

PROJETO BÁSICO DE ENGENHARIA PARA IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE SÃO JOSÉ DAS PALMEIRAS – PARANÁ

VOLUME IV – TOMO II ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO E LINHA DE RECALQUE

MAIO/2019

ÍNDICE

APRESENTAÇÃO	3
1 VAZÕES DE CONTRIBUIÇÃO	4
2 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO	6
2.1 EEE-01	6
PEÇAS GRÁFICAS	29

APRESENTAÇÃO

Este relatório refere-se ao Estudo de Alternativas para a Estação Elevatória de Esgoto, parte integrante do Projeto de Engenharia para Implantação do Sistema de Esgotamento Sanitário para a cidade de São José das Pameiras, contratado pela FUNASA.

1 VAZÕES DE CONTRIBUIÇÃO

O sistema de São José das Palmeiras é composto por três bacias de contribuição: 1, 2 e 3, que se subdividem em sete sub-bacias, conforme Figura 1.

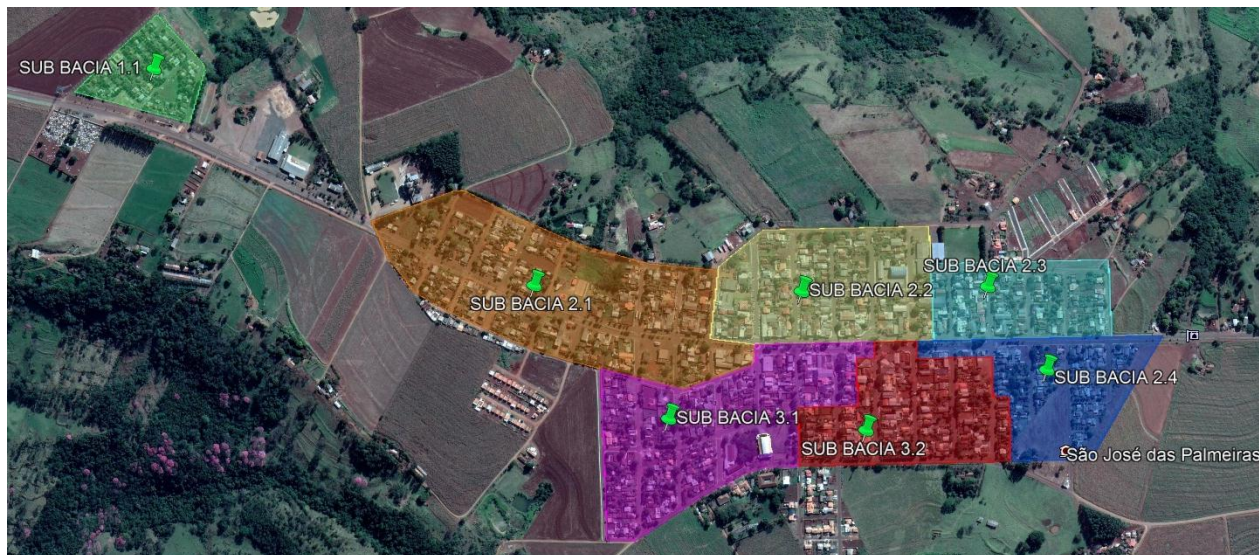


Figura 1 – Divisão das bacias e sub-bacias de São José das Palmeiras

A bacia 3 possui escoamento por gravidade até a ETE-01 proposta, enquanto que as bacias 1 e 2 necessitam de recalque para tratamento de suas contribuições, através da EEE-01 projetada, que fará a reversão do efluente para a sub-bacia 3.1.

A Tabela 1 apresenta os dados e as vazões para o sistema, até o final de plano, conforme apresentado no RTP, no volume 01 desta contratação.

Tabela 1 – Demanda de vazões sanitárias para o SES de São José das Palmeiras

Ano	T.C. 20 anos	População	Atendimento (%)	População Abastecida	Vazão Média (l/s)	Vazão Mín (l/s)	Vazão Máx. diária (l/s)	Vazão Máx. horária (l/s)
2015	1,00%	2.479	65%	1.612	1,87	0,93	2,85	4,28
2016	1,00%	2.504	65%	1.628	1,88	0,94	2,88	4,32
2017	1,00%	2.529	65%	1.644	1,90	0,95	2,91	4,37
2018	1,00%	2.555	65%	1.660	1,92	0,96	2,94	4,41
2019	1,00%	2.580	65%	1.677	1,94	0,97	2,97	4,45
2020	1,00%	2.606	75%	1.954	2,26	1,13	3,46	5,19
2021	1,00%	2.632	75%	1.974	2,28	1,14	3,50	5,24
2022	1,00%	2.658	75%	1.994	2,31	1,15	3,53	5,30
2023	1,00%	2.685	75%	2.014	2,33	1,17	3,57	5,35
2024	1,00%	2.712	75%	2.034	2,35	1,18	3,60	5,40
2025	1,00%	2.739	85%	2.328	2,69	1,35	4,12	6,18
2026	1,00%	2.766	85%	2.351	2,72	1,36	4,16	6,25
2027	1,00%	2.794	85%	2.375	2,75	1,37	4,21	6,31
2028	1,00%	2.822	85%	2.399	2,78	1,39	4,25	6,37
2029	1,00%	2.850	85%	2.423	2,80	1,40	4,29	6,43
2030	1,00%	2.879	95%	2.735	3,17	1,58	4,84	7,26
2031	1,00%	2.907	96%	2.791	3,23	1,62	4,94	7,41
2032	1,00%	2.936	97%	2.848	3,30	1,65	5,04	7,57
2033	1,00%	2.966	98%	2.906	3,36	1,68	5,15	7,72
2034	1,00%	2.995	99%	2.966	3,43	1,72	5,25	7,88
2035	1,00%	3.025	100%	3.025	3,50	1,75	5,36	8,04

Para verificação da vazão correspondente a cada sub-bacia, fez-se a contagem do número de lotes, bem como a verificação da extensão de rede coletora correspondente a cada sub-bacia, obtida através do projeto final de rede coletora de esgoto, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 – Número de lotes por bacias e sub-bacias e extensão da rede coletora

Bacia	Sub-bacia	Lotes		Extensão da rede (m)			
1	1.1	79	79	917	1246,17	1246,17	17358,35
2	2.1	241	547		4690,01	10782,12	
	2.2	133			2851,34		
	2.3	83			1618,61		
	2.4	90			1622,16		
3	3.1	176	291		3270,07	5330,06	
	3.2	115		2059,99			

A partir daí, fez-se a verificação das vazões por bacias e sub-bacias, tanto sanitárias quanto de infiltração, para final de plano (2035), conforme Tabela 3.

Tabela 3 – Vazões por bacias e sub-bacias

Bacia	Sub-bacia	Vazão sanitária				Vazão de infiltração (l/s)	Vazão máxima horária + Vazão de infiltração	Total (l/s)
		Média (l/s)	Mínima (l/s)	Máx. Diária (l/s)	Máx. Horária (l/s)			
1	1.1	0,25	0,13	0,38	0,58	0,12	0,70	9,77
	Total	0,25	0,13	0,38	0,58	0,12	0,70	
2	2.1	0,95	0,47	1,45	2,17	0,47	2,64	
	2.2	0,58	0,29	0,88	1,32	0,29	1,61	
	2.3	0,33	0,16	0,50	0,75	0,16	0,91	
	2.4	0,33	0,16	0,50	0,75	0,16	0,91	
	Total	2,17	1,09	3,33	4,99	1,08	6,07	
3	3.1	0,65	0,33	1,00	1,49	0,32	1,82	
	3.2	0,42	0,21	0,65	0,97	0,21	1,19	
	Total	1,08	0,54	1,64	2,47	0,53	3,00	

Com isso, visto que a EEE-01 será responsável pelo recalque da contribuição das bacias 1 e 2, tem-se a vazão requerida para a elevatória, igual a 6,77 l/s.

2 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO

2.1 EEE-01

A EEE-01 fará a reversão da contribuição das bacias 1 e 2 para a sub-bacia 3.1, através de linha de recalque com extensão de 647,151 metros e desnível geométrico de 37,955 metros, conforme apresentado na Figura 2. O local proposto para a EEE-01 fica a cerca de 300 metros da área urbanizada e foi aprovado pelo IAP.



Figura 2 – Local proposto para a EEE-01 e caminhamento da LRE-01

Sistema de Entrada

O sistema de entrada será composto por um canal com largura de 0,40 metros, com gradeamento metálico duplo: fino, com 20 mm de espaçamento entre as barras; e médio, com 30 mm de espaçamento; ambos com limpeza manual. O canal possui um by-pass para a limpeza das grades, acionado através de comportas, que desvia o afluente para o poço de visita. Após o gradeamento, o efluente passará pelo desarenador ciclônico, dotado de vertedor triangular de soleira delgada com régua para medição de vazão. Na saída do desarenador, o esgoto será direcionado para o poço de sucção onde será realizado seu bombeamento.

Sistema Operacional

Condição Normal de Operação

A operação normal do canal se dará com a comporta de superfície aberta. O esgoto passará pelas grades, desarenador e poço de sucção para posterior recalque. A descarga do material acumulado na caixa de areia será acumulada no rebaixo e será retirada através de caminhão limpa-fossa. A areia retida será levada para o Aterro Sanitário Municipal.

Parada do Canal de Entrada

Quando houver a necessidade de manutenção das grades, no canal de entrada, será fechada a comporta que antecede as grades e será aberta a comporta lateral, que dá acesso ao poço de visita.

Operação Manual das Bombas

A elevatória terá um poço de sucção e dois conjuntos motobomba submersível, sendo que os conjuntos deverão ser utilizados de forma alternada.

Para a manutenção de um dos conjuntos motobomba, serão fechadas as comportas de fundo relativas ao poço de sucção.

Voltando a operação normal do conjunto motobomba, abre-se a comporta de fundo que foi anteriormente fechada para manutenção.

Caso ocorra interrupção do fornecimento de energia e consequentemente parada dos conjuntos motobomba, o esgoto seguirá para o poço de acúmulo quando atingir a cota da tubulação. Quando retornar o fornecimento de energia, deverá ser aberto o registro de gaveta (Item 12 – Peça Gráfica 02/06) para que o poço de acúmulo seja esgotado e o esgoto seja encaminhado para o poço de sucção.

Gradeamento

Grade média

O gradeamento médio será constituído por barras de alumínio anodizado 5/16" (7,94 mm) com espaçamento de 30 mm entre as barras.

Eficiência (E)

$$E = \frac{a}{a+t} = \frac{30}{30+7,94} = 0,791$$

Onde: a = espaçamento entre barras (mm);

t = espessura da barra (mm).

Área Útil (Au)

A área útil na seção da grade, representada pela área livre entre as barras, é limitada pelo nível d'água, e corresponde à velocidade de passagem (v) e à vazão de projeto (Q), podendo ser avaliada pela fórmula que segue:

$$A_u = \frac{Q}{v}$$

A velocidade no canal da grade foi adotada como $v = 0,60$ m/s para o dimensionamento, uma vez que o intervalo recomendado é de 0,6 a 1,0 m/s. Desse modo, tem-se:

$$A_u = \frac{Q_{\max}}{v} = \frac{0,006771}{0,6} = 0,01129 m^2$$

Seção Transversal do Canal (S)

A área da seção transversal do canal é calculada conforme segue:

$$S = \frac{A_u}{E} = \frac{0,01129}{0,791} = 0,01427 m^2$$

Altura da Lâmina no Vertedor (H)

Os vertedores triangulares de soleira delgada são muito utilizados para medição de vazões menores que 30 l/s.

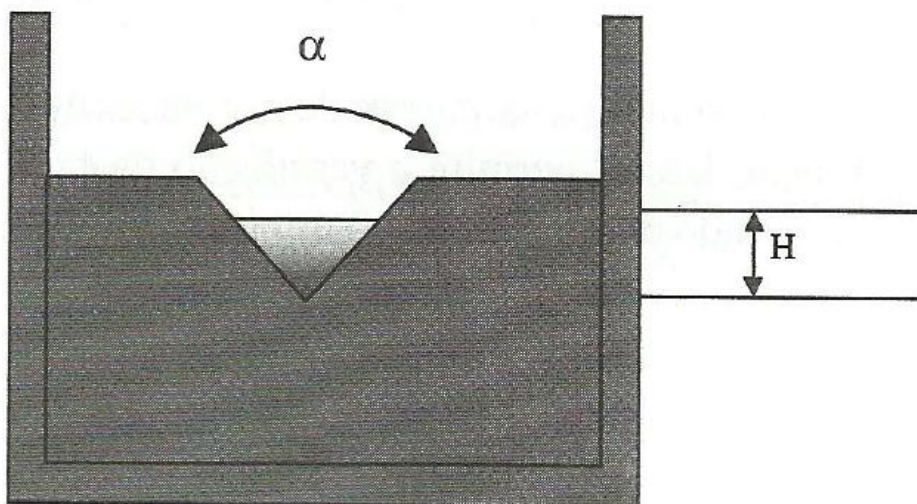


Figura 3 – Vertedor triangular de soleira delgada

A equação teórica que representa a vazão em função da carga foi deduzida por Francis, em 1883, e é dada por:

$$Q = \frac{8}{5} \times \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \times H^{5/2} \times \sqrt{2 \times g}$$

A equação acima deve ser corrigida através de um coeficiente de descarga C, conforme Figura 4.

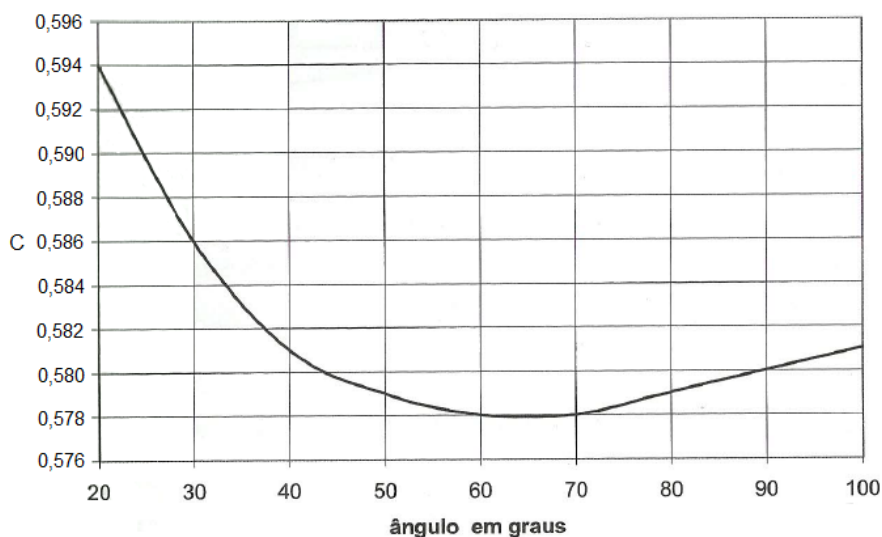


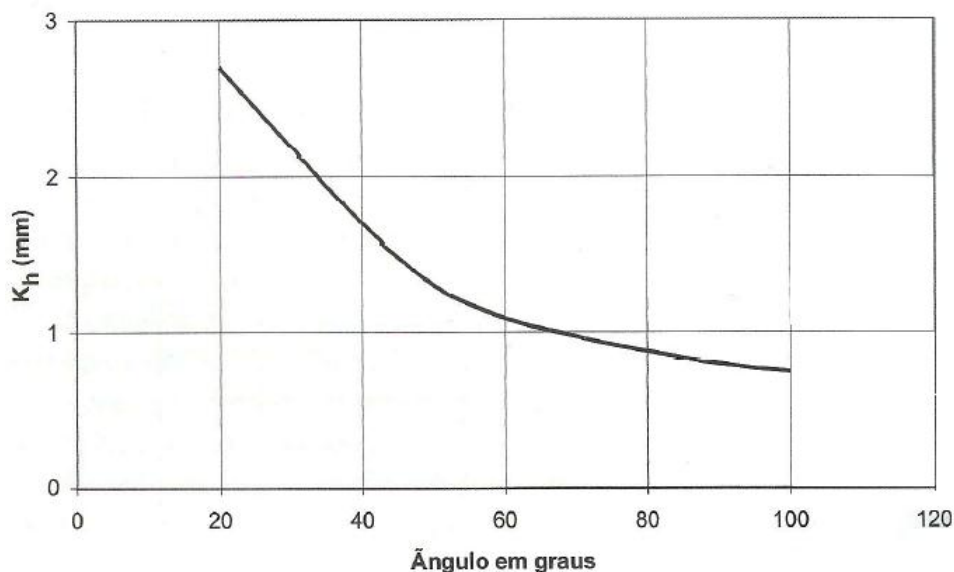
Figura 4 – Coeficiente C de correção para vertedores triangulares

$$Q = C \times \frac{8}{5} \times \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \times H^{5/2} \times \sqrt{2 \times g}$$

Além disso, de acordo com Bos (1976), a carga (H) deve ser substituída pela carga efetiva dada pela seguinte expressão:

$$H_e = H + K_h$$

Nessa equação, K_h foi obtido experimentalmente em função do ângulo α , e pode ser obtido através do gráfico da Figura 5.


Figura 5 – Parâmetro de correção da carga (K_h)

Para os vertedores mais comuns com ângulo de 90° é muito utilizada a fórmula de Thompson, que segue:

$$Q = 1,42 \times H^{5/2}$$

Entretanto, pesquisas recentes apontam a equação abaixo como sendo mais apropriada que a de Thompson:

$$Q = 1,38 \times H^{5/2}$$

Então, tem-se:

Tabela 4 – Alturas da lâmina d'água no vertedor

Ano	Q _{mín} (l/s)	H _{mín} (m)	Q _{máx} (l/s)	H _{máx} (m)
2015	1,417	0,064	3,673	0,093
2025	1,939	0,072	5,197	0,107
2035	2,416	0,079	6,771	0,119

Somando com a altura (p) do vertedor, igual a 0,200 m, tem-se a altura da lâmina d'água antes do vertedor, com valor máximo de 0,319 m.

Largura do Canal (b)

Considerando altura máxima de 0,319 m, tem-se:

$$b = \frac{S}{h} = \frac{0,01427}{0,319} = 0,0447m$$

Adota-se b = 0,40 m, por questões operacionais, no canal da seção de gradeamento.

Verificação da velocidade máxima na grade para a largura adotada:

$$v = \frac{Q}{A_u} = \frac{Q}{b \times h \times E} = \frac{0,006771}{0,40 \times 0,319 \times 0,791} = 0,067 \text{ m/s}$$

Cálculo da Perda de Carga na Grade

Grade Limpa

Segundo Jordão (2005), a perda de carga pode ser calculada, considerando-se que o comportamento hidráulico é idêntico ao escoamento através de orifício, por meio da seguinte fórmula simplificada:

$$hf = 1,43 \times \frac{v^2 - v_0^2}{2 \times g}$$

onde: hf = perda de carga (m);

v = velocidade do fluxo através das barras (m/s);

v₀ = velocidade imediatamente a montante da grade (m/s);

g = aceleração da gravidade (9,81 m/s²).

Assim, tem-se:

$$v = 0,06 \text{ m/s}$$

$$v_0 = E \times v = 0,791 \times 0,067 = 0,053 \text{ m/s}$$

$$hf = 1,43 \times \frac{0,067^2 - 0,053^2}{2 \times 9,81} = 0,000123 \text{ m}$$

Grade Suja

Para grade suja, considera-se 50% da área útil obstruída. Assim, a velocidade dobra. Para essa situação, tem-se:

$$hf = 1,43 \times \frac{0,134^2 - 0,106^2}{2 \times 9,81} = 0,000491 \text{ m}$$

Grade Fina

O gradeamento médio será constituído por barras de alumínio anodizado 5/16" (7,94 mm) com espaçamento de 20 mm entre as barras.

Eficiência (E)

$$E = \frac{a}{a+t} = \frac{20}{20+7,94} = 0,716$$

Onde: a = espaçamento entre barras (mm);

t = espessura da barra (mm).

Área Útil (A_u)

A área útil na seção da grade, representada pela área livre entre as barras, é limitada pelo nível d'água, e corresponde à velocidade de passagem (v) e à vazão de projeto (Q), podendo ser avaliada pela fórmula que segue:

$$A_u = \frac{Q}{v}$$

A velocidade no canal da grade foi adotada como $v = 0,60$ m/s para o dimensionamento, uma vez que o intervalo recomendado é de 0,6 a 1,0 m/s. Desse modo, tem-se:

$$A_u = \frac{Q_{máx}}{v} = \frac{0,006771}{0,6} = 0,011m^2$$

Seção Transversal do Canal (S)

A área da seção transversal do canal é calculada conforme segue:

$$S = \frac{A_u}{E} = \frac{0,0011}{0,716} = 0,0158m^2$$

Largura do Canal (b)

Considerando altura máxima de 0,318 m, tem-se:

$$b = \frac{S}{h} = \frac{0,0158}{0,319} = 0,0494m$$

Adota-se $b = 0,40$ m, por questões operacionais, no canal da seção de gradeamento.

Verificação da velocidade máxima na grade para a largura adotada:

$$v = \frac{Q}{A_u} = \frac{Q}{b \times h \times E} = \frac{0,006771}{0,40 \times 0,319 \times 0,716} = 0,074m/s$$

Cálculo da Perda de Carga na Grade

Grade Limpa

$$v = 0,074 \text{ m/s}$$

$$v_0 = E \times v = 0,716 \times 0,073 = 0,0586 \text{ m/s}$$

$$hf = 1,43 \times \frac{0,074^2 - 0,0586^2}{2 \times 9,81} = 0,000150 \text{ m}$$

Grade Suja

$$hf = 1,43 \times \frac{0,148^2 - 0,117^2}{2 \times 9,81} = 0,000600 \text{ m}$$

Desarenador

Para a EEE, far-se-á o uso de desarenador ciclônico, sem “air lift”. Este tipo de caixa de areia se baseia na formação de um “vortex”, movimento provocado pela entrada do esgoto se dar tangencialmente à parede da caixa de areia, de formato cônico, que faz com que o material retido se acumule no fundo em um poço central da caixa de areia. Uma vez acumulada neste poço central a areia é removida por caminhão auto fossa.

Para remoção de areia de diâmetro 0,2 mm e $\rho = 2,65$, a taxa de escoamento superficial deve estar entre 600 e 1300 m³/m².dia, baseado na vazão de final de plano afluente à EEE. Considerando a vazão de final de plano, igual a 308,64 m³/dia, tem-se o diâmetro recomendado de 0,54 a 0,81 m. Entretanto, por questões construtivas, adotar-se-á um diâmetro de 1,20 metros, implicando em uma taxa de escoamento superficial igual a 272,90 m³/m².dia.

Quanto às velocidades, a de entrada deve ser de 0,60 a 1,00 m/s e a de saída no máximo 0,4 m/s. Para isso, far-se-á a consideração da metade da seção da tubulação, com uma tubulação de DN 150 mm na entrada, implicando em uma velocidade de 0,75 m/s e DN 250 mm na saída, resultando em uma velocidade de fluxo igual a 0,27 m/s.

Volume de Material Retido

$$V = (313,55 \text{ m}^3/\text{dia}) \times (2,90 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^3) = 0,0091 \text{ m}^3/\text{d}$$

Taxa de limpeza (15 dias):

$$V = 0,0091m^3 / d \times 15d = 0,136m^3$$

Altura de sedimentação:

$$h = 0,12m$$

Motobombas

Para a determinação do equipamento, fez-se a verificação das perdas de carga para a obtenção da curva característica da tubulação de recalque, baseado no método do comprimento virtual.

- Vazão Máxima Horária com infiltração

$$Q_{máx.horária} = 6,77l / s(24,38m^3 / h)$$

- Desnível Geométrico

$$HG = 531,855 - 494,200 = 37,655m$$

- Extensão Linha de Recalque

$$LRE = 647,151m$$

A Tabela 5 apresenta os diâmetros e as velocidades para o barrilete da EEE-01, considerando a adoção do material FD, visto que o FG pode causar problemas a longo prazo, devido à oxidação, considerando a vazão máxima horária supracitada.

Tabela 5 – Diâmetros e velocidades para o barrilete

TUBO EM FD ESGOTO			
DN (mm)	DI (mm)	ÁREA (m²)	VELOCIDADE (m/s)
80	86	0,00581	1,16564
100	106	0,00882	0,76728
150	159,6	0,02001	0,33845

Tem-se que, o intervalo recomendado para a velocidade no recalque é de 0,6 m/s a 3,0 m/s e, com isso, será adotado FD DN 80 mm ($V = 1,17$ m/s).

A Tabela 6 apresenta o resumo do estudo de viabilidade para implantação da LRE-01, apresentando o custo, em reais, para o recalque de um metro cúbico de esgoto.

Tabela 6 – Estudo de viabilidade para a LRE-01

PEAD	1ª OPÇÃO		2ª OPÇÃO		3ª OPÇÃO		4ª OPÇÃO	
	DE 63	0,44970	DE 63	0,32962	DE 75	0,28082	DE 90	0,26909
	DI 55,4		DI 55,4		DI 66		DI 79,2	
	5ª OPÇÃO		6ª OPÇÃO					
	DE 110	0,27220	DE 125	0,27990				
	DI 96,8		DI 110,2					

Para a linha de recalque, a opção para o material PEAD PN 10 que apresentou a maior viabilidade foi o DE 90 mm, porém bastante similar ao DE 110 mm. Ademais, a perda de carga para o DE 90 mm é bastante elevada, igual a 14,87 mca, implicando em altura manométrica superior a 50 mca, não recomendada para elevatórias com motobombas submersíveis. Por isso, adotar-se-á o DE 110 mm.

Com isso, tem-se o cálculo da altura manométrica para barrilete de recalque em FD DN 80 mm e linha de recalque em PEAD PN 10 DE 110 mm.

Perda de carga no barrilete de recalque em FD DN 80 mm

Considerando um coeficiente de rugosidade igual a 120 para o FD novo e 145 para o PEAD, tem-se a perda de carga mostrada na Tabela 7.

Tabela 7 – Perda de carga para EEE-01

PERDA DE CARGA NO RECALQUE				
PERDA DE CARGA LOCALIZADA				
Quantidade	Especificação	DN (mm)	Comprimento Equivalente (m)	Comprimento Virtual (m)
1	AMPLIAÇÃO GRADUAL	80	1,03	21,76
2	CURVA 90°	80	5,16	
1	CURVA 45°	80	1,29	
1	VÁLVULA DE RETENÇÃO	80	8,60	
2	REGISTRO DE GAVETA, ABERTO	80	1,38	
1	JUNÇÃO	80	2,58	
1	TÊ, PASSAGEM DIRETA	80	1,72	
PERDA DE CARGA LINEAR				
Quant. (m)	Material	DI (mm)	PERDA (m/m)	hf
14,00	FD	86,00	0,02271	0,318
647,151	PEAD	96,80	0,00900	5,821
PERDA DE CARGA TOTAL NO RECALQUE = (L real + L virtual) * Perda linear				6.6337

Altura manométrica:

$$H_{man} = h_f + DG$$

$$H_{man} = 6,634 + 37,655 = 44,289mca$$

Cálculo da celeridade:

Material: PEAD DE 110 mm;

Coeficiente K: 18 (valor usual para plásticos);

Diâmetro externo (mm): 110,00;

Espessura da parede (mm): 6,60;

Diâmetro interno (mm): 96,80.

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \times \frac{D}{e}}}$$

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 18 \times \frac{110}{6,6}}} = 530,47 \text{ m/s}$$

Pressão:

$$h_a = \frac{V \times c}{g}$$

$$h_a = \frac{0,920 \times 530,47}{9,81} = 49,75 \text{ mca}$$

Sobre pressão máxima:

$$h = h_a + DG$$

$$h = 49,75 + 37,655 = 87,41 \text{ mca}$$

Sob essas condições, fez-se a verificação da curva do sistema com as curvas características de motobombas submersíveis, conforme modelo de elevatória aprovado pela Funasa, resultando em um equipamento da marca Ebara, modelo 80DL622, um da marca Sulzer, modelo Piranha PE110/2-E e um da marca Xylem, modelo NP 3127 SH 3~ 247.

A Tabela 8 apresenta os dados do sistema e das motobombas estudadas.

Tabela 8 – Dados do sistema e das motobombas

VAZÃO		PERDAS TOTAIS	MANOMÉTRICA NECESSÁRIA	BOMBAS SUBMERSÍVEIS					
				EBARA 80DL622		SULZER PIRANHA PE110/2-E		XYLEM NP 3127 SH 3~ 247	
(l/s)	(m³/h)	hf (mca)	(mca)	Q (m³/h)	Hm (mca)	Q (m³/h)	Hm (mca)	Q (m³/h)	Hm (mca)
0,00	0,00	0,00	37,66	0,00	47,00	5,00	66,10	0,00	54,00
1,69	6,09	0,51	38,17	7,50	46,20	10,00	62,70	3,60	52,85
3,39	12,19	1,84	39,50	15,00	45,50	15,00	59,60	7,20	51,10
5,08	18,28	3,90	41,55	22,50	44,95	20,00	55,90	10,80	49,85
6,77	24,38	6,63	44,29	30,00	44,00	23,00	54,30	14,40	48,20
8,46	30,47	10,02	47,68	-	-	24,00	53,00	18,00	47,00
10,16	36,56	14,05	51,70	-	-	25,00	48,30	21,60	45,80
11,85	42,66	18,68	56,33	-	-	25,50	44,10	25,20	44,35
13,54	48,75	23,91	61,57	-	-	26,00	37,50	28,80	43,00

A Figura 6 apresenta a determinação do ponto de funcionamento para a motobomba Ebara.

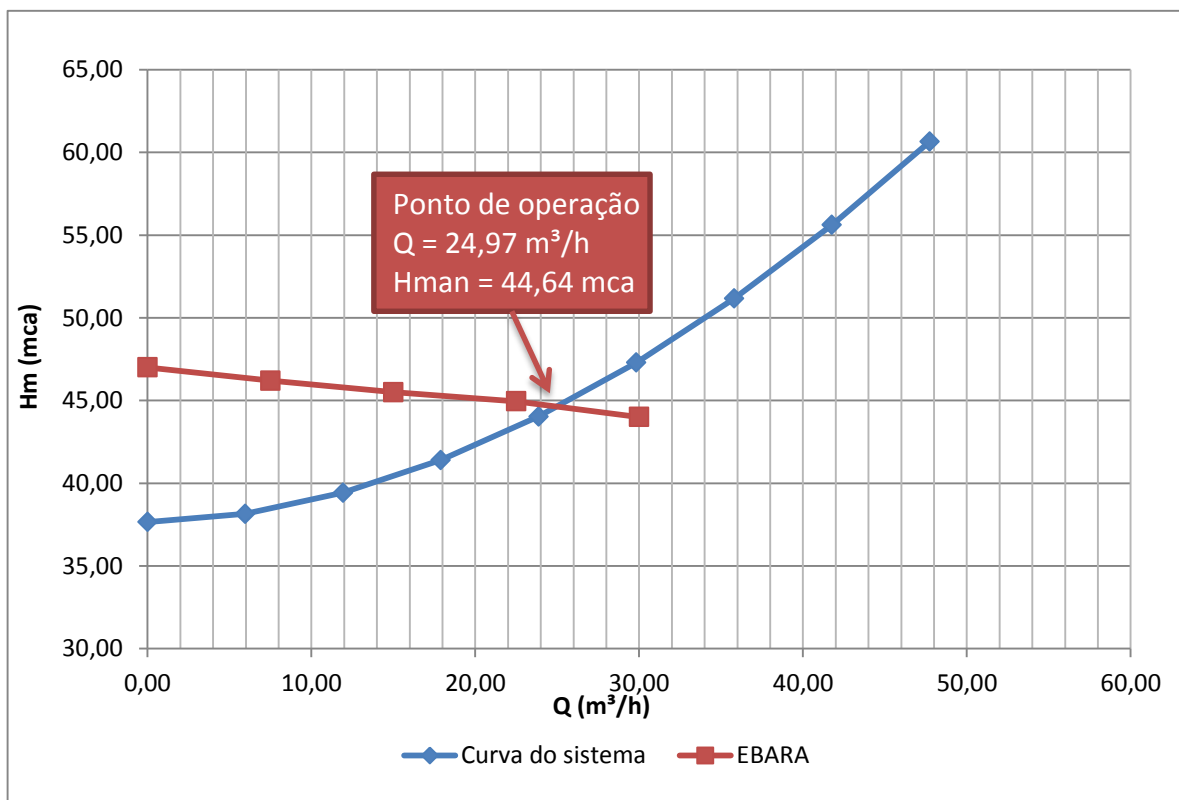


Figura 6 - Curva de Operação EEE-01 - Ebara

A Figura 7 apresenta a determinação do ponto de funcionamento para a motobomba Sulzer.

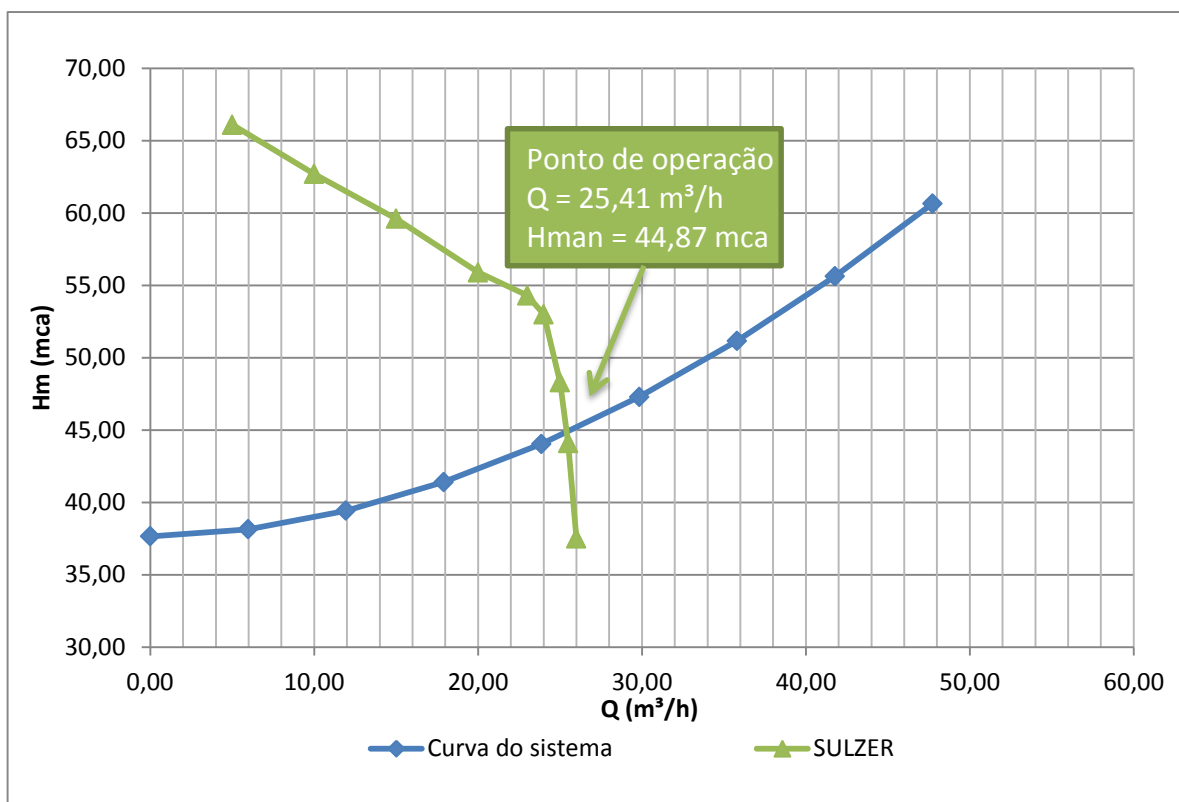


Figura 7 - Curva de Operação EEE-01 - Sulzer

A Figura 8 apresenta a determinação do ponto de funcionamento para a motobomba Xylem.

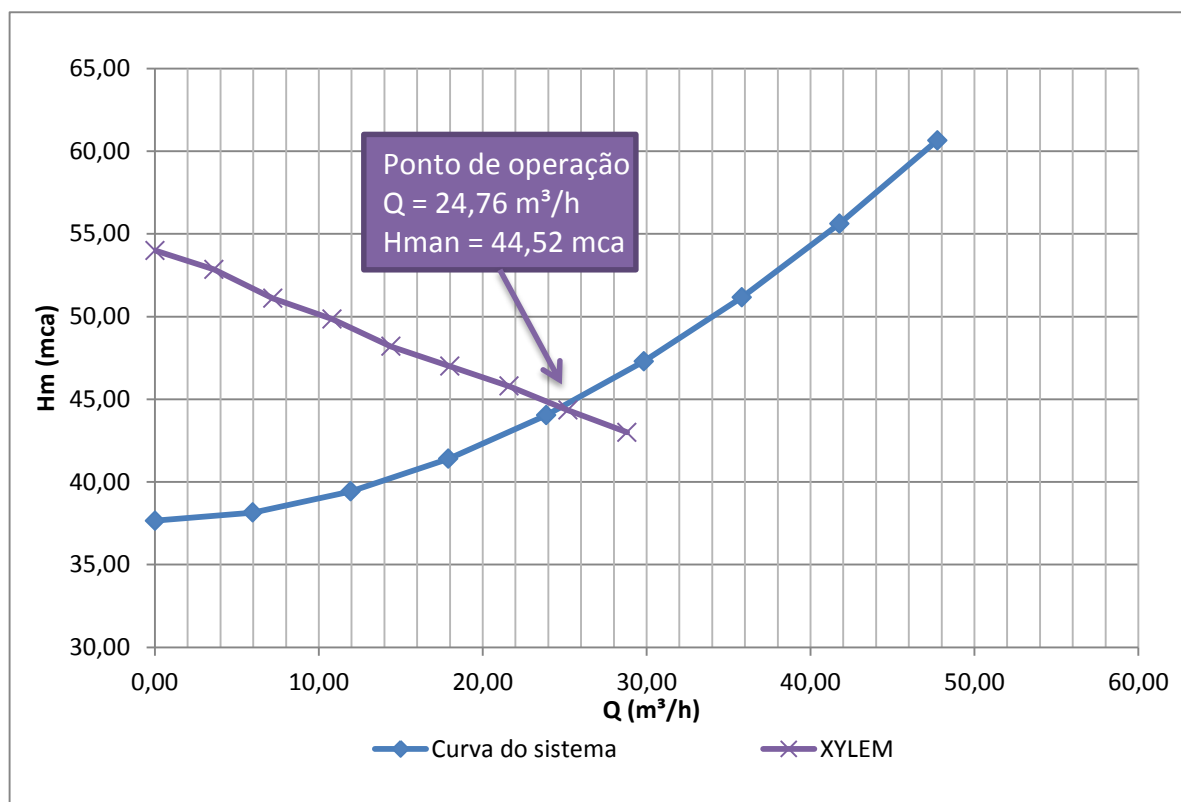


Figura 8 - Curva de Operação EEE-01 - Xylem

A Figura 9 e a Figura 10 apresentam as curvas características da motobomba Sulzer, enquanto que a Figura 11 apresenta as curvas características da motobomba Ebara e a Figura 12 da motobomba Xylem.

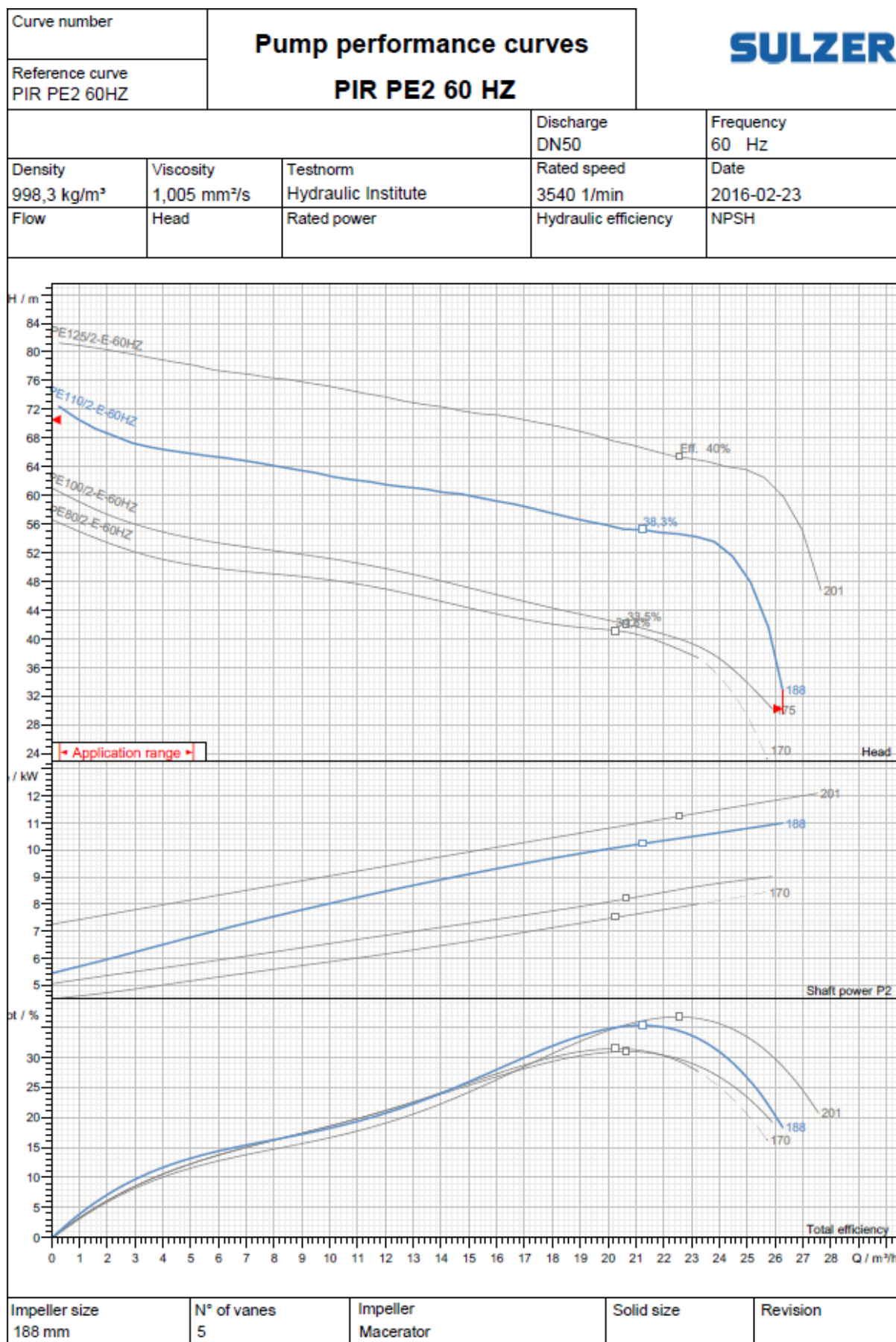


Figura 9 – Curvas características da bomba – Sulzer PIRANHA PE110/2-E (Sulzer, 2016)

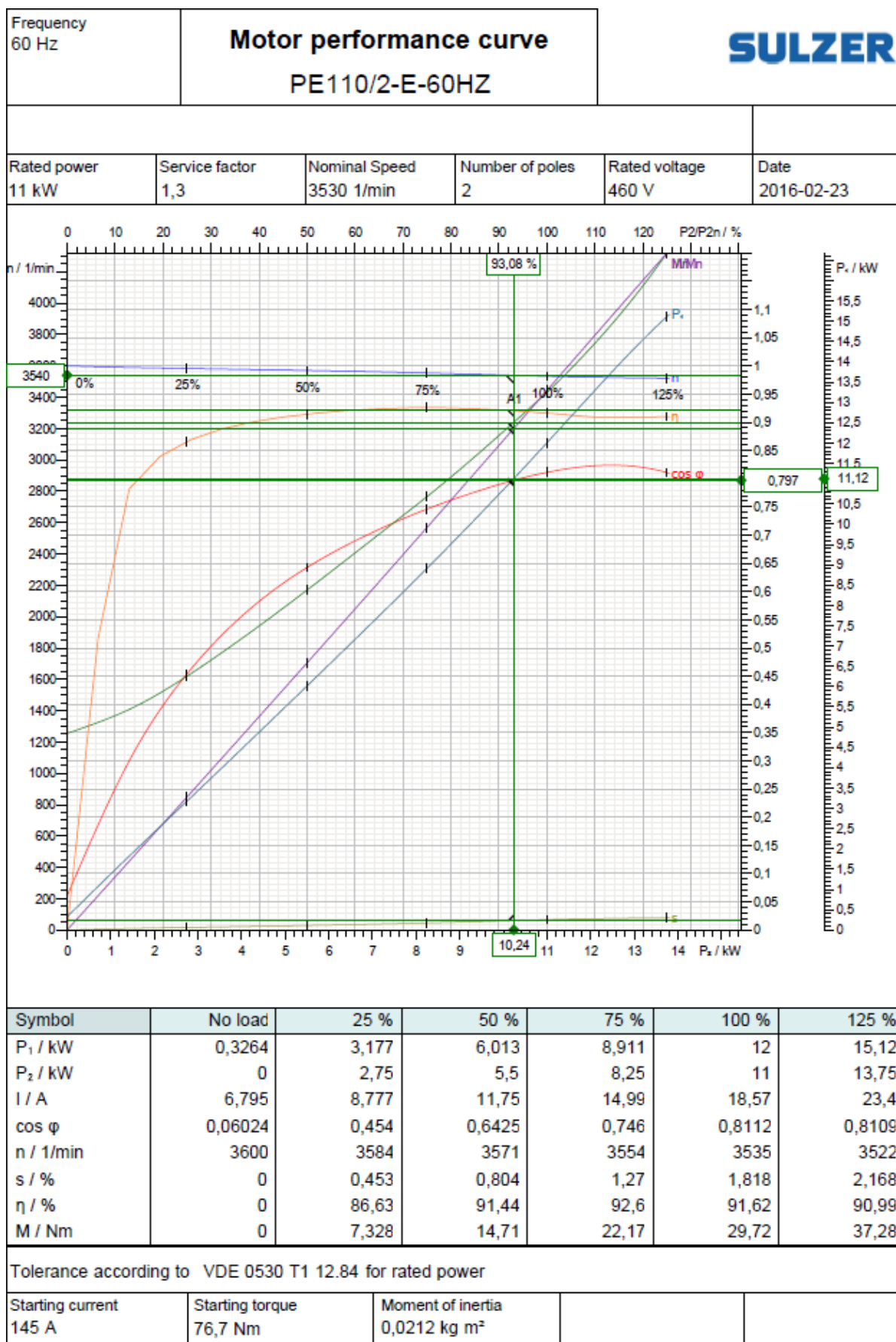


Figura 10 – Curvas características do motor – Sulzer PIRANHA PE110/2-E (Sulzer, 2016)

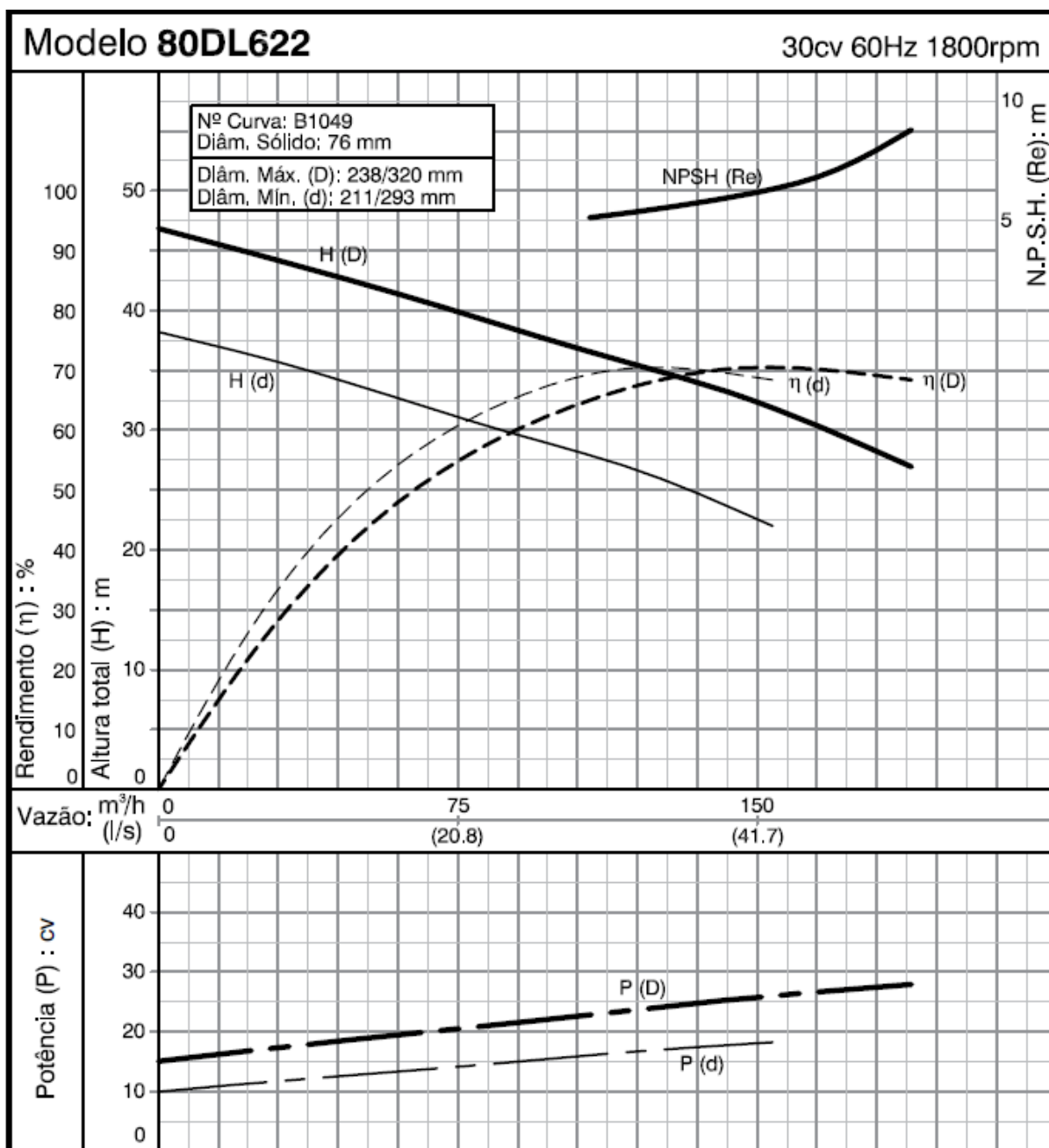


Figura 11 – Curvas características da bomba – Ebara 80DL622 (Ebara, 2016)

NP 3127 SH 3~ 247

Performance curve



Pump

Inlet diameter 100 mm
Impeller diameter 164 mm
Number of blades 2

Motor

Motor # N3127.181 21-11-2AL-W
Stator variant
Frequency 60 Hz
Rated voltage 220 V
Number of poles 2
Phases 3~
Rated power 8,2 kW
Rated current 28 A
Starting current 237 A
Rated speed 3500 rpm

Power factor
1/1 Load 0,93
3/4 Load 0,92
1/2 Load 0,88
Efficiency
1/1 Load 84,0 %
3/4 Load 84,5 %
1/2 Load 82,5 %

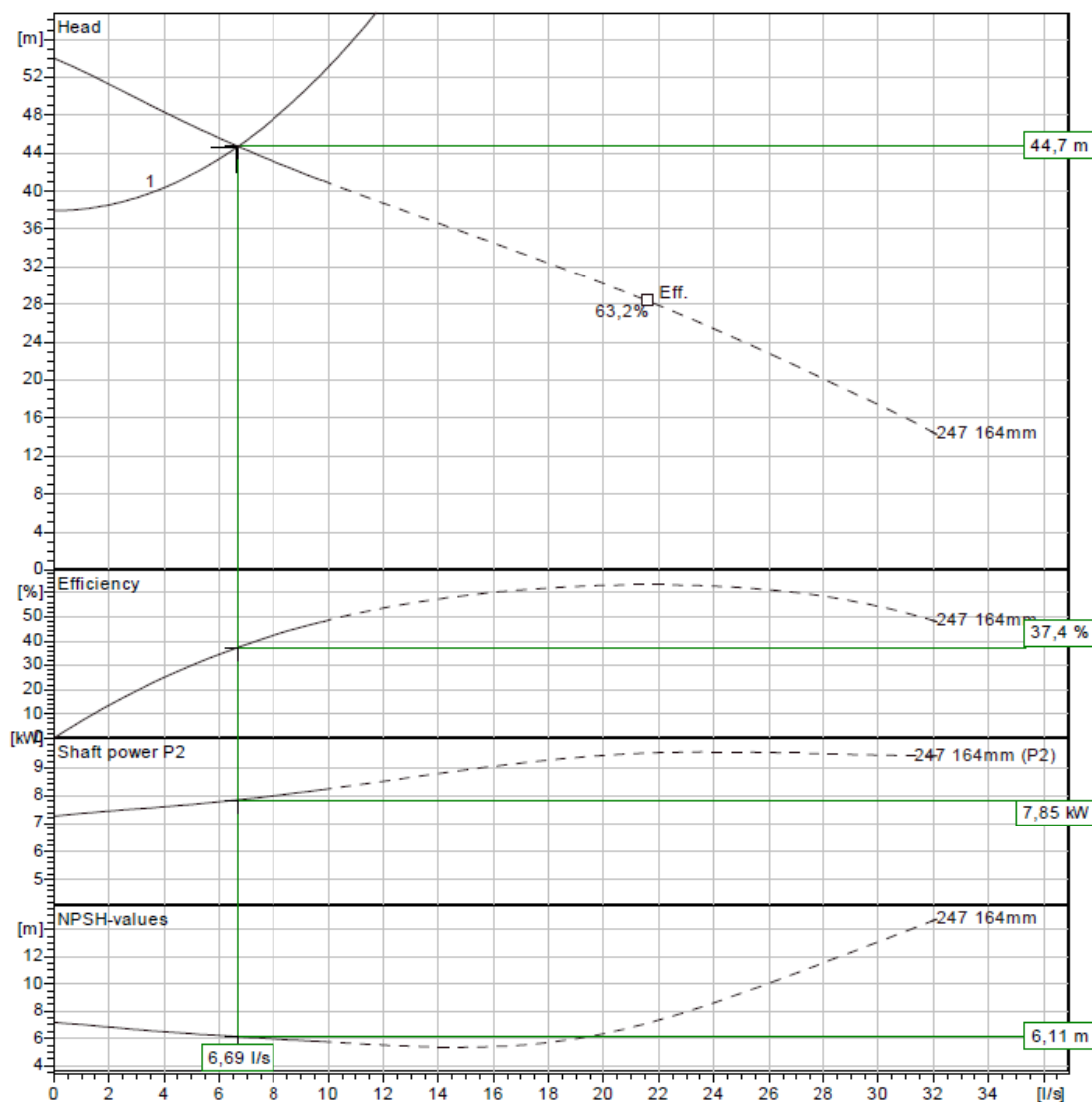


Figura 12 – Curvas características da bomba – Xylem NP 3127 SH 3~ 247 (Xylem, 2016)

Para o ponto de funcionamento obtido, tem-se que o equipamento da marca Sulzer apresentou eficiência global de 25%, com motor de potência nominal de 11 kW (14,95 cv), enquanto que o equipamento da marca Ebara apresentou eficiência de 25%, com potência nominal do motor de 30 cv, já a motobomba da marca Xylem apresentou rendimento de 37,40%, com motor de potência nominal igual a 8,2 kW

(11,14 cv). Com isso, visando à eficiência energética da EEE-01, sugere-se a utilização da motobomba da marca Xylem, modelo NP 3127 SH 3~ 247, ou similar.

Custo de energia

A Tabela 9 apresenta a determinação do regime de bombeamento durante o tempo de projeto, até 2035.

Tabela 9 – Determinação do regime de bombeamento da EEE-01

Ano	Contribuição (m³/dia)	Vazão EEE-01 (m³/h)	Regime de bombeamento (h/dia)
2015	176,71	24,76	7,14
2016	177,80		7,18
2017	178,89		7,23
2018	180,00		7,27
2019	181,12		7,31
2020	210,29		8,49
2021	211,60		8,55
2022	212,93		8,60
2023	214,28		8,65
2024	215,63		8,71
2025	245,94		9,93
2026	247,51		10,00
2027	249,09		10,06
2028	250,69		10,12
2029	252,31		10,19
2030	283,81		11,46
2031	288,66		11,66
2032	293,57		11,86
2033	298,54		12,06
2034	303,56		12,26
2035	308,64		12,47

A Tabela 10 apresenta o custo da energia da EEE-01.

Tabela 10 – Custo de energia para a EEE-01

CÁLCULO DE ENERGIA PARA BOMBA DA EEE-01				
PERÍODO	POT. BOMB. (kW)	OPERAÇÃO DIÁRIA (horas)	CUSTO ENERGIA	VALOR PRESENTE
20 anos	8,20	7,14	R\$ 14.010,34	R\$ 14.010,34
	8,20	7,18	R\$ 14.096,42	R\$ 12.586,09
	8,20	7,23	R\$ 14.183,37	R\$ 11.306,90
	8,20	7,27	R\$ 14.271,19	R\$ 10.157,95
	8,20	7,31	R\$ 14.359,89	R\$ 9.125,97
	8,20	8,49	R\$ 16.672,47	R\$ 9.460,40
	8,20	8,55	R\$ 16.776,86	R\$ 8.499,68
	8,20	8,60	R\$ 16.882,31	R\$ 7.636,70
	8,20	8,65	R\$ 16.988,80	R\$ 6.861,49
	8,20	8,71	R\$ 17.096,37	R\$ 6.165,12
	8,20	9,93	R\$ 19.499,00	R\$ 6.278,16
	8,20	10,00	R\$ 19.623,36	R\$ 5.641,25
	8,20	10,06	R\$ 19.748,95	R\$ 5.069,06
	8,20	10,12	R\$ 19.875,81	R\$ 4.555,02
	8,20	10,19	R\$ 20.003,93	R\$ 4.093,20
	8,20	11,46	R\$ 22.501,96	R\$ 4.111,02
	8,20	11,66	R\$ 22.886,43	R\$ 3.733,27
	8,20	11,86	R\$ 23.275,47	R\$ 3.389,94
	8,20	12,06	R\$ 23.669,14	R\$ 3.077,93
	8,20	12,26	R\$ 24.067,50	R\$ 2.794,40
TOTAL			R\$ 370.489,58	R\$ 138.553,90

Linha de Recalque 01

A linha de recalque será em PEAD PN 10 DE 110 mm, com extensão de 647,151 metros, com custo unitário de 162,92 reais por metro, totalizando R\$ 105.433,84.

Poço de Sucção

O poço de sucção foi dimensionado para que o tempo de detenção máximo não ultrapasse 30 minutos e o tempo de ciclo de operação das bombas seja superior a 15 minutos.

O poço de sucção é proposto com uma câmara circular de diâmetro igual a 1,20 m. São propostos dois conjuntos motobomba para o recalque do esgoto, sendo um em operação e outro reserva. Esses conjuntos serão acionados por quadro de comando que fará a alternância automática entre eles.

O volume útil do poço de sucção segue a seguinte expressão:

$$V_u = \frac{Q \times T}{4}$$

Onde: V_u é o volume útil do poço de sucção;

Q é a vazão de recalque da elevatória;

T é o tempo de ciclo.

Para o tempo de ciclo, adotar-se-á o valor de 15 min, conforme orientação da Funasa, para motores de baixa potência.

$$V_u = \frac{0,4127 m^3 / \text{min} \times 15 \text{ min}}{4} = 1,55 m^3$$

Tem-se que a faixa de operação mínima recomendável é de 0,60 m. Adotando uma faixa de operação de 1,40 m, resulta-se em um volume útil de 1,58 m³, acima do mínimo requerido.

O volume efetivo do poço de sucção é o volume compreendido entre o fundo do poço e o nível médio de operação, como segue:

$$V_e = \frac{1,2^2 \times \pi}{4} \times 1,20 = 1,36 m^3$$

O tempo de detenção do esgoto no poço de sucção é calculado pela seguinte expressão:

$$T_d = \frac{V_e}{Q_m}$$

Onde: T_d é o tempo de detenção;

V_e é o volume efetivo;

Q_m é a vazão média afluente à elevatória no início de operação.

Com isso, têm-se os tempos de detenção e de ciclo para a elevatória, como segue:

Tabela 11 – Tempos de detenção e de ciclo

Período	Tempo de Detenção (min)	Tempo de Ciclo (min)
2015 - 2025	11,06	18,36
2025 - 2035	7,95	15,82

Portanto, tem-se que o tempo de detenção – T_d é inferior a 30 minutos, como recomendado pela NBR 12208 de 1992 da ABNT, bem como o tempo de ciclo é superior a 15 minutos, propiciando menos de 4 paradas por hora para as motobombas.

A submersão mínima será adotada igual a 0,50 m, seguindo a bibliografia majoritária, conforme apresentado em Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário, por Milton Tomoyuki Tsutiya e Pedro Além Sobrinho.

- Cota do Nível Mínimo de Operação: 494,200 m;
- Cota do Nível Máximo de Operação: 495,600 m.

Para verificação do número de partidas por hora dos equipamentos, fez-se a determinação do intervalo de tempo - t entre duas ligações consecutivas da bomba. Esse intervalo pode ser dividido em duas partes: Tempo de Subida (t_s) e Tempo de Descida (t_d).

O tempo de subida é o tempo gasto para o nível do poço subir desde o nível mínimo de operação até o nível máximo, período no qual a bomba permanece desligada, determinado pela vazão média afluyente ao poço de sucção, como segue:

$$t_s = \frac{V_u}{Q'}$$

O tempo de descida é o tempo gasto para o nível do poço descer desde o nível máximo de operação até o nível mínimo, período no qual a bomba permanece em funcionamento, determinado pela diferença entre a capacidade da bomba e a vazão média afluyente ao poço de sucção, como segue:

$$t_d = \frac{V_u}{Q - Q'}$$

Onde: Q é a capacidade da bomba, em m³/min;

Q' é a vazão afluyente ao poço de sucção, em m³/min;

Vu é o volume útil do poço de sucção, em m³.

Com isso, têm-se os valores apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Tempos de subida e descida e número de partidas por hora

Ano	Q _{méd} (l/s)	Q _b (l/s)	T _s (mín) Q _{méd}	T _d (mín) Q _{méd}	Nº de partidas/h Q _{méd}	Nº de horas operação h/d
2015	2,05	6,88	12,90	5,46	3,27	7,14
2025	2,85	6,88	9,27	6,55	3,79	9,93
2035	3,63	6,88	7,27	8,12	3,90	12,47

Reservatório de Acúmulo - RAC

Conforme dados da COPEL, o tempo de duração máxima de interrupção contínua em uma unidade consumidora ou ponto de conexão, para a localidade mais

próxima a São José das Palmeiras, no conjunto de Marechal Cândido Rondon, é apresentado na Tabela 13.

A coluna de maior interesse é a do DMIC - Duração máxima de interrupção contínua por unidade consumidora ou ponto de conexão. Nesta coluna é apresentado o valor máximo de paradas no fornecimento de energia mensalmente no ano de 2015.

Tabela 13 – Frequência e duração das interrupções de energia elétrica em 2015 (ANEEL, 2015)

COPEL DISTRIBUIÇÃO S.A.			DIC (em horas)			FIC (número de interrupções)			DMIC (em horas)	DICRI (em horas)
Conjunto	DEC	FEC	ANUAL	TRIM.	MENSAL	ANUAL	TRIM.	MENSAL	MENSAL	INTERRUPÇÃO
Marechal Cândido Rondon	13	11	21,73	10,86	5,43	13,70	6,85	3,42	3,11	12,22

Esse foi o tempo de detenção considerado, o qual tem a função de assegurar que o setor operacional contenha a questão de extravasamento da EEE-01.

O reservatório de acúmulo terá a forma retangular, e como cobertura uma laje de concreto com duas janelas de inspeção e acesso para limpeza.

A interligação entre o reservatório de acúmulo e o poço de sucção será através de uma tubulação em DN 150 mm, chegando ao poço de sucção 0,10 m acima do seu nível de água mínimo.

Na tubulação de interligação entre o poço de sucção e o poço de acúmulo será implantado um registro de gaveta que será mantido fechado na operação normal da elevatória.

Para o dimensionamento do reservatório de acúmulo foi utilizada a vazão média que chega à elevatória, igual a 3,63 l/s, ou 13,06 m³/h, para 3,11 horas de tempo de detenção, obtendo o volume mínimo necessário de 40,00 m³.

Adotar-se-á o RAC com área de 4,50 m x 4,50 m e altura útil de 2,00 m, implicando em 40,50 m³ de volume útil.

PEÇAS GRÁFICAS

01/05	ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO 01 – SITUAÇÃO E URBANIZAÇÃO
02/05	ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO 01 – LOCAÇÃO E DETALHES DAS TAMPAS E CAIXAS
03/05	ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO 01 – PLANTA BAIXA E CORTES AA, BB E CC
04/05	ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO 01 – DETALHE GRADEAMENTO E POÇO DE VISITA
05/05	ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO 01 – LINHA DE RECALQUE E DETALHES PV DE TRANSIÇÃO E MACROMEDIDOR