



Sumário

1. APRESENTAÇÃO	2
2. ELEMENTOS DE AVALIAÇÃO	2
2.1. Características Gerais	2
2.2. Abastecimento de Água.....	4
2.3. Esgotamento Sanitário	4
2.4. Descrição do reservatório	4
3. CRITÉRIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS.....	5
3.1. Critérios Hidrológicos	5
3.1.1. Período de Retorno (TR).....	5
3.1.2. Precipitação.....	5
3.1.3. Método de cálculo para determinação do hidrograma: Soil Conservation Service, com utilização do modelo CABC.....	7
3.1.4. Hidrogramas de Cheias	8
3.1.5. Tempo de concentração (tc).....	9
3.1.6. Esquematização da Bacia.....	9
3.2. Critérios Hidráulicos	10
3.2.1. Controle de vazão	10
3.2.2. Routing do reservatório	11
3.3. Dados de estudo.....	12
3.3.1. Determinação do CN	12
3.3.2. Dados das sub - bacias	13
3.3.3. Reservatório – localizado a montante da Rua Duque de Caxias	13
4. RESULTADOS	15

1. APRESENTAÇÃO

Este relatório tem por objetivo apresentar os estudos hidrológicos e hidráulicos efetuados para a elaboração dos projetos básicos do reservatório de retenção no córrego Tanque Velho, localizado no município de Ferraz de Vasconcelos, que pertence a Região Metropolitana de São Paulo.

O reservatório está previsto para ser implantado na bacia hidrográfica do Tanque Velho, conforme indicado na figura a seguir:



FIGURA 1: LOCALIZAÇÃO DO RESERVATÓRIO TANQUE VELHO.

2. ELEMENTOS DE AVALIAÇÃO

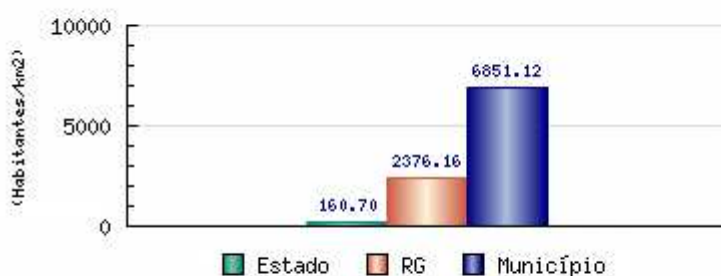
2.1. Características Gerais

Ferraz de Vasconcelos é um dos municípios da região Grande Leste da área metropolitana de São Paulo, distante 32 km da capital. Possui 28,5 quilômetros quadrados de extensão territorial, tendo um nível de urbanização próximo de 98%; a população rural representa apenas 1,2%.



A densidade populacional do município é de 5.692,55 habitantes por quilômetro quadrado (ver gráfico adiante). Segundo dados do último censo do IBGE (feito em 2010), Ferraz conta com 168.306 mil habitantes. A população cresce em média, 5 mil habitantes / ano, o que representa uma taxa anual de crescimento em torno de 5%.

Território e População
Densidade Demográfica - 2005
Estado de São Paulo, Região Metropolitana de São Paulo e Município de Ferraz de Vasconcelos



Fonte : Fundação Seade
Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE
Instituto Geográfico e Cartográfico - IGC

SEADE
Fundação Sistema Estadual de Análise de Dados

A cidade faz divisa com os municípios de São Paulo, Poá, Mauá e Suzano e ainda, com dois distritos da cidade de São Paulo: Lajeado e Itaim Paulista. Apresenta Altitude de 755 m e Longitude de -46.369 graus e Latitude de -23.541 graus.

O município insere-se na bacia do Alto Tietê, fazendo parte integrante do sub-comitê do Alto Tietê-Cabeceiras. As principais bacias de drenagem que recebem as águas dos cursos d'água em questão são o ribeirão Itaim e o rio Guaió.

As bacias urbanas foram definidas a partir das inspeções de campo realizadas e do levantamento aerofotogramétrico disponível.



É de conhecimento geral que a canalização de cursos d'água acelera o escoamento d'água, transferindo as cheias para jusante, podendo causar inundações em locais que antes não tinham este problema.

No caso de Ferraz de Vasconcelos, porém, o curso d'água em questão necessitava de ampliação de seção através de canalização para atender ao aumento dos picos de vazão originados pela impermeabilização devido à expansão urbana do município.

Para mitigar os efeitos de transferência de cheias para jusante, foi proposto um reservatório de amortecimento de cheias.

2.2. Abastecimento de Água

De acordo com a Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP), o município é abastecido pelo sistema Alto Tietê. O Sistema Produtor Alto Tietê - SPAT, cujo principal uso é o abastecimento público, é constituído pela interligação de sete rios que convergem para a Estação de Tratamento de Água de Taiaçupeba, unidade que será responsável pelo fornecimento de 15m³/s em sua fase final.

2.3. Esgotamento Sanitário

O município não possui estação de tratamento de esgotos. A rede de coleta existente serve a 74,30 % da população da área urbanizada de acordo com dados de 2003 da Sabesp. Cerca de 56% do efluente coletado é conduzido para a ETE Suzano. Esta situação da rede leva a população, como regra, a implantar soluções individuais para disposição final de dejetos (fossa séptica, vala negra).

O gráfico abaixo foi retirado da SEADE e compara a relação da coleta de esgotos do município com a região metropolitana e com o Estado.

2.4. Descrição do reservatório

O córrego Tanque Velho encontra-se parcialmente canalizado, revestido com geoforma têxtil tipo Bolsacreto, até o encontro com a travessia da Rua Duque de Caxias, onde há uma tubulação tripla de diâmetro de 1,50 m que restringe parte das as vazões que afluem ao Ribeirão Itaim. Em terreno nesta rua, onde foi construído o supermercado Tenda, esta tubulação não será substituída, somente deslocada. Por este motivo, foi proposto um reservatório nesta bacia a montante da travessia, para diminuir as vazões propagadas para jusante.



FOTO 1 – CÓRREGO TANQUE VELHO CANALIZADO – TRECHO A MONTANTE DA RUA DUQUE DE CAXIAS

3. CRITÉRIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

3.1. Critérios Hidrológicos

3.1.1. Período de Retorno (TR)

Para determinação das vazões e eventuais volumes de retenção, foram utilizados os seguintes critérios:

- a) Períodos de retorno (TR): Foram utilizados os períodos de retorno de **100 e 1000 anos**, em função das características do sistema de drenagem em questão e das diretrizes da Instrução Técnica DPO nº 11 de 30/5/2017 do DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica de São Paulo.

3.1.2. Precipitação

A equação de chuvas a ser utilizada é aquela proposta pelo IAG – Instituto Astronômico e Geográfico da USP, conforme Martinez e Piteri (2015) e publicada pelo DAEE-CTH, através do texto “Precipitações Intensas do Estado de São Paulo”, de maio de 2018:



4.66 Equação de precipitações intensas para São Paulo

Nome da estação / Entidade: Observatório IAG – E3-035R / DAEE

Autor: Martinez e Piteri (2015)

Coordenadas geográficas: Lat. 23° 39' S; Long. 46° 38' W

Altitude: 780 m

Duração da estação: 1933-

Períodos de dados: 1933-1936, 1938, 1940-1945, 1948-1961, 1963-1973, 1975, 1977-1982, 1984-1998, 2001-2005, 2008-2009, 2011 (66 anos)

$$i_{t,T} = 32,77 (t + 20)^{-0,8780} + 16,10 (t + 30)^{-0,9306} [-0,4692 - 0,8474 \ln \ln (T/T-1)]$$

para $10 \leq t \leq 1440$ min.

Onde: i: intensidade da chuva, correspondente à duração t e período de retorno T, em mm/min;

t: duração da chuva em minutos;

T: período de retorno em anos.

Tabela 4.131 – São Paulo: Previsão de máximas intensidades de chuvas, em mm/h.

Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	94,3	124,3	144,1	155,3	163,1	169,2	187,8	206,2	224,6
20	73,1	97,4	113,5	122,6	129,0	133,9	149,0	164,0	179,0
30	60,0	80,5	94,1	101,8	107,2	111,3	124,1	136,7	149,4
60	39,6	53,7	63,0	68,3	72,0	74,8	83,6	92,3	100,9
120	24,2	33,0	38,8	42,1	44,3	46,1	51,5	56,9	62,3
180	17,7	24,1	28,4	30,7	32,4	33,7	37,7	41,6	45,6
360	10,1	13,7	16,1	17,4	18,4	19,1	21,3	23,5	25,7
720	5,6	7,6	8,9	9,6	10,1	10,5	11,7	12,9	14,1
1080	4,0	5,3	6,2	6,7	7,1	7,4	8,2	9,1	9,9
1440	3,1	4,2	4,8	5,2	5,5	5,7	6,4	7,0	7,7

Tabela 4.132 – São Paulo: Previsão de máximas alturas de chuvas, em mm.

Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	15,7	20,7	24,0	25,9	27,2	28,2	31,3	34,4	37,4
20	24,4	32,5	37,8	40,9	43,0	44,6	49,7	54,7	59,7
30	30,0	40,3	47,1	50,9	53,6	55,7	62,0	68,4	74,7
60	39,6	53,7	63,0	68,3	72,0	74,8	83,6	92,3	100,9
120	48,4	66,0	77,6	84,1	88,7	92,2	103,1	113,9	124,6
180	53,1	72,3	85,1	92,2	97,3	101,1	113,1	124,9	136,7
360	60,5	82,1	96,4	104,5	110,1	114,5	127,9	141,2	154,5
720	67,5	91,0	106,6	115,4	121,5	126,3	140,8	155,3	169,8
1080	71,6	96,1	112,3	121,4	127,8	132,8	147,9	163,0	178,1
1440	74,5	99,6	116,3	125,6	132,2	137,3	152,9	168,4	183,8

FIGURA 2 - EQUAÇÃO DE CHUVAS – POSTO E3-035 DAEE



3.1.3. Método de cálculo para determinação do hidrograma: Soil Conservation Service, com utilização do modelo CABC.

O método do Soil Conservation Service (SCS) é aplicável quando não se dispõe de dados hidrológicos locais. Este método foi adaptado para os tipos de solos do estado de São Paulo pelo CTH.

Para determinação da precipitação excedente, o SCS propõe a seguinte fórmula:

$$Q = \frac{(P - 0,2.S)^2}{P + 0,8.S}, \text{ com } P > 0,2.S$$

onde:

Q - escoamento superficial direto em mm;

P - precipitação em mm;

S - retenção potencial do solo em mm.

O valor de S depende do tipo e da ocupação do solo e pode ser determinado através de tabelas.

Para facilitar a solução da equação acima, faz-se a seguinte mudança de variável:

$$CN = \frac{1000}{10 + (S / 25,4)}$$

onde:

CN é denominado de “número de curva”, variando entre 0 e 100.

Este parâmetro depende do tipo de solo, condições de uso e ocupação do solo e da umidade antecedente.

O SCS distingue em seu método, quatro grupos hidrológicos de solos:

GRUPO A - Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8 % , não havendo rocha, nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,50 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%.

GRUPO B - Solos arenosos menos profundos que os do GRUPO A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15 %. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20 % graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5 %. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até



1,50 m, mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superficial.

GRUPO C - Solos barrentos com teor total de argila de 20 a 30 % , mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidades de 1,20 m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40 % e 1,5 m. Nota-se a cerca de 60 cm de profundidade , camada mais densificada que no GRUPO B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade;

GRUPO D - Solos argilosos (de 30 a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade. Os solos arenosos como B, mas com camada argilosa quase impermeável, ou horizonte de seixos rolados.

Obs: Através de tabelas específicas tem-se os valores de CN para diferentes tipos e ocupação de solo.

O método do SCS distingue três condições de umidade antecedente do solo:

CONDIÇÃO I - Solos secos - as chuvas, nos últimos cinco dias, não ultrapassaram 15 mm.

CONDIÇÃO II - Situação média na época das cheias - as chuvas, nos últimos cinco dias, totalizaram de 15 a 40 mm.

CONDIÇÃO III - Solo úmido - as chuvas, nos últimos cinco dias, foram superiores a 40 mm, e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

3.1.4. Hidrogramas de Cheias

Para o cálculo da vazão de projeto, foi utilizado o hidrograma sintético do SCS. Os parâmetros que definem a forma deste hidrograma são os seguintes:

(1) $t_R = 0,6.t_c$

(2) $t_A = D / 2 + 0,6.t_c$

(3) $t_B = 2,67. t_A$

(4) $Q_p = 2,78. 0,75. (A / t_A) = 2,08. (A / t_A)$

O hidrograma em questão corresponde a uma duração de chuva unitária “D” :

(5) $D = t_A / 5$

(6) Substituindo em (2), tem-se : $D = 0,133. t_c$

3.1.5. Tempo de concentração (tc)

O tempo de concentração (tc) será determinado pela fórmula empírica do “California Culverts Practice”:

$$tc = 57. (L^2 / Ieq)^{0,385}$$

Onde:

tc = tempo de concentração em minutos;

L = comprimento do talvegue (km);

Ieq = declividade equivalente do talvegue (m/km)

3.1.6. Esquematização da Bacia

Com a utilização do modelo CABIC, as sub-bacias foram delimitadas sobre as bases 1:10.000 e inseridos os nós nos locais de cabeceira, foz e pontos de inserção de cada sub-bacia afluente.

DISTRIBUIÇÃO DOS NÓS DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIBEIRÃO ITAIM - MODELO CABIC

Para este trabalho, foi considerado o trecho do Ribeirão Itaim em que será implantado o reservatório, conforme destacado a seguir:

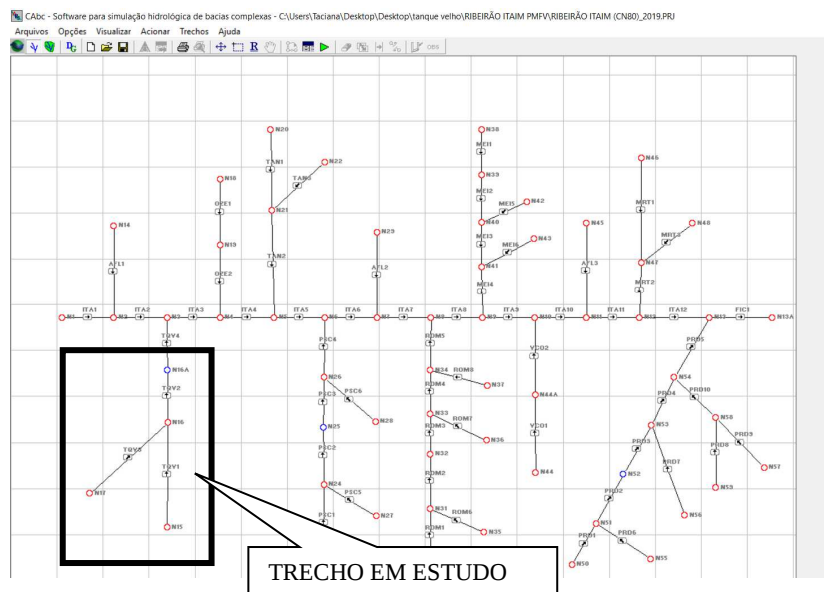


FIGURA 3 – DIAGRAMA DAS DISTRIBUIÇÕES DOS NÓS.



3.2. Critérios Hidráulicos

3.2.1. Controle de vazão

As estruturas hidráulicas de controle de vazão da barragem serão do tipo descarregador de fundo e vertedores de superfície de soleira espessa. O descarregador de fundo ficará na mesma cota do fundo do reservatório. Numa cota superior, foram previstos dois vertedores de segurança, com diferentes níveis, para atender as cheias de TR = 1000 anos. O escoamento será controlado tanto pelo descarregador como pelos vertedores quando da ocorrência das cheias previstas em projeto.

A equação que dimensiona os parâmetros do vertedor é:

$$Q = 4,43. \mu. L.H^{3/2}$$

Onde:

Q – vazão em m³/s;

μ – coeficiente de descarga do vertedor (igual a 0,35 para vertedor de soleira espessa);

L – largura útil da soleira em m;

H – carga hidráulica sobre a soleira em m;

Equação final:

$$Q = 1,55. L . H^{3/2}$$

A estrutura de controle de cada reservatório será do tipo orifício, cuja equação é a seguinte:

$$Q_o = C_{do}. S_o. \sqrt{2.g.h}$$

Onde:

C_{do} – coeficiente de descarga igual a 0,60;

S_o – seção do orifício em m²;

g - aceleração da gravidade = 9,8 m/s²;

h – carga hidráulica em m.



3.2.2. Routing do reservatório

O *routing* de uma cheia traduz espacialmente e no tempo as vazões ao longo do curso d'água. No caso de reservatório de amortecimento de cheias, é indicado o modelo de Pulz, cuja expressão básica é:

$$I - Q = dS/dt \quad (I)$$

Onde :

I - vazão de entrada;

Q – vazão de saída;

S – volume armazenado;

t – tempo.

Em termos práticos tem-se:

$$dS / dt = \Delta S / \Delta t$$

A equação (I) pode ser rescrita como:

$$\Delta t - Q. \Delta t = \Delta S$$

Considerando que os subscritos são usados para o tempo t e t + Δt, respectivamente, temos:

$$\begin{aligned} ((I_1+I_2) / 2) . \Delta t - ((Q_1+Q_2) / 2). \Delta t &= S_2-S_1 \\ ((I_1+I_2) / 2) . \Delta t + S_1 - (Q_1/2). \Delta t &= S_2 + (1/2). Q_2. \Delta t \end{aligned}$$

Multiplicando os dois membros da equação por 2, tem-se:

$$(I_1+I_2). \Delta t + 2.S_1 - Q_1. \Delta t = 2.S_2 + Q_2. \Delta t$$

Dividindo por Δt, tem-se:

$$(I_1+I_2) + ((2.S_1/\Delta t)-Q_1) = (2.S_2 / \Delta t + Q_2)$$



Onde :

I1 – vazão no início do tempo;

I2 – vazão no fim do tempo;

Q1 – vazão de saída no início do período de tempo;

Q2- vazão de saída no fim do período de tempo;

Δt – duração do período de tempo;

S1 – volume no início do período de tempo;

S2 – volume no fim do período de tempo.

Estas equações convergem para um método iterativo, cujo procedimento de *routing* é denominado Método Modificado de Pulz. Com o objetivo de facilitar os cálculos, o modelo CABC determina os hidrogramas de entrada e saída, conforme as relações cota / volume e cota / vazão propostas o reservatório.

3.3. Dados de estudo

3.3.1. Determinação do CN

Os coeficientes utilizados e suas ponderações estão indicados no subitem 3.1.3 deste Relatório e os valores finais estão indicados na tabela 1 a seguir.

TABELA 1 – COEFICIENTES DE RUNOFF PONDERADOS

BACIA	MÉDIA PONDERADA
N15 – N16	87
N17 – N16	87
N16 – N16A	87
N16A – N3	87

3.3.2. Dados das sub - bacias

TABELA 2 – DADOS DAS SUB-BACIAS

NÓS	L (km)	COTA INICIAL	COTA FINAL	Δh (m)	Área (ha)
N15 – N16	0,684	830,00	784,00	46,00	22,0
N17 – N16	0,448	800,00	784,00	16,00	14,6
N16 – N16A	0,567	784,00	769,00	15,00	29,6
N16 – N3	0,487	769,00	762,00	7,00	19,2

3.3.3. Reservatório – localizado a montante da Rua Duque de Caxias

O barramento proposto para o córrego Tanque Velho será em geoforma tipo Bolsacreto ou similar. A natureza deste tipo de barramento permite este ser galgável em uma emergência, apesar do vertedor de ter sido projetado para escoar as cheias de TR=1000 anos.

- Descarregador de fundo na cota 775,00 m com tubo com diâmetro de 1,20 m;
- Vertedor de segurança para cheias de TR = 100 anos com a soleira composta, na cota 781,00 m e dimensões (5,00 x 0,60) m e na cota 781,60 m e dimensões (9,00 x 1,40) m, conforme a figura a seguir:

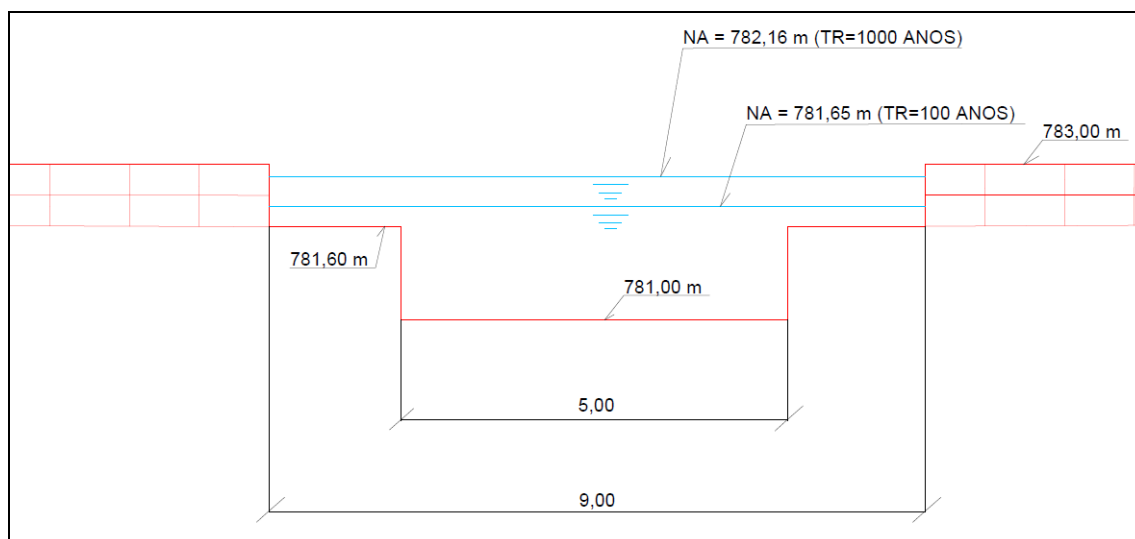


FIGURA 4: REPRESENTAÇÃO DO VERTEDOR

Os elementos da curva cota x volume foram extraídos da base aerofotogramétrica 1: 10.000 e do levantamento planialtimétrico cadastral, resultando na tabela a seguir:

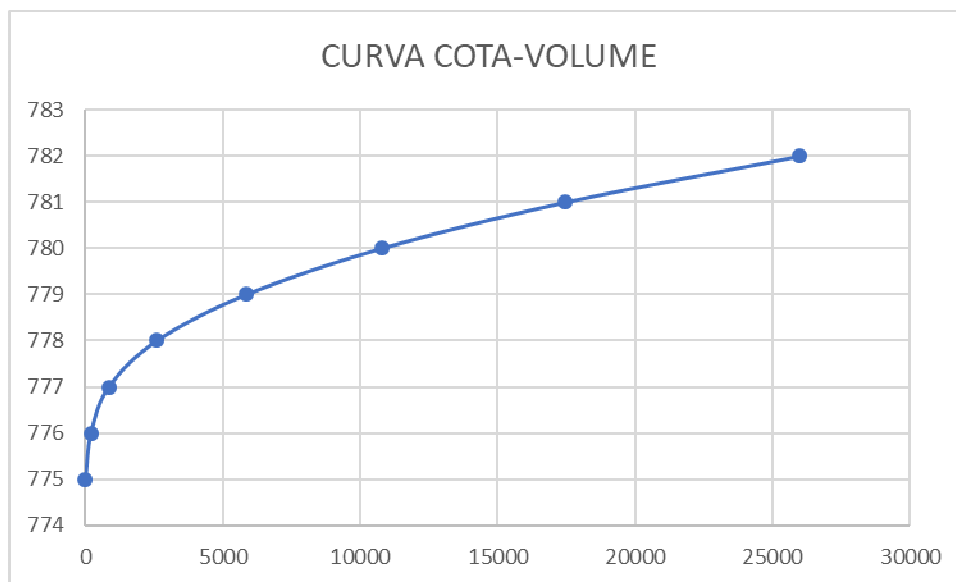


FIGURA 5: CURVA COTA-VOLUME

Com as dimensões indicadas para as estruturas de controle de vazão, foi gerado a curva a seguir:

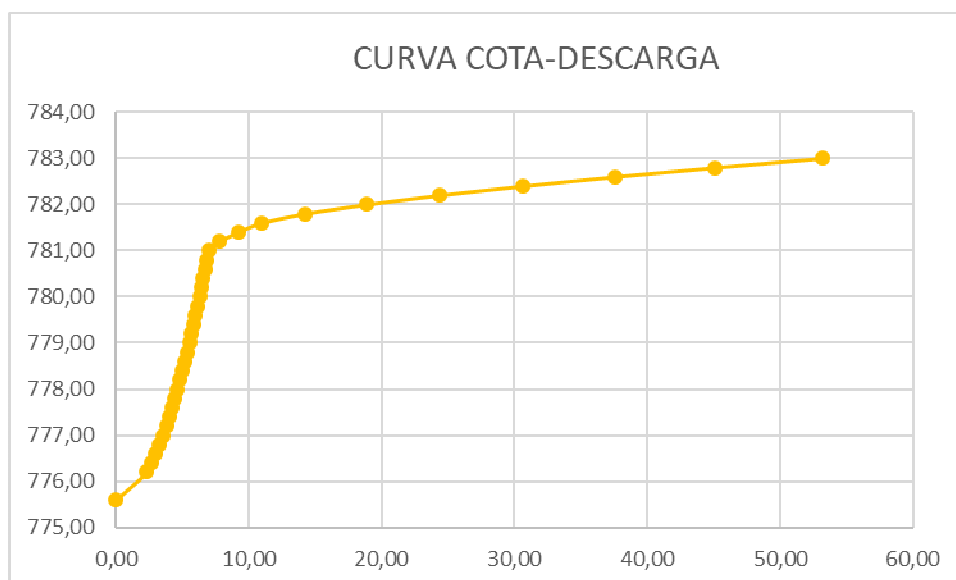


FIGURA 6: CURVA COTA-DESCARGA



4. RESULTADOS

A seguir, estão apresentados os resultados da simulação para TR= 25, 50, 100 e 1000 anos do software CABO:

TABELA 3: VAZÕES PARA TR=1000 ANOS

Nó Inicial	Nó Final	Qmax inicial (m³/s)	Qsaída max (m³/s)	Qmax Final (m³/s)	Aacum Inicial (km²)	Abacia (km²)	Aacum final(km²)	Qesp (m³/s³km²)	Na max (m)	Vol max (10³m³)
N15	N16	0	-----	11,136	0	0,22	0,22	50,619	-----	-----
N17	N16	0	-----	7,478	0	0,146	0,146	51,221	-----	-----
N16	N16A	18,614	-----	31,955	0,366	0,296	0,662	48,271	-----	-----
N16A	N3	31,955	23,30	29,03	0,662	0,192	0,854	33,993	782,161	27,358

TABELA 4: VAZÕES PARA TR=100 ANOS

Nó Inicial	Nó Final	Qmax inicial (m³/s)	Qsaída max (m³/s)	Qmax Final (m³/s)	Aacum Inicial (km²)	Abacia (km²)	Aacum final(km²)	Qesp (m³/s³km²)	Na max (m)	Vol max (10³m³)
N15	N16	0	-----	8,11	0	0,22	0,22	36,865	-----	-----
N17	N16	0	-----	5,627	0	0,146	0,146	38,538	-----	-----
N16	N16A	13,737	-----	23,416	0,366	0,296	0,662	35,372	-----	-----
N16A	N3	23,416	11,80	16,024	0,662	0,192	0,854	18,763	781,651	23,007

TABELA 5: VAZÕES PARA TR=50 ANOS

Nó Inicial	Nó Final	Qmax inicial (m³/s)	Qsaída max (m³/s)	Qmax Final (m³/s)	Aacum Inicial (km²)	Abacia (km²)	Aacum final(km²)	Qesp (m³/s³km²)	Na max (m)	Vol max (10³m³)
N15	N16	0	-----	7,108	0	0,22	0,22	32,311	-----	-----
N17	N16	0	-----	4,78	0	0,146	0,146	32,736	-----	-----
N16	N16A	11,888	-----	20,354	0,366	0,296	0,662	30,746	-----	-----
N16A	N3	20,354	8,906	12,091	0,662	0,192	0,854	14,158	781,358	20,508

TABELA 6: VAZÕES PARA TR=25 ANOS

Nó Inicial	Nó Final	Qmax inicial (m³/s)	Qsaída max (m³/s)	Qmax Final (m³/s)	Aacum Inicial (km²)	Abacia (km²)	Aacum final(km²)	Qesp (m³/s³km²)	Na max (m)	Vol max (10³m³)
N15	N16	0	-----	6,106	0	0,22	0,22	27,756	-----	-----
N17	N16	0	-----	4,108	0	0,146	0,146	28,137	-----	-----
N16	N16A	10,214	-----	17,468	0,366	0,296	0,662	26,387	-----	-----
N16A	N3	17,468	6,94	11,068	0,662	0,192	0,854	12,96	780,946	17,095



TABELA 7: VAZÕES PARA TR=10 ANOS

Nó Inicial	Nó Final	Qmax inicial (m ³ /s)	Qsaída max (m ³ /s)	Qmax Final (m ³ /s)	Aacum Inicial (km ²)	Abacia (km ²)	Aacum final(km ²)	Qesp (m ³ /s ³ km ²)	Na max (m)	Vol max (10 ³ m ³)
N15	N16	0	-----	5,252	0	0,22	0,22	23,872	-----	-----
N17	N16	0	-----	3,533	0	0,146	0,146	24,2	-----	-----
N16	N16A	8,785	-----	15,023	0,366	0,296	0,662	22,693	-----	-----
N16A	N3	15,023	6,56	10,093	0,662	0,192	0,854	11,819	780,354	13,138

Os três tubos de 1,20 m cada, localizados sob a rua Duque de Caxias tem a seguinte capacidade de vazão:

h/D	h(m)	i(%)	Q _{tubo} (m ³ /s)	Q _{total} (m ³ /s)
0,94	1,13	0,50	2,14	6,42

O que se percebe é que com a influência da barragem, os tubos terão capacidade de escoamento para atender cheias amortecidas de TR = 10 anos (Tabela 7) e praticamente para TR de 25 anos (Tabela 6) , levando-se em consideração. as incertezas dos aspectos hidrológicos.