CESAN
qualidade em saneamento



CONTRATO 162/2018
OS Nº E-GOB-043-001-2018

MUNICÍPIO DE DOMINGOS MARTINS

BARRAGEM DOS IMIGRANTES RIO JUCU BRAÇO NORTE

Volume III – PROJETO HIDRÁULICO RELATÓRIO TÉCNICO

TOMO A – REVISÃO DOS ESTUDOS DE CHEIAS MÁXIMAS

E-062-000-00-5-RT-0001-0

SERVENG ENGENHARIA
SAHLIAH Engenharia LTDA
POENTE Engenharia & Consultoria

Outubro / 2020

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO....3
2. REANÁLISE DE CHEIAS MÁXIMAS....6
   2.1. Análise de Cheias Máximas Médias Diárias Anuais....8
   2.2. Hidrogramas Observados....11
   2.3. Estatística das Vazões Máximas Médias Anuais com duração de 10 dias....13
3. VAZÕES DE PROJETO A PARTIR DOS VOLUMES DE 10 DIAS....15
4. VERIFICAÇÃO DO HIDROGRAMA MÁXIMO MAIS PROVÁVEL....17
5. FUNCIONAMENTO DO LABIRINTO....18
6. CONCLUSÕES PARA PROJETO....19
7. REFERÊNCIAS....20

1. INTRODUÇÃO

O presente relatório apresenta uma análise geral dos relatórios de cheias máximas para o local da Barragem dos Imigrantes, elaborados anteriormente pelas empresas PCE (2017) e POENTE (2018).

A empresa PCE (2017) considerou 46 anos de dados do período 1970-2015, sendo que já existiam dados disponíveis de vazões médias diárias no posto Córrego do Galo (código 57.170.000; área de drenagem de 976 km²) desde o ano de 1956. Não está explicado no relatório, porque esse período de dados foi eliminado, sendo que contém as duas ocorrências mais significativas de descargas no mencionado posto, a saber:

- 265,94 m³/s em março de 1960
- 158,13 m³/s em dezembro de 1956

Transpostos para o local da barragem (A=1.146 km²) esses valores estariam estimados em 312,3 e 185,5 m³/s, respectivamente. As tabelas seguintes mostram os dados e resultados das cheias de projeto do relatório PCE (2017).

Vazões Médias Diárias de Cheia e Parâmetros Estatísticos
Estação Córrego do Galo (AD = 976 km²)

Vazão (m³/s)	TR (anos)	Ano Hidrológico
152,7	82,36	2010 / 2011
144,0	29,56	1978 / 1979
126,0	18,02	1972 / 1973
123,9	12,96	2009 / 2010
116,3	10,11	2013 / 2014
109,0	8,29	1979 / 1980
98,5	7,03	2008 / 2009
92,9	6,10	1984 / 1985
88,4	5,39	1971 / 1972
88,2	4,82	2001 / 2002
86,1	4,37	1969 / 1970
84,1	3,99	1998 / 1999
78,2	3,67	2011 / 2012
77,7	3,40	1993 / 1994
77,7	3,40	1993 / 1994
77,1	2,96	1973 / 1974
76,0	2,79	1996 / 1997
76,0	2,63	1970 / 1971
74,9	2,48	1974 / 1975
74,4	2,36	2004 / 2005
70,5	2,24	2002 / 2003
66,7	2,14	2012 / 2013
65,3	2,04	1981 / 1982
61,7	1,96	1983 / 1984
61,5	1,88	2000 / 2001
60,5	1,80	2006 / 2007
60,4	1,74	2003 / 2004

Vazão (m³/s)	TR (anos)	Ano Hidrológico
59,1	1,67	1980 / 1981
56,5	1,61	1997 / 1998
54,9	1,56	1992 / 1993
54,1	1,51	2005 / 2006
53,9	1,46	1982 / 1983
53,7	1,42	2007 / 2008
53,0	1,37	1987 / 1988
53,0	1,37	1987 / 1988
52,0	1,30	1986 / 1987
51,0	1,26	1976 / 1977
50,7	1,23	1989 / 1990
45,4	1,20	1999 / 2000
43,9	1,17	1985 / 1986
42,8	1,14	1977 / 1978
42,4	1,11	2014 / 2015
37,1	1,08	1994 / 1995
36,9	1,06	1988 / 1989
32,0	1,04	1991 / 1992
31,2	1,01	1975 / 1976

Estatísticas	
Nº Eventos	46
Máxima (m³/s)	153
Média (m³/s)	71
Mínima (m³/s)	31
Desvio Padrão	28
Coeficiente de Variação	0,398
Assimetria	1,114

Tabela 1 - Dados PCE (2017)

Vazões Máximas Anuais Calculadas pelo Método de Gumbel

TR (anos)	Estação Córrego do Galo (AD = 976 km²)		Eixo da Barragem (AD = 1.146 km²)	
	Média Diária (m³/s)	Instantânea (m³/s)	Média Diária (m³/s)	Instantânea (m³/s)
2	70	90	80	100
5	90	120	110	140
10	110	140	130	170
25	130	170	150	200
50	140	190	170	220
100	160	210	190	250
200	180	230	210	270
500	200	260	230	300
1.000	210	280	250	330
10.000	260	350	310	410

Tabela 2 - Resultados PCE (2017)

Por outro lado, a empresa POENTE (2018) considerou um período mais extenso de dados (1956-2018), englobando os dois eventos mais críticos ocorridos em 1956 e 1960 – sendo que o valor 265,94 m³/s no posto realmente pode ser entendido por alguns analistas como sendo um "outlier" (ponto fora da curva).

Em seguida, a tabela seguinte apresenta dados e resultados obtidos pela POENTE (2018).

Ano Hidrológico	Série	Ano Hidrológico	Série	Ano Hidrológico	Série
1956-1957	185,5	**1979-1980**	124,5	**2002-2003**	83,8
1957-1958	33,1	**1980-1981**	68,5	**2003-2004**	72,0
1958-1959	34,1	**1981-1982**	75,5	**2004-2005**	88,2
1959-1960	312,3	**1982-1983**	62,5	**2005-2006**	65,0
1960-1961	93,8	**1983-1984**	71,4	**2006-2007**	73,2
1961-1962	53,0	**1984-1985**	109,3	**2007-2008**	65,0
1962-1963	46,7	**1985-1986**	51,4	**2008-2009**	116,7
1963-1964	72,6	**1986-1987**	61,2	**2009-2010**	145,6
1964-1965	92,5	**1987-1988**	64,0	**2010-2011**	91,4
1965-1966	93,2	**1988-1989**	38,3	**2011-2012**	93,2
1966-1967	54,0	**1989-1990**	55,2	**2012-2013**	80,2
1967-1968	70,2	**1990-1991**	65,0	**2013-2014**	136,2
1968-1969	55,7	**1991-1992**	40,7	**2014-2015**	45,7
1969-1970	98,9	**1992-1993**	66,2	**2015-2016**	45,4
1970-1971	87,6	**1993-1994**	91,9	**2016-2017**	54,4
1971-1972	101,4	**1994-1995**	39,2	**2017-2018**	96,5

Tabela 3 - Dados do posto já transpostos para o local da Barragem

MÉDIA DA AMOSTRA	78,42 m³/s
DESVIO - PADRÃO	43,01 m³/s
Coeficiente de assimetria da amostra = 2,7	

Tempo de Recorrência (anos)	Vazões Máximas Instantâneas (m³/s)
25	229,8
50	269,2
100	308,6
200	348,0
500	400,1
1.000	439,5
10.000	570,4
Área de drenagem	1.146
Fuller	1,321

Tabela 4 - Resultados POENTE (2018)

Conforme pode ser visto nos quadros anteriores, os valores da POENTE (2018) são superiores, em cerca de 39 %, porque:

- Consideram os valores desprezados pela PCE entre 1956 e 1970;
- Ao aceitar o ponto “outlier” de 1960, o método de ajuste a ser adotado foi o da distribuição exponencial em vez da de Gumbel, uma vez que a amostra completa mostra um coeficiente de assimetria igual a G=2,76;
- A ELETROBRÁS (1987) recomenda que: se G < 1,50, é aceitável o método de Gumbel; caso contrário, deve-se adotar a distribuição exponencial.

2. REANÁLISE DE CHEIAS MÁXIMAS

Na primeira parte deste item, será feita uma verificação das análises clássicas de Estudos de Frequência de Cheias Máximas Médias Diárias Anuais recomendadas pela ELETROBRÁS (1987), sem entrar no mérito da forma e duração dos hidrogramas de projeto no local de interesse.

Os estudos de descargas máximas de 24 horas sempre apresentam um grau de incertezas, pelo fato de que uma grande cheia é estimada por uma leitura de régua, associada a uma curva cota-descarga ajustada apenas à faixa de descargas medidas. Ou seja, o valor sempre é estimado numa curva extrapolada. Devido às altas velocidades, dificilmente se consegue medir o valor de uma cheia significativa ocorrendo num determinado posto. Em qualquer ocasião, se o último lance de régua for encoberto pelas águas, o valor da cheia ocorrida jamais poderá ser calculado com precisão. Quando for muito necessário, há que ir ao campo e levantar a marca da enchente para que algum especialista possa “estimar” o seu valor mais corretamente.

Por isso, Conte (2012) tem recomendado que, em qualquer projeto, deve-se também fazer uma análise estatística dos volumes dos hidrogramas de cheia com durações superiores a 1 dia. Se o histórico de dados de um posto apresentar modelos de hidrogramas significativos observados, a análise é bastante facilitada. Mas, esta análise pode ser ainda mais complicada naquelas bacias que, por mais de 50 anos, nunca apresentaram uma forma e duração do que seria um hidrograma significativo. Aí entra a experiência do especialista para definir o tempo de base e o tempo do pico do hidrograma de projeto. Sucintamente, descreve-se o método desenvolvido em Conte (2012), a seguir sucintamente descrito, o qual será utilizado na segunda parte das análises.

Para o presente caso, antecipa-se que os dois eventos desprezados pela PCE apresentam formas de hidrogramas que permitem caracterizá-los como hidrogramas significativos para a bacia. Os dois eventos (1956 e 1960) tem a duração de 10 dias, no local da Estação 57.157.000 (Córrego do Galo). O método de determinar as cheias a partir dos volumes se resume no seguinte, para o presente caso:

1. Selecionar a amostra dos valores de descargas máximas médias anuais com duração de 10 dias consecutivos;
2. Aplicar a distribuição exponencial aos “n” valores disponíveis e determinar a equação de ajuste:

$$QT = Q1 + \sigma.\ln(T)$$

Onde:

QT = descarga de projeto média de 10 dias (m³/s);

σ = desvio-padrão (m³/s)

Q1 = QB = vazão de base correspondente ao período de retorno T=1 ano

T = período de retorno (anos)

3. A determinação da vazão de pico do hidrograma é feita, mediante a aplicação de um fator K que representa a relação entre o pico e média das vazões excedentes, acima

da vazão de base:

$$\Delta QP = K.\sigma.\ln(T) \quad (\text{vazão excedente})$$
$$QP = \Delta QP + QB \quad (\text{vazão de pico})$$

4. Quando não há um modelo de hidrograma unitário ou padrão observado, pode-se recorrer ao modelo do HUC – Hidrograma Unitário Curvilíneo sugerido pelo órgão norte-americano SCS- Soil Conservation Service, mostrado na figura e quadro seguintes.

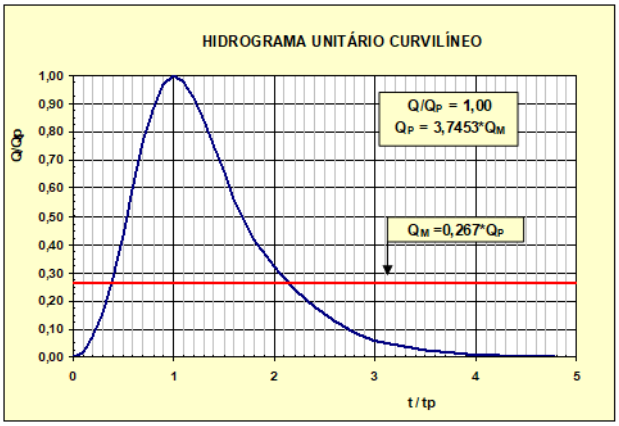


Figura 1 - Hidrograma Unitário Curvilíneo (HUC)

Observe-se que existe uma relação K entre o pico e a média do hidrograma unitário igual a:

$$K = \text{pico}/QM = 1/0{,}267 = 3{,}7453$$

Essa relação é considerada bastante crítica podendo ser entendida para definir o que Conte (2012) chama de HIDROGRAMA MÁXIMO MAIS PROVÁVEL (HMMP).

t/t_p	Q/Q_p	Intervalo de V.U.	V.U. (adimensional) Volume unitário
0,000	0,000	-	0,000
0,100	0,015	0,008	0,001
0,200	0,075	0,045	0,005
0,300	0,160	0,118	0,017
0,400	0,280	0,220	0,039
0,500	0,430	0,355	0,075
0,600	0,600	0,515	0,126
0,700	0,770	0,685	0,195
0,800	0,890	0,830	0,278
0,900	0,970	0,930	0,371
1,000	1,000	0,985	0,469
1,100	0,980	0,990	0,568
1,200	0,920	0,950	0,663
1,300	0,840	0,880	0,751
1,400	0,750	0,795	0,831
1,500	0,660	0,705	0,901
1,600	0,560	0,610	0,962
1,800	0,420	0,490	1,060
2,000	0,320	0,370	1,134
2,200	0,240	0,280	1,190
2,400	0,180	0,210	1,232
2,600	0,130	0,155	1,263
2,800	0,089	0,110	1,285
3,000	0,057	0,073	1,300
3,500	0,026	0,042	1,320
4,000	0,010	0,018	1,329
4,500	0,006	0,008	1,333
5,000	0,001	0,004	1,335
		Média Q_m	**0,2670**
		Q_p/Q_m	**3,7453**

Quadro 1 - Ordenadas do HUC (SCS)

2.1. Análise de Cheias Máximas Médias Diárias Anuais

Para o presente trabalho foi acrescentado apenas mais um ano de dados do Posto Córrego do Galo, em relação aos valores considerados pela POENTE, conforme mostrado no quadro seguinte.

ano hidrol.	Q max	ano hidrol.	Q max
1956	158,13	1988	51,60
1957	102,24	1989	46,96
1958	28,21	1990	24,74
1959	79,89	1991	55,41
1960	265,94	1992	51,13
1961	79,89	1993	56,38
1962	45,14	1994	78,29
1963	26,26	1995	50,19
1964	61,77	1996	78,29
1965	79,36	1997	76,69
1966	46,05	1998	46,05
1967	42,89	1999	83,68
1968	59,79	2000	62,77
1969	47,42	2001	88,08
1970	84,23	2002	48,80
1971	86,42	2003	71,44
1972	55,89	2004	61,28
1973	121,87	2005	75,10
1974	75,63	2006	55,41
1975	73,52	2007	62,27
1976	50,19	2008	66,30
1977	44,69	2009	123,71
1978	42,01	2010	77,75
1979	138,69	2011	74,05
1980	106,32	2012	79,36
1981	64,27	2013	116,42
1982	63,27	2014	38,94
1983	60,78	2015	22,51
1984	51,65	2016	47,42
1985	93,10	2017	92,26
1986	43,79	2018	64,27
1987	54,45	2019	33,86

Quadro 2 - Descargas Máximas Diárias Anuais

Posto 57.170.000

MÉDIA	70,24
D.PADRÃO	36,51
Q1	33,73

Foram feitas as análises com a distribuição exponencial, tendo resultado os valores indicados nos quadros seguintes, COM e SEM o valor de 265,94 m³/s observado no posto, em março de 1960.

SEM "outlier" (março 1960)

área (km²)	posto 976	barragem 1.146	
T (anos)	Q_{diaria}	Q_{diaria}	$Q_{instant}$
1	40	47	62
2	59	69	91
5	84	98	130
10	102	120	159
25	127	149	197
50	146	171	226
100	164	193	255
500	208	244	322
1.000	226	266	351
10.000	288	339	448
rel. áreas	1,1742	Fuller	1,3215

Quadro 3 - Descargas de Projeto no posto (SEM "outlier")

COM "outlier" (março 1960)

área (km²)	posto 976	barragem 1.146	
T (anos)	Q_{diaria}	Q_{diaria}	$Q_{instant}$
1	34	40	52
2	59	69	92
5	92	109	144
10	118	138	183
25	151	178	235
50	177	207	274
100	202	237	313
500	261	306	404
1.000	286	336	444
10.000	370	434	574
rel. áreas	1,1742	Fuller	1,3215

Quadro 4 - Descargas de Projeto no posto (COM "outlier")

A inserção do valor 265,94 m³/s, na série, provoca um aumento no desvio-padrão da ordem 35% (de 26,96 m³/s para 36,51 m³/s).

O gráfico seguinte mostra o ajuste exponencial sem e com o evento de 1960.

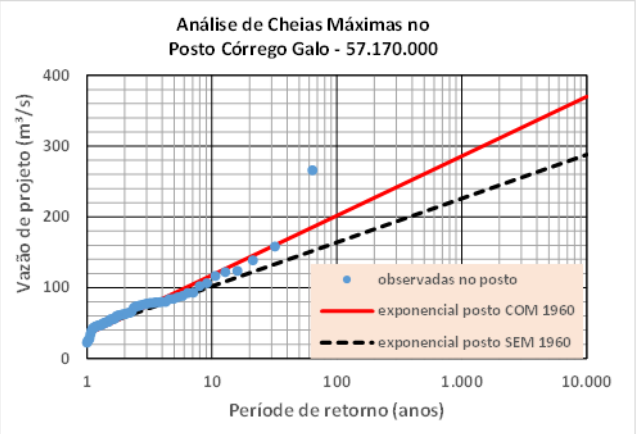


Figura 2 - Ajuste Exponencial no Posto SEM e COM 1960

A figura anterior mostra que o valor 265,94 corresponderia a um período de retorno próximo de 4.000 anos - na curva Exponencial SEM 1960 e cerca de 700 anos na curva Exponencial COM 1960. Também é de se ressaltar que o valor da cheia decamilenar de 410 m³/s (ver Tabela 1.2) da PCE (2017) é bem inferior porque trabalharam com dados somente a partir de 1970 e as maiores cheias ocorreram antes desse período.

Na sequência, espera-se elucidar melhor a questão do evento de março de 1960, com a consideração dos hidrogramas significativos - volumes de 10 dias – ocorridos em 1956 e 1960.

2.2. Hidrogramas Observados

A grande vantagem de se trabalhar com as amostras de vazões anuais médias de mais longa duração é que os valores de média e desvio-padrão permanecem mais estáveis ao longo do tempo, dando maior segurança aos valores calculados ao longo do tempo numa certa. Ao contrário, numa amostra de vazões máximas diárias, basta a entrada de um valor atípico para causar um rebuliço nas vazões de projeto de determinado empreendimento.

Ano de 1956/1957

	dias	Q (m³/s)	DQ	H.U.
25/12/1956	0	45,00	0,00	0,00
26/12/1956	1	61,77	16,77	0,15
27/12/1956	2	74,57	29,57	0,26
28/12/1956	3	158,13	113,13	1,00
29/12/1956	4	151,57	106,57	0,94
30/12/1956	5	126,17	81,17	0,72
31/12/1956	6	114,02	69,02	0,61
01/01/1957	7	102,24	57,24	0,51
02/01/1957	8	96,50	51,50	0,46
03/01/1957	9	59,30	14,30	0,13
04/01/1957	10	45,14	0,14	0,00
			MÉDIA	0,43
	QM =	94,04	K_{pico} =	2,3071
	QB =	45,14		
	K_{pico} =	2,3071		
	volume	42.249.050		

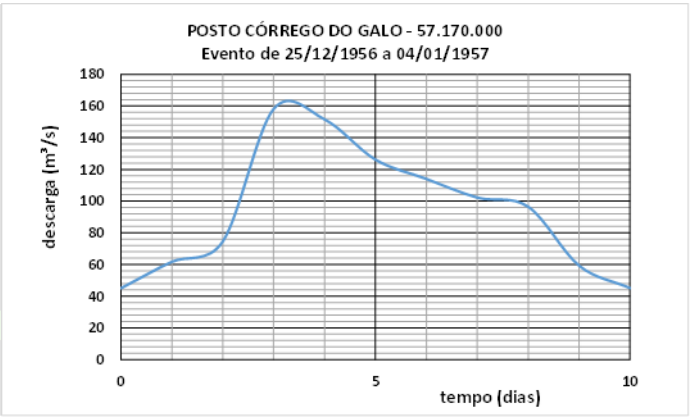


Figura 3 - Hidrograma Observado – Cheia 1956/1957

A relação pico/média excedente para este evento resultou k = 2,3071.

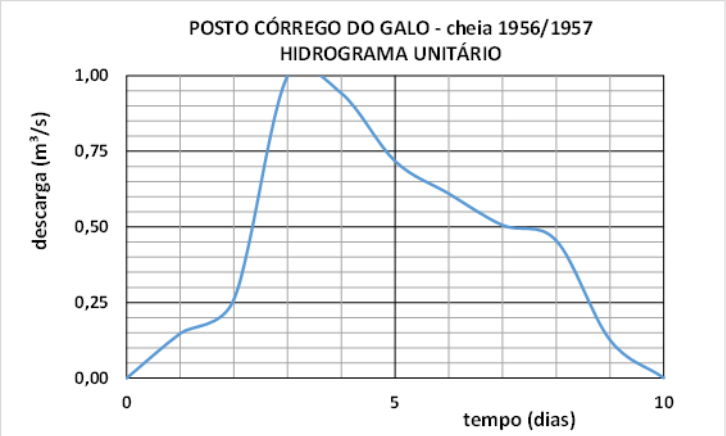


Figura 4 - Hidrograma Unitário (ou padrão) – Adimensional

(Cheia 1956/1957)

Março de 1960

	dias	Q (m³/s)	DQ	H.U.
07/03/1960	0	46,14	0,00	0,00
08/03/1960	1	57,86	11,72	0,05
09/03/1960	2	149,32	103,18	0,47
10/03/1960	3	266,94	220,81	1,00
11/03/1960	4	210,94	164,80	0,75
12/03/1960	5	142,88	96,74	0,44
13/03/1960	6	83,59	37,46	0,17
14/03/1960	7	64,27	18,13	0,08
15/03/1960	8	59,32	13,18	0,06
16/03/1960	9	49,80	3,66	0,02
17/03/1960	10	55,41	9,27	0,04
			MÉDIA	0,28
	QM =	107,86	K_{pico} =	3,5773
	QB =	46,14		
	K_{pico} =	3,5773		
	volume	53.328.986		

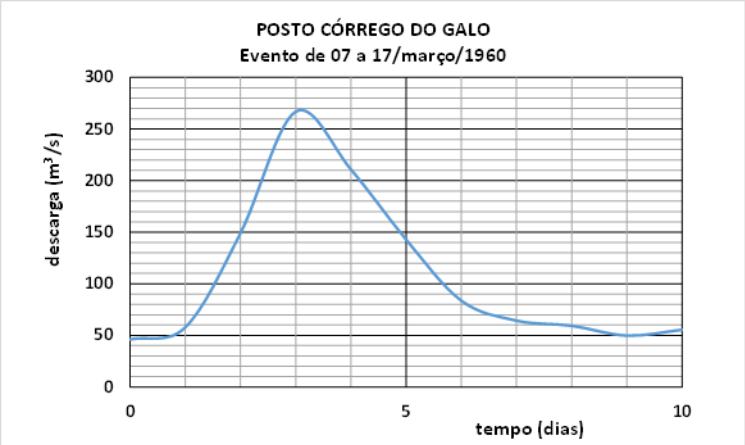


Figura 5 - Hidrograma Observado – Cheia 1960

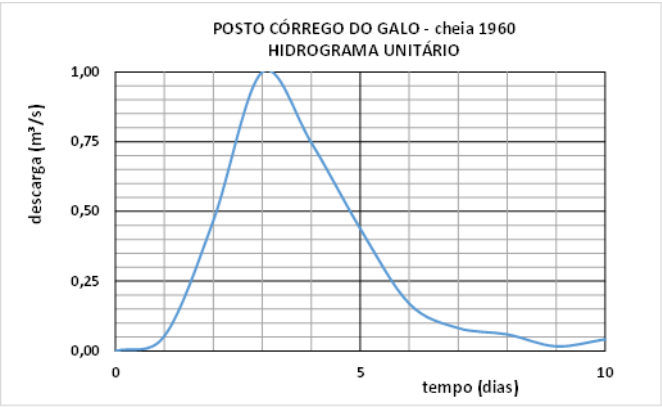


Figura 6 - Hidrograma Unitário (ou padrão) – Adimensional

(Cheia 1960)

Para este último evento, que concentra o pico mais no início do hidrograma (3º dia), a relação pico/média excedente resultou k = 3,5773 –muito próxima do HUC SCS igual 3,7453 (Ver Figura 1).

2.3. Estatística das Vazões Máximas Médias Anuais com duração de 10 dias

Analogamente ao feito para as descargas diárias do item 3.1, foram selecionados os valores das médias máximas anuais (ou volumes anuais máximos) de 10 dias, mostrados no quadro seguinte.

ANO	Q max	ANO	Q max
1956	100,36	1988	32,78
1957	50,06	1989	27,97
1958	23,36	1990	18,08
1959	43,19	1991	33,63
1960	113,77	1992	43,77
1961	50,26	1993	41,57
1962	34,65	1994	47,32
1963	14,73	1995	41,87
1964	41,14	1996	40,89
1965	44,54	1997	41,99
1966	31,25	1998	32,65
1967	32,08	1999	34,01
1968	37,22	2000	35,31
1969	26,39	2001	56,81
1970	53,84	2002	35,91
1971	59,47	2003	49,61
1972	33,54	2004	41,54
1973	59,62	2005	62,11
1974	49,59	2006	38,48
1975	43,28	2007	35,78
1976	30,88	2008	57,54
1977	30,96	2009	67,18
1978	21,51	2010	48,75
1979	92,47	2011	54,14
1980	45,93	2012	59,73
1981	48,50	2013	94,13
1982	44,10	2014	23,15
1983	38,59	2015	13,58
1984	46,36	2016	26,60
1985	72,91	2017	51,96
1986	26,77	2018	33,58
1987	31,45	2019	23,59

Quadro 5 - Descargas Máximas Médias Anuais de 10 dias

Posto 57.170.000

MÉDIA	44,04318
D.PADRÃO	19,30588
Q1	24,7373

Aplicando a distribuição exponencial simples aos volumes de 10 dias, tem-se os seguintes valores determinados no posto e transpostos para o local da barragem, conforme ilustrado no quadro e figura seguintes.

média de 10 dias		
área	posto	barragem
(km²)	976	1.146
T (anos)	Q_{max} (m³/s)	Q_{max} (m³/s)
1	24,7	29,0
2	38,1	44,8
5	55,8	65,5
10	69,2	81,2
25	86,9	102,0
50	100,3	117,7
100	113,6	133,4
500	144,7	169,9
1.000	158,1	185,6
10.000	202,6	237,8

Quadro 6 - Descargas de projeto de 10 dias

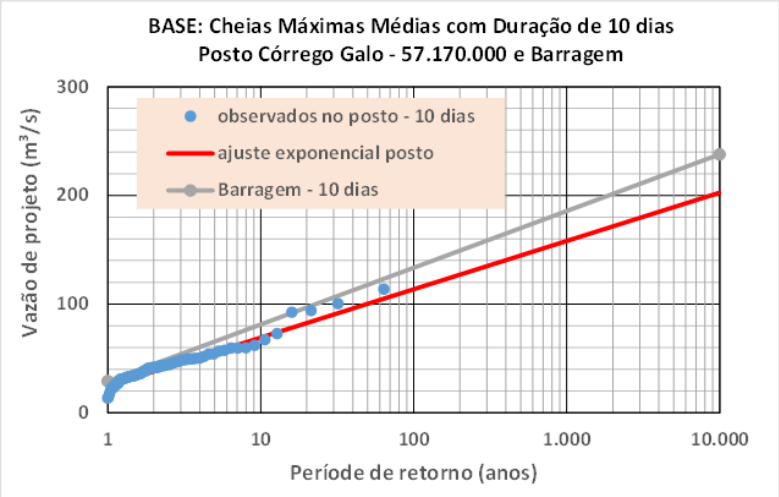


Figura 7 - Vazões de projeto médias de 10 dias

Para o local da barragem, não há necessidade de aplicação da fórmula de Fuller, pois não se trata de vazões diárias. As descargas de 10 dias são transportadas apenas aplicando a relação de áreas de drenagem da barragem e do posto.

Deve ser observado na figura anterior que, nas análises dos volumes de 10 dias, o máximo evento de 1960, já não mais se evidencia como um ponto “outlier” como acontecia com o pico máximo diário observado (ver Figura 3.1.2). O hidrograma de 1960 (volume de 10 dias) teria um período de retorno estimado da ordem de 100 anos e, não, 700 ou 4.000 anos conforme mostrado na Figura 3.1.1, quando são analisadas, de forma isolada, apenas as vazões de pico.

3. VAZÕES DE PROJETO A PARTIR DOS VOLUMES DE 10 DIAS

Conforme metodologia descrita no início do item 3, a forma do hidrograma unitário (item 3.2) e os valores das cheias médias de 10 dias (item 3.3) foram determinados os valores de projeto com base no evento de 1956/1957. O quadro seguinte mostra a aplicação do método que permite traçar os hidrogramas para diversos períodos de retorno.

ΔQ_{pico}	445	324	288	204	168	132	84	47	0
QM (10 dias)	237,83	185,64	169,92	133,44	117,73	102,01	81,24	65,53	45,00
QB	45	45	45	45	45	45	45	45	45
H.U.	T=10.000	T=1.000	T=500	T=100	T=50	T=25	T=10	T=5	T=2
0,00	45	45	45	45	45	45	45	45	45
0,05	69	62	60	56	54	52	49	48	45
0,47	253	197	180	140	123	106	84	67	45
1,00	490	369	333	249	213	177	129	92	45
0,75	377	287	260	197	170	143	107	80	45
0,44	240	187	171	134	119	103	82	66	45
0,17	120	100	94	80	73	67	59	53	45
0,08	82	72	69	62	59	56	52	49	45
0,06	72	64	62	57	55	53	50	48	45
0,02	52	50	50	48	48	47	46	46	45
0,04	64	59	57	54	52	51	49	47	45

Quadro 7 - Hidrogramas Calculados a partir do HU (forma da cheia 1956/1957 – k = 2,3071)

A figura abaixo ilustra os hidrogramas de projeto para T=1.000 e 10.000 anos de período de retorno.

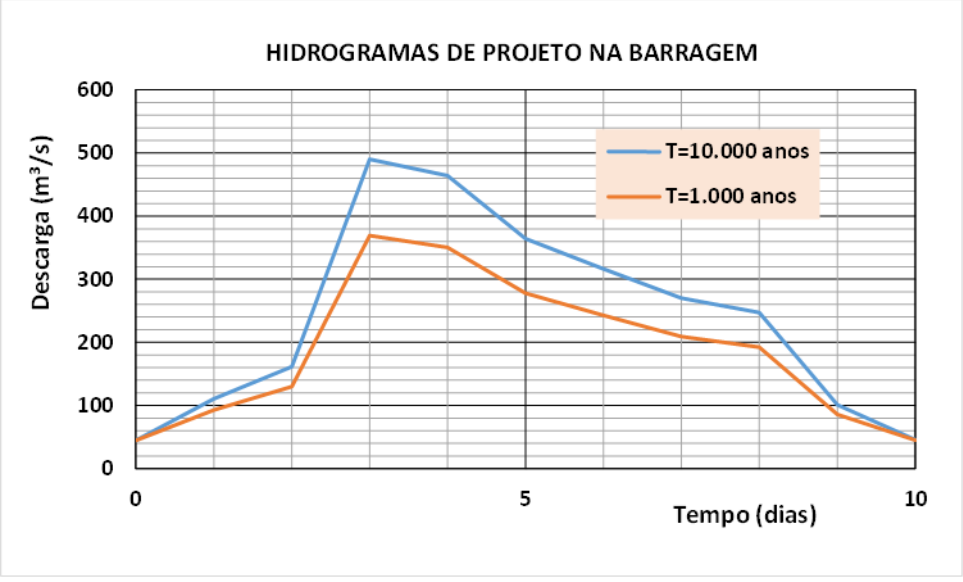


Figura 8 - Hidrogramas de Projeto na Barragem

Dessa forma, sugere-se, para projeto da Barragem Imigrantes, os valores finais indicados no quadro seguinte.

Até o período de 50 anos (observadas), os valores do Quadro 3.1.2 são mais significativos. Acima do período de retorno de 50 anos, juntando com as análises mais críticas do Quadro 4.1, recomenda-se a adoção dos valores seguintes para o projeto da Barragem Imigrantes.

T (anos)	Q (m³/s
2	91
5	130
10	159
25	197
50	226
100	249
500	333
1.000	369
10.000	490
base 10 dias	
basde diária	

Quadro 8 - Barragem Imigrantes Vazões de Projeto com base no HU – 10 dias

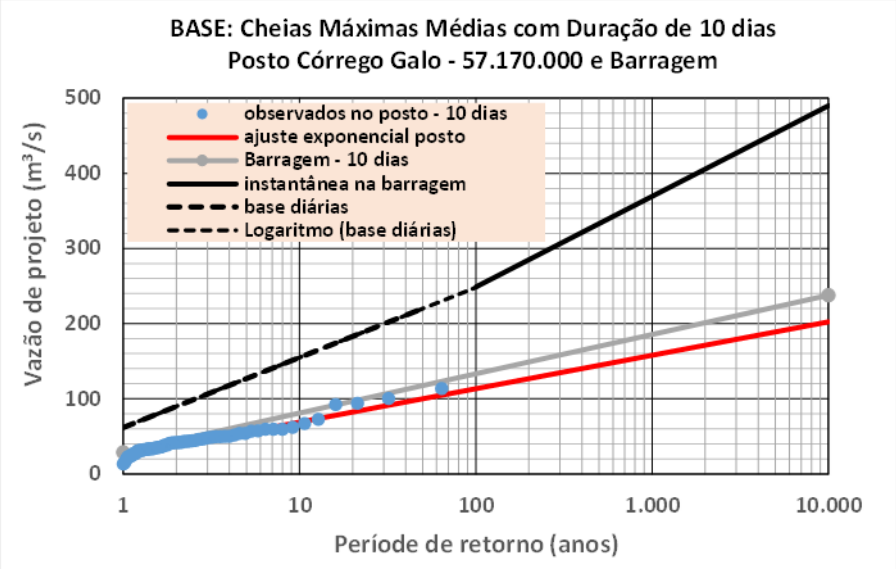


Figura 9 - Descargas de Projeto na Barragem

4. VERIFICAÇÃO DO HIDROGRAMA MÁXIMO MAIS PROVÁVEL

Conforme dito anteriormente, um mesmo volume decamilenar de 10 dias pode apresentar picos mais elevados. A forma dos hidrograsmas resulta essencialmente da contribuição espaço-temporal das chuvas ocorrentes.

A seguir, mostra-se que a forma hidrograma de 10 dias - ocorrido, pode gerar picos mais elevados, caso fosse adotado o HU da cheia de 1960, que apresentou uma relação pico/média k = 3,5573 – similar à sugerida pelo órgão norte-americano SCS (k=3,7453).

Os valores obtidos por essa relação, na opinião de Conte (2012), representa o que chama de Hidrograma Máximo Mais Provável (HMMP) – quando adotada essa relação pico/média mais crítica.

O HMMP seria o volume do hidrograma da cheia decamilenar associado à relação 3,5573, similar à do HU do SCS.

ΔQ_{pico}	690
QM (10 dias)	237,83
QB	45
H.U.	T=10.000
0,00	45
0,05	82
0,47	367
1,00	735
0,75	560
0,44	347
0,17	162
0,08	102
0,06	86
0,02	56
0,04	74

Figura 10 - Hidrograma HMPP (T=10.000)

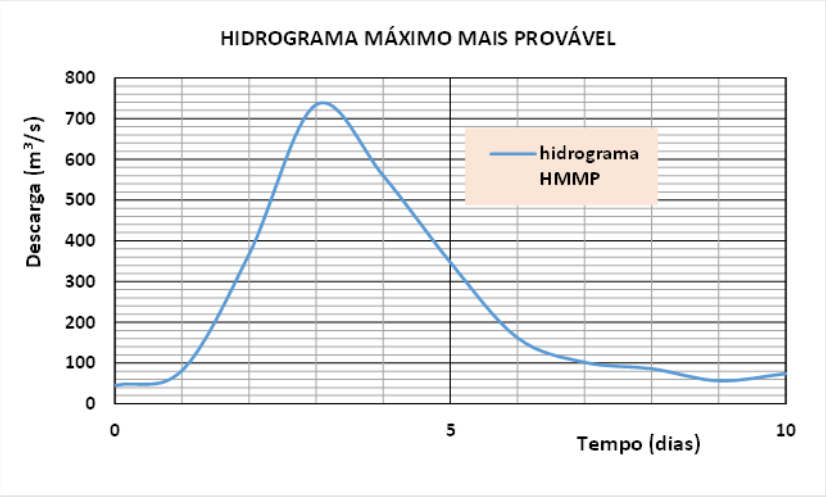


Figura 11 - Hidrograma Máximo Mais Provável

5. FUNCIONAMENTO DO LABIRINTO

Conforme relatório já emitido (nº IMI_GeoCompany_HI_R1-002), a capacidade do VT labirinto está mostrada no quadro e gráfico seguinte.

H	H/P	Ct	Q (m³/s)	H (m)	N.A. (m)
0,00	0,000	0,49	0	0,00	120,00
0,25	0,063	0,58	18	0,25	120,25
0,50	0,125	0,64	55	0,50	120,50
0,75	0,188	0,69	108	0,75	120,75
1,00	0,250	0,71	173	1,00	121,00
1,25	0,313	0,72	245	1,25	121,25
1,50	0,375	0,72	322	1,50	121,50
1,75	0,438	0,72	403	1,75	121,75
2,00	0,500	0,71	485	2,00	122,00
2,25	0,563	0,69	568	2,25	122,25
2,50	0,625	0,68	652	2,50	122,50
2,75	0,688	0,67	739	2,75	122,75
3,00	0,750	0,66	830	3,00	123,00

Quadro 9 - Capacidade de Descarga do VT Labirinto

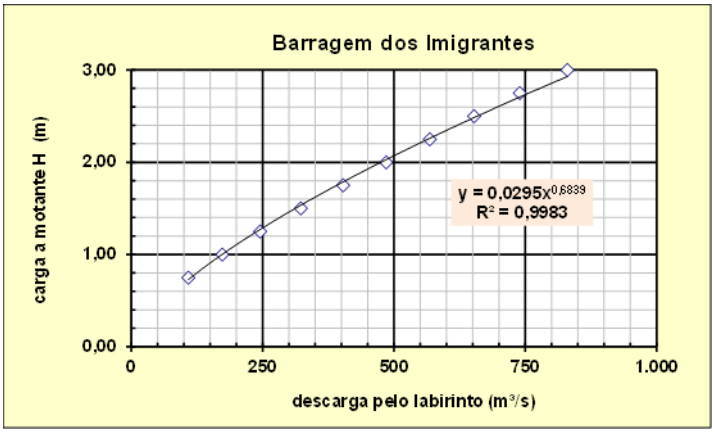


Figura 12 - Curva cota-descarga do VT Labirinto

Conforme revisão hidrológica de cheias aqui apresentada (item 4), resultam os seguintes níveis d'água no reservatório para as novas vazões de projeto, mostrados no quadro seguinte.

T (anos)	Qinst	H (m)	N.A. montante
2	91	0,65	120,65
5	130	0,82	120,82
10	159	0,94	120,94
25	197	1,09	121,09
50	226	1,20	121,20
100	249	1,28	121,28
500	333	1,57	121,57
1.000	369	1,68	121,68
10.000	490	2,04	122,04
HMMP	735	2,69	122,69

Quadro 10 - Novas vazões de projeto

Verifica-se que o VT Labirinto tem capacidade para descarregar as cheias máximas afluentes excepcionais sem que haja transbordamento da barragem na El. 123,00. O período de retorno do pico do hidrograma HMMP está estimado da ordem de 1.100.000 anos.

6. CONCLUSÕES PARA PROJETO

a) O novo pico de vazão decamilenar de projeto aqui sugerido é de 490 m³/s, conforme amplamente justificado ao longo do presente relatório. Este valor é superior ao da PCE – 410 m³/s e inferior ao da POENTE – 570 m³/s;
b) Com os novos níveis máximos no reservatório sofreram alterações benéficas, deverá ser revisto o cálculo de borda-livre já apresentado anteriormente ((nº IMI_GeoCompany_HI_R1-001);
c) As novas vazões de projeto para dimensionamento final do sistema desvio, envolvendo túnel e ensecadeiras trabalhando, pelo menos, durante um período chuvoso são as seguintes:

T = 25 anos	177 m³/s
T = 50 anos	226 m³/s

7. REFERÊNCIAS

POENTE (2018). “BARRAGEM DOS IMIGRANTES- Volume I – PROJETO BÁSICO- TOMO A - HIDROLOGIA – RELATÓRIO TÉCNICO”, N° A-062-000-00-0-RT-0080-0A

PCE (2017). “BARRAGEM DO RIO JUCU- Relatório Final–Anteprojeto (Fase 1) Volume 1 – Texto”, Nº A-062-000-00-0-RT-0008-0B.

Conte, A.E. (2012). “Aspectos de um Hidrograma Máximo Mais Provável”, Editora Clube de Autores, São Paulo, SP.

ELETROBRÁS (1987). “Guia para Cálculo de Cheia de Projeto de Vertedores”. Centrais Elétricas Brasileiras: Rio de Janeiro.