

Relatório

ADEQUAÇÃO E CONCLUSÃO DE PROJETO BÁSICO E A ELABORAÇÃO DE PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA E EIA/RIMA – PBA’S, DESTINADO À IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE TRANSPORTE COLETIVO DE PASSAGEIROS ENTRE AS CIDADES DE RECANTO DAS EMAS (I e II), RIACHO FUNDO I E II, SAMAMBAIA, TAGUATINGA, NÚCLEO BANDEIRANTE E O PLANO PILOTO, NAS RODOVIAS DISTRITAIS DF-001 (EPCT) E DF-075 (EPNB) – CORREDOR EIXO SUDOESTE.

Relatório Projeto Executivo de Drenagem – Trecho

1

AGOSTO/2020

03	Projeto Executivo	08/2020			
02	Revisão do Projeto Básico	08/2020			
01	Consolidação do Projeto Básico	12/2018			
00	Emissão inicial	09/2014			
Nº	MODIFICAÇÃO	DATA	FEITO	VISTO	APROVO
R E V I S Õ E S					

		PROJETO Corredor Eixo Sudoeste	
		LOCALIZAÇÃO Brasília - DF	
VISTO	DATA		
APROVO		ESPECIALIDADE/SUBESPECIALIDADE Consolidação do Projeto Básico	
AUTOR DO DOCUMENTO / CREA João Marcelo Lopes Siqueira / CREA: 78030/D-MG 			
RESPONSÁVEL TÉCNICO / CREA João Marcelo Lopes Siqueira / CREA: 78030/D-MG			
ETAPA DE PROJETO Grupo - 3	TIPO/ESPECIFICAÇÃO DO DOCUMENTO Relatório do Projeto de Drenagem Trecho 1		DATA Agosto/2020
	CODIFICAÇÃO DE.6.100.V99.E99.R03		REVISÃO R03

SUMÁRIO

1	APRESENTAÇÃO	3
1.1	FICHA TÉCNICA – IDENTIFICAÇÃO DO EMPREENDEDOR E DA EMPRESA CONSULTORA	5
1.1.1	Identificação do Empreendedor	5
1.1.2	Identificação da Empresa Responsável pelos Estudos Geotécnicos	5
1.1.3	Equipe Técnica	5
2	MAPA DE SITUAÇÃO	7
2.1	PROJETO DE DRENAGEM	9
2.1.1	Introdução	9
2.1.2	Características da Área de Projeto – Situação Atual	10
2.1.3	Concepção Adotada no Trecho 01	11
2.1.4	Concepção Adotada nos Trechos de Drenagem Rodoviária	11
2.1.5	Parâmetros de Projeto	15
2.1.6	Resultados Obtidos	44
2.1.7	Apresentação dos Resultados	329



Apresentação



SHIS CL QI 09/11 Bloco D Salas 203 a 206 | Lago Sul | CEP 71.625-045 | Brasília-DF | 061 3045 4749 | www.aria.eng.br

1 APRESENTAÇÃO

Apresentamos o Volume 1.2.3 – Relatório do Projeto que faz parte do Projeto de Drenagem para o Corredor Sudoeste do trecho 01 - DF 001 Trevo Samambaia – Pistão Sul (Trechos 210) e DF 075 – EPCT (Trecho 100), numa extensão de 9,95 km.

O Eixo Principal operará em paralelo ao sistema viário da EPNB/DF-075. Conectados a este, encontram-se outros 2 tramos, quais sejam:

- Subtrecho 2
- Subtrecho 3

O projeto de drenagem foi elaborado em conformidade com os seguintes documentos:

- **Resolução nº 9 da ADASA** de 08 de abril de 2011, que estabelece os procedimentos gerais para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos de domínio do Distrito Federal e naqueles delegados pela União e Estados;
- Termo de Referência para Elaboração de Projetos de Sistemas de Drenagem Pluvial no Distrito Federal (**NOVACAP, 2019**), que tem por finalidade disciplinar a execução de projetos de sistemas de drenagem pluviais, bem como a reavaliação de sistemas de drenagem pluviais já projetados e/ou implantados no Distrito Federal, englobando todas as suas partes integrantes;
- **Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006)**, que fornece ferramentas indispensáveis à adoção das medidas para a proteção do corpo estradal da ação prejudicial das águas que o atingem;
- Relatório de Concepção de Drenagem, elaborado com o objetivo caracterizar o sistema de drenagem existente, definir as diretrizes e apresentar as premissas consideradas para a elaboração do projeto de drenagem do trecho em estudo.

Fazem parte do Projeto os seguintes volumes:

- **Volume 1.2.3 – Relatório do Projeto**

O volume apresenta as memórias de cálculos, justificativas técnicas e textos com os métodos adotados para as soluções propostas. Apresentado em tamanho A4.

- **Volume 2.3 – Desenhos**

Este volume contém plantas, projetos-tipo, quantitativos e demais informações resultantes dos estudos desenvolvidos. Apresentado em tamanho A1.

1.1 FICHA TÉCNICA – IDENTIFICAÇÃO DO EMPREENDEDOR E DA EMPRESA CONSULTORA

1.1.1 Identificação do Empreendedor

- **Nome:** Departamento de Estradas e Rodagem do Distrito Federal - DER-DF
- **Representante Legal:** Fauzi Nacfur Junior
- **Inscrição CNPJ:** 00.070.532/0001-03
- **Endereço para correspondência:** SAM Bloco C- Edifício Sede do DER/DF- Brasília/DF

1.1.2 Identificação da Empresa Responsável pelos Estudos Geotécnicos

- **Nome:** ARIA Engenharia S/S Ltda.
- **CNPJ:** 14.435.302/0001-05
- **Endereço:** SHIS QI 9/11 Comércio Local Bloco D, S/N, Salas 203 204 205 206 • Brasília/DF
- **CEP:** 71.625-045
- **Site:** aria.eng.br

1.1.3 Equipe Técnica

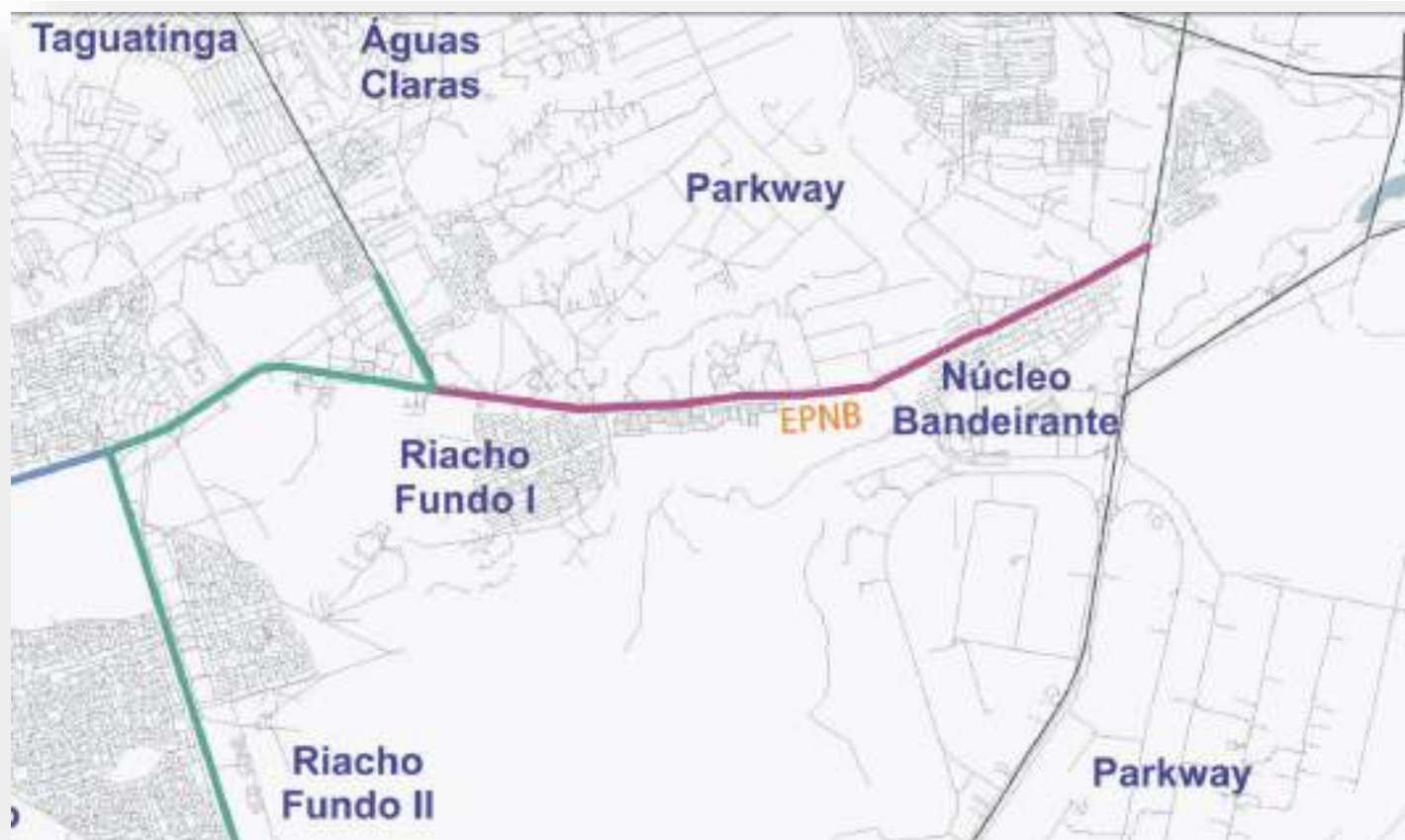
Nome do Membro da Equipe Técnica	Registro no Órgão de Classe
João Marcelo Lopes Siqueira	CREA - MG 78030/D
Arlindo Verzequassi Filho	CREA - SP 5060497290/D

1.1.4 Dados da área do empreendimento

Nome do Empreendimento: Corredor Eixo Sudoeste - BRT
Extensão: 9,95 km
Regiões Administrativas (RAs): Park Way, Arniqueira, Riacho Fundo Núcleo Bandeirante, Taguatinga e Samabaia
Bacias Hidrográficas: Bacia do Paranoá
Unidades Hidrográficas: Riacho Fundo
Bioma Brasileiro: Cerrado

Mapa de Situação

2 MAPA DE SITUAÇÃO



Projeto de Drenagem

2.1 PROJETO DE DRENAGEM

2.1.1 Introdução

O projeto de drenagem compreende o dimensionamento hidráulico das obras e dispositivos capazes de proteger a rodovia das águas superficiais provenientes das precipitações pluviais.

O equacionamento da drenagem superficial foi elaborado através da análise sistemática dos trabalhos realizados e consultados, aliada ao conhecimento interdisciplinar e iterativo, baseado em dados fornecidos pelo Estudo Hidrológico e pelo Projeto Geométrico, seguindo as recomendações do Manual de Pavimentação de DNIT.

Desta forma, o trabalho desenvolvido abordou, basicamente, as obras de drenagem superficial para dar escoamento às águas precipitadas sobre o corpo estradal, e seguiu os projetos tipo do Álbum do DNIT e NOVACAP.

O projeto de drenagem contempla as obras para drenar as águas precipitadas sobre as pistas das avenidas e, quando pertinente, as contribuições provenientes de áreas próximas vinculadas às pistas, tais como áreas não ocupadas, aterros, lotes e edificações adjacentes.

O projeto adotou medidas previstas no Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal (PDDU-DF), visto que já estão sendo seguidas pela NOVACAP, uma vez que a ADASA, pela *Resolução nº 09 de 08 de Abril de 2011 estabeleceu os critérios e procedimentos gerais para requerimento e obtenção de outorga do direito de uso dos recursos hídricos para lançamento de águas pluviais em corpos de água de domínio do Distrito Federal*, objetivando implantar soluções compensatórias de drenagem, agindo complementarmente às estruturas convencionais, evitando deste modo a transferência dos impactos para jusante do ponto de lançamento, através da utilização de dispositivos de infiltração, detenção e retenção das águas pluviais. Os principais aspectos considerados são vazão máxima de lançamento (critérios quantitativos) e tempo de detenção do sistema (critérios qualitativos).

No Volume 2.3 – Desenhos são apresentados os elementos do projeto de drenagem, em planta, bem como os detalhes dos dispositivos projetados.

2.1.2 Características da Área de Projeto – Situação Atual

Ao longo do segmento de projeto, no sub-trecho 01 em áreas urbanas, existem redes de drenagem implantadas, cujos projetos encontram-se arquivados na NOVACAP.

De acordo com as informações topográficas utilizadas no dimensionamento dos dispositivos de drenagem pluvial, foram extraídas das plantas topográficas, confeccionadas a partir de levantamento topográfico abrangendo a área de estudo, e das superfícies de projeto geradas quando do desenvolvimento do projeto geométrico consolidado.

De acordo com o estudo de bacias, foram definidas 03 (três) bacias de contribuição, identificadas como B-01, B-02 e B-03, sendo que bacia B-01 foi discretizada em 2 sub-bacias (SB-01.1 e SB-01.2), sendo a via em estudo considerada como eixo de escoamento, conforme **Figura 1**.



Figura 1: Sub-Bacias Trecho 01

A observação da figura supramencionada permite verificar que o traçado que representa a via em estudo aproxima-se da linha que representa o divisor topográfico entre as bacias do Riacho Fundo e do Córrego Vicente Pires.

As áreas de contribuição do projeto foram locadas em função do projeto Altimétrico / Geométrico do Corredor Sudoeste.

2.1.3 Concepção Adotada no Trecho 01

2.1.3.1 Sub-trecho 1

O sistema de drenagem previsto para a o Corredor Sudoeste, consiste em meio-fios sarjetas, bocas de lobo, redes coletoras e demais dispositivos necessários para a correta coleta e condução das águas até um ponto de deságue. Para facilitar a inspeção e limpeza da rede de drenagem foram previstas caixas com visitas (poços de visita) espaçadas em no máximo 60,00m, seguindo recomendações da Novacap.

O trecho entre as estacas 0+00 a 187+0,00 contempla, basicamente, reservatório de infiltração implantado no canteiro central da vias e do trecho 187+0,00 a 497+0,00 contempla, bacia de retenção que terão suas vazões amortecidas ao longo o trecho.

Para os lançamentos das vazões amortecidas pelos reservatórios 01, 02, 03, 04, 05, 06, 07, serão conduzidos até o canal existente, conforme projeto em anexo, em função a capacidade do canal com dimensão de (1,50x3,00m), Verificou que parte da área de contribuição hoje lançada é a mesma que será amortecida pelos reservatórios proposto pelo BRT-Sudoeste.

2.1.4 Concepção Adotada nos Trechos de Drenagem Rodoviária

Ao longo do segmento de projeto no subtrecho, existem dispositivos de drenagem rodoviária, que foram cadastrados pelo levantamento topográfico.

Os dispositivos que estão localizados no canteiro central serão removidos, por estarem no alinhamento do corredor exclusivo. Os novos dispositivos serão implantados readequando a implantação do corredor Sudoeste.

O sistema drenagem rodoviária foi projetado utilizando a metodologia do Manual de Drenagem de Rodovias, elaborado pelo DNIT. O trabalho desenvolvido abordou, basicamente, as obras de drenagem superficial para dar escoamento às águas precipitadas sobre o corpo estradal, e seguiu os projetos-tipo do Álbum do DNIT.

Os dispositivos utilizados e dimensionados foram:

- Meios-fios de concreto conjugados com sarjeta projetados em pontos estratégicos com o intuito de direcionar as águas, advindas das precipitações, até um dispositivo de entrada de água;
- Sarjetas projetadas para captar as águas que se precipitam sobre o corpo estradal e talude contíguo, conduzindo-as longitudinalmente a rodovia até pontos de transição entre o corte e aterro de forma a permitir a saída lateral para o terreno natural;

- Caixas coletoras, com a função de coletar as águas provenientes das sarjetas e que destinam aos bueiros de greide; coletar as águas provenientes das descidas d'água de cortes; permitir a inspeção dos condutos que por elas passam, etc.;
- Tomadas d'água rápidas de descida em aterros, dispositivo necessário para coletar as águas que escoam pelas sarjetas e direcioná-las até local seguro fora do corpo estradal;
- Dissipadores de energia com o objetivo diminuir a velocidade do escoamento evitando assim formação de erosões;
- Valetas de proteção de corte e aterro.

Os projetos-tipo adotados atendem às recomendações do DNIT, constantes do Álbum de Projetos Tipo de Drenagem.

Nas estações do BRT (totalizando 13), foram projetados dispositivos lineares para drenagem superficial, pré-fabricados, denominado canal e grelha de cobertura monobloco de concreto polímero, de formulação por mistura de agregados e resinas, sem adição de cimento, sem partes móveis.

O Canal em Concreto Polímero (CCP) é aplicável tanto na faixa de rolagem quanto nos acostamentos de vias e rodovias, inclusive nas seções longitudinais e transversais.

O sistema de encaixe entre módulos deve ser do tipo macho/fêmea, rápido e fácil de instalar, com espaço para junta de vedação.



Figura 2: Detalhe esquemático de Canal de Concreto Polímero (CCP).



Fotografia 1: Detalhe de aplicação de canal monobloco de concreto polímero em rodovias.



Fotografia 2: Detalhe de aplicação de canal monobloco de concreto polímero em rodovias.



Fotografia 3: Detalhe de aplicação de canal monobloco de concreto polímero em túnel.

Nos lançamentos em terreno natural foram adotadas bacias de amortecimento. São obras de drenagem destinadas, mediante a dissipação de energia, a diminuir a velocidade da água quando esta passa de um dispositivo de drenagem superficial qualquer para o terreno natural, de modo a evitar o fenômeno da erosão, e tendo também como função a alimentação do lençol freático.

As bacias de amortecimento serão instaladas de um modo geral nos seguintes locais:

O projeto das bacias de acumulação será padrão DER-MG, conforme detalhe tipo abaixo.

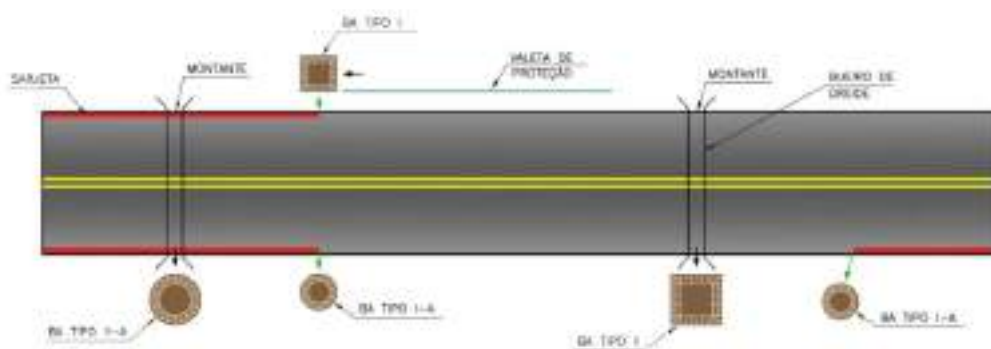


Figura 3: Detalhe genérico de locação de bacias de acumulação.

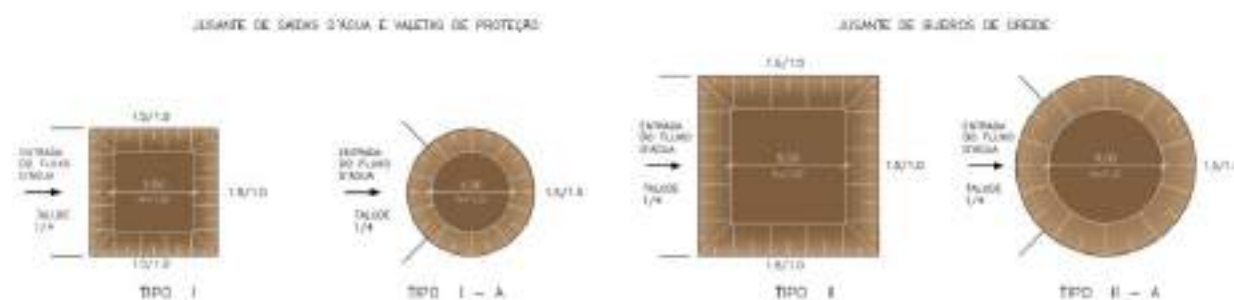


Figura 4: Detalhe das bacias de acumulação, Tipo I, I-A, II e II-A.

Assim, as sarjetas, os bueiros e as valetas conduzirão as águas para esses reservatórios, que serão construídos entre o corredor Sudoeste e a vias existentes (EIXO V02-EPNB VIA NORTE e EIXO V03-EPNB VIA SUL). Pelo protocolo, caberá ao DER-DF obter a autorização para a implantação desses dispositivos.

2.1.5 Parâmetros de Projeto

2.1.5.1 Método a ser utilizado na avaliação das vazões de dimensionamento - Q

Para o cálculo das vazões de dimensionamento das estruturas de drenagem será utilizado o Método Racional, que é largamente utilizado na determinação da vazão máxima de projeto para bacias pequenas (<4 km²).

$$Q = C * I * A$$

Sendo:

Qc = vazão de projeto (l/s);

C = coeficiente de escoamento superficial (adm.);

I = intensidade de chuva crítica (l/s x ha);

A = área de contribuição para a seção considerada (ha).

2.1.5.2 Coeficiente de Escoamento Superficial – (C)

Caracterizado basicamente em função da permeabilidade das áreas expostas e ponderados, segundo o valor das mesmas, tomando-se os valores de acordo as tabelas apresentadas no decorrer deste relatório.

2.1.5.3 Equação Intensidade – Duração – (I)

Para determinação da intensidade pluviométrica de projeto foi utilizada a equação abaixo, elaborada pelo Engenheiro Francisco Pereira e recomenda pela NOVACAP.

$$i = \frac{4.374,17 \cdot F^{0,207}}{(tc+11)^{0,884}} \text{ Onde:}$$

I = Intensidade de chuva crítica (l/s x ha);

F = Tempo de recorrência (anos);

Tc = Tempo de concentração (minutos);

166,7 = Coeficiente da transformação de (mm/min.) em (l/s x ha).

Na tabela a seguir estão apresentados os valores de intensidade pluviométrica (mm/h) e altura de precipitação (mm), obtidos a partir da equação IDF - Brasília, para chuvas intensas com durações entre 5 e 120 minutos e períodos de retorno de 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos.

Tabela 1: Intensidade Pluviométrica – I (mm/h) e Altura de Precipitação – P (mm).

INTENSIDADE PLUVIOMÉTRICA - I (mm/h) e ALTURA DE PRECIPITAÇÃO - P (mm)														
Duração (min)	PERÍODO DE RECORRÊNCIA (anos)													
	5		10		15		20		25		50		100	
	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)
5	15,78	189,39	18,22	218,61	19,81	237,75	21,03	252,34	22,02	264,27	25,42	305,04	29,34	352,11
10	24,82	148,92	28,65	171,90	31,16	186,95	33,07	198,42	34,63	207,80	39,98	239,86	46,14	276,87
15	30,83	123,30	35,58	142,32	38,70	154,79	41,07	164,28	43,01	172,05	49,65	198,59	57,31	229,23
20	35,18	105,55	40,61	121,83	44,17	132,50	46,88	140,63	49,09	147,27	56,67	170,00	65,41	196,22
25	38,53	92,48	44,48	106,74	48,37	116,09	51,34	123,21	53,77	129,04	62,06	148,95	71,64	171,93
30	41,22	82,43	47,58	95,15	51,74	103,48	54,92	109,83	57,51	115,02	66,39	132,77	76,63	153,25
35	43,44	74,46	50,14	85,95	54,53	93,47	57,87	99,21	60,61	103,90	69,96	119,93	80,75	138,43
40	45,31	67,97	52,30	78,46	56,88	85,32	60,37	90,56	63,23	94,84	72,98	109,47	84,24	126,36
45	46,93	62,58	54,17	72,23	58,92	78,55	62,53	83,37	65,49	87,32	75,59	100,79	87,25	116,34
50	48,35	58,02	55,81	66,97	60,70	72,83	64,42	77,30	67,46	80,96	77,87	93,45	89,89	107,87
55	49,61	54,12	57,26	62,47	62,27	67,93	66,09	72,10	69,22	75,51	79,90	87,16	92,23	100,61
60	50,73	50,73	58,56	58,56	63,69	63,69	67,60	67,60	70,79	70,79	81,71	81,71	94,32	94,32
65	51,75	47,77	59,74	55,14	64,97	59,97	68,95	63,65	72,21	66,66	83,35	76,94	96,21	88,81
70	52,68	45,15	60,81	52,12	66,13	56,68	70,19	60,16	73,51	63,01	84,85	72,73	97,94	83,95
75	53,53	42,83	61,79	49,43	67,20	53,76	71,32	57,06	74,70	59,76	86,22	68,98	99,52	79,62
80	54,32	40,74	62,70	47,02	68,19	51,14	72,37	54,28	75,79	56,85	87,49	65,62	100,99	75,74
85	55,05	38,86	63,54	44,85	69,10	48,78	73,34	51,77	76,81	54,22	88,66	62,59	102,34	72,24
90	55,73	37,15	64,33	42,88	69,96	46,64	74,25	49,50	77,76	51,84	89,76	59,84	103,61	69,07
95	56,36	35,60	65,06	41,09	70,76	44,69	75,10	47,43	78,65	49,67	90,78	57,34	104,79	66,18
100	56,96	34,18	65,75	39,45	71,51	42,90	75,89	45,54	79,48	47,69	91,75	55,05	105,90	63,54
105	57,53	32,87	66,40	37,94	72,21	41,27	76,65	43,80	80,27	45,87	92,65	52,94	106,95	61,11
110	58,06	31,67	67,02	36,55	72,88	39,75	77,35	42,19	81,01	44,19	93,51	51,01	107,94	58,88
115	58,56	30,55	67,60	35,27	73,52	38,36	78,03	40,71	81,72	42,63	94,32	49,21	108,88	56,81
120	59,04	29,52	68,15	34,08	74,12	37,06	78,67	39,33	82,39	41,19	95,10	47,55	109,77	54,88

Os resultados anteriormente obtidos podem ser representados graficamente pelas seguintes famílias de curvas:

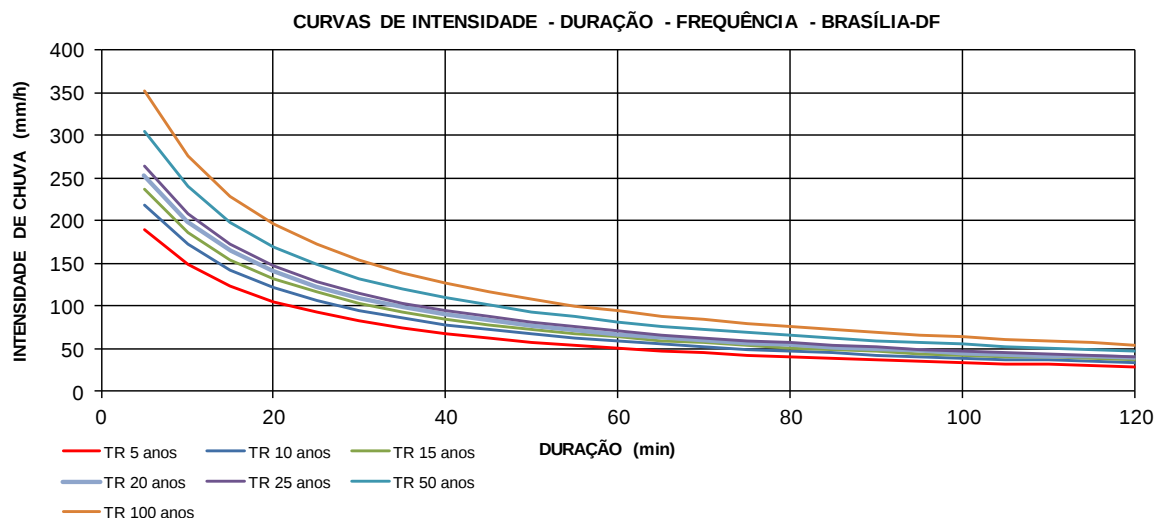


Figura 5: Curvas de Intensidade-Duração-Frequência – Brasília/DF.

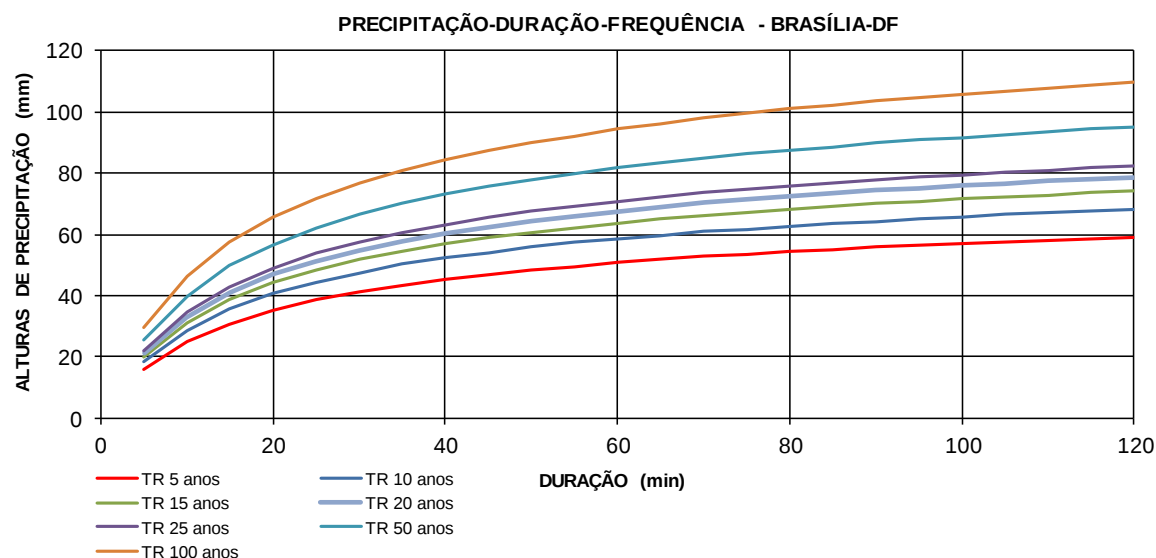


Figura 6: Precipitação-Duração-Frequência – Brasília/DF.

2.1.5.4 Tempo de Recorrência

Os tempos de retorno utilizados no dimensionamento são apresentados a seguir:

- 10 anos para as redes e dispositivos de drenagem superficial;
- 10 anos para os reservatórios de retenção (atendimento aos aspectos de qualidade e quantidade da ADASA);
- 25 anos para os bueiros de greide.

2.1.5.5 Tempo de Concentração

O Tempo de Concentração consiste no espaço de tempo que as águas pluviais levarão para alcançar a seção da rede que está sendo considerada. Este tempo de deslocamento varia com a distância e as características do terreno, tais como depressões e granulometria do solo.

Para o cálculo do tempo de concentração nas redes de drenagem convencional usou-se a seguinte fórmula:

$$tc = te + tp$$

Onde:

tc = tempo de concentração em minuto;

te= tempo de deslocamento superficial ou tempo de entrada em minuto;

tp= tempo de percurso em minuto.

O tempo de deslocamento superficial ou de entrada é o tempo gasto pelas águas precipitadas, nos pontos mais distantes, para atingir a rede através dos acessórios de captação. Foi adotado como sendo de 15 minutos, o mesmo adotado para Brasília pela NOVACAP e DNIT.

O tempo de percurso (tp) é o tempo de escoamento das águas no interior das redes, desde o início até a seção considerada. Este tempo é determinado no desenvolvimento da planilha de cálculo com base na fórmula:

$$tp = \frac{L}{V}$$

Onde:

tp = tempo de percurso em segundo;

L= comprimento do trecho de rede em metros;

V= velocidade das águas no interior da rede em m/s.

Para os trechos de drenagem superficial o tempo de concentração foi calculado pela a fórmula de Kirpich, que apresenta a seguinte notação:

$$Tc = 0,39 * \left(\frac{L^2}{S}\right)^{0,385}, \text{ sendo:}$$

Onde:

Tc = Tempo de concentração (h);

L = Comprimento do talvegue (km);

S = Declividade média ponderada do talvegue (%).

O valor mínimo foi pré-fixado em 5 minutos e o tempo de recorrência utilizado nos cálculos das precipitações, para o projeto dos dispositivos de drenagem superficial, foi de 10 anos.

2.1.5.6 Dimensionamento dos dispositivos de drenagem

Para dimensionar os dispositivos de drenagem, adotou-se o método racional para determinar a vazão de contribuição, segundo a área de implúvio a ser considerada, além da equação de Manning associada à equação da continuidade para determinar a capacidade hidráulica de cada dispositivo.

No dimensionamento hidráulico dos dispositivos de drenagem superficial utilizaram-se as seguintes equações:

- Equação de Manning:

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I}}{n} < V_c, \text{ onde:}$$

Onde:

V = velocidade de escoamento (m/seg);

R = raio hidráulico (m);

I = declividade máxima admissível (m/m);

N = coeficiente de rugosidade de Manning; e

V_c = velocidade máxima admissível, função do tipo de material.

- Equação da Continuidade:

$$Q = A * V, \text{ onde:}$$

Onde:

Q = vazão (m³/seg);

A = área da seção molhada (m²); e

V = velocidade de escoamento (m/seg).

Combinando estas equações, pode-se calcular a capacidade de vazão dos dispositivos empregando-se a equação de descarga unitária:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I}, \text{ sendo:}$$

Onde:

Q = vazão de contribuição (m3/seg);

A = área de escoamento na seção transversal (m2);

I = Declividade da tubulação (m/m);

Rh = Raio hidráulico (m); e

N = Coeficiente de Manning (depende do material).

2.1.5.7 Dimensionamento Hidráulico dos Dispositivos de Drenagem Urbana

As considerações adotadas nesta intervenção de drenagem foram propostas com a finalidade principal de obedecer aos critérios de drenagem urbana, respeitando a cota de lançamento em cada coletor natural e objetivando incorporar-se harmoniosamente com o planejamento urbano da área, com o sítio da obra e com o meio sócio ambiental.

As premissas básicas deste projeto foram manter o controle e disciplinamento do escoamento das águas de chuvas, evitando-se assim, alagamentos, erosões nos trechos de fortes declividades e consequente assoreamento no corpo receptor natural.

2.1.5.7.1 Coeficiente de Escoamento Superficial

O Coeficiente de Escoamento determina uma relação entre a quantidade de água que precipita e a que escoar em uma área com um determinado tipo de cobertura de solo. Quanto mais impermeável for a cobertura do solo, maior será esse coeficiente.

Para a fixação do Coeficiente de Escoamento Superficial das redes drenagem urbana foram usados valores tabelados, recomendados pela Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil (NOVACAP), dispostos na Tabela 2.

Tabela 2: Valores de Coeficientes Escoamento Superficial conforme a cobertura do solo.

SUPERFÍCIES	C
Calçadas ou impermeabilizadas	0,90
Pavimento intertravado	0,78
Intensamente urbanizadas e sem áreas verdes	0,70
Residências com áreas ajardinadas	0,40
Áreas de solo natural com recobrimento de brita	0,30

Áreas com inclinação superior a 5% integralmente gramadas	0,20
Integralmente gramadas	0,15

Fonte: Termo de Referência e Especificações para Elaboração de Projetos de Drenagem Pluvial - NOVACAP, Abril 2019.

O PDDU-DF especifica que a escolha e a definição do coeficiente de escoamento ficarão a critério do projetista.

Da estaca 0+0,00 → 175+0,00 foi considerado coeficiente de 0,70 por se tratar de uma área de baixa impermeabilidade.

Da estaca 175+0,00 → 497+0,00 foram considerado coeficiente de 0,90 por se tratar de uma área gramada.

2.1.5.7.2 Outros Parâmetros

- Diâmetro mínimo da rede: 600 milímetros;
- Diâmetro mínimo de captação: 400 milímetros;
- Recobrimento mínimo da tubulação: uma vez e meia o diâmetro da rede, a não ser quando ela for projetada em área verde, hipótese em que deverão ser adotados outros valores em função da cota de via a ser drenada.
- Declividades:
Mínima: declividade mínima de 0,5%;
Máxima: declividade tal que assegure uma velocidade não superior a $V_{máx}$.
- Velocidades limites:
Mínima: 1,00 m/s;
Máxima: 6,00 m/s.
- No dimensionamento hidráulico dos tubos foi considerada a lâmina máxima de 82% do diâmetro, correspondendo à vazão da seção plena.

Todos os parâmetros de projeto preconizado anteriormente foram utilizados nos cálculos das redes, estas dimensionadas no software AutoCAD® Civil 3D.

2.1.5.8 Dimensionamento Hidráulico dos Dispositivos de Drenagem Superficial

Neste item estão apresentadas as metodologias e as ferramentas utilizadas para verificação da capacidade hidráulica dos dispositivos de drenagem superficial projetados.

As metodologias adotadas integram o Manual de Drenagem de Rodovias, do DNIT – Edição de 2006.

O estudo do dimensionamento hidráulico dos dispositivos de drenagem superficial consiste na determinação da máxima extensão admissível, de modo que não ocorra o transbordamento da água. Esta extensão está condicionada à capacidade máxima de vazão de cada um dos dispositivos do sistema de drenagem. Para isto levou-se em consideração o tipo da obra e sua declividade de instalação, permitindo determinar o posicionamento das entradas d'água.

O dimensionamento destes dispositivos foi realizado de acordo com a seguinte sistemática:

1º- Determinação da vazão de contribuição pelo Método Racional

$$Q_p = \frac{c * i * A}{36 * 10^4}$$

Sendo:

Q_p = Descarga de Projeto, em m³/seg;

i = intensidade de chuva, em cm/h, para o tempo de recorrência de 10 anos e tempo de concentração de 5 minutos;

A = área de contribuição, em m²; e

C = coeficiente de escoamento superficial, adimensional, fixado de acordo com a tabela abaixo:

Tabela 3: Coeficiente de escoamento conforme a cobertura do solo.

SUPERFÍCIES	C
Terreno natural	0,30 a 0,40 (de acordo com maior ou menor percentual de área ou argila)
Talude	0,60 a 0,70 (segundo as mesmas características anteriores)
Plataforma	0,90

A área de contribuição pode ser formada por superfícies de diferentes coeficientes de escoamento superficial. Neste caso, o valor do coeficiente de escoamento final foi determinado pela média ponderada dos valores de coeficientes de escoamento adotados, usando como peso, as respectivas larguras dos implúvios.

Logo:

$$c = \frac{L_1 * c_1 + L_2 * c_2 + \dots + L_n * c_n}{\sum_1^n L}$$

Sendo:

L1 = faixa da plataforma da rodovia que contribui para o dispositivo considerado;

L2 = largura da projeção horizontal equivalente do talude;

L3 = largura do terreno natural;

C1 = coeficiente de escoamento superficial da plataforma da rodovia;

C2 = coeficiente de escoamento superficial do talude;

C3 = coeficiente de escoamento superficial do terreno natural.

2° - Determinação da capacidade de vazão dos dispositivos pela fórmula de Manning, associada à equação da continuidade.

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}}{n} \text{ e } Q = AV, \text{ sendo:}$$

V = velocidade de escoamento (m/s);

R = raio hidráulico (m);

I = declividade longitudinal do dispositivo (m/m);

N = coeficiente de rugosidade de Manning, considerado como sendo igual a 0,017 (dispositivo revestido em concreto);

Q = vazão máxima permissível (m³/s); e

A = área da seção molhada (m²).

Igualando-se a equação proposta pelo Método Racional e a fórmula de Manning, e considerando a área de implúvio como sendo igual a $A = L * d$, tem-se:

$$V = \frac{c * i * L * d}{36 * 10^4} = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}}{n}$$

$$d = 36 * 10^4 = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}}{c * i * L * n}$$

Na equação acima, os valores de A, R e n são conhecidos, conforme a seção escolhida; os valores de c, i e L, são conhecidos, em função da chuva de projeto, dos tipos de superfícies e das características geométricas da rodovia. A única variável existente é a declividade longitudinal (I).

Determina-se o comprimento crítico e estabelece-se a velocidade de escoamento para este comprimento. Esta velocidade deve ser condicionada à velocidade limite de erosão do material utilizado no revestimento adotado para o dispositivo.

O bordo livre da valeta, que é a distância vertical do topo da valeta à superfície da água na condição do projeto, foi adotado de acordo a seguinte tabela:

Tabela 4: Folga f para valetas revestidas

Q (m ³ /s)	f (cm)
Até – 0,25	10
0,25 – 0,56	13
0,56 – 0,84	14
0,84 – 1,40	15
1,40 – 2,80	18
Acima de 2,80	20

2.1.5.9 Dimensionamento dos reservatórios de retenção

Os dados necessários à elaboração desses estudos compreendem fundamentalmente as características hidráulicas e geomorfológicas da bacia, suas condições de impermeabilização, tempos de concentração, bem como as precipitações de projeto.

Para o dimensionamento dos reservatórios de retenção, considerou-se os volumes recomendados pela Resolução Nº 09/2011 da ADASA.

2.1.5.9.1 Estimativa dos volumes dos reservatórios – fase de planejamento

Embora as variáveis hidrológicas, hidráulicas e fisiográficas da bacia, e também os riscos assumidos, sejam fundamentais no processo de definição dos volumes a reservar, é interessante o conhecimento prévio da ordem de grandeza que os volumes detidos podem assumir, tendo em vista a pesquisa de áreas disponíveis e as atividades preliminares de planejamento.

Os métodos simplificados expeditos têm seu valor nessa fase inicial de tomada de decisão.

2.1.5.9.2 Dimensionamento pelo método da ADASA

2.1.5.9.2.1 Aspectos legais e considerações finais

Atualmente os sistemas de drenagem pluvial no Distrito Federal são submetidos às normativas da ADASA, estabelecidas pela Resolução nº 09, de 08 de Abril de 2011. A referida resolução estabelece critérios e procedimentos para outorga de direito de uso de recursos hídricos para lançamento de águas pluviais em corpos de água de domínio do Distrito Federal, objetivando implantar soluções compensatórias de drenagem, agindo complementarmente às estruturas convencionais, evitando deste modo a transferência dos impactos para jusante do ponto de lançamento, através da utilização de dispositivos de infiltração, detenção e retenção das águas pluviais. Os principais aspectos considerados são: i) Critérios quantitativos - vazão máxima de lançamento; ii) Critérios qualitativos - tempo de detenção do sistema.

Considerando que as contribuições dos reservatórios possuem áreas bem menores que 100 ha, o dimensionamento foi realizado com as equações elaboradas para Brasília (que já embutem a precipitação e os limites de vazão). Caso tivéssemos áreas maiores que 100 ha seria necessário um estudo hidrológico específico, para determinação dos hidrogramas de pré e pós-desenvolvimento, podendo ser utilizado o procedimento de transformação chuva-vazão (Hidrograma do SCS) e propagação do hidrograma em reservatório utilizando o algoritmo de Puls.

Com relação aos critérios quantitativos, a ADASA estabelece que a vazão de lançamento consequente de toda ocupação que resulta em superfície impermeável, deverá possuir uma vazão máxima específica de saída de 24,4L/s/ha. Ainda em relação à questão quantitativa ele estabelece a adoção de lagoas ou reservatórios para o amortecimento de vazões para manter a vazão de pré-desenvolvimento do DF, sendo seu volume dado por:

$$V = 4,705 \cdot A_i \cdot A_c$$

Onde, os termos representam:

V = Volume do reservatório a ser implantado (m³);

A_i = Proporção da área impermeável da área de contribuição (em percentual);

A_c = Área de contribuição (ha).

É importante observar que o volume amortecido pelo reservatório de detenção será escoado lentamente, durante várias horas após a passagem do pico de vazão. Assim, os benefícios esperados,

em termos de controle de cheias, incluem não apenas a atenuação de vazões como também a perda de sincronia de ocorrência de picos em relação às redes já em operação e que não possuem sistemas de controle quantitativo (reservatórios de retenção).

Com relação aos critérios qualitativos o referido órgão dispõe que grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção de estrutura de retenção a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga a jusante. Segundo ainda a ADASA, o armazenamento da água de chuva durante um período de 24h reduz a carga de sólidos em 80%. Para o atendimento destas condições, a referida Agência estabelece que os reservatórios devem possuir capacidade mínima definida pela seguinte equação.

$$Vqa = (33,8 + 1,80 \cdot Ai) \cdot Ac$$

Onde:

Vqa é o volume a ser armazenado pelo critério da qualidade em metros cúbicos (m³);

Ac é a área de contribuição (ha);

Ai proporção de área impermeável em percentual (%).

Para esgotar este volume em 24 horas, a vazão de saída é estimada em:

$$Q = \frac{Vqa}{86,4}$$

Onde:

Q é obtido em l/s.

Desta forma o projeto contempla a retenção da primeira parte da chuva correspondente ao escoamento superficial gerado por 22,5 mm de chuva para garantir a qualidade da água pluvial, considerando que as precipitações de Brasília são menores ou iguais a este valor em 95% para os valores anuais e 90% para o período chuvoso.

Segundo o Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal (PDDU-DF) recomenda-se: limpar as grades e tomadas d'água em todas as visitas de inspeção no mínimo 02 (duas) vezes ao ano; manter a área livre de resíduos sólidos por razões estéticas e para evitar que sejam carregados pela água.



Cabe destacar que, conforme preconizado na Resolução ADASA Nº 09/2011, em casos de impossibilidade de atendimento das condições estabelecidas na referida resolução, poderão ser apresentados estudos alternativos que atestem a capacidade do corpo hídrico de receber vazão específica de lançamento diversa, ficando esses estudos sujeitos à aprovação da ADASA.

A **Tabela 5** e **Tabela 6** apresenta o dimensionamento dos reservatórios pelo Método da ADASA.

Tabela 5: Dimensionamento dos reservatórios pelo Método da ADASA.

DIMENSIONAMENTO DOS RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO TR=10 ANOS (BRT-SUDOESTE-TRECHO-01)									
MÉTODO DA ADASA (RESOLUÇÃO Nº 09 DE ABRIL DE 2011)									
RESERVATÓRIO	COORDENADAS DOS RESERVATÓRIOS (UTM E e N)		ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO (ha)	ÁREA IMPERMEÁVEL (%)	ASPECTO QUALITATIVO		ASPECTO QUANTITATIVO		VOLUME TOTAL (m3)
					VOLUME MÍNIMO (m3)	VAZÃO MÁXIMA (l/s)	VOLUME MÍNIMO (m3)	VAZÃO MÁXIMA (l/s)	
RES. 01	94045,713	200988,366	1,82	90%	357,10	4,13	772,29	44,50	1.129,39
RES. 02	95065,155	200999,092	6,33	90%	1.238,65	14,34	2.678,79	154,36	3.917,44
RES. 03	95648,949	201069,054	2,54	90%	497,33	5,76	1.075,56	61,98	1.572,90
RES. 04	96338,340	201136,331	4,76	90%	932,01	10,79	2.015,62	116,14	2.947,63
RES. 05	96532,070	201164,159	1,38	90%	269,36	3,12	582,54	33,57	851,90
RES. 06	97371,084	201253,257	4,29	90%	840,18	9,72	1.817,02	104,70	2.657,20
RES. 07	97784,752	201418,753	2,70	90%	529,31	6,13	1.144,71	65,96	1.674,02
RES. 08	99463,775	202335,792	6,87	90%	1.344,68	15,56	2.908,09	167,57	4.252,76
RES. 08A	99637,282	202496,068	2,93	90%	573,28	6,64	1.239,82	71,44	1.813,10

Tabela 6: Dimensionamento dos reservatórios de acumulação pelo Método da ADASA.

DIMENSIONAMENTO DOS RESERVATÓRIOS DE ACUMULAÇÃO TR=10 ANOS (BRT-SUDOESTE-TRECHO-01)									
RESERVATÓRIO	COORDENADAS DOS RESERVATÓRIOS (UTM E e N)		ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO (ha)	ÁREA IMPERMEÁVEL (%)	ASPECTO QUALITATIVO		ASPECTO QUANTITATIVO		VOLUME TOTAL (m3)
					VOLUME MÍNIMO (m3)	VAZÃO MÁXIMA (l/s)	VOLUME MÍNIMO (m3)	VAZÃO MÁXIMA (l/s)	
RES. ACUMULAÇÃO - 01	90187,761	200819,673	0,77	70%	123,53	1,43	254,59	18,86	378,11
RES. ACUMULAÇÃO - 02	90193,827	200785,657	0,76	70%	121,13	1,40	249,65	18,50	370,78
RES. ACUMULAÇÃO - 03	90396,801	200970,206	0,91	70%	145,74	1,69	300,37	22,25	446,10
RES. ACUMULAÇÃO - 04	90426,235	200953,465	0,98	70%	156,44	1,81	322,43	23,89	478,88
RES. ACUMULAÇÃO - 05	90703,760	201189,730	1,10	70%	175,78	2,03	362,29	26,84	538,07
RES. ACUMULAÇÃO - 06	90724,607	201165,271	1,11	70%	177,38	2,05	365,58	27,08	542,96
RES. ACUMULAÇÃO - 07	91054,545	201345,795	1,17	70%	186,97	2,16	385,34	28,55	572,31
RES. ACUMULAÇÃO - 08	91066,740	201316,941	0,80	70%	128,48	1,49	264,80	19,62	393,28
RES. ACUMULAÇÃO - 09	91312,441	201336,769	0,81	70%	129,60	1,50	267,10	19,79	396,70
RES. ACUMULAÇÃO - 10	91346,185	201304,531	0,48	70%	76,70	0,89	158,09	11,71	234,79
RES. ACUMULAÇÃO - 11	91467,199	201320,732	0,65	70%	103,55	1,20	213,42	15,81	316,97
RES. ACUMULAÇÃO - 12	91465,155	201286,292	0,55	70%	87,09	1,01	179,50	13,30	266,59
RES. ACUMULAÇÃO - 13	91564,012	201306,850	1,06	70%	169,39	1,96	349,11	25,86	518,50
RES. ACUMULAÇÃO - 14	91569,589	201273,076	1,18	70%	188,56	2,18	388,63	28,79	577,20
RES. ACUMULAÇÃO - 15	91861,427	201266,614	0,43	70%	68,39	0,79	140,96	10,44	209,36
RES. ACUMULAÇÃO - 16	91857,364	201233,269	0,43	70%	68,07	0,79	140,30	10,39	208,38
RES. ACUMULAÇÃO - 17	91963,330	201253,875	0,90	70%	144,14	1,67	297,07	22,01	441,21
RES. ACUMULAÇÃO - 18	91970,034	201216,967	0,82	70%	130,56	1,51	269,08	19,93	399,64
RES. ACUMULAÇÃO - 19	92459,812	201186,708	0,74	70%	118,73	1,37	244,71	18,13	363,44
RES. ACUMULAÇÃO - 20	92468,209	201152,630	0,72	70%	115,06	1,33	237,13	17,57	352,19
RES. ACUMULAÇÃO - 21	92687,060	201158,345	0,94	70%	150,21	1,74	309,59	22,94	459,80
RES. ACUMULAÇÃO - 22	92683,088	201124,039	1,07	70%	170,99	1,98	352,40	26,11	523,39
RES. ACUMULAÇÃO - 23	93043,542	201101,192	0,95	70%	151,81	1,76	312,88	23,18	464,69
RES. ACUMULAÇÃO - 24	93023,496	201079,937	1,06	70%	169,39	1,96	349,11	25,86	518,50

Reforça os dados e análises apresentados no projeto de drenagem:

- No projeto foram propostos 9 (nove) reservatórios com vazões amortecidas, oriundas apenas do sistema de drenagem superficial (sarjetas) e dimensionado 24 (vinte e quatro) bacias de acumulação. A garantia do funcionamento adequado do dispositivo de controle do escoamento superficial de águas pluviais depende da manutenção preventiva que deverá ser realizada no mínimo 02 (duas) vezes ao ano.

2.1.5.10 Dimensionamento dos reservatórios de retenção

2.1.5.10.1.1 Estudo hidrológico dos reservatórios de retenção

2.1.5.10.1.2 Método do Soil Conservation Service (SCS)

Neste estudo foi utilizado o método do Soil Conservation Service (SCS, 1975) para a separação do escoamento. Ressalte-se que os métodos do SCS são os mais aplicados no Brasil em função de sua relativa simplicidade, da existência dos dados necessários e da aceitação de seus resultados pelas instituições públicas brasileiras de recursos hídricos.

A estimativa das perdas nas precipitações é fundamental para a avaliação das cheias em uma dada bacia hidrográfica.

Para estimativa da chuva efetiva (Loss) utilizou-se o software HEC-HMS que dispõe de vários modelos como:

- Perda inicial mais perdas constantes (Initial and Constant Loss);
- Método de SCS em grade;
- Método de Smith Parlange;
- Método de Green-Ampt;
- Método do SCS número de deflúvio (Curve Number);
- Balanço de umidade no solo;
- Balanço de umidade no solo em grade.

O método do SCS foi desenvolvido em 1972 no Serviço de Conservação de Solos dos Estados Unidos. Esse método foi ampliado para dados em grade, de observações em radares. Em 1975 o SCS emitiu a nota técnica TR-55 (Technical Release 55) na qual foram apresentados todos os conceitos de sustentação teórica e dados para aplicação dos métodos do SCS nos Estados Unidos.

2.1.5.10.1.3 Precipitação de Projeto

Para a obtenção do hietograma de projeto, que é o gráfico de totais precipitados em intervalos parciais dentro da duração considerada, deve-se adotar uma distribuição temporal da precipitação ao longo da duração da chuva.

No projeto foi utilizado o Método dos Blocos Alternados (citado em CHOW ET AL., 1957) para a distribuição temporal da precipitação, com intensidade obtida através da curva I-D-F. O método consiste na determinação das alturas de chuva em cada intervalo de tempo, rearranjando o posicionamento destas alturas na duração total da precipitação de forma alternada, ou seja, a partir do pico são distribuídos os valores de lâmina de chuva em ordem decrescente alternadamente no sentido esquerda-direita do pico. Em geral o pico de chuva é posicionado no centro de duração, no entanto pode ser escolhida outra posição, de acordo com as características locais predominantes.

Recomenda-se uma precisão de minuto para os intervalos. Toleram-se pequenos arredondamentos tanto para a duração total do hietograma quanto para os intervalos de tempo, de modo que a soma destes resulte, com precisão de minuto, exatamente no valor da referida duração total.

A discretização do tempo de duração da chuva foi feita em intervalos de tempo iguais, de forma a obedecer algumas regras para definição do intervalo de discretização. Este intervalo não deve ser maior do que o tempo de concentração da bacia e deve ser um submúltiplo do intervalo de discretização utilizado no modelo de cálculo adotado. Para cada intervalo calcular a precipitação correspondente através de equações IDF da NOVACAP. Em seguida, deve-se determinar os incrementos de chuva correspondentes a cada intervalo e rearranjar os incrementos da chuva de maneira a ter o bloco mais intenso entre 1/3 e 1/2 da duração da chuva. Os demais blocos devem ser colocados de forma a seguir a seguinte sequência: $\Delta Pt5 - \Delta Pt3 - \Delta Pt1 - \Delta Pt2 - \Delta Pt4 - \Delta Pt6$.

Tucci (1993) propõe a sequência $\Delta Pt6 - \Delta Pt4 - \Delta Pt3 - \Delta Pt2 - \Delta Pt5 - \Delta Pt6$, modificando o método original. Costa & Menezes (2007) compara as duas opções e constata que a proposta de Tucci (1993) leva a picos de vazão maiores com volumes menores. Desta forma, pode-se testar a sequência a ser adotada, sempre mantendo uma lógica na escolha. Neste estudo, optou-se por utilizar o método original para rearranjar os incrementos de chuva.

A Figura 7 apresenta a sequência de cálculo, com equacionamento, no Método dos Blocos alternados.

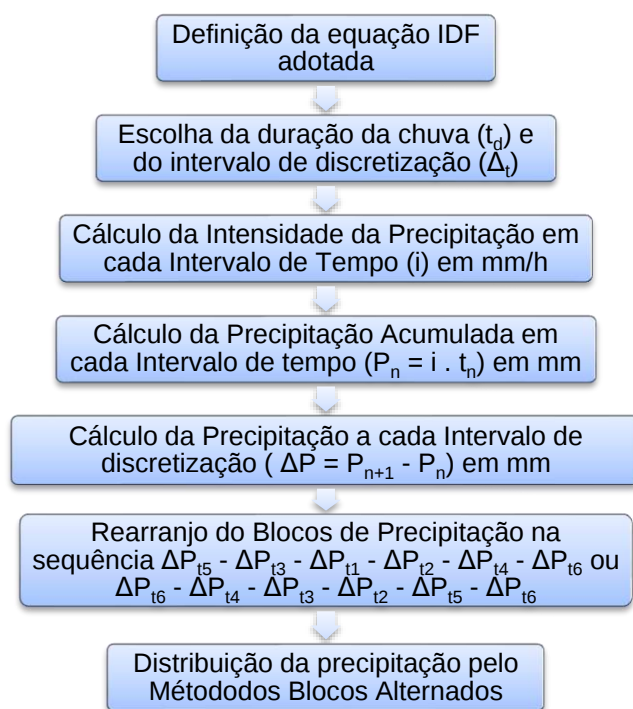


Figura 7: Exemplo de sequência de cálculo no Método dos Blocos Alternados

Os hietogramas de projeto foram construídos para os tempos de retorno 25 e 50 anos, visando os estudos de funcionamento das estruturas de controle do reservatório de detenção.

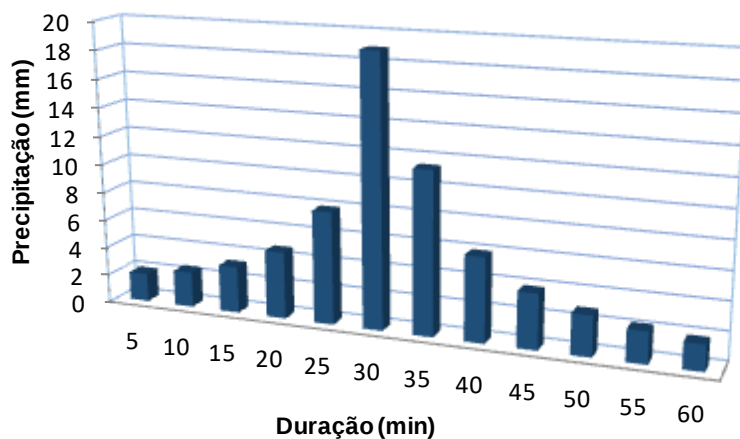


Gráfico 1: Hietograma de projeto para TR = 25 anos e duração de 1 hora.

Hietograma de Projeto para TR = 50 anos e duração de 1 hora

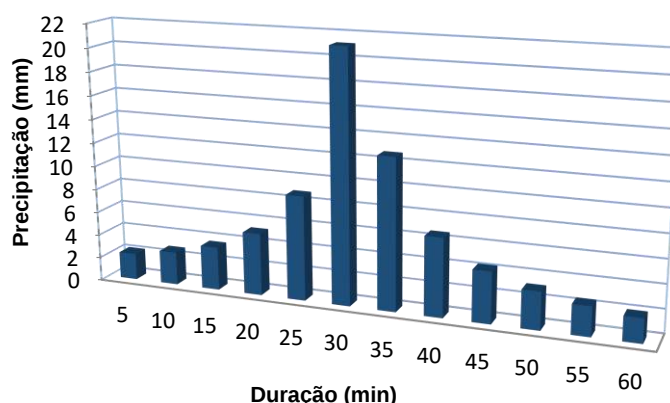


Gráfico 2: Hietograma de projeto para TR = 50 anos e duração de 1 hora.

2.1.5.10.1.4 Parâmetro CN

O parâmetro CN depende do tipo, condições de uso e ocupação e umidade do solo no período que antecede ao evento. Com relação aos tipos de solo e condições de ocupação, o SCS distingue, no método, quatro grupos hidrológicos de solos, que variam desde areias com grande capacidade de infiltração a solos argilosos com capacidade de infiltração extremamente baixa (30 - 40% de argila total).

Grupo A – Solos arenosos, com baixo teor de argila total (inferior a 8,0%), sem rochas, sem camada argilosa e nem mesmo densificada até a profundidade de 1,5m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1,0%.

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 este limite pode subir a 20% graças a 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 1,5m, mas é quase sempre presente uma camada mais densificada que a camada superficial.

Grupo C – Solos barrentos, com teor de argila de 20 a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas, estes dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se, a cerca de 60cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade.

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

A Tabela 7 fornece valores de CN para os diferentes tipos de solo e respectivas condições de ocupação. Cabe ressaltar que essa tabela refere-se à Condição II de umidade antecedente do solo.

Tabela 7: Valores de CN em função da cobertura e do tipo de solo (Condição II de Umidade)

NUMEROS DA CURVA DO SCS (CONDIÇÃO DE UMIDADE II)					
BACIAS URBANAS					
USO DO SOLO	SUPERFÍCIE	SOLO A	SOLO B	SOLO C	SOLO D
Residencial	Lote até 500m ² (65% impermeável)	77	85	90	92
	Lote até 1000m ² (38% impermeável)	61	75	83	87
	Lote até 1500m ² (30% impermeável)	57	72	81	86
Estacionamentos	Pavimentados	98	98	98	98
	Cobertos (telhados)	98	98	98	98
Ruas e Estradas	Pavimentadas, com guias e drenagens	98	98	98	98
	Com cascalho	76	85	89	91
	De terra	72	82	87	89
Áreas comerciais	85% de impermeabilização	89	92	94	95
Distritos industriais	72% de impermeabilização	81	88	91	93
Espaços abertos, parques e jardins	Boas condições, cobertura de grama > 75%	39	61	74	80
	Condições médias, cobertura de grama > 50%	49	69	79	84
BACIAS RURAIS					
USO DO SOLO	SUPERFÍCIE	SOLO A	SOLO B	SOLO C	SOLO D
Terreno preparado para plantio (descoberto)	Plantio em linha reta	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Cultura em fileiras	Linha reta, condições ruins	72	81	88	91
	Linha reta, condições boas	67	78	85	89
	Curva de nível, condições ruins	70	79	84	88
	Curva de nível, condições boas	65	75	82	86
Cultura de grãos	Linha reta, condições ruins	65	76	84	88
	Linha reta, condições boas	63	75	83	87
	Curva de nível, condições ruins	63	74	82	85
	Curva de nível, condições boas	61	73	81	84
Plantações de legumes	Em curvas de nível	60	72	81	88
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Linha reta, pobres	68	79	86	89
	Linha reta, normais	49	69	79	84
	Linha reta, densos	39	61	74	80
	Curvas de nível, pobres	47	67	81	88
	Curvas de nível, normais	25	59	75	83
	Curvas de nível, densos	6	35	70	79
Campos	Normais	30	58	71	78
	Esparsos, baixa transpiração	45	66	77	83
	Densos, alta transpiração	25	55	70	77
Estradas de terra	Normais	56	75	86	91
	Más	72	82	87	89
	Superfície dura	74	84	90	92
Florestas	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76

O método do SCS distingue 3 condições de umidade antecedente do solo.

Condição I – solos secos - as chuvas nos últimos 5 dias não ultrapassaram 15mm.

Condição II – situação média na época de cheias - as chuvas nos últimos 5 dias totalizaram entre 15 e 40mm.

Condição III – solo úmido (próximo da saturação) - as chuvas nos últimos 5 dias foram superiores a 40mm e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

Como as tabelas para achar o número CN se referem às condições normais chamada Condição II, conforme o solo antecedente estiver seco ou úmido terá que ser feito às correções do número CN.

Com as equações de Sobhani, 1975 in Asce, 2009 que conseguimos calcular analiticamente o valor de CN(I) para o caso de seca e CN(III) para o caso de chuva antecedente.

$$CN(I) = \frac{CN(II)}{[2,334 - 0,01334 * CN(II)]}$$

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{[0,4036 + 0,0059 * CN(II)]}$$

Na estimativa das vazões de entrada dos reservatórios, optou-se por adotar CN futuro de 98 (pavimentadas com, guias de drenagens).

2.1.5.10.1.5 Parâmetros da Função de Transferência e do Modelo de Propagação em Canais

O hidrograma unitário sintético do SCS, na versão HEC-HMS, além da área da bacia requer a estimativa do tempo de resposta da bacia (“lag-time”), expresso como uma função do tempo de concentração (tc). Os tc foram estimados por sub-bacia, considerando-se uma combinação de aplicação do tempo de deslocamento superficial de 15 minutos com a somatória do tempo de percurso calculado pelo método cinemático. A equação do tempo de concentração fica como segue:

$$t_c = 15,00 + \frac{1}{60} \sum_i \frac{l_i}{v_i}$$

Sendo:

t_c : tempo de concentração (min);

l_i : comprimento de trecho canalizado, com declividade constante (m);

v_i : velocidade de escoamento no trecho canalizado, com declividade constante (m/s).

2.1.5.10.1.6 Método do Número de Escoamento do SCS

O método do número de escoamento do SCS estima a chuva excedente como uma função da precipitação acumulada e da cobertura do solo, do uso da terra e da umidade antecedente, utilizando a seguinte equação:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \text{ para } P > I_0$$

$$P_e = 0 \text{ para } P \leq I_0$$

Onde:

P_e – é o deflúvio (precipitação excedente) (mm);

P – representa a altura total da chuva (mm);

I_a – denota a abstração inicial (mm);

S – refere-se à retenção potencial máxima, a qual mede a capacidade da bacia de reter as precipitações.

Utilizando estudos experimentais em bacias dos Estados Unidos, o SCS desenvolveu uma equação empírica para estimar S em função na forma:

$$I = 0,2 S$$

Em consequência, a equação da chuva excedente pode ser escrita na forma:

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

Para determinar o valor de S , o SCS estabeleceu uma relação empírica com o CN, sendo este uma função do tipo de solo e da cobertura vegeta que foi tabelada. A correlação para a estimativa do CN é a seguinte:

$$S = \frac{25400 - 10CN}{CN}$$

Onde:

S – representa a retenção potencial máxima pelos solos após o início do escoamento (mm)

CN – o número de escoamento (Tabela 7).

2.1.5.10.1.7 Método do Hidrograma Unitário do SCS

O SCS concebeu um HU adimensional para o qual a ordenada da vazão no instante i é expressa pela razão entre a vazão q e a vazão de pico q_p em função da razão entre o tempo t e o tempo no qual ocorre a vazão de pico (T_p).

As características físicas das bacias hidrográficas são incorporadas ao modelo pelos parâmetros: área da bacia (A), tempo até o pico t_p , vazão de pico q_p , tempo de concentração (t_c), e tempo de retardo (lag) t_L .

Os parâmetros do modelo são a área da bacia e o tempo de concentração, os demais são calculados pelas equações desenvolvidas pelo SCS.

A sequência de cálculo é dada por:

- Estima-se o tempo de concentração (t_c) da bacia utilizando-se fórmulas empíricas ou estimando o tempo de viagem de uma gota de chuva do ponto mais distante ao exutório da bacia;
- Com o valor de t_c , estima-se o tempo de retardo t_L pela relação $t_L = 0,6 t_c$;
- Estima-se o valor do tempo até o pico (t_p) em função do intervalo de cálculo:

$$t_p = \frac{\Delta t}{2} + L$$

Onde:

Δt – denota o intervalo de tempo de cálculo;

L – o lag da bacia hidrográfica.

- Calcula-se a vazão de pico pela fórmula:

$$q_p = \frac{2,08A}{t_p}$$

Onde:

q_p – é a vazão de pico em m^3/s ;

A – área de drenagem em km^2 ;

t_p – é o tempo de pico, em h.

Dessa forma, conhecendo-se a vazão de pico q_p e o tempo onde acontece o pico pode-se obter as ordenadas do HU.

2.1.5.10.1.8 Modelagem Chuva-Vazão por Evento: O Modelo HEC- HMS

O modelo hidrológico empregado no estudo foi o modelo HEC-HMS, versão 4.4, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Centre, do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (US Army Corps of Engineers). O HEC-HMS contempla, de fato, uma solução multimodelo composta por diferentes alternativas de modelagem da precipitação de projeto, da precipitação efetiva, da concentração dos escoamentos por modelagem do escoamento superficial e da propagação de hidrogramas de cheia em cursos d'água, reservatórios e outras áreas de armazenamento, como as bacias de retenção.

Trata-se de um modelo semi-distribuído de simulação por evento. No caso do estudo hidrológico em estudo, empregaram-se as seguintes soluções de modelagem:

- Chuvas efetivas calculadas por meio do método Soil Conservation Service (Método SCS), com emprego do parâmetro CN;
- Modelagem da concentração de escoamentos adotando-se o modelo do hidrograma unitário sintético triangular igualmente proposto pelo SCS;
- Modelagem da propagação de hidrogramas de cheia em canais adotando-se o modelo de Muskingum-Cunge;
- Modelagem da propagação de hidrogramas de cheia em áreas de armazenamento (reservatórios de retenção) pelo método de Puls modificado.

2.1.5.10.1.9 Amortecimento de cheias em Reservatórios (ROUTING)

O método utilizado no dimensionamento do reservatório é o de Puls, por ser um dos mais conhecidos. O método utiliza a equação de continuidade concentrada, sem contribuição lateral e a relação entre o armazenamento e a vazão é obtida considerando a linha de água do reservatório horizontal.

A variação do volume armazenado em um reservatório pode ser descrita pela equação:

$$I - Q = \frac{dS}{dt}$$

Onde:

I – vazão afluente;

Q – vazão efluente;

S – Volume armazenado;

t – tempo.

dS/dt – denota a variação no armazenamento por unidade de tempo.

Para um intervalo de tempo Δt , a equação acima pode ser escrita na forma de diferenças finitas e rearranjada como:

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1 \right) = \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2 \right)$$

Onde:

I1 e I2 – vazões afluentes nos instantes 1 e 2;

Δt – período de tempo entre 1 e 2;

S1 e S2 – volumes reservados nos instantes 1 e 2;

Q1 e Q2 – vazões efluentes nos instantes 1 e 2;

As incógnitas são, portanto, S2 e Q2, que podem ser obtidas por intermédio das relações das curvas (cota x volume), (cota x vazão efluente), e das curvas auxiliares em função do volume armazenado e da vazão efluente.

2.1.5.10.1.10 Estruturas de Saída do Reservatório de Detenção

As vazões efluentes dos reservatórios de detenção on-line dependem do tipo e das dimensões da sua estrutura de controle de saída. As relações entre o NA e as vazões extravasadas podem ser obtidas mediante utilização dos parâmetros hidráulicos (como coeficientes de descarga) aplicados às relações do escoamento em cada caso. No projeto foram adotadas estruturas de controle mistas compreendendo a extravasão através de (orifício e vertedor).

As estruturas hidráulicas mistas ou de múltiplos estágios são aquelas posicionadas em uma mesma localidade e projetadas para diferentes tempos de recorrência (TR) para um melhor desempenho no atendimento dos eventos de chuva.

O controle das vazões de descarga é realizado em cada estágio, sendo que o estágio inferior (S1) corresponde a um descarregador de fundo que opera primeiramente como um vertedor. A partir do momento em que o nível de água do reservatório se eleva e beira a parte superior do mesmo, o controle passa a ser de um orifício. As vazões esperadas para este estágio correspondem ao tempo de recorrência máximo de 25 anos.

O estágio intermediário (S2) foi dimensionado para uma vazão de 25 anos, no qual corresponde a um vertedor do tipo retangular de parede espessa.

2.1.5.10.1.11 Determinação da seção do descarregador de fundo

O descarregador de fundo (orifício) deve ser instalado no reservatório de forma a permitir a liberação gradual da água armazenada. Deve-se instalar o descarregador junto ao fundo do reservatório, evitando assim o acúmulo de água no interior da estrutura. Recomenda-se ainda, que para não haver obstrução do descarregador, seja colocada uma grade antes do mesmo.

O descarregador utilizado irá funcionar como um orifício, ou seja, uma simples abertura na parede lateral do reservatório. Para determinar a área da seção transversal do descarregador de fundo pode-se utilizar a equação abaixo para o caso de um orifício.

$$A_c = \frac{0,37 \cdot Q_{pd}}{\sqrt{h_c}}$$

Onde: Q_{pd} : vazão de pré-desenvolvimento (m³/s); h_c : diferença entre o nível máximo da água e o ponto médio da abertura da seção de saída (m); A_c : área da seção transversal do descarregador (m²).

Pode-se também determinar o diâmetro do descarregador de fundo diretamente da equação a seguir para o caso de um orifício.

$$D = \frac{0,69 \cdot \sqrt{Q_{pd}}}{\sqrt{\sqrt{h_c}}}$$

Onde o diâmetro D é dado em m.

Caso a área da seção transversal tenha resultado menor que 0,00049 (m²) ou o diâmetros menor que 25 mm, será adotado o diâmetro mínimo de 25 mm, ou seção transversal com esta área. Para valores maiores, será sempre para o diâmetro superior.

Na Figura 8 (para diâmetros até 6 cm) e Figura 9 (para diâmetros maiores ou igual a 6cm) são apresentadas as curvas que fornecem o diâmetro do descarregador (orifício) em função da carga hidráulica h_c e da máxima vazão de saída permitida Q_{pd} .

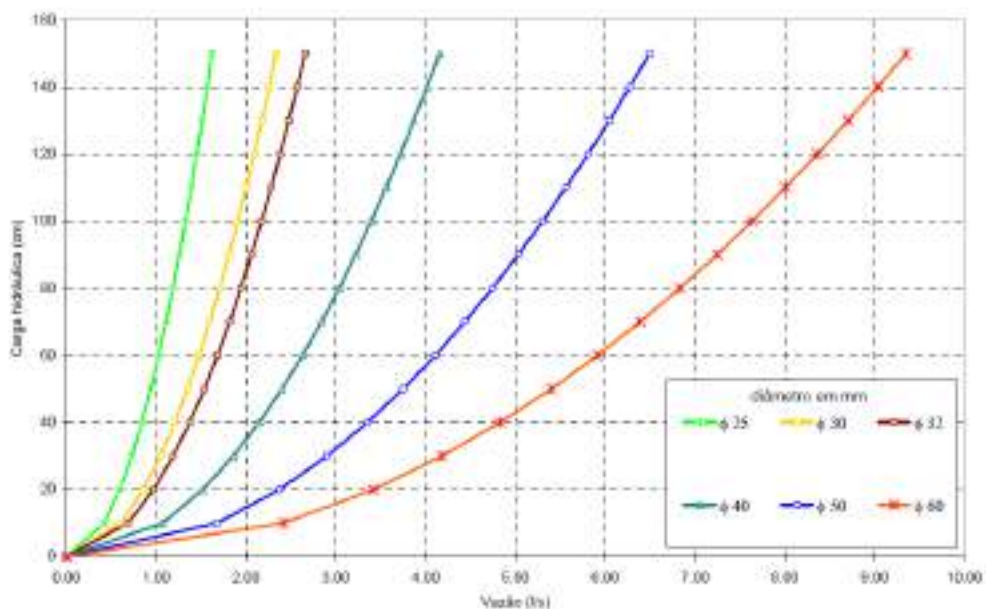


Figura 8: Diâmetro dos descarregadores de fundo (orifícios) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros até 60mm).

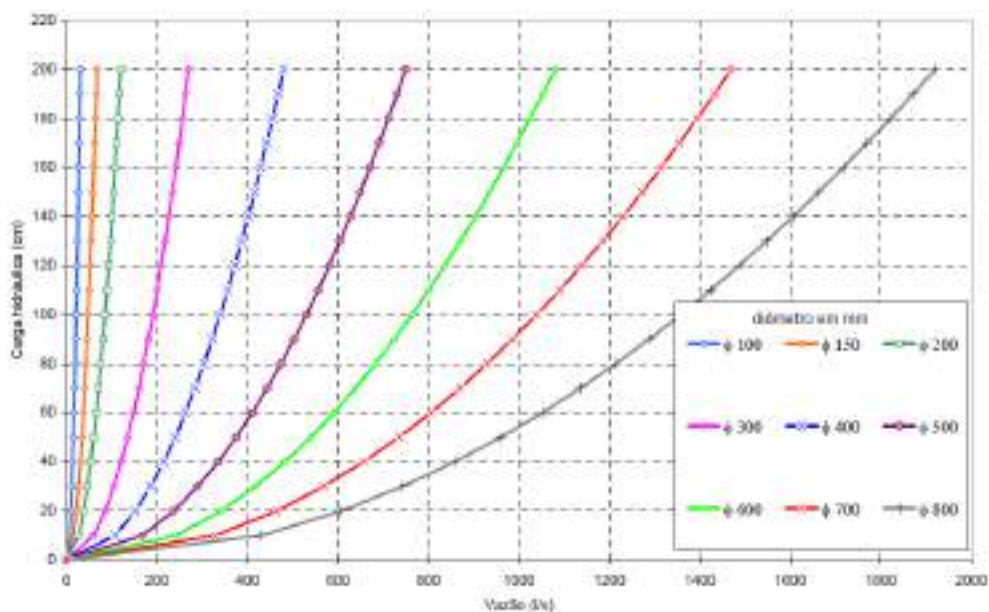


Figura 9: Diâmetro dos descarregadores de fundo (orifícios) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros maiores que 60mm).

Na Figura 10 são apresentadas as curvas da área da seção transversal do descarregador (orifício) em função da carga hidráulica h_c e da máxima vazão de saída permitida Q_{pd} .

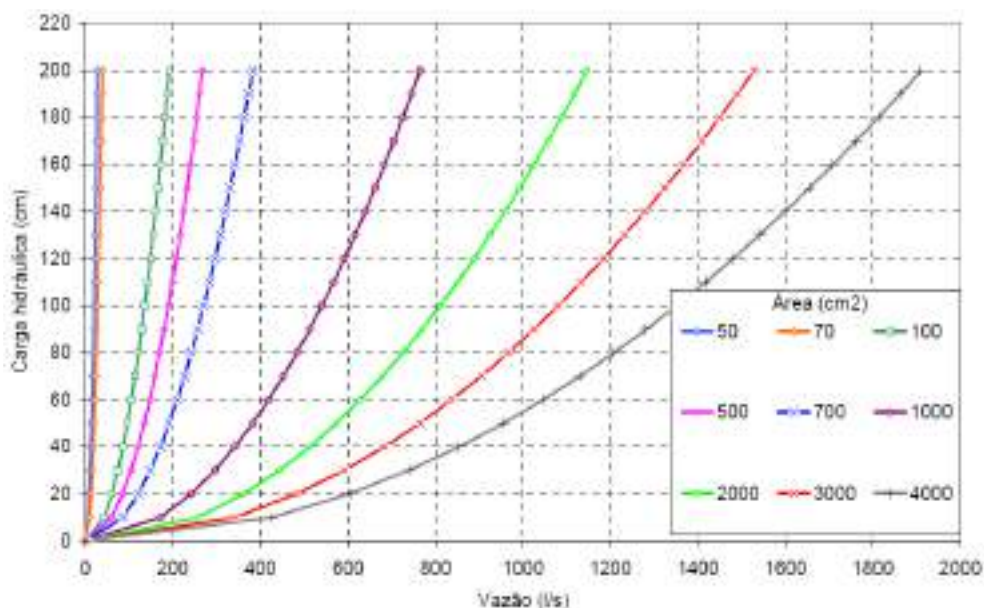


Figura 10: Área da seção transversal do descarregador de fundo (orifício) em função da vazão e carga hidráulica.

Adotou-se o maior tamanho (diâmetro, área) possível obtido no dimensionamento do descarregador, evitando, por exemplo, a utilização de dois descarregadores. Esta medida evitará possíveis entupimentos da estrutura.

2.1.5.10.1.12 Dimensionamento do vertedor de excessos

O vertedor de excessos, como o próprio nome sugere, tem a finalidade de escoar o excesso de água que entra no reservatório, quando ocorrem chuvas com intensidade superior à utilizada no dimensionamento.

O vertedor, de acordo com aspectos construtivos utilizados, pode ser de paredes delgadas ou de parede espessa.

Os elementos que caracterizam os vertedores estão relacionados a seguir (PORTO, 1998):

- Crista ou Soleira: é a parte superior, onde ocorre o contato com a lâmina vertente;
- Carga (H): é a diferença entre a cota da soleira e o nível de água a montante medida a uma distância do vertedor, na qual a distribuição de pressão é hidrostática;
- Altura do vertedor (p): distância entre a cota de fundo do canal ou reservatório e a cota da crista da soleira;
- Largura (L): largura da soleira.

A Figura 11 apresenta um desenho esquemático dos principais parâmetros que constituem um vertedor. No caso, é apresentado um vertedor retangular de soleira delgada e com contração lateral.

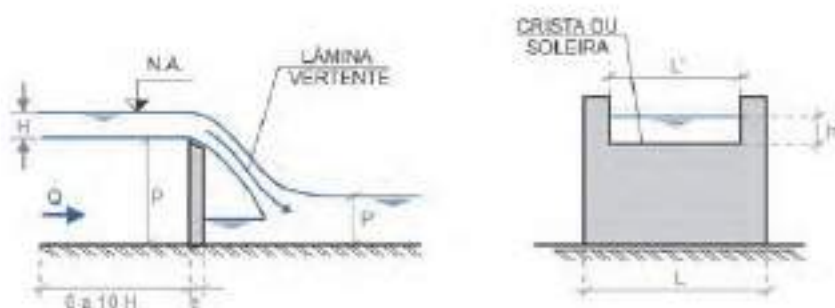


Figura 11: Vertedor retangular de soleira delgada. Adaptado (PORTO, 1998).

O vertedor retangular é caracterizado por uma soleira que deve ter uma espessura (e) suficientemente longa para proporcionar um paralelismo ao longo de si mesmo, com distribuição hidrostática de pressão graças à aderência do escoamento com o plano horizontal do vertedor. A altura da soleira é caracterizada pela elevação do fundo do canal (Delta Z), conforme Figura 12.

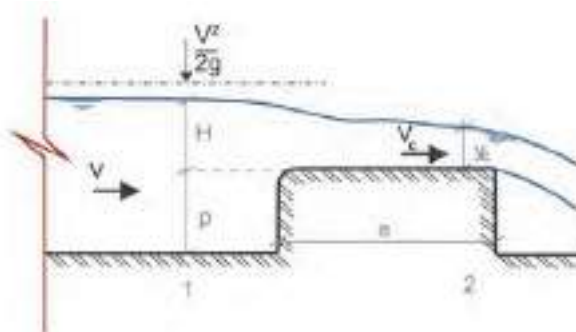


Figura 12: Vertedor de soleira espessa. Adaptado (PORTO, 1998).

Esta classificação é:

- Parede delgada: $e < 2/3H$.
- Parede espessa: $e \geq 2/3H$.

Onde e é a espessura da parede do vertedor; e H é a carga máxima desejada no vertedor ($H = z - z_w$, sendo z é a cota corrente e z_w é a cota da crista).

Os vertedores serão do tipo retangular (elevado e emergência), sendo que vazão Q foi determinada pela relação:

$$Q = C_v \cdot L \cdot H^{1,5}$$

Onde:

Cv – coeficiente de vazão (adimensional), sendo adotado o valor de 1,83 para o vertedor de soleira delgada (elevado) e 1,71 para vertedor de soleira espessa (emergência);

L – Comprimento útil da soleira (m);

H – Carga total acima da soleira (m).

A vazão de descarga do vertedor (Q_v) deve ser determinada a partir da equação (Método Racional).

$$Q_v = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A$$

Onde: Q_v : vazão de descarga do vertedor (m^3/s); C: coeficiente de escoamento da área que contribui para a estrutura; A: área drenada para a estrutura (km^2); I: intensidade da precipitação (mm/h). A intensidade I foi obtida a partir da equação IDF de Brasília, para uma duração igual ao tempo de concentração (t_c), com tempo de retorno de 50 anos.

A equação para o dimensionamento do vertedor com de parede espessa adotado no projeto é:

$$L_v = \frac{Q_v}{C_v \cdot 1,704 \cdot (H_{m\acute{a}x})^{1,5}}$$

Onde: L_v : comprimento da crista do vertedor (m); Q_v : vazão de descarga do vertedor (m^3/s); $H_{m\acute{a}x}$: carga sobre o vertedor (m); C_v : coeficiente de descarga do vertedor de parede espessa $C_v=0,86$.

Os vertedores de emergência e emissários de lançamento foram dimensionados para um período de retorno de 25 anos, ou seja, há um risco de 4% de ocorrer uma chuva á critica em um ano.

2.1.6 Resultados Obtidos

A seguir apresentam-se os cálculos dos reservatórios de retenção e posteriormente os dimensionamento dos comprimentos críticos para os dispositivos de drenagem superficial, dimensionamento das redes de drenagem urbana, bem como as notas de serviço dos dispositivos projetados.

2.1.6.1 Modelagem Hidrológica e Hidráulica do Reservatório Detenção 01

O reservatório 01 é alimentado pelo escoamento proveniente da rede 01, e a proposta de implantação do reservatório de retenção projetado, elaboraram-se os diagramas unifilar para modelagem dos reservatórios. O processo de transformação da chuva em escoamento superficial foi feito através do modelo computacional HEC-HMS, utilizando o hidrograma unitário sintético sugerido pelo SCS.

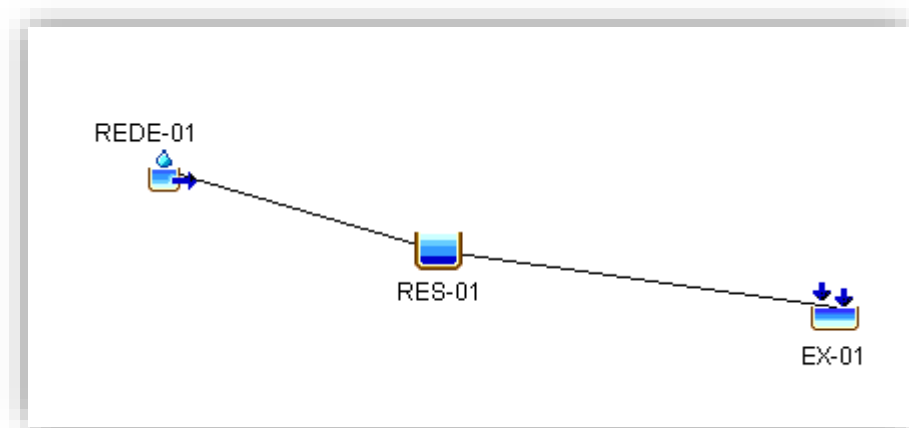


Figura 13: Diagrama unifilar HEC-HMS para a REDE -01 – RES. 01.

Os parâmetros adotados para o modelo hidrológico pelo método SCS Unit Hydrograph são apresentados na tabela a seguir:

Tabela 8: Valores de CN em função da cobertura e do tipo de solo (Condição II de Umidade)

PARÂMETROS	RES. 01
Área da sub-bacia (ha)	1,82
Tempo de concentração (min)	5,00
Intervalo de cálculo (Time Interval) (min)	2
Número da curva CN (Curve Number)	98
Duração da chuva (h)	1
Precipitação de 1 hora (mm/h)	70,79
Tempo de retorno (anos)	25

2.1.6.1.1 Risco de projeto

Visando a segurança da estrutura do reservatório em enchentes com maiores períodos de retorno, optou-se por dimensionar os vertedouros e lançamentos para TR de 25 anos, ou seja, há um risco de 4% de ocorrer uma chuva crítica em um ano, relacionada pela seguinte equação:

$$P = \frac{1}{TR}$$

Onde:

P – é a probabilidade de excedência;

TR – tempo de retorno;

Assim, se a excedência ocorre em média uma vez a cada 25 anos, então a probabilidade que o evento ocorra em um ano qualquer é $1/25=0,04$, ou seja, 4%.

O dimensionamento das obras de drenagem deve ser realizado, portanto, conforme os riscos aceitáveis, o se faz pela adequada escolha dos tempo de recorrência.

2.1.6.1.2 Simulações Hidrológicas do Reservatório de Detenção 01

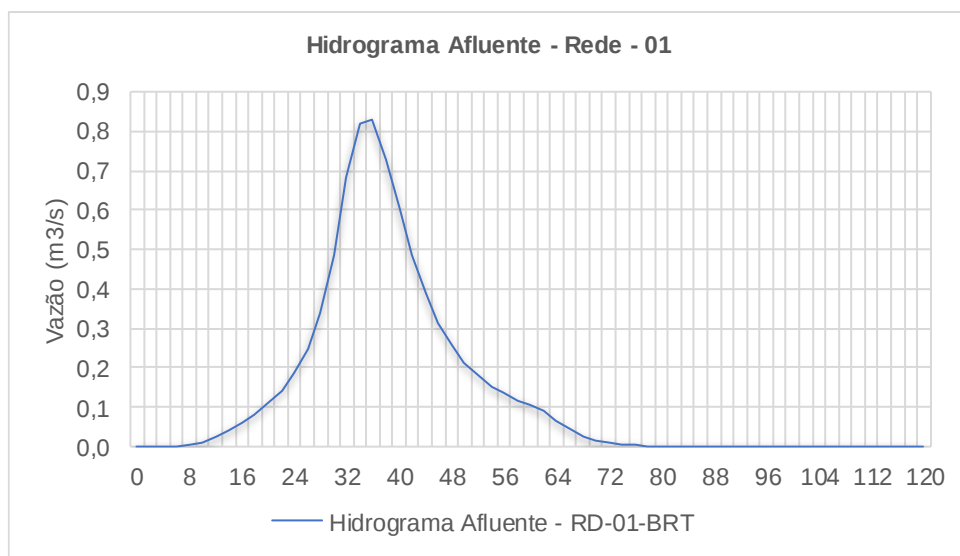


Gráfico 3: Hidrograma Afluente (0,83m³/s), evento de TR = 10 anos.

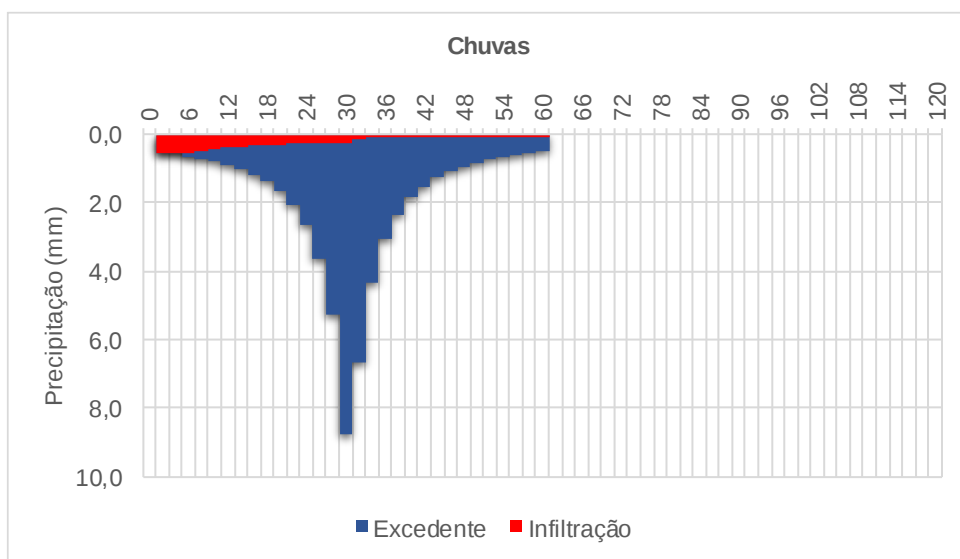


Gráfico 4: Chuvas, evento de TR = 10 anos.

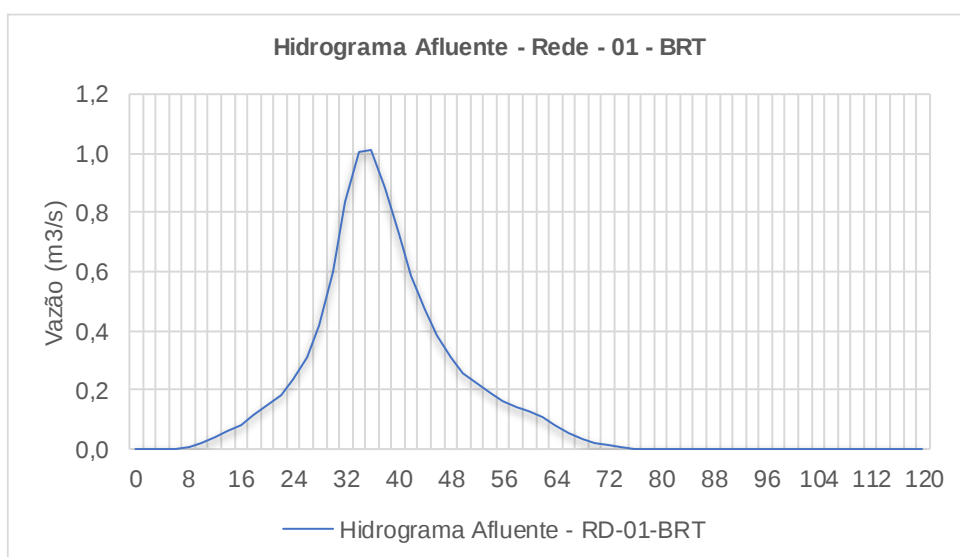


Gráfico 5: Hidrograma Afluyente (1,01m³/s), evento de TR = 25 anos.

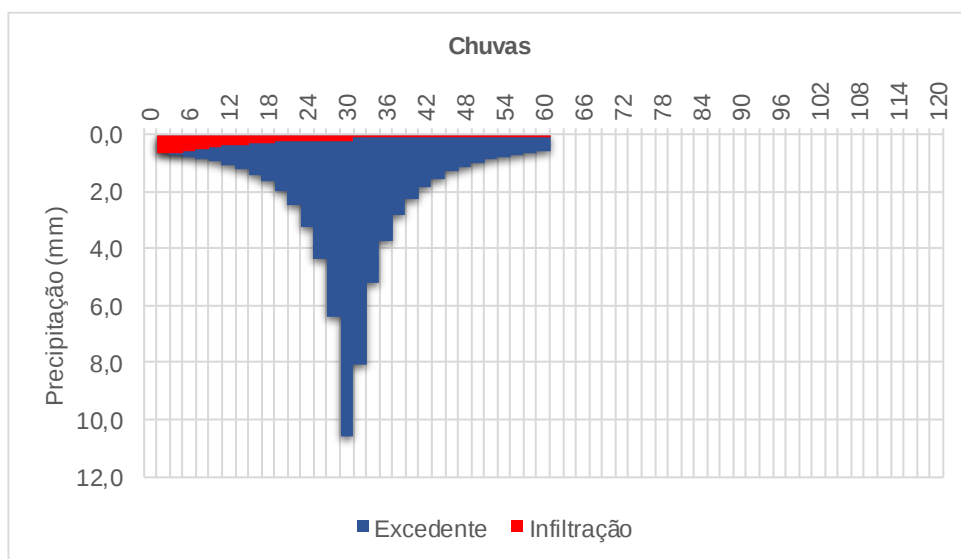


Gráfico 6: Chuvas, evento de TR = 25 anos.

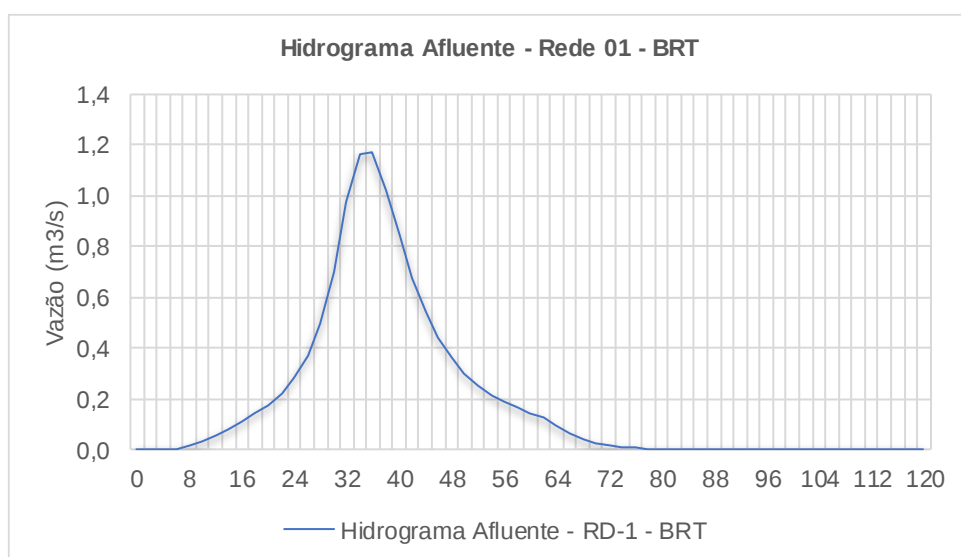


Gráfico 7: Hidrograma Afluente (1,17m3/s), evento de TR = 50 anos.

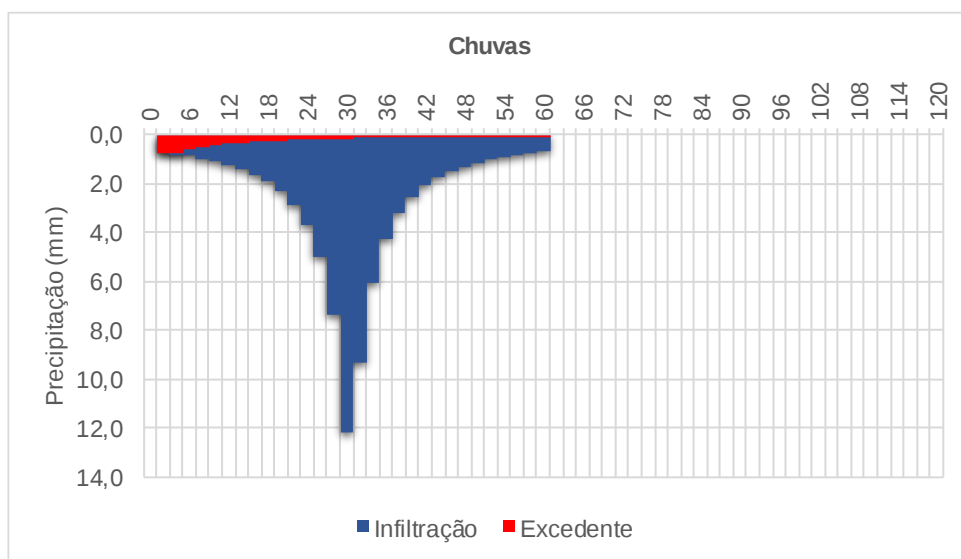


Gráfico 8: Chuvas, evento de TR = 50 anos.

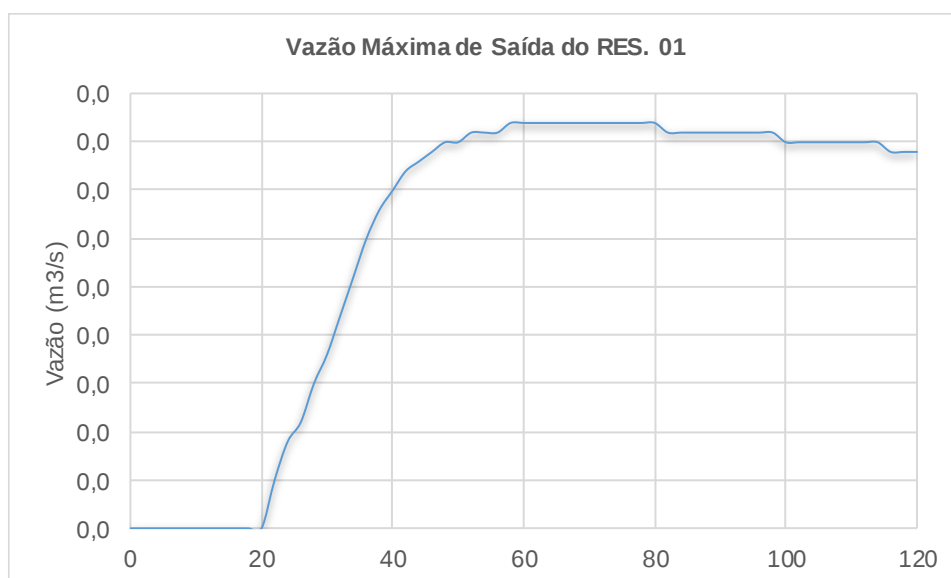


Gráfico 9: Hidrograma Afluente (0,042 m3/s), evento de TR = 10 anos.

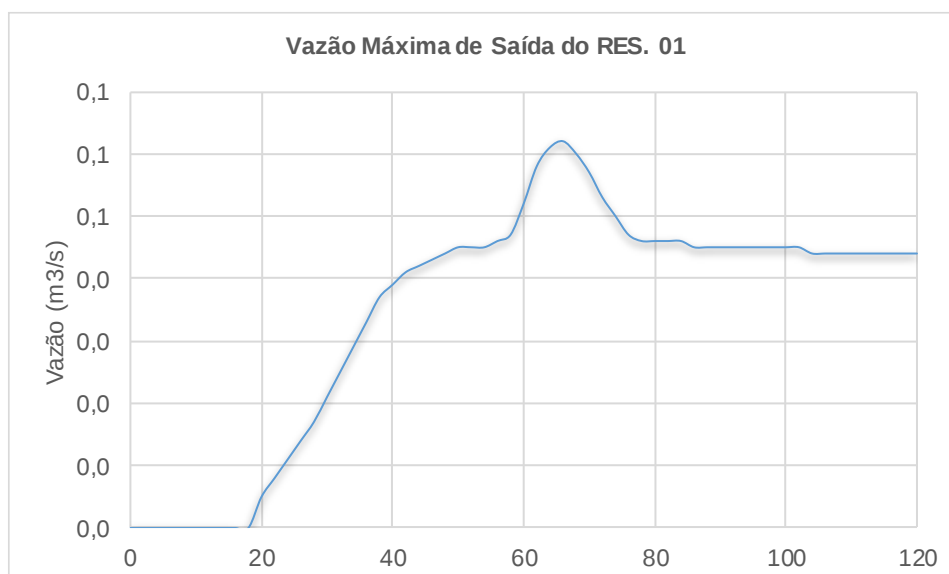


Gráfico 10: Hidrograma Afluente (0,062 m3/s), evento de TR = 25 anos.

O controle hidráulico do RES. 01 é composto por:

- Um orifício instalado na cota 1.209,500 (fundo da bacia) com seção retangular (0,12x0,12cm); para controle de qualidade e quantidade (vazão máxima de 24,4 l/s/ha).
- Um vertedor de emergência do tipo parede delgada, com seção transversal retangular e soleira com largura de 1,50m instalada à cota 1.211,500. A borda livre do reservatório é de 0,50m, sendo a cota da crista do reservatório 1.211,500.

No dimensionamento do reservatório considerou-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, vertedor em descarga livre e vertedor afogado). As seções dos orifícios foram dimensionadas por interação, a partir de simulações no software HEC-HMS.

A simulação da situação proposta com os reservatórios implantados foi realizada para o período de retorno de projeto, igual a 10 anos, buscando o funcionamento ótimo do sistema, ou seja, ajustando a curva “cota x volume x vazão” de cada reservatório para o completo preenchimento de cada um durante a duração do escoamento. Sob esta condição, é possível avaliar a maior capacidade de armazenamento do sistema.

A Figura 14 ilustra a curva cota x volume do reservatório, nota-se que o volume máximo previsto de armazenamento é de 1.479,27.

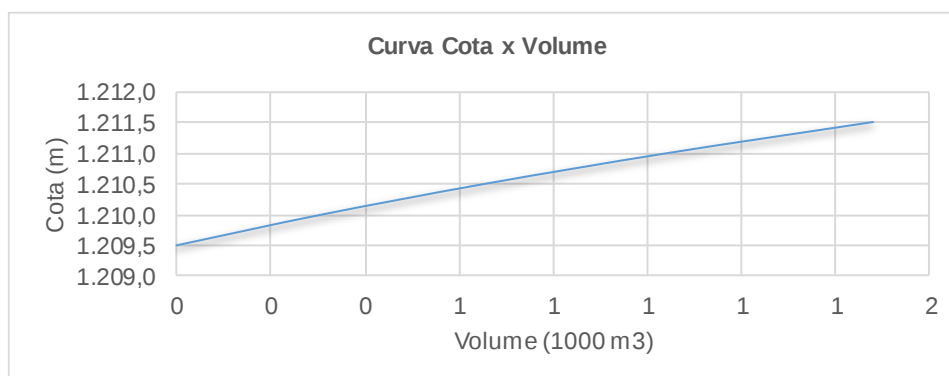


Figura 14: Curva cota x volume do reservatório de retenção 01.

A Figura 15 ilustra a curva cota x área do reservatório.

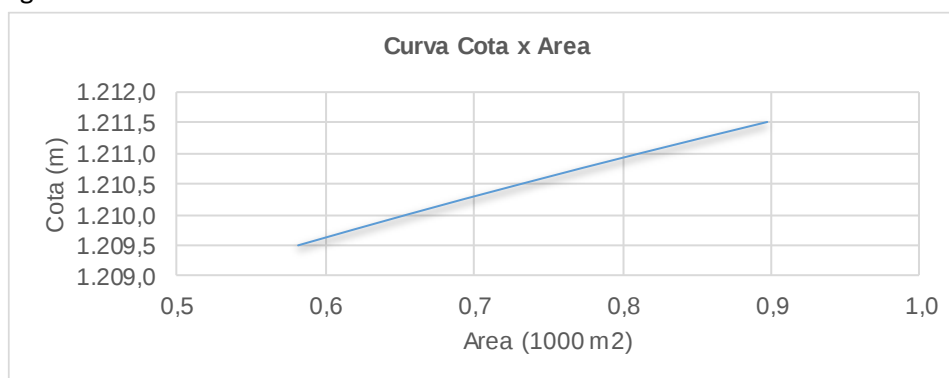


Figura 15: Curva cota x área do reservatório de retenção 01.

Os resultados de simulação obtidos são apresentados através dos hidrogramas de entrada e saída, os volumes armazenados e os níveis d'água atingidos no RES. 01, ao longo do tempo, permitem constatar a eficiência de amortecimento do reservatório.

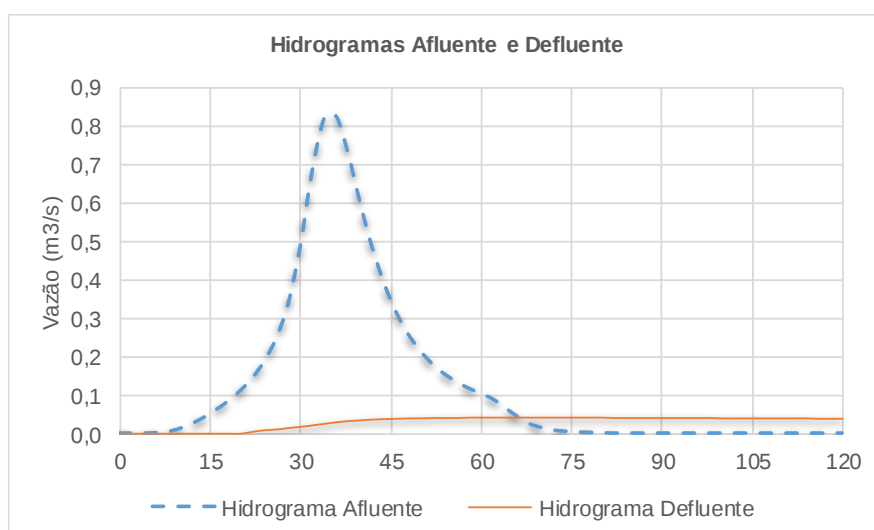


Gráfico 11: reservatório de detenção 01 - Hidrogramas Afluente (0,83m³/s) e Defluente (0,042m³/s), evento de TR = 10 anos e d = 1,0 h.

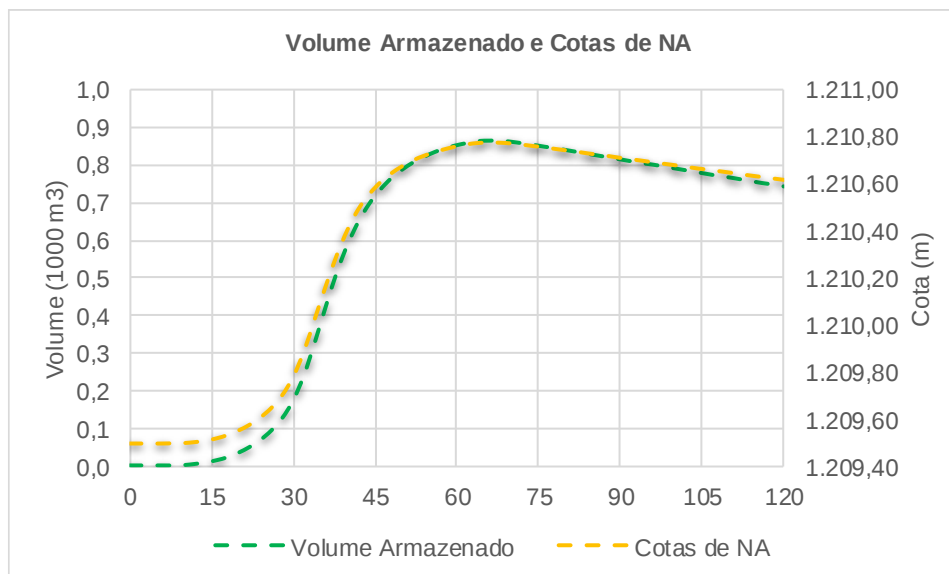


Gráfico 12: Reservatório de Detenção 01 - Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 10 anos e d = 1,0 h.

A cota máxima do NA encontrada na simulação (TR de 10 anos) do RES. 01 é 1.210,770, com borda livre de 0,73m em relação à cota de crista da barragem e volume armazenado de 865,00 m³. Percebe-se que o percentual de amortecimento das vazões de pico do RES. de qualidade é de 95% da vazão de pico afluente ao reservatório.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga.

Os hidrogramas de entrada e saída para um tempo de retorno de 50 anos podem ser visualizados a seguir. A cota máxima efluente simulada é 1.211,13m, portanto, 0,37m abaixo do coroamento. Essa diferença acomoda bem a segurança colocada pelos Engenheiros de barragens, considerando uma chuva excepcional.

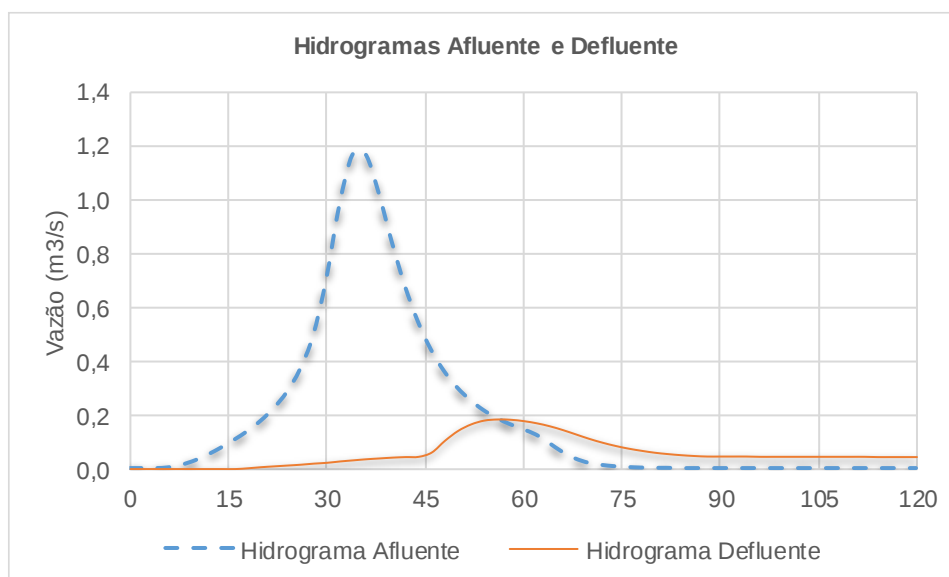


Gráfico 13: Hidrogramas Afluente (1,17m³/s) e Defluente (0,18m³/s), evento de TR = 50 anos e d = 1,0 h.

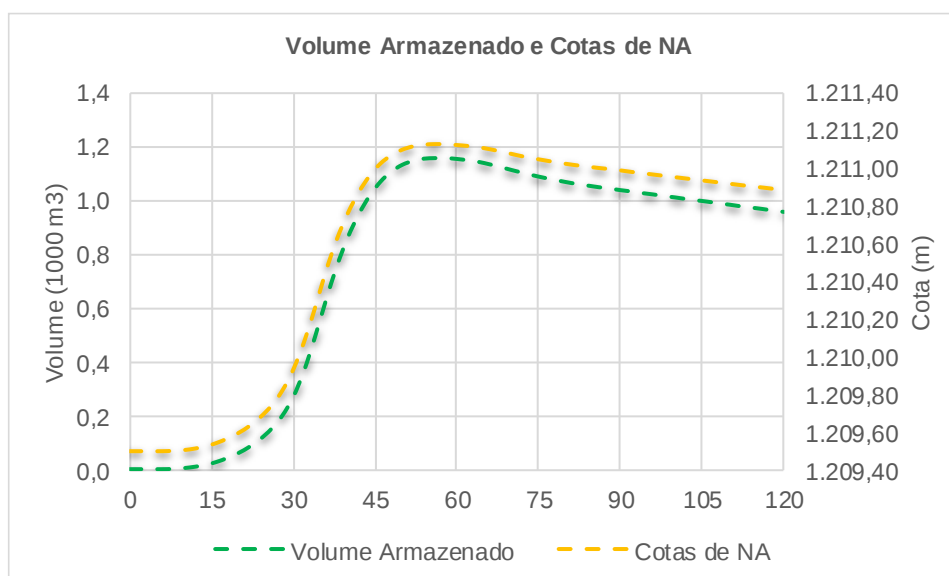


Gráfico 14: Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 50 anos e d = 1,0 h.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga a jusante. Segundo a ADASA, o armazenamento da água de chuva durante um período de 24h reduz a carga de sólidos em 80%. Para o atendimento destas condições, a referida Agência estabelece que os reservatórios devem possuir capacidade mínima definida pela seguinte equação.

$$V_{qa} = (33,8 + 1,80 \cdot A_i) \cdot A_c$$

Onde:

V_{qa} é o volume a ser armazenado pelo critério da qualidade em metros cúbicos (m^3);

A_c é a área de contribuição (ha);

A_i proporção de área impermeável em percentual (%).

Para esgotar este volume em 24 horas, a vazão de saída é estimada em:

$$Q = \frac{V_{qa}}{86,4}$$

Onde:

Q é obtido em l/s.

O resultado da simulação para período de 24 horas é apresentado a seguir:

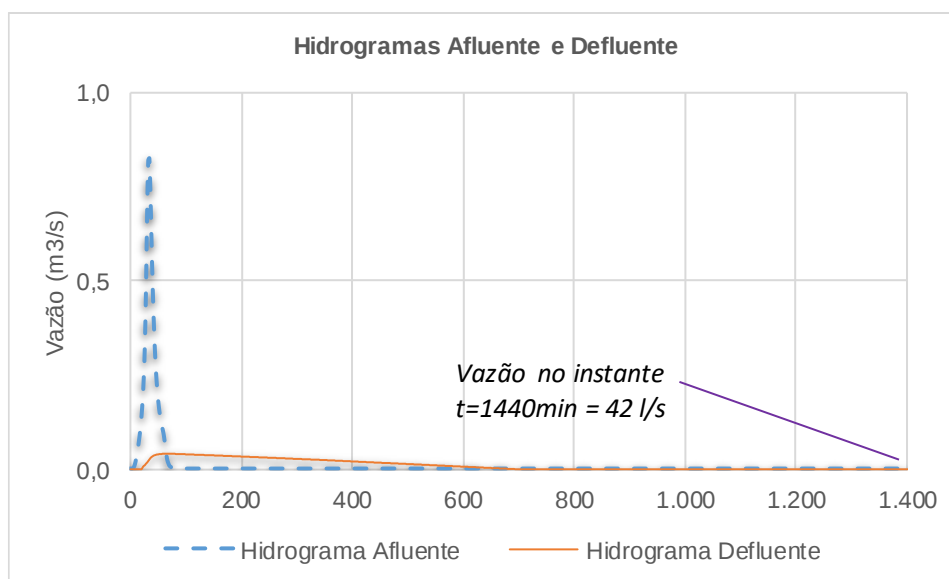


Gráfico 15: Reservatório de Detenção 01 – Hidrogramas Afluente e Defluente para período de simulação de 24 horas.

Na tabela seguinte, encontram-se o resumo das simulações do cenário futuro, pressupondo a implantação do reservatório de detenção 01.

Tabela 9: Resumo da eficiência do reservatório de retenção 01 para os eventos de TR = 10, 25 e 50

RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO 01						
TR (anos)	QUALIDADE/QUANTIDADE					
	Q Afluente (m ³ /s)	Q Defluente (m ³ /s)	NA Máximo (m)	Borda Livre (m)	Vol. Armaz. (m ³)	Amortecimento (%)
10	0,83	0,04	1.210,771	0,73	865,00	95%
25	1,01	0,06	1.211,032	0,47	1.069,00	94%
50	1,17	0,18	1.211,134	0,37	1.156,00	84%

É importante observar que o volume amortecido pelo reservatório de retenção será escoado lentamente, durante várias horas após a passagem do pico de vazão. Assim, os benefícios esperados, em termos de controle de cheias, incluem não apenas a atenuação de vazões como também a perda de sincronia de ocorrência de picos.

2.1.6.1.3 Dimensionamento Hidráulico da rede de drenagem a jusante do Reservatório 01

No planejamento/dimensionamento das redes verificou-se a viabilidade do funcionamento, especialmente as cotas de operação e as estruturas hidráulicas.

Ressalta-se que no cálculo da rede de lançamento (jusante do reservatório) foi considerada a vazão máxima de saída do reservatório para um tempo de retorno de 25 anos (0,062m³/s – Tabela 9.), sendo transformada em uma área contribuinte equivalente para inserção no software de dimensionamento, ver planilha de dimensionamento do lançamento.

Onde:

Q = vazão (m³/s);

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade de chuva crítica (l/s x ha), sendo o T_c = 15 min e TR = 10 anos;

A = área contribuinte para a seção considerada (ha).

$$0,062 \frac{m^3}{s} = \left(0,15 * 395,424 \frac{L/s}{ha} / 1000 \frac{m^3}{s} \right) * Aha$$

$$0,062 \frac{m^3}{s} = 0,059314 \frac{m^3/s}{ha} * Aha$$

$$Aha = \frac{0,062 \frac{m^3}{s}}{0,059314 \frac{m^3/s}{ha}} * 10000ha \rightarrow A = 10452,9155m^2 \sim A = 1,045ha$$

2.1.6.2 Modelagem Hidrológica e Hidráulica do Reservatório Detenção 02

O reservatório 02 é alimentado pelo escoamento proveniente da rede 02, e a proposta de implantação do reservatório de retenção projetado, elaboraram-se os diagramas unifilar para modelagem dos reservatórios. O processo de transformação da chuva em escoamento superficial foi feito através do modelo computacional HEC-HMS, utilizando o hidrograma unitário sintético sugerido pelo SCS.

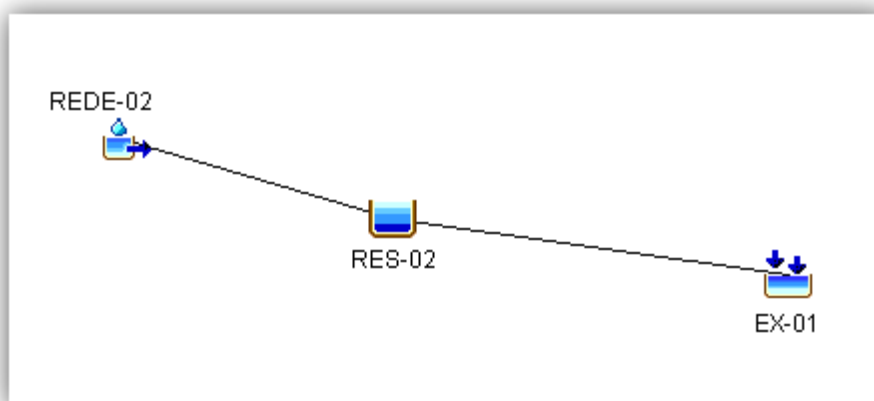


Figura 16: Diagrama unifilar HEC-HMS para a REDE -02 – RES. 02.

Os parâmetros adotados para o modelo hidrológico pelo método SCS Unit Hydrograph são apresentados na tabela a seguir:

Tabela 10: Valores de CN em função da cobertura e do tipo de solo (Condição II de Umidade)

PARÂMETROS	RES. 02
Área da sub-bacia (ha)	6,33
Tempo de concentração (min)	6,76
Intervalo de cálculo (Time Interval) (min)	2
Número da curva CN (Curve Number)	98
Duração da chuva (h)	1
Precipitação de 1 hora (mm/h)	70,79
Tempo de retorno (anos)	25

2.1.6.2.1 Simulação Hidrológicas do Reservatório de Detenção 02

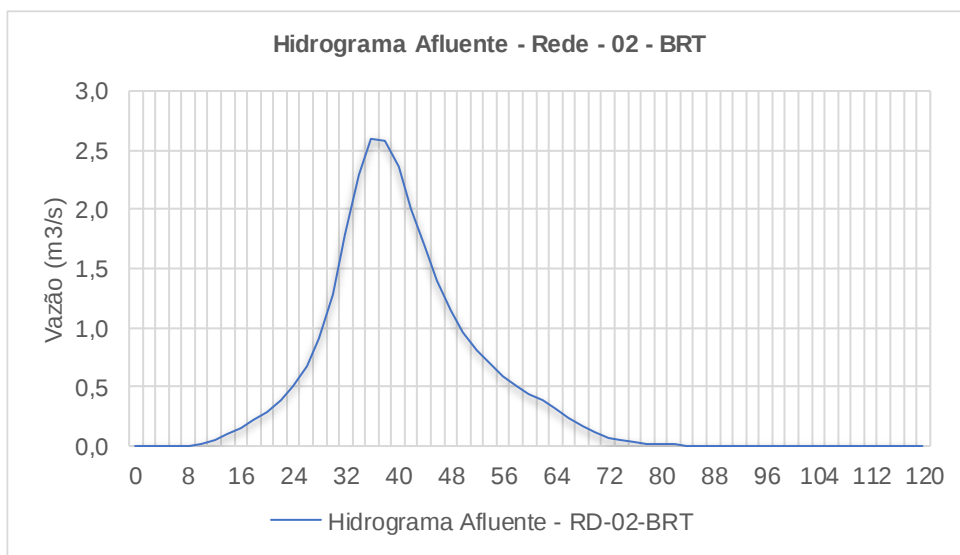


Gráfico 16: Hidrograma Afluente (2,59m³/s), evento de TR = 10 anos.

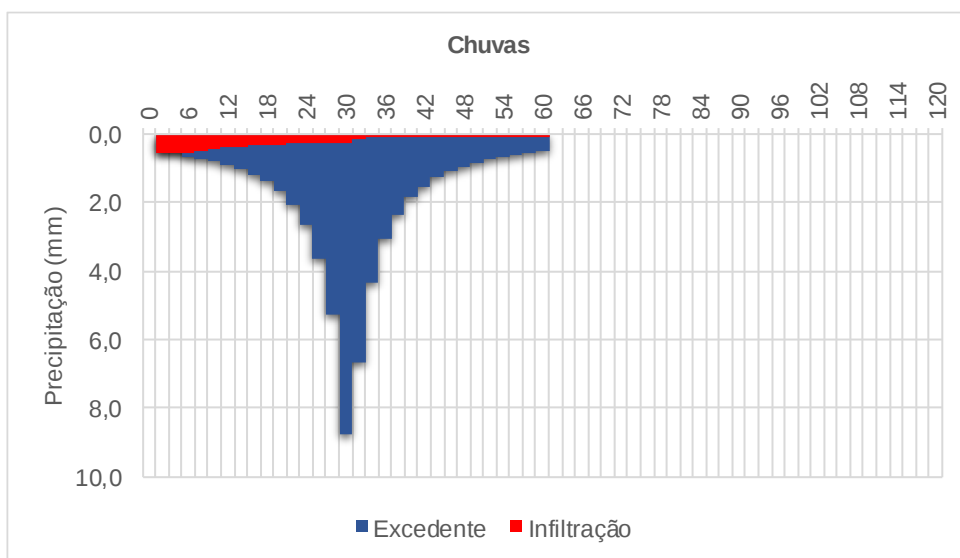


Gráfico 17: Chuvas, evento de TR = 10 anos.

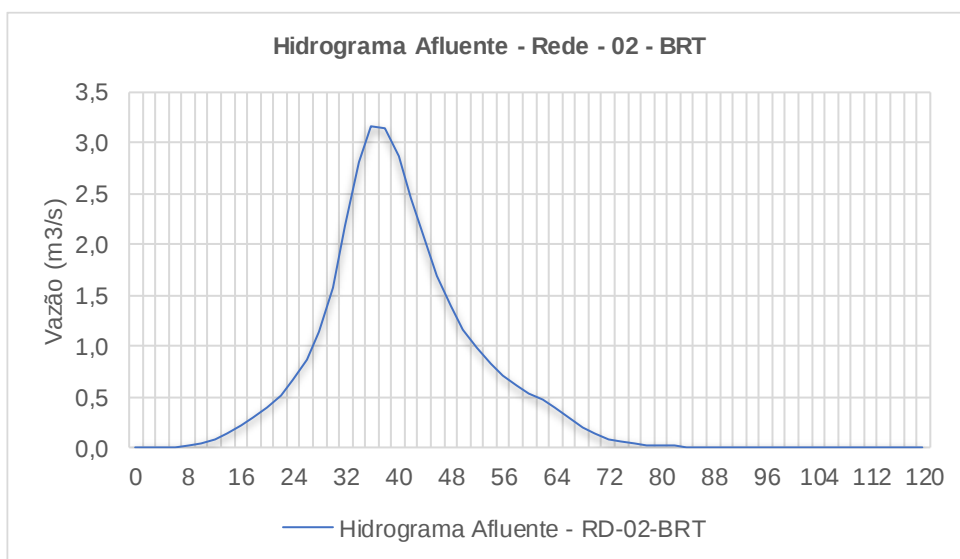


Gráfico 18: Hidrograma Afluyente (3,16m³/s), evento de TR = 25 anos.

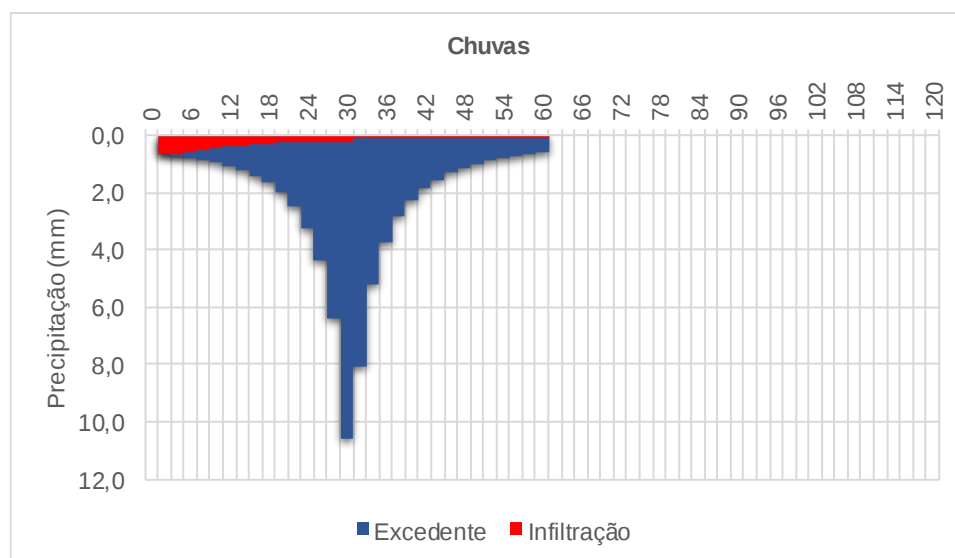


Gráfico 19: Chuvas, evento de TR = 25 anos.

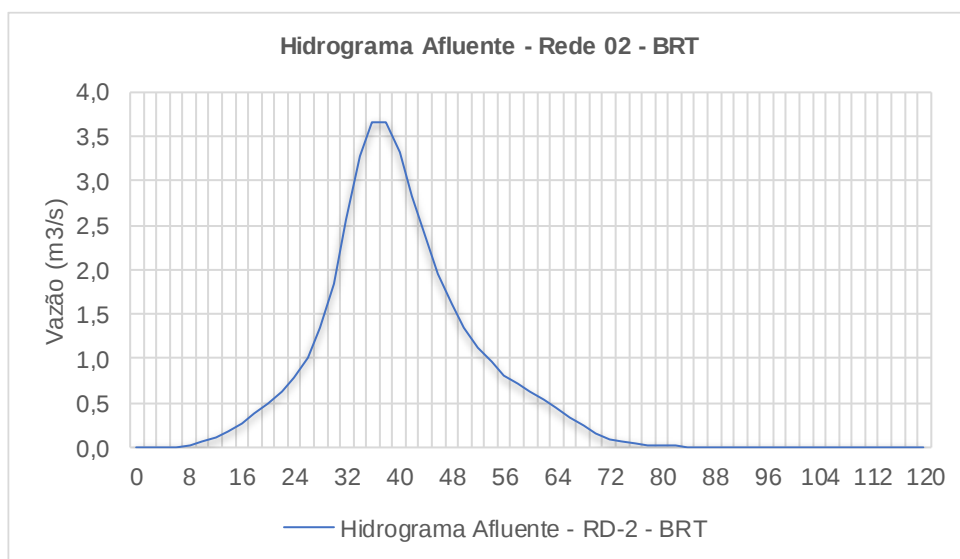


Gráfico 20: Hidrograma Afluyente (3,67m³/s), evento de TR = 50 anos.

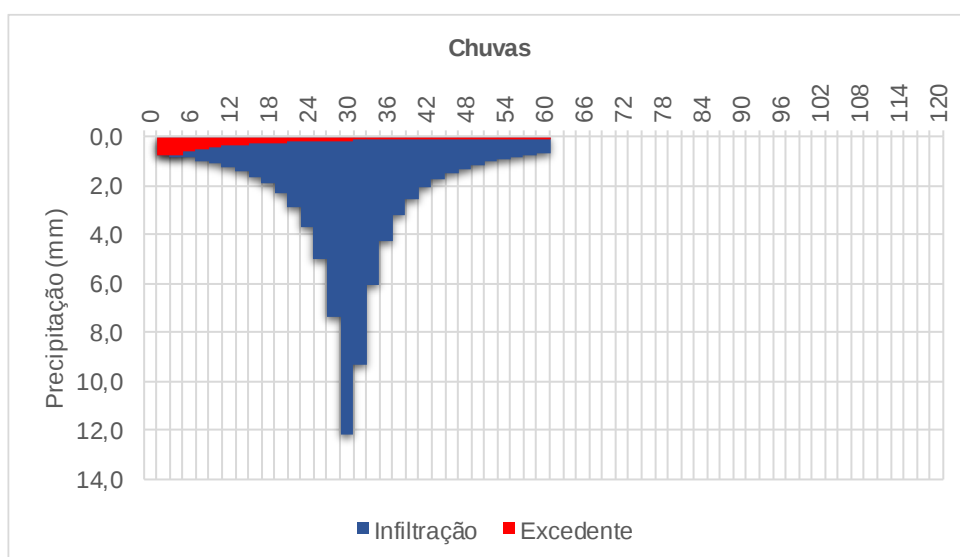


Gráfico 21: Chuvas, evento de TR = 50 anos.

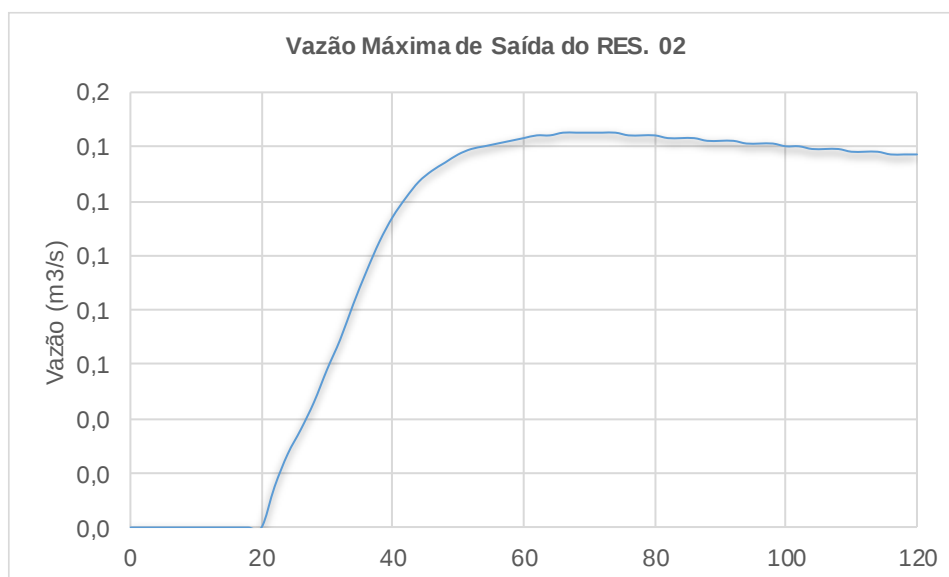


Gráfico 22: Hidrograma Afluente (0,145 m³/s), evento de TR = 10 anos.



Gráfico 23: Hidrograma Afluente (0,590 m³/s), evento de TR = 25 anos.

O controle hidráulico do RES. 02 é composto por:

- Um orifício instalado na cota 1.171,000 (fundo da bacia) com seção retangular (0,20x0,18cm); para controle de qualidade e quantidade (vazão máxima de 24,4 l/s/ha).
- Um vertedor de emergência do tipo parede delgada, com seção transversal retangular e soleira com largura de 5,00m instalada à cota 1.173,500. A borda livre do reservatório é de 0,50m, sendo a cota da crista do reservatório 1.174,000.

No dimensionamento do reservatório considerou-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, vertedor em descarga livre e vertedor afogado). As seções dos orifícios foram dimensionadas por interação, a partir de simulações no software HEC-HMS.

A simulação da situação proposta com os reservatórios implantados foi realizada para o período de retorno de projeto, igual a 10 anos, buscando o funcionamento ótimo do sistema, ou seja, ajustando a curva “cota x volume x vazão” de cada reservatório para o completo preenchimento de cada um durante a duração do escoamento. Sob esta condição, é possível avaliar a maior capacidade de armazenamento do sistema.

A Figura 17 ilustra a curva cota x volume do reservatório, nota-se que o volume máximo previsto de armazenamento é de 4.032,33.

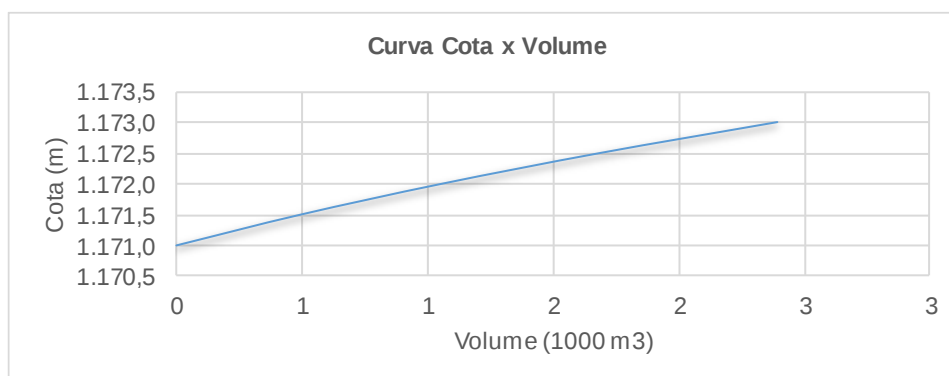


Figura 17: Curva cota x volume do reservatório de detenção 01.

A Figura 18 ilustra a curva cota x área do reservatório.

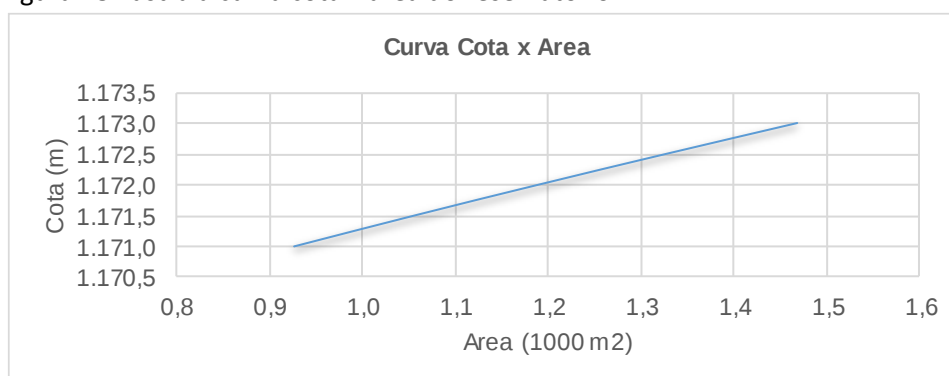


Figura 18: Curva cota x área do reservatório de detenção 02.

Os resultados de simulação obtidos são apresentados através dos hidrogramas de entrada e saída, os volumes armazenados e os níveis d'água atingidos no RES. 02, ao longo do tempo, permitem constatar a eficiência de amortecimento do reservatório.

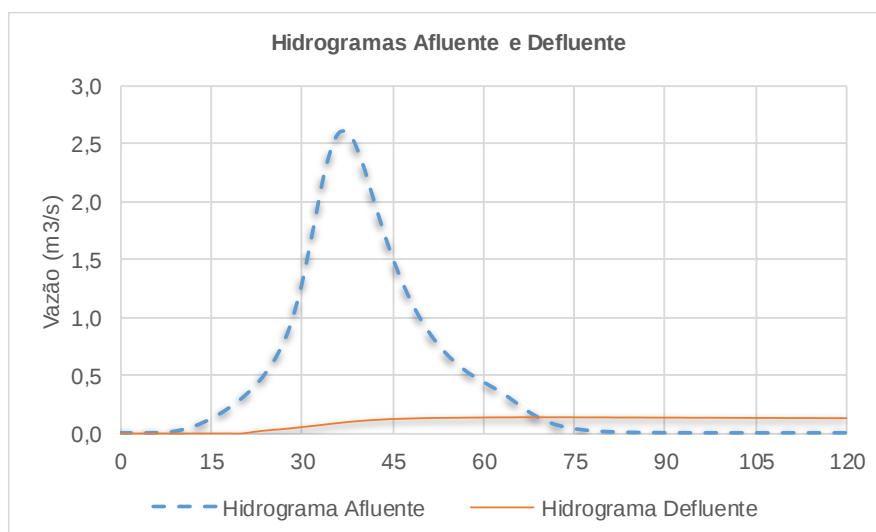


Gráfico 24: reservatório de detenção 02 - Hidrogramas Afluente (2,59m³/s) e Defluente (0,145m³/s), evento de TR = 10 anos e d = 1,0 h.

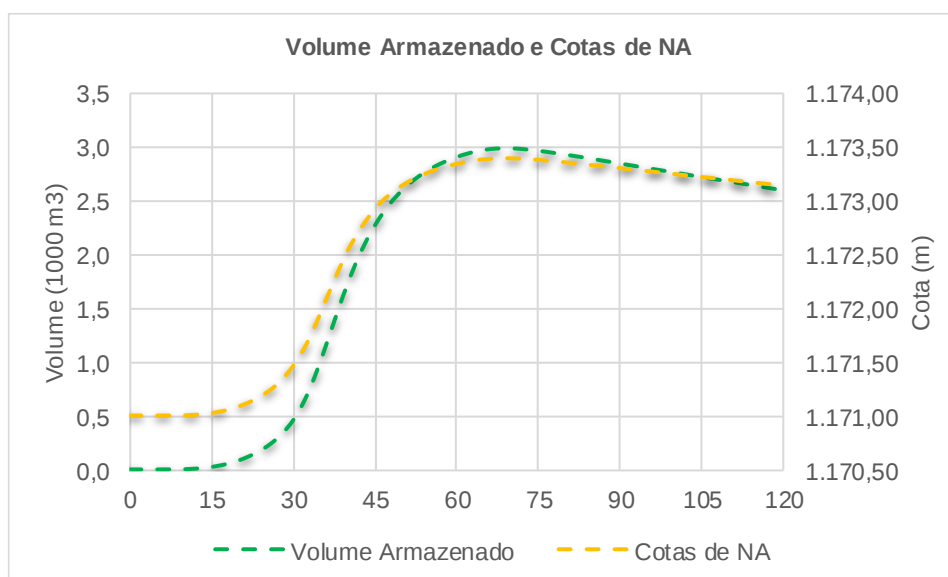


Gráfico 25: Reservatório de Detenção 02 - Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 10 anos e d = 1,0 h.

A cota máxima do NA encontrada na simulação (TR de 10 anos) do RES. 02 é 1.173,390, com borda livre de 0,61m em relação à cota de crista da barragem e volume armazenado de 2.991,000 m³. Percebe-se que o percentual de amortecimento das vazões de pico do RES. de qualidade é de 94% da vazão de pico afluente ao reservatório.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga.

Os hidrogramas de entrada e saída para um tempo de retorno de 50 anos podem ser visualizados a seguir. A cota máxima efluente simulada é 1.173,76m, portanto, 0,24m abaixo do coroamento. Essa diferença acomoda bem a segurança colocada pelos Engenheiros de barragens, considerando uma chuva excepcional.

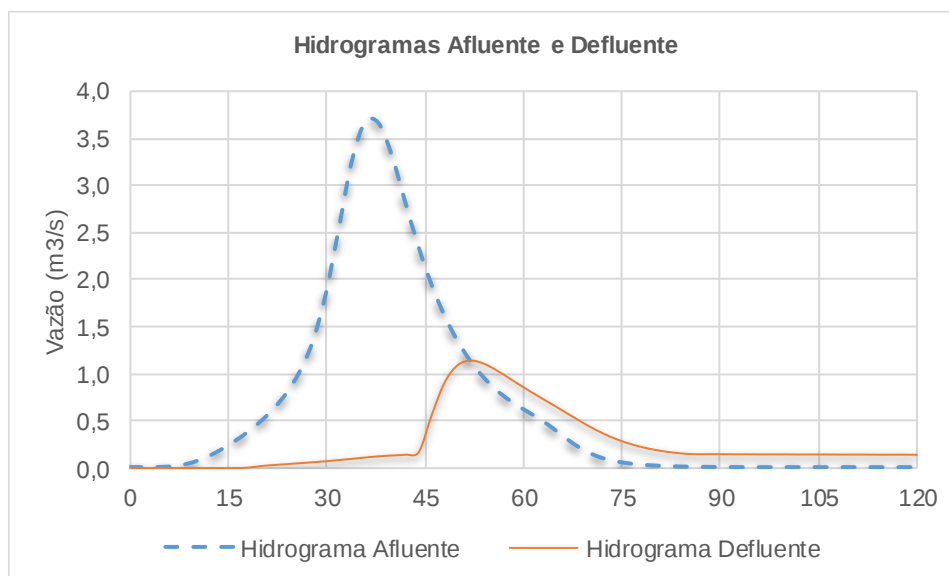


Gráfico 26: Hidrogramas Afluente (3,67m³/s) e Defluente (1,15m³/s), evento de TR = 50 anos e d = 1,0 h.

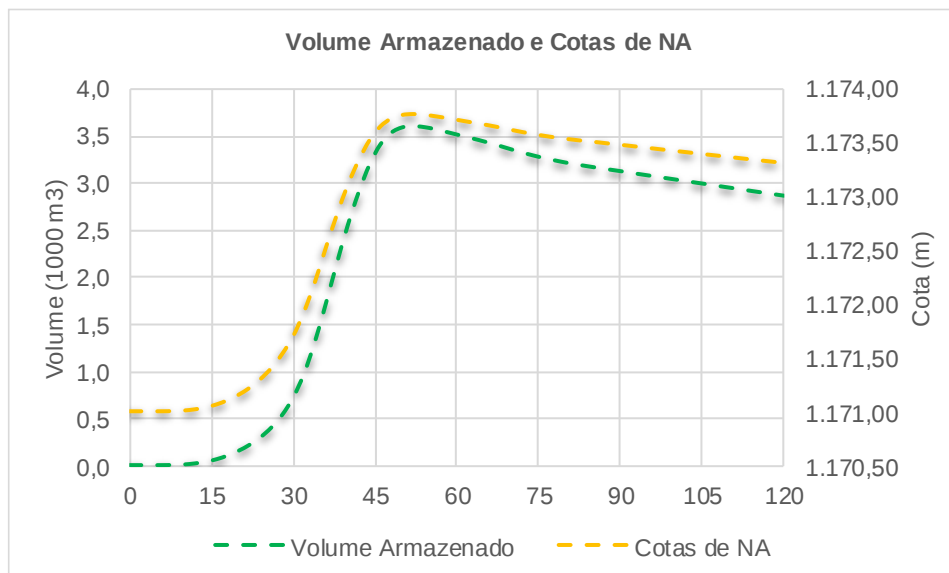


Gráfico 27: Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 50 anos e d = 1,0 h.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga a jusante. Segundo a

ADASA, o armazenamento da água de chuva durante um período de 24h reduz a carga de sólidos em 80%. Para o atendimento destas condições, a referida Agência estabelece que os reservatórios devem possuir capacidade mínima definida pela seguinte equação.

$$V_{qa} = (33,8 + 1,80 \cdot A_i) \cdot A_c$$

Onde:

V_{qa} é o volume a ser armazenado pelo critério da qualidade em metros cúbicos (m^3);

A_c é a área de contribuição (ha);

A_i proporção de área impermeável em percentual (%).

Para esgotar este volume em 24 horas, a vazão de saída é estimada em:

$$Q = \frac{V_{qa}}{86,4}$$

Onde:

Q é obtido em l/s.

O resultado da simulação para período de 24 horas é apresentado a seguir:

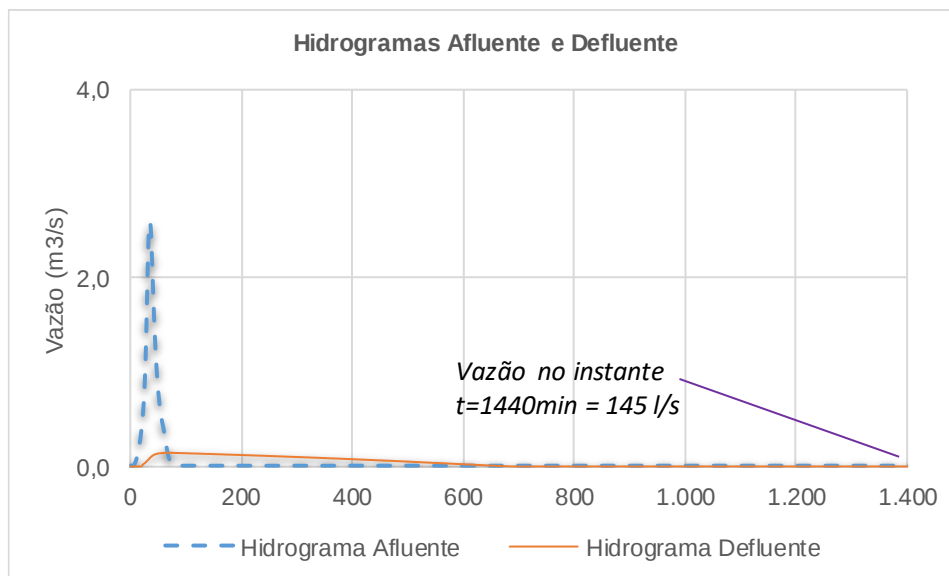


Gráfico 28: Reservatório de Detenção 02 – Hidrogramas Afluente e Defluente para período de simulação de 24 horas.

Na tabela seguinte, encontram-se o resumo das simulações do cenário futuro, pressupondo a implantação do reservatório de detenção 02.

Tabela 11: Resumo da eficiência do reservatório de retenção 02 para os eventos de TR = 10, 25 e 50

RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO 02						
TR (anos)	QUALIDADE/QUANTIDADE					
	Q Afluente (m3/s)	Q Defluente (m3/s)	NA Máximo (m)	Borda Livre (m)	Vol. Armaz. (m3)	Amortecimento (%)
10	2,59	0,15	1.173,394	0,61	2.991,00	94%
25	3,16	0,59	1.173,653	0,35	3.412,00	81%
50	3,67	1,15	1.173,764	0,24	3.600,00	69%

É importante observar que o volume amortecido pelo reservatório de retenção será escoado lentamente, durante várias horas após a passagem do pico de vazão. Assim, os benefícios esperados, em termos de controle de cheias, incluem não apenas a atenuação de vazões como também a perda de sincronia de ocorrência de picos.

2.1.6.2.2 Dimensionamento Hidráulico da rede de drenagem a jusante do Reservatório 02

No planejamento/dimensionamento das redes verificou-se a viabilidade do funcionamento, especialmente as cotas de operação e as estruturas hidráulicas.

Ressalta-se que no cálculo da rede de lançamento (jusante do reservatório) foi considerada a vazão máxima de saída do reservatório para um tempo de retorno de 25 anos (0,059m3/s –Tabela 11.), sendo transformada em uma área contribuinte equivalente para inserção no software de dimensionamento, ver planilha de dimensionamento do lançamento.

Onde:

Q = vazão (m3/s);

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade de chuva crítica (l/s x ha), sendo o Tc = 15 min e TR = 10 anos;

A = área contribuinte para a seção considerada (ha).

$$0,059 \frac{m^3}{s} = \left(0,15 * 395,424 \frac{L/s}{ha} / 1000 \frac{m^3}{s} \right) * Aha$$

$$0,059 \frac{m^3}{s} = 0,059314 \frac{m^3/s}{ha} * Aha$$

$$Aha = \frac{0,059 \frac{m^3}{s}}{0,059314 \frac{m^3/s}{ha}} * 10000ha \rightarrow A = 99471,29264m^2 \sim A = 9,947ha$$

2.1.6.3 Modelagem Hidrológica e Hidráulica do Reservatório Detenção 03

O reservatório 03 é alimentado pelo escoamento proveniente da rede 03, e a proposta de implantação do reservatório de retenção projetado, elaboraram-se os diagramas unifilar para modelagem dos reservatórios. O processo de transformação da chuva em escoamento superficial foi feito através do modelo computacional HEC-HMS, utilizando o hidrograma unitário sintético sugerido pelo SCS.

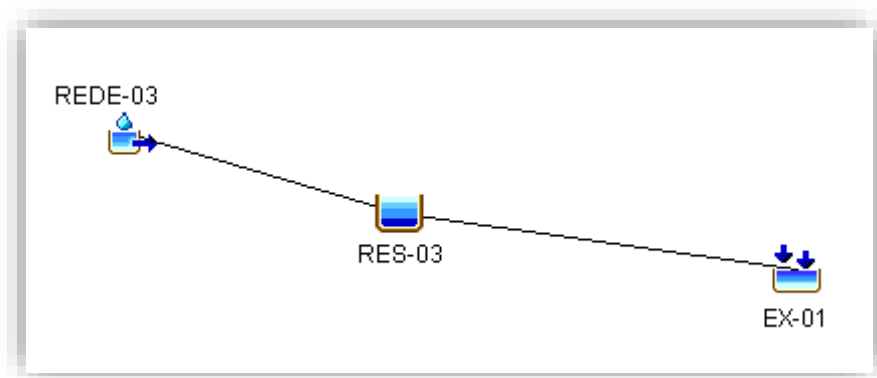


Figura 19: Diagrama unifilar HEC-HMS para a REDE -03 – RES. 03.

Os parâmetros adotados para o modelo hidrológico pelo método SCS Unit Hydrograph são apresentados na tabela a seguir:

Tabela 12: Parâmetros adotados para o modelo hidrológico – RES. 03.

PARÂMETROS	RES. 03
Área da sub-bacia (ha)	6,33
Tempo de concentração (min)	5,00
Intervalo de cálculo (Time Interval) (min)	2
Número da curva CN (Curve Number)	98
Duração da chuva (h)	1
Precipitação de 1 hora (mm/h)	70,79
Tempo de retorno (anos)	25

2.1.6.3.1 Simulação Hidrológicas do Reservatório de Detenção 03

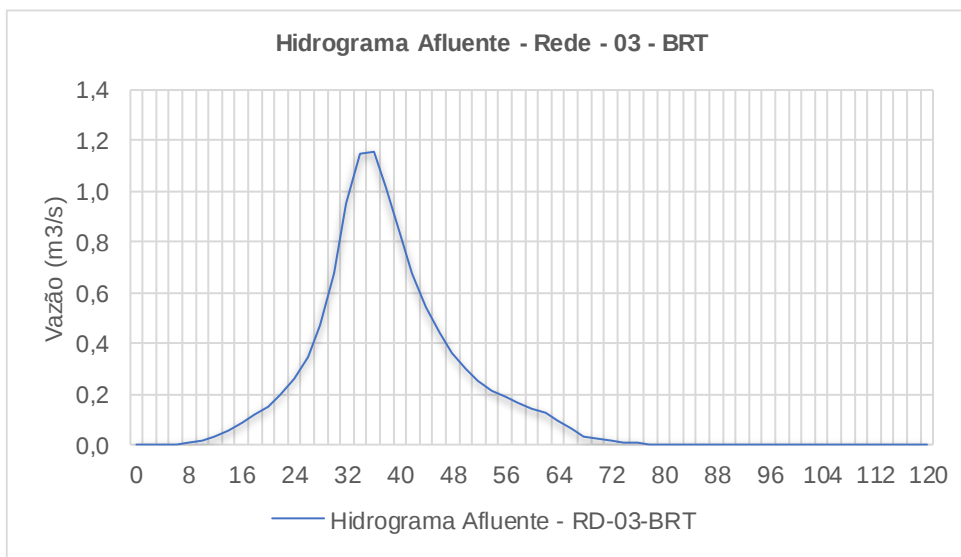


Gráfico 29: Hidrograma Afluente (1,15m³/s), evento de TR = 10 anos.

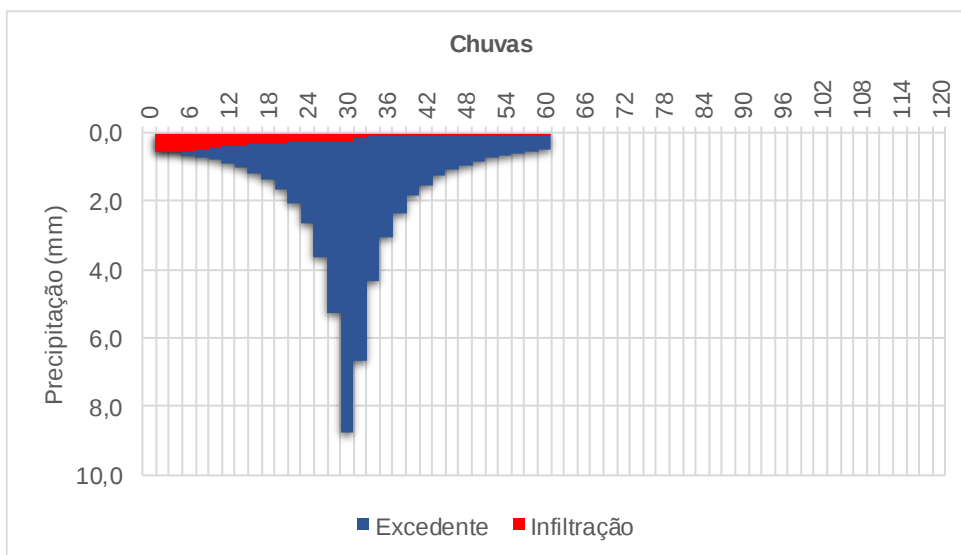


Gráfico 30: Chuvas, evento de TR = 10 anos.

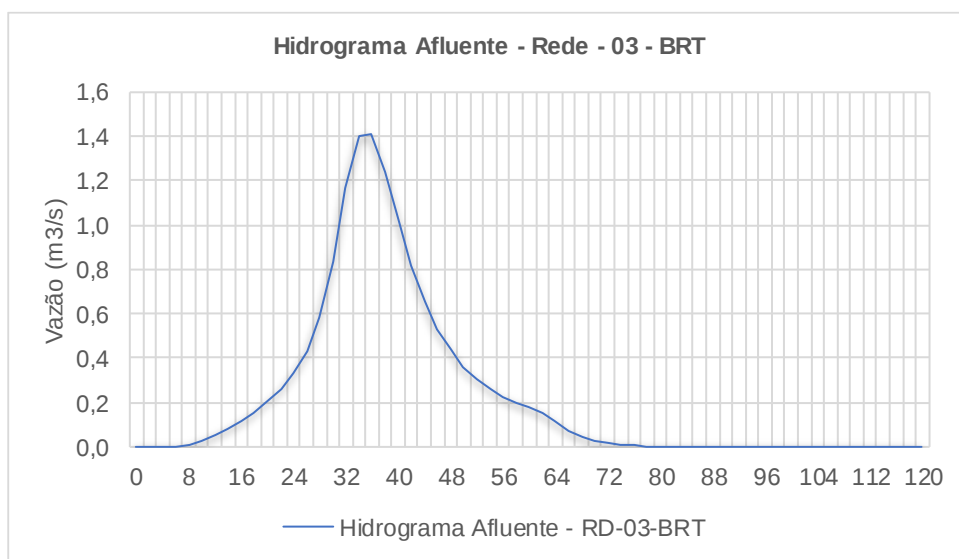


Gráfico 31: Hidrograma Afluyente (1,41m³/s), evento de TR = 25 anos.

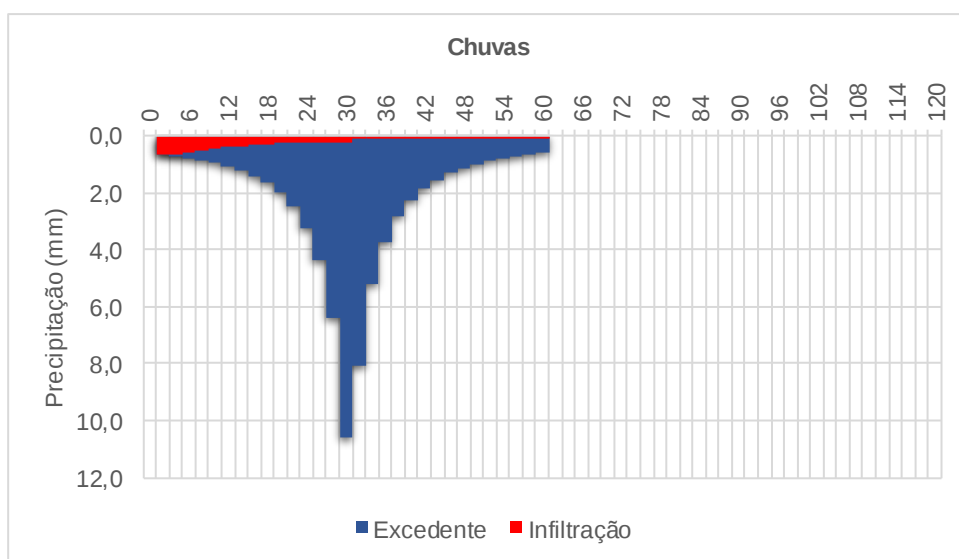


Gráfico 32: Chuvas, evento de TR = 25 anos.

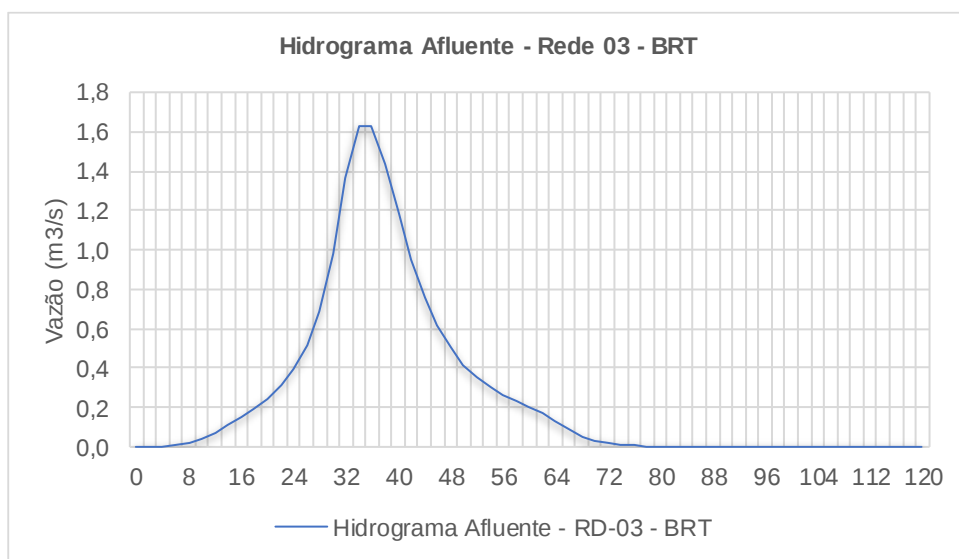


Gráfico 33: Hidrograma Afluyente (1,63m³/s), evento de TR = 50 anos.

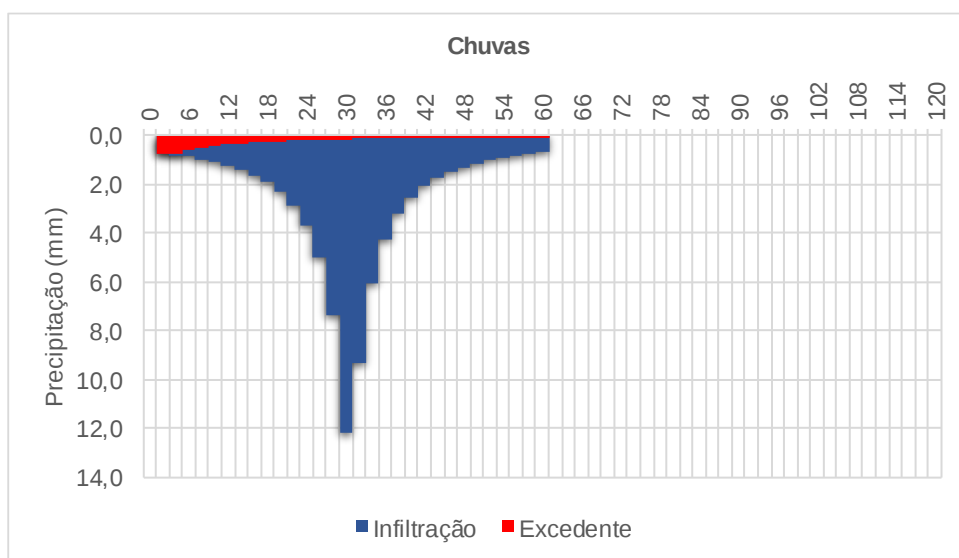


Gráfico 34: Chuvas, evento de TR = 50 anos.

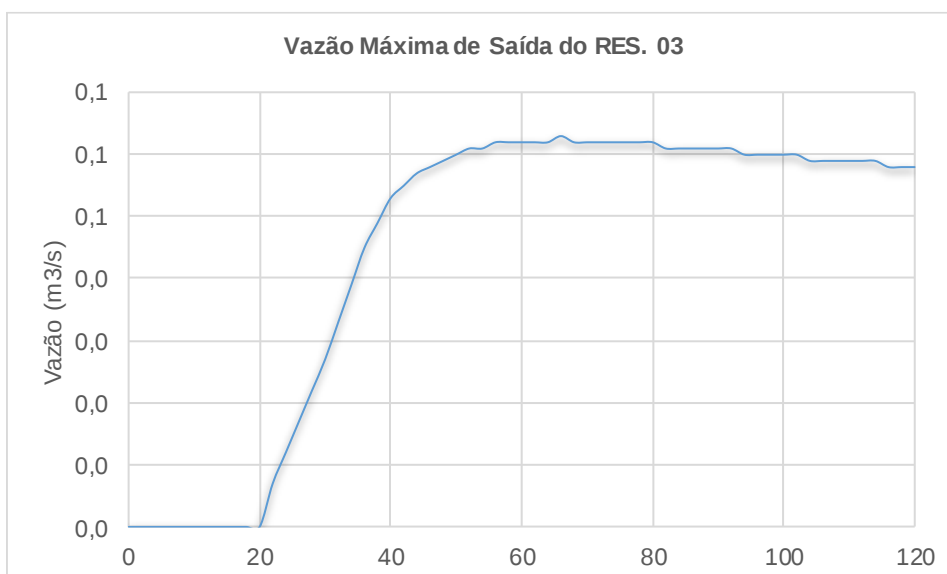


Gráfico 35: Hidrograma Afluente (0,063 m³/s), evento de TR = 10 anos.

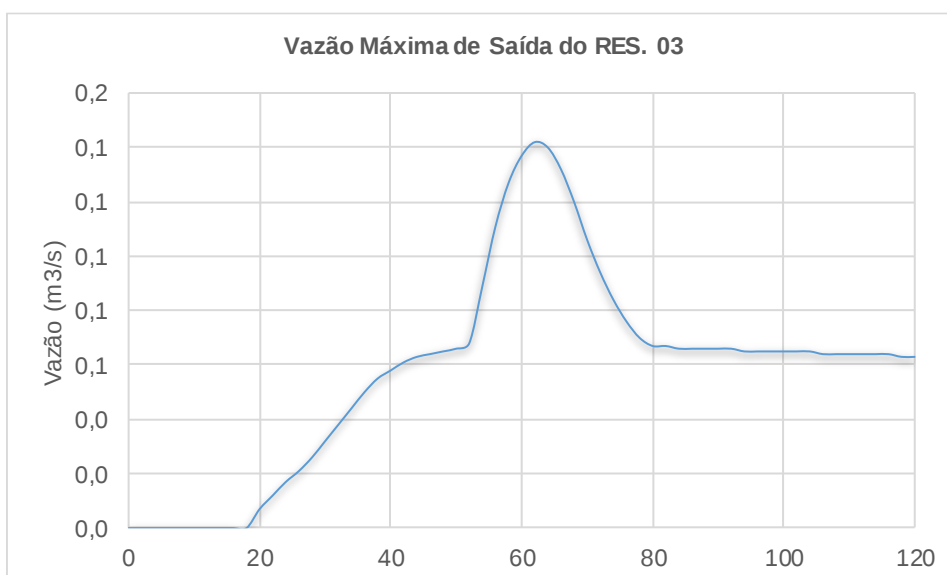


Gráfico 36: Hidrograma Afluente (0,142 m³/s), evento de TR = 25 anos.

O controle hidráulico do RES. 03 é composto por:

- Um orifício instalado na cota 1.141,500 (fundo da bacia) com seção retangular (0,15x0,14cm); para controle de qualidade e quantidade (vazão máxima de 24,4 l/s/ha).
- Um vertedor de emergência do tipo parede delgada, com seção transversal retangular e soleira com largura de 1,50m instalada à cota 1.143,000. A borda livre do reservatório é de 0,50m, sendo a cota da crista do reservatório 1.143,000.

No dimensionamento do reservatório considerou-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, vertedor em descarga livre e vertedor afogado). As seções dos orifícios foram dimensionadas por interação, a partir de simulações no software HEC-HMS.

A simulação da situação proposta com os reservatórios implantados foi realizada para o período de retorno de projeto, igual a 10 anos, buscando o funcionamento ótimo do sistema, ou seja, ajustando a curva “cota x volume x vazão” de cada reservatório para o completo preenchimento de cada um durante a duração do escoamento. Sob esta condição, é possível avaliar a maior capacidade de armazenamento do sistema.

A Figura 20 ilustra a curva cota x volume do reservatório, nota-se que o volume máximo previsto de armazenamento é de 1.993,77.

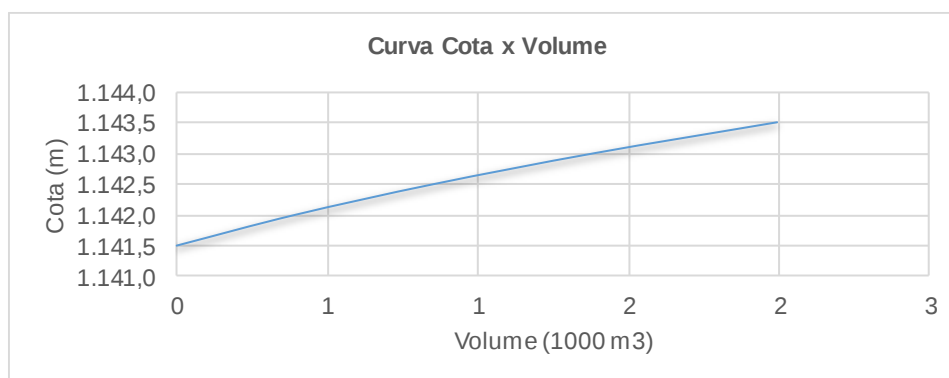


Figura 20: Curva cota x volume do reservatório de retenção 03.

A Figura 21 ilustra a curva cota x área do reservatório.

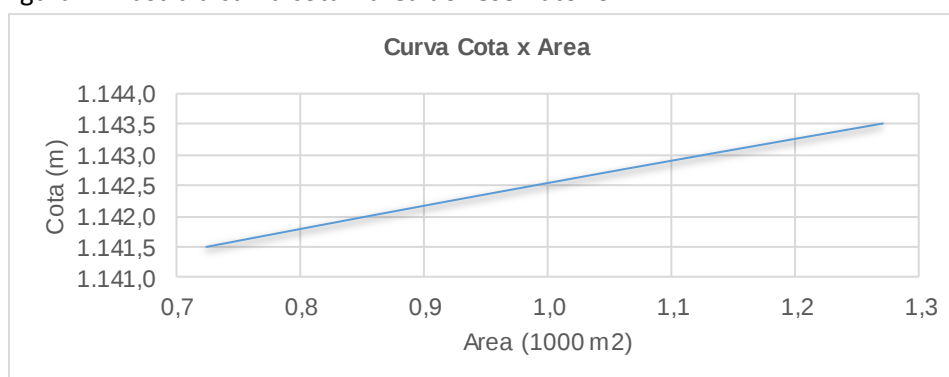


Figura 21: Curva cota x área do reservatório de retenção 03.

Os resultados de simulação obtidos são apresentados através dos hidrogramas de entrada e saída, os volumes armazenados e os níveis d'água atingidos no RES. 03, ao longo do tempo, permitem constatar a eficiência de amortecimento do reservatório.

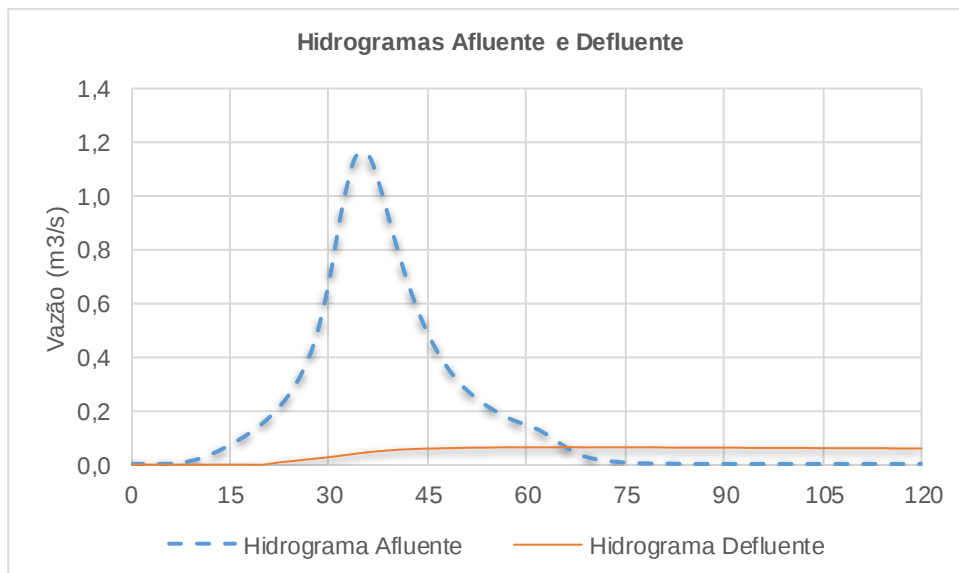


Gráfico 37: reservatório de detenção 03 - Hidrogramas Afluente (1,15m³/s) e Defluente (0,063m³/s), evento de TR = 10 anos e d = 1,0 h.

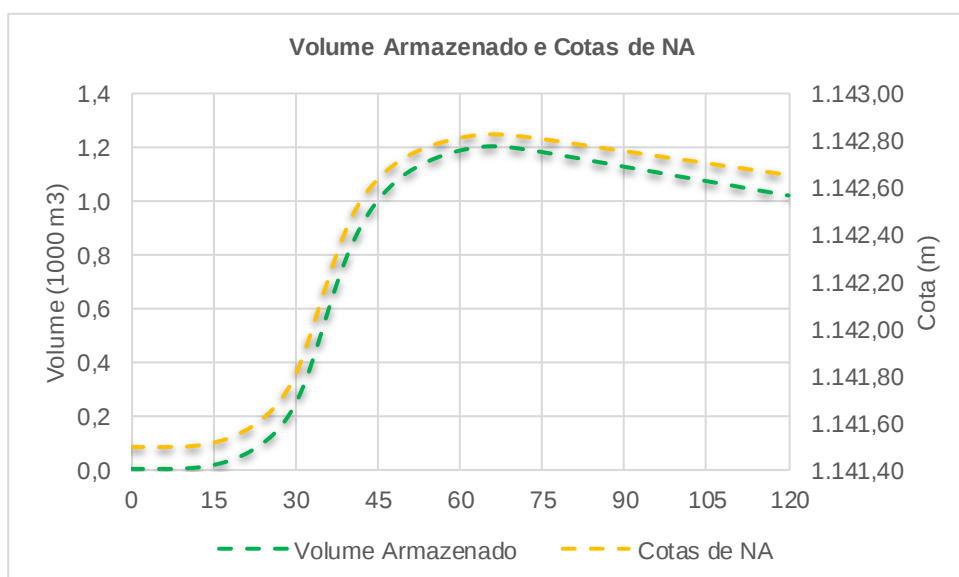


Gráfico 38: Reservatório de Detenção 03 - Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 10 anos e d = 1,0 h.

A cota máxima do NA encontrada na simulação (TR de 10 anos) do RES. 03 é 1.142,830, com borda livre de 0,67m em relação à cota de crista da barragem e volume armazenado de 1.200,000 m³. Percebe-se que o percentual de amortecimento das vazões de pico do RES. de qualidade é de 95% da vazão de pico afluente ao reservatório.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga.

Os hidrogramas de entrada e saída para um tempo de retorno de 50 anos podem ser visualizados a seguir. A cota máxima efluente simulada é 1.143,13m, portanto, 0,37m abaixo do coroamento. Essa diferença acomoda bem a segurança colocada pelos Engenheiros de barragens, considerando uma chuva excepcional.

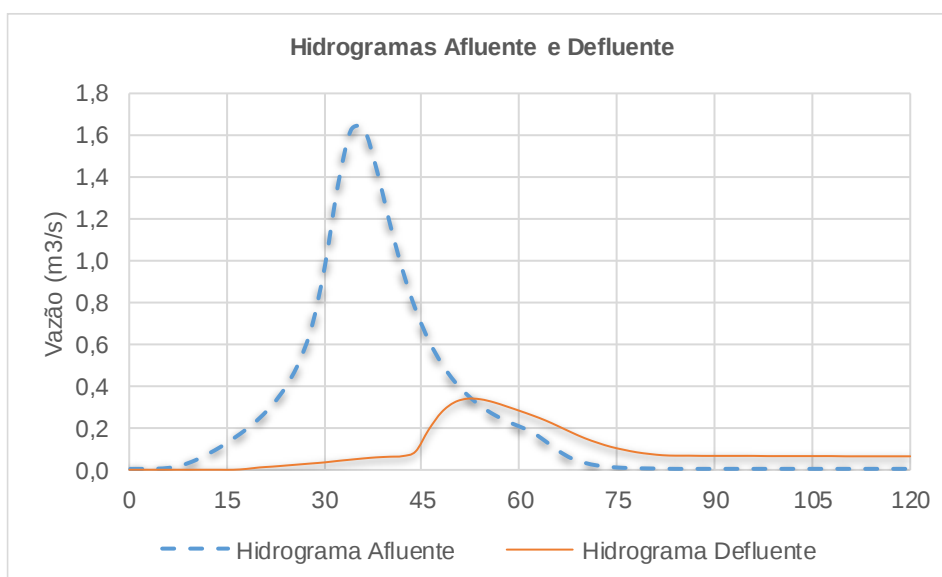


Gráfico 39: Hidrogramas Afluente (1,63m³/s) e Defluente (0,34m³/s), evento de TR = 50 anos e d = 1,0 h.

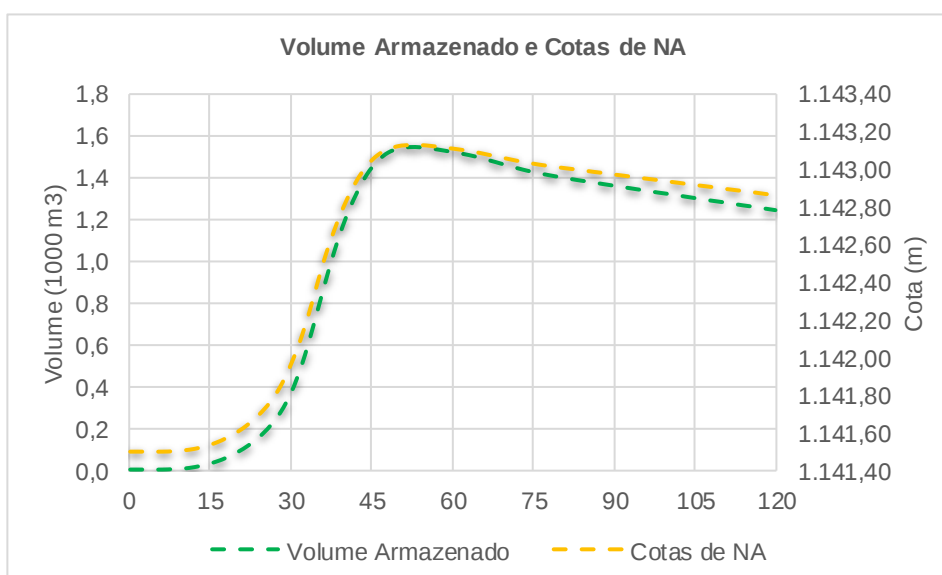


Gráfico 40: Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 50 anos e d = 1,0 h.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga a jusante. Segundo a ADASA, o armazenamento da água de chuva durante um período de 24h reduz a carga de sólidos em 80%. Para o atendimento destas condições, a referida Agência estabelece que os reservatórios devem possuir capacidade mínima definida pela seguinte equação.

$$Vqa = (33,8 + 1,80 \cdot Ai) \cdot Ac$$

Onde:

Vqa é o volume a ser armazenado pelo critério da qualidade em metros cúbicos (m³);

Ac é a área de contribuição (ha);

Ai proporção de área impermeável em percentual (%).

Para esgotar este volume em 24 horas, a vazão de saída é estimada em:

$$Q = \frac{Vqa}{86,4}$$

Onde:

Q é obtido em l/s.

O resultado da simulação para período de 24 horas é apresentado a seguir:

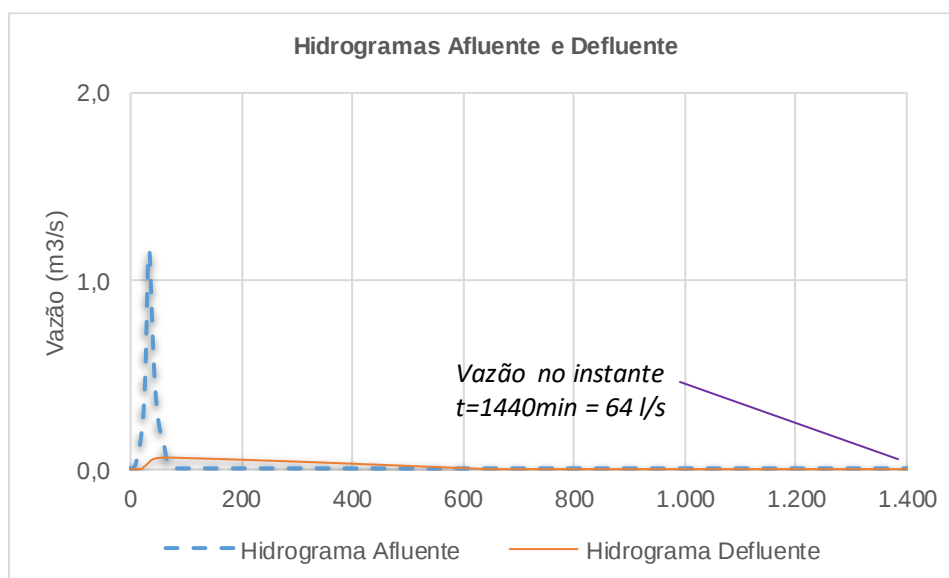


Gráfico 41: Reservatório de Detenção 03 – Hidrogramas Afluente e Defluente para período de simulação de 24 horas.

Na tabela seguinte, encontram-se o resumo das simulações do cenário futuro, pressupondo a implantação do reservatório de retenção 03.

Tabela 13: Resumo da eficiência do reservatório de retenção 03 para os eventos de TR = 10, 25 e 50

RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO 03						
TR (anos)	QUALIDADE/QUANTIDADE					
	Q Afluente (m3/s)	Q Defluente (m3/s)	NA Máximo (m)	Borda Livre (m)	Vol. Armaz. (m3)	Amortecimento (%)
10	1,15	0,06	1.142,826	0,67	1.200,00	95%
25	1,41	0,14	1.143,057	0,44	1.452,00	90%
50	1,63	0,34	1.143,133	0,37	1.544,00	79%

É importante observar que o volume amortecido pelo reservatório de retenção será escoado lentamente, durante várias horas após a passagem do pico de vazão. Assim, os benefícios esperados, em termos de controle de cheias, incluem não apenas a atenuação de vazões como também a perda de sincronia de ocorrência de picos.

2.1.6.3.2 Dimensionamento Hidráulico da rede de drenagem a jusante do Reservatório 03

No planejamento/dimensionamento das redes verificou-se a viabilidade do funcionamento, especialmente as cotas de operação e as estruturas hidráulicas.

Ressalta-se que no cálculo da rede de lançamento (jusante do reservatório) foi considerada a vazão máxima de saída do reservatório para um tempo de retorno de 25 anos (0,142m3/s – Tabela 13.), sendo transformada em uma área contribuinte equivalente para inserção no software de dimensionamento, ver planilha de dimensionamento do lançamento.

Onde:

Q = vazão (m3/s);

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade de chuva crítica (l/s x ha), sendo o Tc = 15 min e TR = 10 anos;

A = área contribuinte para a seção considerada (ha).

$$0,142 \frac{m^3}{s} = \left(0,15 * 395,424 \frac{L/s}{ha} / 1000 \frac{m^3}{s} \right) * Aha$$

$$0,142 \frac{m^3}{s} = 0,059314 \frac{m^3/s}{ha} * Aha$$

$$Aha = \frac{0,142 \frac{m^3}{s}}{0,059314 \frac{m^3/s}{ha}} * 10000ha \rightarrow A = 23940,5484m^2 \sim A = 2,394ha$$

2.1.6.4 Modelagem Hidrológica e Hidráulica do Reservatório Detenção 04

O reservatório 04 é alimentado pelo escoamento proveniente da rede 04, e a proposta de implantação do reservatório de detenção projetado, elaboraram-se os diagramas unifilar para modelagem dos reservatórios. O processo de transformação da chuva em escoamento superficial foi feito através do modelo computacional HEC-HMS, utilizando o hidrograma unitário sintético sugerido pelo SCS.

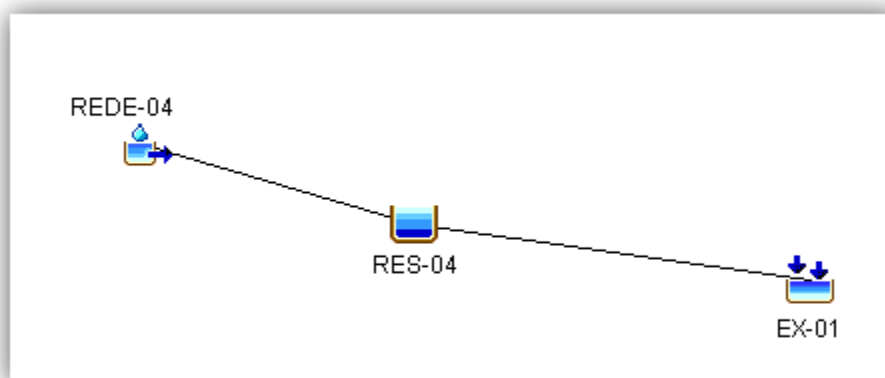


Figura 22: Diagrama unifilar HEC-HMS para a REDE -04 – RES. 04.

Os parâmetros adotados para o modelo hidrológico pelo método SCS Unit Hydrograph são apresentados na tabela a seguir:

Tabela 14: Parâmetros adotados para o modelo hidrológico – RES. 04.

PARÂMETROS	RES. 04
Área da sub-bacia (ha)	4,76
Tempo de concentração (min)	5,52
Intervalo de cálculo (Time Interval) (min)	2
Número da curva CN (Curve Number)	98
Duração da chuva (h)	1
Precipitação de 1 hora (mm/h)	70,79
Tempo de retorno (anos)	25

2.1.6.4.1 Simulação Hidrológicas do Reservatório de Detenção 04

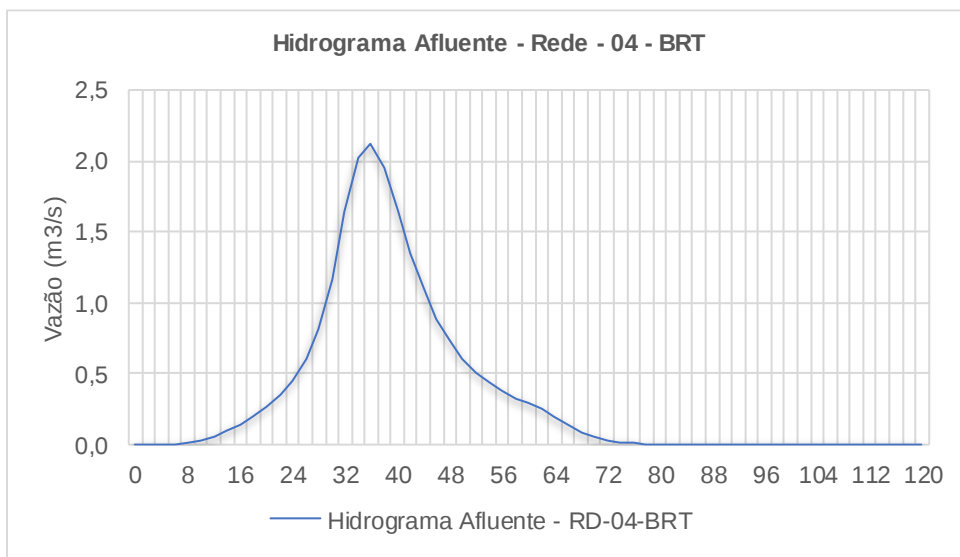


Gráfico 42: Hidrograma Afluente (2,12 m³/s), evento de TR = 10 anos.

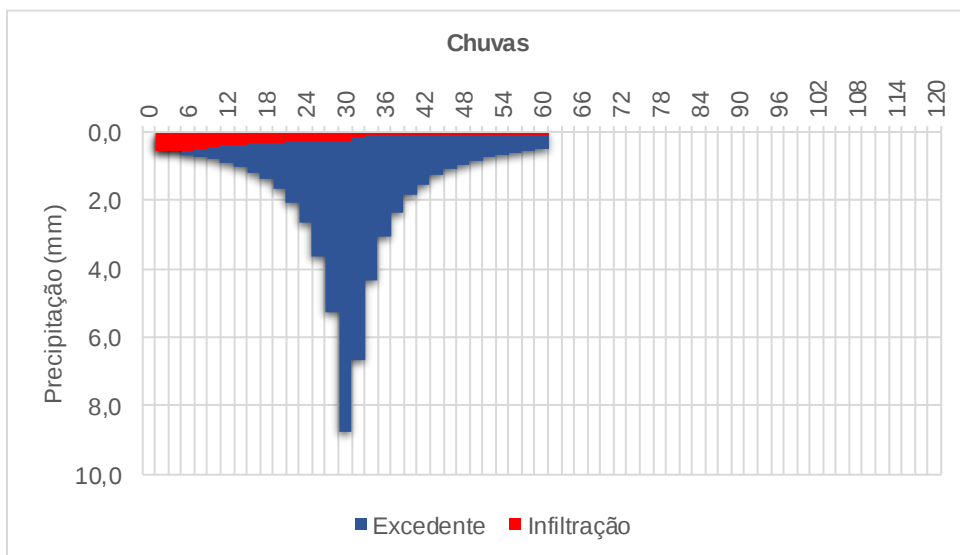


Gráfico 43: Chuvas, evento de TR = 10 anos.

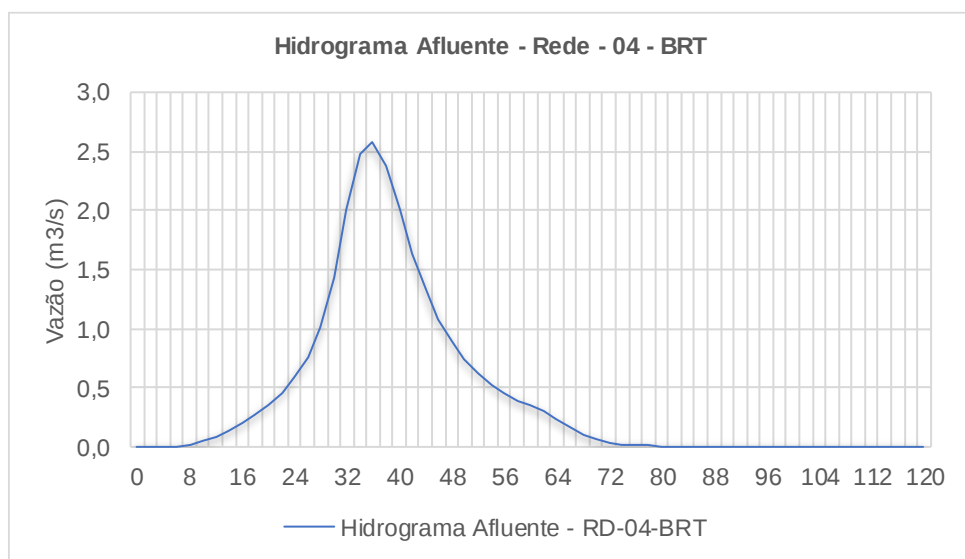


Gráfico 44: Hidrograma Afluyente (2,58m³/s), evento de TR = 25 anos.

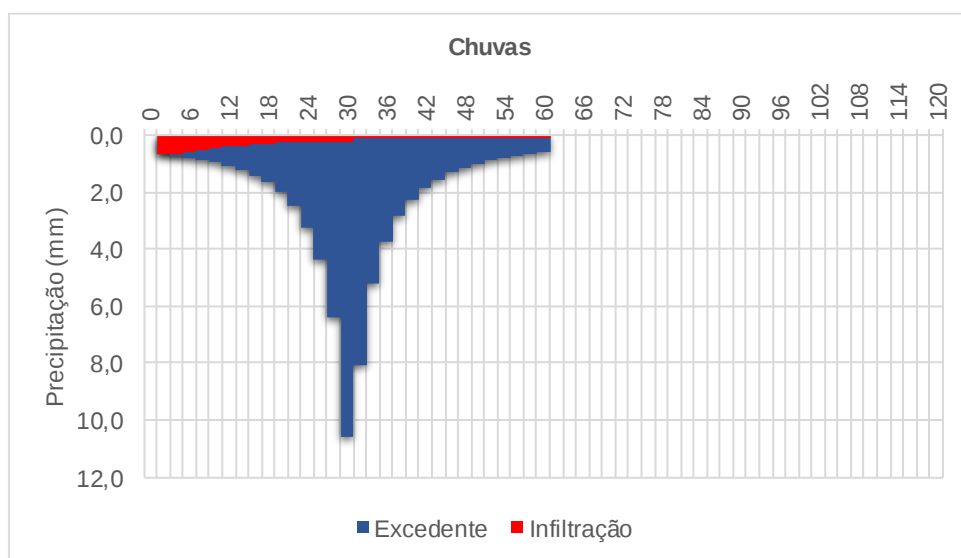


Gráfico 45: Chuvas, evento de TR = 25 anos.

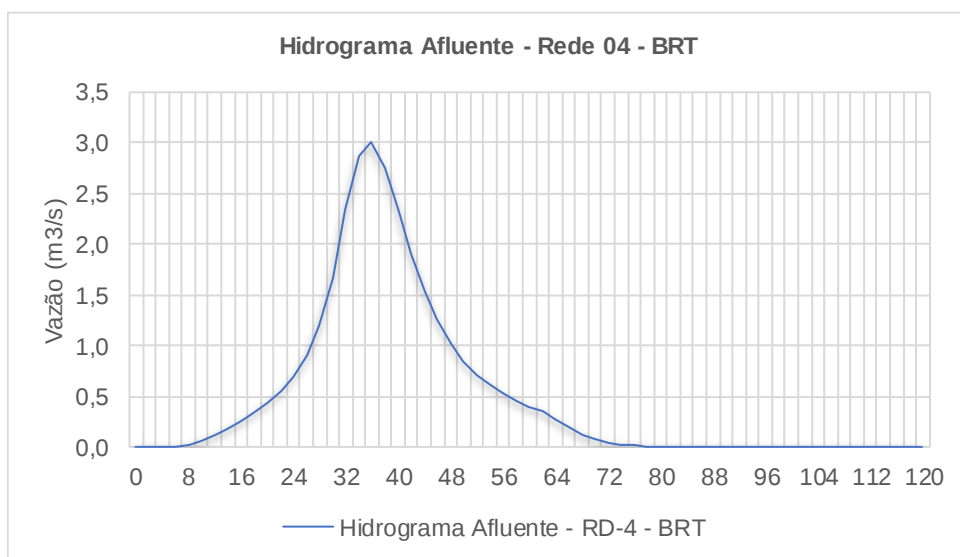


Gráfico 46: Hidrograma Afluyente (3,00m³/s), evento de TR = 50 anos.

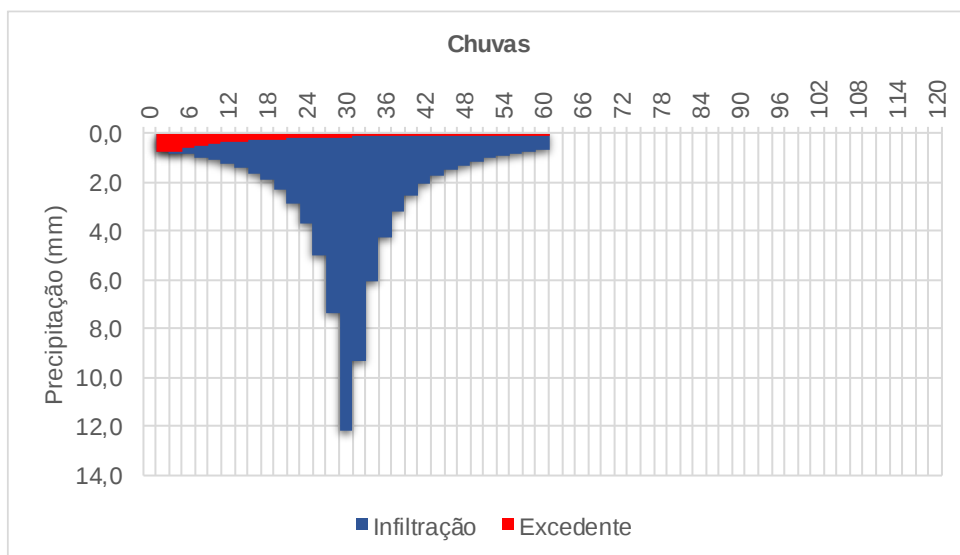


Gráfico 47: Chuvas, evento de TR = 50 anos.

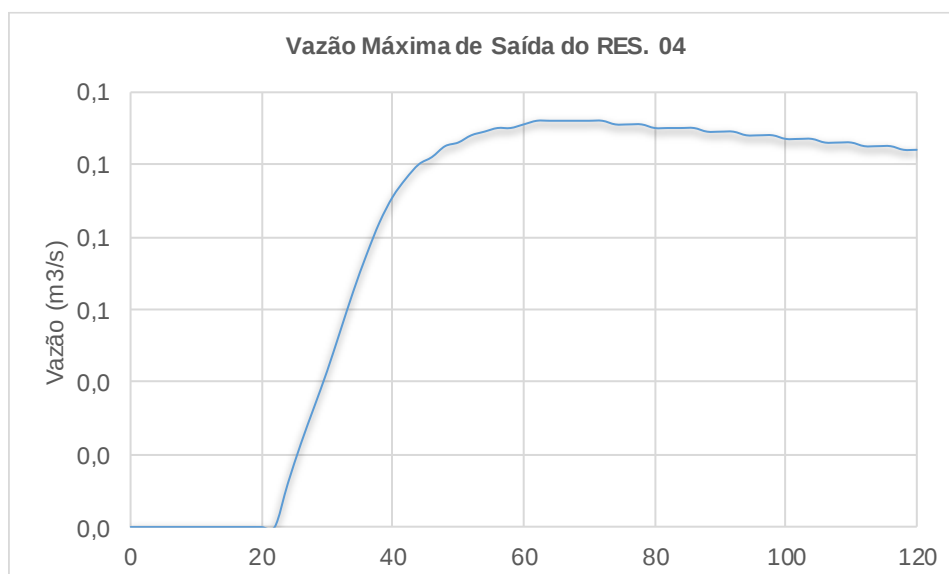


Gráfico 48: Hidrograma Afluente (0,112 m3/s), evento de TR = 10 anos.

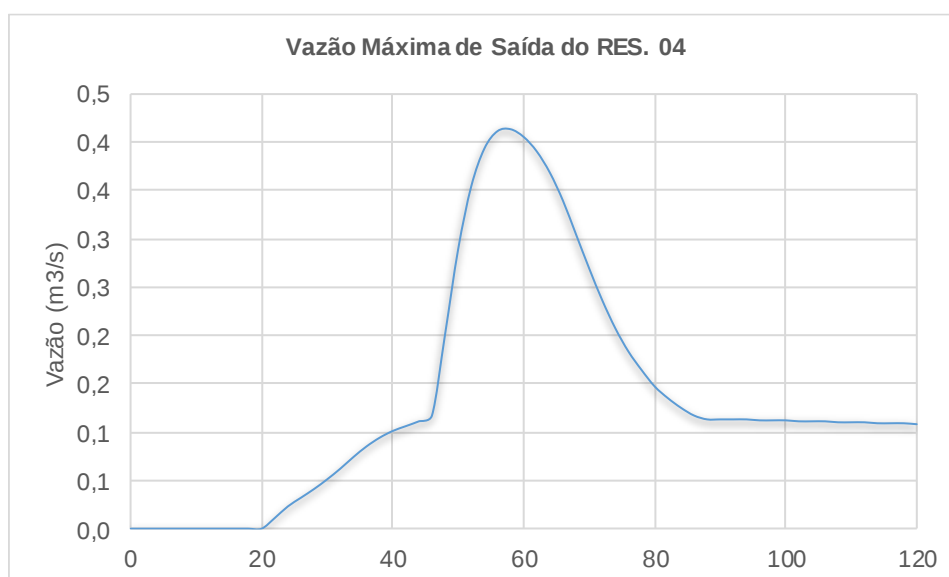


Gráfico 49: Hidrograma Afluente (0,413 m3/s), evento de TR = 25 anos.

O controle hidráulico do RES. 04 é composto por:

- Um orifício instalado na cota 1.125,000 (fundo da bacia) com seção retangular (0,19x0,19cm); para controle de qualidade e quantidade (vazão máxima de 24,4 l/s/ha).
- Um vertedor de emergência do tipo parede delgada, com seção transversal retangular e soleira com largura de 3,00m instalada à cota 1.126,500. A borda livre do reservatório é de 0,50m, sendo a cota da crista do reservatório 1.127,000.

No dimensionamento do reservatório considerou-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, vertedor em descarga livre e vertedor afogado). As seções dos orifícios foram dimensionadas por interação, a partir de simulações no software HEC-HMS.

A simulação da situação proposta com os reservatórios implantados foi realizada para o período de retorno de projeto, igual a 10 anos, buscando o funcionamento ótimo do sistema, ou seja, ajustando a curva “cota x volume x vazão” de cada reservatório para o completo preenchimento de cada um durante a duração do escoamento. Sob esta condição, é possível avaliar a maior capacidade de armazenamento do sistema.

A Figura 20 ilustra a curva cota x volume do reservatório, nota-se que o volume máximo previsto de armazenamento é de 3.241,05.

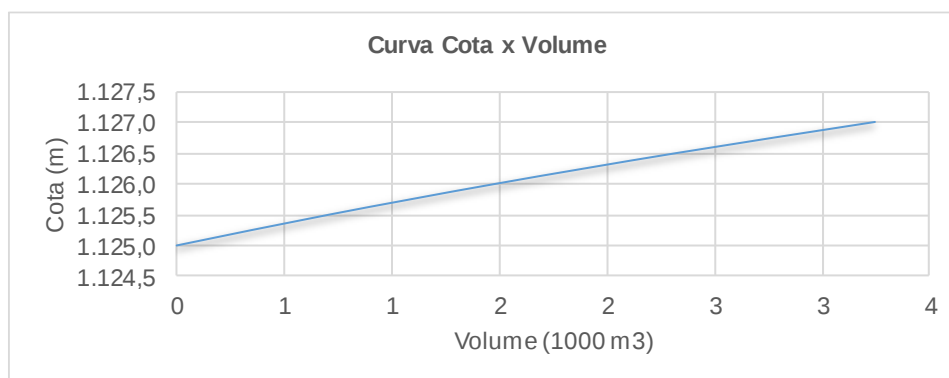


Figura 23: Curva cota x volume do reservatório de detenção 04.

A Figura 24 ilustra a curva cota x área do reservatório.

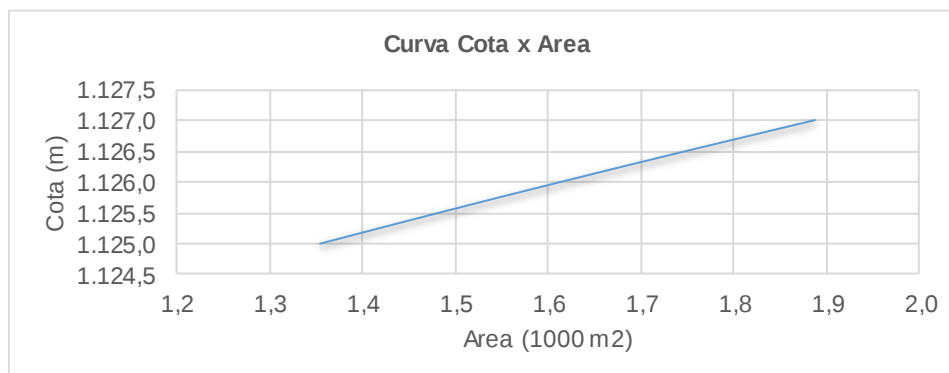


Figura 24: Curva cota x área do reservatório de retenção 04.

Os resultados de simulação obtidos são apresentados através dos hidrogramas de entrada e saída, os volumes armazenados e os níveis d'água atingidos no RES. 04, ao longo do tempo, permitem constatar a eficiência de amortecimento do reservatório.

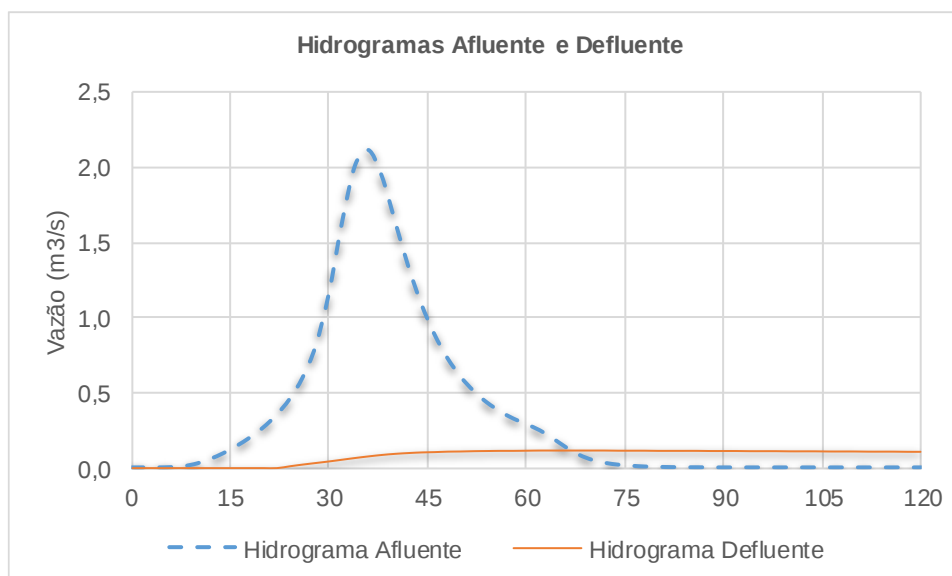


Gráfico 50: reservatório de retenção 04 - Hidrogramas Afluente (2,12m³/s) e Defluente (0,112m³/s), evento de TR = 10 anos e d = 1,0 h.

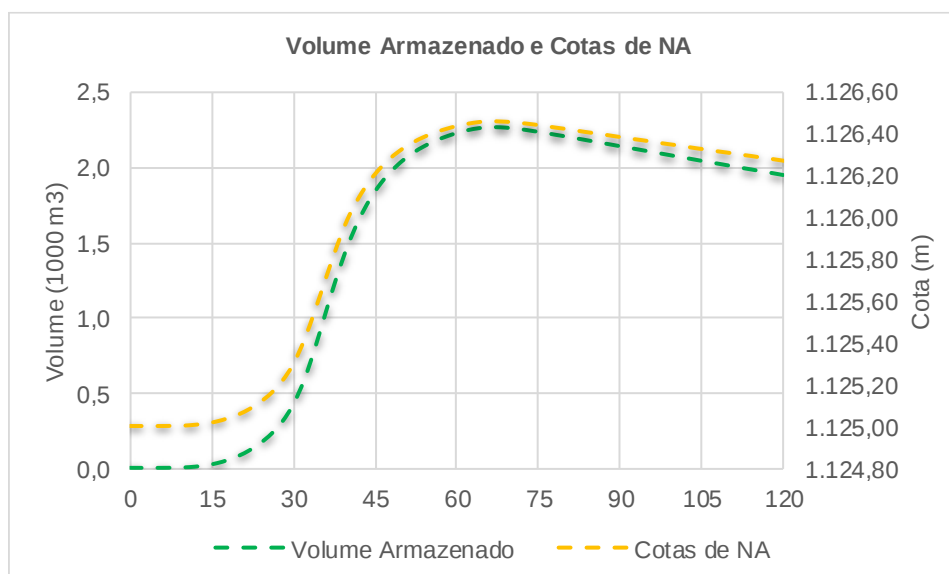


Gráfico 51: Reservatório de Detenção 04 - Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 10 anos e d = 1,0 h.

A cota máxima do NA encontrada na simulação (TR de 10 anos) do RES. 04 é 1.126,460, com borda livre de 0,54m em relação à cota de crista da barragem e volume armazenado de 2.261,000 m³. Percebe-se que o percentual de amortecimento das vazões de pico do RES. de qualidade é de 95% da vazão de pico afluente ao reservatório.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga.

Os hidrogramas de entrada e saída para um tempo de retorno de 50 anos podem ser visualizados a seguir. A cota máxima efluente simulada é 1.126,74m, portanto, 0,26m abaixo do coroamento. Essa diferença acomoda bem a segurança colocada pelos Engenheiros de barragens, considerando uma chuva excepcional.

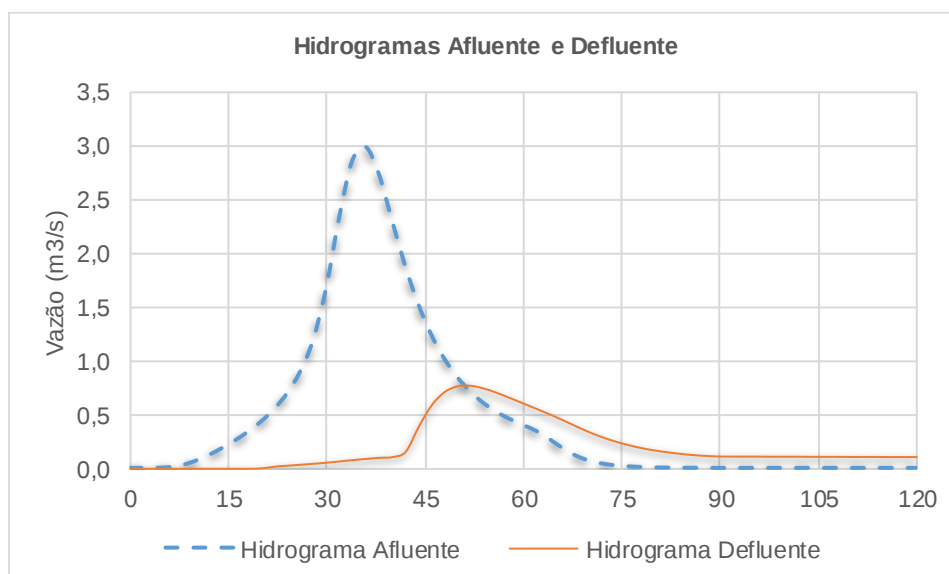


Gráfico 52: Hidrogramas Afluente (3,00m³/s) e Defluente (0,77m³/s), evento de TR = 50 anos e d = 1,0 h.

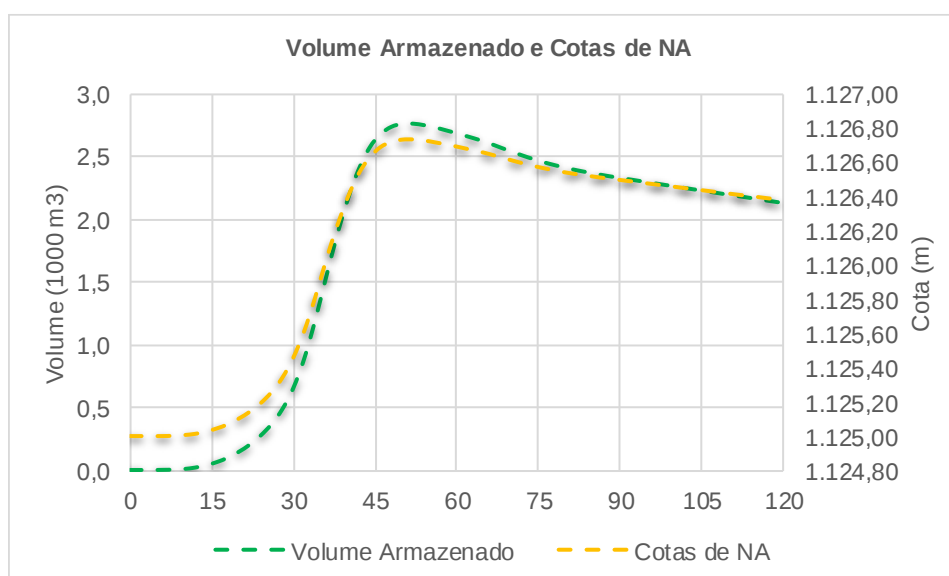


Gráfico 53: Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 50 anos e d = 1,0 h.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga a jusante. Segundo a ADASA, o armazenamento da água de chuva durante um período de 24h reduz a carga de sólidos em 80%. Para o atendimento destas condições, a referida Agência estabelece que os reservatórios devem possuir capacidade mínima definida pela seguinte equação.

$$V_{qa} = (33,8 + 1,80 \cdot A_i) \cdot A_c$$

Onde:

V_{qa} é o volume a ser armazenado pelo critério da qualidade em metros cúbicos (m³);

Ac é a área de contribuição (ha);

Ai proporção de área impermeável em percentual (%).

Para esgotar este volume em 24 horas, a vazão de saída é estimada em:

$$Q = \frac{V_{qa}}{86,4}$$

Onde:

Q é obtido em l/s.

O resultado da simulação para período de 24 horas é apresentado a seguir:

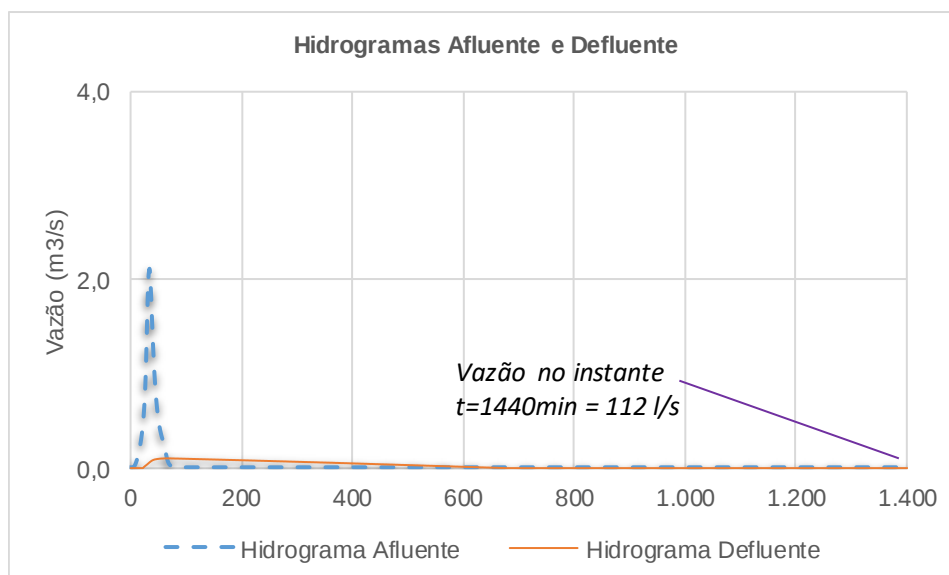


Gráfico 54: Reservatório de Detenção 04 – Hidrogramas Afluente e Defluente para período de simulação de 24 horas.

Na tabela seguinte, encontram-se o resumo das simulações do cenário futuro, pressupondo a implantação do reservatório de detenção 04.

Tabela 15: Resumo da eficiência do reservatório de retenção 04 para os eventos de TR = 10, 25 e 50

RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO 04						
TR (anos)	QUALIDADE/QUANTIDADE					
	Q Afluente (m ³ /s)	Q Defluente (m ³ /s)	NA Máximo (m)	Borda Livre (m)	Vol. Armaz. (m ³)	Amortecimento (%)
10	2,12	0,112	1.126,464	0,54	2.261,00	95%
25	2,58	0,413	1.126,642	0,36	2.581,00	84%
50	3,00	0,769	1.126,740	0,26	2.759,00	74%

É importante observar que o volume amortecido pelo reservatório de retenção será escoado lentamente, durante várias horas após a passagem do pico de vazão. Assim, os benefícios esperados, em termos de controle de cheias, incluem não apenas a atenuação de vazões como também a perda de sincronia de ocorrência de picos.

2.1.6.4.2 Dimensionamento Hidráulico da rede de drenagem a jusante do Reservatório 04

No planejamento/dimensionamento das redes verificou-se a viabilidade do funcionamento, especialmente as cotas de operação e as estruturas hidráulicas.

Ressalta-se que no cálculo da rede de lançamento (jusante do reservatório) foi considerada a vazão máxima de saída do reservatório para um tempo de retorno de 25 anos (0,413m³/s –Tabela 15.), sendo transformada em uma área contribuinte equivalente para inserção no software de dimensionamento, ver planilha de dimensionamento do lançamento.

Onde:

Q = vazão (m³/s);

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade de chuva crítica (l/s x ha), sendo o Tc = 15 min e TR = 10 anos;

A = área contribuinte para a seção considerada (ha).

$$0,413 \frac{m^3}{s} = \left(0,15 * 395,424 \frac{L/s}{ha} / 1000 \frac{m^3}{s} \right) * Aha$$

$$0,413 \frac{m^3}{s} = 0,059314 \frac{m^3/s}{ha} * Aha$$

$$Aha = \frac{0,413 \frac{m^3}{s}}{0,059314 \frac{m^3/s}{ha}} * 10000ha \rightarrow A = 696229,9048m^2 \sim A = 6,962ha$$

2.1.6.5 Modelagem Hidrológica e Hidráulica do Reservatório Detenção 05

O reservatório 05 é alimentado pelo escoamento proveniente da rede 05, e a proposta de implantação do reservatório de detenção projetado, elaboraram-se os diagramas unifilar para modelagem dos reservatórios. O processo de transformação da chuva em escoamento superficial foi feito através do modelo computacional HEC-HMS, utilizando o hidrograma unitário sintético sugerido pelo SCS.

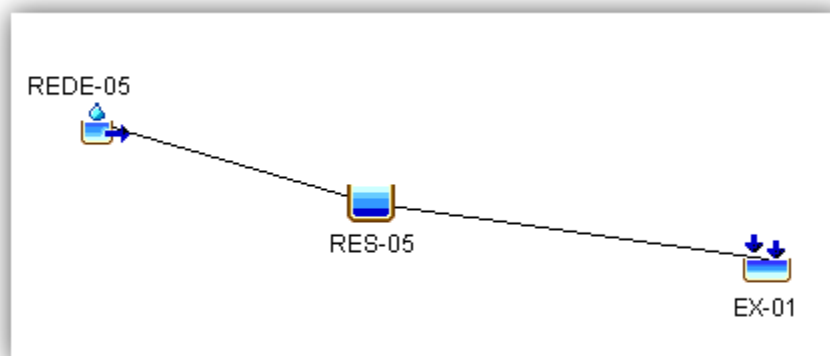


Figura 25: Diagrama unifilar HEC-HMS para a REDE -05 – RES. 05.

Os parâmetros adotados para o modelo hidrológico pelo método SCS Unit Hydrograph são apresentados na tabela a seguir:

Tabela 16: Parâmetros adotados para o modelo hidrológico – RES. 05.

PARÂMETROS	RES. 05
Área da sub-bacia (ha)	1,38
Tempo de concentração (min)	5,00
Intervalo de cálculo (Time Interval) (min)	2
Número da curva CN (Curve Number)	98
Duração da chuva (h)	1
Precipitação de 1 hora (mm/h)	70,79
Tempo de retorno (anos)	25

2.1.6.5.1 Simulação Hidrológicas do Reservatório de Detenção 05

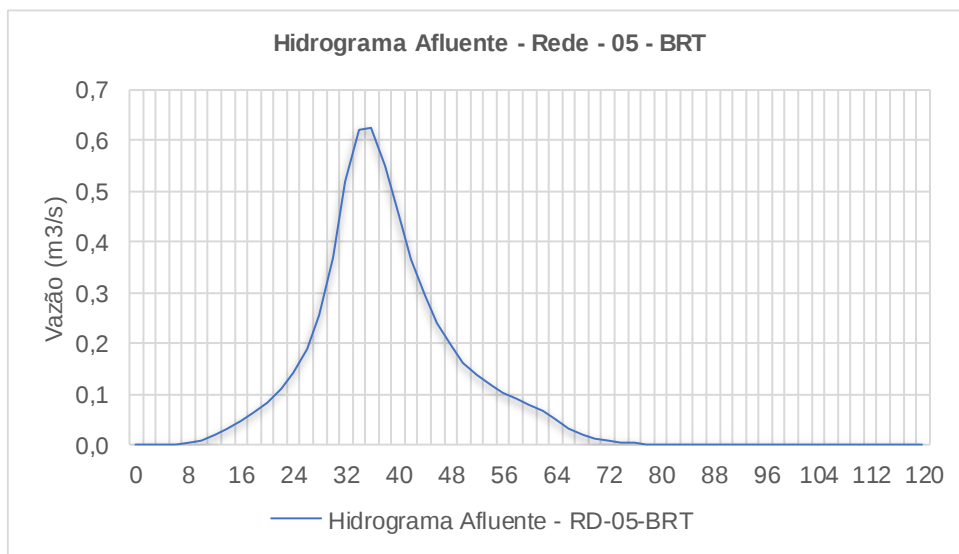


Gráfico 55: Hidrograma Afluente (0,63 m³/s), evento de TR = 10 anos.

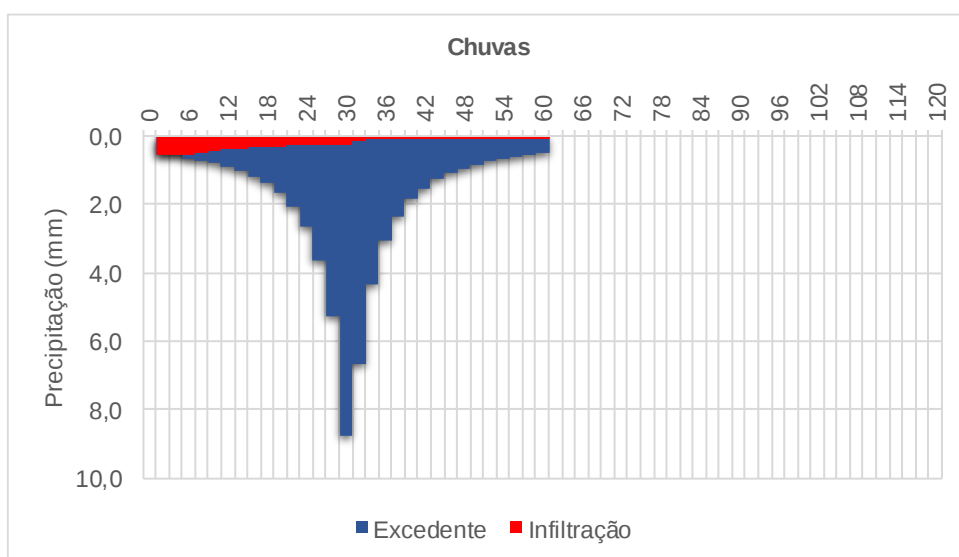


Gráfico 56: Chuvas, evento de TR = 10 anos.

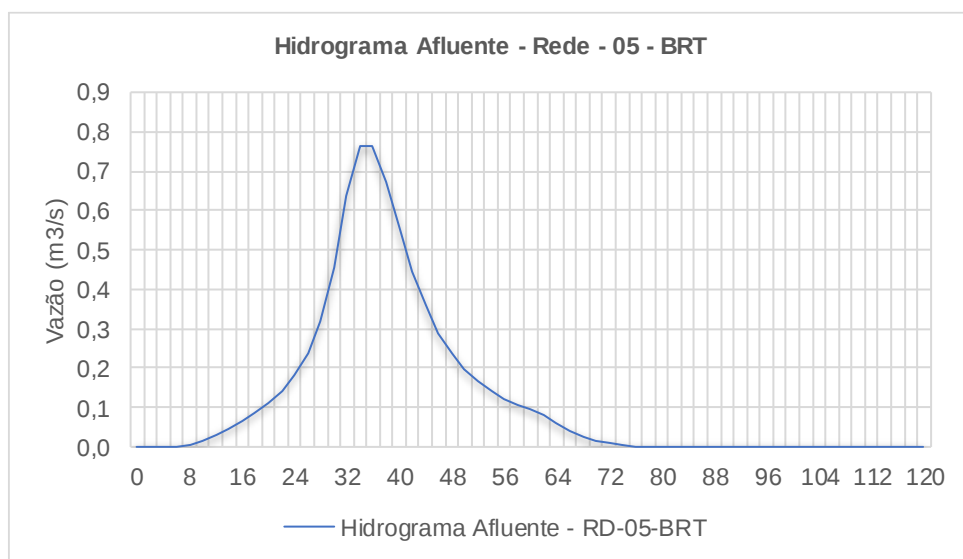


Gráfico 57: Hidrograma Afluyente (0,76 m³/s), evento de TR = 25 anos.

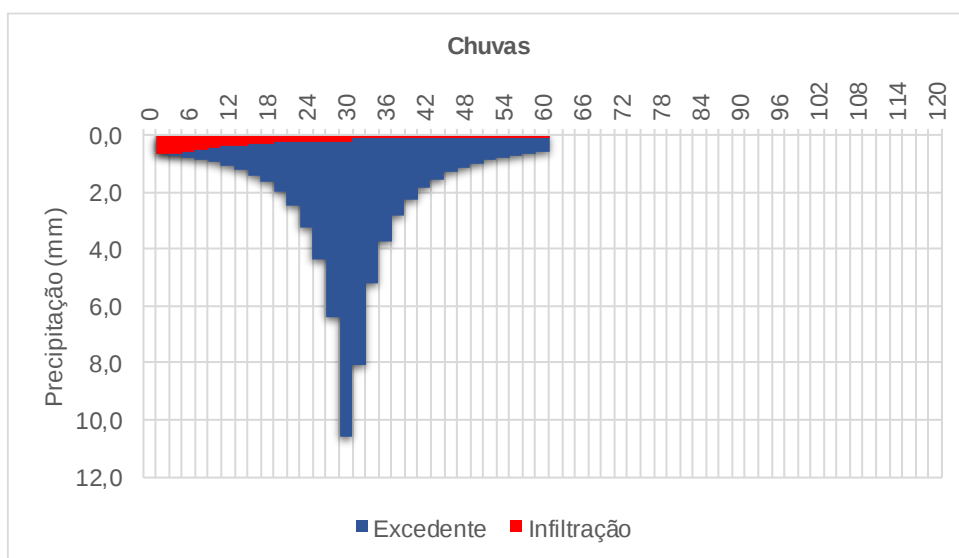


Gráfico 58: Chuvas, evento de TR = 25 anos.

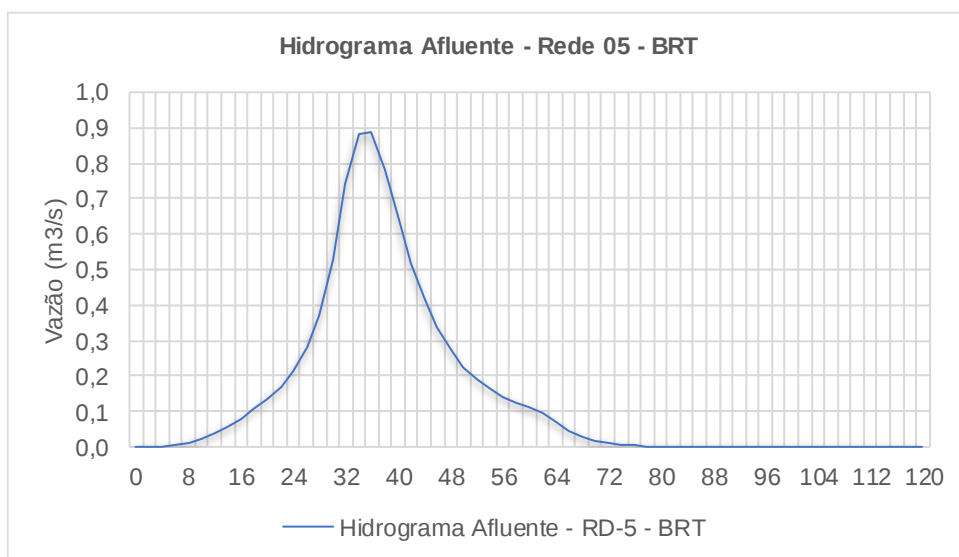


Gráfico 59: Hidrograma Afluyente (0,89m³/s), evento de TR = 50 anos.

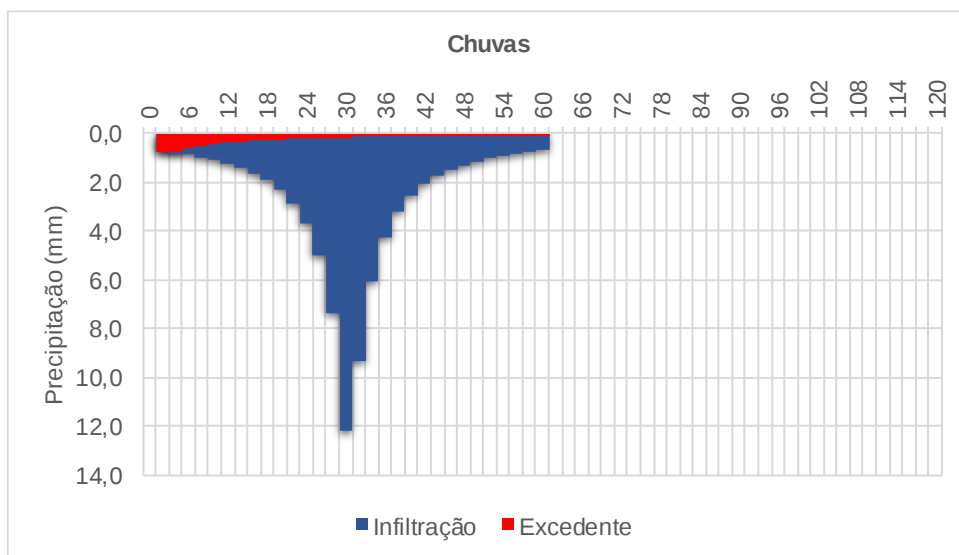


Gráfico 60: Chuvas, evento de TR = 50 anos.

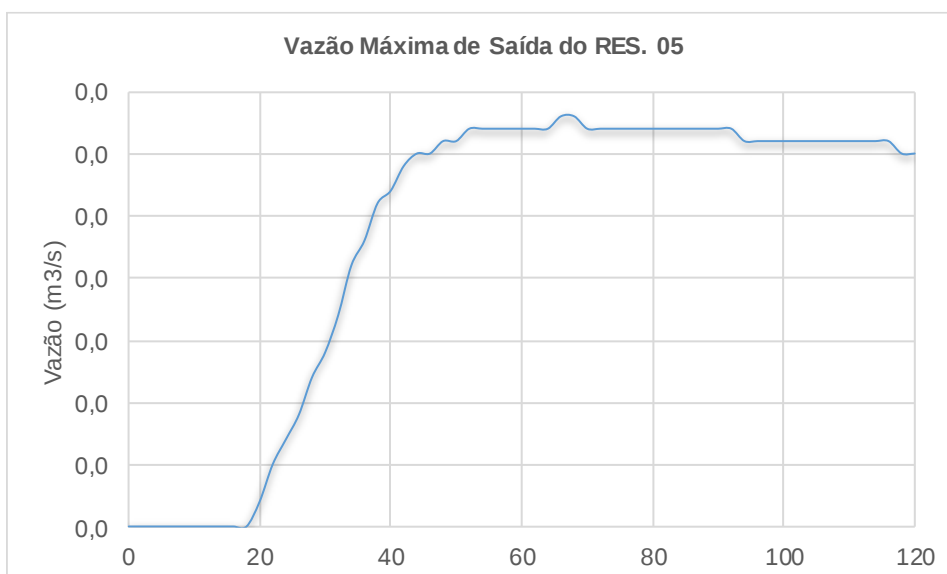


Gráfico 61: Hidrograma Afluente (0,033 m³/s), evento de TR = 10 anos.

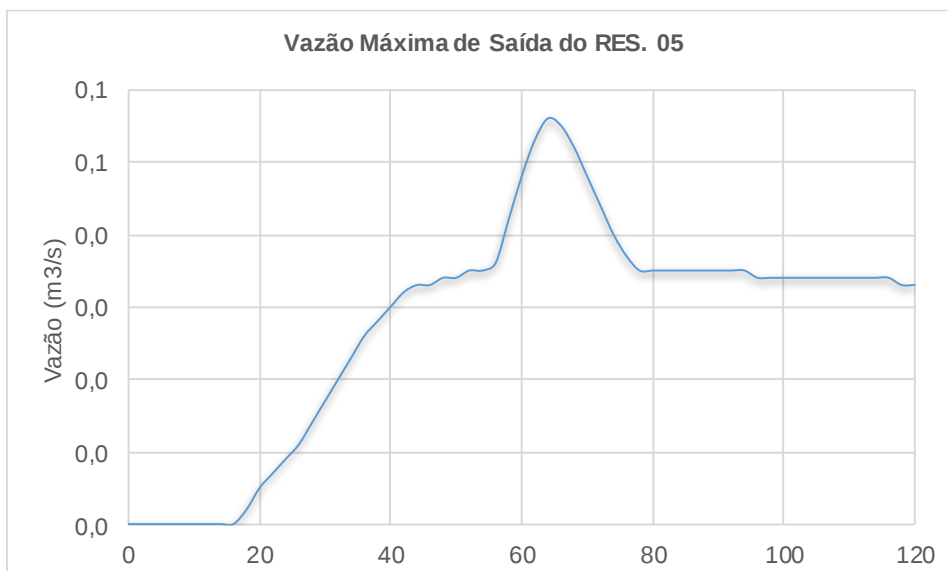


Gráfico 62: Hidrograma Afluente (0,056 m³/s), evento de TR = 25 anos.

O controle hidráulico do RES. 05 é composto por:

- Um orifício instalado na cota 1.116,000 (fundo da bacia) com seção retangular (0,11x0,10cm); para controle de qualidade e quantidade (vazão máxima de 24,4 l/s/ha).
- Um vertedor de emergência do tipo parede delgada, com seção transversal retangular e soleira com largura de 1,50m instalada à cota 1.117,500. A borda livre do reservatório é de 0,50m, sendo a cota da crista do reservatório 1.118,000.

No dimensionamento do reservatório considerou-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, vertedor em descarga livre e vertedor afogado). As seções dos orifícios foram dimensionadas por interação, a partir de simulações no software HEC-HMS.

A simulação da situação proposta com os reservatórios implantados foi realizada para o período de retorno de projeto, igual a 10 anos, buscando o funcionamento ótimo do sistema, ou seja, ajustando a curva “cota x volume x vazão” de cada reservatório para o completo preenchimento de cada um durante a duração do escoamento. Sob esta condição, é possível avaliar a maior capacidade de armazenamento do sistema.

A Figura 20 ilustra a curva cota x volume do reservatório, nota-se que o volume máximo previsto de armazenamento é de 1.123,500.

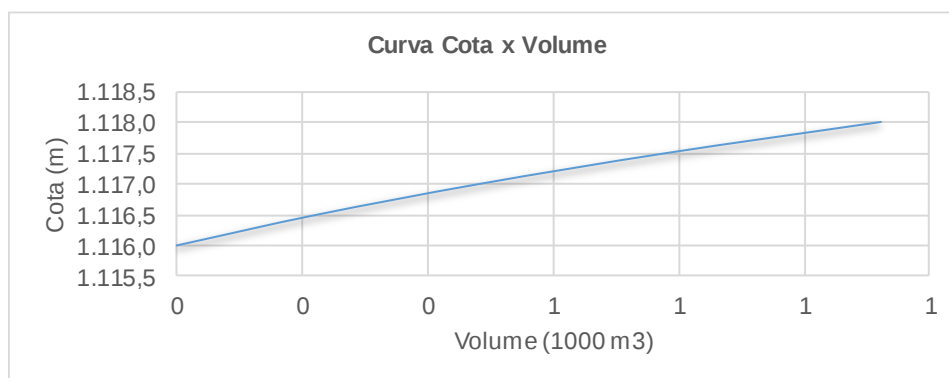


Figura 26: Curva cota x volume do reservatório de detenção 05.

A Figura 27 ilustra a curva cota x área do reservatório.

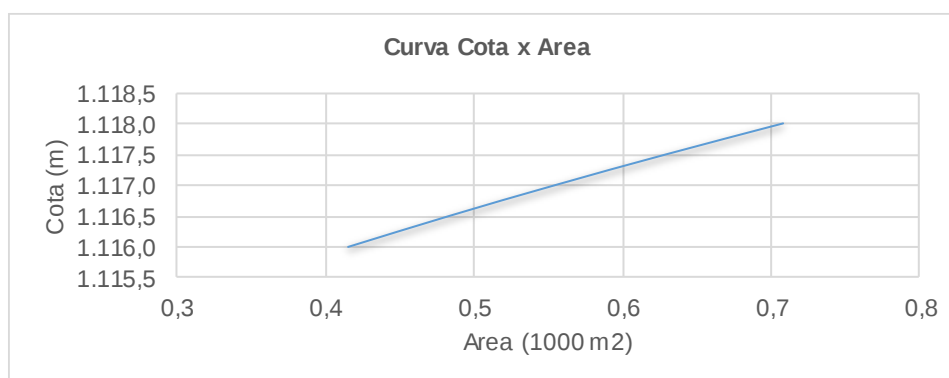


Figura 27: Curva cota x área do reservatório de detenção 05.

Os resultados de simulação obtidos são apresentados através dos hidrogramas de entrada e saída, os volumes armazenados e os níveis d'água atingidos no RES. 05, ao longo do tempo, permitem constatar a eficiência de amortecimento do reservatório.

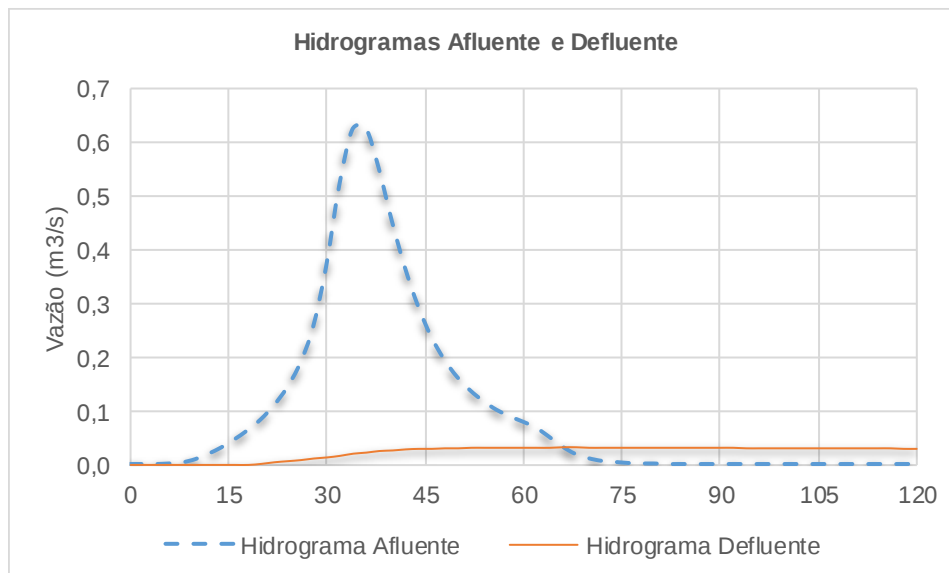


Gráfico 63: reservatório de detenção 05 - Hidrogramas Afluente (0,63m³/s) e Defluente (0,033m³/s), evento de TR = 10 anos e d = 1,0 h.

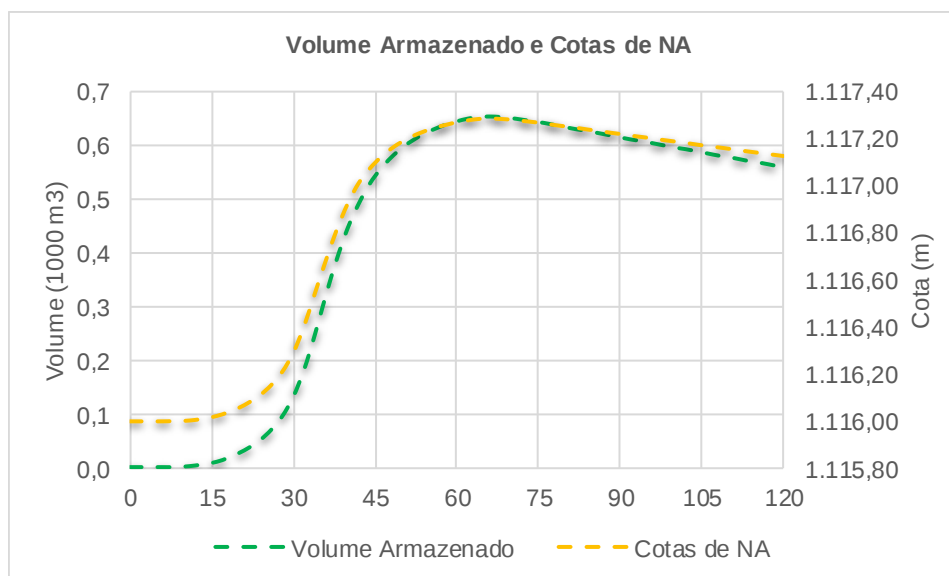


Gráfico 64: Reservatório de Detenção 05 - Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 10 anos e d = 1,0 h.

A cota máxima do NA encontrada na simulação (TR de 10 anos) do RES. 05 é 1.117,290, com borda livre de 0,71m em relação à cota de crista da barragem e volume armazenado de 654,000 m³. Percebe-se que o percentual de amortecimento das vazões de pico do RES. de qualidade é de 95% da vazão de pico afluente ao reservatório.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga.

Os hidrogramas de entrada e saída para um tempo de retorno de 50 anos podem ser visualizados a seguir. A cota máxima efluente simulada é 1.117,620m, portanto, 0,38m abaixo do coroamento. Essa diferença acomoda bem a segurança colocada pelos Engenheiros de barragens, considerando uma chuva excepcional.

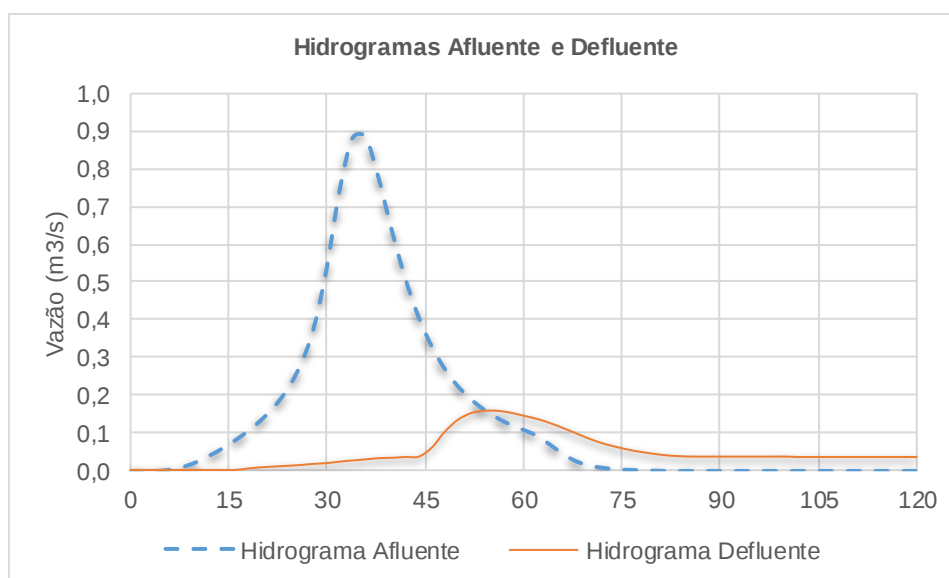


Gráfico 65: Hidrogramas Afluente (0,89 m³/s) e Defluente (0,16 m³/s), evento de TR = 50 anos e d = 1,0 h.

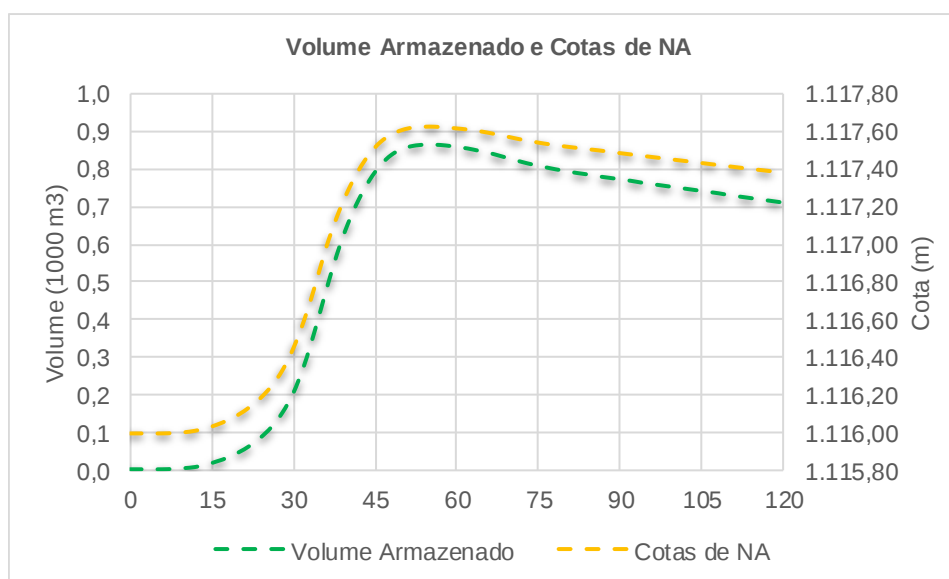


Gráfico 66: Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 50 anos e d = 1,0 h.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga a jusante. Segundo a ADASA, o armazenamento da água de chuva durante um período de 24h reduz a carga de sólidos em 80%. Para o atendimento destas condições, a referida Agência estabelece que os reservatórios devem possuir capacidade mínima definida pela seguinte equação.

$$V_{qa} = (33,8 + 1,80 \cdot A_i) \cdot A_c$$

Onde:

V_{qa} é o volume a ser armazenado pelo critério da qualidade em metros cúbicos (m^3);

A_c é a área de contribuição (ha);

A_i proporção de área impermeável em percentual (%).

Para esgotar este volume em 24 horas, a vazão de saída é estimada em:

$$Q = \frac{V_{qa}}{86,4}$$

Onde:

Q é obtido em l/s.

O resultado da simulação para período de 24 horas é apresentado a seguir:

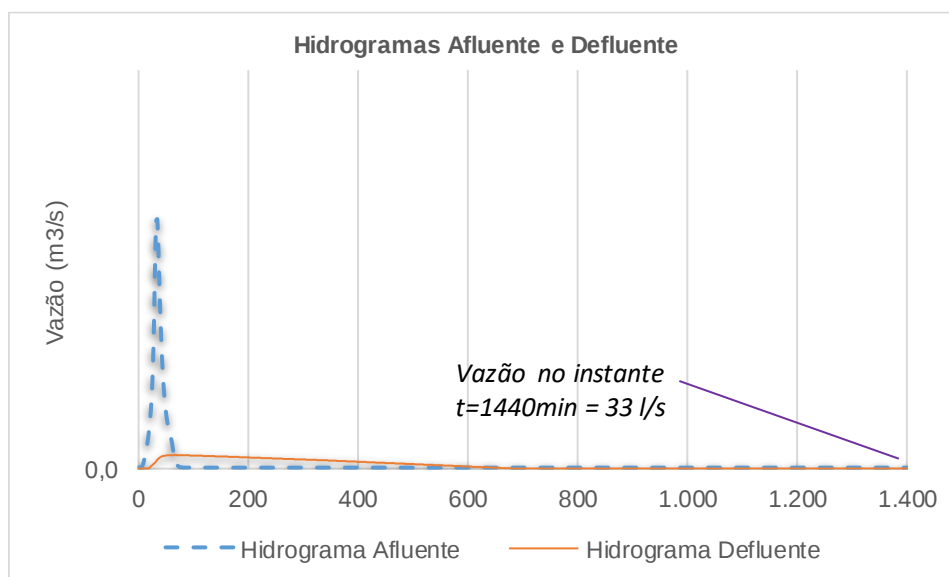


Gráfico 67: Reservatório de Detenção 05 – Hidrogramas Afluente e Defluente para período de simulação de 24 horas.

Na tabela seguinte, encontram-se o resumo das simulações do cenário futuro, pressupondo a implantação do reservatório de retenção 05.

Tabela 17: Resumo da eficiência do reservatório de retenção 05 para os eventos de TR = 10, 25 e 50

RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO 05						
TR (anos)	QUALIDADE/QUANTIDADE					
	Q Afluente (m ³ /s)	Q Defluente (m ³ /s)	NA Máximo (m)	Borda Livre (m)	Vol. Armaz. (m ³)	Amortecimento (%)
10	0,63	0,033	1.117,288	0,71	654,00	95%
25	0,76	0,056	1.117,538	0,46	805,00	93%
50	0,89	0,155	1.117,623	0,38	862,00	83%

É importante observar que o volume amortecido pelo reservatório de retenção será escoado lentamente, durante várias horas após a passagem do pico de vazão. Assim, os benefícios esperados, em termos de controle de cheias, incluem não apenas a atenuação de vazões como também a perda de sincronia de ocorrência de picos.

2.1.6.5.2 Dimensionamento Hidráulico da rede de drenagem a jusante do Reservatório 05

Ressalta-se que no cálculo da rede de lançamento (jusante do reservatório) foi considerada a vazão máxima de saída do reservatório para um tempo de retorno de 25 anos (0,056m³/s – Tabela 17), sendo transformada em uma área contribuinte equivalente para inserção no software de dimensionamento, ver planilha de dimensionamento do lançamento.

Onde:

Q = vazão (m³/s);

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade de chuva crítica (l/s x ha), sendo o Tc = 15 min e TR = 10 anos;

A = área contribuinte para a seção considerada (ha).

$$0,056 \frac{m^3}{s} = \left(0,15 * 395,424 \frac{L/s}{ha} / 1000 \frac{m^3}{s} \right) * Aha$$

$$0,056 \frac{m^3}{s} = 0,059314 \frac{m^3/s}{ha} * Aha$$

$$Aha = \frac{0,056 \frac{m^3}{s}}{0,059314 \frac{m^3/s}{ha}} * 10000ha \rightarrow A = 9441,3430m^2 \sim A = 0,9441ha$$

2.1.6.6 Modelagem Hidrológica e Hidráulica do Reservatório Detenção 06

O reservatório 06 é alimentado pelo escoamento proveniente da rede 06, e a proposta de implantação do reservatório de detenção projetado, elaboraram-se os diagramas unifilar para modelagem dos reservatórios. O processo de transformação da chuva em escoamento superficial foi feito através do modelo computacional HEC-HMS, utilizando o hidrograma unitário sintético sugerido pelo SCS.

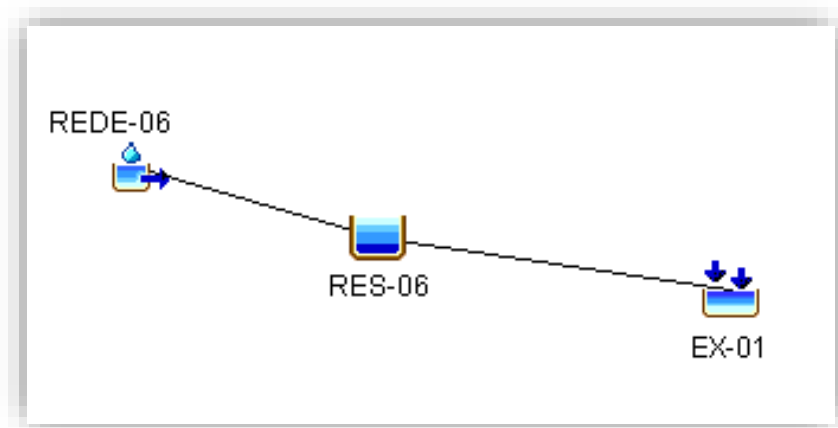


Figura 28: Diagrama unifilar HEC-HMS para a REDE -06 – RES. 06.

Os parâmetros adotados para o modelo hidrológico pelo método SCS Unit Hydrograph são apresentados na tabela a seguir:

Tabela 18: Parâmetros adotados para o modelo hidrológico – RES. 06.

PARÂMETROS	RES. 06
Área da sub-bacia (ha)	4,29
Tempo de concentração (min)	5,00
Intervalo de cálculo (Time Interval) (min)	2
Número da curva CN (Curve Number)	98
Duração da chuva (h)	1
Precipitação de 1 hora (mm/h)	70,79
Tempo de retorno (anos)	25

2.1.6.6.1 Simulação Hidrológicas do Reservatório de Detenção 06

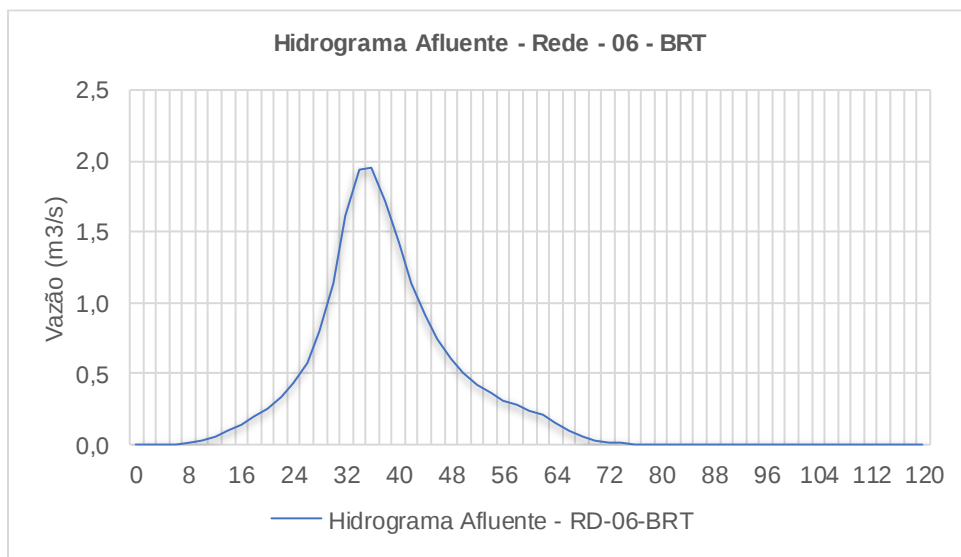


Gráfico 68: Hidrograma Afluente (1,95 m³/s), evento de TR = 10 anos.

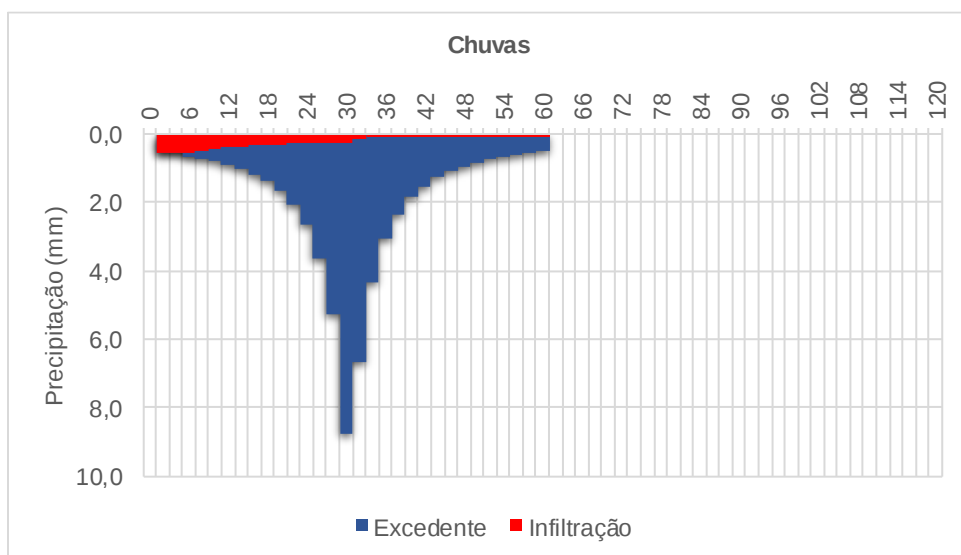


Gráfico 69: Chuvas, evento de TR = 10 anos.

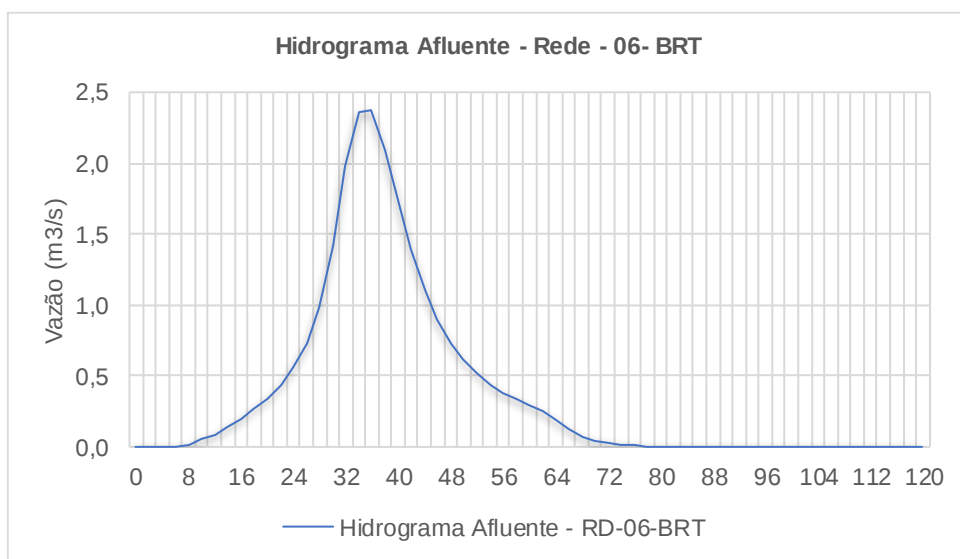


Gráfico 70: Hidrograma Afluyente (2,38 m³/s), evento de TR = 25 anos.

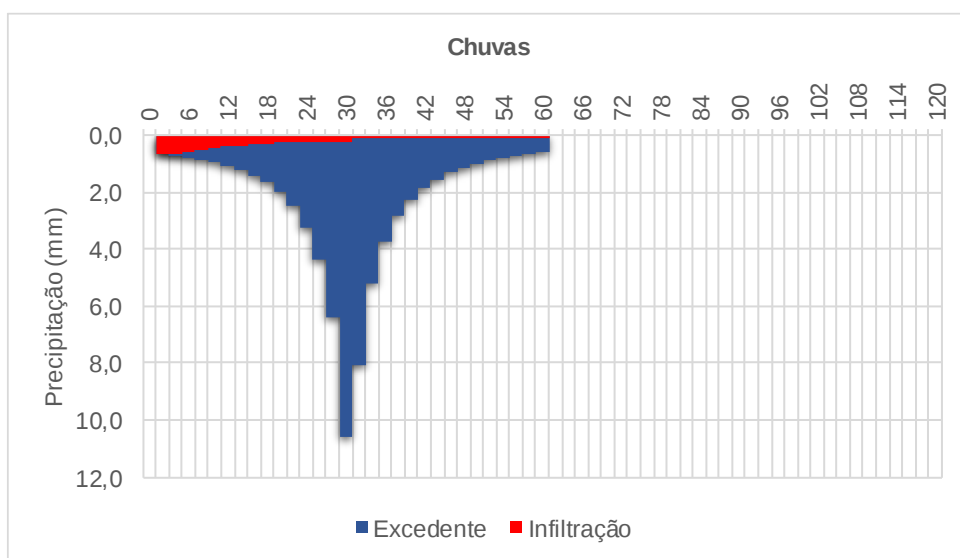


Gráfico 71: Chuvas, evento de TR = 25 anos.

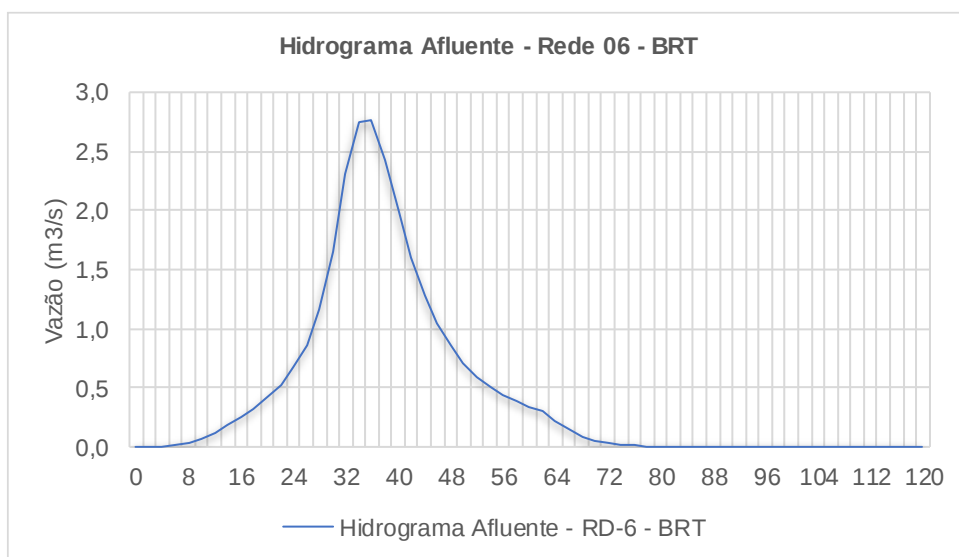


Gráfico 72: Hidrograma Afluyente (2,75m³/s), evento de TR = 50 anos.

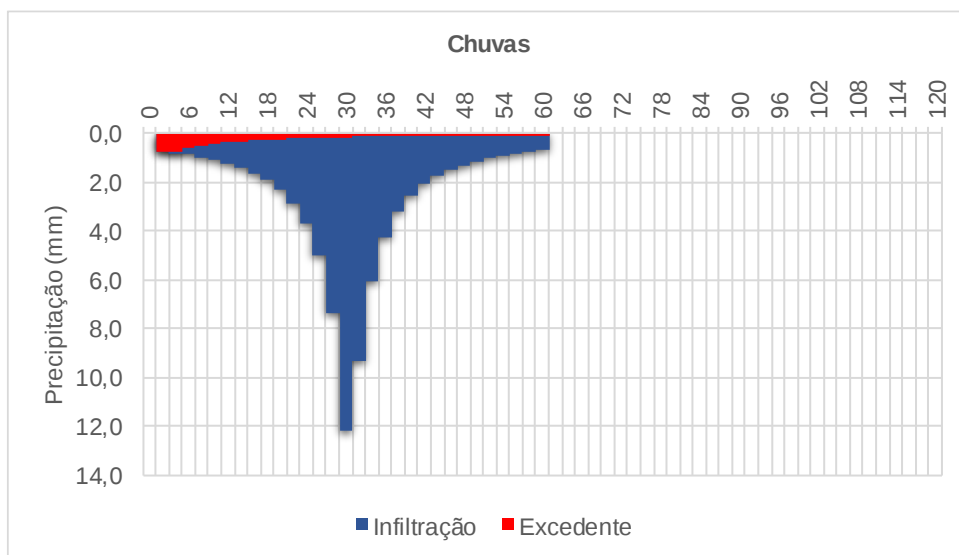


Gráfico 73: Chuvas, evento de TR = 50 anos.

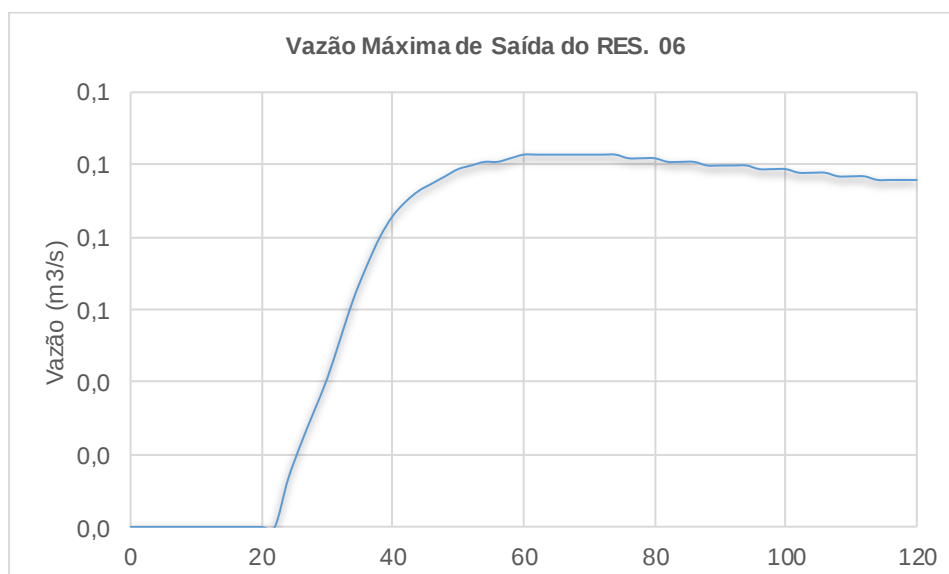


Gráfico 74: Hidrograma Afluente (0,103 m3/s), evento de TR = 10 anos.

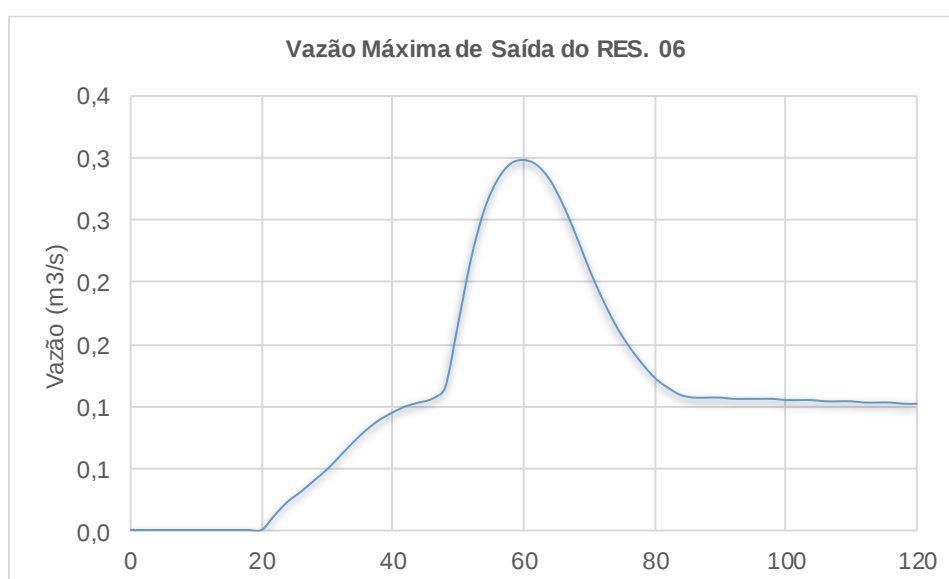


Gráfico 75: Hidrograma Afluente (0,299 m3/s), evento de TR = 25 anos.

O controle hidráulico do RES. 06 é composto por:

- Um orifício instalado na cota 1.073,000 (fundo da bacia) com seção retangular (0,18x0,19cm); para controle de qualidade e quantidade (vazão máxima de 24,4 l/s/ha).
- Um vertedor de emergência do tipo parede delgada, com seção transversal retangular e soleira com largura de 3,00m instalada à cota 1.074,500. A borda livre do reservatório é de 0,50m, sendo a cota da crista do reservatório 1.075,000.

No dimensionamento do reservatório considerou-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, vertedor em descarga livre e vertedor afogado). As seções dos orifícios foram dimensionadas por interação, a partir de simulações no software HEC-HMS.

A simulação da situação proposta com os reservatórios implantados foi realizada para o período de retorno de projeto, igual a 10 anos, buscando o funcionamento ótimo do sistema, ou seja, ajustando a curva “cota x volume x vazão” de cada reservatório para o completo preenchimento de cada um durante a duração do escoamento. Sob esta condição, é possível avaliar a maior capacidade de armazenamento do sistema.

A Figura 20 ilustra a curva cota x volume do reservatório, nota-se que o volume máximo previsto de armazenamento é de 3.099,090.

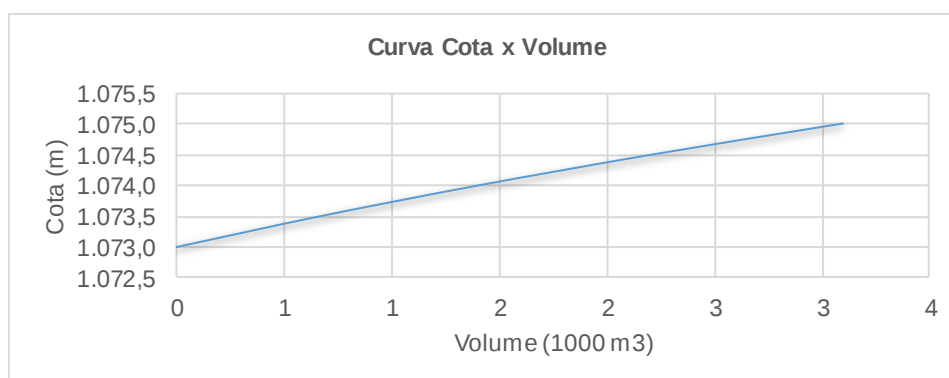


Figura 29: Curva cota x volume do reservatório de detenção 06.

A Figura 30 ilustra a curva cota x área do reservatório.

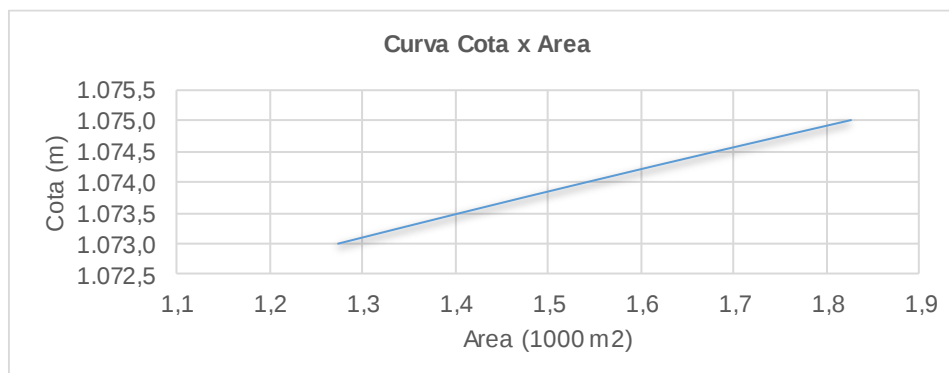


Figura 30: Curva cota x área do reservatório de detenção 06.

Os resultados de simulação obtidos são apresentados através dos hidrogramas de entrada e saída, os volumes armazenados e os níveis d'água atingidos no RES. 06, ao longo do tempo, permitem constatar a eficiência de amortecimento do reservatório.

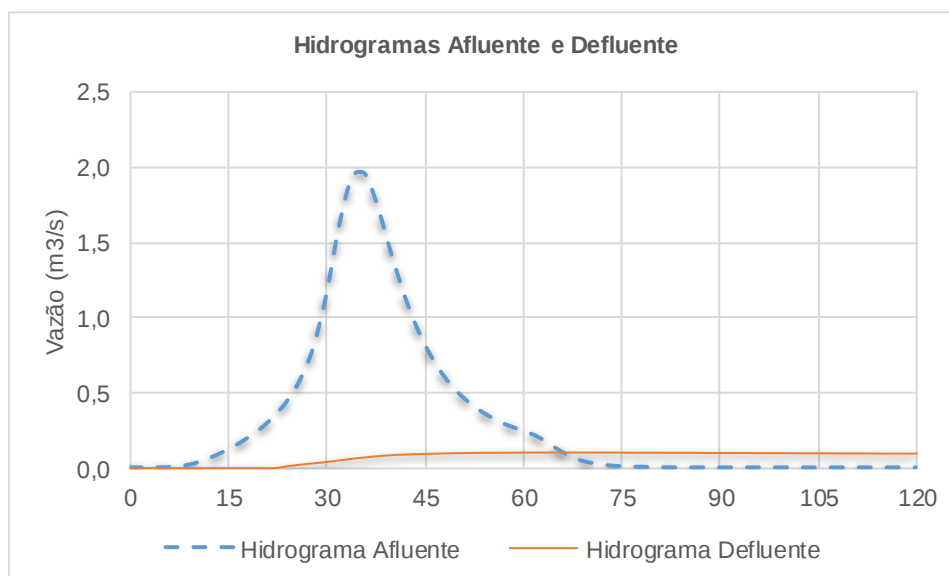


Gráfico 76: reservatório de detenção 06 - Hidrogramas Afluente (1,95m³/s) e Defluente (0,103m³/s), evento de TR = 10 anos e d = 1,0 h.

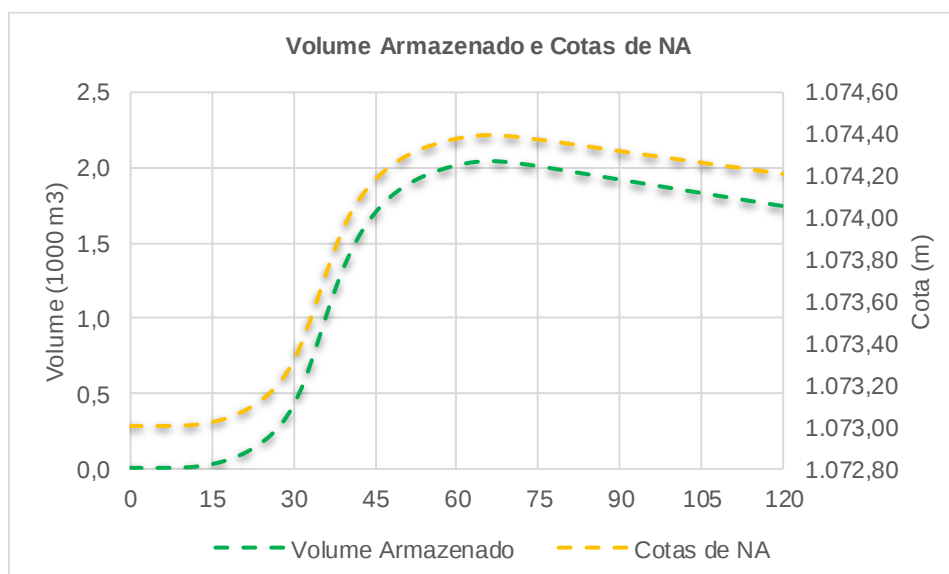


Gráfico 77: Reservatório de Detenção 06 - Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 10 anos e d = 1,0 h.

A cota máxima do NA encontrada na simulação (TR de 10 anos) do RES. 06 é 1.074,390, com borda livre de 0,61m em relação à cota de crista da barragem e volume armazenado de 2.037,000 m³. Percebe-se que o percentual de amortecimento das vazões de pico do RES. de qualidade é de 95% da vazão de pico afluente ao reservatório.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga.

Os hidrogramas de entrada e saída para um tempo de retorno de 50 anos podem ser visualizados a seguir. A cota máxima efluente simulada é 1.074,710m, portanto, 0,29m abaixo do coroamento. Essa diferença acomoda bem a segurança colocada pelos Engenheiros de barragens, considerando uma chuva excepcional.

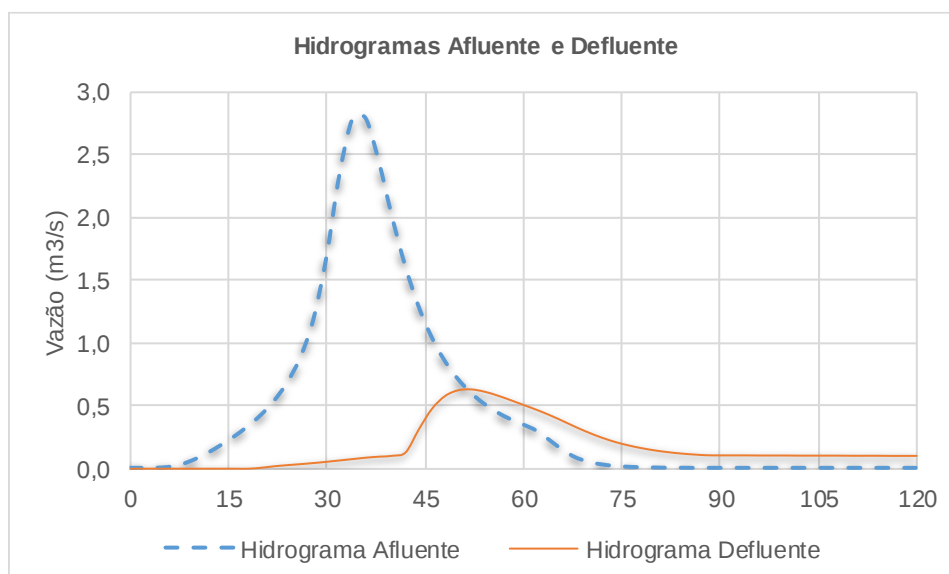


Gráfico 78: Hidrogramas Afluente (2,79 m³/s) e Defluente (0,64 m³/s), evento de TR = 50 anos e d = 1,0 h.

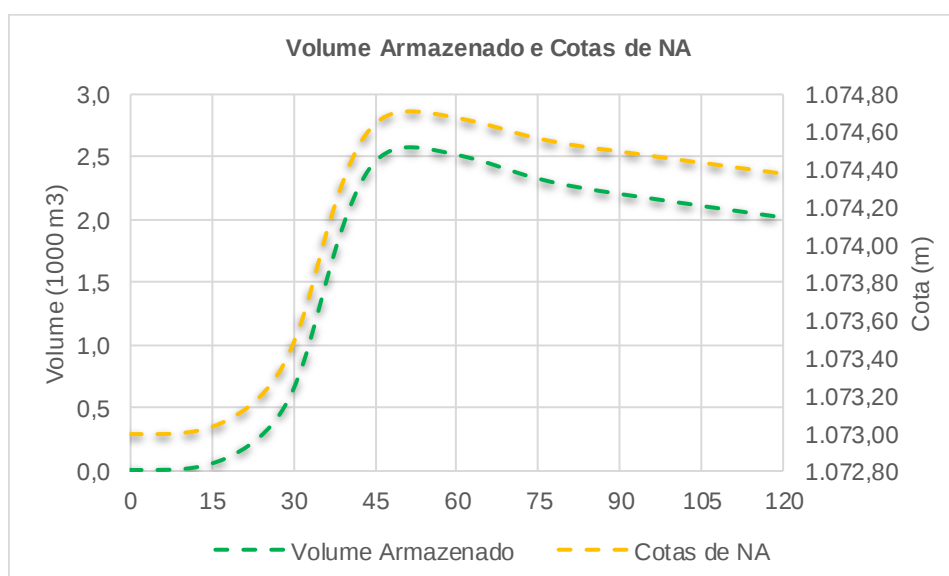


Gráfico 79: Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 50 anos e d = 1,0 h.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga a jusante. Segundo a ADASA, o armazenamento da água de chuva durante um período de 24h reduz a carga de sólidos em 80%. Para o atendimento destas condições, a referida Agência estabelece que os reservatórios devem possuir capacidade mínima definida pela seguinte equação.

$$V_{qa} = (33,8 + 1,80 \cdot A_i) \cdot A_c$$

Onde:

V_{qa} é o volume a ser armazenado pelo critério da qualidade em metros cúbicos (m³);

Ac é a área de contribuição (ha);

Ai proporção de área impermeável em percentual (%).

Para esgotar este volume em 24 horas, a vazão de saída é estimada em:

$$Q = \frac{V_{qa}}{86,4}$$

Onde:

Q é obtido em l/s.

O resultado da simulação para período de 24 horas é apresentado a seguir:

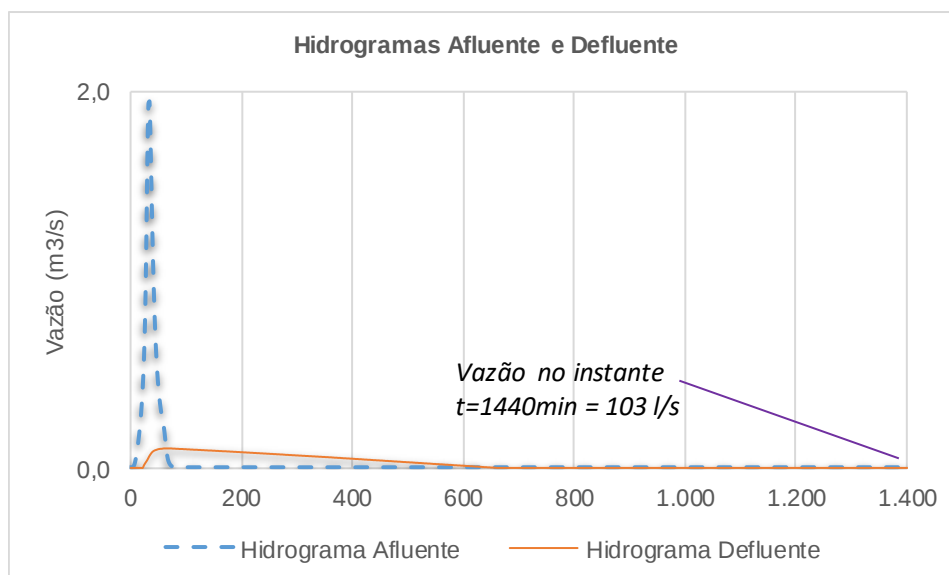


Gráfico 80: Reservatório de Detenção 06 – Hidrogramas Afluente e Defluente para período de simulação de 24 horas.

Na tabela seguinte, encontram-se o resumo das simulações do cenário futuro, pressupondo a implantação do reservatório de retenção 06.

Tabela 19: Resumo da eficiência do reservatório de retenção 06 para os eventos de TR = 10, 25 e 50

RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO 06						
TR (anos)	QUALIDADE/QUANTIDADE					
	Q Afluente (m3/s)	Q Defluente (m3/s)	NA Máximo (m)	Borda Livre (m)	Vol. Armaz. (m3)	Amortecimento (%)
10	1,95	0,103	1.074,391	0,61	2.037,00	95%
25	2,40	0,318	1.074,612	0,39	2.409,00	87%
50	2,79	0,636	1.074,708	0,29	2.577,00	77%

É importante observar que o volume amortecido pelo reservatório de retenção será escoado lentamente, durante várias horas após a passagem do pico de vazão. Assim, os benefícios esperados, em termos de controle de cheias, incluem não apenas a atenuação de vazões como também a perda de sincronia de ocorrência de picos.

2.1.6.6.2 Dimensionamento Hidráulico da rede de drenagem a jusante do Reservatório 06

No planejamento/dimensionamento das redes verificou-se a viabilidade do funcionamento, especialmente as cotas de operação e as estruturas hidráulicas.

Ressalta-se que no cálculo da rede de lançamento (jusante do reservatório) foi considerada a vazão máxima de saída do reservatório para um tempo de retorno de 25 anos (0,318m3/s – Tabela 19.), sendo transformada em uma área contribuinte equivalente para inserção no software de dimensionamento, ver planilha de dimensionamento do lançamento.

Onde:

Q = vazão (m3/s);

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade de chuva crítica (l/s x ha), sendo o Tc = 15 min e TR = 10 anos;

A = área contribuinte para a seção considerada (ha).

$$0,318 \frac{m^3}{s} = \left(0,15 * 395,424 \frac{L/s}{ha} / 1000 \frac{m^3}{s} \right) * Aha$$

$$0,318 \frac{m^3}{s} = 0,059314 \frac{m^3/s}{ha} * Aha$$

$$Aha = \frac{0,318 \frac{m^3}{s}}{0,059314 \frac{m^3/s}{ha}} * 10000ha \rightarrow A = 53613,34078m^2 \sim A = 5,3613ha$$

2.1.6.7 Modelagem Hidrológica e Hidráulica do Reservatório Detenção 07

O reservatório 07 é alimentado pelo escoamento proveniente da rede 07, e a proposta de implantação do reservatório de detenção projetado, elaboraram-se os diagramas unifilar para modelagem dos reservatórios. O processo de transformação da chuva em escoamento superficial foi feito através do modelo computacional HEC-HMS, utilizando o hidrograma unitário sintético sugerido pelo SCS.

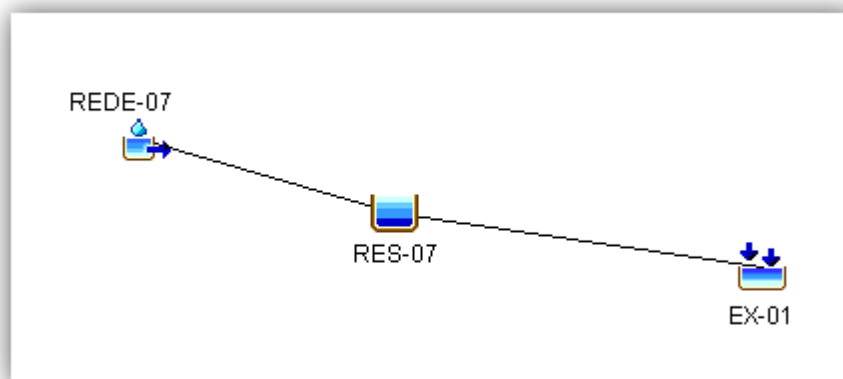


Figura 31: Diagrama unifilar HEC-HMS para a REDE -07 – RES. 07.

Os parâmetros adotados para o modelo hidrológico pelo método SCS Unit Hydrograph são apresentados na tabela a seguir:

Tabela 20: Parâmetros adotados para o modelo hidrológico – RES. 07.

PARÂMETROS	RES. 07
Área da sub-bacia (ha)	2,70
Tempo de concentração (min)	5,00
Intervalo de cálculo (Time Interval) (min)	2
Número da curva CN (Curve Number)	98
Duração da chuva (h)	1
Precipitação de 1 hora (mm/h)	70,79
Tempo de retorno (anos)	25

2.1.6.7.1 Simulação Hidrológicas do Reservatório de Detenção 07

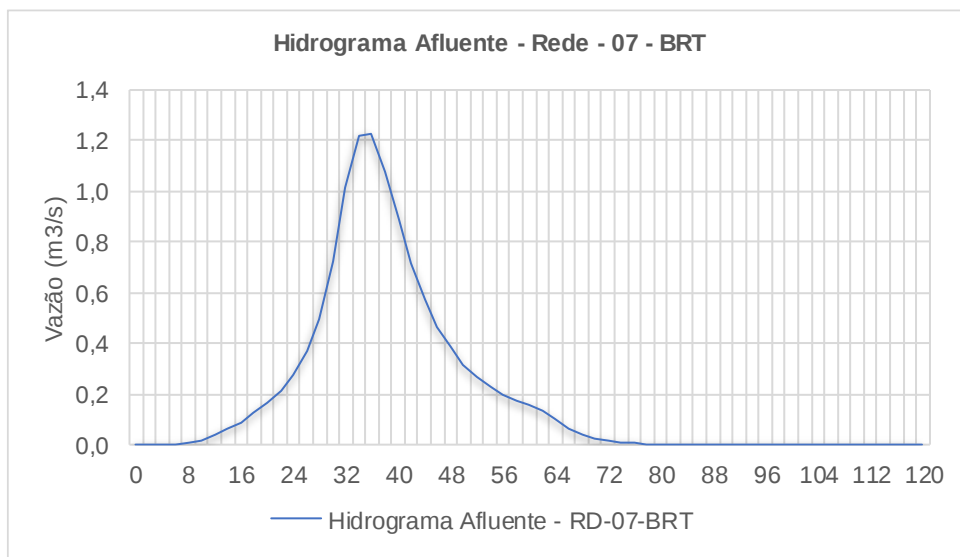


Gráfico 81: Hidrograma Afluente (1,23 m3/s), evento de TR = 10 anos.

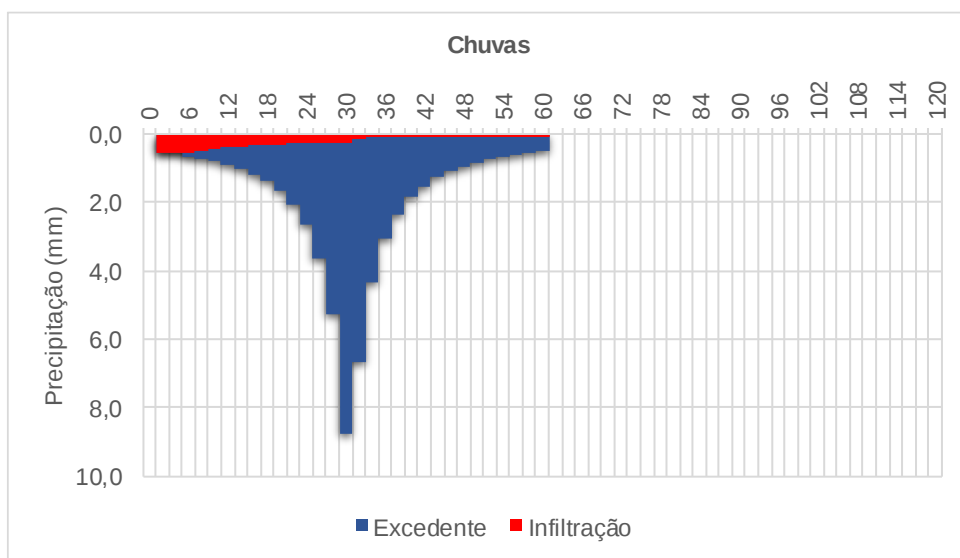


Gráfico 82: Chuvas, evento de TR = 10 anos.

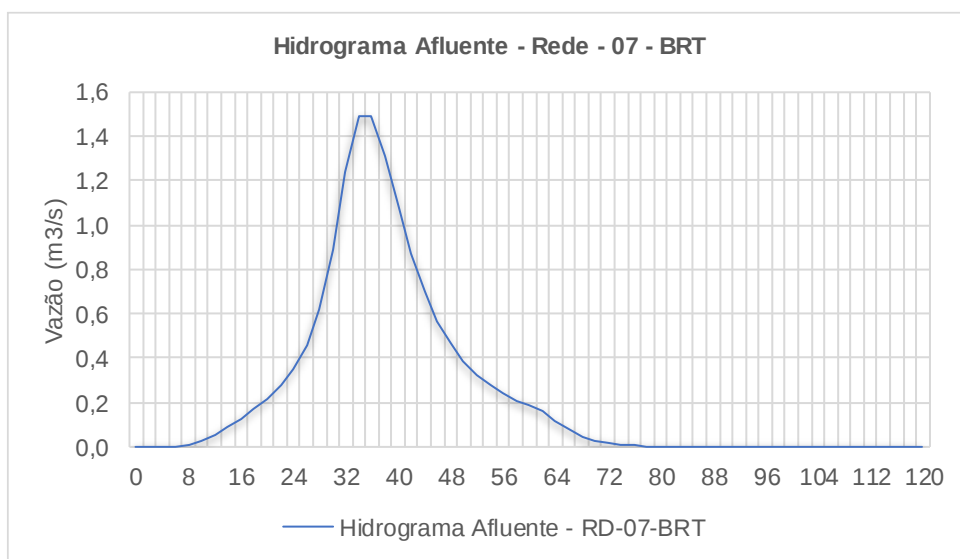


Gráfico 83: Hidrograma Afluente (1,50 m³/s), evento de TR = 25 anos.

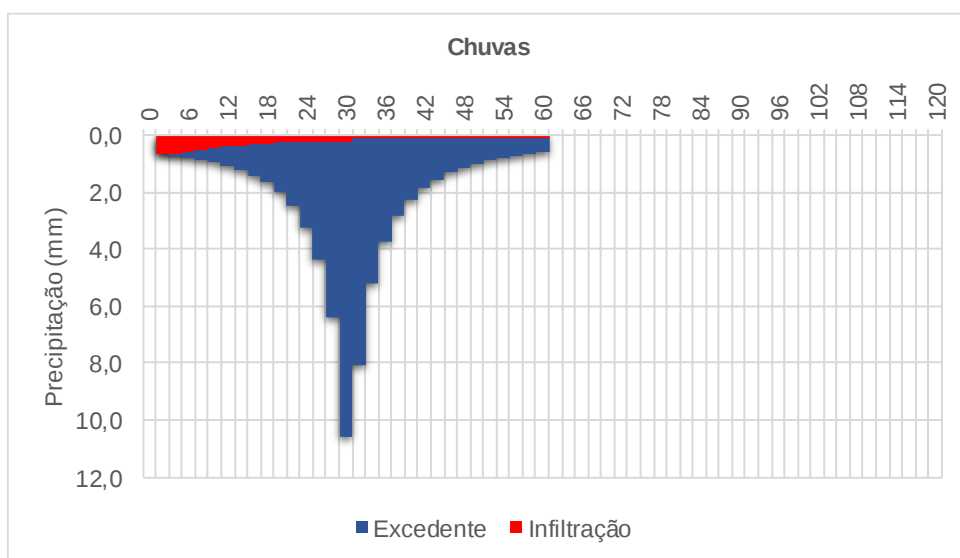


Gráfico 84: Chuvas, evento de TR = 25 anos.

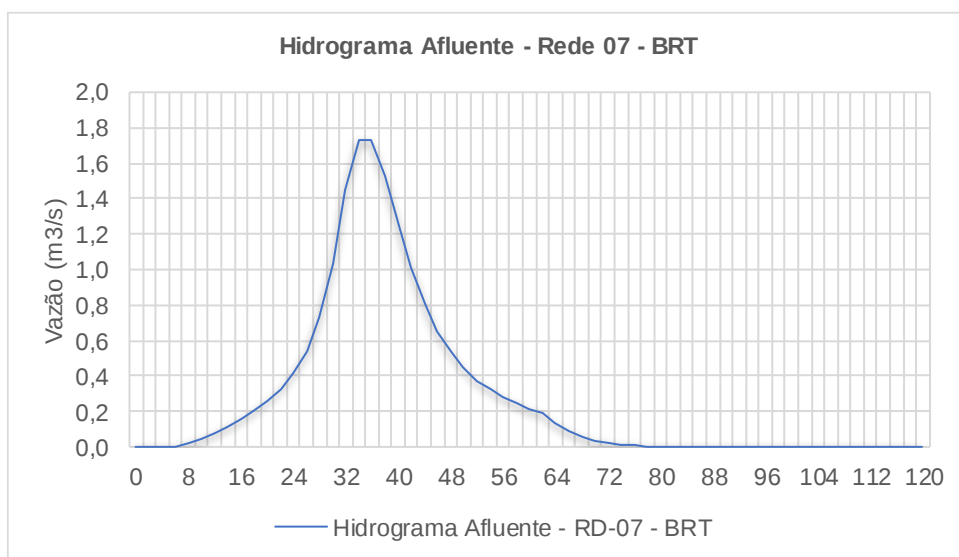


Gráfico 85: Hidrograma Afluyente (1,74m³/s), evento de TR = 50 anos.

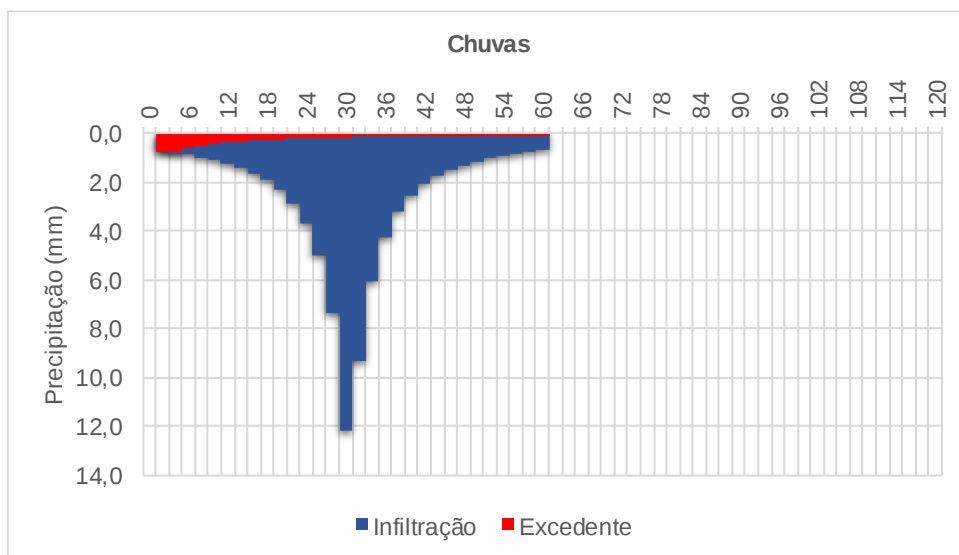


Gráfico 86: Chuvas, evento de TR = 50 anos.

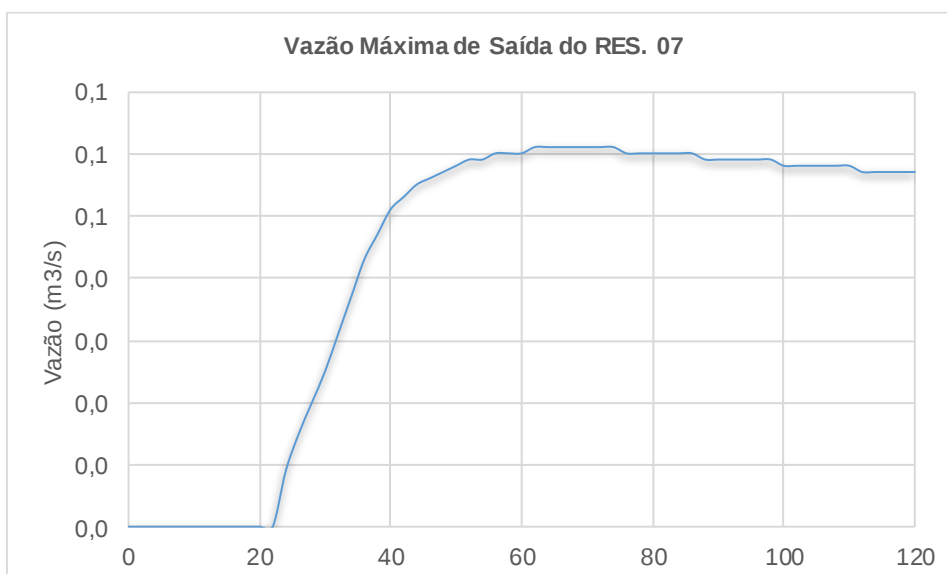


Gráfico 87: Hidrograma Afluente (0,061 m3/s), evento de TR = 10 anos.



Gráfico 88: Hidrograma Afluente (0,270 m3/s), evento de TR = 25 anos.

O controle hidráulico do RES. 07 é composto por:

- Um orifício instalado na cota 1.054,400 (fundo da bacia) com seção retangular (0,14x0,14cm); para controle de qualidade e quantidade (vazão máxima de 24,4 l/s/ha).
- Um vertedor de emergência do tipo parede delgada, com seção transversal retangular e soleira com largura de 3,00m instalada à cota 1.055,900. A borda livre do reservatório é de 0,50m, sendo a cota da crista do reservatório 1.056,400.

No dimensionamento do reservatório considerou-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, vertedor em descarga livre e vertedor afogado). As seções dos orifícios foram dimensionadas por interação, a partir de simulações no software HEC-HMS.

A simulação da situação proposta com os reservatórios implantados foi realizada para o período de retorno de projeto, igual a 10 anos, buscando o funcionamento ótimo do sistema, ou seja, ajustando a curva “cota x volume x vazão” de cada reservatório para o completo preenchimento de cada um durante a duração do escoamento. Sob esta condição, é possível avaliar a maior capacidade de armazenamento do sistema.

A Figura 32 ilustra a curva cota x volume do reservatório, nota-se que o volume máximo previsto de armazenamento é de 1.882,630.

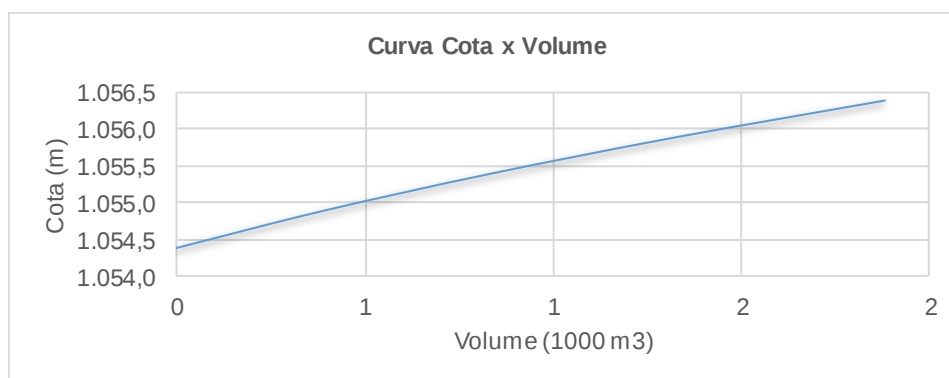


Figura 32: Curva cota x volume do reservatório de detenção 07.

A Figura 33 ilustra a curva cota x área do reservatório.

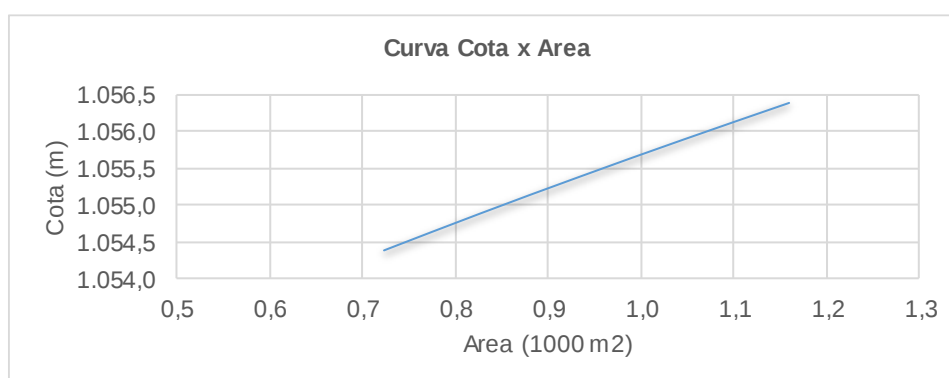


Figura 33: Curva cota x área do reservatório de detenção 07.

Os resultados de simulação obtidos são apresentados através dos hidrogramas de entrada e saída, os volumes armazenados e os níveis d'água atingidos no RES. 07, ao longo do tempo, permitem constatar a eficiência de amortecimento do reservatório.

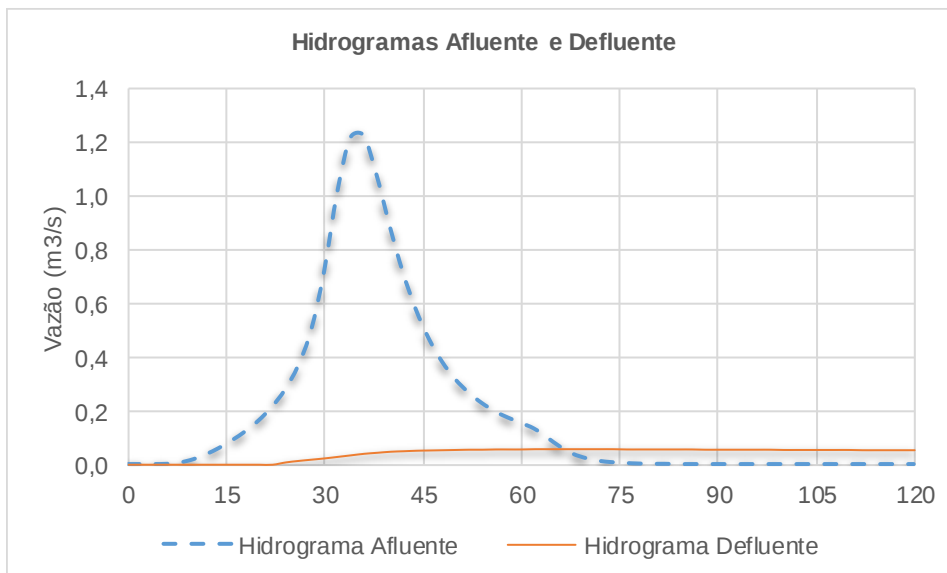


Gráfico 89: reservatório de detenção 07 - Hidrogramas Afluente (1,23m³/s) e Defluente (0,061m³/s), evento de TR = 10 anos e d = 1,0 h.

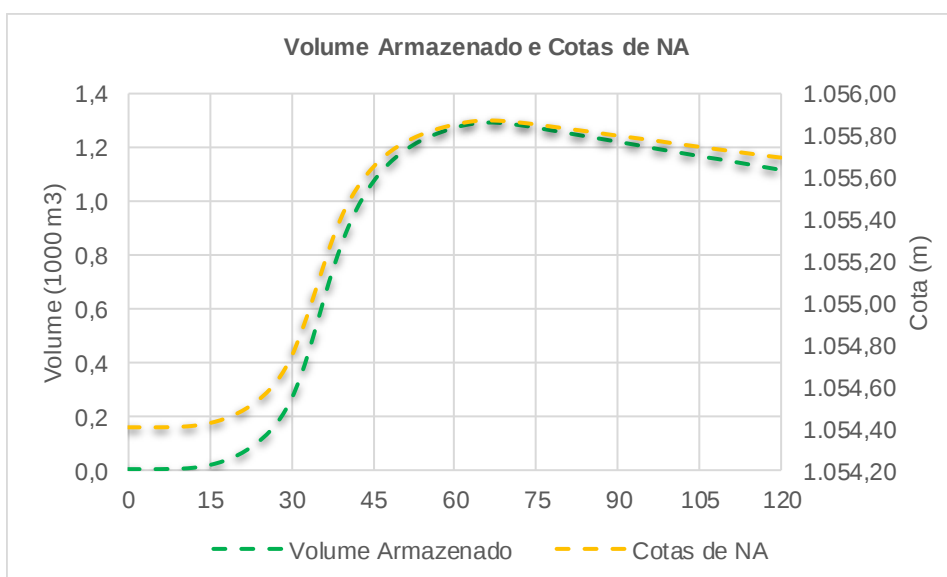


Gráfico 90: Reservatório de Detenção 07 - Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 10 anos e d = 1,0 h.

A cota máxima do NA encontrada na simulação (TR de 10 anos) do RES. 07 é 1.055,870, com borda livre de 0,53m em relação à cota de crista da barragem e volume armazenado de 1.289,000

m3. Percebe-se que o percentual de amortecimento das vazões de pico do RES. de qualidade é de 95% da vazão de pico afluente ao reservatório.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga.

Os hidrogramas de entrada e saída para um tempo de retorno de 50 anos podem ser visualizados a seguir. A cota máxima efluente simulada é 1.056,090m, portanto, 0,31m abaixo do coroamento. Essa diferença acomoda bem a segurança colocada pelos Engenheiros de barragens, considerando uma chuva excepcional.

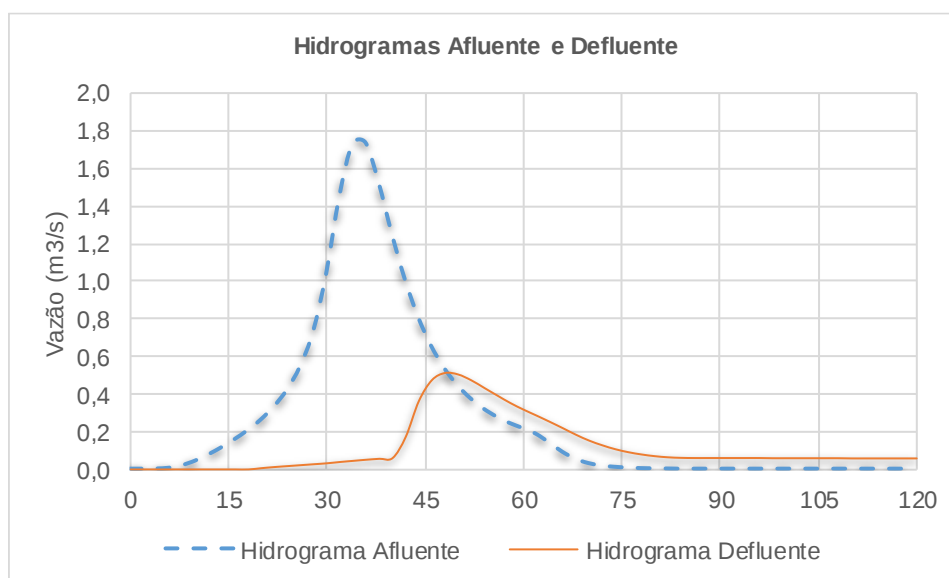


Gráfico 91: Hidrogramas Afluente (1,74 m³/s) e Defluente (0,52 m³/s), evento de TR = 50 anos e d = 1,0 h.

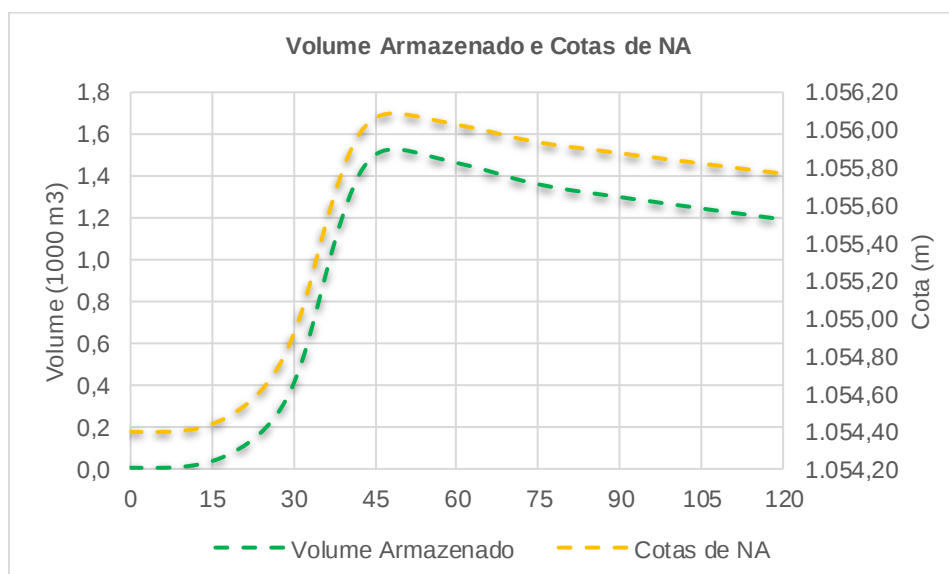


Gráfico 92: Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 50 anos e d = 1,0 h.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga a jusante. Segundo a ADASA, o armazenamento da água de chuva durante um período de 24h reduz a carga de sólidos em 80%. Para o atendimento destas condições, a referida Agência estabelece que os reservatórios devem possuir capacidade mínima definida pela seguinte equação.

$$V_{qa} = (33,8 + 1,80 \cdot A_i) \cdot A_c$$

Onde:

V_{qa} é o volume a ser armazenado pelo critério da qualidade em metros cúbicos (m^3);

A_c é a área de contribuição (ha);

A_i proporção de área impermeável em percentual (%).

Para esgotar este volume em 24 horas, a vazão de saída é estimada em:

$$Q = \frac{V_{qa}}{86,4}$$

Onde:

Q é obtido em l/s.

O resultado da simulação para período de 24 horas é apresentado a seguir:

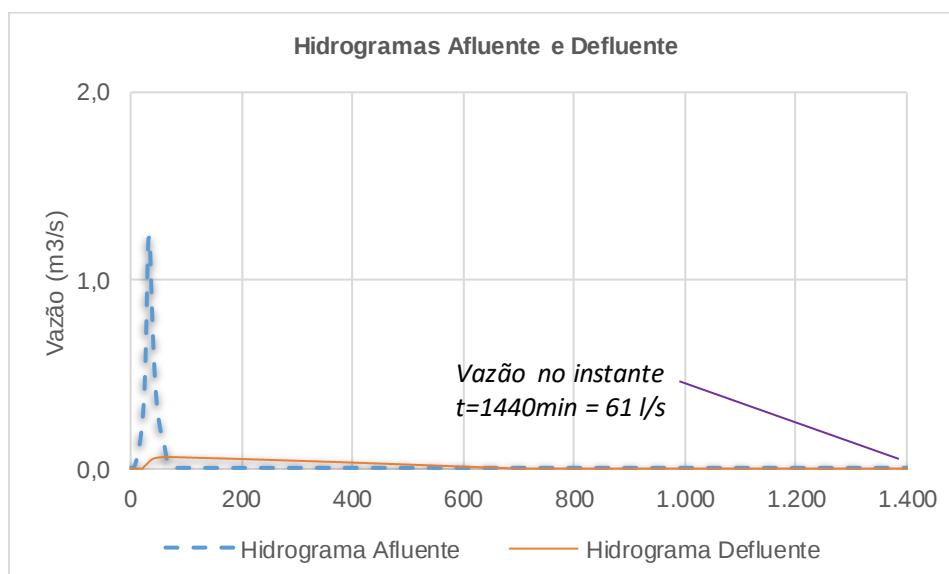


Gráfico 93: Reservatório de Detenção 07 – Hidrogramas Afluente e Defluente para período de simulação de 24 horas.

Na tabela seguinte, encontram-se o resumo das simulações do cenário futuro, pressupondo a implantação do reservatório de detenção 07.

Tabela 21: Resumo da eficiência do reservatório de detenção 07 para os eventos de TR = 10, 25 e 50

RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO 07						
TR (anos)	QUALIDADE/QUANTIDADE					
	Q Afluente (m³/s)	Q Defluente (m³/s)	NA Máximo (m)	Borda Livre (m)	Vol. Armaz. (m³)	Amortecimento (%)
10	1,23	0,061	1.055,867	0,53	1.289,00	95%
25	1,50	0,270	1.056,012	0,39	1.445,00	82%
50	1,74	0,515	1.056,089	0,31	1.529,00	70%

É importante observar que o volume amortecido pelo reservatório de detenção será escoado lentamente, durante várias horas após a passagem do pico de vazão. Assim, os benefícios esperados, em termos de controle de cheias, incluem não apenas a atenuação de vazões como também a perda de sincronia de ocorrência de picos.

2.1.6.7.2 Dimensionamento Hidráulico da rede de drenagem a jusante do Reservatório 07

No planejamento/dimensionamento das redes verificou-se a viabilidade do funcionamento, especialmente as cotas de operação e as estruturas hidráulicas.

Ressalta-se que no cálculo da rede de lançamento (jusante do reservatório) foi considerada a vazão máxima de saída do reservatório para um tempo de retorno de 25 anos (0,270m³/s –Tabela 21.), sendo transformada em uma área contribuinte equivalente para inserção no software de dimensionamento, ver planilha de dimensionamento do lançamento.

Onde:

Q = vazão (m³/s);

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade de chuva crítica (l/s x ha), sendo o Tc = 15 min e TR = 10 anos;

A = área contribuinte para a seção considerada (ha).

$$0,270 \frac{m^3}{s} = \left(0,15 * 395,424 \frac{L/s}{ha} / 1000 \frac{m^3}{s} \right) * Aha$$

$$0,270 \frac{m^3}{s} = 0,059314 \frac{m^3/s}{ha} * Aha$$

$$Aha = \frac{0,270 \frac{m^3}{s}}{0,059314 \frac{m^3/s}{ha}} * 10000ha \rightarrow A = 45520,7610m^2 \sim A = 4,5520ha$$

2.1.6.8 Modelagem Hidrológica e Hidráulica do Reservatório Detenção 08

O reservatório 08 é alimentado pelo escoamento proveniente da rede 08, e a proposta de implantação do reservatório de detenção projetado, elaboraram-se os diagramas unifilar para modelagem dos reservatórios. O processo de transformação da chuva em escoamento superficial foi feito através do modelo computacional HEC-HMS, utilizando o hidrograma unitário sintético sugerido pelo SCS.

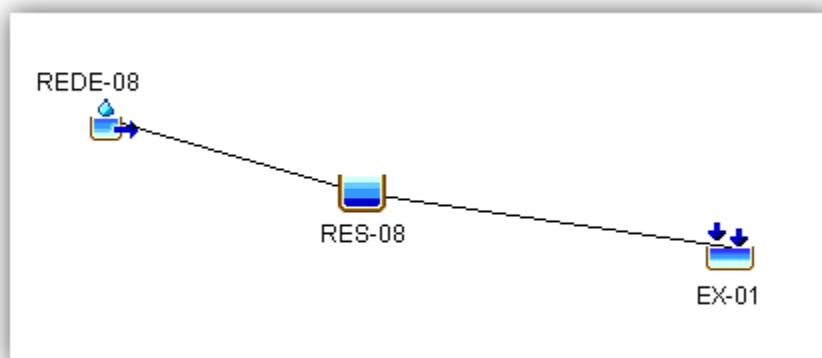


Figura 34: Diagrama unifilar HEC-HMS para a REDE -08 – RES. 08.

Os parâmetros adotados para o modelo hidrológico pelo método SCS Unit Hydrograph são apresentados na tabela a seguir:

Tabela 22: Parâmetros adotados para o modelo hidrológico – RES. 08.

PARÂMETROS	RES. 08
------------	---------

PARÂMETROS	RES. 08
Área da sub-bacia (ha)	6,86
Tempo de concentração (min)	10,10
Intervalo de cálculo (Time Interval) (min)	2
Número da curva CN (Curve Number)	98
Duração da chuva (h)	1
Precipitação de 1 hora (mm/h)	70,79
Tempo de retorno (anos)	25

2.1.6.8.1 Simulação Hidrológicas do Reservatório de Detenção 08

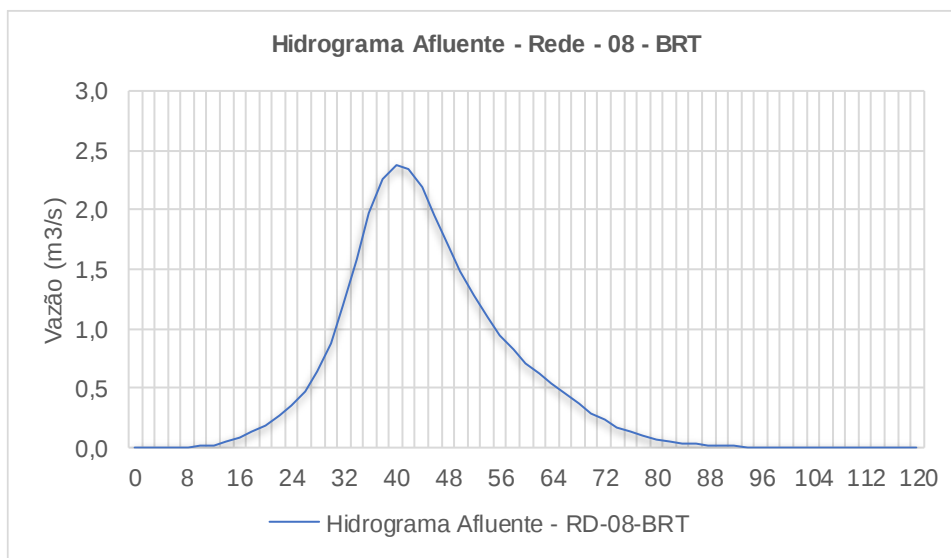


Gráfico 94: Hidrograma Afluyente (2,38 m³/s), evento de TR = 10 anos.

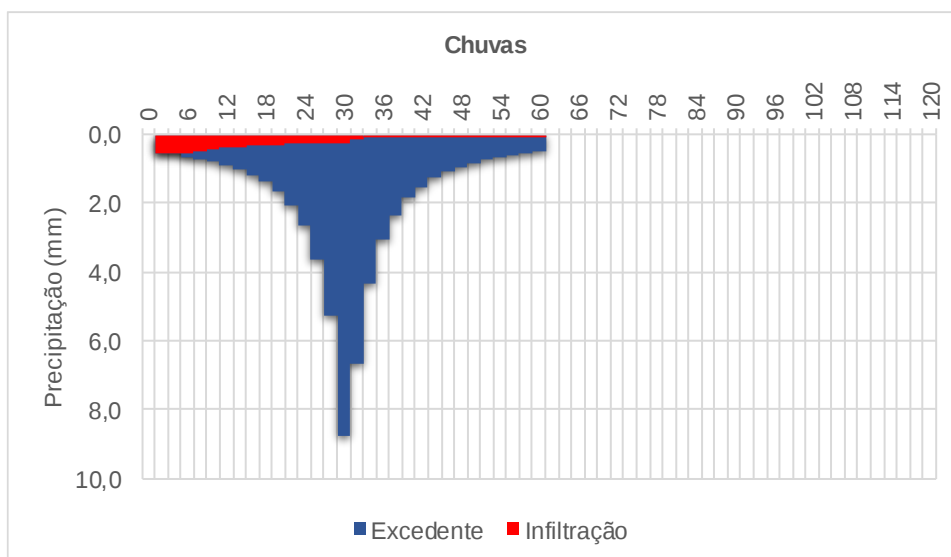


Gráfico 95: Chuvas, evento de TR = 10 anos.

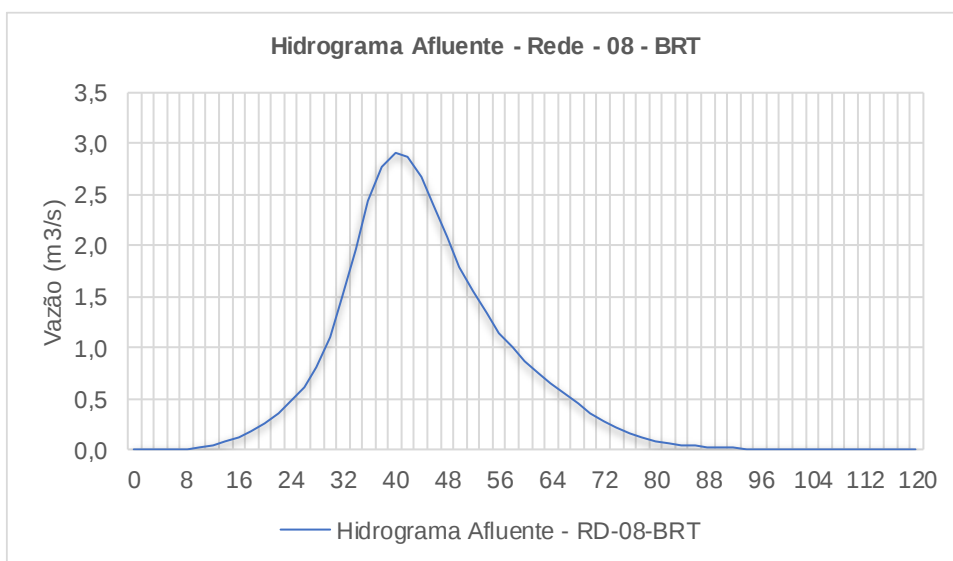


Gráfico 96: Hidrograma Afluyente (2,91 m³/s), evento de TR = 25 anos.

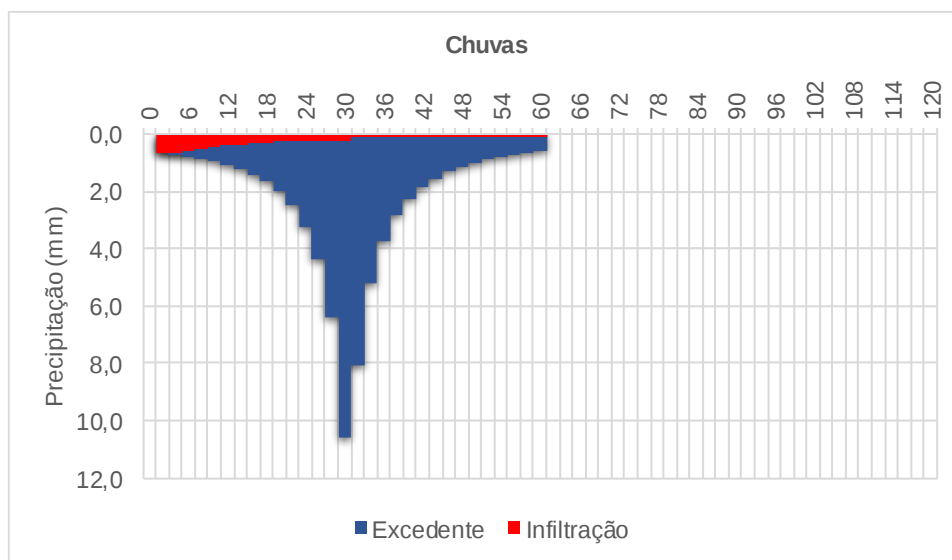


Gráfico 97: Chuvas, evento de TR = 25 anos.

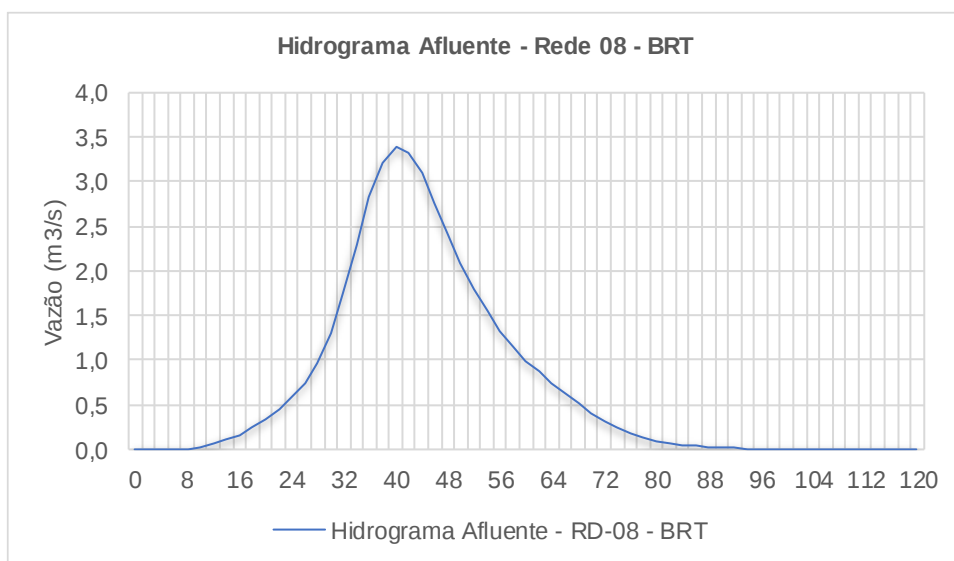


Gráfico 98: Hidrograma Afluente (3,39m³/s), evento de TR = 50 anos.

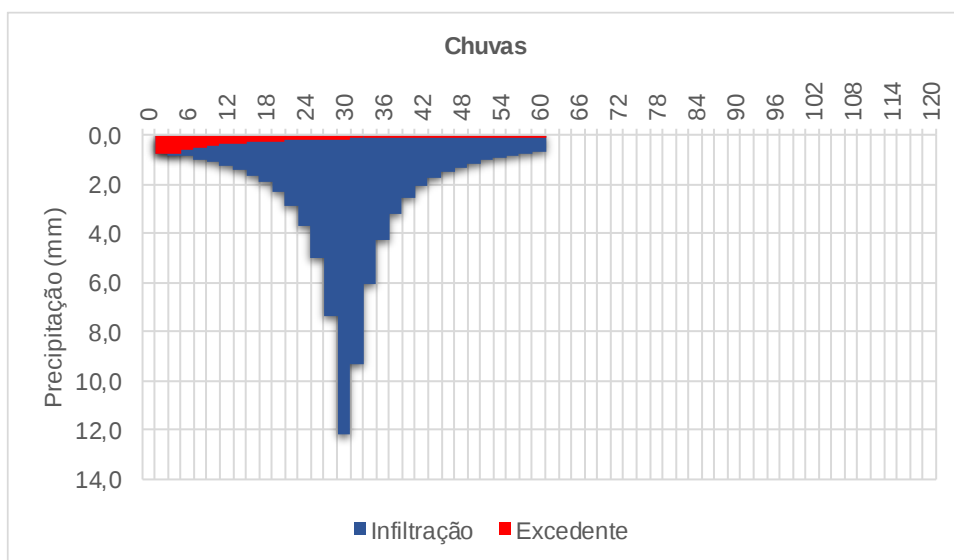


Gráfico 99: Chuvas, evento de TR = 50 anos.

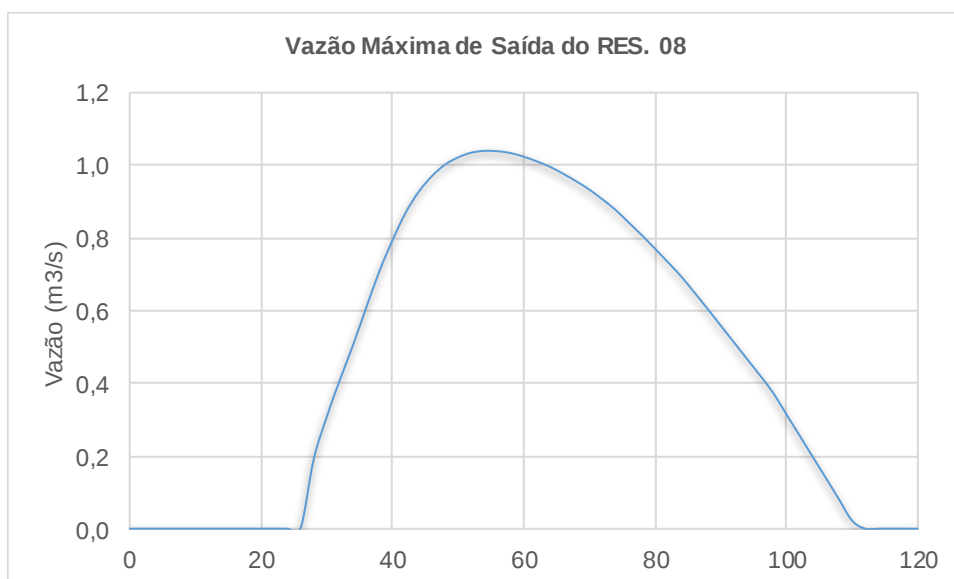


Gráfico 100: Hidrograma Afluente (1,042 m3/s), evento de TR = 10 anos.

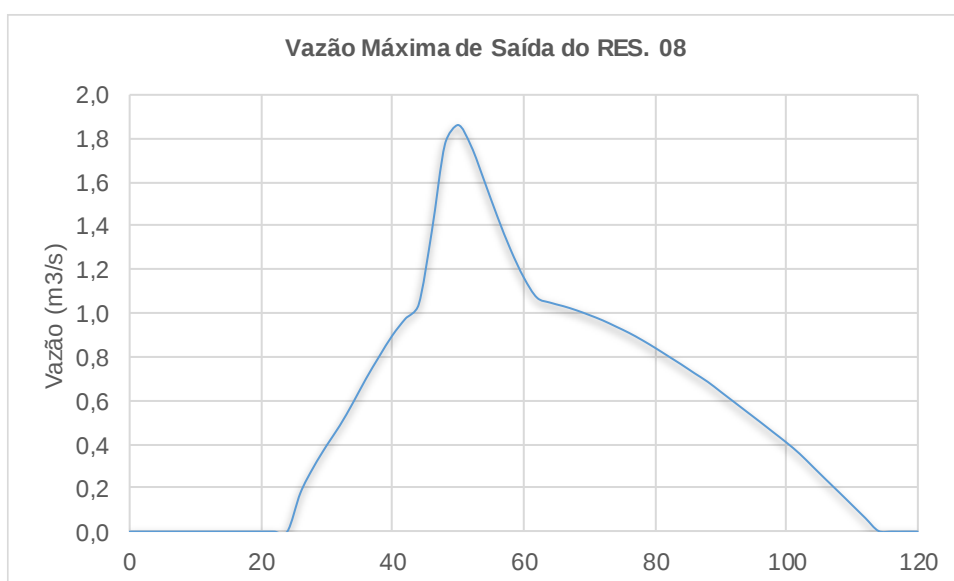


Gráfico 101: Hidrograma Afluente (1,85 m3/s), evento de TR = 25 anos.

O controle hidráulico do RES. 08 é composto por:

- Um orifício instalado na cota 1.023,500 (fundo da bacia) com seção retangular (0,55x0,55cm); para controle de qualidade e quantidade (vazão máxima de 24,4 l/s/ha).
- Um vertedor de emergência do tipo parede delgada, com seção transversal retangular e soleira com largura de 3,00m instalada à cota 1.025,500. A borda livre do reservatório é de 0,50m, sendo a cota da crista do reservatório 1.026,000.

No dimensionamento do reservatório considerou-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, vertedor em descarga livre e vertedor afogado). As seções dos orifícios foram dimensionadas por interação, a partir de simulações no software HEC-HMS.

A simulação da situação proposta com os reservatórios implantados foi realizada para o período de retorno de projeto, igual a 10 anos, buscando o funcionamento ótimo do sistema, ou seja, ajustando a curva “cota x volume x vazão” de cada reservatório para o completo preenchimento de cada um durante a duração do escoamento. Sob esta condição, é possível avaliar a maior capacidade de armazenamento do sistema.

A Figura 35 ilustra a curva cota x volume do reservatório, nota-se que o volume máximo previsto de armazenamento é de 2.245,840.

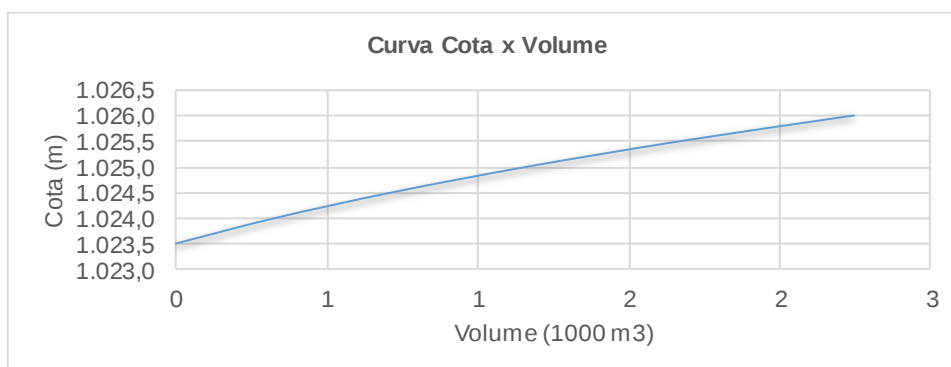


Figura 35: Curva cota x volume do reservatório de detenção 08.

A Figura 36 ilustra a curva cota x área do reservatório.

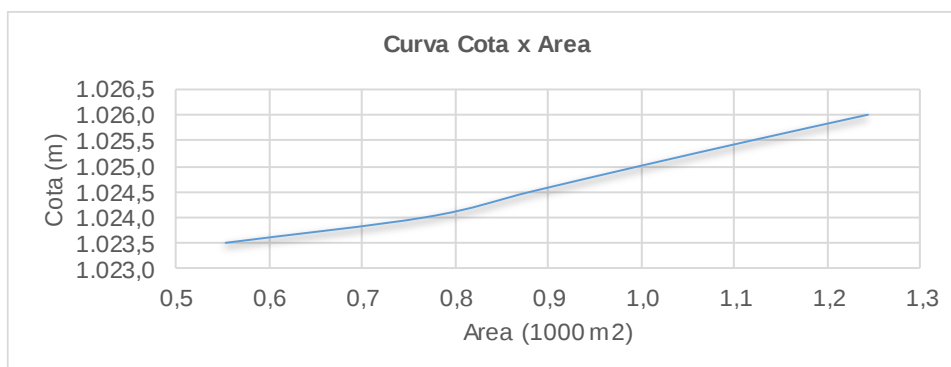


Figura 36: Curva cota x área do reservatório de detenção 08.

Os resultados de simulação obtidos são apresentados através dos hidrogramas de entrada e saída, os volumes armazenados e os níveis d’água atingidos no RES. 08, ao longo do tempo, permitem constatar a eficiência de amortecimento do reservatório.

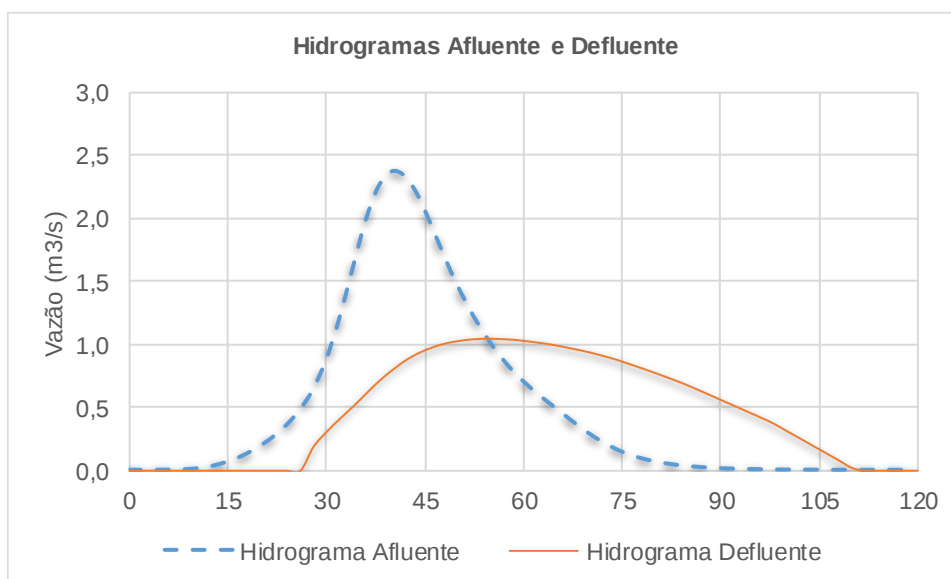


Gráfico 102: reservatório de detenção 08 - Hidrogramas Afluente (2,38m³/s) e Defluente (1,04m³/s), evento de TR = 10 anos e d = 1,0 h.

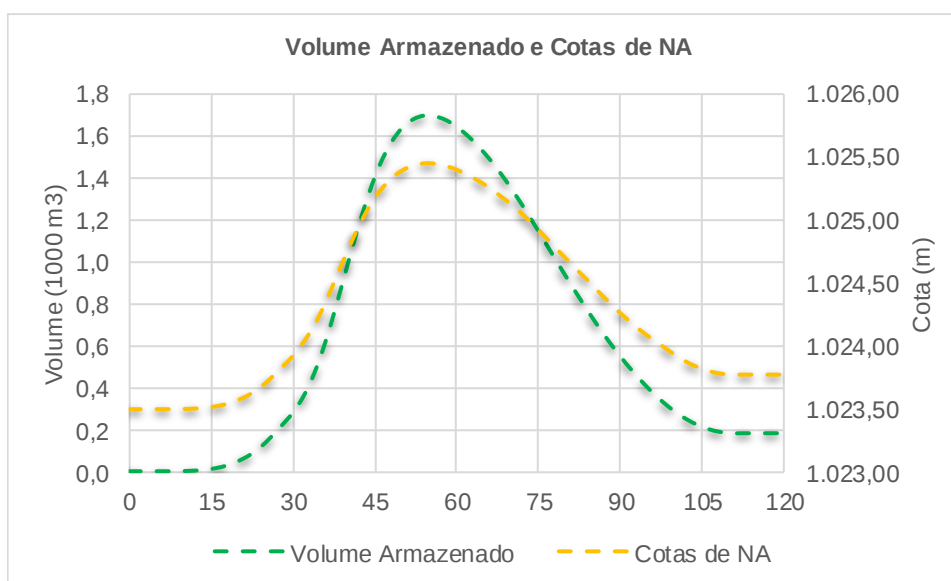


Gráfico 103: Reservatório de Detenção 08 - Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 10 anos e d = 1,0 h.

A cota máxima do NA encontrada na simulação (TR de 10 anos) do RES. 08 é 1.025,460, com borda livre de 0,55m em relação à cota de crista da barragem e volume armazenado de 1.693,000 m³. Percebe-se que o percentual de amortecimento das vazões de pico do RES. de qualidade é de 56% da vazão de pico afluente ao reservatório.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga.

Os hidrogramas de entrada e saída para um tempo de retorno de 50 anos podem ser visualizados a seguir. A cota máxima efluente simulada é 1.025,760m, portanto, 0,24m abaixo do coroamento. Essa diferença acomoda bem a segurança colocada pelos Engenheiros de barragens, considerando uma chuva excepcional.

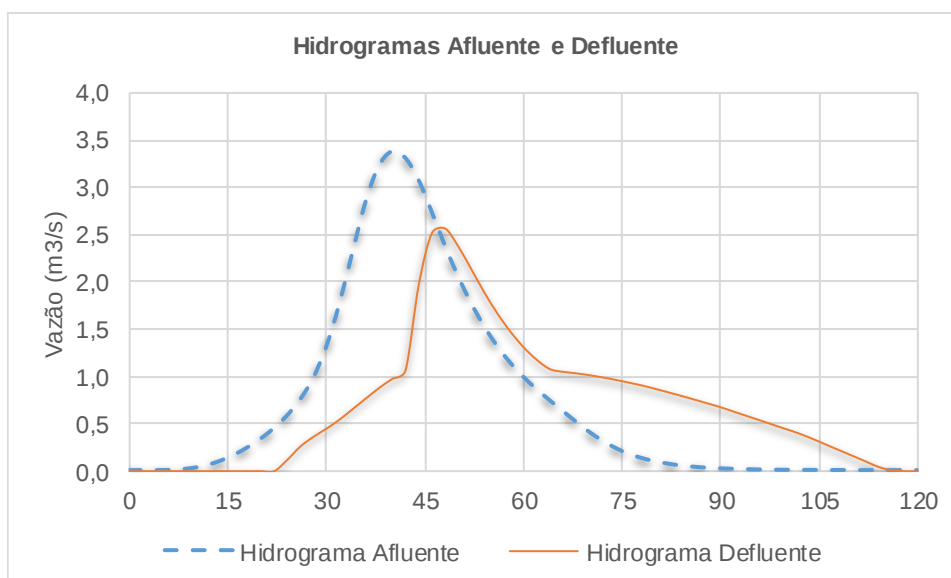


Gráfico 104: Hidrogramas Afluente (3,39 m³/s) e Defluente (2,56m³/s), evento de TR = 50 anos e d = 1,0 h.

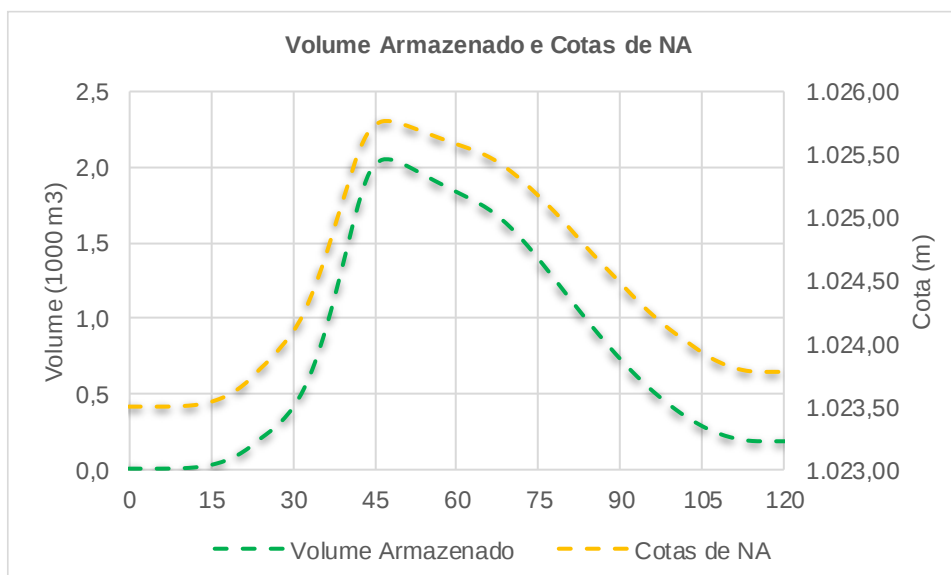


Gráfico 105: Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 50 anos e d = 1,0 h.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga a jusante. Segundo a

ADASA, o armazenamento da água de chuva durante um período de 24h reduz a carga de sólidos em 80%. Para o atendimento destas condições, a referida Agência estabelece que os reservatórios devem possuir capacidade mínima definida pela seguinte equação.

$$V_{qa} = (33,8 + 1,80 \cdot A_i) \cdot A_c$$

Onde:

V_{qa} é o volume a ser armazenado pelo critério da qualidade em metros cúbicos (m³);

A_c é a área de contribuição (ha);

A_i proporção de área impermeável em percentual (%).

Para esgotar este volume em 24 horas, a vazão de saída é estimada em:

$$Q = \frac{V_{qa}}{86,4}$$

Onde:

Q é obtido em l/s.

O resultado da simulação para período de 24 horas é apresentado a seguir:

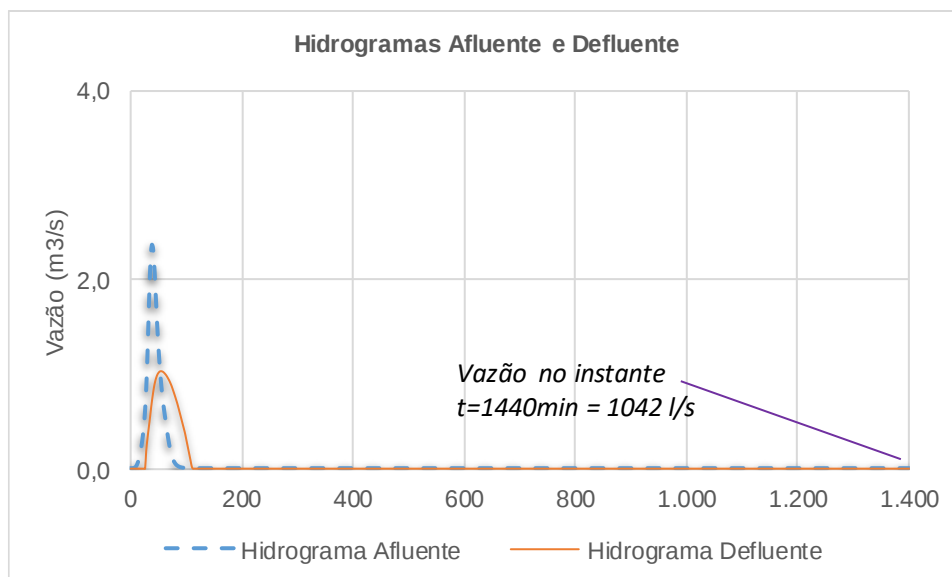


Gráfico 106: Reservatório de Detenção 08 – Hidrogramas Afluente e Defluente para período de simulação de 24 horas.

Na tabela seguinte, encontram-se o resumo das simulações do cenário futuro, pressupondo a implantação do reservatório de detenção 08.

Tabela 23: Resumo da eficiência do reservatório de detenção 08 para os eventos de TR = 10, 25 e 50

RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO 08						
TR (anos)	QUALIDADE/QUANTIDADE					
	Q Afluente (m3/s)	Q Defluente (m3/s)	NA Máximo (m)	Borda Livre (m)	Vol. Armaz. (m3)	Amortecimento (%)
10	2,38	1,042	1.025,455	0,55	1.693,00	56%
25	2,91	1,859	1.025,668	0,33	1.938,00	36%
50	3,39	2,557	1.025,756	0,24	2.043,00	24%

É importante observar que o volume amortecido pelo reservatório de retenção será escoado lentamente, durante várias horas após a passagem do pico de vazão. Assim, os benefícios esperados, em termos de controle de cheias, incluem não apenas a atenuação de vazões como também a perda de sincronia de ocorrência de picos.

2.1.6.8.2 Dimensionamento Hidráulico da rede de drenagem a jusante do Reservatório 08

No planejamento/dimensionamento das redes verificou-se a viabilidade do funcionamento, especialmente as cotas de operação e as estruturas hidráulicas.

Ressalta-se que no cálculo da rede de lançamento (jusante do reservatório) foi considerada a vazão máxima de saída do reservatório para um tempo de retorno de 10 anos (1,042 m3/s –Tabela 23.), sendo transformada em uma área contribuinte equivalente para inserção no software de dimensionamento, ver planilha de dimensionamento do lançamento.

Onde:

Q = vazão (m3/s);

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade de chuva crítica (l/s x ha), sendo o Tc = 15 min e TR = 10 anos;

A = área contribuinte para a seção considerada (ha).

$$1,042 \frac{m^3}{s} = \left(0,90 * 395,424 \frac{L/s}{ha} / 1000 \frac{m^3}{s} \right) * Aha$$

$$1,042 \frac{m^3}{s} = 0,059314 \frac{m^3/s}{ha} * Aha$$

$$Aha = \frac{1,042 \frac{m^3}{s}}{0,059314 \frac{m^3/s}{ha}} * 10000ha \rightarrow A = 29279,40309m^2 \sim A = 2,927946ha$$

2.1.6.9 Modelagem Hidrológica e Hidráulica do Reservatório Detenção 08ª

O reservatório 08A é alimentado pelo escoamento proveniente das vazões propagadas pelo reservatório 08, pela proposta de implantação do reservatório de detenção projetado, elaboraram-se os diagramas unifilar para modelagem dos reservatórios. O processo de transformação da chuva em escoamento superficial foi feito através do modelo computacional HEC-HMS, utilizando o hidrograma unitário sintético sugerindo pelo SCS.

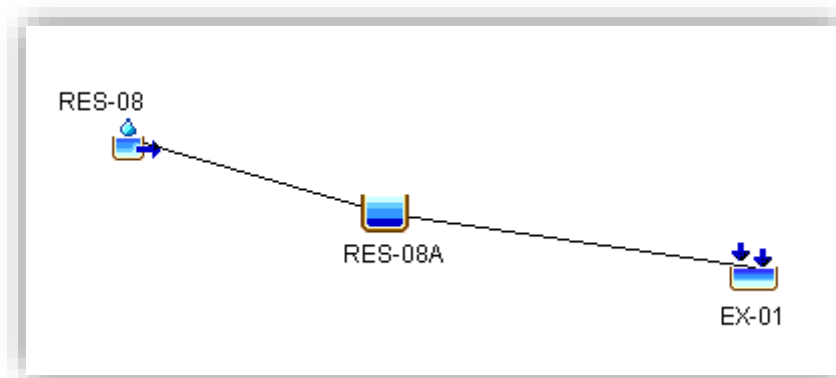


Figura 37: Diagrama unifilar HEC-HMS para a RES. -08 – RES. 08A.

Os parâmetros adotados para o modelo hidrológico pelo método SCS Unit Hydrograph são apresentados na tabela a seguir:

Tabela 24: Parâmetros adotados para o modelo hidrológico – RES. 08A.

PARÂMETROS	RES. 08A
Área da sub-bacia (ha)	2,93
Tempo de concentração (min)	9,37
Intervalo de cálculo (Time Interval) (min)	2
Número da curva CN (Curve Number)	98
Duração da chuva (h)	1
Precipitação de 1 hora (mm/h)	70,79
Tempo de retorno (anos)	25

2.1.6.9.1 Simulação Hidrológicas do Reservatório de Detenção 08ª

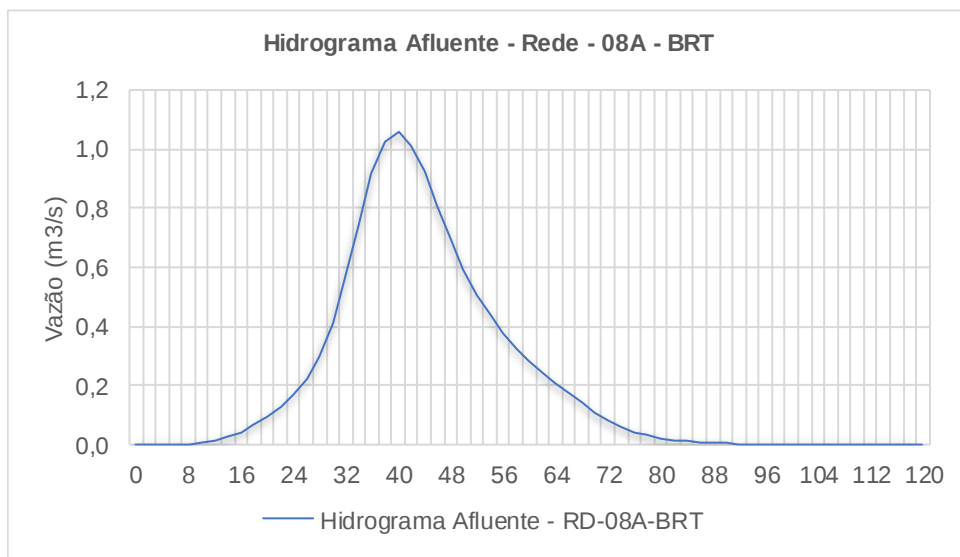


Gráfico 107: Hidrograma Afluente (1,06 m³/s), evento de TR = 10 anos.

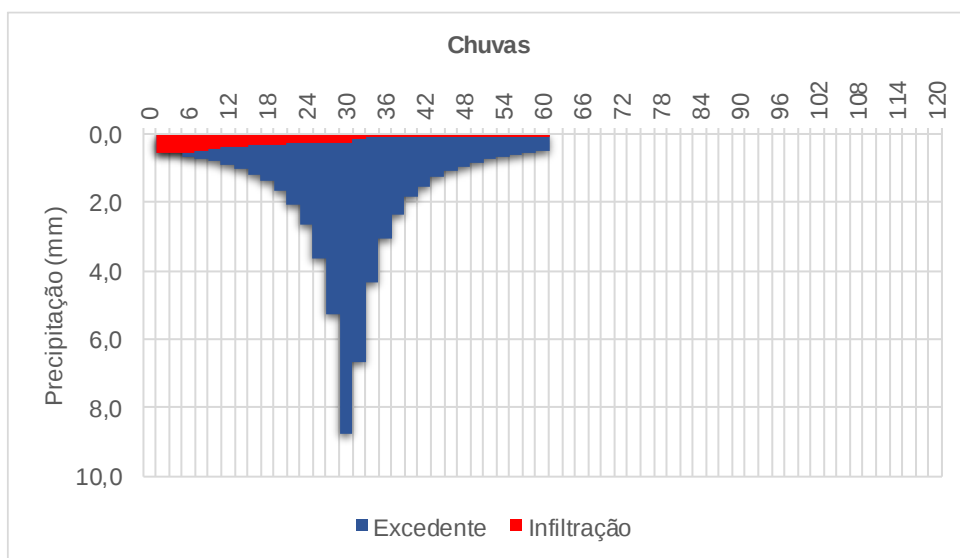


Gráfico 108: Chuvas, evento de TR = 10 anos.

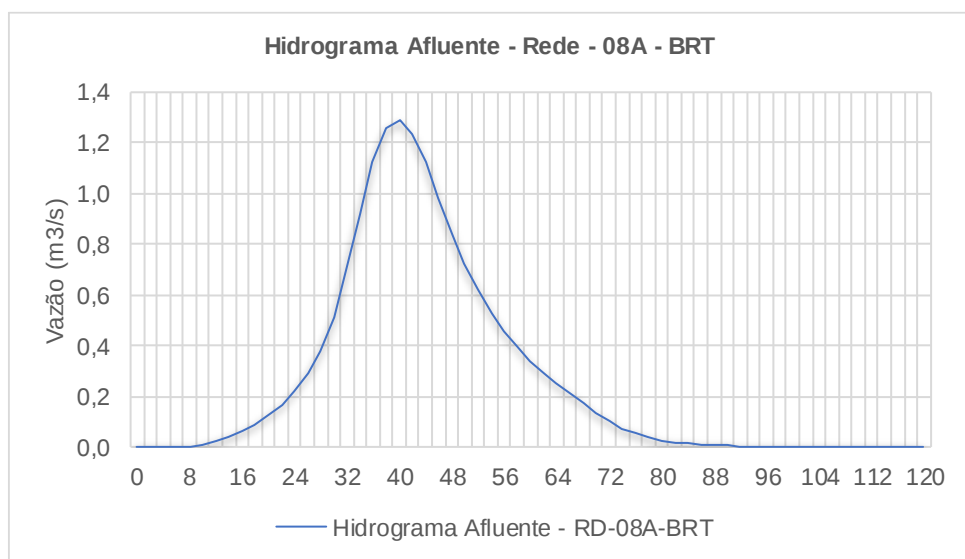


Gráfico 109: Hidrograma Afluente (1,29 m³/s), evento de TR = 25 anos.

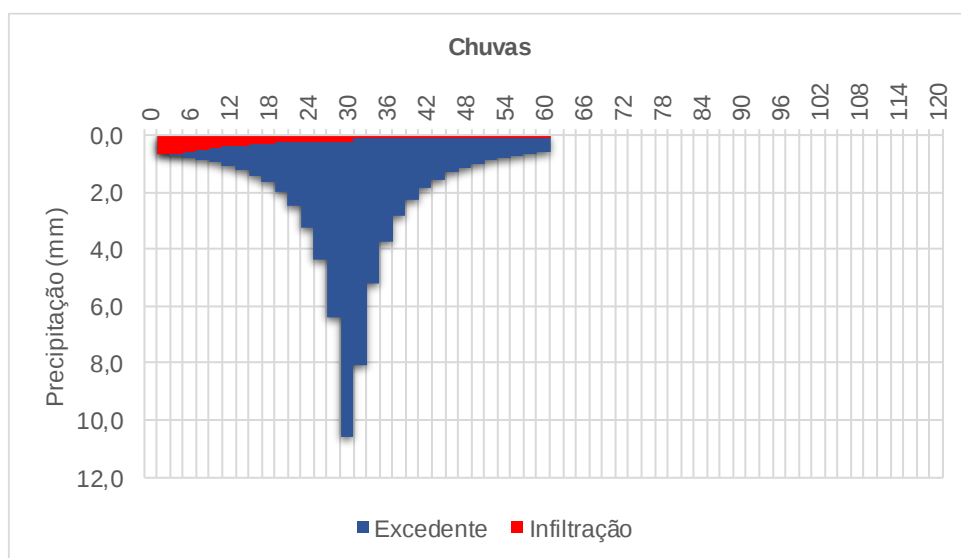


Gráfico 110: Chuvas, evento de TR = 25 anos.

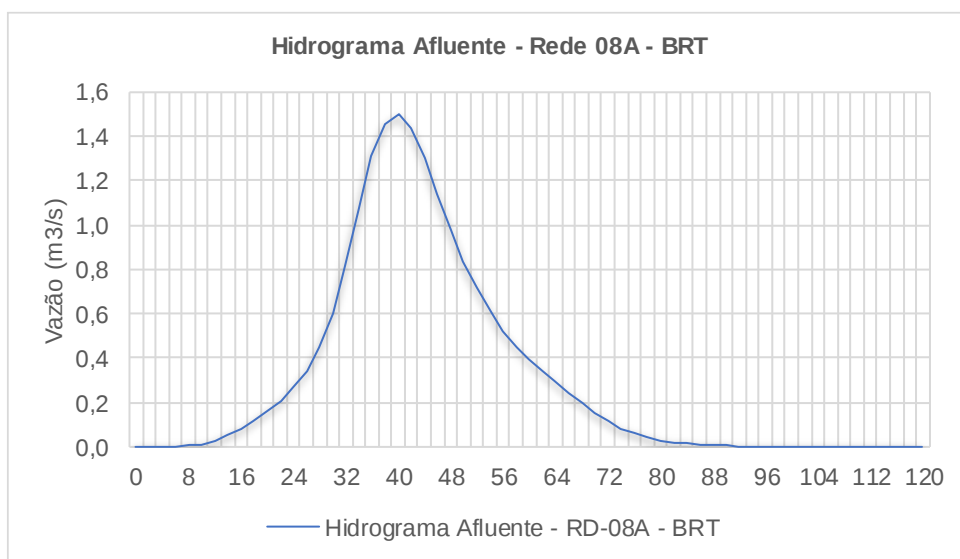


Gráfico 111: Hidrograma Afluyente (1,50m³/s), evento de TR = 50 anos.

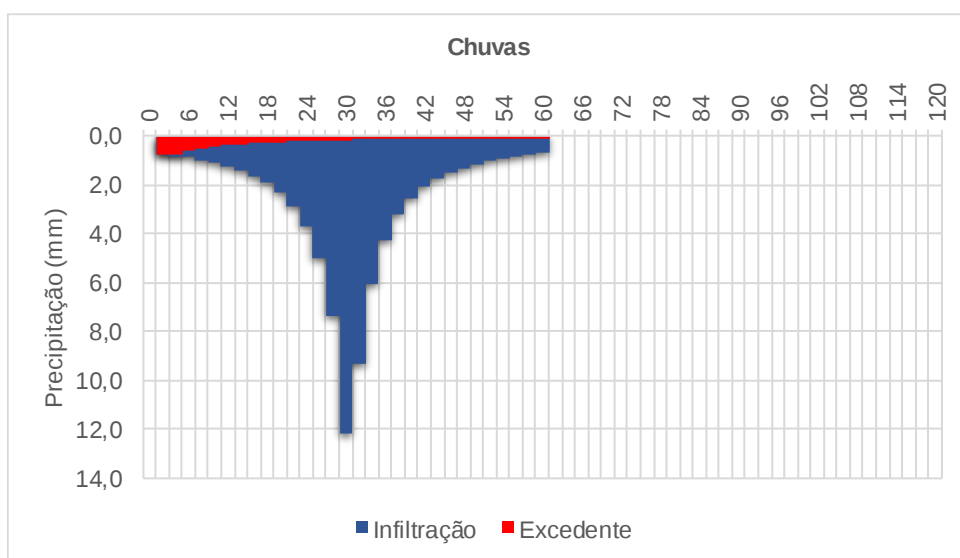


Gráfico 112: Chuvas, evento de TR = 50 anos.

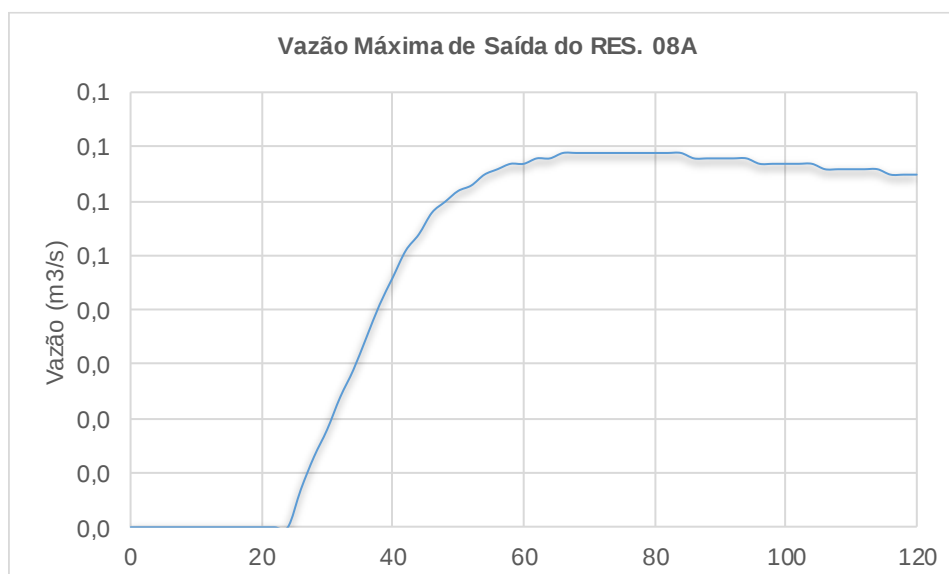


Gráfico 113: Hidrograma Afluente (0,069 m³/s), evento de TR = 10 anos.

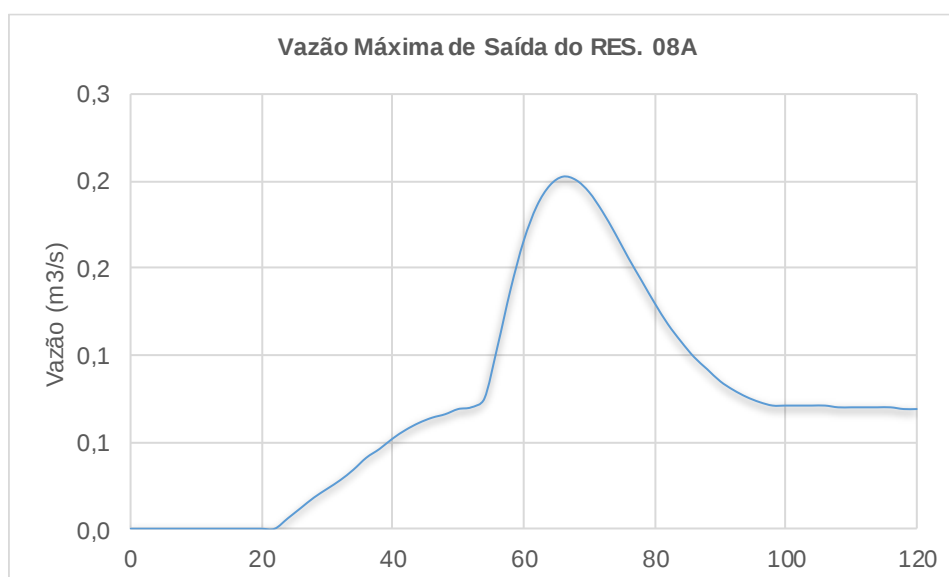


Gráfico 114: Hidrograma Afluente (0,203 m³/s), evento de TR = 25 anos.

O controle hidráulico do RES. 08A é composto por:

- Um orifício instalado na cota 1.016,000 (fundo da bacia) com seção retangular (0,15x0,15cm); para controle de qualidade e quantidade (vazão máxima de 24,4 l/s/ha).
- Um vertedor de emergência do tipo parede delgada, com seção transversal retangular e soleira com largura de 1,50m instalada à cota 1.017,500. A borda livre do reservatório é de 0,50m, sendo a cota da crista do reservatório 1.018,000.

No dimensionamento do reservatório considerou-se as diferentes condições de funcionamento das estruturas de controle (orifício em descarga livre, orifício afogado, vertedor em descarga livre e vertedor afogado). As seções dos orifícios foram dimensionadas por interação, a partir de simulações no software HEC-HMS.

A simulação da situação proposta com os reservatórios implantados foi realizada para o período de retorno de projeto, igual a 10 anos, buscando o funcionamento ótimo do sistema, ou seja, ajustando a curva “cota x volume x vazão” de cada reservatório para o completo preenchimento de cada um durante a duração do escoamento. Sob esta condição, é possível avaliar a maior capacidade de armazenamento do sistema.

A Figura 38 ilustra a curva cota x volume do reservatório, nota-se que o volume máximo previsto de armazenamento é de 2.062,220.

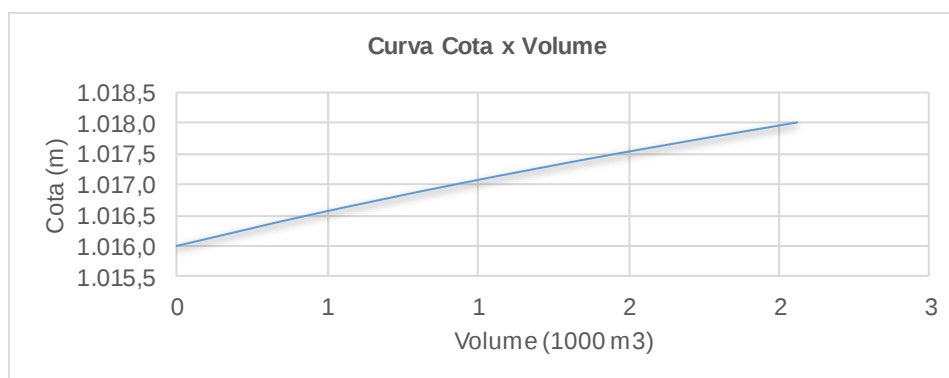


Figura 38: Curva cota x volume do reservatório de detenção 08.

A Figura 39 ilustra a curva cota x área do reservatório.

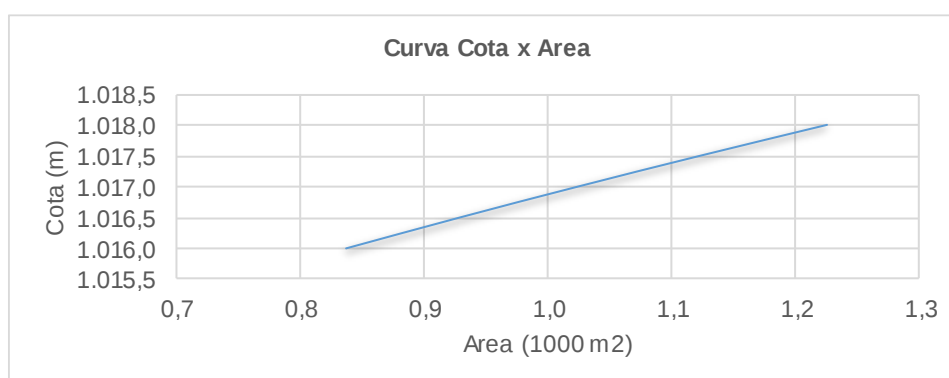


Figura 39: Curva cota x área do reservatório de detenção 08A.

Os resultados de simulação obtidos são apresentados através dos hidrogramas de entrada e saída, os volumes armazenados e os níveis d'água atingidos no RES. 08A, ao longo do tempo, permitem constatar a eficiência de amortecimento do reservatório.

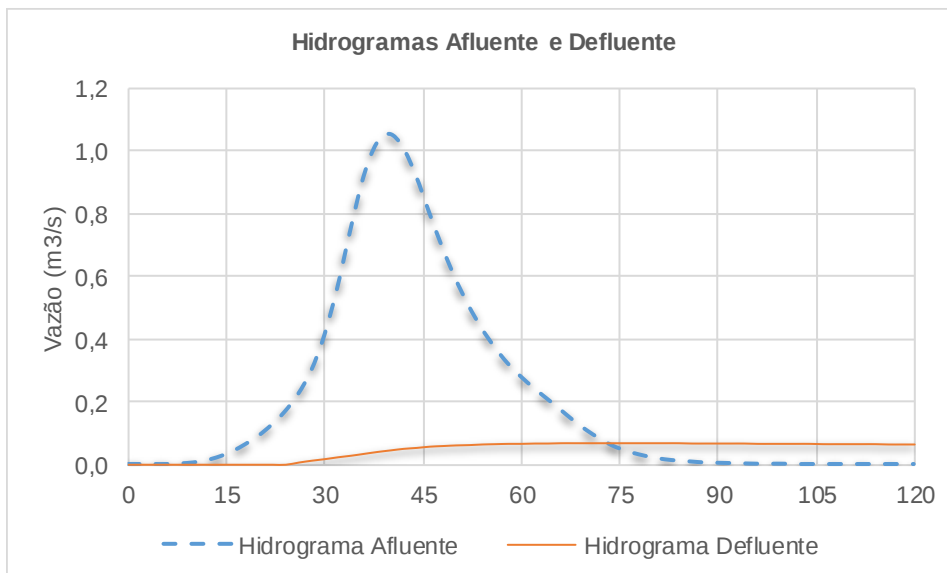


Gráfico 115: reservatório de detenção 08A - Hidrogramas Afluente (1,06 m³/s) e Defluente (0,069 m³/s), evento de TR = 10 anos e d = 1,0 h.

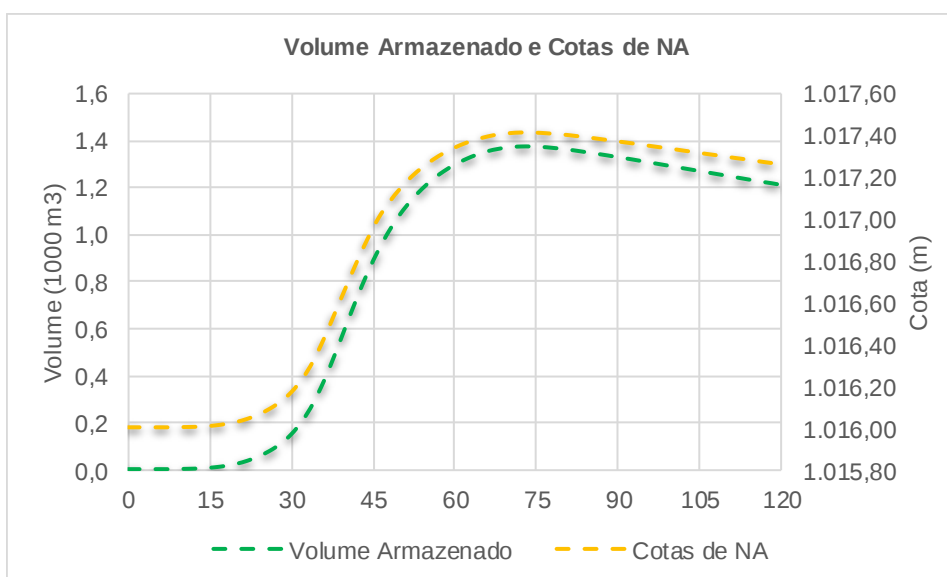


Gráfico 116: Reservatório de Detenção 08 - Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 10 anos e d = 1,0 h.

A cota máxima do NA encontrada na simulação (TR de 10 anos) do RES. 08A é 1.017,410, com borda livre de 0,59m em relação à cota de crista da barragem e volume armazenado de 1.372,000

m3. Percebe-se que o percentual de amortecimento das vazões de pico do RES. de qualidade é de 93% da vazão de pico afluente ao reservatório.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga.

Os hidrogramas de entrada e saída para um tempo de retorno de 50 anos podem ser visualizados a seguir. A cota máxima efluente simulada é 1.017,730m, portanto, 0,27m abaixo do coroamento. Essa diferença acomoda bem a segurança colocada pelos Engenheiros de barragens, considerando uma chuva excepcional.

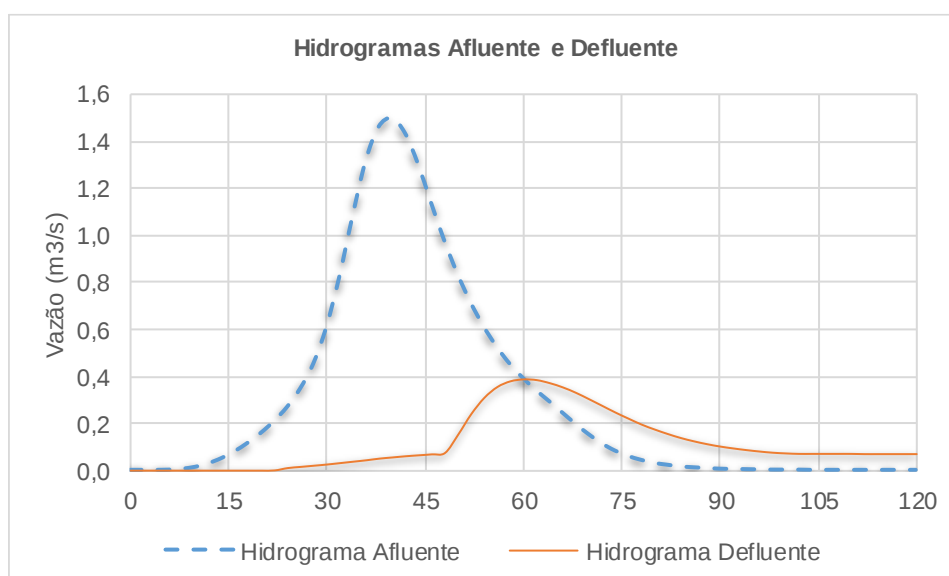


Gráfico 117: Hidrogramas Afluente (1,50 m³/s) e Defluente (0,39 m³/s), evento de TR = 50 anos e d = 1,0 h.

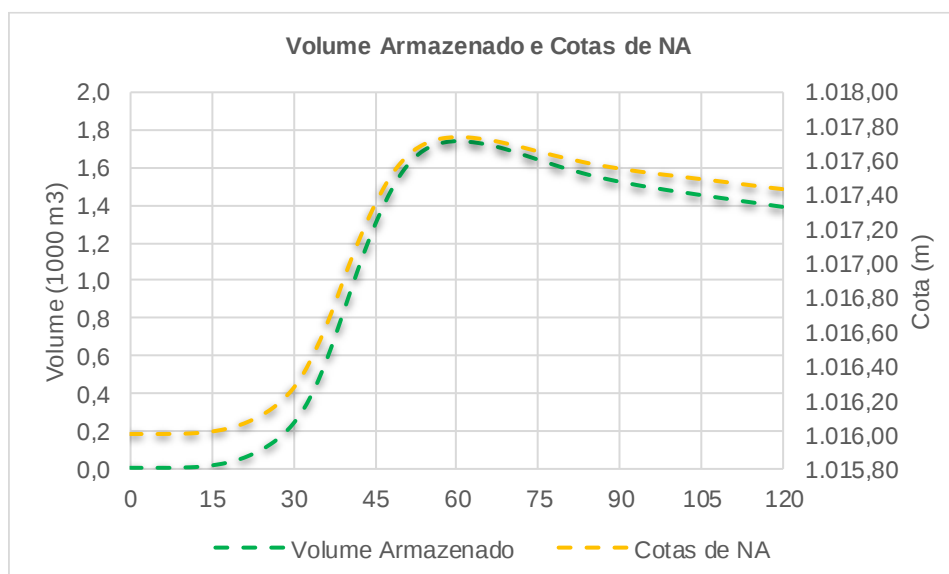


Gráfico 118: Volume armazenado e cotas de NA, evento de T = 50 anos e d = 1,0 h.

Com relação aos critérios qualitativos, grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira chuva, o que torna necessário a construção do reservatório de qualidade a fim de que os sedimentos e poluentes existentes se depositem, e reduzam a carga a jusante. Segundo a ADASA, o armazenamento da água de chuva durante um período de 24h reduz a carga de sólidos em 80%. Para o atendimento destas condições, a referida Agência estabelece que os reservatórios devem possuir capacidade mínima definida pela seguinte equação.

$$V_{qa} = (33,8 + 1,80 \cdot A_i) \cdot A_c$$

Onde:

V_{qa} é o volume a ser armazenado pelo critério da qualidade em metros cúbicos (m^3);

A_c é a área de contribuição (ha);

A_i proporção de área impermeável em percentual (%).

Para esgotar este volume em 24 horas, a vazão de saída é estimada em:

$$Q = \frac{V_{qa}}{86,4}$$

Onde:

Q é obtido em l/s.

O resultado da simulação para período de 24 horas é apresentado a seguir:

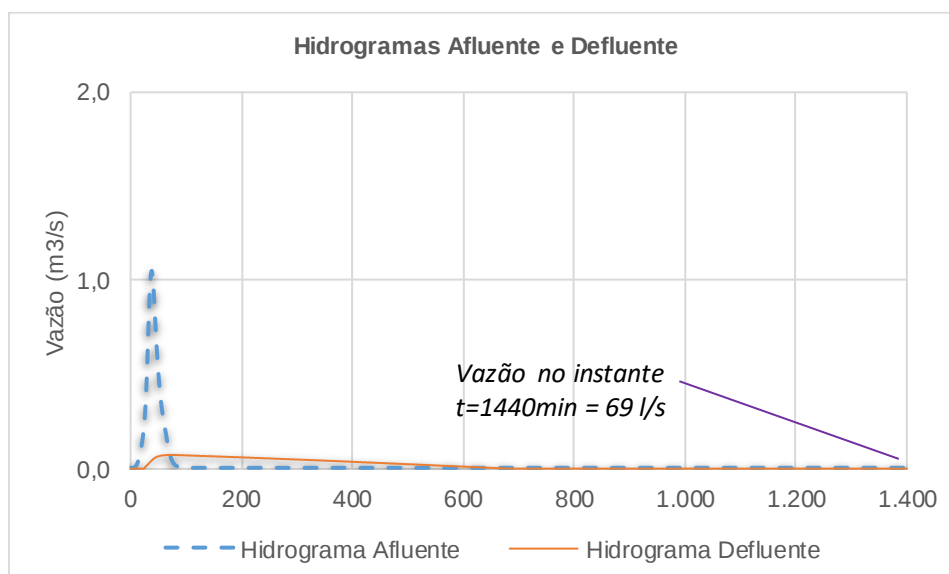


Gráfico 119: Reservatório de Detenção 08A – Hidrogramas Afluente e Defluente para período de simulação de 24 horas.

Na tabela seguinte, encontram-se o resumo das simulações do cenário futuro, pressupondo a implantação do reservatório de detenção 08A.

Tabela 25: Resumo da eficiência do reservatório de detenção 08A para os eventos de TR = 10, 25 e 50

RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO 08A						
TR (anos)	QUALIDADE/QUANTIDADE					
	Q Afluente (m³/s)	Q Defluente (m³/s)	NA Máximo (m)	Borda Livre (m)	Vol. Armaz. (m³)	Amortecimento (%)
10	1,06	0,069	1.017,413	0,59	1.372,00	93%
25	1,29	0,203	1.017,630	0,37	1.618,00	84%
50	1,50	0,386	1.017,733	0,27	1.740,00	74%

É importante observar que o volume amortecido pelo reservatório de detenção será escoado lentamente, durante várias horas após a passagem do pico de vazão. Assim, os benefícios esperados, em termos de controle de cheias, incluem não apenas a atenuação de vazões como também a perda de sincronia de ocorrência de picos.

2.1.6.9.2 Dimensionamento Hidráulico da rede de drenagem a jusante do Reservatório 08A

No planejamento/dimensionamento das redes verificou-se a viabilidade do funcionamento, especialmente as cotas de operação e as estruturas hidráulicas.

Ressalta-se que no cálculo da rede de lançamento (jusante do reservatório) foi considerada a vazão máxima de saída do reservatório para um tempo de retorno de 25 anos (0,203 m³/s –Tabela 25.), sendo transformada em uma área contribuinte equivalente para inserção no software de dimensionamento, ver planilha de dimensionamento do lançamento.

Onde:

Q = vazão (m³/s);

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade de chuva crítica (l/s x ha), sendo o Tc = 15 min e TR = 10 anos;

A = área contribuinte para a seção considerada (ha).

$$0,203 \frac{m^3}{s} = \left(0,15 * 395,424 \frac{L/s}{ha} / 1000 \frac{m^3}{s} \right) * Aha$$

$$0,203 \frac{m^3}{s} = 0,059314 \frac{m^3/s}{ha} * Aha$$

$$Aha = \frac{0,203 \frac{m^3}{s}}{0,059314 \frac{m^3/s}{ha}} * 10000ha \rightarrow A = 34224,86846m^2 \sim A = 3,4224ha$$

2.1.6.10 Quantitativos Reservatórios de Detenção

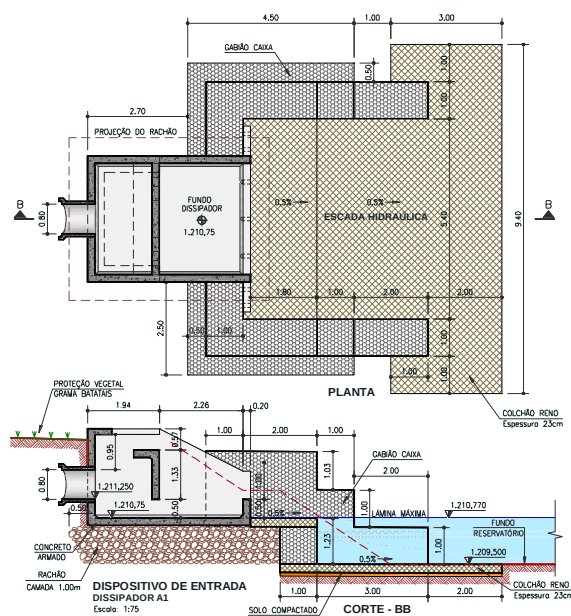
QUANTITATIVOS DO RES. DE DETENÇÃO 01		
RESUMO GERAL	Unid.	Quant.
LIMPEZA		
LIMPEZA SUPERFICIAL DE CAMADA VEGETAL	m2	1.386,13
TERRAPLENAGEM DO RESERVATÓRIO		
VOLUME DE CORTE (SEM EMPOLAMENTO)	m3	2.248,12
VOLUME DE ATERRO (SEM EMPOLAMENTO)	m3	-
DISSIPADOR/ESCADA HIDRÁULICA (DISPOSITIVO DE ENTRADA)		
PEDRA TIPO RACHÃO	m3	23,76
GABIAO TIPO COLCHAO RENO/MANTA H = 0,23M	m2	60,17
GABIAO TIPO CAIXA	m3	35,15
DISSIPADOR A1	Unid.	1,00
VERTEDOR EMERGÊNCIA (DISPOSITIVO DE SAÍDA)/LANÇAMENTO		
GABIAO TIPO COLCHAO RENO/MANTA H = 0,23M (LANÇAMENTO)	m2	6,95
GABIAO TIPO CAIXA (LANÇAMENTO)	m3	-
CONCRETO FCK = 15MPA	m3	0,43
CONCRETO FCK = 25MPA	m3	3,97
ESTACA RAÍZ	m	24,00
FORMA PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO	m2	27,46
ARMAÇÃO AÇO CA-50 Ø 8,0MM	kg	26,82
ARMAÇÃO AÇO CA-50 Ø 12,5MM	kg	1.014,54
ARMAÇÃO AÇO CA-50 Ø 16,0MM	kg	103,07
ARMAÇÃO AÇO CA-60 Ø 5,0MM	kg	9,54
GRELHA DE PROTEÇÃO - CANTONEIRA DE ABAS IGUAIS (1/8x1") E FERRO CHATO (3/4x3/16")	m2	1,00
CERCAMENTO DO RESERVATÓRIO		
ALAMBRADO	m	140,78
PLACA DE SINALIZAÇÃO AMARELA - CUIDADO - PERIGO DE MORTE- NÃO ULTRAPASSE - RISCO DE AFOGAMENTO	Unid.	5,40
PLACA DE SINALIZAÇÃO CINZA - PERIGO - SOMENTE PESSOAS AUTORIZADAS	Unid.	0,24
PROTEÇÃO VEGETAL		
PROTEÇÃO VEGETAL (GRAMA BATATAIS)	m2	667,88
PROTEÇÃO VEGETAL (GRAMA BATATAIS)	m2	883,58

QUANTITATIVO DO DISPOSITIVO DE ENTRADA - RES 01

DISPOSITIVO DE ENTRADA - ESCADA HIDRÁULICA	QUANTIDADE
GABIÃO CAIXA (VOLUME - M3)	35,15
COLCHÃO RENO (ÁREA - M2)	60,17

Obs.: Volumes obtidos no Softw are AutoCAD Civil 3D.

DETALHES - ESCADA HIDRÁULICA

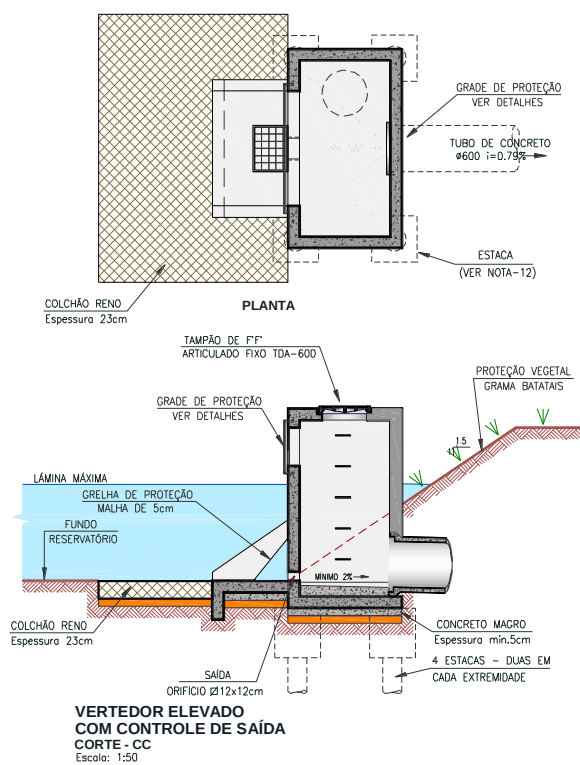


PERSPECTIVA DO GABIÃO E COLCHÃO RENO

QUANTITATIVO DO LANÇAMENTO FINAL

DISPOSITIVO DE SAÍDA	QUANTIDADE
GABIÃO CAIXA (VOLUME - M3)	0,00
COLCHÃO RENO (ÁREA - M2)	6,95

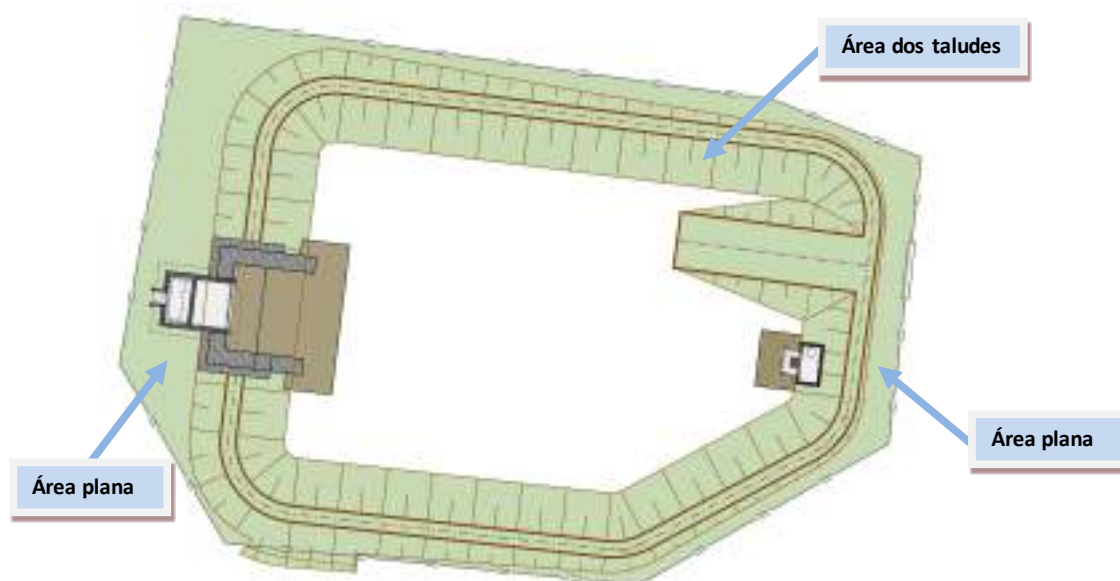
Obs.: Volumes obtidos no Software AutoCAD Civil 3D.



QUANTITATIVOS - PROTEÇÃO VEGETAL - RES. DE DETENÇÃO 01

ÁREA DE GRAMA BATATAIS		CONSTANTE*	ÁREA (m ²)	ÁREA TOTAL (m ²)
PROTEÇÃO VEGETAL	TALUDES (CORTE E ATERRO)	1,20	431,79	518,15
	ÁREA PLANA	-	365,43	365,43
*Obs.: Considerando a inclinação dos taludes de corte e aterro de 1,50:1 (H:V)			TOTAL	883,58

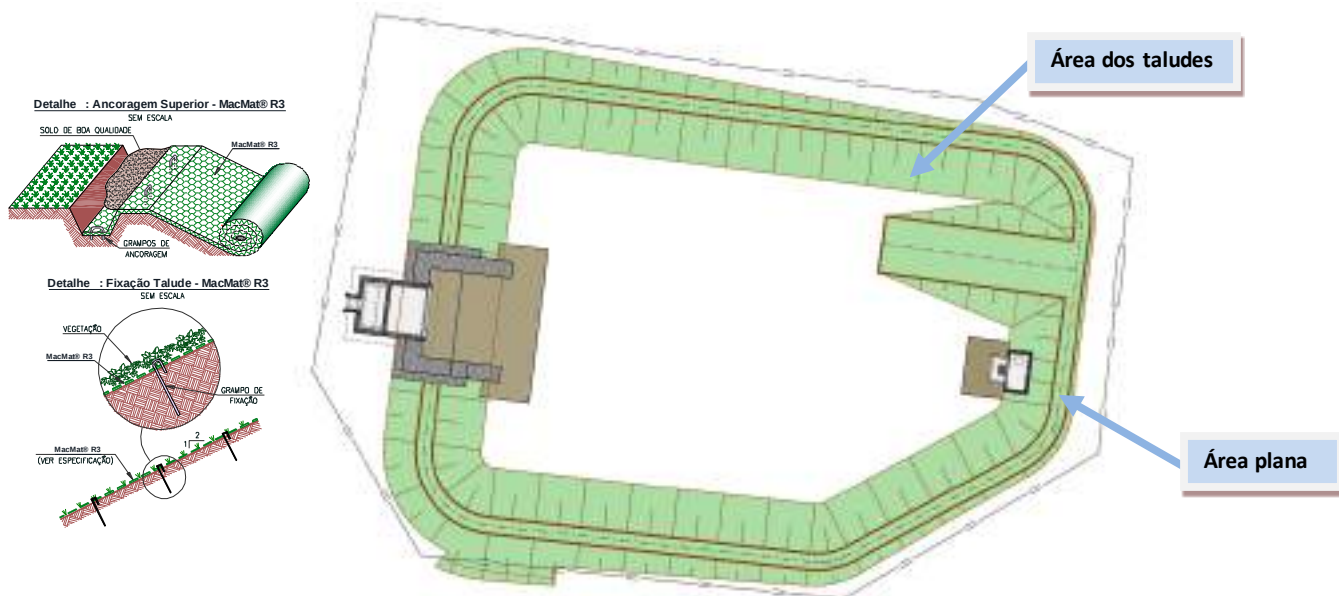
ÁREA DE PROTEÇÃO VEGETAL



QUANTITATIVOS - MANTA MacMat® - RES. DE DETENÇÃO 01

ÁREA DE GRAMA BATATAIS		CONSTANTE*	ÁREA (m2)	ÁREA TOTAL (m2)
PROTEÇÃO VEGETAL	TALUDES (CORTE E ATERRO)	1,20	431,79	518,15
	ÁREA PLANA	-	149,73	149,73
*Obs.: Considerando a inclinação dos taludes de corte e aterro de 1,50:1 (H:V)			TOTAL	667,88

ÁREA DE PROTEÇÃO VEGETAL



QUANTITATIVOS - TERRAPLENAGEM - RES. DE DETENÇÃO 01

VOLUMES GEOMÉTRICOS		VOLUME (m3)
TERRAPLENAGEM		VOL. DE CORTE 2.248,12
		VOL. DE ATERRO 0,00

Obs.: Volumes geométricos obtidos no Software AutoCAD Civil 3D.

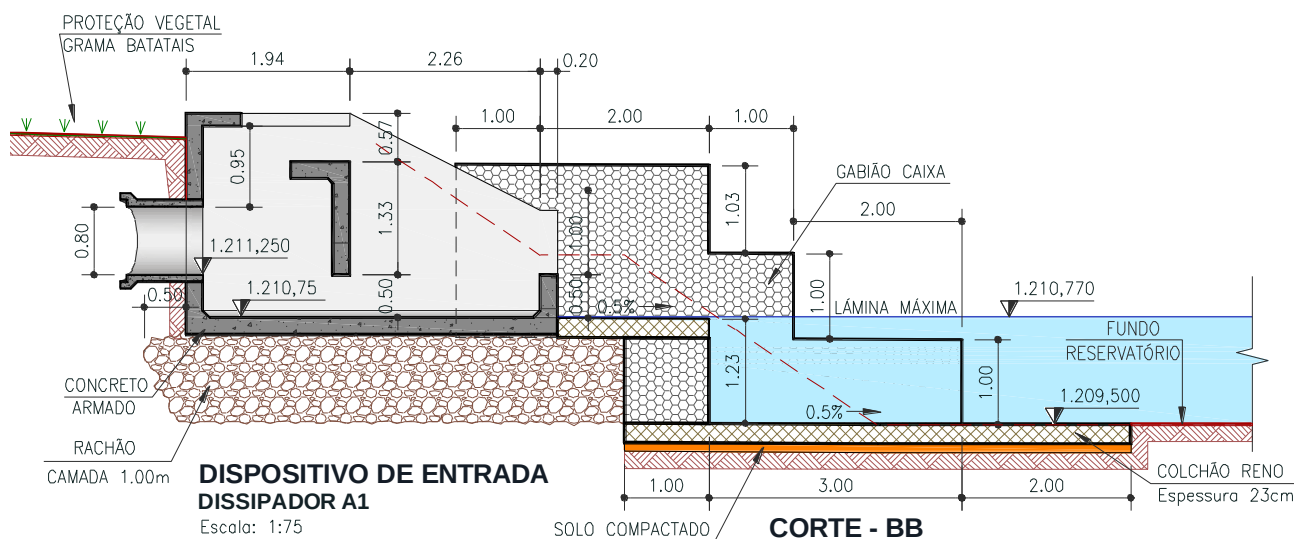
MANCHAS DE CORTE E ATERRO



QUANT.- SUBSTITUIÇÃO DE MATERIAL - RES. DE DETENÇÃO 01

SUBSTITUIÇÃO DE SOLO - VOLUME GEOMÉTRICO	ÁREA (m2)	ALTURA (m)	VOLUME (m3)
AGULHAMENTO DE RACHÃO (FUNDO DO DISSIPADOR)	23,76	1,00	23,76
Obs.: Volumes geométricos obtidos no Software AutoCAD Civil 3D.			TOTAL
			23,76

Obs.: Volumes geométricos obtidos no Softw are AutoCAD Civil 3D.



QUANTITATIVOS - LIMPEZA - RES. DE DETENÇÃO 01

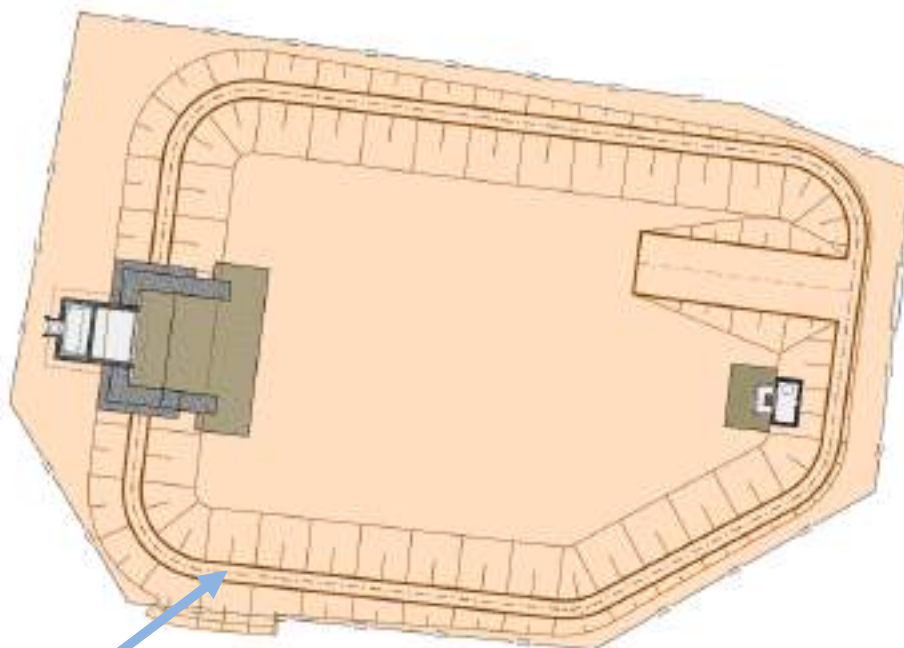
LIMPEZA SUPERFICIAL DE CAMADA VEGETAL

ÁREA (m2)

LIMPEZA

1.386,13

ÁREA DE LIMPEZA ADOTADA

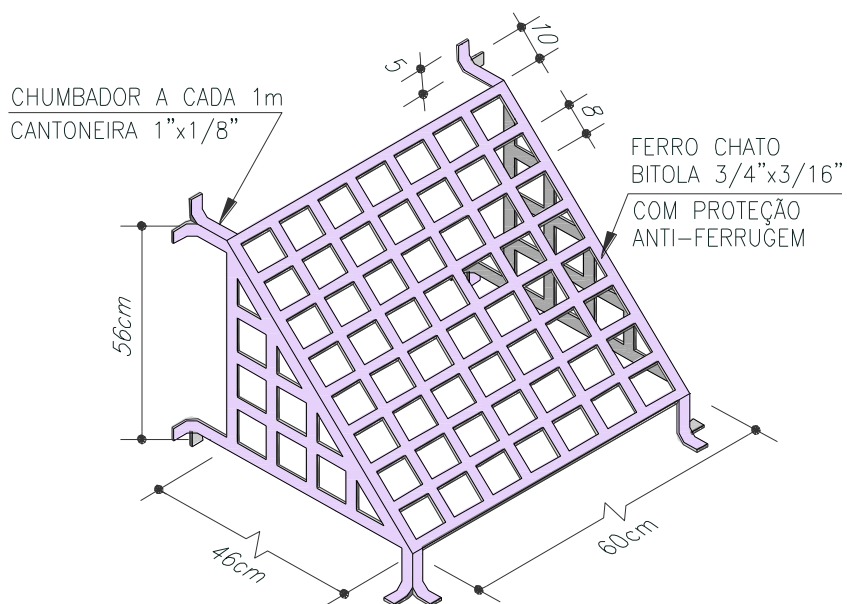


Área de Limpeza

QUANT. - GRELHA DE PROTEÇÃO - RES. DE DETENÇÃO 01

GRELHA DE PROTEÇÃO	ÁREA (m2)
CANTONEIRA DE ABAS IGUAIS (1/8x1") E BARRA DE FERRO CHATO (3/4x3/16")	1,00

DETALHES - GRELHA DE PROTEÇÃO

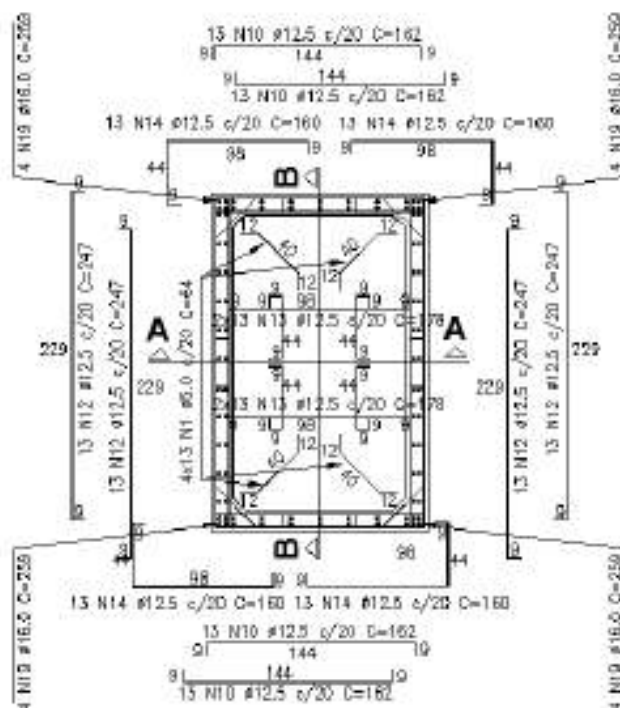


VERTEDOR ELEVADO GRELHA DE PROTEÇÃO DESCARGA DE FUNDO

ESCALA: 1:20

QUANT. - CONCRETO E AÇO DO VERTEDOR - RES. DE DETENÇÃO 01

QUANT.- CONCRETO E AÇO DO VERTEDOR - RES. DE DETENÇÃO 01	QUANT.
CONCRETO (fck 15MPa)	0,43
CONCRETO (fck 25MPa)	3,97
ESTACA RAÍZ (m)	16,00
FORMA (m2)	27,46
AÇO CA50 8,0MM (kg)	26,82
AÇO CA50 12,5MM (kg)	1.014,54
AÇO CA50 16,0MM (kg)	103,07
AÇO CA60 5,0MM (kg)	9,54



PLANTA
ESCALA: 1/30