第 11 章　プロジェクトデザイン

目　　次

第 11 章　プロジェクトデザイン 11-1
11.1　概要 11-1
11.2　ダムおよび付属構造物 11-7
11.2.1　ダム軸およびダム型式 11-19
11.2.2　河流処理 11-19
11.2.3　ダム 11-22
11.2.4　洪水吐 11-32
11.2.5　排砂設備 11-37
11.2.6　維持流量放流設備 11-38
11.2.7　貯水池上流域の法面工 11-39
11.3　水路系および発電所 11-41
11.3.1　位置および概要 11-41
11.3.2　発電所 11-46
11.3.3　放水路・放水口 11-61
11.3.4　水路鋼構造物（水門・鉄管） 11-65
11.4　電気機器 11-66
11.4.1　一般 11-66
11.4.2　単機出力と台数 11-66
11.4.3　水車 11-67
11.4.4　発電機 11-69
11.4.5　天井走行クレーン 11-69
11.4.6　主要変圧器 11-69
11.4.7　付属機器 11-70
11.4.8　屋外開閉機器 11-71
11.4.9　維持流量発電設備 11-74
11.5　送電線 11-74
11.5.1　送電線ルート 11-74
11.5.2　Bharatpur 連系について 11-91
11.5.3　送電設備の仕様 11-91
11.6　年間発生電力量 11-95
11.6.1　貯水池運用ルールの最適化 11-95
11.6.2　算出条件 11-97
11.6.3　電力量計算結果 11-98

LIST OF TABLES

Table 11.1-1 Salient Features of Upper Seti Hydropower Project 11-1
Table 11.2.2-1 Salient Features of the Diversion Tunnel 11-20
Table 11.2.3-1 Property of each Rock Classification 11-22
Table 11.2.3-2 Cases for Stability Analysis 11-25
Table 11.2.3-3 Load to be considered for Analysis under each Case 11-25
Table 11.2.3-4 Input for Stability Analysis 11-26
Table 11.2.3-5 Relation between Downstream inclination and Analysis Result 1 11-27
Table 11.2.3-6 Comparative Study of Stable Dam Profile with Vertical Upstream Surface 11-28
Table 11.2.3-7 Relation between Downstream inclination and Analysis Result 2 11-29
Table 11.2.3-8 Comparative Study of Stable Dam Profile with Vertical Upstream Surface (Inclined upstream surface) 11-30
Table 11.2.4-1 Gate size Ezaminations for Design Flood 11-33
Table 11.2.4-2 Comparative Study Result 11-33
Table 11.2.5-1 Specification of the Gate in the Sediment Flushing Gate 11-38
Table 11.3.1-1 Comparison of the Headrace Tunnel Diameter 11-42
Table 11.3.1-2 Comparison of the Penstock Tunnel Diameter 11-45
Table 11.3.1-3 Comparison of the Surge Tank 11-45
Table 11.3.2-1 Design Values 11-53
Table 11.3.3-1 Comparison of Tailrace Tunnel Diameter 11-62
Table 11.5.1-1 Comparison of each of the Route plans 11-78

LIST OF FIGURES

Fig. 11.1-1 General Plan 11-3
Fig. 11.1-2 General Profile of Waterway & Powerhouse 11-5
Fig. 11.2-1 Dam General Plan 11-9
Fig. 11.2-2 Dam General Plan in Detail 11-11
Fig. 11.2-3 Dam Profile from Upstream 11-13
Fig. 11.2-4 Dam Profile from Downstream 11-15
Fig. 11.2-5 Dam Section Profile 11-17
Fig. 11.2.2-1 General Plan and Profile of Diversion Tunnel 11-20
Fig. 11.2.2-2 Relation between Diversion Tunnel Diameter and Construction Cost 11-21
Fig. 11.2.2-3 Relation between coffer dam waterlevel and probable discharge 11-21
Fig 11.2.3-1 Shape of Dam Excavation 11-23
Fig. 11.2.3-2 Zone for Curtain Grouting 11-31
Fig. 11.2.4-1 Spillway Crest Profile 11-34
Fig. 11.2.4-2 Relation between Flood Water Level and Spilled Discharge 11-34
Fig. 11.2.4-3 Profile of Chute type Dissipater 11-36
Fig. 11.2.4-4 Profile of Ski-jump type Dissipater 11-36
Fig. 11.2.5-1 An Example of Sediment Flushing Gate in Japan 11-37
Fig. 11.2.5-2 Discharge Capacity of Sediment Flushing Gates 11-38
Fig. 11.2.7-1 Slope Protection Plan & Section 11-40
Fig. 11.3.1-1 Waterway Plan, Profile and Section 11-43
Fig. 11.3.2-1 Arrangement of Powerhouse and Related Tunnels 11-47
Fig. 11.3.2-2 Details of Underground Powerhouse 11-51
Fig. 11.3.2-3 FEM Analysis Meshes 11-54
Fig. 11.3.2-4 Stress Distribution 11-55
Fig. 11.3.2-5 Distressed Zone 11-57
Fig. 11.3.2-6 Cavern Supporting System 11-59
Fig. 11.3.3-1 Profile & Typical Section Draft Tunnel & Tailrace Tunnel 11-63
Fig. 11.4.8-1 (1/2) Location of Switchyard Equipment 11-72
Fig. 11.4.8-1 (2/2) Single Line Diagram (Switchyard Equipment) 11-73
Fig. 11.5.1-1 (1) Desk study route-1 11-79
Fig. 11.5.1-1 (2) Desk study route-2 11-81
Fig. 11.5.1-1 (3) Desk study route-3 11-83
Fig. 11.5.1-2 (1) Final route-1 11-85
Fig. 11.5.1-2 (2) Final route-2 11-87
Fig. 11.5.1-2 (3) Final route-3 11-89
Fig. 11.5.3-1 Typical Tower Drawing 11-94
Fig. 11.6.1-1 Concept of Monthly Reservoir Volume (Water Level) Decision 11-95
Fig. 11.6.1-2 How to decide Reservoir Rule Curve 11-96

Fig. 11.6.1-3 Optimized Reservoir Operation Rule Curve..... 11-97
Fig. 11.6.2-1 Reservoir Capacity Curve without Sediment and after 23 Years..... 11-98

第 11 章　プロジェクトデザイン

11.1　概要

本章では、**第 10 章**で検討された「10.5 開発計画案の選択」において選択された開発計画案に対して実施した土木構造物、電気機器等の F/S レベルの設計を述べる。

開発計画案はダム下流のセティ川の蛇行を利用してダム右岸に発電所を設置するダム水路式発電所であり、貯水池有効容量を利用して、必要ピーク時間にわたって調整運転するものである。電気機器は主水車発電機、河川維持放流量を利用した小水車発電機をそれぞれ設置するものであり、発生電力は Bharatpur の開閉所まで新設の送電線で送られ、ここで NEA の送電系統に入れられる。

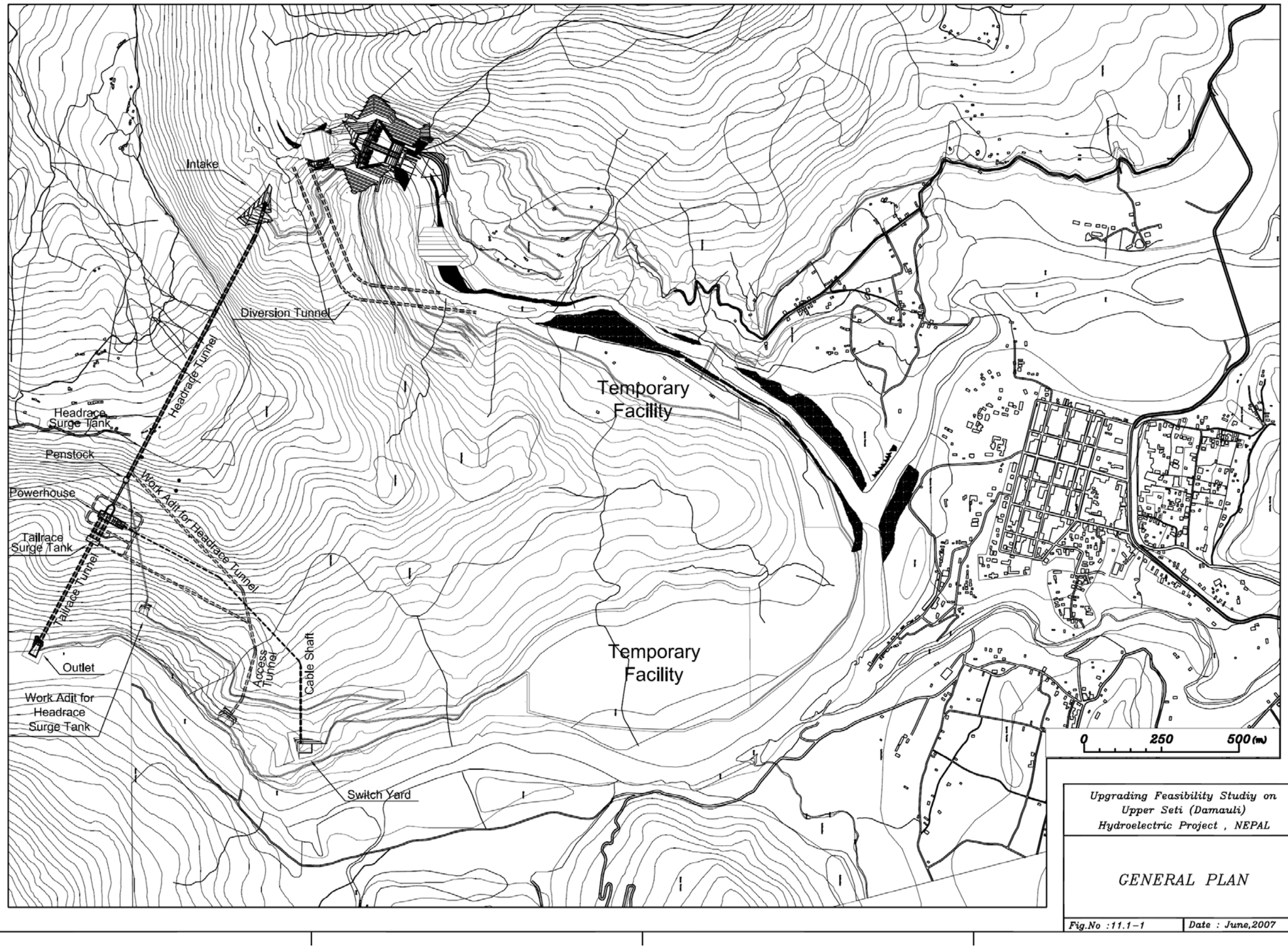
発電計画案の諸元表を**Table 11.1-1**に示す。また、計画平面図および水路縦断図を**Fig. 11.1-1~2**に示す。

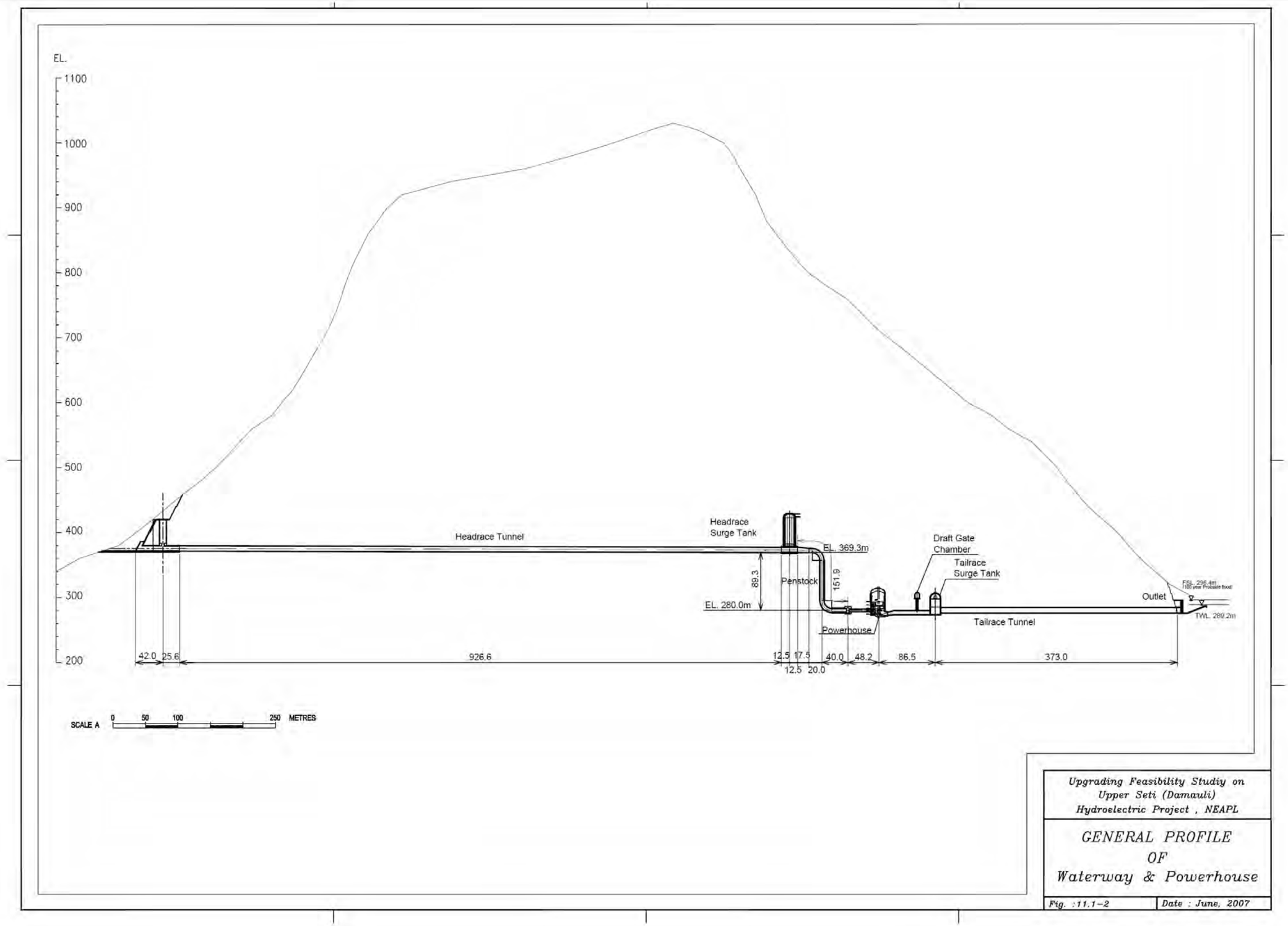
なお、**7.3.4** (3)で述べたように、2007 年 6 月現在、NEAは発電所地点近傍で調査ボーリングを実施中である。発電所の位置は同年 5 月現在の情報に基づいて選定したもので、詳細設計時に地質情報により必要に応じて位置の再検討をすることになる。

Table 11.1-1　Salient Features of Upper Seti Hydropower Project

Item		
Reservoir	Full Supply Level	415.0 m
	Minimum Operation Level	387.2 m
	Available Depth	27.8 m
	Sedimentation Level	386.2 m
	Gross Storage Capacity	295.1×10^6 m^3
	Effective Storage Capacity	167×10^6 m^3
Dam	Type	Concrete Gravity Dam
	Elevation of Dam Crest	420.0 m
	Height of Dam	140.0 m
	Length of Dam Crest	170.0 m
	Volume of Dam	890×10^3 m^3
Spillway	Design Flood	7,377 m^3/s
	Type	Chute
	Elevation of Overflow Crest	EL.403 m
	Width of Overflow Crest	75 m
	Energy Dissipator	Ski Jump
	Type of Gate	Radial
Intake	Number	1
	Type	Surface Intake
Headrace Tunnel	Number	One (1)
	Inner Diameter	7.8 m
	Total Length	927 m
Penstock	Type	Tunnel
	Number	One (1)
	Inner Diameter	7.8 m to 3.1 m
	Total Length	195 m
Draft Tunnel	Length	86.5 m

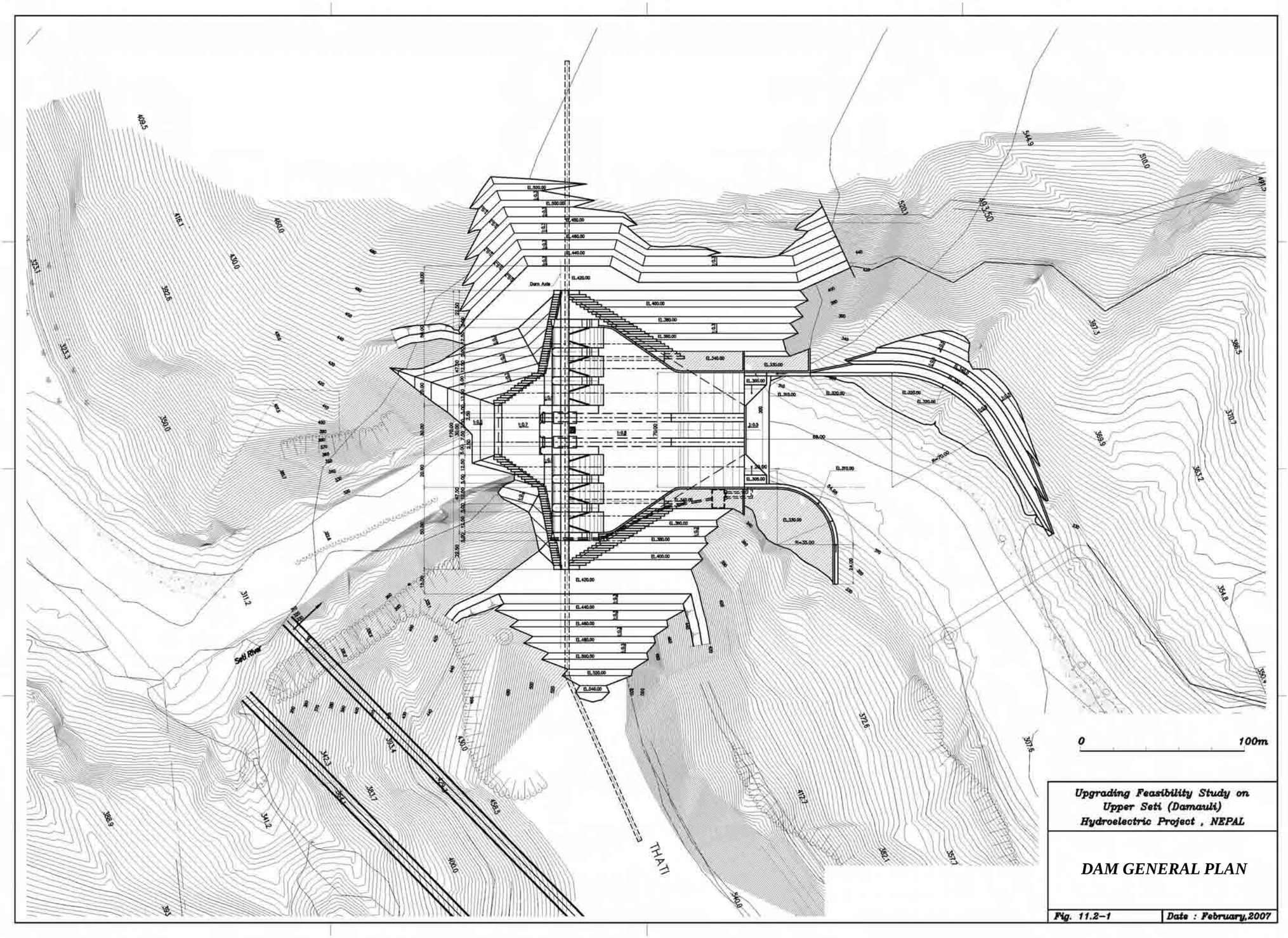
Item		
Tailrace Tunnel	Diameter	8.2 m
	Length	373 m
Powerhouse	Type	Underground
	Size	22 m wide × 42 m high × 90 m long
Development Plan	Rated Intake Water level	405.0 m
	Tail Water Level	289.2 m
	Gross Head	115.8 m
	Effective Head	112.5 m
	Maximum Discharge	127.4 m^3/s
	Number of Unit	Two (2)
	Install Capacity	127 MW
	Peak Time	6 hours
	Peak Firm Capacity	85.51 MW
	Primary Energy	216.9 GWh
	Secondary Energy	267.5 GWh (including Generation Facility for Environmental Flow)
Turbine	Type	Vertical Shaft, Francis Turbine
	Number	Two (2)
Generator	Type	Three-phases, Synchronous Generator
	Number	Two (2)
	Rated Output	74,700 kVA per unit
	Revolving Speed	300 r/min
	Frequency	50 Hz
	Voltage	13.2 kV
	Power Factor	0.85 lag
Main Transformer	Type	Indoor Three-phase, Forced oil forced air Type
	Number	Two (2)
	Capacity	74,700 kVA
	Voltage	Primary 13.2 kV
		Secondary 220 kV
Switchyard	Type	GIS (Gas Insulated Switchyard)
	Bus System	Single Bus
	Number of Lines Connected	Two (2) cct Transmission Lines
	Voltage	220 kV
Transmission Line	Length	39 km
	Type of Transmission Tower	Steel lattice tower
	Number of Circuit	Two (2)
	Voltage	220 kV
	Conductor Type	380 mm^2 × ACSR (Bison)
Generation Facility for Environmental Flow	Output	1,900 kW
	Effective Head	95 m
	Discharge	2.4 m^3/s
	Transmission Line Voltage	11 kV or 33kV
	Turbine Type	Horizontal Type, Francis Turbine
	Generator Type	Horizontal Type, Three-phase Synchronous Generator
	Main Transformer	Oil immersed, Capacity: 1,970 kVA
	Average Energy	15.0 GWh (included to secondary energy in Development Scheme))

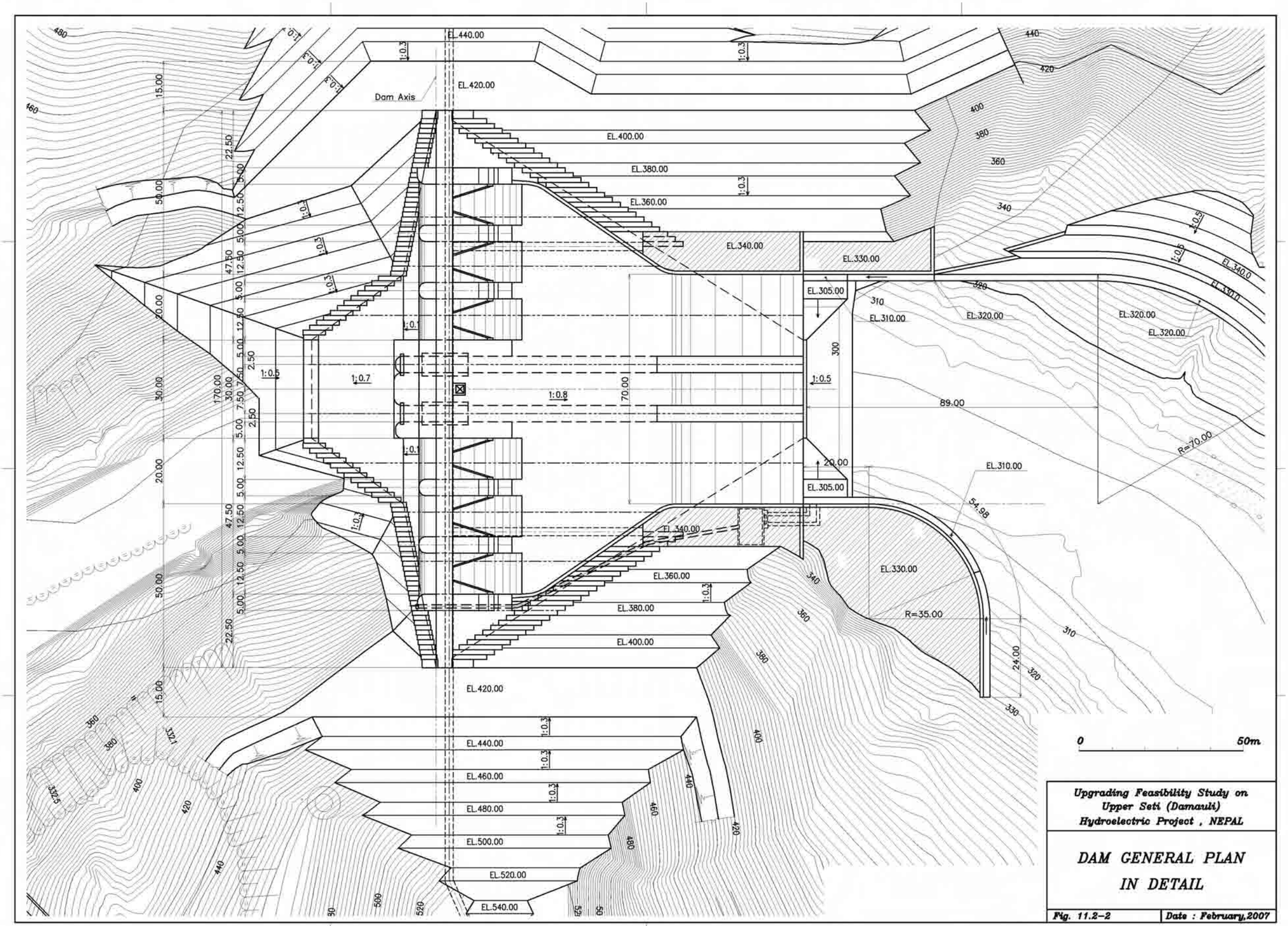

Intake
Diversion Tunnel
Headrace Tunnel
Headrace Surge Tank
Penstock
Powerhouse
Tailrace Surge Tank
Tailrace Tunnel
Work Adit for Headrace Tunnel
Outlet
Work Adit for Headrace Surge Tank
Access Tunnel
Cable Shaft
Switch Yard
Temporary Facility
Temporary Facility
0 250 500 (m)
Upgrading Feasibility Studiy on Upper Seti (Damauli) Hydroelectric Project , NEPAL
GENERAL PLAN
Fig.No :11.1-1
Date : June,2007

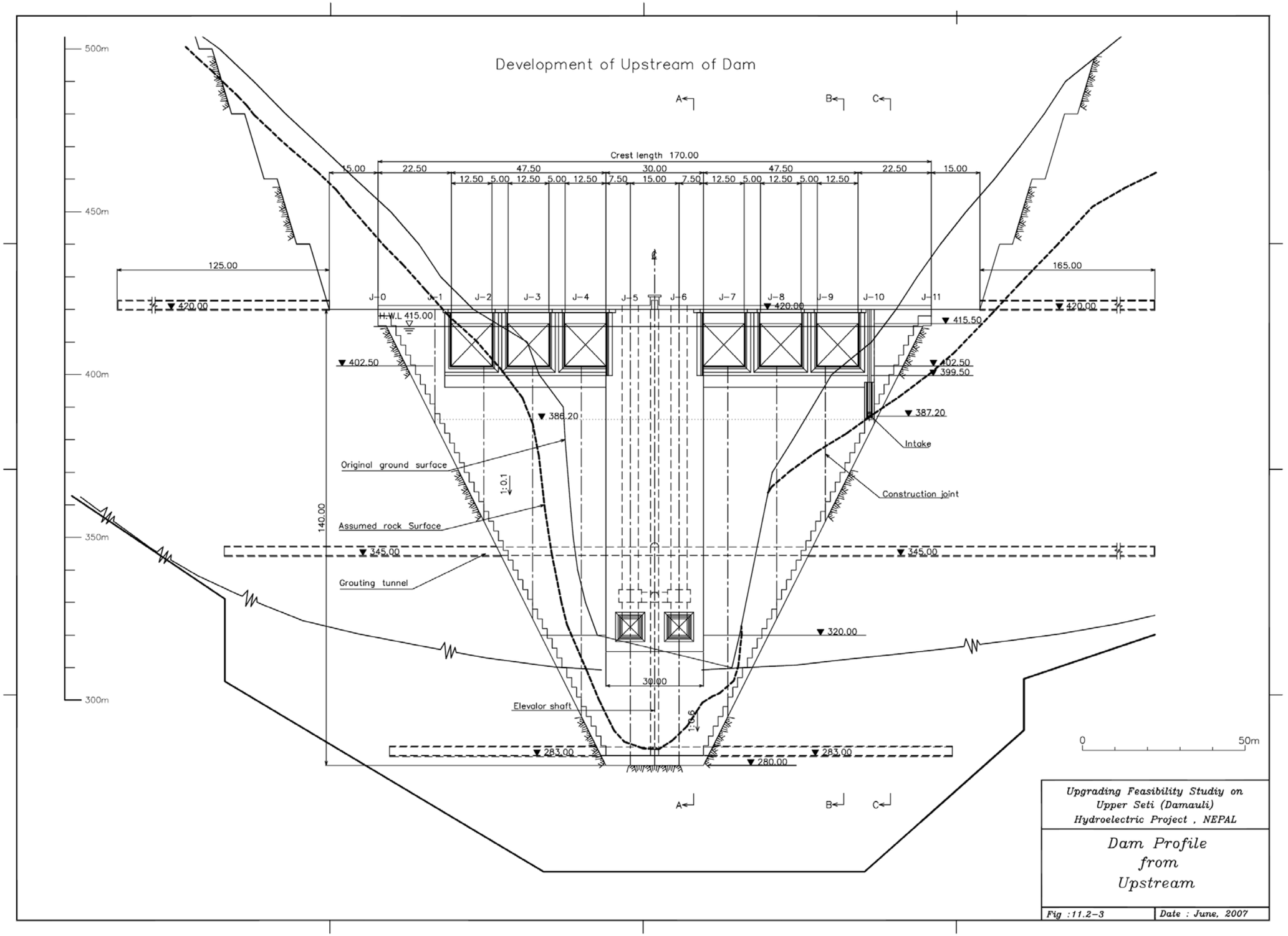

EL.
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
Headrace Tunnel
Headrace
Surge Tank
EL. 369.3m
Draft Gate
Chamber
Tailrace
Surge Tank
89.3
Penstock
151.9
EL. 280.0m
Outlet
FSL. 296.4m
100 year Probable flood
TWL. 289.2m
Powerhouse
Tailrace Tunnel
42.0
25.6
926.6
12.5
17.5
40.0
48.2
86.5
373.0
12.5
20.0
SCALE A
0
50
100
250
METRES
Upgrading Feasibility Studiy on
Upper Seti (Damauli)
Hydroelectric Project , NEAPL
GENERAL PROFILE
OF
Waterway & Powerhouse
Fig. :11.1-2
Date : June, 2007

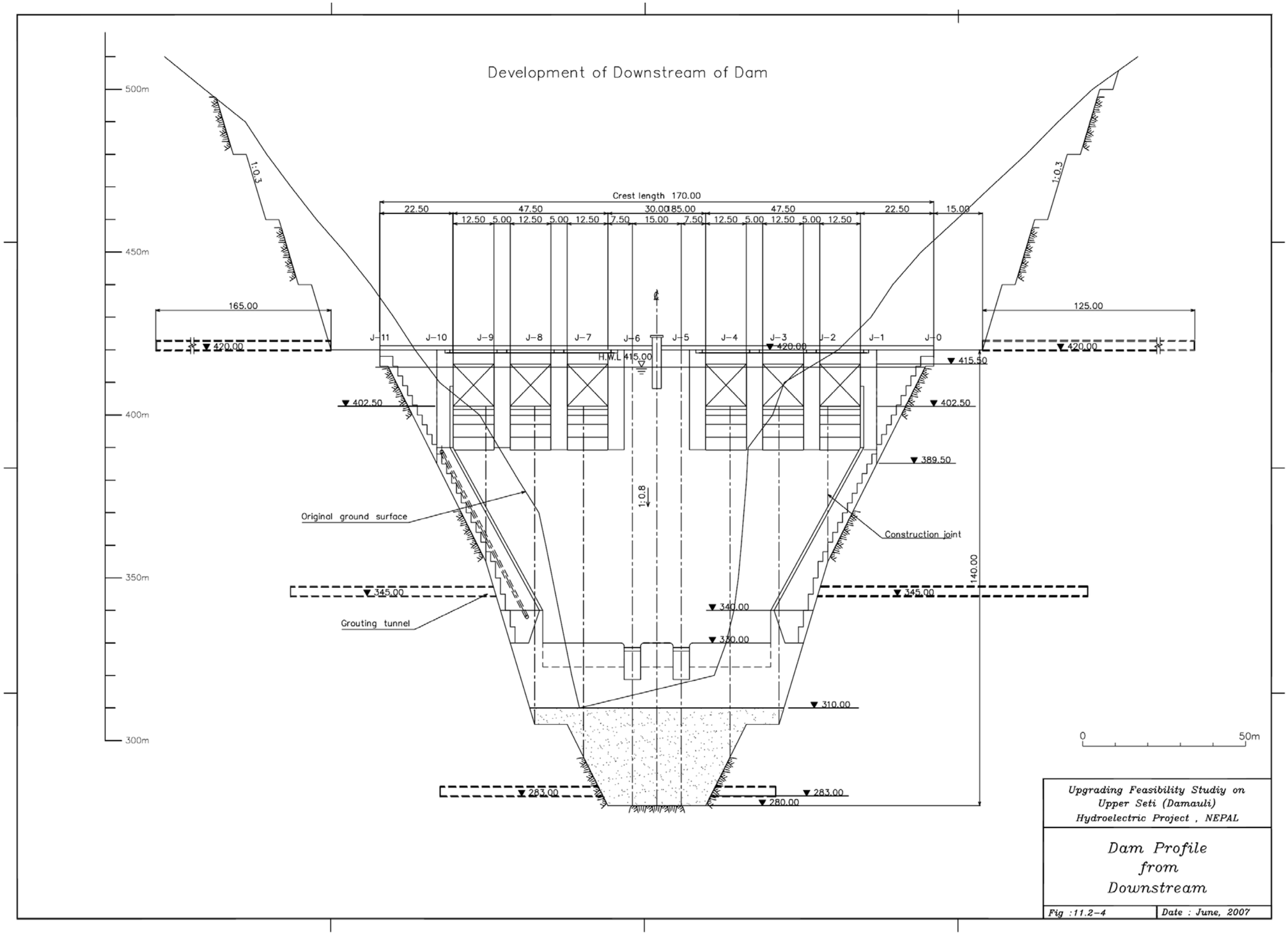
11.2 ダムおよび付属構造物

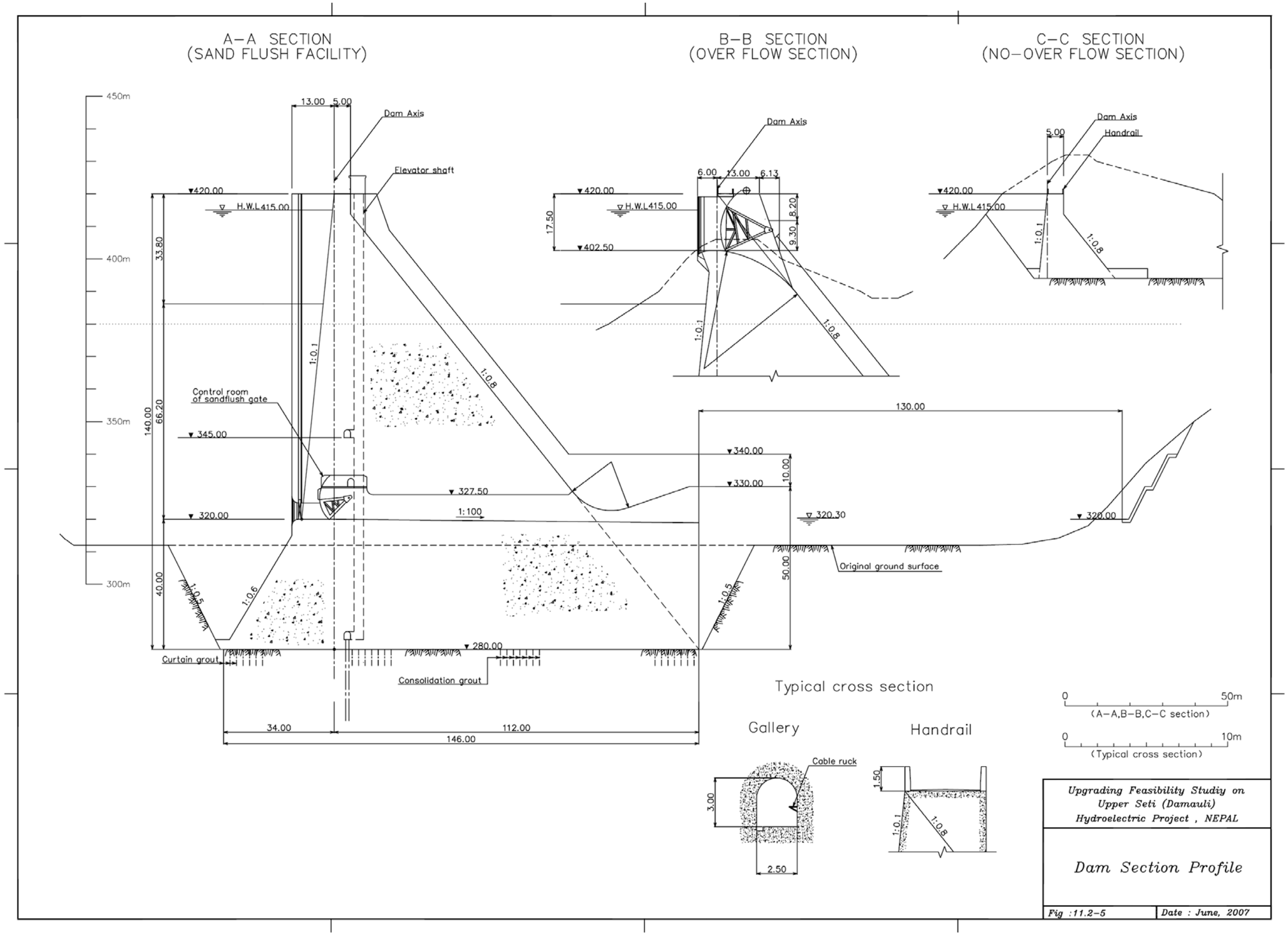
ダムの平面図および断面図を**Fig. 11.2-1~5**に示す。ダム関係諸元の決定根拠は次項以下の通りである。


Dam Axis
Seti River
THATI
0
100m
Upgrading Feasibility Study on
Upper Seti (Damauli)
Hydroelectric Project , NEPAL
DAM GENERAL PLAN
Fig. 11.2-1
Date : February,2007


EL.440.00
EL.420.00
Dam Axis
EL.400.00
EL.380.00
EL.360.00
EL.340.00
EL.330.00
EL.305.00
EL.310.00
EL.320.00
EL.320.00
EL.320.00
EL.340.0
EL.330.0
EL.310.0
1:0.3
1:0.5
1:0.7
1:0.8
1:0.1
89.00
R=70.00
54.98
R=35.00
24.00
70.00
30.00
20.00
50.00
22.50
47.50
15.00
0
50m
Upgrading Feasibility Study on
Upper Seti (Damauli)
Hydroelectric Project , NEPAL
DAM GENERAL PLAN
IN DETAIL
Fig. 11.2-2
Date : February,2007


Development of Upstream of Dam
500m
450m
400m
350m
300m
A
B
C
Crest length 170.00
15.00
22.50
47.50
30.00
47.50
22.50
15.00
12.50 5.00 12.50 5.00 12.50 7.50 15.00 7.50 12.50 5.00 12.50 5.00 12.50
125.00
165.00
J-0 J-1 J-2 J-3 J-4 J-5 J-6 J-7 J-8 J-9 J-10 J-11
▼420.00
H.W.L 415.00
▼415.50
▼402.50
▼399.50
▼386.20
▼387.20
Intake
Construction joint
Original ground surface
1:0.1
140.00
Assumed rock Surface
▼345.00
Grouting tunnel
▼320.00
30.00
Elevator shaft
1:0.6
▼283.00
▼280.00
0
50m
Upgrading Feasibility Studiy on
Upper Seti (Damauli)
Hydroelectric Project , NEPAL
Dam Profile
from
Upstream
Fig :11.2-3
Date : June, 2007


Development of Downstream of Dam
500m
450m
400m
350m
300m
1:0.3
1:0.3
Crest length 170.00
22.50
47.50
30.00
85.00
47.50
22.50
15.00
12.50 5.00 12.50 5.00 12.50 7.50 15.00 7.50 12.50 5.00 12.50 5.00 12.50
165.00
125.00
J-11 J-10 J-9 J-8 J-7 J-6 J-5 J-4 J-3 J-2 J-1 J-0
420.00
420.00
420.00
H.W.L 415.00
415.50
402.50
402.50
389.50
1:0.8
Original ground surface
Construction joint
140.00
345.00
345.00
Grouting tunnel
340.00
330.00
310.00
283.00
283.00
280.00
0
50m
Upgrading Feasibility Studiy on
Upper Seti (Damauli)
Hydroelectric Project , NEPAL
Dam Profile
from
Downstream
Fig :11.2-4
Date : June, 2007


A–A SECTION
(SAND FLUSH FACILITY)
B–B SECTION
(OVER FLOW SECTION)
C–C SECTION
(NO–OVER FLOW SECTION)
450m
400m
350m
300m
13.00
5.00
Dam Axis
Elevator shaft
▼420.00
H.W.L 415.00
33.80
140.00
66.20
1:0.1
1:0.8
Control room
of sandflush gate
▼345.00
PL
▼327.50
▼320.00
1:100
130.00
▼340.00
▼330.00
10.00
▽320.30
▼320.00
Original ground surface
40.00
1:0.5
1:0.6
50.00
1:0.5
▼280.00
Curtain grout
Consolidation grout
34.00
112.00
146.00
6.00
13.00
6.13
17.50
▼402.50
8.20
9.30
1:0.1
1:0.8
Handrail
5.00
Typical cross section
Gallery
Handrail
Cable ruck
3.00
2.50
1.50
1:0.1
1:0.8
0
50m
(A–A,B–B,C–C section)
0
10m
(Typical cross section)
Upgrading Feasibility Studiy on
Upper Seti (Damauli)
Hydroelectric Project , NEPAL
Dam Section Profile
Fig :11.2–5
Date : June, 2007

11.2.1 ダム軸およびダム型式

一般に、ダム軸の設定は両岸が狭く、ダム体積が少なくなるような地形を有すること、基礎地盤がダムからの荷重に関して十分な強度を有すること、遮水性に富み、止水処理が容易なことを考慮に入れて決定される。

NEA の F/S では、セティ川と Madi 川の合流地点から約 2 km 上流の両岸が狭い地点にダム軸が設置された。この地点の右岸斜面は、河床から標高 380 m 付近まで約 75 度の傾斜、標高 380 m 以上で 60 度の傾斜を示す。また、左岸斜面は、河床から標高 410 m 付近まで 70 ~ 80 度の傾斜、標高 410 m 以上で 45 度の傾斜をなしている。ダム軸上での河床幅は、約 30 m、ダムの天端標高 420 m での谷幅は、約 120 m で、典型的な V 字谷となっている。

選定されたダム軸は、谷幅としては最も狭窄の部分であり、ここより上流部および下流部では谷幅が広がっており、同位置以外の代替位置は存在しないと考えられる。このため、JICA 調査でも、NEA の選定したダム軸を採用した。

一般にダム型式には種々の型式があり、ダムサイトの地形、地質、水文等の自然条件と、築堤材料等建設材料の賦存量・品質等、地域条件により決定される。

NEA の F/S では、V 字谷の地形特性を生かしたコンクリート重力ダムが提案された。JICA 調査において確認されたダムサイトの条件を考慮した時、このダム形式を妥当なものと判断した。7.3.2 で述べたように、ダムサイトの地質はドロマイトから成り、基礎岩盤は 140 m 級のコンクリート重力ダムを構築するのに支障はないと判断されている。

他の型式として、コンクリートアーチダムおよびフィルダムが考えられる。コンクリートアーチダムの場合は、設計洪水量が 7,377 m^3/sと大きいため、堤体とは別に洪水吐を設けることになるが、ダムサイトの地形から、洪水吐を建設できる場所はないと考えられ[1]、アーチダムの採用は困難と判断した。

一般に、フィルダムの適地は、地形面では堤体の不等沈下をできるだけ避け、盛立工事の機械施工を効率的にするため、谷幅を L、ダムの高さを H とした時、L/H が大きい地点が適する。日本の既設のフィルダムの実績では、L/H が 2 以上である。

一方、本地点では、ダムの天端の EL.420 m で L = 120 m で、ダム高さ H は 130 m 程度となるので、L/H は、1.0 以下となる。フィルダムの採用は、技術的に不適と判断した。

よって、本計画地点ではコンクリート重力ダムを採用した。

11.2.2 河流処理

(1) レイアウト

河床部におけるダム基礎掘削に先立って、仮締切ダムおよび仮排水路トンネルを設け河川の切換を行う。コンクリート式ダムを考慮して、施工中に発生する洪水は堤体内仮排水

[1] NEAのF/Sでは、アーチダムに隣接して洪水吐を設ける案が記載されているが、アーチダムからのスラストの伝達に支障をきたすと考えられる。この場合、洪水吐はダムと離して設置する必要があるが、適切な位置は見あたらない。

路でも処理することとし、河流処理の設計対象流量は、2 年確率洪水量（994.6 m^3/sec）とした。トンネルは、全長にわたって巻立コンクリート工を実施する。

トンネルは河川の形状および地質状況を勘案し、右岸側に尾根の芯部に極力、沿うように、敷高を違えて 2 条設置することとした。呑み口部と吐出し口の地形を考慮してトンネルの主要諸元は **Table 11.2.2-1** に示す通りとした。

Table 11.2.2-1　Salient Features of the Diversion Tunnel

Tunnel	#1	#2
Length（m）	712	881
Inlet Elevation（EL.m）	320	325
Outlet Elevation（EL.m）	310	315

#2 トンネルは乾季の間は通水の可能性が低く、施工中のダム軸の上下流の連絡通路としても供用できるようにした。河流処理に係る一般平面および水路縦断を **Fig. 11.2.2-1** に示す。

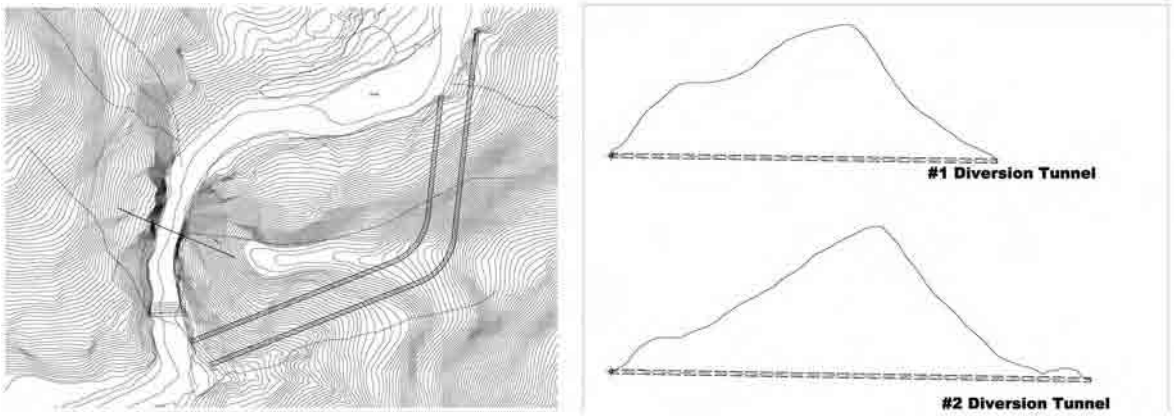


Fig. 11.2.2-1　General Plan and Profile of Diversion Tunnel

(2)　仮締切天端標高と水路径の決定

上流 2 次締切は仮設備で設置するコンクリート製造設備で製造されるコンクリートの試験施工も兼ねて、コンクリート重力式を想定したが、ダムおよび取水口の掘削工事で発生するずりも適宜、一次締切に供用する。

仮締切の堤頂標高と水路径は、以下の手順により決定した。

1) 呑み口部近傍の地形を考慮して、堤頂標高を設定し、その堤頂標高－1 m の水位にある時に設計対象流量を流下できる仮排水路の内径を決定した。
2) それぞれの堤頂標高に対して、仮締切と仮排水路に係る工事費を比較し、最も工事費が安くなる場合の堤頂標高と仮排水路の内径の組み合わせを以って、堤頂標高と仮排水路内径とした。

上記の検討結果を **Fig. 11.2.2-2** に示す。この結果、仮締切の堤頂標高は EL.332.5 m、仮排水路の内径は 6.6 m とすることにした。

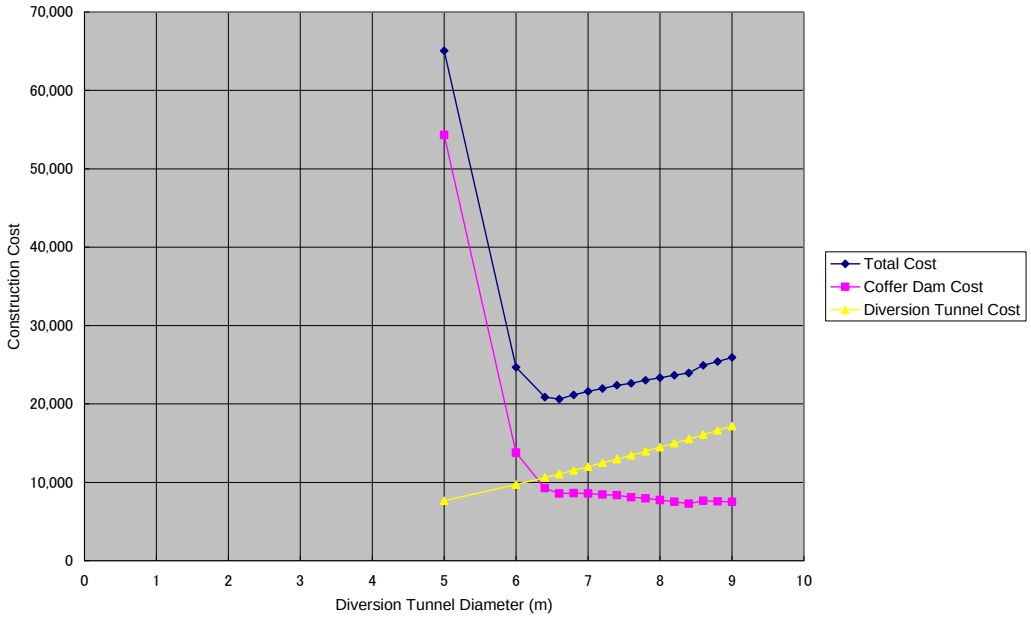


Fig. 11.2.2-2　Relation between Diversion Tunnel Diameter and Construction Cost

なお、上流締切の概算工事数量は掘削 63,000 m^3、コンクリート 41,000 m^3で、仮排水路トンネルは内径 6.6 mの標準馬蹄形であり、厚さ 60 cmのコンクリート巻立構造とした。水位がEL.331.5 mとなった時点で 1,030 m^3/sec程度の放流が可能である。仮排水路の水位ー流量曲線は**Fig 11.2.2-3**に示す通りである。

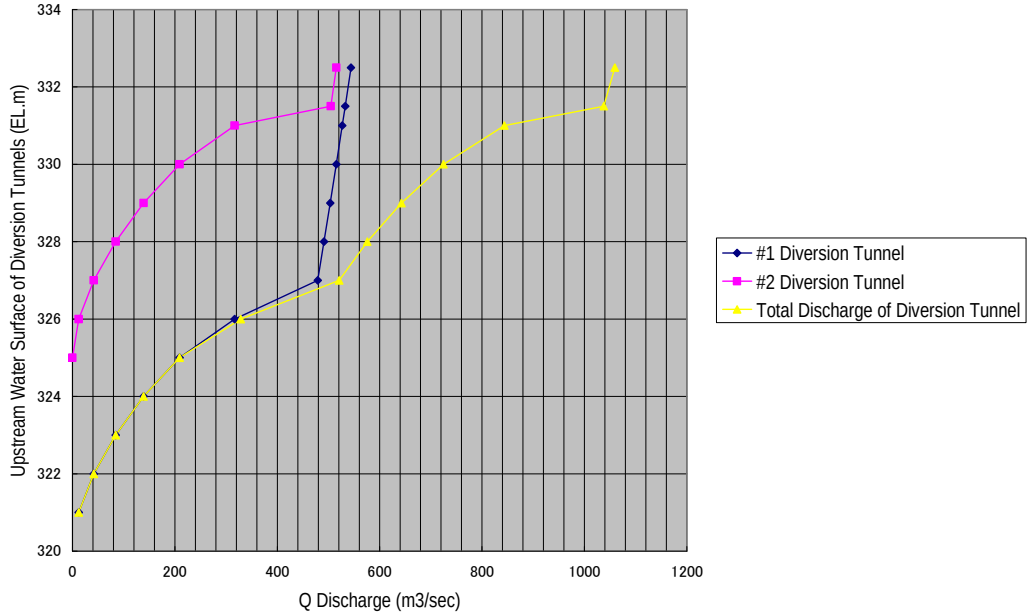


Fig. 11.2.2-3　Relation between coffer dam waterlevel and probable discharge

11.2.3 ダム

(1) 地形・地質条件

ダムサイトの地形は、谷幅が狭く河床で 40 m、堤頂部（EL.420 m）で 140 m であり、かなり狭隘な谷地形である。右岸は満水位標高（EL.415m）で幅 100ｍの尾根となっている。

第 7 章で述べたようにダムサイトの地質は、苦灰岩（dolomite）が全面に露頭しており、河床には、深さ 10 m程度の河床堆積物がある。ダム直下左岸にも崖錐堆積物が分布しているが、ダムサイトのボーリング結果から得られた電研方式による岩級区分によれば、河床部CH、左岸部CH-B、右岸部CH-CMとなり硬岩である。フィジビリティースタディーレベルの設計で一般に行うように各岩級区分に関する過去の実績値（**Fig. 7.3.5-5**参照）に基づく推定値により、岩盤物性値を設定した。設定内容は**Table 11.2.3-1** に示す通りである。

Table 11.2.3-1 Property of each Rock Classification

Classification	Shear Strength τ_0（kgf/cm^2）	Internal Friction Angle ϕ（degree）
A – B	>40	55 ~ 65
CH	40 ~ 20	40 ~ 55
CM	20 ~ 10	30,465
CL	<10	15 ~ 38

また、ボーリング孔での透水試験結果から得られたダム基礎岩盤のルジオンマップによれば､左右岸については地表面から約 50 m 付近までは 10 Lu 以上となり河床部は EL.280 m において 10 Lu 以下の難透水性となっていることから、ダム基盤標高は EL.280 m とした。

ダム計画地点の地形は谷幅が非常に狭く，河床で 40 m、堤頂部で 140 m と狭隘な谷地形である。地質的には地表近くまで比較的堅硬な岩が分布し、基盤部の標高が EL.280 で幅が 30 m となる。堤体掘削の形状は、ダム軸において幅 30 m の基盤部（EL.280 m）より両アバットは施工性を考えて 1：0.5（5 分）勾配とし、ダム天端標高 EL.420 では 170 m の堤頂長を確保するものとした。堤体部の掘削形状は **Fig. 11.2.3-1** に示す通りである。

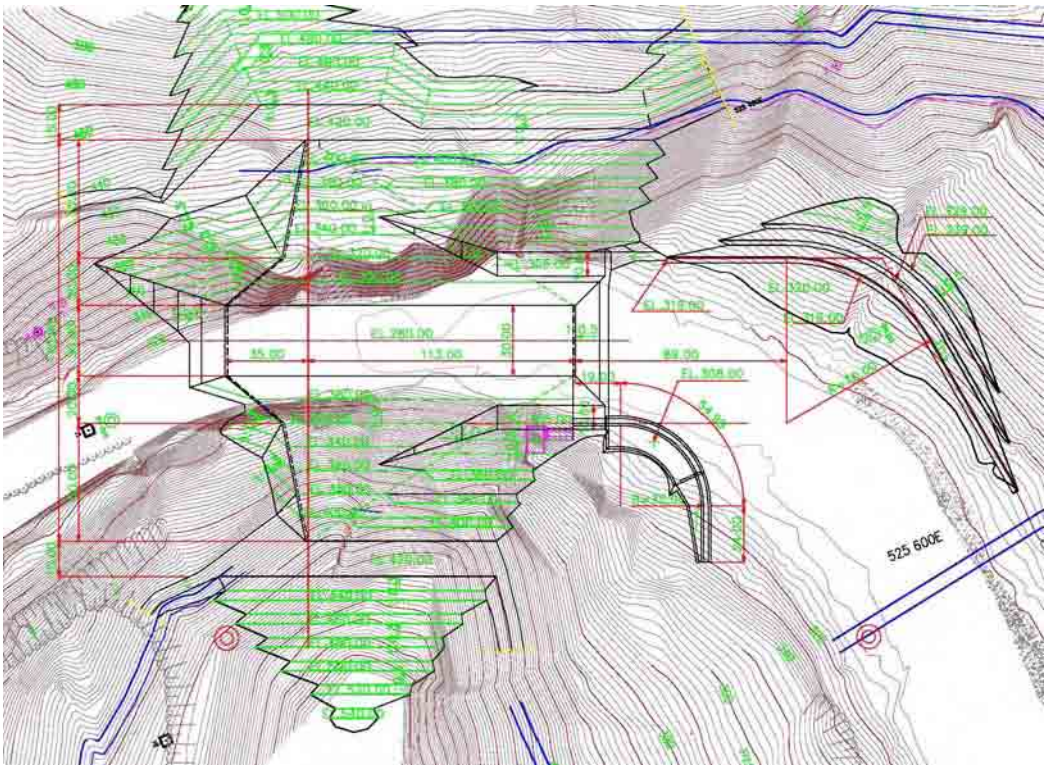


Fig 11.2.3-1　Shape of Dam Excavation

(2)　ダム天端標高の決定

わが国の「河川管理施設等構造令」によれば、非越流部の高さは次の 2 つの式のいずれか大の数値とすることとされている。

H_1 =　常時満水位+ h_w + h_e + h_a + h_i

H_2 =　設計洪水位+ h_w + h_a + h_i

H_1 ：設計水位が常時満水位の場合の水位

H_2 ：設計水位が設計洪水位の場合の水位

h_w ：風による波浪の水面からの高さ

h_e ：地震による波浪の水面からの高さ

h_a ：洪水吐がゲートを有している場合の余裕高（= 0.5 m）

h_i ：堤体構造による加算値（コンクリートダムの場合、0 m）

ここに、h_w、h_eは次式により算出される。

$h_w = 0.00077 \times V \times F^{0.5}$（S.M.B法におけるWilsonの改良式）

V　：設計風速（10 分間の平均風速）= 30 m/s

（一般に 30 ないし 20 m/s をとることが多いが、本ダムにおいては 30 m/s とする。）

F　：対岸距離= 6,000 m（ダム上流側）

$h_w = 0.00077 \times 30 \times 6{,}0000.5$

= 1.789 m

≒ 1.80 m

$h_e = 1/2 \times K_h \times \tau/\pi \times (g \times H_0)^{1/2}$ ・・・（佐藤　清一の式）

K_h ：常時満水位時における設計震度= 0.15

τ ：地震周期 = 1.0s（1 秒とすることが多い）

g ：重力加速度 = 9.8 m/s^2

H_0 ：常時満水位時の貯水池の水深 = 415.00 − 280.00 = 135.00 m

$h_e = 1/2 \times 0.15 \times 1.0/\pi \times (9.8 \times 135.00)^{1/2}$

= 0.868

≒ 0.90 m

一方、**第 10 章**において得られた規模検討結果によれば、常時満水位は EL.415 m となる。設計洪水位については、洪水発生時に貯水池背水端部において水位変動による急崖部の侵食を極力抑えたいとの NEA の要望もあり、設計洪水位と常時満水位の水位差を極力抑えることとし、EL.416 m とした。

以上により、

$H_1 = 415 + 1.80 + 0.885 + 0.5 + 0 = 418.2$ m

$H_2 = 416 + 1.80 + 0.5 + 0 = 418.3$ m

これらに洪水吐の橋梁の高さを考慮して非越流部天端標高は EL.420 m とした。

(3) 基本断面形状の決定

ダム基本断面形状の決定はダムの安定性の条件である以下を考慮して検討を行った。

1) 滑動に対してせん断安全率が 4.0 以上であること。

2) 転倒に対して合力が中央 1/3 以内に入っていること。

3) 鉛直応力に対して許容支持力以下であり、引張を生じないこと。

その詳細は以下の通りである。

検討すべき設計条件は **Table 11.2.3-2** に示す通りである。

Table 11.2.3-2　Cases for Stability Analysis

Study Conditions	Issue
Earthquake when the water level is at FSL	When the water level is at FSL, an earthquake load corresponding to the design earthquake acts from upstream to downstream.
When a design flood occurs	A design flood happens and causes spillage. The load by earthquake is not considered in this case.
Before impounding	Half of the load exerted by the design earthquake acts from downstream to upstream before impounding.

この検討条件下で考慮すべき荷重は **Table 11.2.3-3** に示す通りである。

Table 11.2.3-3　Load to be considered for Analysis under each Case

Item	Study Conditions		
	Earthquake when the water level is at FSL	When a design flood occurs	Before impounding
Self Weight	○	○	○
Earthquake Load	○		○
Static Water Pressure	○	○	
Dynamic Water Pressure	○		
Load by sedimentation	○	○	
Uplift	○	○	

ダム基本断面形状は、ここに示す安定条件を満たす断面形状のうち、断面積が最小となる形状とした。また、安定計算の検討条件は **Table 11.2.3-4** の通りである。

Table 11.2.3-4 Input for Stability Analysis

Conditions		Design Value	Remarks
Dam crest elevation		EL 420.00 m	
Top of non-flow part elevation		EL 420.00 m	
Spillway crest elevation		EL 403.00 m	
Dam foundation elevation		EL 280.00 m	
Width of dam crest		5.000 m	
Design flood level		EL 416.00 m	
FSL		EL 415.00 m	
Sedimentation level		EL 386.20 m	
Downstream water level	Design flood	EL 330.20 m	
	HWL	EL 310.00 m	
	LWL	EL 280.00 m	
Design seismic coefficient		K_h = 0.15	
Wind wave height		h_w= 0.60 m	
Earthquake wave height		h_e= 0.90 m	
Foundation rock property	C_H class	τ=2,943KN/m^2(30.0kgf/cm^2) ϕ =45°	
Specific density of concrete		W_c= 22.6 kN (2.30tf/m^3)	
Specific density of water		W_w= 9.8 kN (1.00tf/m^3)	
Sedimentation	Specific density	W_e= 8.8 kN (0.90tf/m^3)	In water
	Pressure coefficient	C_e= 0.5	

基本断面形状の決定プロセスは以下の通りである。

1) 経験的に最も安定条件が厳しいとされる「水位が常時満水位にあり、設計震度相当の地震が発生」の場合について、上流面を鉛直とし、下流面の勾配を設定し、EL.280 ~ EL.420 m 間の任意の水平断面(EL.)において鉛直応力(σ)とせん断摩擦安全率(n)を算定し、鉛直応力が引張となる場合(σ<0)とせん断摩擦抵抗安全率が 4 を超える場合(n>4)を確認する。

2) 1)で σ<0 あるいは n<4 となる場合については上流面にフィレットを設けて、σ>0 かつ n>4 の条件を満たす断面を設定する。但し、上流面のフィレットの勾配の勾配については、勾配が 1:1 以上になるとフィレット取付部に著しい応力集中が生じ、堤体の応力に悪影響を及ぼすことになるので、一般に重力ダムの設計ではフィレット勾配は1:0.8 ~ 1:1 程度以下に抑えられているため、1:1.0 を限界とする。

3) σ>0 かつ n>4 の条件を満たす断面のうち、断面積が最小となる断面を以って最適断面とする。

以上により、上流面を鉛直とした場合について、下流面の勾配を任意に設定した 1)におけ

る検討結果を **Table 11.2.3-5** に示す。また、上記 2)および 3)の条件を満たす断面形状は **Table 11.2.3-6** のようになった。

一般的に本地点のように計画堆砂位がダム高において占める割合が大きい場合、上流面にもある程度の勾配をもたせる。そこで上流面に 1:0.1 の勾配を設け、堆砂による荷重がモーメントの釣り合い上、安全側に寄与しうるような形状を考え、再度、上記 1)～3)の検討を行った。その結果を **Table 11.2.3-7** および **Table 11.2.3-8** に示す。これらを比較した結果、非越流部の断面形状は、下流面勾配 1:0.85、上流面勾配 1:0.1 とし、上流面に EL.320 m より 1:0.6 のフィレットを設ける断面とした。

最適断面の安定計算の計算書を **Appendix** に示す。

Table 11.2.3-5 Relation between Downstream inclination and Analysis Result 1

Elevation	A (1:0.75)	B (1:0.80)	C (1:0.85)	D (1:0.90)	E (1:0.95)	F (1:1.0)
EL.400 m	6.5 (13.24)	10.4 (13.9)	13.7 (14.61)	16.4 (15.27)	18.7 (15.91)	20.7 (16.53)
EL.380 m	-9.0 (6.60)	0.8 (6.95)	9.0 (7.29)	16.0 (7.62)	21.9 (7.95)	27.0 (8.27)
EL.360 m	-26.0 (4.45)	-9.9 (4.69)	3.5 (4.92)	14.8 (5.15)	24.5 (5.38)	32.7 (5.60)
EL.340 m	-45.9 (4.65)	-23.2 (4.91)	-4.3 (5.16)	11.7 (5.40)	25.3 (5.64)	37.0 (5.87)
EL.320 m	-67.5 (3.80)	-37.9 (4.01)	-13.3 (4.22)	7.4 (4.42)	25.1 (4.61)	40.3 (4.81)
EL.300 m	-97.2 (3.21)	-60.8 (3.39)	-30.4 (3.56)	-4.8 (3.73	17.0 (3.90)	35.8 (4.06)
EL.280 m	-135.5 (2.82)	-92.3 (2.97)	-56.3 (3.13)	-25.9 (3.27)	-0.2 (3.42)	22.0 (3.56)

* Values in ( ) indicate the safety factors for the shearing stress.

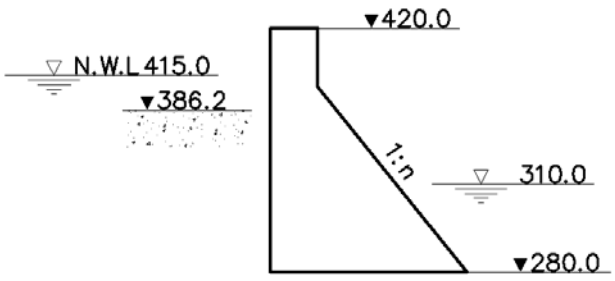


Table 11.2.3-6 Comparative Study of Stable Dam Profile with Vertical Upstream Surface

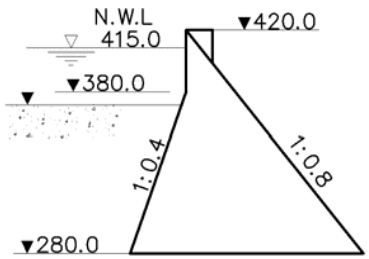
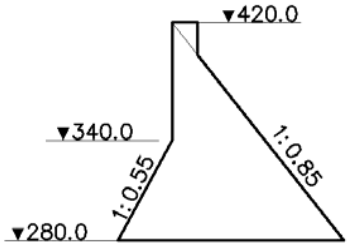
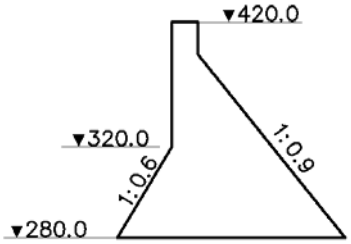
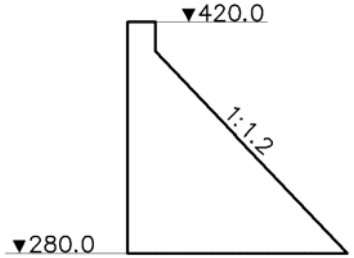
Item	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
Section shape				
Shearing stress τ_0	300 tf/m^2	300 tf/m^2	300 tf/m^2	300 tf/m^2
Inner Friction Coefficient f_0	1.000	1.000	1.000	1.000
Upstream end vertical stress σ_u	61.98 tf/m^2	69.51 tf/m^2	57.50 tf/m^2	85.59 tf/m^2
Downstream end vertic stress σ_d	218.17 tf/m^2	209.04 tf/m^2	202.30 tf/m^2	148.12 tf/m^2
Safety factor for shearing stress n	4.08	4.07	4.03	4.10
Width of dam base B	152.00 m	152.00 m	152.00 m	168.00 m
Area of section A	9,955.6 m^2	**9,334.7 m^2**	9,353.89 m^2	11,770.4 m^2

Table 11.2.3-7 Relation between Downstream inclination and Analysis Result 2

EL.	A (1:0.75)	B (1:0.80)	C (1:0.85)	D (1:0.90)	
EL.400	10.3 (4.64)	13.3 (15.30)	15.9 (15.94)	18.0 (16.56)	
380	5.3 (7.35)	12.5 (6.32)	18.7 (8.01)	24.0 (8.32)	
360	1.2 (5.00)	12.7 (5.22)	22.5 (5.45)	30.8 (5.66)	
340	-4.4 (5.24)	11.6 (5.48)	25.3 (5.72)	37.0 (5.95)	
320	-10.9 (4.30)	9.8 (4.50)	27.4 (4.69)	42.5 (4.88)	
300	-25.3 (3.65)	0.2 (3.82)	21.9 (3.98)	40.4 (4.14)	
280	-48.0 (3.21)	-18.0 (3.36)	7.5 (3.51)	29.4 (3.65)	

* Values in ( ) indicate the safety factors for the shearing stress.

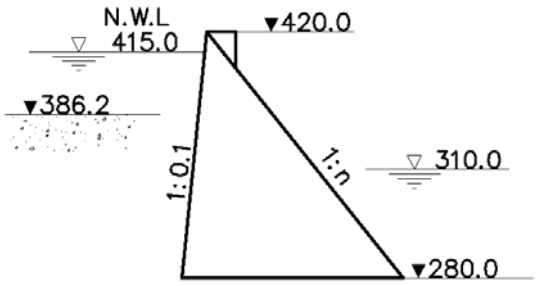
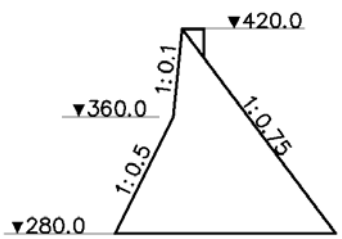
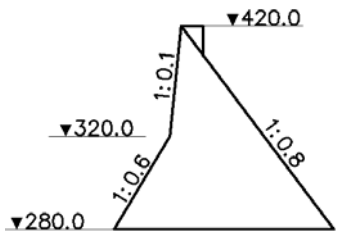
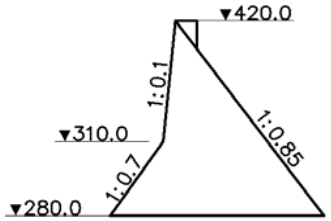
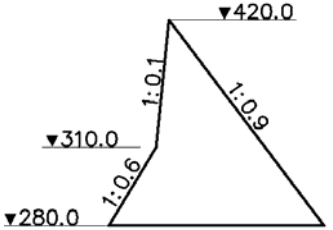


Table 11.2.3-8 Comparative Study of Stable Dam Profile with Vertical Upstream Surface (Inclined upstream surface)

Item	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
Section shape				
Shearing stress τ_0	300 tf/m^2	300 tf/m^2	300 tf/m^2	300 tf/m^2
Inner Friction Coefficient f_0	1.000	1.000	1.000	1.000
Upstream end vertical stress σ_u	59.34 tf/m^2	55.30 tf/m^2	57.52 tf/m^2	66.72 tf/m^2
Downstream end vertic stress σ_d	228.60 tf/m^2	221.47 tf/m^2	212.43 tf/m^2	199.40 tf/m^2
Safety factor for shearing stress n	4.11	4.06	4.03	4.08
Width of dam base B	151.00 m	150.00 m	151.00 m	155.00 m
Area of section A	9,626.7 m^2	**9,315.6 m^2**	9,594.7 m^2	10,038.9 m^2

(4) 基礎処理

第 7 章に示した通り、ダム軸地点の地下水位は、河床部で地表面とほぼ等しく、左右両岸において河床から離れるにつれて深部に向かって徐々に上昇するような分布形状を示し、満水位と地下水位が交差するのは左岸側が河床部より約 200 m、右岸側は 200 m 以上離れた地点となっている。地下水位が深い要因としては、岩盤に亀裂が多いこと、周辺からの地下水の供給が無いことが挙げられる。

そこで、堤体の基礎処理はダム河床部近傍の EL.283 m、中間の EL.345 m、ダム天端の EL.420 m の 3 つの標高部において左右岸にグラウトトンネルを設け、トンネル内より鉛直下方にカーテングラウトを行うこととした。なお、上記の地下水位分布状況に鑑み、ダム天端におけるグラウトトンネルは尾根に沿う形状とし、リムグラウトも兼ねて地山の止水性の向上を図る。カーテングラウトはグラウトトンネル内において 3 m ピッチで 2 列、実施する。カーテングラウトの範囲は **Fig. 11.2.3-2** に示す通りである。

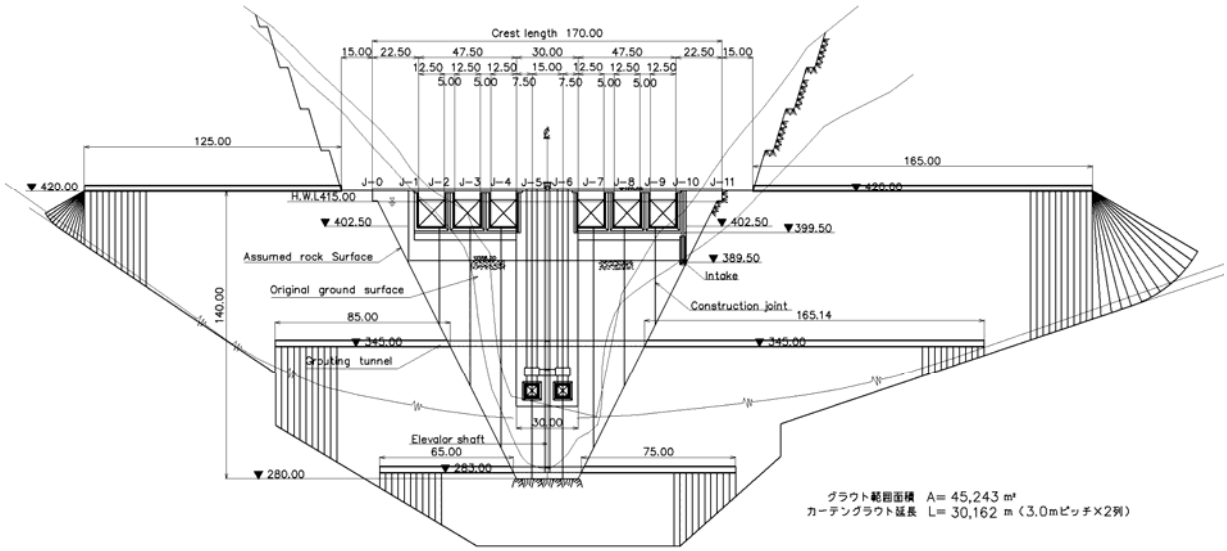


Fig. 11.2.3-2 Zone for Curtain Grouting

併せて、ダム基盤部においてはコンソリデーショングラウトを実施し、掘削等によるゆるみによる地山の不均一性の是正を図る。

11.2.4 洪水吐

(1) 設計条件

洪水吐越流部は, 設計洪水位EL.416.00 において**第 6 章**で得られた設計洪水流量 7,377 m^3/s を安全に流下できる機能を有するように設計する。

(2) 洪水吐ゲートの門数の検討

本地点では 7,377 m^3/sもの流量を安全に流下させる機能を有する必要があるため、必然的にゲート寸法も大きくなる。ゲート型式についてはラジアルゲートあるいはローラーゲートが一般的ではあるが、本地点は高さ 140 mにも及ぶハイダムであり、ローラーゲートとした場合、ダム堤頂にピアが付加されることとなり、**11.2.3**に示した堤体安定性の検討に従った場合、ダムの基本断面積が大きくなる可能性が高いこと、また、既にネパール国ではカリガンダキA発電所、マルシャンディ発電所等で大寸法のラジアルゲートの採用実績があり、同国では据付や保守の際の経験も有しており、なじみも深いため、ラジアルゲートを採用することとした。

ここでは、狭隘な渓谷で設計洪水流量 7,377 m^3/sを安全に流下するための断面を確保するために必要な最適な門数をゲート重量およびピアコンクリート量に基づく工事費比較に基づいて決定した。門数検討にあたり、ダムのブロック割り、ゲートの幅・高さのバランス等の観点から、以下の事項を考慮した。

1) 1 門当たりの門扉の高さと幅をできるだけ同じ値程度とする。
2) 堤頂長 170 m の中で収まる門数とする。
3) 経済的に最も優れた門数とする。

検討手順は以下の通りである。

1) 設計洪水流量 7,377m^3/sを流下させるために必要なゲートの大きさと門数を試算した。なお、ここでゲートの高さと幅の比がなるべく 1 に近いケースを抽出した。
2) 抽出されたゲートの規模に基づいてゲート重量、ゲート重量に対してピアが安定を確保できる寸法とそれに伴うダム基本三角形から越流部コンクリートの控除分をコンクリート量および鉄筋量の増減という形で反映させた。なお，地形的要因から排砂設備をダム中央部に配置したため，洪水吐門数は偶数を基本とした。
3) 1)の検討結果を **Table 11.2.4-1** に、2)の検討結果を **Table 11.2.4-2** に示す。これより,洪水吐ゲートの門数は 6 門とした。

Table 11.2.4-1 Gate size Ezaminations for Design Flood

Design Flood Level 416 EL.m
Dam Base Elevation 280 EL.m
Design Flood Discharge 7377 m3/sec Gate unit 3門

Gate			Basic data						Structure Size							
Unit	Height	Width	Design Head	Crest Height	Discharge Co	Const		Requested Width	Pear No.	Crest Length	Pear shirinkage Co.	Abut hirinkage Co.	Effective Crest Length	Discharge	Judge	
n	H	B	Hd	P	Cd	a	Q/B	B	N	L	Kp	Ka	L'	Q		
3	16.0	17.0	16.5	119.5	2.194141	0.59068	147.059	50.164	2	51			49.68	7305.9	NG	
3	16.0	17.5	16.5	119.5	2.194141	0.59068	147.059	50.164	2	52.5			51.18	7526.5	OK	
3	16.5	16.0	17	119	2.19394	0.59036	153.779	47.971	2	48			46.64	7172.3	NG	
3	16.5	16.5	17	119	2.19394	0.59036	153.779	47.971	2	49.5			48.14	7402.9	OK	◎
3	17.0	15.5	17.5	118.5	2.193738	0.59004	160.599	45.934	2	46.5			45.1	7243	NG	
3	17.0	16.0	17.5	118.5	2.193738	0.59004	160.599	45.934	2	48			46.6	7483.9	OK	
4	14.0	15.5	14.5	121.5	2.194929	0.59193	121.192	60.871	3	62			60.55	7338.1	NG	
4	14.0	16.0	14.5	121.5	2.194929	0.59193	121.192	60.871	3	64			62.55	7580.5	OK	
4	14.5	14.5	15	121	2.194734	0.59162	127.503	57.858	3	58			56.5	7203.9	NG	
4	14.5	15.0	15	121	2.194734	0.59162	127.503	57.858	3	60			58.5	7458.9	OK	◎
4	15.0	14.0	15.5	120.5	2.194538	0.59131	133.919	55.086	3	56			54.45	7291.9	NG	
4	15.0	14.5	15.5	120.5	2.194538	0.59131	133.919	55.086	3	58			56.45	7559.7	OK	
5	13.0	13.5	13.5	122.5	2.195313	0.59254	108.892	67.746	4	67.5	0.01	0.02	65.88	7173.8	NG	
5	13.0	14.0	13.5	122.5	2.195313	0.59254	108.892	67.746	4	70			68.38	7446.1	OK	
5	13.5	13.0	14	122	2.195122	0.59223	114.988	64.155	4	65			63.32	7281	NG	
5	13.5	13.5	14	122	2.195122	0.59223	114.988	64.155	4	67.5			65.82	7568.5	OK	◎
5	14.0	12.5	14.5	121.5	2.194929	0.59193	121.192	60.871	4	62.5			60.76	7363.6	NG	
5	14.0	13.0	14.5	121.5	2.194929	0.59193	121.192	60.871	4	65			63.26	7666.6	OK	
6	12.0	12.5	12.5	123.5	2.195692	0.59314	97.0368	76.023	5	75			73.25	7107.9	NG	
6	12.0	13.0	12.5	123.5	2.195692	0.59314	97.0368	76.023	5	78			76.25	7399.1	OK	
6	12.5	12.0	13	123	2.195503	0.59284	102.908	71.685	5	72			70.18	7222.1	NG	
6	12.5	12.5	13	123	2.195503	0.59284	102.908	71.685	5	75			73.18	7530.8	OK	◎
6	13.0	11.5	13.5	122.5	2.195313	0.59254	108.892	67.746	5	69			67.11	7307.8	NG	
6	13.0	12.0	13.5	122.5	2.195313	0.59254	108.892	67.746	5	72			70.11	7634.4	OK	

Table 11.2.4-2 Comparative Study Result

Item		Unit	3 Gates	4 Gates	5 Gates	6 Gates
Gate Height		m	16.50	14.50	13.50	12.50
Gate Width		m	16.50	15.00	13.50	12.50
Design Flood Level		EL.m	416.00	416.00	416.00	416.00
Crest Top Level		EL.m	399.00	401.00	402.00	403.00
Width of Spillway		m	49.50	60.00	67.50	75.00
Overflow Depth		m	17.00	15.00	14.00	13.00
Spilled Discharge		m^3/s	7,403	7,459	7,568	7,531
Gate Design Head	H	m	16.00	14.00	13.00	12.00
Pear Width	Hl×0.267	m	4.30	3.70	3.50	3.20
Pear Concrete Vol.		m^3	10,238	9,417	9,768	9,564
Pear Reinforce-bar weight		t	1,024	942	977	956
Decreased Concrete		m^3	-14,090	-13,353	-13,414	-13,083
Concrete Volume Balance		m^3	-3,852	-3,937	-3,645	-3,520
Gate Weight	Gate Body	t	132	97.3	76.6	62.1
	Others	t	17.2	12.7	10	8.1
	Sub-total (per unit)	t	149.2	110	86.6	70.2
	Total	t	447.6	440	433	421.2
Cost Comparative						
Item	Unit Cost	Unit				
Concrete	120.10	1,000US$/$m^3$	-463	-473	-438	-423
Reinforcing bar	943.10	1,000US$/t	966	888	921	902
Gate	6,500.00	1,000US$/t	2,909	2,860	2,815	2,738
	Total	1,000US$	3,412	3,275	3,298	3,217
Estimation						◎

(3) 通水能の確認

洪水吐越流部の形状は，基本的に米国開拓局（USBR）の標準越流頂の形状に準じるものとし，上流側に設置する角落しを考慮して部分的に水平部を設けるものとした。採用した形状を **Fig. 11.2.4-1** に示す。

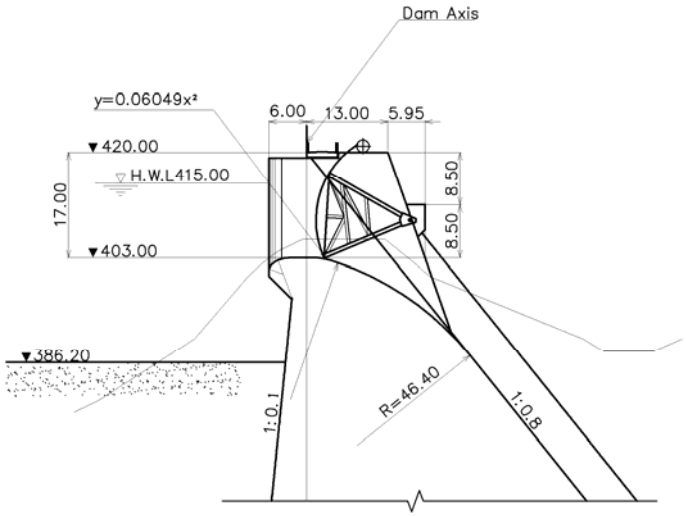


Fig. 11.2.4-1　Spillway Crest Profile

越流頂の自由越流時の放流量は，岩崎による標準越流頂の実用公式により計算した。この結果、**Fig. 11.2.4-2** に示す水位と放流量の関係が得られ、水位が設計洪水位に到達した際には、設計洪水流量を安全に流下させることができることを確認できた。

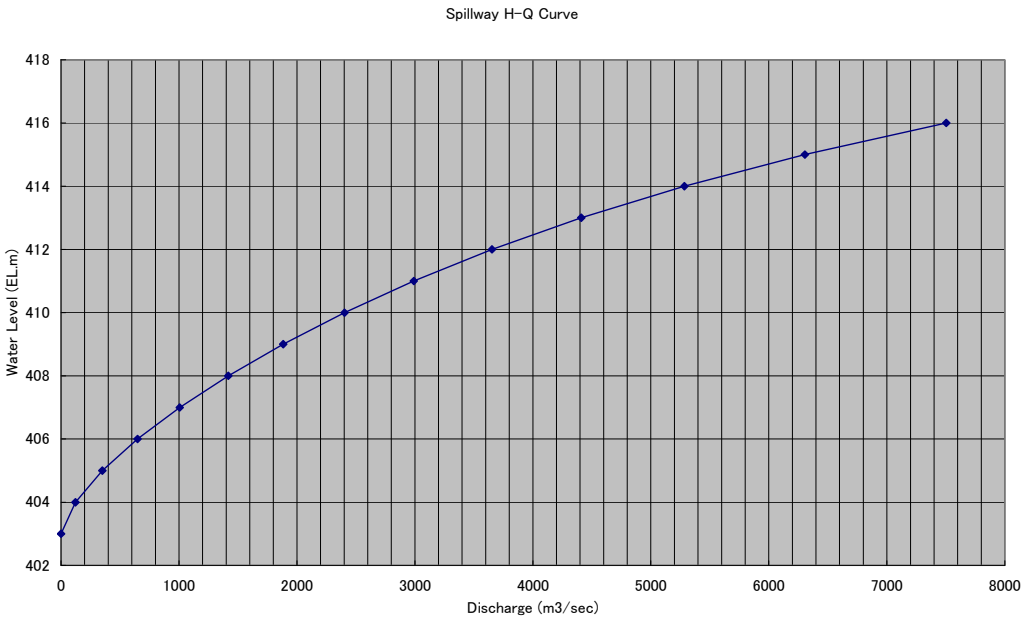


Fig. 11.2.4-2　Relation between Flood Water Level and Spilled Discharge

(4) ピアの安定計算

ダムの安定計算と同様に、最大断面において、水位条件を設計洪水時、常時満水時および空虚時について行い、次の条件を満足させるものとした。

1) 堤体の上流面、鉛直方向の引張り応力を生じないこと。

2) 堤体、堤体基礎の接触部および基礎地盤についてせん断に対して安全であること。

3) 堤体内の応力度が許容応力度を超えないこと。

検討内容は **Appendix** に示す通りでピアの幅が既往実績に余裕を考慮した 5 m とした場合に上記の条件を全て満たすことを確認したので、ピアの幅は 5 m とした。

(5) 越流部の断面形状

越流部の断面形状は、非越流部の断面形状等を踏まえて概ね決定していることになるが、(2)で得られたゲート荷重、(3)で決定した越流部の形状、(4)で決定したピアの形状（荷重）等を踏まえて非越流部の基本断面形状決定の際に用いた安定解析と全く同じ手法で安定解析を行い、その妥当性について確認した。安定計算書は **Appendix** に示す通りである。

(6) 減勢工型式の決定

ダム下流の渓谷は、河床標高が約 EL.310 m、川幅 70 m 程度で，ダム軸付近に比べてやや開けた状態になっている。また、ダム軸下流約 250 m の地点で右岸側に流れの向きを変えている。減勢工は,基本的にダム下流の直線部において、減勢工対象流量を安全に減勢させるものとし、ダム下流の地形、地質から判断して減勢工型式の候補をシュート式とスキージャンプ式とし、比較検討を行った。

洪水吐下流のダム堤体下流面には導流壁を設けることとし、ダム下流端に設ける減勢工まで洪水流を徐々に絞り込むものとした。そのため、減勢工の対象流量はダム設計洪水流量に等しい 7,377 m^3/s ≒ 7,400 m^3/sとする。

比較検討を実施するシュート式とスキージャンプ方式の減勢工について、それぞれ水理計算を行い、その機能を果たすのに必要な構造を決定した。計算内容は **Appendix** に示す通りである。

この結果、シュート式減勢工の諸元は以下のようになった。

- 水叩き敷高 EL.310.00 m、減勢工幅 70.00 m とする。
- 副ダム高 ≒ 16.30 m
- 水叩き長 ≒ 135.00 m
- 導流壁天端標高 ≒ 342.00 m（高さ 32 m）

シュート式減勢工の基本形状を **Fig. 11.2.4-3** に示す。

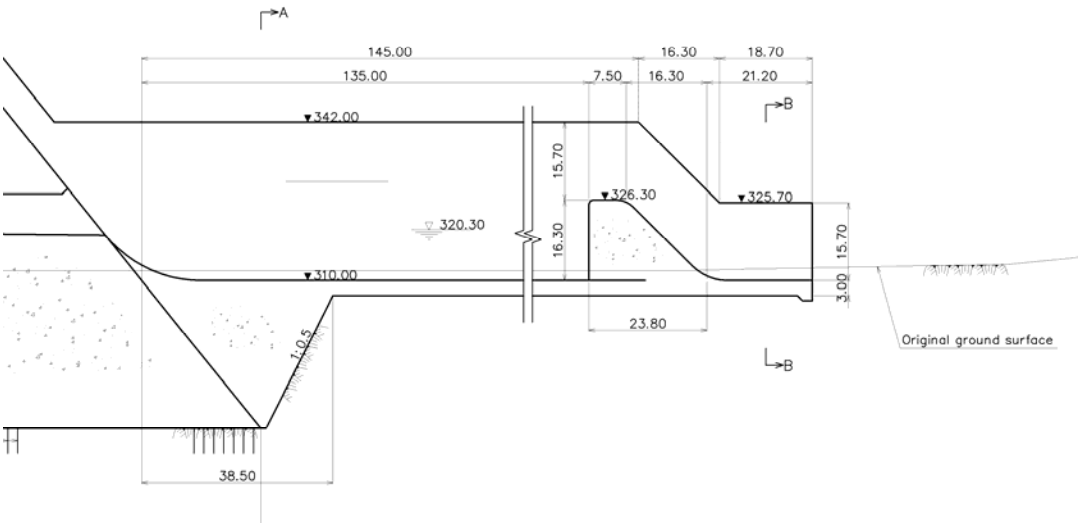


Fig. 11.2.4-3　Profile of Chute type Dissipater

また、スキージャンプ式減勢工の諸元は以下のようになった。

- 放流端から 130 m の位置で水面にぶつかることになる。なお、実際には空気抵抗の影響により到達距離は低減する。
- スキージャンプ式減勢工の基本形状を **Fig. 11.2.4-4** に示す。

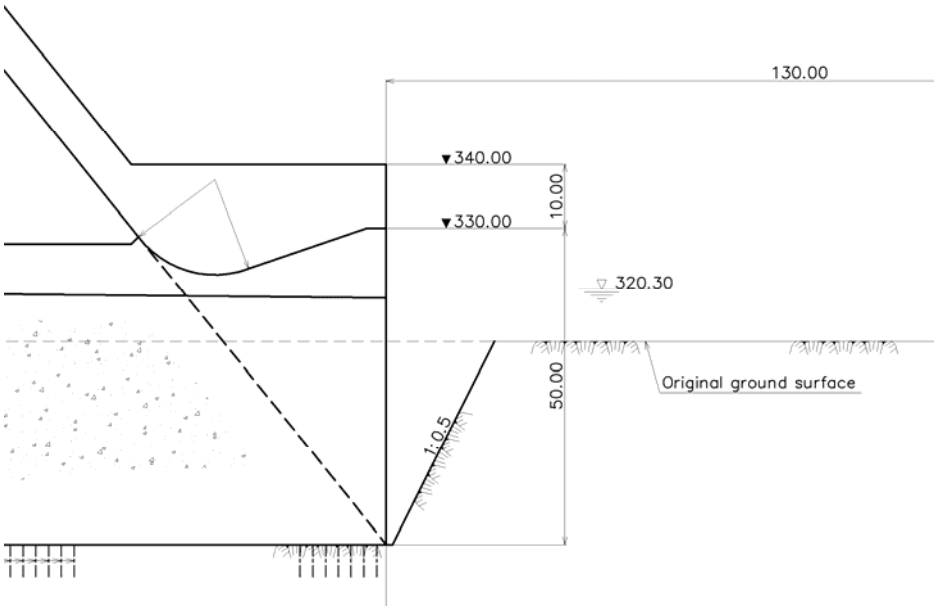


Fig. 11.2.4-4　Profile of Ski-jump type Dissipater

基本的にいずれの減勢工の型式を採用するにしても、整地以外に現河床の掘削は必要ないと考えられるため、シュート式とスキージャンプ式の減勢工について、それぞれの方式に必要なコンクリート量を算出し、比較した。

その結果、必要なコンクリート量は

1) シュート式；Vc = 150,000m^3

2) スキージャンプ式；Vc = 80,000m^3

となり、圧倒的にスキージャンプ式減勢工のほうがコストの減が見込まれるため、減勢工の形式はスキージャンプ式とした。

11.2.5 排砂設備

「**6.6.2 堆砂予測**」において述べた通り、本地点においては計算上、約 40 年で貯水池が満砂になることが予想されるので、ダムに排砂設備を設けて毎年、排砂することが必要とされている。そこで、「**6.6.4 貯水池排砂**」において例年、雨季の始まりより 2 ヶ月程度排砂ゲートを全開にして貯水池水位を低水位からゲート敷まで下げ、流入水を排砂ゲートを通して通過させた後、排砂ゲートを閉じて貯水池水位を回復させる運用が提案された。

排砂設備の一例を **Fig. 11.2.5-1** に示めす。

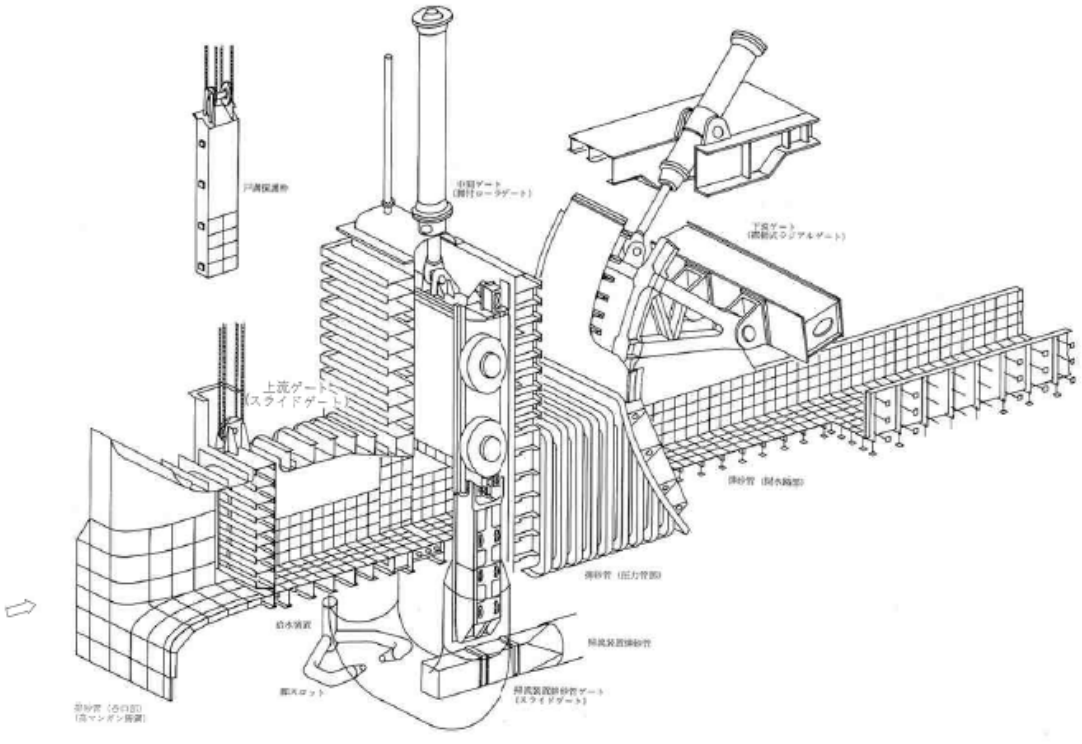


Fig. 11.2.5-1 An Example of Sediment Flushing Gate in Japan

本地点では河川がＳ字状に曲る地点にダムが位置しているため、Flushingの際には河川流を円滑に排砂設備に導く必要があること、また、ダムのコンクリート打設ブロックの配置等を考慮し、5 ｍ ×5 mのサイズの排砂設備を２門、ダム中央部に並列して配置することとした。また、ダムの断面形状を考えるとスペースの確保が困難なので**Fig. 11.2.5-1** における中間ゲートは省略した。排砂ゲートの概要は**Table 11.2.5-1**に示す通りである。排砂ゲート２門での排水量を**Fig. 11.2.5-2**に示した。なお、本設備により、水位がFSL時には約 1,400 m^3/sec、MOL時には約 1,100 m^3/secの放流が可能と見込まれる。

Table 11.2.5-1　Specification of the Gate in the Sediment Flushing Gate

Item	Upstream gate	Downstream gate
Type	Steel slide gate	Steel radial gate
Size	Width 5.000m Height 5.500m	Width 5.000m Height 5.100m

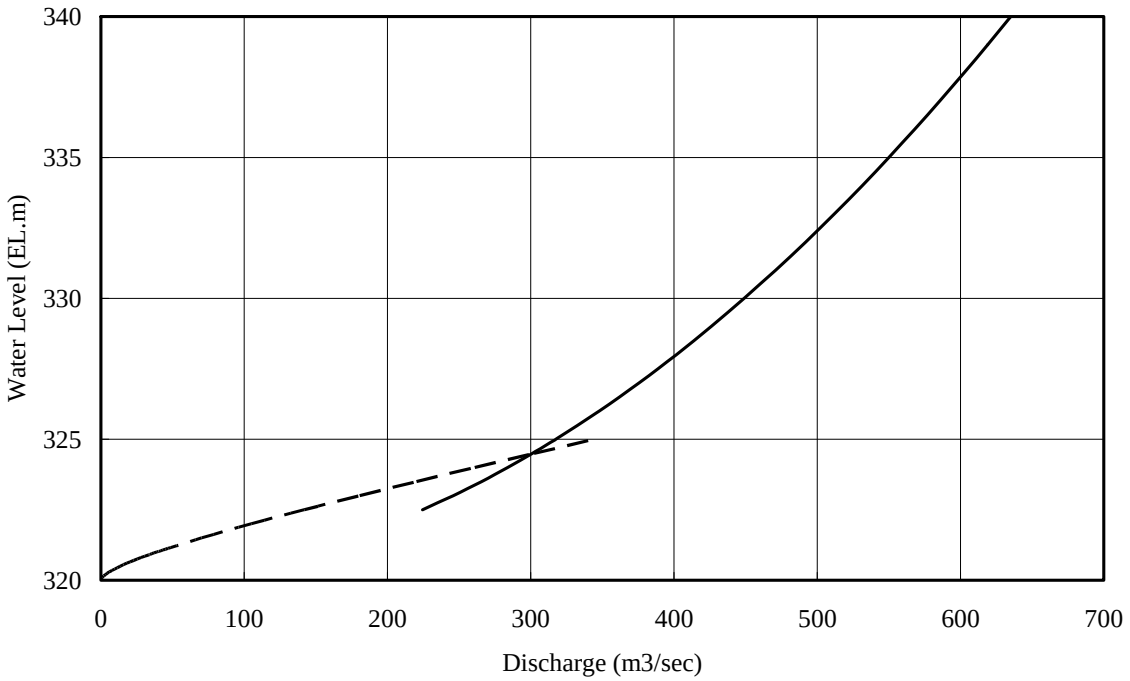


Fig. 11.2.5-2　Discharge Capacity of Sediment Flushing Gates

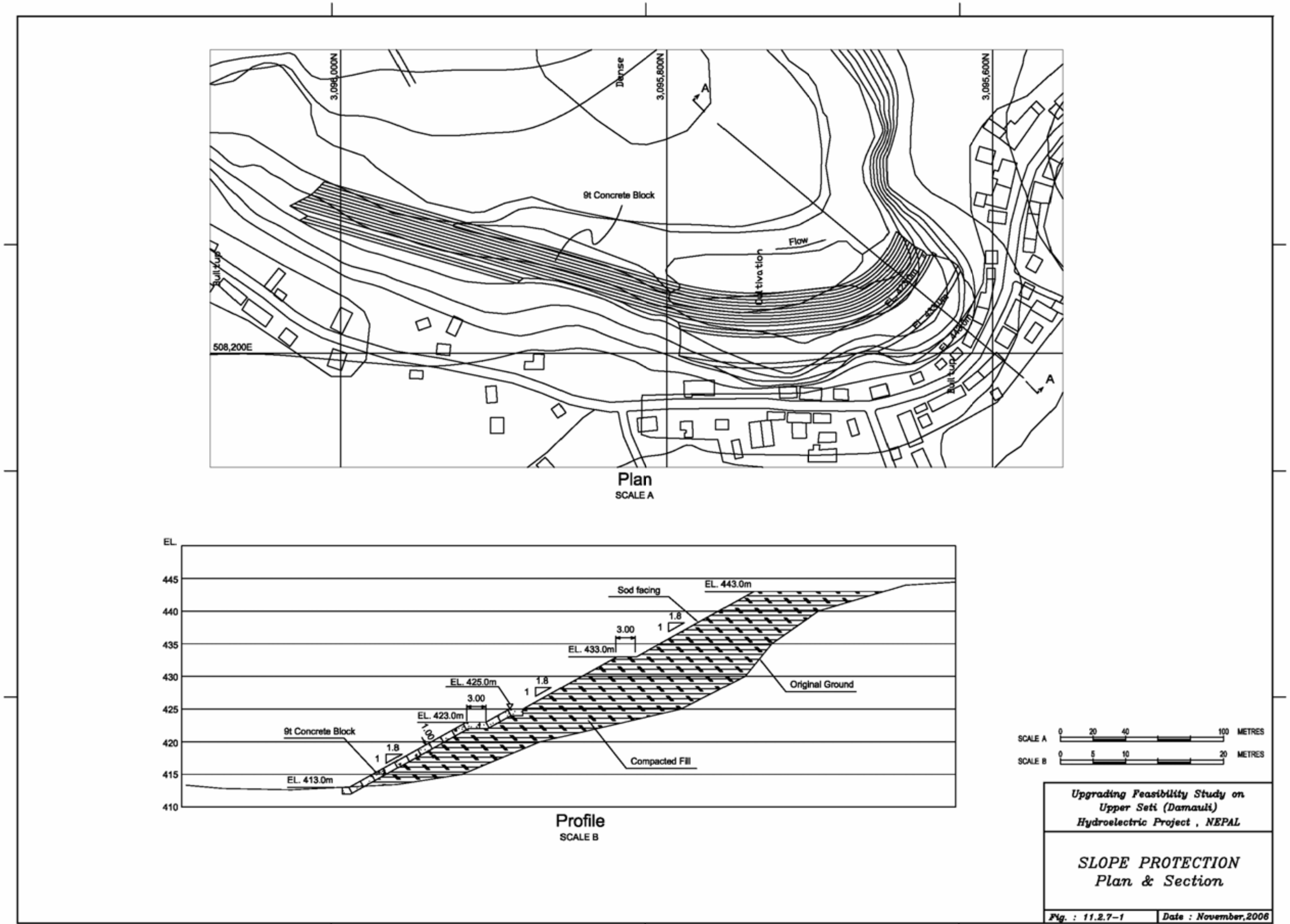
11.2.6　維持流量放流設備

ダム付帯設備として河川維持用水放流のための放流設備（2.4 m^3/sec）を設置する。河川維持用水は、ダム右岸側の洪水吐ゲートのピアの横に設置される取水口より、堤体内に設置される放流管により導水され、洪水吐末端右岸の直下流に設ける放水口より放流される。なお、放流管には水車発電機が設置され、ここで発生する電気は貯水池区間の村落に供用される予定である。維持流量発電設備に関する諸元は **11.4** に記載する。

11.2.7 貯水池上流域の法面工

第 7 章で述べたように、貯水池の上流地域には段丘堆積物が急勾配の崖を形成している。NEA との協議の結果、貯水池上流端の Bhimad Bajar で急な崖の上に人家が密集する延長約 400 m にわたり、セティ川沿いに法面保護工を施工することとした。**Fig. 11.2.7-1** にその位置と保護工の断面を示した。

FSLがEL.415 mの場合に 100 年確率洪水（3,125 m^3/s）時の水位（**Table 6.6.4-2** 参照）を考慮して、EL.425 mまでは、コンクリートブロックを設置し、これより上の盛土には植生を施すことにした。


3,096,000N
3,095,800N
3,095,600N
508,200E
Dense
A
9t Concrete Block
Flow
Cultivation
Built-up
Plan
SCALE A
EL.
445
440
435
430
425
420
415
410
EL. 443.0m
Sod facing
1.8
1
3.00
EL. 433.0m
Original Ground
EL. 425.0m
1.8
1
3.00
EL. 423.0m
1.00
9t Concrete Block
1.8
1
EL. 413.0m
Compacted Fill
Profile
SCALE B
SCALE A 0 20 40 100 METRES
SCALE B 0 5 10 20 METRES
Upgrading Feasibility Study on
Upper Seti (Damauli)
Hydroelectric Project , NEPAL
SLOPE PROTECTION
Plan & Section
Fig. : 11.2.7-1
Date : November,2006