6.4 計画地点の洪水量

6.4.1 確率洪水量

No.430 測水所では Table 6.4.1-1 に示すように 1964 年~1984 年の間年最大流量が測定されている。表には流域面積比で換算したダム地点における最大流量も記載している。

							(Unit: m^3/s)
Voor	Data	Peak Di	scharge	Voor	Dete	Peak Di	scharge
Teal	Date	No.430	Dam Site	Ieal	Date	No.430	Dam Site
1964	Aug. 15	355.0	916.2	1975	July 01	552.0	1,424.6
1965	Aug. 14	245.0	632.3	1976	July 14	679.0	1,752.3
1966	July 12	268.0	691.6	1977	Aug. 03	577.0	1,489.1
1967	July 09	268.0	691.6	1978	July 28	290.0	748.4
1968	Oct. 05	645.0	1,664.6	1979	July 28	215.0	554.9
1969	Aug. 11	266.0	686.5	1980	July 16	260.0	671.0
1970	Aug. 07	711.0	1,834.9	1981	July 27	275.0	709.7
1971	Aug. 06	288.0	743.3	1982	July 31	245.0	632.3
1972	Aug. 11	552.0	1,424.6	1983		154.0	397.4
1973	Oct. 13	679.0	1,752.3	1984	July 28	202.0	521.3
1974	July 29	900.0	2,322.7				

 Table 6.4.1-1
 Maximum Peak Discharge at No.430 Gauging Station

各年最大流量について、Gumbel 法、対数正規法、Log-Pearson 法により確率計算を行い、計画地点との流域面積比で換算して Table 6.4.1-2 に示すような結果が得られた。

			(Unit: m^3/s)
Return Period	Gumbel	Log-Normal	Log-Pearson
2	994.6	934.5	569.8
5	1,565.0	1,434.9	889.8
10	1,942.8	1,795.4	1,140.8
20	2,305.1	2,160.6	1,412.2
50	2,774.1	2,661.3	1,811.8
100	3,125.6	3,057.7	2,150.7
200	3,475.5	3,472.4	2,525.7
500	3,937.5	4,050.8	3,083.8
1,000	4,286.6	4,513.0	3,558.9
2,000	4,635.6	4,779.0	4,546.1
5,000	5,097.0	5,675.6	5,265.4
10,000	5,445.7	6,217.3	5,529.6

Table 6.4.1-2Probable Flood

各年最大流量の歪度は 0.79、尖度は-0.66、対数変換値の歪度は 0.31、尖度は 1.26 である。3 つの分布のうち、設計に使用する 100 年以下の確率洪水量が大きい Gumbel 分布を用いること とする。 なお、設計、環境影響評価に用いた河川の水位~流量曲線を Appendix-6 に添付した。

6.4.2 可能最大洪水量 (PMF)

(1) 概 要

ダムの設計洪水量については、本計画の経済的および社会的重要性を考慮すると、可能 最大洪水(PMF: Probable Maximum Flood)の手法を採用することが妥当であると考えられ る。PMFとは、ある地域で理論的に起こりうる、気象および水文現象が最も厳しい条件で 組合わされた時に予想される洪水と定義される。

PMF は以下の手順で計算される。

- 可能最大降水量 (PMP) の計算
- 単位図の作成
- PMP の時間配分
- 単位図の合成
- 基底流量の決定
- (2) 可能最大降水量 (PMP) の計算

PMP は非地形性降雨と、地形性降雨に大別されるが、計画地点流域の降雨形態を見ると、 その降水原因が南の Bengal 湾側から吹き込む季節風に起因し、しかも降雨域がヒマラヤ山 脈の南側斜面に限られ、平地およびヒマラヤ北部では降雨量が極端に少ないことから、地 形性降雨の典型的な性質を備えていると考えられる。

以下にPMP算出の手順を示す¹。

1) 地形縦断図の作成

Fig. 6.4.2-1 に示すように 1/125,000 地形図よりセティ川流域のヒマラヤ山脈南側斜面 の代表縦断形状をメッシュ法にて算定した。なお、標高は計算の都合上、大気圧(hPa) に換算してある。(**Fig. 6.4.2-2**)

¹ Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation, WMO* No.332), WMO: World Meteorological Organization

	Seti River	Basin		J)	Jnit: EL.m)
	4,770	4,910			
2,980	3,760	3,630			
1,810	1,930	2,540			
1,350	1,160	1,380			
1,530	970	860	900		
	1,000	720	820		
	960	660	640	790	
		680	760	670	Dam site

Fig. 6.4.2-1 Ground Profile

2) 大気の流線の設定

大気の流線は 50 hPa 毎に与えることとし、地形の影響を受けない面(Nodalsurface) を 300 hPa と仮定した。なお、流線間の降水量は次式で与えられる。

$$R = \frac{\overline{V}_{1} \cdot \Delta p_{1}(\overline{q}_{1} - \overline{q}_{2})}{Y} \cdot \frac{1}{g\rho}$$
ここに、
$$R : P k \oplus k \oplus (cm/s)$$

$$\overline{V}_{1} : P 均流入風速 (cm/s)$$

$$\Delta p_{1} : 流入個所の気圧差 (hPa)$$

$$\overline{q}_{1} \cdot \overline{q}_{2} : C h \tilde{C} h \tilde$$

ここで、比湿の代わりに混合比(=水蒸気密度 / 乾燥空気の密度) w を用いることとし、また単位系を使用データにそろえると次式になる。

$$R = \frac{0.8813 \times \overline{V}_1 \cdot \Delta p_1 (\overline{w}_1 - \overline{w}_2)}{Y}$$
ここに、
R : 24 時間雨量 (mm/day)
 \overline{V}_1 : 平均流入風速 (cm/s)
 Δp_1 : 流入個所の気圧差 (hPa)
 $\overline{w}_1 \cdot \overline{w}_2$: それぞれ流入個所および流出個所における平均混合比 (g/kg)
Y : 水平距離 (km)

3) 気象データ(境界条件)の設定

気象データとして気温、相対湿度および風速は、代表縦断の近くに位置するポカラ空 港気象観測所(EL.827 m、気温と相対湿度は 1987 年~2004 年、風速は 1987 年~98 年) における観測値を採用した。なお、今回は入手したデータが日単位のため、PMP も日単 位で算出することとし、各データの代表値は次のようにして決めた。

- 気 温 (γ) : 日最高気温の月平均値の最高値 33.6℃ を採用した。なお、 標高による気温の低減率は-0.6℃/100 m とした。
- 相対湿度 (R・H) :1日の観測値(最高、最低)の内、最低の値を当日の代表湿度とし、その中での最高値 98.3%を採用した。標高と相対湿度の関係は日本での観測結果を元に 300 hPa で 50%となるように直線変化させた。
- 風 速 (V) : 日平均風速の内、雨期(6月~9月)に記録された最高値
 1.9 m/s を採用した。なお標高による風速の増加率は、日本での観測結果を元に 300 hPa で 50 m/s となるように直線変化させた。
- 4) 氷線の設定

先の気温の降下率より、氷線を 450 hPa に設定した。この線を境に上では雪、下では雨となる。

5) 降雨軌跡の作成

Fig. 6.4.2-2 に示すように 10 km 毎に降雨軌跡を作成する。降雨軌跡の計算を **Table 6.4.2-1** に示す。

6) 降雨量の計算

Table 6.4.2-2 に示すように各降雨軌跡間毎に先に示した降雨算定式により降雨量を計算する。

以上の結果から **Table 6.4.2-3** に示すとおり、ダムの流域における PMP の日流域平均 を求めると、683 mm/day となる。

(3) 単位図の作成

今回の解析では洪水時のハイドログラフが入手できなかったため、Snyderの方法を用い て単位図の遅れ時間、ピーク流量等を推定することとした。また単位図の形状は、上昇部 分については t^{2.4}、下降部分については指数関数として表現することとして、6時間単位の 降雨強度 1 cm に対応する単位図(Fig. 6.4.2-4)を作成した。 (4) PMP の時間分布および有効降雨

単位図が6時間単位のため、先に求めたPMP値も6時間雨量毎に配分し直す必要がある。 配分率は既往世界最大地点雨量の降雨時間と降雨量関係を示す次式を使用した。

 $R = 422 \cdot D^{0.475}$

ここに、R: 降雨量 (mm)

D: 降雨時間 (hr)

この結果を Table 6.4.2-5 に示すが表中 Arrange とは流出量がもっとも厳しくなるように 並びかえたものであり、また有効降雨とは、その値からさらに時間損失量 2 mm/hr を差し 引いたものである。

(5) 単位図の合成

Table 6.4.2-5 に示すとおり、有効降雨を単位図により合成すると降雨流出曲線 (**Fig. 6.4.2-4**) が得られる。合成の結果、ピーク流量は7,251 m³/s と計算される。

(6) 基底流量の決定と PMF

雨期(7月~9月)の 95%確率流量 126 m³/s を基底流量とすると、計画地点の PMF は 7,251 + 126 = 7,377 m³/s と計算される。

(7) 他プロジェクトとの比較

ネパールおよびインドのヒマラヤを源流とする河川におけるダム計画について、PMFに 関連する有効流域面積と、有効流域面積あたりのPMF流量の関係²をFig. 6.4.2-5 に示す。図 より、当計画の有効流域面積あたりのPMF流量は回帰線近傍に位置しており、PMFの数値 は妥当であると判断される。

² Kali Gandaki 'A' Hydroelectric Project Detailed Design, Final Project Formulation Report II, Volume 1, Main Report, Chapter 2 Hydrology, 2.2.2 Probable Maximum Flood (PMF), Kali Gandaki 'A' Associates, May, 1994



Fig. 6.4.2-2 Ground Profile, Air Streamlines and Precipitation Trajectories for PMP Estimation

6 - 19

P (hPa)	V (m/s)	Vav (m/a)	Vav∆P	DRR	Σ DRIFT(DRR)	DRS	Σ DRIFT(DRS)
(IIPa)	(111/8)	(111/8)		(KIII)	(KIII)	(KIII)	(KIII)
300	50.0						
350	46.1	48.1	2,403	1.1	7.1	5.3	33.7
400	42.2	44.2	2,208	1.0	6.0	4.9	28.4
450	38.3	40.3	2,014	0.9	4.9	4.4	23.5
500	34.4	36.4	1,819	0.8	4.0	4.0	19.1
550	30.6	32.5	1,625	0.8	3.2	3.6	15.1
600	26.7	28.6	1,430	0.7	2.4	3.2	11.5
650	22.8	24.7	1,236	0.6	1.7	2.7	8.3
700	18.9	20.8	1,041	0.5	1.2	2.3	5.6
750	15.0	16.9	847	0.4	0.7	1.9	3.3
800	11.1	13.0	652	0.3	0.3	1.4	1.4

 Table 6.4.2-1
 Computation of Rain and Snow Drift for Computing Precipitation Trajectories

Legend

 $DRR = Vav\Delta P/2,160$:Horizontal rain drift (2,160 hPa/hr = falling velocity of rain)

 $DRS = Vav\Delta P/453$:Horizontal snow drift (453 hPa/hr = falling velocity of snow)

Table 6.4.2-2 (1/3) Computation of PMP

10~20km

Р	r	R.H	V	Vav	Vav∆P	Ws	WI	Pc	rc	P_{LT}	W _{LT}	PUT	WUT	WIav	$W_{LT}av$	WUTav	$\Delta W_{LT}av$	Vav∆p∙	$\Delta W_{LT}av$	$\Delta W_{UT}av$	$Vav \triangle p \cdot \triangle W_{UT}av$
(hPa)	(°C)	(%)	(m/s)	(m/s)		(g/kg)	(g/kg)	(hPa)	(°C)	(hPa)	(g/kg)	(hPa)	(g/kg)	(g/kg)	(g/kg)	(g/kg)	=WIav-W _{LT} av			$=\!\!WIav\!\!\cdot\!\!W_{UT}\!av$	
350.0	-9.6	53.9	46.1			5.2	2.8	300.0	-19.2	350.0	2.8	350.0	2.8								
400.0	-3.6	57.8	42.2	44.2	2,208.3	7.4	4.3	360.0	-12.0	400.0	4.3	398.0	4.3	3.6	3.6	3.6	0.0		0.0	0.0	0.0
450.0	1.2	61.7	38.3	40.3	2,013.8	9.5	5.9	410.0	-6.2	448.0	5.9	447.0	5.9	5.1	5.1	5.1	0.0		0.0	0.0	0.0
500.0	6.0	65.6	34.4	36.4	1,819.3	12.0	7.9	457.0	-1.8	497.0	7.9	495.0	7.9	6.9	6.9	6.9	0.0		0.0	0.0	0.0
550.0	9.6	69.6	30.6	32.5	1,624.8	14.0	9.7	507.0	3.2	546.0	9.7	544.0	9.7	8.8	8.8	8.8	0.0		0.0	0.0	0.0
600.0	13.2	73.5	26.7	28.6	1,430.3	16.2	11.9	555.0	7.8	595.0	11.9	594.0	11.9	10.8	10.8	10.8	0.0		0.0	0.0	0.0
650.0	18.0	77.4	22.8	24.7	1,235.8	20.5	15.9	613.0	13.3	643.0	15.9	643.0	15.9	13.9	13.9	13.9	0.0		0.0	0.0	0.0
700.0	20.4	81.3	18.9	20.8	1,041.3	22.5	18.3	670.0	16.5	692.0	18.3	691.0	18.3	17.1	17.1	17.1	0.0		0.0	0.0	0.0
750.0	24.0	85.2	15.0	16.9	846.8	26.2	22.3	723.0	20.7	741.0	22.3	741.0	22.3	20.3	20.3	20.3	0.0		0.0	0.0	0.0
800.0	26.4	89.1	11.1	13.0	652.3	28.6	25.5	780.0	24.2	791.0	25.5	791.0	25.5	23.9	23.9	23.9	0.0		0.0	0.0	0.0
850.0	30.0	93.0	7.2	9.2	457.8	33.4	31.1	835.0	28.5	840.0	31.1	839.0	31.1	28.3	28.3	28.3	0.0		0.0	0.0	0.0
900.0	32.4	96.9	3.3	5.3	263.3	36.3	35.2	892.0	31.8	889.0	35.2	889.0	35.2	33.2	33.2	33.2	0.0		0.0	0.0	0.0
930.0	34.2	99.3	1.0	2.2	64.6	38.4	38.1	930.0	34.2	920.8	38.0	920.8	38.0	36.7	36.6	36.6	0.1		3.2	0.1	3.2
Legend	P:Atm	ospheri	c pressu	re		Ws : Sa	turation	mixing	ratio												
	γ : Atn	nospheri	ic tempe	rature		WI : Mi	ixing rat	io at infl	ow =R.H	H×Ws							TOTAL =		3.2		3.2
	R.H : Re	lative h	umidity			Pc, YC :	Conder	isation p	ressure,	tempera	ture		24hr	Volume	(mm(km)) = 0.88	$313 \times TOTAL =$		2.8	=A	2.8 =
	V : Wi	id veloc	ty			LT : LOW	er preci	pitation	trajector	У				ι	Unit Hor	izontal A	Area (km)=		10.0	=C	20.0 =
3	av : ave	rage				UT: Upp	er precip	bitation t	rajectory	y .			24	thr Aver	age Rain	nfall Ove	er Last Leg =			(B-A)/(D-C) =	0.0 m

20~30km

Р	r	R.H	V	Vav	Vav∆P	Ws	WI	Pc	rc	P_{LT}	W _{LT}	PUT	WUT	WIav	W _{LT} av	W _{UT} av	ΔW_{LT} av	$Vav \Delta p \cdot \Delta W_{LT}av$	∆W _{UT} av	$Vav \Delta p \cdot \Delta W_{UT}av$
(hPa)	(°C)	(%)	(m/s)	(m/s)		(g/kg)	(g/kg)	(hPa)	(°C)	(hPa)	(g/kg)	(hPa)	(g/kg)	(g/kg)	(g/kg)	(g/kg)	=WIav-W _{LT} av	10 × 200	=WIav-W _{UT} av	1.4 USD21.56
350.0	-9.6	53.9	46.1			5.2	2.8	300.0	-19.2	350.0	2.8	349.0	2.8							
400.0	-3.6	57.8	42.2	44.2	2,208.3	7.4	4.3	360.0	-12.0	398.0	4.3	397.0	4.3	3.6	3.6	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0
450.0	1.2	61.7	38.3	40.3	2,013.8	9.5	5.9	410.0	-6.2	447.0	5.9	442.0	5.9	5.1	5.1	5.1	0.0	0.0	0.0	0.0
500.0	6.0	65.6	34.4	36.4	1,819.3	12.0	7.9	457.0	-1.8	495.0	7.9	489.0	7.9	6.9	6.9	6.9	0.0	0.0	0.0	0.0
550.0	9.6	69.6	30.6	32.5	1,624.8	14.0	9.7	507.0	3.2	544.0	9.7	535.0	9.7	8.8	8.8	8.8	0.0	0.0	0.0	0.0
600.0	13.2	73.5	26.7	28.6	1,430.3	16.2	11.9	555.0	7.8	594.0	11.9	580.0	11.9	10.8	10.8	10.8	0.0	0.0	0.0	0.0
650.0	18.0	77.4	22.8	24.7	1,235.8	20.5	15.9	613.0	13.3	643.0	15.9	626.0	15.9	13.9	13.9	13.9	0.0	0.0	0.0	0.0
700.0	20.4	81.3	18.9	20.8	1,041.3	22.5	18.3	670.0	16.5	691.0	18.3	672.0	18.3	17.1	17.1	17.1	0.0	0.0	0.0	0.0
750.0	24.0	85.2	15.0	16.9	846.8	26.2	22.3	723.0	20.7	741.0	22.3	717.0	22.3	20.3	20.3	20.3	0.0	0.0	0.0	0.0
800.0	26.4	89.1	11.1	13.0	652.3	28.6	25.5	780.0	24.2	791.0	25.5	764.0	25.0	23.9	23.9	23.7	0.0	0.0	0.3	163.1
850.0	30.0	93.0	7.2	9.2	457.8	33.4	31.1	835.0	28.5	839.0	31.1	810.0	30.3	28.3	28.3	27.7	0.0	0.0	0.7	297.5
900.0	32.4	96.9	3.3	5.3	263.3	36.3	35.2	892.0	31.8	889.0	35.2	858.0	34.5	33.2	33.2	32.4	0.0	0.0	0.8	197.4
930.0	34.2	99.3	1.0	2.2	64.6	38.4	38.1	930.0	34.2	920.8	38.0	888.0	37.8	36.7	36.6	36.2	0.1	3.2	0.5	32.3
Legend	P : Atn	nospheri	c pressu	re		Ws : Sa	turation	mixing	ratio								175000000000000			
	γ : Atr	nospher	ic tempe	perature WI : Mixing ratio at inflow =R.H×Ws													TOTAL =	3.2		690.3
	R.H : Re	elative h	umidity			Pc, Y c	: Conder	sation p	ressure,	tempera	ature		24hr	Volume	(mm(km)) = 0.88	B13×TOTAL =	2.8	=A	608.4 =]
	V : Wi	nd veloc	ity		1	LT : LOV	ver preci	pitation	trajector	У				1	Unit Hor	izontal	Area (km)=	20.0	=C	30.0 =]
	av : ave	rage			10	UT : Upp	er precip	itation t	rajectory	y			24	thr Aver	age Rain	nfall Ov	er Last Leg =		(B-A)/(D-C) =	60.6 m

Table 6.4.2-2 (2/3) Computation of PMP

30~40km

Р	r	R.H	V	Vav	Vav∆P	Ws	WI	Pc	γc	P_{LT}	W _{LT}	PUT	WUT	WIav	$W_{\text{LT}}av$	WUTav	ΔW_{LT} av	Vav∆p∙∆W _{LT} av	$\Delta W_{UT}av$	$Vav \triangle p \cdot \triangle W_{UT}av$
(hPa)	(°C)	(%)	(m/s)	(m/s)		(g/kg)	(g/kg)	(hPa)	(°C)	(hPa)	(g/kg)	(hPa)	(g/kg)	(g/kg)	(g/kg)	(g/kg)	=WIav-W _{LT} av		=WIav-W _{UT} av	
350.0	-9.6	53.9	46.1	[5.2	2.8	300.0	-19.2	349.0	2.8	347.0	2.8							
400.0	-3.6	57.8	42.2	44.2	2,208.3	7.4	4.3	360.0	-12.0	397.0	4.3	391.0	4.3	3.6	3.6	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0
450.0	1.2	61.7	38.3	40.3	2,013.8	9.5	5.9	410.0	-6.2	442.0	5.9	435.0	5.9	5.1	5.1	5.1	0.0	0.0	0.0	0.0
500.0	6.0	65.6	34.4	36.4	1,819.3	12.0	7.9	457.0	-1.8	489.0	7.9	478.0	7.9	6.9	6.9	6.9	0.0	0.0	0.0	0.0
550.0	9.6	69.6	30.6	32.5	1,624.8	14.0	9.7	507.0	3.2	535.0	9.7	523.0	9.7	8.8	8.8	8.8	0.0	0.0	0.0	0.0
600.0	13.2	73.5	26.7	28.6	1,430.3	16.2	11.9	555.0	7.8	580.0	11.9	568.0	11.9	10.8	10.8	10.8	0.0	0.0	0.0	0.0
650.0	18.0	77.4	22.8	24.7	1,235.8	20.5	15.9	613.0	13.3	626.0	15.9	611.0	15.9	13.9	13.9	13.9	0.0	0.0	0.0	0.0
700.0	20.4	81.3	18.9	20.8	1,041.3	22.5	18.3	670.0	16.5	672.0	18.3	655.0	18.3	17.1	17.1	17.1	0.0	0.0	0.0	0.0
750.0	24.0	85.2	15.0	16.9	846.8	26.2	22.3	723.0	20.7	717.0	22.3	700.0	21.7	20.3	20.3	20.0	0.0	0.0	0.3	254.0
800.0	26.4	89.1	11.1	13.0	652.3	28.6	25.5	780.0	24.2	764.0	25.0	744.0	24.8	23.9	23.7	23.3	0.3	163.1	0.6	424.0
850.0	30.0	93.0	7.2	9.2	457.8	33.4	31.1	835.0	28.5	810.0	30.3	791.0	29.0	28.3	27.7	26.9	0.7	297.5	1.4	640.9
900.0	32.4	96.9	3.3	5.3	263.3	36.3	35.2	892.0	31.8	858.0	34.5	835.0	33.8	33.2	32.4	31.4	0.8	197.4	1.8	460.7
930.0	34.2	99.3	1.0	2.2	64.6	38.4	38.1	930.0	34.2	888.0	37.8	866.6	37.3	36.7	36.2	35.6	0.5	32.3	1.1	71.0
Legend	P : Atn	iospheri	ic pressu	re		Ws : Sa	turation	mixing	ratio											
	γ : Atr	nospher	ic tempe	rature		WI : M	ixing rat	io at infl	low =R.I	H×Ws							TOTAL =	690.3		1,850.6
	R.H : Re	elative h	umidity			Pc, Y c	: Conder	isation p	ressure,	tempera	ature		24hr	Volume	(mm(km)) = 0.88	B13×TOTAL =	608.4	=A	1,630.9 =B
	V : Wi	nd veloc	elocity LT : Lower precipitation trajectory											τ	Unit Hor	izontal.	Area (km)=	30.0	=C	40.0 =D
	av : ave	rage				UT : Upp	er precip	bitation t	rajector	У			24	thr Aver	age Rain	nfall Ov	er Last Leg =		(B-A)/(D-C) =	102.3 mm

40~50km

Р	r	R.H	V	Vav	Vav∆P	Ws	WI	Pc	rc	P_{LT}	W _{LT}	PUT	WUT	WIav	W _{LT} av	WUTav	ΔW_{LT} av	Vav∆p•∆W _{LT} av	$\Delta W_{UT}av$	$Vav \Delta p \cdot \Delta W_{UT}av$
(hPa)	(°C)	(%)	(m/s)	(m/s)		(g/kg)	(g/kg)	(hPa)	(° C)	(hPa)	(g/kg)	(hPa)	(g/kg)	(g/kg)	(g/kg)	(g/kg)	=WIav-WLTav	3. 200	=WIav-WUTav	7 (20)
350.0	-9.6	53.9	46.1			5.2	2.8	300.0	-19.2	347.0	2.8	344.0	2.8							
400.0	-3.6	57.8	42.2	44.2	2,208.3	7.4	4.3	360.0	-12.0	391.0	4.3	387.0	4.3	3.6	3.6	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0
450.0	1.2	61.7	38.3	40.3	2,013.8	9.5	5.9	410.0	-6.2	435.0	5.9	424.0	5.9	5.1	5.1	5.1	0.0	0.0	0.0	0.0
500.0	6.0	65.6	34.4	36.4	1,819.3	12.0	7.9	457.0	-1.8	478.0	7.9	459.0	7.9	6.9	6.9	6.9	0.0	0.0	0.0	0.0
550.0	9.6	69.6	30.6	32.5	1,624.8	14.0	9.7	507.0	3.2	523.0	9.7	495.0	9.3	8.8	8.8	8.6	0.0	0.0	0.2	324.9
600.0	13.2	73.5	26.7	28.6	1,430.3	16.2	11.9	555.0	7.8	568.0	11.9	532.0	11.0	10.8	10.8	10.2	0.0	0.0	0.7	929.7
650.0	18.0	77.4	22.8	24.7	1,235.8	20.5	15.9	613.0	13.3	611.0	15.9	568.0	14.3	13.9	13.9	12.7	0.0	0.0	1.3	1,544.7
700.0	20.4	81.3	18.9	20.8	1,041.3	22.5	18.3	670.0	16.5	655.0	18.3	603.0	15.7	17.1	17.1	15.0	0.0	0.0	2.1	2,186.6
750.0	24.0	85.2	15.0	16.9	846.8	26.2	22.3	723.0	20.7	700.0	21.7	639.0	19.3	20.3	20.0	17.5	0.3	254.0	2.8	2,370.9
800.0	26.4	89.1	11.1	13.0	652.3	28.6	25.5	780.0	24.2	744.0	24.8	679.0	23.0	23.9	23.3	21.2	0.6	424.0	2.8	1,793.7
850.0	30.0	93.0	7.2	9.2	457.8	33.4	31.1	835.0	28.5	791.0	29.0	719.0	27.8	28.3	26.9	25.4	1.4	640.9	2.9	1,327.5
900.0	32.4	96.9	3.3	5.3	263.3	36.3	35.2	892.0	31.8	835.0	33.8	759.0	31.9	33.2	31.4	29.9	1.8	460.7	3.3	868.7
930.0	34.2	99.3	1.0	2.2	64.6	38.4	38.1	930.0	34.2	866.6	37.3	785.2	32.3	36.7	35.6	32.1	1.1	71.0	4.6	293.9
Legend	P : Atn	nospheri	ic pressu	re		Ws : Sa	turation	mixing	ratio	101 - 10 1 .12							10000000000	21 1 122200 - 215		
	γ : Atr	nospher	ic tempe	rature		WI : M	ixing rat	io at infl	ow =R.I	I×Ws							TOTAL =	1,850.6		11,640.6
	R.H : Re	elative h	ative humidity $Pc, \gamma c$: Condensation pressure, temperature										24hr	Volume	(mm(km	()) = 0.88	$813 \times TOTAL =$	1,630.9	=A	10,258.9 =I
	V : Wi	nd veloc	city			LT : LOV	ver preci	pitation	trajector	У					Unit Hor	izontal .	Area (km)=	40.0	=C	50.0 =I
	av : ave	rage				UT: Upp	er precip	itation t	rajector	У			24	thr Aver	age Rain	nfall Ov	er Last Leg =		(B-A)/(D-C) =	862.8 m

Table 6.4.2-2 (3/3) Computation of PMP

50~60km

Р	r	R.H	V	Vav	Vav∆P	Ws	WI	Pc	rc	P_{LT}	W _{LT}	P_{UT}	WUT	WIav	$W_{LT}av$	WUTav	ΔW_{LT} av	Vav∆p•∆W _{LT} av	$\Delta W_{UT}av$	$Vav \Delta p \cdot \Delta W_{UT}av$
(hPa)	(°C)	(%)	(m/s)	(m/s)		(g/kg)	(g/kg)	(hPa)	(° C)	(hPa)	(g/kg)	(hPa)	(g/kg)	(g/kg)	(g/kg)	(g/kg)	=WIav-W _{LT} av		=WIav-WUTav	
350.0	-9.6	53.9	46.1			5.2	2.8	300.0	-19.2	344.0	2.8	339.0	2.8							
400.0	-3.6	57.8	42.2	44.2	2,208.3	7.4	4.3	360.0	-12.0	387.0	4.3	373.0	4.3	3.6	3.6	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0
450.0	1.2	61.7	38.3	40.3	2,013.8	9.5	5.9	410.0	-6.2	424.0	5.9	403.0	5.5	5.1	5.1	4.9	0.0	0.0	0.2	402.7
500.0	6.0	65.6	34.4	36.4	1,819.3	12.0	7.9	457.0	-1.8	459.0	7.9	425.0	7.0	6.9	6.9	6.3	0.0	0.0	0.7	1,182.5
550.0	9.6	69.6	30.6	32.5	1,624.8	14.0	9.7	507.0	3.2	495.0	9.3	445.0	7.7	8.8	8.6	7.4	0.2	324.9	1.5	2,355.9
600.0	13.2	73.5	26.7	28.6	1,430.3	16.2	11.9	555.0	7.8	532.0	11.0	471.0	9.0	10.8	10.2	8.4	0.7	929.7	2.5	3,504.1
650.0	18.0	77.4	22.8	24.7	1,235.8	20.5	15.9	613.0	13.3	568.0	14.3	496.0	11.5	13.9	12.7	10.3	1.3	1,544.7	3.7	4,510.5
700.0	20.4	81.3	18.9	20.8	1,041.3	22.5	18.3	670.0	16.5	603.0	15.7	520.0	12.6	17.1	15.0	12.1	2.1	2,186.6	5.1	5,258.3
750.0	24.0	85.2	15.0	16.9	846.8	26.2	22.3	723.0	20.7	639.0	19.3	544.0	15.7	20.3	17.5	14.2	2.8	2,370.9	6.2	5,207.5
800.0	26.4	89.1	11.1	13.0	652.3	28.6	25.5	780.0	24.2	679.0	23.0	575.0	20.0	23.9	21.2	17.9	2.8	1,793.7	6.1	3,946.1
850.0	30.0	93.0	7.2	9.2	457.8	33.4	31.1	835.0	28.5	719.0	27.8	606.0	24.0	28.3	25.4	22.0	2.9	1,327.5	6.3	2,883.8
900.0	32.4	96.9	3.3	5.3	263.3	36.3	35.2	892.0	31.8	759.0	31.9	638.0	27.6	33.2	29.9	25.8	3.3	868.7	7.4	1,934.9
930.0	34.2	99.3	1.0	2.2	64.6	38.4	38.1	930.0	34.2	785.2	32.3	657.7	30.5	36.7	32.1	29.1	4.6	293.9	7.6	490.9
Legend	P : Atn	iospheri	ic pressu	re		Ws : Sa	turation	mixing	ratio											
	γ : Atr	nospher	ic tempe	rature		WI : M	ixing rat	io at infl	low =R.I	I×Ws							TOTAL =	11,640.6		31,677.3
	R.H : Re	lative h	umidity			Pc, Y c	: Conden	sation p	ressure,	tempera	ture		24hr	Volume((mm(km)) = 0.88	$313 \times TOTAL =$	10,258.9	=A	27,917.2 =B
	V : Wi	nd veloc	city			LT : LOV	ver preci	pitation	trajector	У				τ	Unit Hor	izontal A	Area (km)=	50.0	=C	60.0 =D
	av : ave	rage				UT: Upp	er precip	itation t	rajectory	У			24	thr Aver	age Rain	nfall Ove	er Last Leg =		(B-A)/(D-C) =	1,765.8 mm

60~70km

Р	r	R.H	V	Vav	Vav∆P	Ws	WI	Pc	rc	P_{LT}	WLT	PUT	WUT	WIav	WLTav	WUTav	$\Delta W_{LT}av$	Vav∆p•∆W _{LT} av	$\Delta W_{UT}av$	Vav∆p•∆W _{UT} av
(hPa)	(°C)	(%)	(m/s)	(m/s)		(g/kg)	(g/kg)	(hPa)	(°C)	(hPa)	(g/kg)	(hPa)	(g/kg)	(g/kg)	(g/kg)	(g/kg)	=WIav-WLTav		=WIav-WUTav	
350.0	-9.6	53.9	46.1			5.2	2.8	300.0	-19.2	339.0	2.8	328.0	2.8							
400.0	-3.6	57.8	42.2	44.2	2,208.3	7.4	4.3	360.0	-12.0	373.0	4.3	353.0	4.3	3.6	3.6	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0
450.0	1.2	61.7	38.3	40.3	2,013.8	9.5	5.9	410.0	-6.2	403.0	5.8	372.0	4.7	5.1	5.1	4.5	0.0	100.7	0.6	1,208.3
500.0	6.0	65.6	34.4	36.4	1,819.3	12.0	7.9	457.0	-1.8	425.0	7.0	391.0	6.0	6.9	6.4	5.4	0.5	909.6	1.6	2,819.8
550.0	9.6	69.6	30.6	32.5	1,624.8	14.0	9.7	507.0	3.2	445.0	7.7	407.0	6.5	8.8	7.4	6.3	1.5	2,355.9	2.6	4,143.1
600.0	13.2	73.5	26.7	28.6	1,430.3	16.2	11.9	555.0	7.8	471.0	9.0	420.0	7.3	10.8	8.4	6.9	2.5	3,504.1	3.9	5,578.0
650.0	18.0	77.4	22.8	24.7	1,235.8	20.5	15.9	613.0	13.3	496.0	11.5	433.0	9.2	13.9	10.3	8.3	3.7	4,510.5	5.7	6,982.0
700.0	20.4	81.3	18.9	20.8	1,041.3	22.5	18.3	670.0	16.5	520.0	12.6	444.0	9.7	17.1	12.1	9.5	5.1	5,258.3	7.7	7,965.6
750.0	24.0	85.2	15.0	16.9	846.8	26.2	22.3	723.0	20.7	544.0	15.7	459.0	12.2	20.3	14.2	11.0	6.2	5,207.5	9.4	7,917.1
800.0	26.4	89.1	11.1	13.0	652.3	28.6	25.5	780.0	24.2	575.0	20.0	485.0	17.0	23.9	17.9	14.6	6.1	3,946.1	9.3	6,065.9
850.0	30.0	93.0	7.2	9.2	457.8	33.4	31.1	835.0	28.5	606.0	24.0	511.0	20.7	28.3	22.0	18.9	6.3	2,883.8	9.5	4,325.7
900.0	32.4	96.9	3.3	5.3	263.3	36.3	35.2	892.0	31.8	638.0	27.6	538.0	24.0	33.2	25.8	22.4	7.4	1,934.9	10.8	2,843.1
930.0	34.2	99.3	1.0	2.2	64.6	38.4	38.1	930.0	34.2	657.7	30.5	554.8	26.6	36.7	29.1	25.3	7.6	490.9	11.4	733.1
Legend	P : Atr	nospheri	ic pressu	re		Ws : Sa	aturation	mixing	ratio											
	γ : At	mospher	ic tempe	rature		WI : M	ixing rat	io at infl	ow -R.I	I×Ws							TOTAL =	31,102.3		50,581.7
	R.H : R	elative h	umidity			Pc, Y c	: Conder	isation p	ressure,	tempera	ature		24hr	Volume	(mm(km)) = 0.88	$313 \times TOTAL =$	27,410.5	=A	44,577.6 =
	V :Wi	nd veloe	city			LT : LOV	ver preci	pitation	trajector	У					Unit Hor	izontal.	Area (km)=	60.0	=C	70.0 =
	av : ave	rage				UT : Upp	er precip	bitation t	rajectory	y			24	4hr Aver	age Rain	nfall Ov	er Last Leg =		(B-A)/(D-C) =	1,716.7 n
	av : ave	nd veloe erage	aty			LT : Lov UT : Upp	ver preciper precip	pitation pitation t	trajector rajectory	y y			24	4hr Aver	Unit Hor age Raii	nfall Ov	Area (km)= er Last Leg =	60.0	=C (B-A)/(D-C) =	

Section	PMP	Area	PMP × Area	Time	Max. Rain	Rate	PMP	6 hour increments	Arrange	Retention Loss	Effective Rainfall
(km)	(mm/day)	(km ²)		(hour)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
10-20	0.0	222.2	0	6	988	0.518	354	354	47	12	35
20-30	60.6	204.3	12,371	12	1,374	0.719	491	137	51	12	39
30-40	102.3	257.0	26,281	18	1,666	0.872	596	105	58	12	46
40-50	862.8	242.5	209,210	24	1,909	1.000	683	87	69	12	57
50-60	1,765.8	199.6	352,531	30	2,123	1.112	759	76	87	12	75
60-70	1,716.7	162.9	279,687	36	2,315	1.212	828	69	137	12	125
Total		1,289	880,080	42	2,491	1.304	891	63	354	12	342
		А	В	48	2,654	1.390	949	58	105	12	93
Average	683	mm =B/A		54	2,807	1.470	1,004	55	76	12	64
				60	2,951	1.545	1,055	51	63	12	51
				66	3,087	1.617	1,104	49	55	12	43
				72	3.218	1.685	1.151	47	49	12	37

 Table 6.4.2-3
 Average PMP of the Basin

Table 6.4.2-4 PMP Distribution and Effective Rainfall

-



Fig. 6.4.2-3 Unit Hydrograph at Dam Site

Table 6.4.2-5 Synthesis of Unit Hydrographs



Fig. 6.4.2-4 Synthesis of Unit Hydrographs

ファイナルレポート



Fig. 6.4.2-5 Relation between PMF and Drainage Area for Himalayan Basins in Nepal and India

(Unit: mm / day)

6.5 蒸発量

セティ川流域の No.815 気象観測所(EL.500 m)で蒸発量を測定している。1977 年から 1997 年までの月平均蒸発量の観測結果を Table 6.5-1 に示す。

										(011		aay)
Month	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Year												
1977	NA	NA	NA	3.5	5.8	7.1	5.7	6.2	4.7	3.5	2.6	1.3
1978	1.6	2.1	4.8	3.7	6.2	5.0	5.9	4.7	3.9	3.2	2.3	1.6
1979	1.7	2.8	4.7	5.6	6.0	6.6	3.9	4.5	3.9	3.4	2.4	1.6
1980	1.4	2.7	4.4	5.9	5.3	5.1	4.8	4.6	4.4	3.4	2.3	1.9
1981	2.2	2.5	4.5	5.2	6.1	5.6	4.9	4.4	4.7	3.4	2.4	1.8
1982	2.3	2.5	3.8	6.9	5.6	6.0	5.3	5.1	3.9	2.9	2.1	1.7
1983	1.9	2.5	4.2	4.1	5.6	6.8	6.2	5.3	5.9	3.5	2.4	1.5
1984	1.5	2.7	4.4	4.7	6.4	3.3	7.2	4.4	3.7	3.1	2.8	NA
1985	1.5	2.3	4.2	4.3	4.9	5.2	4.1	3.7	3.4	2.8	1.9	1.6
1986	1.4	2.5	3.7	4.4	5.3	5.2	3.1	3.6	3.4	3.7	2.0	NA
1987	NA	2.9	4.1	4.3	5.5	5.8	5.2	3.9	3.5	2.6	1.9	1.2
1988	1.2	1.7	2.9	4.3	3.7	5.7	4.1	3.2	3.7	2.7	2.1	1.1
1989	1.8	1.6	3.1	5.1	4.9	4.8	2.7	3.1	3.1	3.0	2.0	1.8
1990	NA	NA	NA									
1991	1.8	NA	NA	NA	NA	NA	4.4	3.7	3.9	2.6	1.7	1.4
1992	1.2	2.1	4.0	5.9	6.6	5.4	4.8	4.4	4.1	2.8	1.8	1.1
1993	1.1	2.0	3.8	5.4	5.2	6.4	5.5	4.4	3.2	2.8	1.7	1.2
1994	1.2	2.5	3.4	5.1	5.9	5.2	NA	4.5	3.7	2.3	1.7	0.9
1995	1.4	2.2	3.5	4.8	5.8	NA	4.5	4.7	3.4	2.6	1.6	0.6
1996	1.5	1.9	3.1	4.2	4.7	4.3	4.1	4.4	3.1	2.0	1.4	0.4
1997	0.9	1.8	3.0	4.5	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Avg	1.5	2.3	3.9	4.8	5.5	5.5	4.8	4.4	3.9	3.0	2.1	1.3

 Table 6.5-1
 Average Monthly Pan Evaporation at No.815 Meteorological Station

6.6 堆砂·排砂解析

6.6.1 流砂測定

セティ川流域では、No.430 測水所で 1974 年から 1978 年の間、No.430.5 測水所で 2000 年 6 月から 12 月の間、Nepal Irrigation Sector Project (NISP) により浮遊砂濃度が測定されている。 また、ダム予定地点から約 25 km 上流の Bhimad Bajar 集落の橋では 2001 年 6 月から 9 月およ び 2004 年 7 月から 10 月の間 NEA により浮遊砂濃度が測定されている。これらの浮遊砂濃度 の測定値を Appendix-6 に添付した。Bhimad Bajar 集落の橋で採取した浮遊砂および掃流砂の試 料の粒度分析結果の例を Fig. 6.6.1-1 ~ Fig. 6.6.1-6 に示す。



Fig. 6.6.1-1 Gradation Analysis Result of Bed Load







Fig. 6.6.1-3 Gradation Analysis Result of Bed Load







Fig. 6.6.1-5 Gradation Analysis Result of Bed Load



Fig. 6.6.1-6 Gradation Analysis Result of Suspended Load

6.6.2 堆砂予測

当計画はセティ川流域における初めての貯水池式水力開発計画であり、貯水池の堆砂予測に 利用可能な情報が少ないために、以下の(1)、(2)、(4)の3つの手法により貯水池の堆砂量を推 定し、それぞれの方法の有効性を確認した。

(1) 比流砂量の推定

NEAはネパール国内における過去の調査結果から Table 6.6.2-1 に示すように各計画の比 流砂量を整理している。

Project name	Catchment area (km ²)	Average annual flow (m ³ /s)	Specific sediment yield (m ³ /km ² / year)	Remarks
Kulekhani-I	126	4.0	9,573 3,175 1,746 4,444 5,238 2,063	Based on survey result Average from1982 to 2000 1996 1997 1998 1999 2000
Andhi River	475	32.35	2,600 600 3,224 2,118	Based on measurement result of suspended load, including bed load 15% of suspended load 1995 1997 1998 1999
Sarada	832	14.0	2,014	Average of measurement result of suspended load from 1973 to 74, 76 to 78, 85 to 87
Marsyangdi	3,850	209	1,996 2,405 2,787 2,597 3,593 3,146 2,452 4,176	Measurement result of suspended load 1991 1992 1993 1994 1995 1996 1997 1998
Jhimruk	645	27.0	3,333 to 4,333	Estimation based on measurement result of suspended load from 1995 to 97, including bed load and unmeasured load 15 to 30% of suspended load
Pancheswor	12,100		3,904 1,852	Measurement result of suspended load 1990 1991
Kaligandaki "A"			4,000	Feasibility study
Budhi Gandaki River			2,260	Feasibility study
Rahu Ghat			1,330	Feasibility study

 Table 6.6.2-1
 Specific Sediment Yield (1/2)

Project name	Catchment area (km ²)	Average annual flow (m ³ /s)	Specific sediment yield (m ³ /km ² /year)	Remarks
Likhu River			1,327	Feasibility study
Kabeli River			2,700	Feasibility study
Tamur River			1,693	Feasibility study
Upper Karnali			1,213	Feasibility study
Dudh Koshi			1,483	Feasibility study
Karnali Chisapani			3,968	Feasibility study
Arun III			880	Feasibility study

 Table 6.6.2-1
 Specific Sediment Yield (2/2)

NEA は Table 6.6.2-2 に示すように、No.430 測水所(流域面積 582km²)で 1974 年から 1978 年の間測定した浮遊砂濃度を基に、1976 年から 1978 年の 3 年間の測定値の平均を 取って比浮遊砂量を求めている。

Year	Specific suspended sediment yield (t/km ² /year)	Remarks
1974		Measured from December to middle of March, only concentration of low flow months
1975	> 909	Measurement not available for August and September
1976	10,694	Measured all year round
1977	3,134	Measured all year round
1978	5,663	Measurement not available for September, October and November
Average	6,497	Average of 1976 to 78

 Table 6.6.2-2
 Suspended Sediment Yield at No.430 Gauging Station

NEA が 2001 年に実施したフィージビリティ調査では、表の平均値に浮遊砂量に対する掃流 砂量の割合を 10%と仮定して比流砂量は 6,497 × 1.1=7,147 t/km²/year、流砂の平均密度を 1.5 t/m³として体積に換算した比流砂量を 7,147 / 1.5=4,765 m³/km²/year と求めている。

表で、1976年の翌年の1977年には比浮遊砂量が減少してその翌年の1978年には再び増加 しているが、日本の貯水池における堆砂量の測定結果でも、洪水により上流からの土砂の流入 量が増加した翌年の土砂の流入量は平均値よりも少なくなる傾向が観測されている。これは、 ある年に洪水により地表の土壌浸食が一気に進むと、翌年は河川に流出する土砂量が減少する ためであると推定されている。

また、**Table 6.6.2-3** に示すように、NEA はダム予定地点から 500 m 下流に位置する No.430.5 測水所における浮遊砂量の測定値を基に、浮遊砂に対する掃流砂の割合を 15% と仮定して比流 砂量を求めている。

Year	Specific sediment yield (t/km ² /year)
2000	9,332
2001	9,966
2004	8,799
Average	9,366

Table 0.0.2-5 Specific Seument Tield at 110.450.5 Gauging Station	Fable 6.6.2-3	Specific Sediment Yield at No.430.5 Gauging Station
---	----------------------	---

流砂の平均密度を 1.5 t/m³とすると体積に換算した比流砂量は 9,366 / 1.5 = $6,244 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{year}$ となる。

この値は Table 6.6.2-1 に示すネパール国内の他の計画地点の比流砂量と比較すると多いことがわかる。

NEAが 2004 年に実施したアップグレーディングフィージビリティ調査では貯水池の FSLはEL.425.00 mとなっており、この諸元に基づくと総貯水容量と年間総流入量の比は、 331.7 MCM / 3,380 MCM=0.10 であり、Fig. 6.6.2-1 に示すBruneの図³から求められる貯 水池の流砂の補足率は85%となる。貯水池の年間平均堆砂量は6,244×1,502×0.85=7.97 MCM / yearとなり、貯水池が満砂になるまでの年数を求めると、有効貯水容量は270.3 MCM / 7.97 MCM / year=34 年、総貯水容量は331.7 MCM / 7.97 MCM / year=42 年とな る。





Fig. 6.6.2-1 Trap Efficiency as Related to Capacity-Inflow Ratio

³ Brune, Gunnar M., Trap Efficiency of Reservoirs, Trans. Am. Geophys. Union, vol 34, no. 3, June, 1953

(2) シミュレーションによる貯水池堆砂予測

当計画による河床変動を予測するためのシミュレーション計算を EPDC/KCC FLOW 500 MODEL で行った。

- 1) 計算手順
 - a) NEA から入手した河床断面に基づき解析モデルを作成する
 - b) NEA が浮遊砂濃度の測定結果から導いた式を用いて計算開始断面の流砂量を求 める
 - c) 流砂量式により各断面の流砂量を求める
 - d) 連続式により、河床変動量を求め、河床高を決定する
 - e) 以上の計算を日単位で繰り返す
- 2) 計算条件
 - a) 河床断面

NEA が 2001 年のフィージビリティ調査で作成した河川の横断面図のうち、ダム 軸から貯水池上流端までの 68 断面の断面を用いて貯水池の地形モデルを作成する。 計算に用いた河床断面形状を Appendix に添付した。

b) 浮遊砂量

NEA は No.430.5 測水所で 2000 年 6 月から 12 月の間測定された流量と浮遊砂濃 度から Fig. 6.6.2-2 に示すように両者の関係を回帰式により求めている。図に Bhimad Bajar で測定された 2001 年、2004 年の流量と浮遊砂濃度の関係を入れたが、 2000 年の測定値と傾向はほぼ合っている。



Fig. 6.6.2-2 Rating Curve of Suspended Load Concentration

C=4.5×Q^{1.2} ここに、 C:浮遊砂濃度 (ppm) Q:河川流量 (m³/s)

c) 流砂の粒径

NEA による粒度分布曲線 Fig. 6.6.1-1 ~ Fig. 6.6.1-6 から、流砂の粒度分布を Fig. 6.6.2-3 に示すとおりとし、ダム地点から上流約 27km までを粒径の細かいもの(図中で Downstream と表記)と残り 1km を粒径の粗いもの(図中で Upstream と表記)の2 種類 に分類する。また、このときの空隙率は 0.5 とする。



Fig. 6.6.2-3 Gradation Curve of Sediment used for Simulation Analysis

d) 掃流砂

河床上を移動する掃流砂量は時間、場所による変動が非常に大きいので測定が困難で あり⁴、日本でも掃流砂が河床を移動する時の衝突音を利用した観測方法が実験的に行 われている程度である。そのため、流砂量を予測する場合には、掃流砂量は浮遊砂量に 対する割合で表されるが、掃流砂量が浮遊砂量の25%を超えることはほとんどないと言 われている⁵。ここでは浮遊砂に対する掃流砂の割合を20%とする。

e) 河川流量

河川流量は 6.3 で求めたダム地点における 1964 年~1999 年の日流量を用いる。

f) 貯水池水位

NEA のフィージビリティ調査結果に従い、貯水池水位は、FSL を EL.425.00 m、MOL を EL.370.00 m とする。

⁴ Gregory L. Morris, Jiahua Fan, Reservoir Sedimentation Handbook, McGraw-Hill Books Company Inc., 1997

⁵ Calvin Victor Davis, Handbook of Applied Hydraulics, McGraw-Hill Books Company Inc., 1952

3) 計算結果

河床変動計算の結果を Fig. 6.6.2-4 に示す。同図より計算上は 39 年で堆砂の前面がダ ム近くまで達し、貯水池が満砂になることが予想される。この結果は(1)で Brune の図か ら求めた、貯水池は 42 年で満砂になるという予測結果とほぼ同じである。

また、1964~1999年の36年間の日平均流量に対する年平均流砂量は11.55MCMであ り、これを比流砂量に換算すると11.55MCM / 1,502 km² = 7,690 m³/km²/year となる。 NEA が No. 430.5 測水所の浮遊砂量測定値から算出した比浮遊砂量は6,244 m³/km²/year であり、両者の数値はほぼ一致すると考えられる。





Fig. 6.6.2-4 Riverbed Profile of Reservoir without Sediment Flushing Gates

6 - 39

(3) NEA のシミュレーション結果との比較

NEAは 2001 年のフィージビリティ調査および 2004 年のアップグレーディングフィージ ビリティ調査でHEC-6 というプログラムで河床変動を予測している⁶。両者のプログラム によるシミュレーション結果を比較するために、NEAが 2004 年のアップグレーディング フィージビリティ調査で実施したシミュレーションの入力条件を用いてEPDC/KCC FLOW 500 MODELにより河床変動を予測する。

NEA が河床変動予測に用いた計算条件と 6.6.2 (2) 2)の計算条件との相違点は以下のとおりである。

a) 浮遊砂量

No.430.5 測水所で 2000 年 6 月から 12 月の間測定された流量と浮遊砂濃度および、Bhimad Bajar 集落の橋で 2001 年 6 月から 9 月と 2004 年 7 月から 10 月の間測 定された流量と浮遊砂濃度から Fig. 6.6.2-5 に示すように両者の関係を回帰式により求める。

$$C = 0.0369 * Q^{2.0686} (Q < 100 \text{ m}^3/\text{s})$$
$$C = 15.939 * Q^{0.8607} (Q > 100 \text{ m}^3/\text{s})$$

ここに、

- C:浮遊砂濃度 (ppm)
- Q:河川流量 (m³/s)





⁶ NEA は排砂操作を実施した場合の河床変動計算は実施していない

b) 流砂の粒径

2004 年に採取した流砂の試料から粒度分布を Fig. 6.6.2-6 に示すとおりとする。 また、このときの空隙率は 0.5 とする。





c) 掃流砂

浮遊砂に対する掃流砂の割合を10%とする。

d) 河川流量

No.4305.測水所の 2000 年から 2004 年の5年間の日流量を10回繰り返して 50年間の河床変動の計算に用いる。

e) 貯水池水位

各月末の貯水池水位を Table 6.6.2-4 に示すように与える。

Table 6.6.2-4Reservoir Water Level

Year /Month	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	June	July	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.
2000	420.7	414.3	405.0	393.1	404.7	410.0	410.0	410.0	425.0	425.0	425.0	421.9
2001	415.6	407.1	391.7	370.5	370.5	421.1	410.0	410.0	425.0	425.0	425.0	423.2
2002	418.2	411.2	399.7	385.2	391.9	410.0	410.0	410.0	425.0	425.0	425.0	424.7
2003	422.5	418.8	412.4	405.0	399.7	413.6	410.0	410.0	425.0	425.0	425.0	422.8
2004	417.6	410.0	399.3	393.2	404.7	410.0	410.0	410.0	419.7	425.0	425.0	418.5

HEC-6による NEA の河床変動計算の結果を Fig. 6.6.2-7 に、調査団による計算結果を Fig. 6.6.2-8 に示す。両図より、頂部堆積層の勾配には差があるが、前部堆積層の進行はほぼ同じである。この違いは、計算に使用している流砂公式の違いによるものと考えられるが、シミュレーション手法による差は少ないことがわかる。



6 - 42

もメナミフポート





Fig. 6.6.2-8 Riverbed Profile of Reservoir with Same Conditions as HEC-6

6 - 43

電源開発株式会社・日本工営株式会社

また、有効貯水容量の経年変化を Table 6.6.2-5 および Fig. 6.6.2-9 に示す。表および図より、両者の容量減少の違いは頂部堆積層の勾配の差によるものであると推定される。

Years after Completion	Effective Stor (MC	age Capacity CM)		
	HEC-6 (NEA)	Study Team		
0	270.30	270.30		
25	163.21	197.40		
50	93.59	134.81		

 Table 6.6.2-5
 Decrease of Effective Storage Capacity

300 HEC-6(NEA) Effective Reservoir Capacity (million m3) Study Team 250 200 150 100 50 0 0 10 20 30 40 50 Years

Fig. 6.6.2-9 Decrease of Effective Storage Capacity

(4) 流域の土砂供給源の調査

セティ川流域の地質、地すべり地の分布および推定される土砂供給源は、1) 貯水池周辺 地域、2) 貯水池上流端から約 25km 上流のポカラ付近までの地域、さらに上流の 3) ポカ ラから分水嶺までの地域の 3 地域に分類すると、以下のようにまとめられる(詳細につい ては、本報告書の別冊"Environmental and Social Considerations Study Report, Part B Physical Environmental Assessment, February 2007,および"Feasibility Study Report on Upper Seti Project, Appendix-B, 2001, NEA"を参照のこと)。

1) ダムサイトから貯水池上流端 (Bhimad Bajar)までの地域

本地域は Lesser Himalayan zone に位置し、先カンブリア~古生代のドロマイト、粘板

岩および千枚岩が分布している。この地域のうち、ダムサイトから Geruwa までの区間 は風化程度の小さいドロマイトと粘板岩からなり、急峻な地形を呈しており、規模の大 きな地すべりや崩壊地もなく、土砂供給源となるものは少ない。一方、Geruwa から Bhimad Bajar までの区間では右岸側に段丘堆積物(ポカラ層)が広く分布しており、垂 直な崖を形成している。ポカラ層は 2)で述べるように、石灰質のシルト、細粒砂のマト リックスと小~中礫からなる固結度の低い堆積物であり、これらの崖は、湛水による強 度劣化や浸食により崩壊が発生する可能性があり、貯水池内への土砂供給源となる可能 性がある。

2) 貯水池上流端(Bhimad Bajar)からポカラまでの地域

本地域は Lesser Himalayan zone の中部に位置しており、低変成度の変成岩(千枚岩や 珪岩)からなる Kunchha 層が分布している。Pokhara Valley内には厚さ 100 m以上の第 四紀堆積物(Ghachok 層とポカラ層)が分布しており、セティ川の両岸には高さ 60 m以 上の垂直な崖が形成されている。Ghachok 層は石灰質シルトのマトリックスと小礫~巨 礫からなっており、マトリックスに多くの石灰分を含んでいるため、非常に固結度が高 いが、シンクホールや溶食空洞のようなカルスト現象が見られる。一方、Ghachok 層の 上部に分布するポカラ層は、礫径が小さく固結度が小さい。これらの第四紀堆積物は、 河川の浸食作用により崩壊が発生した場合には、セティ川への土砂供給源となる。また、 本地域では、ポカラの下流で左岸側からセティ川に合流する Bijaipur Khola および、右岸 側からセティ川に合流する Phusre Khola において、地すべり地やガリー浸食が多く見ら れる。これらの地すべり地やガリー浸食斜面は土砂供給源となっているが、セティ川の 支流沿いに分布していること、貯水池上流端から 25~35 km 離れていることから、貯水 池内に大量の土砂が急激に供給される可能性は小さいものと考えられる。

3) ポカラから分水嶺までの区間

本地域は Lesser Himalayan zone の低変成度の変成岩と Higher Himalayan zone の高変成 度の変成岩(主として片麻岩類、一部にクオーツサイト、角閃岩を含む)からなる。本 地域の上流部では斜面浸食、ガリー浸食などが多く見られ、それらの浸食源からもたら された堆積物は下流部に見られる。また、衛星画像解析からこの地域の EL.3,500 m 程度 以上の部分に、規模の小さな氷河湖(径 100 m 程度以下)がいくつか分布していること が確認された。本地域の浸食斜面やその下部の堆積物は、セティ川への主要な土砂供給 源となっているが、貯水池上流端から 50 km 以上離れていることから、貯水池内に大量 の土砂が急激に供給される可能性は小さいものと考えられる。また、氷河湖に関しては 規模が小さく、貯水池から遠いことから、氷河湖決壊に起因する洪水と土砂流入が問題 になる可能性は小さい。

以上述べた流域の地質状況から判断すると、①貯水池上流部からポカラへかけてセティ 川沿いに分布する第四紀堆積物、②ポカラのやや下流でセティ川の左右岸から流入する支 流沿いの斜面に分布する地すべり地、ガリー浸食斜面、③分水嶺に近い最上流部付近の浸 食斜面とその堆積物が、流域内での主要な土砂生産源と考えられる。これらの生産源で発 生した土砂は、洪水時の河川水によりセティ川沿いに流下しているが、計画貯水池と上記 の土砂生産源との位置関係を考慮すると、一時的に大量の土砂が計画貯水池内へ流入する 可能性は小さいものと考えられる。

(5) 総合評価

以上(1)、(2)、(4)の検討より、セティ川流域には土砂生産源が存在し、流域の比流砂量は ネパール国内の他の計画地点と比較すると多く、堆砂対策を施さないでダムを建設した場 合には完成後約40年で貯水池は満砂になることが予想される。

6.6.3 貯水池堆砂対策

6.6.2 で検討したように、貯水池は流入土砂により満砂になることが予想されるので、何らかの土砂管理方策が必要となる。土砂管理の重要度について、下記の2つの指標を用いて世界の既存のダム貯水池について整理したものを**Fig. 6.6.3-1**⁷に示す。

貯水池寿命 = 貯水池容量 (CAP) / 平均年間土砂流入量 (MAS) 1 / 貯水池回転率 = 貯水池容量 (CAP) / 平均年間流入量 (MAR)

上記の指標を当計画に適用すると、

貯水池寿命(CAP/MAS) = 331.7 MCM / 11.55 MCM = 28.72

1/ 貯水池回転率 (CAP/MAR) = 331.7 MCM / 3,381 MCM = 0.098

となり、図中では、当貯水池は、土砂管理を実施しなければ短期間で貯水容量が満砂になって しまうような、貯水池寿命が短く、かつ、貯水容量に対して流入量の比較的豊富な部類に入る ことがわかる。

⁷ Tetsuya Sumi, Research on Discharge Efficiency of Reservoir Flushing, Dam Engineering, Oct., 2000



Fig. 6.6.3-1 Relation between Turnover Rate of Reservoir and Life of Reservoir

貯水池の土砂管理方策としては、以下のものが考えられる。

(1) 貯水池への流入土砂軽減対策

上流域における土砂生産や流出を抑制する方法が実現可能であれば最も効果的な方法と して位置付けられ、特に小流域の場合には実現可能性がある。

当計画の流域面積は1,502 km²で対象範囲が広大であり、貯水池流域全体の流入土砂軽減 対策を当計画の一部として実施することは経済的観点から困難である。別冊 環境社会配慮 レポート Part B:物理環境影響調査の2.2 に記述されているように、セティ川流域全体での 流域管理は実施されておらず、森林局や土壌保全局により小流域の範囲で森林保全、土壌 保全、自然保護計画が実施されている。実行可能な流入土砂軽減対策としては、同2.3 に 記述されているように、ポカラと Bhimad Bajar の間の流域で小規模な斜面保護対策がある。 本報告書の11.2.7 に記述されているように、Bhimad Bajar 集落周辺のセティ川の法面保護 は当計画で実施することとなっている。

(2) 貯水池に流入する土砂を通過させる対策

流入土砂軽減の次に考えられる土砂管理方策は、貯水池に流入する土砂を貯水池内に堆 積させることなく迂回させるものであり、以下のものが考えられる。

1) 排砂バイパス

流水を貯水池に流入させることなく迂回させる手法であり、洪水時に土砂を含んだ流 水のすべてあるいは一部を貯水池を迂回させて下流に放流するものである。当計画は貯 水池の延長が約 25km あり、また迂回させる流量が多いため、排砂バイパストンネルの 建設には多額の工事費を伴い、経済的観点から適用が困難である。

2) スルーシング

土砂が流入する時期を見計らって通常運用時よりも貯水池水位を低下させることに より掃流力を限界掃流力以上に回復させ、土砂の通過を促進する手法である。洪水期に 適用すれば、流入土砂を貯水池下流域まで押し流すことにより有効貯水容量内の堆砂を 減らすことができる。また、ダムからの排砂が可能であればダム付近まで押し流された 土砂を排出することが可能となる。

3) 河道外貯留

本川の流送土砂量が多い場合には、本川に取水堰を建設し、支川に建設された本ダム の貯水池に導水、貯留することによって本ダム貯水池の堆砂を防止する手法であり、ク リカニ貯水池がこの手法の適用事例である。

(3) 貯水池に堆積した土砂を排除する対策

貯水池に堆積した土砂を排除するものであり、以下のものが考えられる。

1) 掘削

機械力等により貯水池に堆積した土砂を排除するものである。陸上掘削を行うために は一定期間以上貯水池の水位を低下させる必要があるため、適用範囲は貯水池上流端等 に限られる。当計画では、6.6.2 (2) 3)で記述されているように年間流入土砂量は 11.55 MCM と予測されており、掘削範囲を貯水池上流端付近に限定しても、掘削方法、 運搬方法、掘削除去した土砂の処理方法等、経済的に土砂を掘削排除することは困難で ある。

2) 浚渫

貯水池の水中に堆積している土砂を採取し、湖外に搬出する方法であり、上記 1)の手 法と同様に、浚渫のみで経済的に堆砂を除去することは困難である。

3) フラッシング排砂

貯水位を低下させることにより貯水池の掃流力を限界掃流力以上に回復させ、堤体に 設置された底部放流設備を通じて堆砂をダム下流に排出するものである。流入土砂量が 多い場合には上記の掘削、浚渫による人工的な排出方法が運搬機材や除去した土砂の処 理方法等の問題から適用が困難であることと比較すると、当手法は条件が整えば恒久対 策となり得る。

フラッシング排砂は自然河道の掃流力を利用している点で極めて効率的な排砂方法 と考えられるが、流入量、流入土砂量、貯水容量、貯水池の運用等について検討し、導 入可能な条件を備えていることを確認する必要がある。フラッシング排砂を成功させる ためには排砂ゲートを可能な限り低標高に設置し、1回当たりに十分な排砂流量と排砂 時間を確保する必要があり、貯水位低下→排砂→貯水位回復の過程で相当量の水量の流 入が前提条件となり、貯水容量に対する年間の総流入量が十分多い地点でないと有効な 方法とはなり得ない。 当計画の流入土砂量、流況の特性と排砂方法の実績の関係を Fig. 6.6.3-1 より見ると、 フラッシング排砂を実施している貯水池群と比較して貯水池の回転率は必ずしも高い 方には属さないので、フラッシング排砂期間を長く取る必要があることがわかる。

排砂設備の設置位置は、ダム堤体内あるいは仮排水トンネル内が考えられるが、排砂 設備を仮排水トンネル内に設置する場合には、排砂設備の点検、補修のために上流側に もう1門点検用のゲートを設置して水路の水を抜く必要がある。そのために仮排水トン ネルの呑口に点検用のゲート立坑を建設する必要があり、経済的ではないので、堤体内 に排砂ゲートを設置する案を採用する。

ダム堤体に排砂設備を設けて定期的に堆砂を排出して貯水池機能を維持している事 例⁸としては、日本の出し平ダム、宇奈月ダム、スイスのGebidem Dam、Verbois Dam等 がある。

6.6.4 貯水池排砂

6.6.3 での検討により、ダムに排砂設備を設けることとし、**6.6.2**(2)と同様のシミュレーション計算により、排砂操作を実施した場合の貯水池内の河床変動を予測する。

排砂ゲートの設置標高は、6.6.3 (3) 3)に記述しているように、可能な限り低標高に設置する 必要があり、ダム地点の地形、河床標高、洪水吐との関係を考慮し、EL.320.00 m とした。詳 細設計段階で水理模型実験を実施して設置標高の妥当性を確認し、詳細形状を決定することを 提案する。

なお、本項の(2)では、最適計画の FSL に対して排砂ゲートの敷標高を変えて河床変動を比 較している。

排砂操作期間中は貯水池水位を MOL 以下に下げるために発電を停止する必要があるが、雨 期に当計画の発電を停止しても、他の流れ込み式水力発電所が電力を供給するので、電力供給 には支障は発生しないものと想定される。フラッシング排砂の効果を考慮すると貯水位の低下 期間はできるだけ長く取ることが望ましい。排砂操作の期間については、以下の理由により雨 期前半に設定することとした。

- ネパールでは洪水予報網が整備されていないため、雨期末期に排砂操作を計画すると排
 砂が十分できないうちに雨期が終了するおそれがある
- 1964~1999年の日平均流量資料に基づくと、より少ないゲート数で開水路状態を維持し て排砂操作を実施するためには、月平均流量が最大である8月には排砂操作を実施しな い方が望ましい
- 2 次電力量の減少を少なくするためには月平均流量が最大となる 8 月には排砂操作を実施しないことが望ましい

⁸ Proceedings, International Symposium on Sediment Management and Dams, the 2nd East Asia Dam Conference, Oct. 25-26, 2005

ここでは Fig. 6.6.4-1 のように雨期の前半に貯水位を低下させるような運用を想定する。

- 1) 雨期が始まる6月1日に排砂ゲートを全開にして貯水池水位を MOL から排砂ゲート 敷まで下げる
- 2) Table 6.3-1 に示されるように、6 月の月平均流量 113.3 m³/s の約 2 倍の 200 m³/s の流 量を想定して、水位低下の所要期間を 20 日間とした
- 3) 元の河川の状態に戻し、雨期の初期の洪水を利用して貯水池の堆砂を排砂ゲートから 排出するとともに、土砂を多く含んだ流入水を通過させる
- 4) 雨期の後期の7月31日に排砂ゲートを閉じて貯水池水位を回復させる



Fig. 6.6.4-1 Reservoir Operation Curve

ダムまで到達した流砂のうち、浮遊砂は 100%排出され、掃流砂は排砂ゲートからの放流量 に対する掃流力の 50%が排出されるものと想定する。その他の入力条件は 6.6.2 (2)のシミュ レーション計算と同様である。

(1) FSL を変えた河床変動計算

第10章で実施する最適開発規模の検討にその結果を使用するため、FSLをEL.375.00m、 EL.395.00m、EL.425.00m、EL.435.00mの4種類とし、それぞれのMOLをEL.370.00mと した場合の河床変動計算結果をFig. 6.6.4-2~Fig. 6.6.4-5に示す。

結果は以下のように解釈される。

- 河床の形状は、72年後以降ほぼ一定になるが、流入土砂量が毎年異なるため、若干の 変動が見られる。
- どのFSLでも貯水池の堆砂形状に顕著なデルタ肩は現れない。これは、毎年、排砂を 行っており、流入土砂量が一定でないので安定したデルタ肩が形成されないものと考 えられる。
- 3) 河床形状は、貯水池の上流側で原河床と平行でない区間が現れ、下流側では平行になる。各FSL に対する 108 年後の貯水池の堆砂量および 108 年間の最大堆砂量を Table 6.6.4-1 に、貯水池完成後の堆砂量の変化を Fig. 6.6.4-6 に示す。流入土砂量は流 量とともに毎年変動しているので、必ずしも 108 年後の貯水池の堆砂量が最大になる わけではない。

	Sediment volume in reservoir						
FSL	after 108 years	Maximum sediment					
	$(1,000 \text{ m}^3)$	Volume (1,000 m ³)	Years after completion				
375.00	106,772	115,918	73				
395.00	117,257	130,829	89				
425.00	108,643	125,727	53				
435.00	119,257	138,799	89				
Average		127,818					

Table 6.6.4-1 Summary of Sediment Volume in Rese
--

4) Table 6.6.4-1 で、最大堆砂量は FSL EL. 395.00 m の場合が FSL EL. 425.00 m の場合よりも多くなっている。Fig. 6.6.4-6 で示したように、大体 65 年後までは、FSL EL.425 m の場合の方が、堆砂量が多いが、75 年後から EL. 395.00 m の場合の方の堆砂量が多くなってくる。Fig. 6.6.4-3 と Fig. 6.6.4-4 から、72 年後から堆砂形状がほぼ一定となるが、FSL EL. 395.00 m の場合は、堆砂量が増加傾向になるが、FSL EL. 425.00 m の場合はほぼ一定となっている。

Fig. 6.6.4-7 に断面毎の流速を示した。図で明らかなように、FSL EL. 375.00 m と EL. 395.00 m の場合は上流側の河床付近の流速が早く、FSL EL. 425.00 m と EL. 435.00 m の場合は遅い。これは、FSL EL. 425.00 m と EL. 435.00 m の場合は、FSL が EL. 395.00 m 以下では貯水地に含まれない狭い断面があり、この付近の河床が上昇し、流れにくくなるためでと考えられる。FSL EL. 375.00 m と EL. 395.00 m の場合は、 この断面が貯水池に含まれず、貯水池の上流部で流速が早いため、粒径の大きな材料が貯水池内の底に堆積し、排砂時に土砂が流出しにくくなるためと考えられる。

貯水池の上流端に位置する Bhimad Bajar 集落付近の RX-54 断面における 108 年後の河床 に対応する河川流量と水位の関係を求めた結果を Table 6.6.4-2 および Fig. 6.6.4-8 に示す。 計算の結果より、堆砂が進行しても Bhimad Bajar 集落付近では河川の水位はダムが建設さ れる前とほとんど変わらないことがわかる。

River	Original	FSL (EL. m)							
discharge	riverbed	375.00	395.00	415.00	425.00	435.00			
(m^3/s)	nverbed	Water level for riverbed of 108 years after (EL.m)							
0	415.10	415.10	415.12	416.93	425.00	435.00			
1,000	421.33	421.27	421.27	421.12	425.12	434.99			
2,000	423.51	423.51	423.51	423.23	425.40	434.96			
3,000	424.86	424.86	424.86	424.47	425.74	434.88			
4,000	426.31	426.31	426.31	426.31	426.31	434.75			
5,000	428.10	428.10	428.10	428.11	428.10	434.55			
6,000	429.79	429.79	429.79	429.80	429.79	434.26			
7,000	431.40	431.40	431.40	431.40	431.40	433.83			
7,500	432.17	432.17	432.17	432.17	432.17	433.53			

 Table 6.6.4-2
 Rating Curve of Seti River at RX-54 Section

川幅が狭く、河岸の浸食の可能性があると予想される RX-53 断面における 108 年後の河 床に対応する河川流量と水位の関係を求めた結果を Table 6.6.4-3 に示す。

River	Onin in al	FSL (EL. m)							
discharge	riverbed	375.00	395.00	415.00	375.00	435.00			
(m ³ /s)	nverbed	W	ater level for riv	verbed of 108 y	ears after (EI	L.m)			
0	412.11	412.31	413.15	412.20	425.00	435.00			
1,000	418.46	418.51	418.51	418.48	425.12	435.03			
2,000	420.85	420.85	420.85	420.85	425.42	435.08			
3,000	422.63	422.63	422.63	422.62	425.94	435.18			
4,000	424.23	424.49	424.49	424.25	426.65	435.31			
5,000	425.54	426.46	426.46	425.55	427.54	435.46			
6,000	426.62	428.26	428.26	426.64	428.61	435.65			
7,000	427.61	429.81	429.81	427.61	429.82	435.91			
7,500	428.08	430.52	430.52	428.10	430.44	436.06			

 Table 6.6.4-3
 Rating Curve of Seti River at RX-53 Section



Fig. 6.6.4-2 Riverbed Profile of Reservoir with Sediment Flushing Gates (FSL = EL. 375.00)

6 - 53





Fig. 6.6.4-3 Riverbed Profile of Reservoir with Sediment Flushing Gates (FSL = EL. 395.00)

6 - 54



Fig. 6.6.4-4 Riverbed Profile of Reservoir with Sediment Flushing Gates (FSL = EL. 425.00)







Fig. 6.6.4-5 Riverbed Profile of Reservoir with Sediment Flushing Gates (FSL = EL. 435.00)



Fig. 6.6.4-6 Cumulative Sediment Volume in Reservoir



Fig. 6.6.4-7 Velocity of Each Section after 72 Years



Fig. 6.6.4-8 Rating Curve of Seti River near Bhimad Bajar Community (RX-54 Section)

(2) 最適計画の FSL での河床変動計算

第 10 章で最適開発規模を FSL EL.415.00 m、MOL EL.387.20 m と決定したので、1964 年 ~1999 年の 36 年間の流量を 3 回繰り返し用いて 108 年間の河床変動を計算する。計算結果は Fig. 6.6.4-9 に示すとおりである。

また、排砂ゲートの敷標高が貯水池堆砂に与える影響について検討するために、排砂ゲートの敷標高を原案の EL.320.00m から EL.330.00 m に 10m 上げた場合の河床変動を Fig. 6.6.4-10 に示す。また、108 年後の貯水池の堆砂量および 108 年間の最大堆砂量を Table 6.6.4-4 に、貯水池完成後の堆砂量の変化を Fig. 6.6.4-11 に示す。図、表より、敷標高 が上がるとその標高差だけ貯水池全体で河床標高が上がり、貯水池内の堆砂量が約 25%増 加する。一方、敷標高を 10m 上げることにより、貯水池水位を MOL から敷標高まで下げ るのに要する日数は1日程度短縮できるのみである。よって、敷標高は地形条件から想定 した EL.320.00 m が適していると判断される。

Sediment flushing gate sill elevation	Sediment volume in reservoir		
	after 108 years (1,000 m ³)	Maximum sediment	
		Volume $(1,000 \text{ m}^3)$	Year after completion
320.00	126,434	138,635	89
330.00	162,952	169,943	89

 Table 6.6.4-4
 Summary of Sediment Volume in Reservoir

(3) 排砂頻度の検討

排砂の効果を確認するために、貯水池完成後から2年後、4年後、6年後、8年後・・・ と2年毎に排砂する場合および、3年後、6年後、9年後、12年後・・・と3年毎に排砂す る場合の108年間の河床変動を計算する。貯水池の運用は、排砂する年は Fig. 6.6.4-1 と同 じで、排砂しない年は Fig. 6.6.4-12 のように想定する。



Fig. 6.6.4-12 Reservoir Operation Curve without Flushing

計算結果は Fig. 6.6.4-13、14 に示すとおりであり、毎年排砂操作をしないと堆砂が進む ことがわかる。毎年排砂操作をする場合と2年毎、3年毎に排砂操作をする場合の108年 後の貯水池の堆砂量および108年間の最大堆砂量をTable 6.6.4-5に、貯水池完成後の堆砂

量の変化を Fig. 6.6.4-15 に示す。

Table 6.6.4-5	Summary	of Sediment	Volume in	Reservoir

Frequency of sediment flushing operation	Sediment volume in reservoir			
	after 108 years (1,000 m ³)	Maximum sediment		
		Volume $(1,000 \text{ m}^3)$	Year after completion	
Every year	126,434	138,635	89	
Every 2 years	246,733	261,389	89	
Every 3 years	283,314	288,390	107	

(4) 排砂期間の検討

次に、発電所の稼動日数を増やすために排砂操作の期間を短縮した場合の河床変動について検討する。



Fig. 6.6.4-16 Revised Reservoir Operation Curve

FSL は EL.415.00 で、Fig. 6.6.4-16 に示すように排砂ゲートを閉じる日を Fig. 6.6.4-1 の 7 月 31 日から 7 月 15 日に早めた場合の河床変動を Fig. 6.6.4-17 に、7 月 5 日に早めた場合の 河床変動を Fig. 6.6.4-18 に示す。図より、排砂操作期間を短縮すると堆砂が進むことがわ かる。排砂ゲートを 7 月 31 日に閉じる場合、7 月 15 日に閉じる場合、7 月 5 日に閉じる場 合の 108 年後の貯水池の堆砂量および 108 年間の最大堆砂量を Table 6.6.4-6 に、貯水池完 成後の堆砂量の変化を Fig. 6.6.4-19 に示す。

	Sediment volume in reservoir			
Date when sediment flushing gates	often 109 veens	Maximum sediment		
are closed	$(1,000 \text{ m}^3)$	Volume $(1,000 \text{ m}^3)$	Year after completion	
On 31 July	126,434	138,635	89	
On 15 July	272,726	281,211	93	
On 05 July	322,935	324,193	102	

 Table 6.6.4-6
 Summary of Sediment Volume in Reservoir

(5) 100 年確率洪水の影響

続いて、貯水池運用中に洪水が発生した場合の河床変動について検討する。FSL が EL.415.00 で、36 年目の排砂放流が終わった 8 月下旬に 100 年確率洪水 3,126 m³/s が発生し た場合の河床変動を Fig. 6.6.4-20 に、72 年目に同様の洪水が発生した場合を Fig. 6.6.4-21 に示す。図より、洪水は河床変動にほとんど影響を与えないことがわかる。

(6) 粒度分布の影響

ここまでの計算では、NEA による粒度分布曲線 Fig. 6.6.1-1 ~ Fig. 6.6.1-6 に基づいて Fig. 6.6.2-3 を作成して河床変動を予測していたが、Fig. 6.6.4-22 に示すように河岸にある 砂利までを粒度分布曲線に含めた場合の河床変動を予測する。結果は Fig. 6.6.4-23 に示す とおりであり、108 年後の貯水池の堆砂量および 108 年間の最大堆砂量を Table 6.6.4-7 に、 貯水池完成後の堆砂量の変化を Fig. 6.6.4-24 に示す。



Fig. 6.6.4-22 Gradation Curve of Sediment used for Simulation Analysis

Gradation curve	Sediment volume in reservoir			
	after 108 years (1,000 m ³)	Maximum sediment		
		Volume $(1,000 \text{ m}^3)$	Year after completion	
Fig. 6.6.2-3	126,434	138,635	89	
Fig. 6.6.4-22	100,859	109,093	107	

 Table 6.6.4-7
 Summary of Sediment Volume in Reservoir

図より、粗粒分が多いために土砂の移動量が少なくなることがわかる。調査では、有効 貯水容量のより少ない、不利な条件で電力量計算を実施することとし、本 Fig. 6.6.2-3 に示 した粒度分布に基づくシミュレーション結果を使用して電力量計算を実施することとする。

(7) まとめおよび今後の検討

これまでの堆砂に関する検討結果をまとめると以下のようになる。

- 本計画では貯水池への流入土砂量が大きく、排砂設備を設けることが貯水池機能を維持するために不可欠である(6.6.2 参照)
- 2) セティ川流域には土砂供給源が存在するが、貯水池との位置関係を考慮すると、大量の土砂が一気に貯水池に流入する可能性は小さいものと判断される(6.6.2(4)参照)
- 3) 排砂設備はダム堤体内に設置することが経済的である(6.6.3 (3)参照)
- 4) 排砂設備は可能な限り低標高に設置する必要があり、本計画ではダム地点の地形、河 床標高、洪水吐との関係から排砂設備の敷標高を EL.320.00 m とすることを提案する (6.6.4 (2)参照)
- 5) 排砂操作は、毎年6月20日から7月31日まで貯水池の水位を排砂ゲート敷標高まで 下げて実施することを提案する(6.6.4 参照)

また、排砂操作に関しての提案を以下に記した。

- 当調査で用いた河床変動計算ではダム排砂ゲート付近の3次元的な堆砂形状を求める ことはできないが、貯水池内の堆砂の分布形状は概ねこのようになると予想される。
 14.1 で説明しているように、詳細設計段階では、局所的な形状を把握するため、水理 模型実験を実施することを提案する。
- 詳細設計段階では、上記の水理模型実験の他に、排砂操作方法の検討が必要であると 考えられる。
- 3) 当調査では計画段階における貯水池の堆砂予測とその対策について検討したが、計画 段階で策定された貯水池の土砂管理方策をそのとおり実施して貯水池の機能廃止に 至る直線的な管理手法ではなく、循環型のライフサイクル管理手法により、計画から 維持管理までの各段階で複数の実行可能な土砂管理方策の組み合わせについて比較 検討することが世界銀行により提案されている。循環型のライフサイクル管理手法 の考え方に基づき、運転段階においても貯水池の堆砂量および堆砂の進行状況に応じ て土砂管理方策を比較検討し、技術的、経済的に最適な方策を実施することが不可欠

であると考えられる。

- 4) 本調査では毎年6月20日から7月31日まで貯水池水位を排砂ゲート敷まで下げて排 砂することを提案している。この排砂期間は排砂操作の有効性を確認するために設定 した標準的なものであり、運転段階では各年の出水状況に応じて適切に排砂操作する ことが必要である。例えば、運転段階では定期的な測量により貯水池の堆砂状況を考 慮しながら排砂操作の時期や期間を調節することを提案する。
- 5) 洪水期には洪水吐からの放流に代えて、排砂ゲートからの放流により、排砂ゲート呑 ロの埋没防止と、貯水池底部の水質悪化の防止を図ることを提案する。



Original riverbed
18 years after

-90 years after

25,000

30,000

Fig. 6.6.4-9 Riverbed Profile of Reservoir with Sediment Flushing Gates (FSL = EL. 415.00)

Distance from Dam Axis (m)



Fig. 6.6.4-10 Riverbed Profile of Reservoir with Sediment Flushing Gates (FSL = EL. 415.00, Flushing Gates Sill = EL. 330.00)



Fig. 6.6.4-11 Cumulative Sediment Volume in Reservoir



Fig. 6.6.4-13 Riverbed Profile of Reservoir with Sediment Flushing Gates (FSL = EL. 415.00, Flushing every 2 years)



Fig. 6.6.4-14 Riverbed Profile of Reservoir with Sediment Flushing Gates (FSL = EL. 415.00, Flushing every 3 years)



Fig. 6.6.4-15 Cumulative Sediment Volume in Reservoir







Fig. 6.6.4-17 Riverbed Profile of Reservoir when Sediment Flushing Operation Ends on July 15





Fig. 6.6.4-18 Riverbed Profile of Reservoir when Sediment Flushing Operation Ends on July 5

6 - 72



Fig. 6.6.4-19 Cumulative Sediment Volume in Reservoir







Fig. 6.6.4-20 Riverbed Profile of Reservoir with 100-year Probable Flood in 36th year

6 - 74







Fig. 6.6.4-21 Riverbed Profile of Reservoir with 100-year Probable Flood in 72nd year



Fig. 6.6.4-23 Riverbed Profile of Reservoir with Sediment Flushing Gates (FSL = EL. 415.00, Gradation Curve of Fig.6.6.4-22)



Fig. 6.6.4-24 Cumulative Sediment Volume in Reservoir

第7章 地 質

目 次

第7章	地質	р д	7-1
7.1	計画地	地域の地質概要	7-1
7.2	地質調	查工事	7-2
	7.2.1	既往地質調査工事	7-2
	7.2.2	今回実施された地質調査工事	7-3
7.3	各構造	5物地点の地質	7-4
	7.3.1	貯水池	7-4
	7.3.2	ダム	7-6
	7.3.3	水路・発電所地点 (Option-II)	
	7.3.4	水路・発電地点 (Option-IIIb)	
	7.3.5	推定される基礎岩盤の物性	7-17
7.4	建設材	1料	

LIST OF TABLES

Table 7.2.1-1	Investigation Drillings carried out by NEA on 2000	7-2
Table 7.2.2-1	Investigation Drillings carried out in the Study	7-3
Table 7.3.2-1	Standard of Rock mass Classification(for Drilled Core)	7-8
Table 7.3.2-2	Standard of Rock Mass Evaluation	7-9
Table 7.3.2-3	Results of the Lugeon Tests at the Damsite	7-11
Table 7.3.3-1	RMR of the Underground Powerhouse of Option-II	7-15
Table 7.3.5-1	Physical Properties of the Drilled Core	7-18
Table 7.3.5-2	Tensile Strength of the Drilled Core	7-18
Table 7.3.5-3	Uniaxial Compressive Strength of the Drilled Core	7-19
Table 7.3.5-4	Rock Mass Classification and Mechanical Properties	7-20
Table 7.3.5-5	Estimated Mechanical Properties of Foundation Rocks	7-21
Table 7.4-1	Investigation Area for Concrete Aggregate	7-22
Table 7.4-2	Test Results of the Concrete Aggregate (2001)	7-23
Table 7.4-3	Test Results of the Concrete Aggregate (2005)	7-23

LIST OF FIGURES

Fig. 7.1-1	Geologic Plan of Project Area	-25
Fig. 7.3.1-1	Geologic Map of Reservoir Area (1/3)	-27
Fig. 7.3.1-2	Geologic Map of Reservoir Area (2/3)7	-29
Fig. 7.3.1-3	Geologic Map of Reservoir Area (3/3)7	-31
Fig. 7.3.2-1	Geologic Plan of Damsite	-33
Fig. 7.3.2-2	Geologic Plan of Damsite (A-A)7	-35
Fig. 7.3.3-1	Geologic Profile of Waterway & Powerhouse (Option-II) 7	-37
Fig. 7.3.4-1	Geologic Plan of Waterway & Powerhouse (Option-III b)7	-39
Fig. 7.3.4-2	Geologic Profile of Waterway & Powerhouse (Option-III b)7	-41
Fig. 7.3.4-3	Geologic Plan of Outlet of Tailrace ((Option-III b)7	-43
Fig. 7.4-1	Location Map of Investigation for Concrete Aggregate	-45