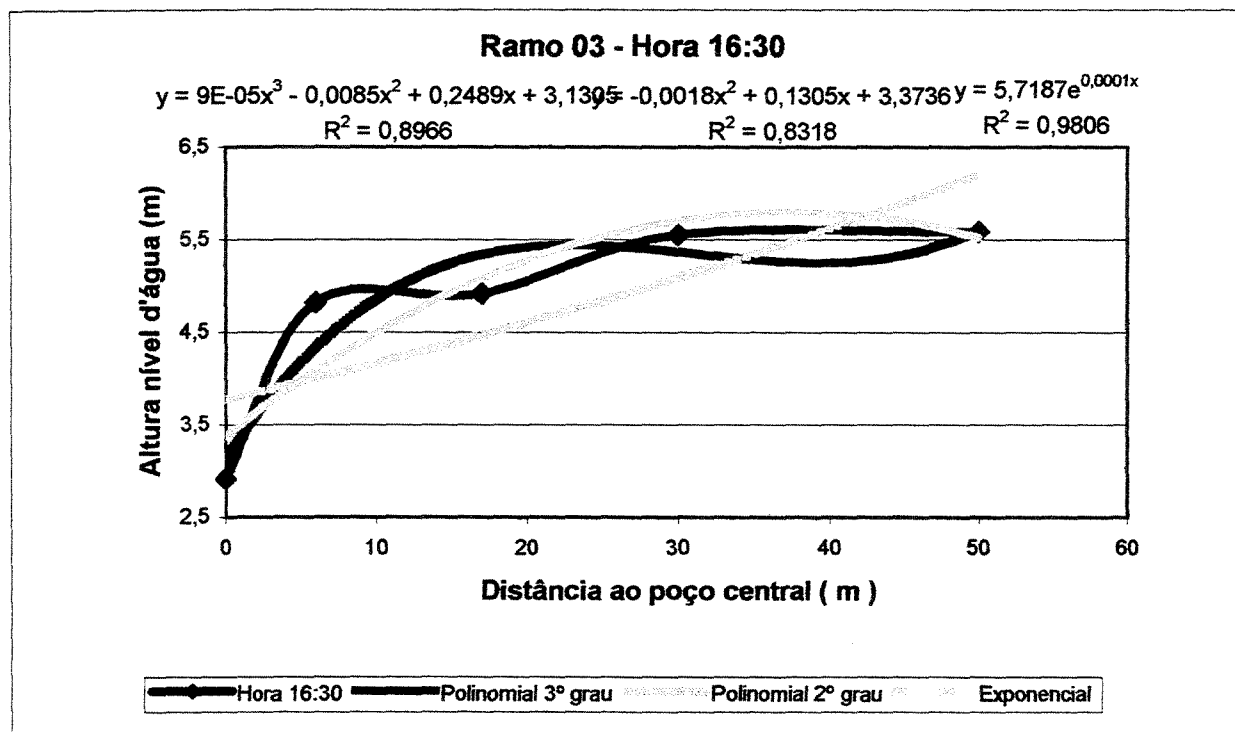


Figura A-102 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 16:30

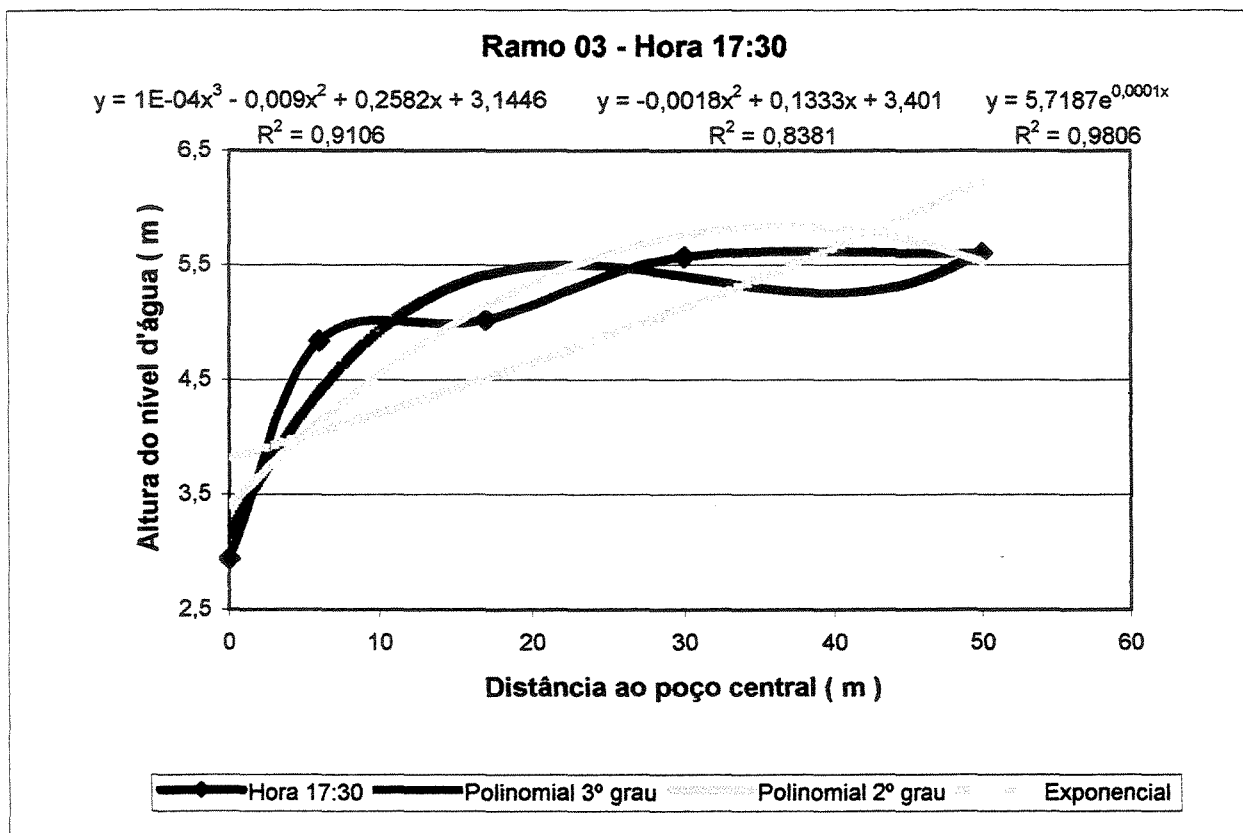


Figura A-103 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 17:30

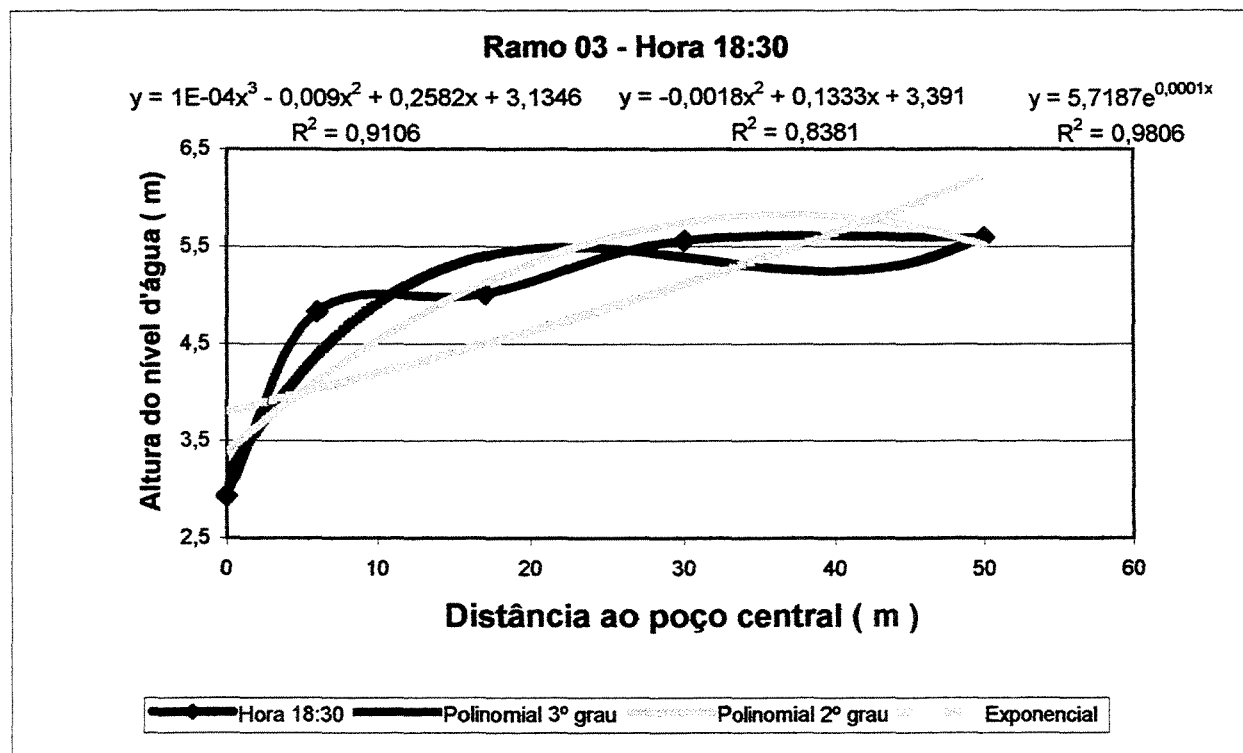


Figura A-104 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 19:30

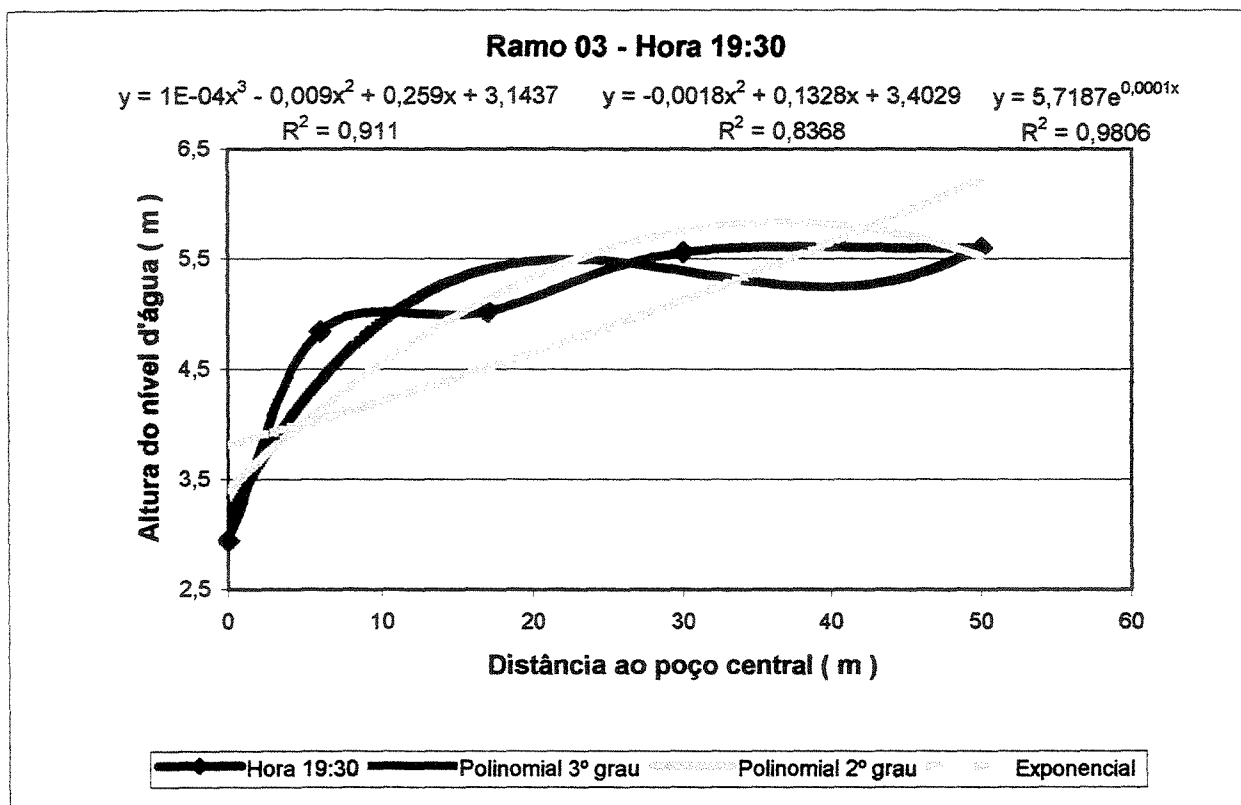


Figura A-105 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 19:30

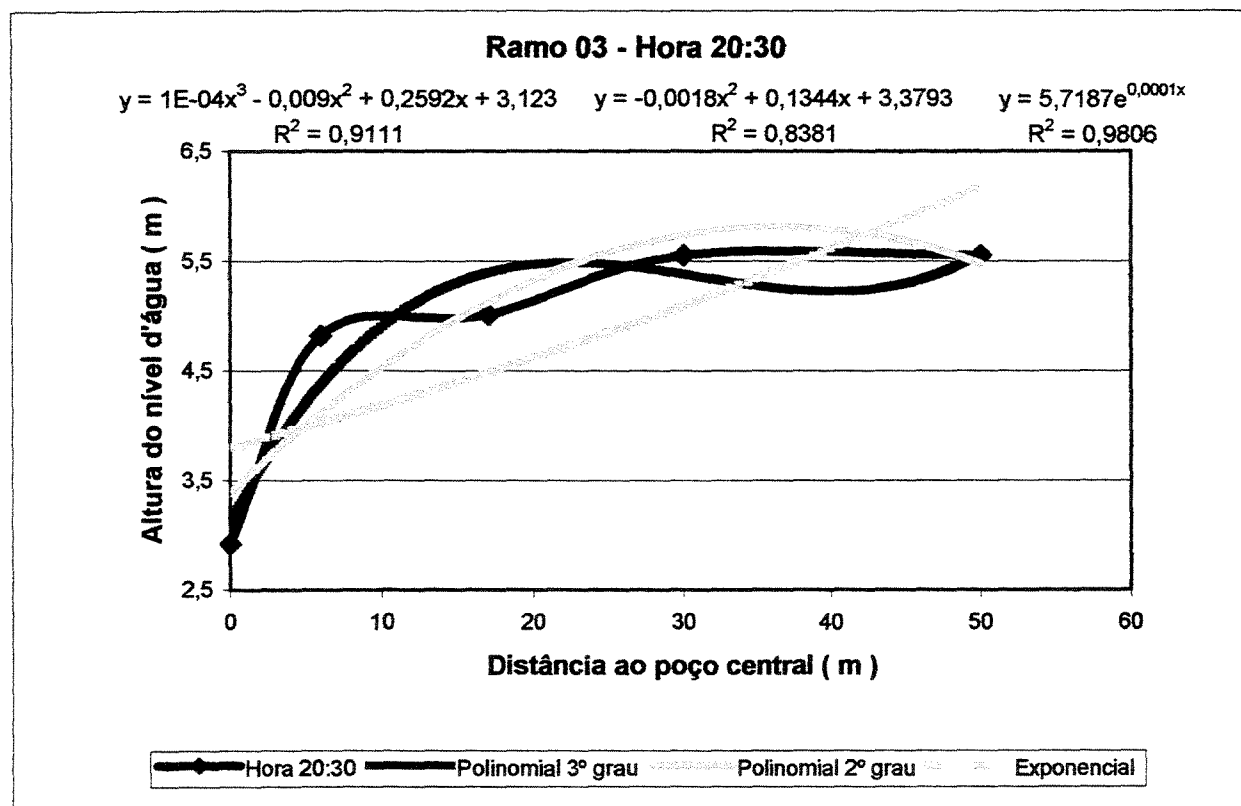


Figura A-106 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 20:30

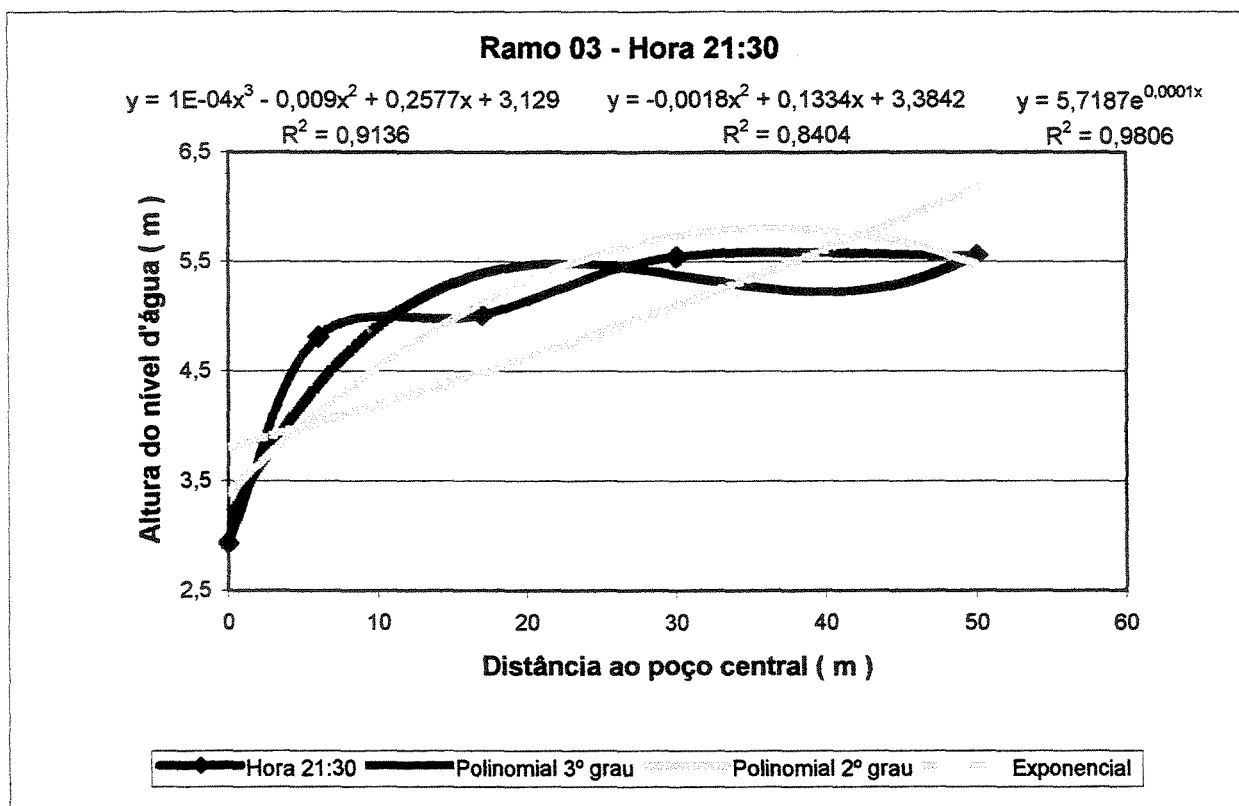


Figura A-107 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 21:30

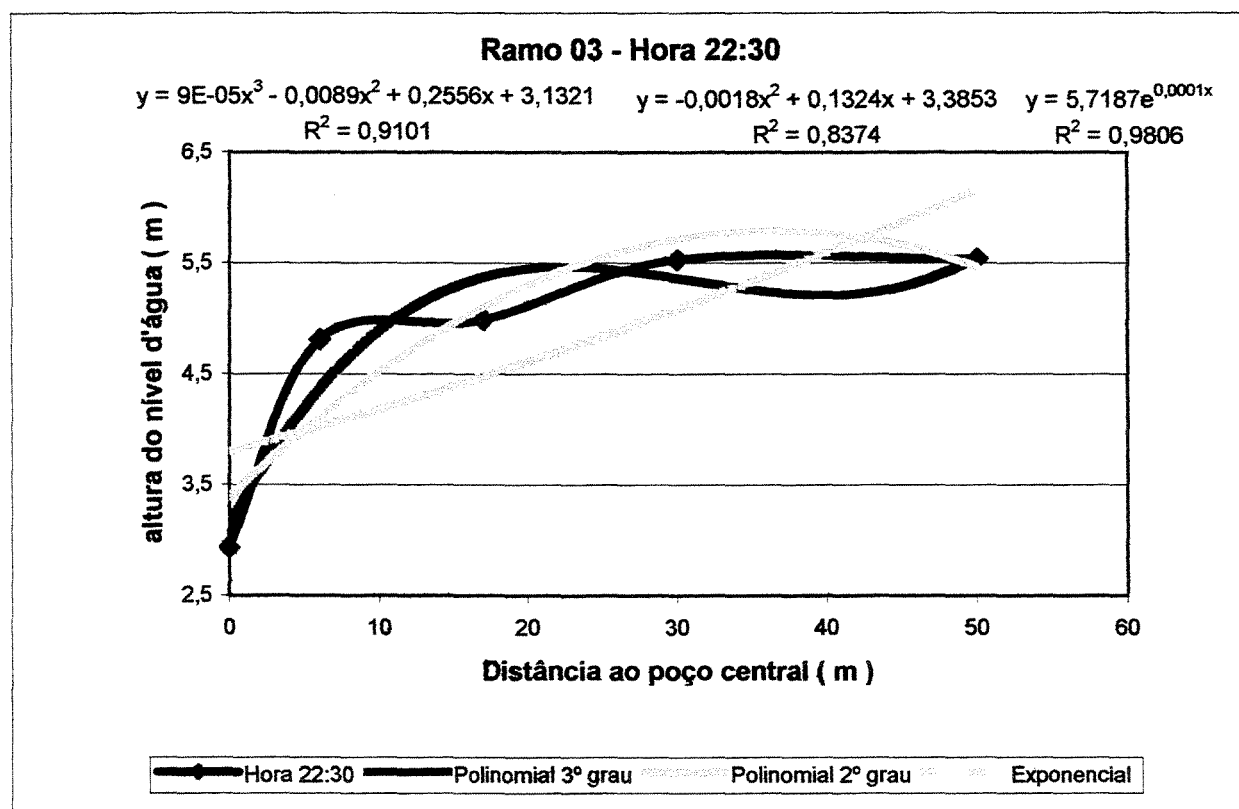


Figura A-108 - Linhas de Tendência - Ramo 03 - Hora 22:30

Referências Bibliográficas

- 01- A. THIEM, G., Hydrologische Methodem, Gebhardt, Leipzig, 56 p., 1906
- 02- ABAS – REVISTA ÁGUAS SUBTERRÂNEAS – Publicação Técnica e Científica- 1995/96/97.
- 03- ALONSO, U. R. - Rebaixamento Temporário de Aquíferos – p. 130 - Patrocinado pelas empresas Tecnogeo e Geofix 1999.
- 04- AZEREDO, H. A. O Edifício até sua cobertura – Prática de Construção Civil- Editora Edgard Blücher Ltda - 2ª Edição, 1979.
- 05- AZEVEDO NETO, J. M. Técnica de Abastecimento e Tratamento de Água 2ª Edição- CETESB-Companhia Estadual de Tecnologia de Saneamento Básico e de Defesa do Meio Ambiente- São Paulo, 1976
- 06- BAKER, M. N., and R. E. HORTON, Historical development of ideas regarding the origin of springs and ground-water, Trans. Amer. Geophysical Union, vol. 17, p. 395 - 400, 1936.
- 07- BARUA, J., HORNE, R. N., GREENSTADT, J. L., e LOPEZ, L. “Improved Estimation Algorithms for Automated Type-Curve Analysis of Well Tests”, SPE paper 14225, Annual Technical Conference of the Society of Petroleum Engineers of AIME, Las Vegas, Nevada, 1985.
- 08- BIGGAR, J. W., NIELSEN, D. R., Miscible displacement: H. Behavior of tracers, “Soil Sci. Soc. Am. Proc., 1962, vol. 26, p. 125 - 128.

- 09- BOLTON, N. S.: “ Analysis of Data from Non-Equilibrium Pumping Tests Allowing for Delayed Yield from Storage”, Proc. Inst. Civil Engrs., v.26, p. 469 - 482, 1963.
- 10- BOLTON, N. S.: “The drawdown of the Watertable Under Non-Steady Conditions Near a Pumped Well in an Inconfined Formation”, Proc. Inst. Civil Engrs., v.3, p. 564 - 579, 1954.
- 11- BOUSSINESQ, J. Recherches théoriques sur l’écoulement des nappes d’eau infiltrées dans le sol et sur le débit des sources, Journal demathématiques Pures et Appliquées, 1904, vol 10, p. 5 - 78 e p. 363 - 394.
- 12- BURGEOIS, M. J. e HORNE, R. N.: “Well Tests Model Recognition Using Laplace Space”, SPE paper 22682, 66th Annual Technical Conference of the Society of Petroleum Engineers of AIME, Dallas, Texas, 1991.
- 13- CEDERGREN, A. R., “Drainage and Dewatering” in “Foundation Engineering Handbook”, edited by H. F, Winterkon and Hsai Yang Fang, 1975
- 14- CHALES I. MANSUR e ROBERT I. KAWFMAN, em “Dewatering Foundation Engineerng “ – G. A. Leonards – McGraw Hill Book C. O., New York, 1962.
- 15- CHOW, V.T., On the de Termination of Transmissibility and Storage Coefficients from Pumping Test. Data, Trans. Amer. Geophysical Union, vol. 33 p. 397 - 404, 1952.
- 16- CISNEIROS, F. A. A.: “Análise de Testes em Ambiente Windows”, Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas, FEM - UNICAMP, 1992.
- 17- CLEARY, R. In Ramos, F. et al – Engenharia Hidrológica - Rio de Janeiro: ABRH – Editora UFRJ 1989.
- 18- COOPER, H. H. e JACOB, C. E.: “A Generalized Graphical Method for Evaluating Formation Constants and a Summarizing Well-Field History”, Transactions of the American Geophysical Union, v.27, 1946.

- 19- D.J.CEDESTON, Ph.D., Águas Subterrâneas uma Introdução - Centro de Publicações Técnicas da Aliança, 1964.
- 20- DRISCOLL, F. G. Groundwater and wells, 2nd edition, St. Paul, Minnesota, Johnson Division, 1986, p. 1089.
- 21- EDWARD JOHNSON, INC – El Agua Subterranea Y Los Pozos - Libro de referência dedicado a la industria de los pozos de água – Primeira Edition – 1975 – Publicado por: Johnson Division, Cop Inc. - Saint Paul, Minhesota 55165.
- 22- FANCHER, G., HENRY DARCY – Engineer na benefactor of mankind, Jour. Petr.
- 23- FCTH- Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica- Projeto, Perfuração e Operação de Poços Profundos - Curso realizado entre 29 de agosto a 2 de setembro de 1988. - Impresso pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo..
- 24- FORCHHEIMER, P., Grundwasserbewegung, in Hydraulik, 3rd ed,B.G. Teubner, Leipzig , p.51-110, 1930.
- 25- FRANCIS, O. F., Hidráulica de Meios Porosos – Escoamento em Meios Porosos-Editora Interciência/EDUSP, 169 p, 1980.
- 26- FREEZE, R. A. e CHERRY, J .A.: Groundwater, Pretice Hall, Imc. New Jersey. 604 p. 1979.
- 27- JACOB C. E.-Flow of Groundwater, in Engineering Hydraulics-(H.Rouse, ed.) John Wiley, and Sons, New York, p. 321 - 386, 1950.
- 28- JACOB, C. E., V. C. FISHEL and M. K. HUBBERT, Report of Committee on Ground Water – Appendices on Permeability, Trans. Amer. Geophysical Union, Vol 27 , p 245 – 273, 1946.
- 29- KRUSEMAN, G. F. e RIDDER, N. A.: Analysis and Evaluation of Pumping Test Data, International Institute for Land Reclamation and Improvement, Water Resources Publications, 345p., 1994.

- 30- LAMBE, T. W. and R.V.WHITMAN – Soil Mechanics – Capítulo –7.
- 31- LLAMAS, M. R., EMILIO C. Hidrologia Subterrânea – Primeira Edição - Ediciones Omega, S. A. - Casanova, 220 – Barcelona, 1975.
- 32- MACIEL C. L. F. : Introdução á Geologia de Engenharia – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM e UFSM – Universidade Federal de Santa Maria- editora da UFSM – p. 283, 1994.
- 33- MEINZER, O. E., Outline of methods for estimating ground-water supplies, U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 628-C, Washigton, D. C., p. 99 - 144, 1932.
- 34- NAMBA, T. e HORNE, R. N. “Na Improved Regression Algoruthms for Automated Well Tests Analysis”, SPE paper 18161, 63rd Annual Technical Conference of the Society of Petroleum Engineers of AIME, Houston, Texas, 1988.
- 35- NEUMAN, S. P.: “Analysis of Pumping Test Data from Anisotropic Unconfined Aquifers considering delayed Gravity response”, Water Resorces Research, v.II, p. 329 - 342.
- 36- NEUMAN, S. P.: “Theory of Flow in Uncofined Aquifers Considering Delayed Response of the Watertable” Water Resoucers Reserch, v-8, p. 1031 - 1045, 1972.
- 37- ORELLANA, E. N., e CORRÊA, A. C. F. “Automation of Pressure Transient Test in Laboratory Using Deconvolution”, SPE paper 23702, 2nd Latin American Petroleum Engineering Conference, Caracas, Venezuela, 1992.
- 38- RIBEIRO, A. L., e CORRÊA , A. C. F. - Dissertação de Mestrado Unicamp - FEM - 1994
- 39- ROSA, A. J. e HORNE, R. N.: “Automated Type-Curve Matching in Well Test Analysis Using laplace Space Determination of Parameter Gradients”, SPE paper 12131, 58th Annual Techical Conference of the Society of Petroleum Engineers of AIME, San Francisco, California, 1983.

- 40- SUZUKI, K. e NAMBA, T.: “Horizontal Well Tests Analysis Sistem”, SPE paper 20613, 65rd Annual Technical Conference of the Society of Petroleum Engineers of AIME, New Orleans, LA, 1990.
- 41- TERZAGHI, K e PECK, R.B. – Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia – p. 293 – Ao Livro Técnico S.A. - Rio de Janeiro, 1962.
- 42-THEIS, C.V.: “The Relation Between the Lowering of the Piezometric Surface and the Rate and Duration of Discharge of a Well Using Groundwater Storage”, Trans. Amer. Geophys. Union, v.16, p.519 - 524, 1935.
- 43- THOMAS, H. E., Ground-water regions of the United States - Their stor age facilities, vol. 3, Interior and Insular Affairs Comm, House of Representatives, U.S.Congress, Washington, D. C., 78 p., 1952.
- 44- TODD, D. K., Ground Water Hydrology, Copyright John Wiley & Sons, Inc., Nova York, 1959.
- 45- TOLMAN, C. F., Groundwater, McGraw-Hill, New York, 593 p., 1937.
- 46- VIEIRA, P. M. F. e ROSA, A. J. “A Comparison of Serveral Methods for Automated Well Test Analysis” SPE paper 26428, 68th Annual Technical Conference of the Society of Petroleum Engineers of AIME, Houston, Texas, 1993.
- 47- WALTON, W.C.: “Selected Analytical Methods For Well and Aquifer Evaluation Illinois State Water Survey Bull. n.49 - 81 p, 1962.

Bibliografias Recomendadas

- 01- ALONSO, U. R. - Rebaixamento Temporário de Aquíferos – p. 130 - Patrocinado pelas empresas Tecnogeo e Geofix 1999.
- 02- BAKER, M. N., and R. E. HORTON, Historical development of ideas regarding the origin of springs and ground-water, Trans. Amer. Geophysical Union, vol. 17, p. 395 - 400, 1936.
- 03- BOLTON, N. S.: “The drawdown of the Watertable Under Non-Steady Conditions Near a Pumped Well in an Inconfined Formation”, Proc. Inst. Civil Engrs., v.3, p. 564 - 579, 1954.
- 04- CLEARY, R. In Ramos, F. et al – Engenharia Hidrológica - Rio de Janeiro: ABRH – Editora UFRJ 1989.
- 05- EDWARD JOHNSON, INC – El Agua Subterranea Y Los Pozos - Libro de referência dedicado a la industria de los pozos de água – Primeira Edição – 1975 – Publicado por: Johnson Division, Cop Inc. - Saint Paul, Minhesota 55165.
- 06- JACOB C. E.-Flow of Groundwater, in Engineering Hydraulics-(H.Rouse, ed.) John Wiley, and Sons, New York, p. 321 - 386, 1950.
- 07- TODD, D. K., Ground Water Hydrology, Copyright John Wiley & Sons, Inc., Nova York, 1959.
- 08- WALTON, W.C.: “Selected Analytical Methods For Well and Aquifer Evaluation Illinois State Water Survey Bull. n.49 - 81 p, 1962.

Abstract

The mathematical representation of the depression curves in free groundwater table as well as their respective influence rays is very important in the human activities that involve groundwater and sub-soil works. Those activities can be proceeding from several sorts, such as: underground drainage, lowering of level of water, groundwater exploration, among others. The Knowledge of those mathematical representations facilitates the management of building sites, it makes possible the economical set up and allocation of appropriate equipments to the needs of the place, it saves time and money. The existent equations are, in their majority, empiric deductions and their application are not very practices usage out of offices. This work proposes three representative models of those equations based on the professional experience, mathematical modeling, integral and differential calculation and on a pumping test. In the proposed equations the aquifers parameters are directly considered but no expressed; such equations make possible the determination of those curves not only the permanent regime but also in the transitory. The process analysis and conclusions are based on no lineal regressions; being adjusted a representative function in a model that considers the outline conditions and the losses that appear in the system. The data analysis of the pumping tests, accomplished with those obtained by the existent models, evidenced not only the practicably but also the simplicity of the proposed models.