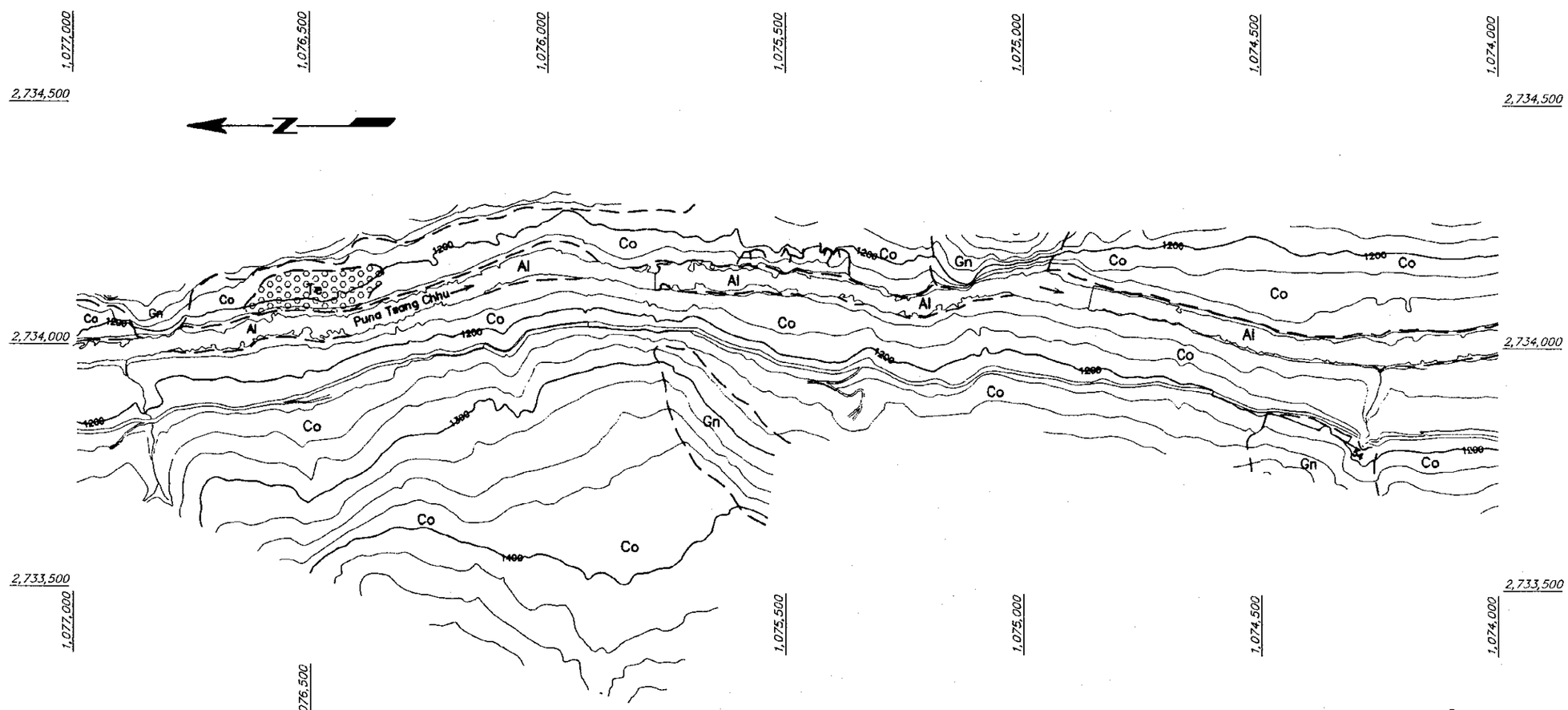
LEGEND

- Al — Alluvium
- Co — Colluvium
- Terrace Deposit
- Gn — Gneiss
- Geologic Boundary
- Landslide Scarp
- Attitude of Bedding Plane
- Attitude of Joint
- Attitude of Fault and Width of Sheared Zone

PLAN



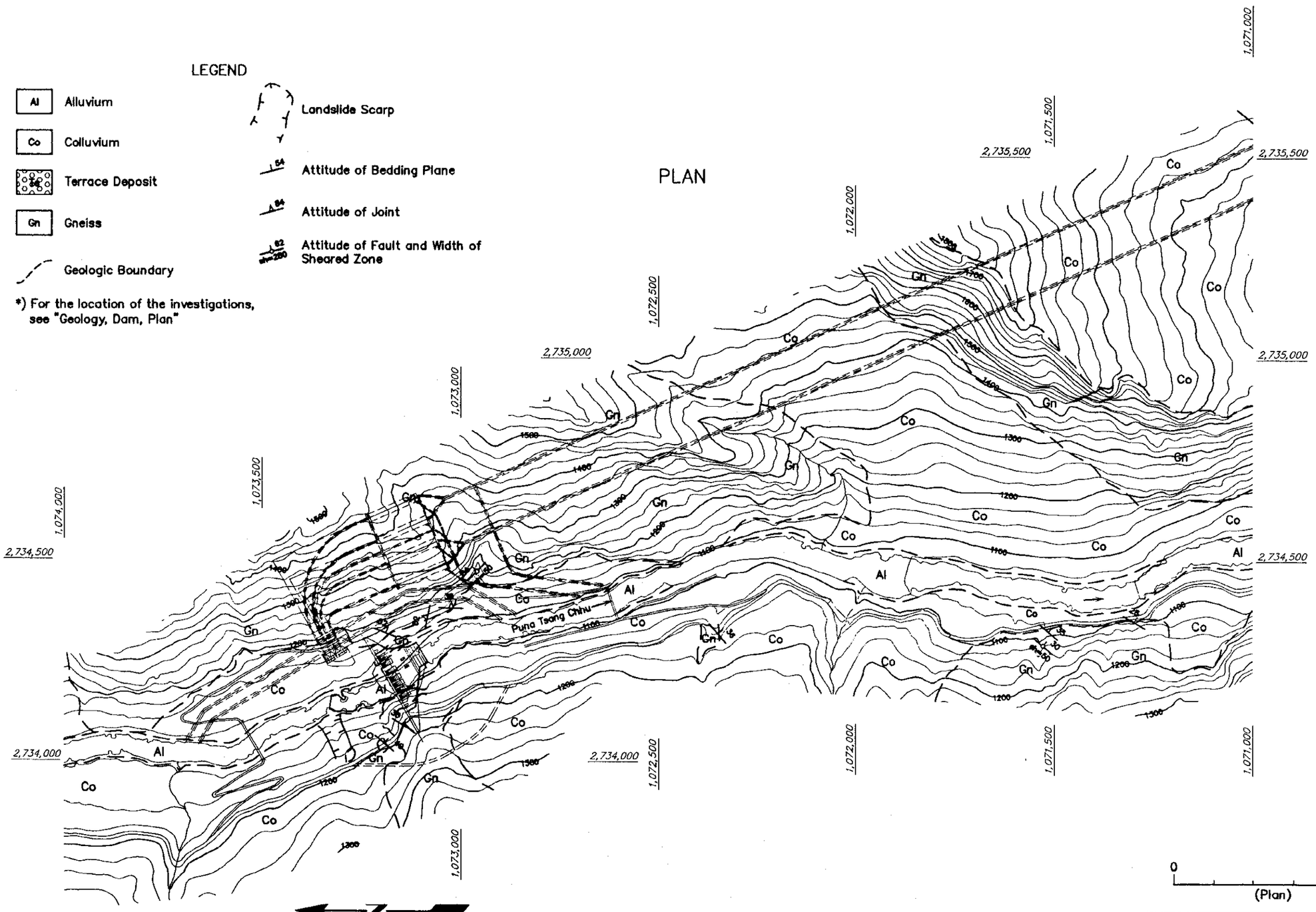
0 500 m
(Plan)

PUNA TSANG CHHU HYDROPOWER PROJECT
GEOLOGY PROJECT AREA PLAN (1–4)
Fig.7.3

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY

REVISION

SHEET NO. OF



PUNA TSANG CHHU HYDROPOWER PROJECT

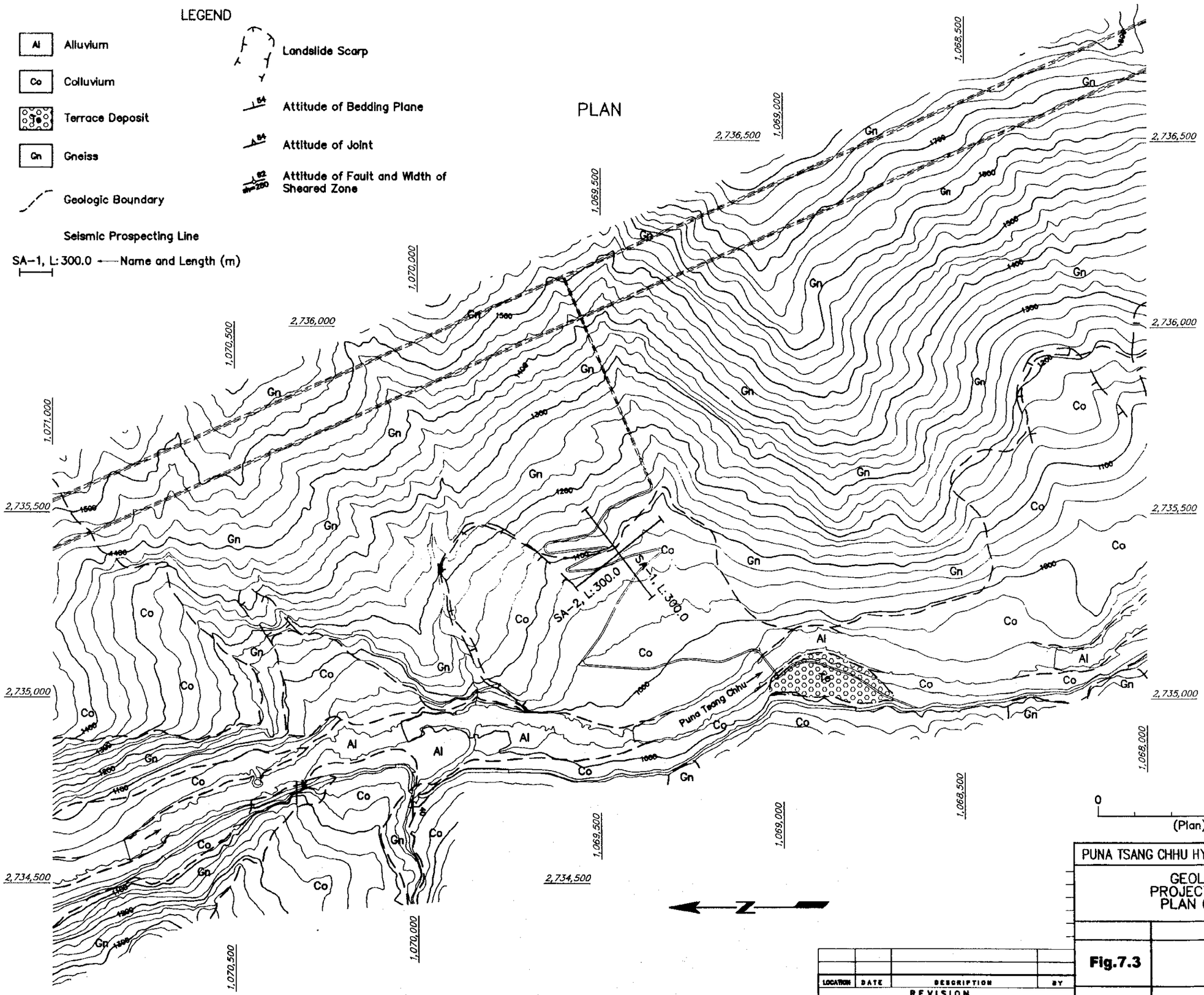
GEOLOGY
PROJECT AREA
PLAN (2-4)

Fig.7.3

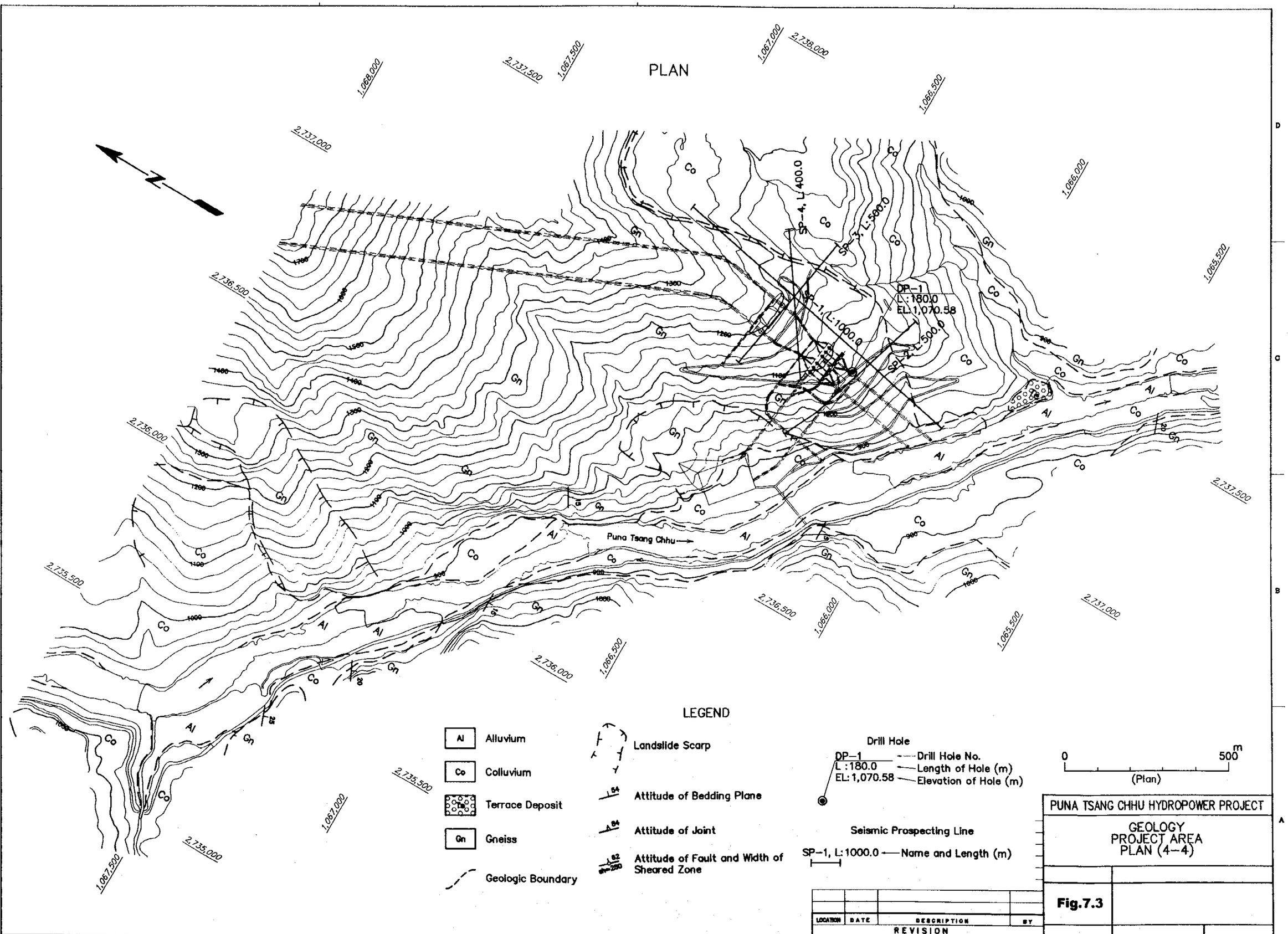
LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY

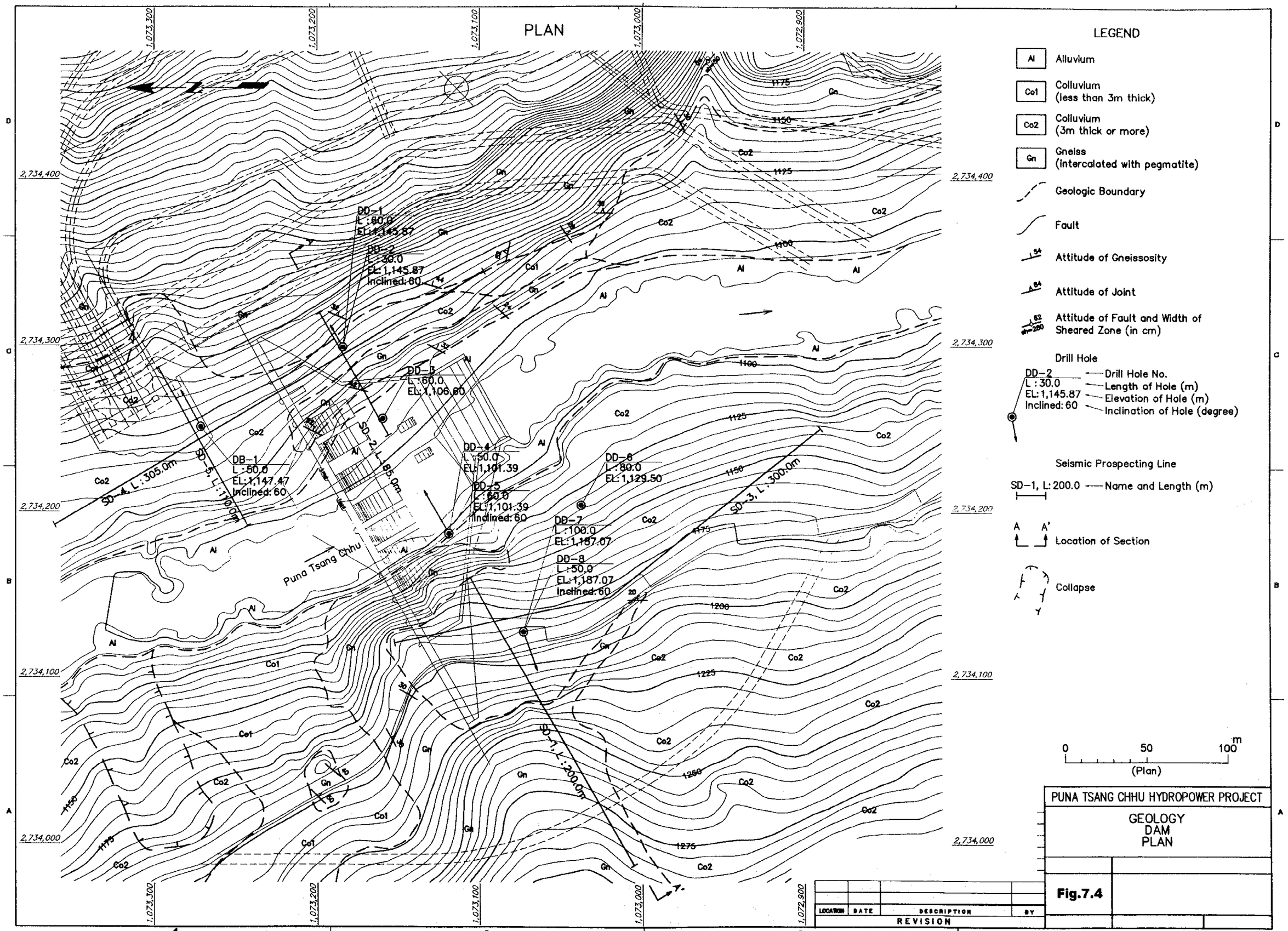
REVISION

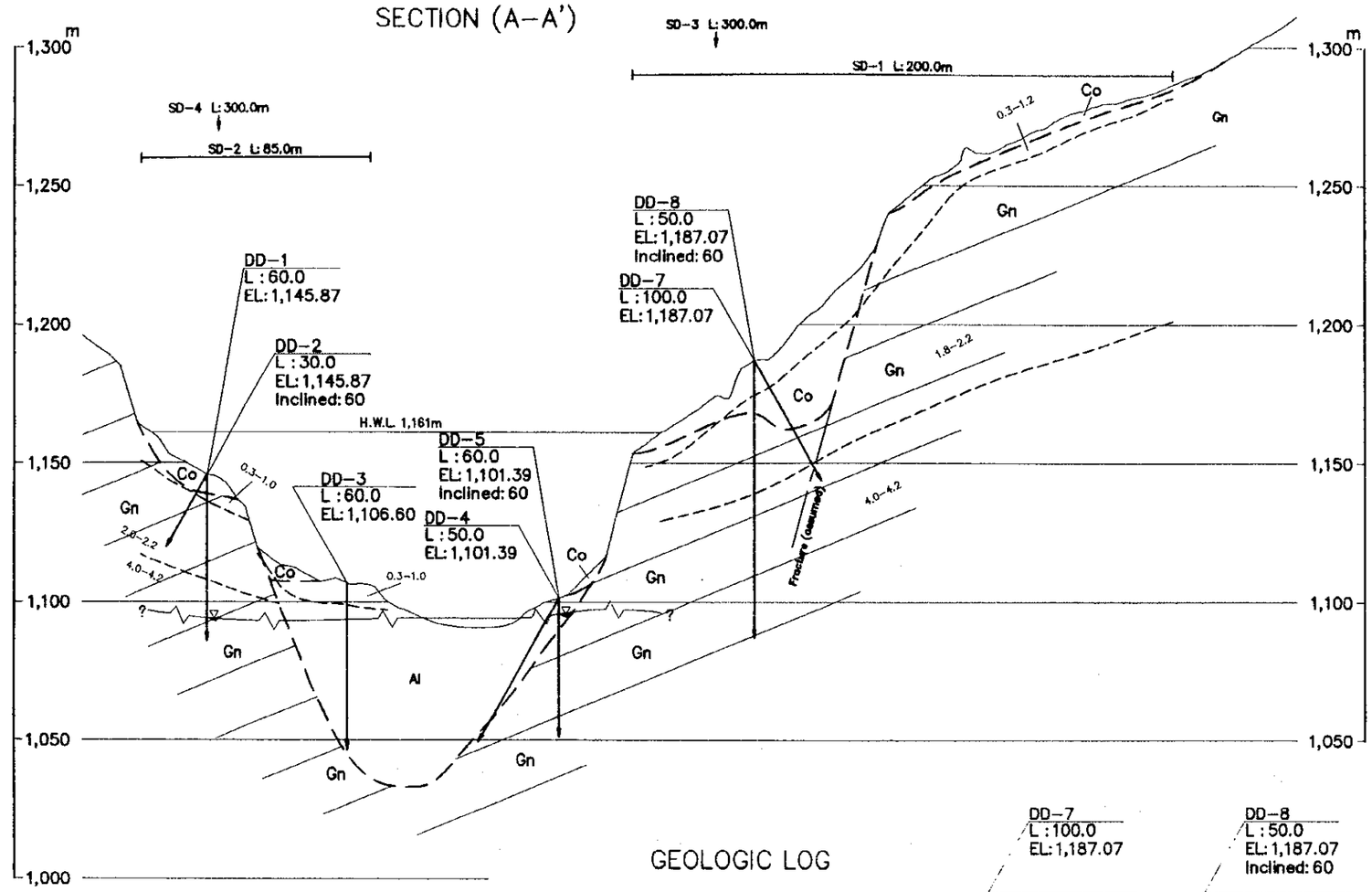
SHEET NO. OF


LEGEND
Al Alluvium
Co Colluvium
Terrace Deposit
Gn Gneiss
Geologic Boundary
Landslide Scarp
Attitude of Bedding Plane
Attitude of Joint
Attitude of Fault and Width of Sheared Zone
Seismic Prospecting Line
SA-1, L:300.0 Name and Length (m)
PLAN
SA-2, L:300.0
SA-1, L:300.0
Puna Tsang Chhu
2,736,500
2,736,000
2,735,500
2,735,000
2,734,500
1,068,500
1,069,000
1,069,500
1,070,000
1,070,500
1,071,000
0
500 m
(Plan)
N
PUNA TSANG CHHU HYDROPOWER PROJECT
GEOLOGY
PROJECT AREA
PLAN (3-4)
Fig.7.3
LOCATION
DATE
DESCRIPTION
BY
REVISION
SHEET NO.
OF

PLAN


N
Puna Tsang Chhu
SP-4, L:400.0
SP-3, L:500.0
SP-1, L:1000.0
SP-2, L:500.0
DP-1
L:180.0
EL:1,070.58
Co
Gn
Al
LEGEND
Al Alluvium
Co Colluvium
Terrace Deposit
Gn Gneiss
Geologic Boundary
Landslide Scarp
Attitude of Bedding Plane
Attitude of Joint
Attitude of Fault and Width of Sheared Zone
Drill Hole
DP-1 Drill Hole No.
L:180.0 Length of Hole (m)
EL:1,070.58 Elevation of Hole (m)
Seismic Prospecting Line
SP-1, L:1000.0 Name and Length (m)
0 500 m
(Plan)
PUNA TSANG CHHU HYDROPOWER PROJECT
GEOLOGY
PROJECT AREA
PLAN (4-4)
Fig.7.3
LOCATION DATE DESCRIPTION BY
REVISION
SHEET NO. OF


PLAN
LEGEND
Al Alluvium
Co1 Colluvium (less than 3m thick)
Co2 Colluvium (3m thick or more)
Gn Gneiss (intercalated with pegmatite)
Geologic Boundary
Fault
Attitude of Gneissosity
Attitude of Joint
Attitude of Fault and Width of Sheared Zone (in cm)
Drill Hole
DD-2 Drill Hole No.
L: 30.0 Length of Hole (m)
EL: 1,145.87 Elevation of Hole (m)
Inclined: 60 Inclination of Hole (degree)
Seismic Prospecting Line
SD-1, L: 200.0 Name and Length (m)
A A' Location of Section
Collapse
0 50 100 m
(Plan)
DD-1 L: 60.0 EL: 1,145.87
DD-2 L: 30.0 EL: 1,145.87 Inclined: 60
DD-3 L: 60.0 EL: 1,106.80
DD-4 L: 50.0 EL: 1,101.39
DD-5 L: 60.0 EL: 1,101.39 Inclined: 60
DD-6 L: 80.0 EL: 1,129.50
DD-7 L: 100.0 EL: 1,187.07
DD-8 L: 50.0 EL: 1,187.07 Inclined: 60
DB-1 L: 50.0 EL: 1,147.47 Inclined: 60
SD-1, L: 200.0m
SD-2, L: 85.0m
SD-3, L: 300.0m
SD-4, L: 305.0m
SD-5, L: 110.0m
Puna Tsang Chhu
1,073,300
1,073,200
1,073,100
1,073,000
1,072,900
2,734,400
2,734,300
2,734,200
2,734,100
2,734,000
PUNA TSANG CHHU HYDROPOWER PROJECT
GEOLOGY
DAM
PLAN
Fig.7.4
LOCATION DATE DESCRIPTION BY
REVISION
SHEET NO. OF



LEGEND

- Al — Alluvium
- Co — Colluvium
- Gn — Gneiss (intecalated with Pegmatite)
- Pg — Pegmatite
- Gn/Pg — Banding of Gneiss and Pegmatite

(for geologic log)

- Geologic Boundary
- Fault
- Structural Trend
- Ground Water Level
- Boundary of Seismic Velocity Layer and Seismic Velocity (km/sec) (0.3~1.2, 2.0~2.2, 4.0~4.2)
- Location of Seismic Prospecting

Drill Hole

DD-2 — Drill Hole No.
L : 30.0 — Length of Hole (m)
EL: 1,145.87 — Elevation of Hole (m)
Inclined: 60 — Inclination of Hole (degree)

DD-2 — Drill Hole No.
L : 30.0 — Length of Hole (m)
EL: 1,145.87 — Elevation of Hole (m)
Inclined: 60 — Inclination of Hole (degree)
Core Loss
Dec. 16, 1999 — Ground Water Level and Date of Measurement

RT: Rock Type(see the Legend above)
RQD: Rock Quality Designation
W: Weathering *1)
H: Hardness *2)
C: Crack Spacing *3)
RC: Rock Class
Lu: Lugeon Value

*1) Weathering

1	Fresh
2	Slightly Weathered
3	Moderately Weathered
4	Highly Weathered
5	Completely Weathered

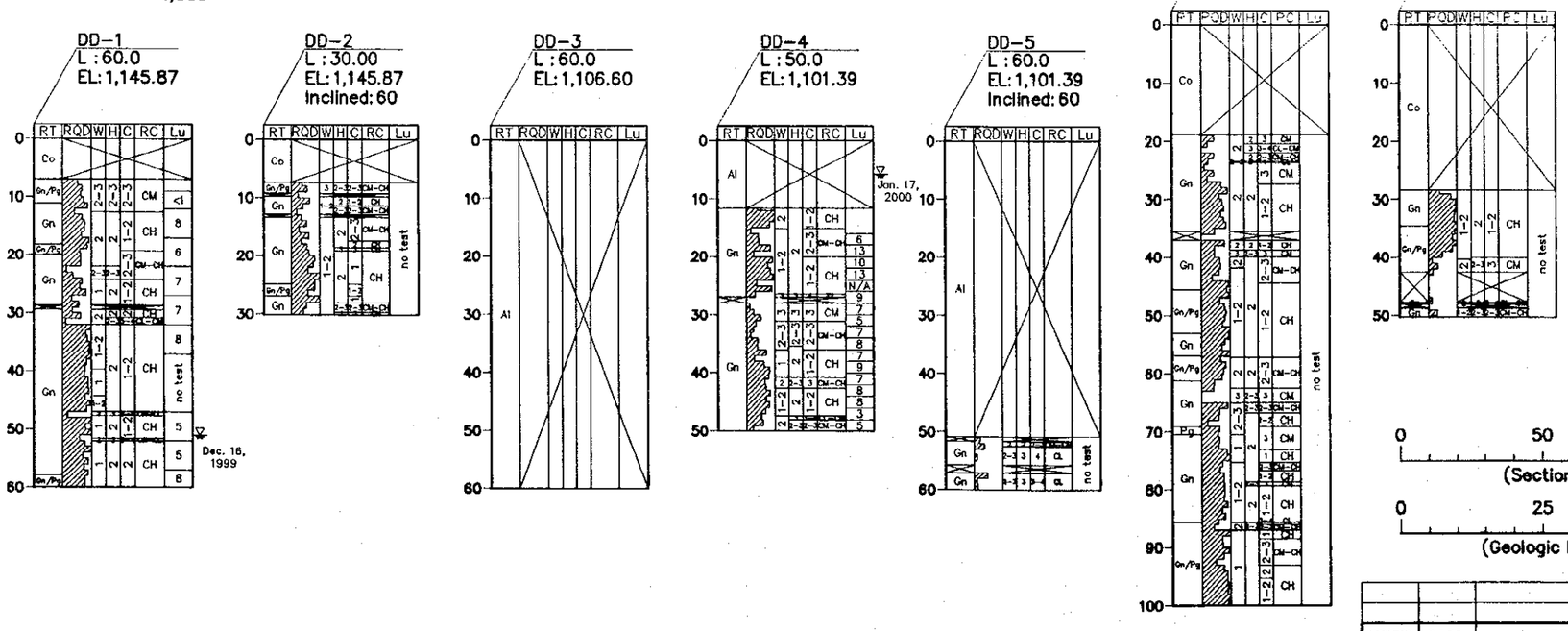
*2) Hardness

1	Very Hard
2	Hard
3	Medium Hard
4	Soft
5	Very Soft

*3) Crack Spacing

1	More than 30cm
2	10~30cm
3	3~10cm
4	1~3cm
5	Less than 1cm

GEOLOGIC LOG



0 50 100 m (Section)

0 25 50 m (Geologic Log)

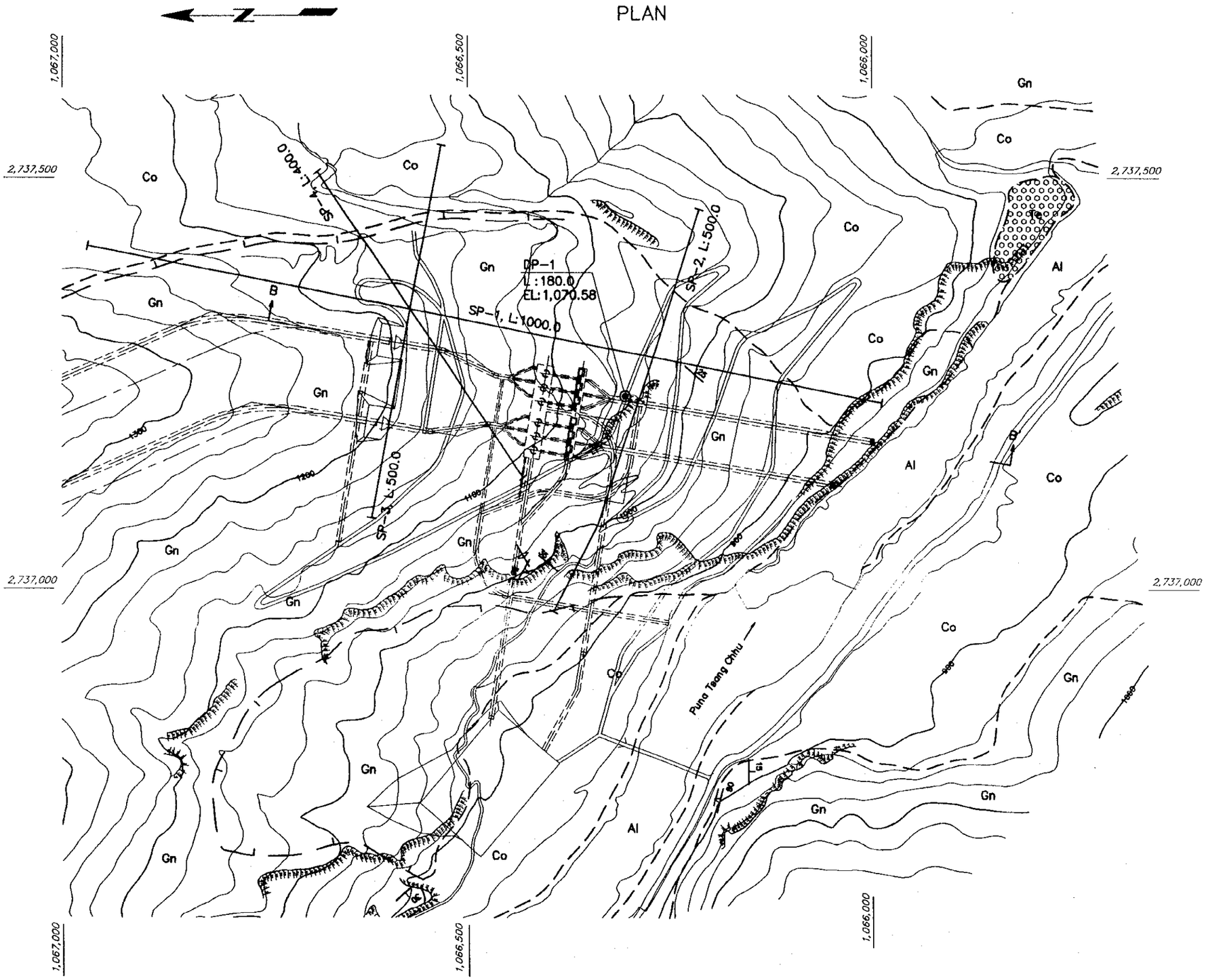
LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			

PUNA TSANG CHHU HYDROPOWER PROJECT

GEOLOGY
DAM
SECTION

Fig.7.5

SHEET NO. OF



LEGEND

- Al — Alluvium
- Co — Colluvium
- Te — Terrace Deposit
- Gn — Gneiss
- Geologic Boundary
- Landslide Scarp
- Attitude of Bedding Plane
- Attitude of Joint
- Attitude of Fault and Width of Sheared Zone

Drill Hole

DP-1 — Drill Hole No.
L:180.0 — Length of Hole (m)
EL:1,070.58 — Elevation of Hole (m)

Seismic Prospecting Line

SP-1, L:1000.0 — Name and Length (m)

B B' — Location of Section

0 250 m
(Plan)

PUNA TSANG CHHU HYDROPOWER PROJECT

GEOLOGY
POWERHOUSE
PLAN

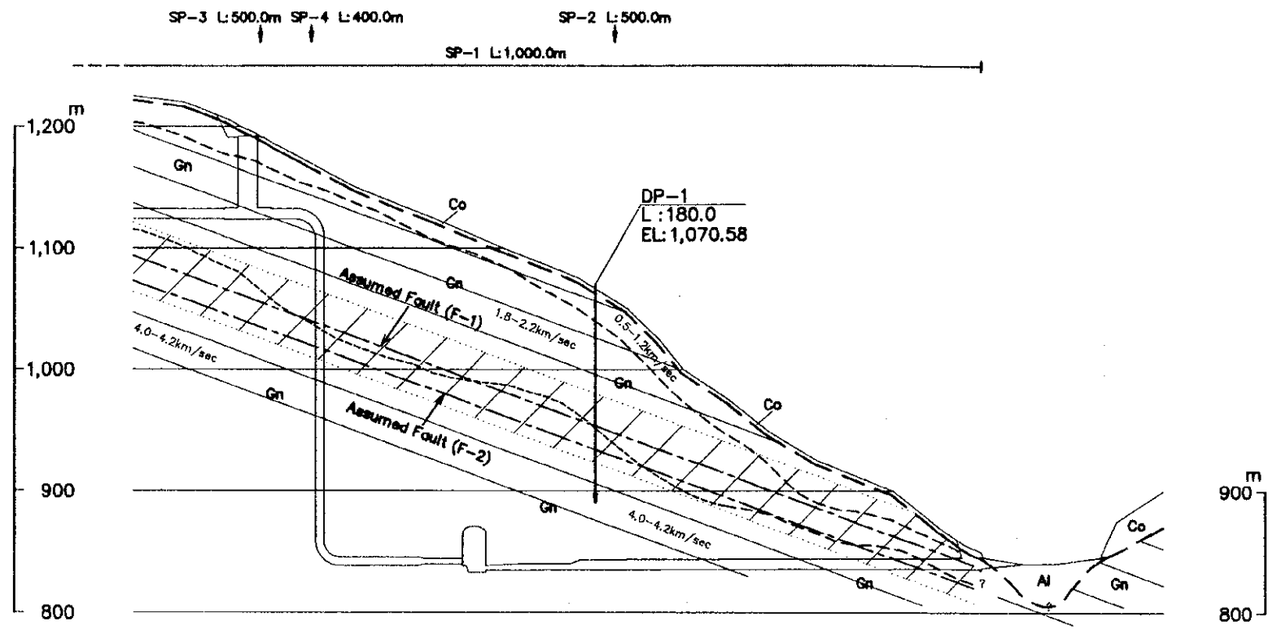
Fig.7.6

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY

REVISION

SHEET NO. OF

PROFILE (B–B')



LEGEND FOR PROFILE

- Al — Alluvium
- Co — Colluvium
- Gn — Gneiss (Intecalated with Pegmatite)
- Sheared Zone
- Geologic Boundary
- Fault
- Structural Trend

Drill Hole

DP-1 — Drill Hole No.
L : 180.0 — Length of Hole (m)
EL: 1,070.58 — Elevation of Hole (m)

Seismic Prospecting

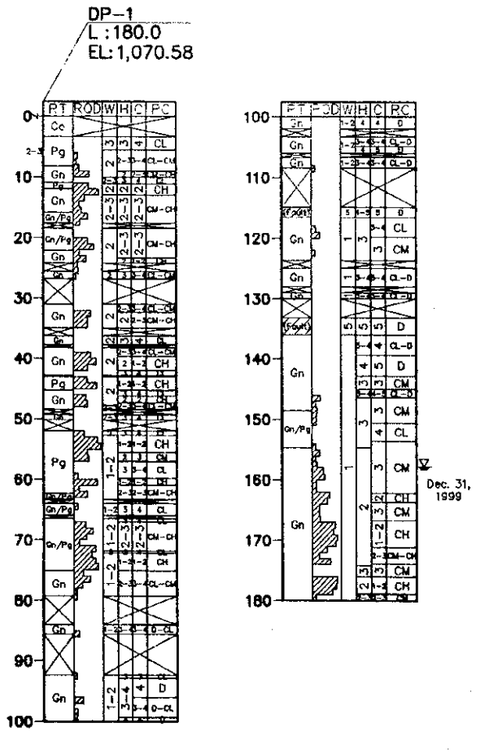
SP-3 L:500.0m — Location of Seismic Prospecting and Line No.

3.5-1.2 / 2.0-2.2 / 4.0-4.2 — Boundary of Seismic Velocity Layer and Seismic Velocity (km/sec)

0 — 250 m (Profile)

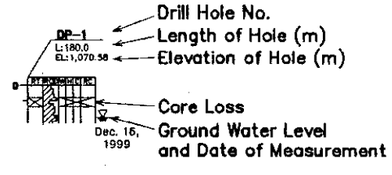
0 — 50 m (Geologic Log)

GEOLOGIC LOG



LEGEND FOR GEOLOGIC LOG

- Co — Colluvium
- Gn — Gneiss
- Pg — Pegmatite
- Gn/Pg — Banding of Gneiss and Pegmatite
- (Fault) — Fault



RT: Rock Type(see the Legend above)
RQD: Rock Quality Designation
W: Weathering *1)
H: Hardness *2)
C: Crack Spacing *3)
RC: Rock Class

*1) Weathering	*2) Hardness	*3) Crack Spacing
1 Fresh	1 Very Hard	1 More than 30cm
2 Slightly Weathered	2 Hard	2 10–30cm
3 Moderately Weathered	3 Medium Hard	3 3–10cm
4 Highly Weathered	4 Soft	4 1–3cm
5 Completely Weathered	5 Very Soft	5 Less than 1cm

LOCATION	DATE	DESCRIPTION	BY
REVISION			

PUNA TSANG CHHU HYDROPOWER PROJECT

GEOLOGY
POWERHOUSE
PROFILE

Fig.7.7

SHEET NO. OF

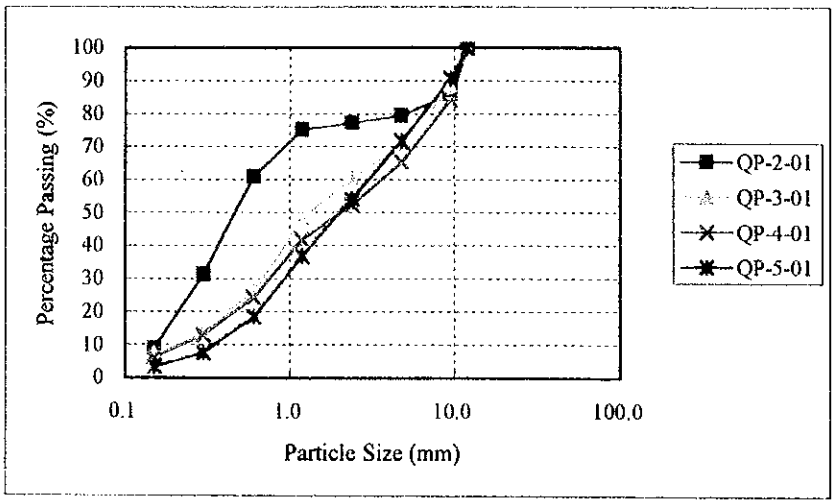


Fig. 7.8 Particle Size Distribution

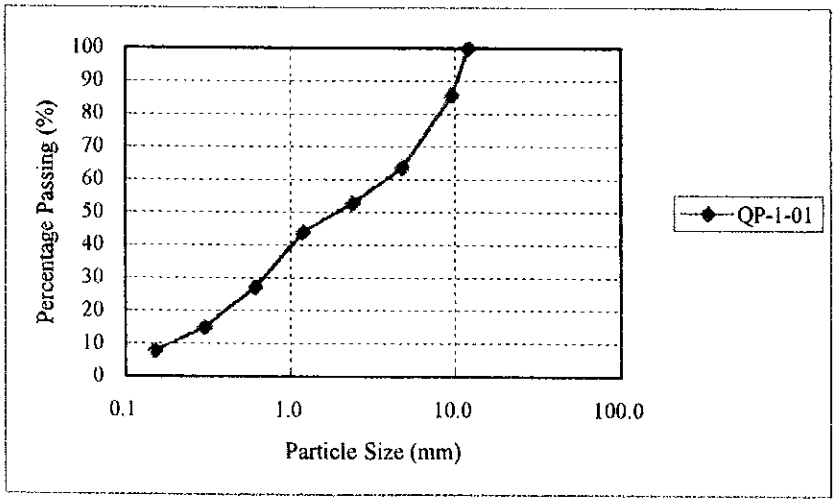


Fig. 7.9 Particle Size Distribution of River Deposits

第8章　地　　震

目　次

頁

第8章　地　　震 8-1

8.1　概　要 8-1

8.2　地震活動度 8-2

8.3　設計地震動 8-3

8.3.1　震度法によるダム耐震設計 8-3

8.3.2　ブータン国周辺地域の地震危険度 8-3

8.3.3　ダム地点の最大加速度の推定 8-3

8.3.4　耐震設計に用いる設計水平震度 8-5

第8章　地　震

8.1　概　要

ブータン国はヒマラヤ造山帯の東部に位置するが、同国の面積（約47,000 km^2）が日本の九州程度しかないため、同国の地震テクトニクスの評価のためには、まずヒマラヤ全域の地震テクトニクスを理解し、その中でブータン国の位置を把握する必要がある。また、ブータン国の地震危険度評価のためには、国内はもとより、周辺地域で生じた大地震の影響についても十分に検討することが肝要である。

プレートテクトニクスに基づけば、ヒマラヤの地体構造は、ユーラシアプレートに対してインドの陸塊が衝突することによって形成された。衝突の始まりは始新世（約４千万年前）であるが、衝突後もインド大陸は約5cm/年の速度で北進が続き、現在も中央～東アジアの造山運動－地震活動の要因となっている。これによって西（パキスタン）や東（ミャンマー）に見られる著しい構造の湾曲（対曲, syntaxis）も生じた（Fig. 8.1）。

衝突後は、両大陸間が短縮するだけでなく、インドプレート（リソスフェア）が極めて低角でチベットの地殻の下に潜り込むアンダースラスト運動が主要であるとの説もある。この作用はContinental subductionと呼ばれている。この低角のデタッチメント面の破断によりヒマラヤ前縁部にM8クラスの巨大地震（低角スラスト型）が発生し、大被害も生じている（Fig. 8.2）。

ヒマラヤ山地の現在のサイスミステイ（Fig. 8.3）は、低ヒマラヤ帯の幅50 kmのゾーンで最も活発であり、なかでもMain Central Thrust（MCT）の南に隣接して集中的に起こっている傾向がある。これらの地震の発震機構は、一般に低角スラスト型で、まれに横ずれ断層型である。これらは後述する活断層の運動と調和的である。なお、Fig. 8.3で地震がMCTの南側に多いことは、MCTの直接の活動を表わすわけでなく、Main Boundary Fault（MBF）やHimalayan Frontal Fault（HFF）に連なる低角のアンダースラスト（detachment）面の活動を意味するものである。発震機構から推定される断層の傾斜は、ヒマラヤの南部（低ヒマラヤ側）の地震では北方へ約5°ときわめて低く、北部（高ヒマラヤ側）では30°とやや高角になっている。これらの地震活動からSeeber & Armbruster（1981）はFig. 8.4に示すような地震テクトニクスのモデルを提案している。Molner（1990）によれば、このアンダースラスト運動の速度は1.8 cm/年に達するという。

これらのほかに、インド平原とチベット高原では正断層型の地震も発生している。このうちインド平原下深さ約20 kmの地震の張力の方向はヒマラヤの方向と直交し、インドプレートがヒマラヤの付加帯の荷重で下方にたわむ効果によるとされている。一方、チベット高原下の正断層地震の張力方向は東西方向であり（Fig. 8.5）、チベットブロックが東方に押し出される効果によると考えられている。

ブータン国の現在の地震活動は、他地域に比べてそれほど活動的ではないが、周辺（東部のインド国境付近、西部のシッキム、ネパール東端部）では相当活発であり、やはりMCTの南側に集中しておこる傾向が見られる。

ヒマラヤ地方はFig. 8.3でみたように現在も地震活動が盛んである。ただし、ここ数10年の記録によれば、M7クラスの地震はヒマラヤ東端部のミャンマー・インド・中国の国境部（ブータンの東方300～500 km）でより盛んである（Fig. 8.6）。

Fig. 8.2には、ヒマラヤの山麓丘陵（foot hills）に大きな影響を与えた大地震の位置と発生年が示されている。このうち1897, 1905, 1934および1950年の地震はM8クラスの巨大地震であって、いずれもインドプレートとヒマラヤの境界の低角デタッチメント断層が広範に破断したものである。Fig. 8.2には推定される断層の横幅（走向方向の長さ）が示されている。Fig. 8.5には、これら巨大地震によって生じた震度Ⅷ（修正メルカリ震度階、気象庁の震度Ⅴにほぼ相当）以上の範囲が示されている。Seeber & Armbruster （1981）によれば、地震により破断した範囲はいずれも高ヒマラヤと低ヒマラヤの境界付近の直下から、ヒマラヤ前縁帯付近（1905年地震）あるいはガンジス川前凹地の下（1934年地震）にまで達したと考えられる（Fig. 8.5下の断面図参照）。

8.2 地震活動度

ブータン国およびその周辺地域で生起した地震記録に基づき、計画地域を中心とする地震活動度について調査を行った。地震データはNOAA（National Oceanic and Atmospheric Environmental Data Service, USA）によって編纂されている“The Earthquake Data File”に基づいて行った。

データ総数は、Punatsangchhu水力発電計画地点を中心にして半径1,000 kmの地域内で1897年から1987年間に発生した1,476個である。このデータのマグニチュードによる規模と震央距離毎の分布をTable. 8.1およびFig. 8.7に示す。

ブータン国およびその周辺で発生する地震の評価のためには、歴史地震に関するカタログを整備し、また中～大規模な浅発地震の評価に関しては活断層の調査が必要である。現状では両者ともきわめて不十分なので、あるサイトに期待される最大震度やその再来期間などの評価は不可能である。

ただし、ブータン国の全土に、最大の影響を与えたと思われる巨大地震、具体的には1897年Western Assam地震（M8.7）および1934年Bihar-Nepal地震（M8.3～8.4）については、以下のようにしてその再来をある程度予測できる。

現在、インドプレートのヒマラヤの下へのサブダクションの速度は1.8 cm/年程度とされている。その約2/3（1.2 cm/年程度）が巨大地震によりまかなわれると仮定する。一方、サブダクション型巨大地震における１回のすべり量は4～8 m程度であるから、これと同様の変位を上記の地震にも期待できるとすれば、再来期間は330～670年と算出される。したがって、前回の地震からの経過時間（約100年）を考慮しても、ブータン国直下で当面（今後100年程度の間に）、巨大地震が発生する確率は低いと思われる。

8.3 設計地震動

8.3.1 震度法によるダム耐震設計

日本におけるダム設計基準では、耐震設計法として震度法を採用している。震度法とは、ダムに対する地震の影響を堤体に働く水平荷重として評価するもので、水平荷重は堤体重量に堤体震度を乗じて求められる。日本では過去数十年多くの構造物の耐震設計がこの方法で行われている。

ただし、局地的に特に大きな地震動を考えることが必要と考えられるダムサイトの場合には、その入力動の波動の特性、堤体の固有振動周期の特性などを考慮に入れ、動的解析によって地震時の安定を検討することが好ましいとされている。

Punatsangchhu水力発電計画の場合は、ブータン国周辺地域が強震帯に属するが、計画地点周辺で特に大きな地震動が過去に観測されていないことから、フィジビリテイ設計段階のダム設計においては、震度法を適用することとする。

8.3.2 ブータン国周辺地域の地震危険度

計画地点の設計震度を設定する際の参考とするために、ブータン国周辺地域であるインド国における地震危険度について調査検討を実施した。

インド国地震危険度マップとしては、1986年に作成された危険度マップが公表されている。（Bureau of Indian Standards : IS 1893 – 1984 ）

地震危険度マップは、Fig. 8.8に示すとおりであり、ブータン国周辺地域は危険度ランクⅠ～Ⅴのうち、Ⅳ～Ⅴの強震帯に属している。同地域の想定される震度は修正メルカリ震度階によれば、Ⅷ～Ⅸ（気象庁の震度Ⅴ弱～Ⅵ弱に相当）となっている。なお、日本における強震帯と区分される地域のダム設計震度は、重力式コンクリートダムの場合、0.12~0.15となっている。

8.3.3 ダム地点の最大加速度の推定

(1) 解析手法

設計震度を決定するために、統計確率解析により、Punatsangchhuダム地点の地表面の最大加速度の予測評価を実施した。この予測評価に使用した地震データは、「8.2 地震活動度」で述べた米国のNOAAによって収集されたものであり、ダム地点から半径1,000 km以内で発生した地震データ（1,476データ：1897年～1987年）である。

最大加速度の予測評価に適用した距離減衰式は、すでに提案されている中から、下記の５つの式を用いた。なお、式中の“A”は最大加速度（gal），“M”は地震のマグニチュード、“R”は震源距離（km）、“D”は震央距離（km）を示す。

$$\log A = 3.090 + 0.347M - 2\log(R+25) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots ①$$

proposed by C.Oliveira.[1)]

$$\log A = 2.674 + 0.278M - 1.301\log(R+25) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots ②$$

proposed by R.K.McGuire.[2)]

$$\log A = 2.041 + 0.347M - 1.601\log R \quad \cdots\cdots\cdots\cdots ③$$

proposed by L.Esteva and E.Rosenblueth[3)]

$$\log A = 2.308 + 0.411M - 1.637\log(R+30) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots ④$$

proposed by T.Katayama.[4)]

$$\log(A/640) = (D+40)(-7.6+1.724M-0.1036M^2)/100 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots ⑤$$

proposed by S.Okamoto.

任意の再来周期に対する最大加速度は、極値統計理論に基づき、ガンベル第３漸近分布を適用して算出した。解析時の単位期間（等時間間隔）は１年とした。

(2) ダム地点に関する地震危険度解析結果

ダム地点（東経89° 55´，北緯27° 23´）の地震危険度解析に使用した地震データのマグニチュードと震央距離の分布状況をTable. 8.1及びFig. 8.7に示す。

1897年から1987年までの各年の地震発生数をTable. 8.2に、また、各年の地震の中で、ダム地点に最も大きな影響を与えた地震の際の最大加速度の推定値をTable. 8.3に示す。

ダム地点に関する統計確率論的手法に基づく地震危険度解析結果をFig. 8.9～Fig. 8.13に示す。

(3) ダム地点において想定される最大加速度

ダム地点において想定される地盤の最大加速度は、前述の地震危険度解析から下表のように集約される。

表より理解できるように最大加速度の推定結果は、適用する距離減衰式によって大きく変動する。特にS.Okamoto式による推定値は他の式による推定値よりも際だって大きいが、５つの式による単純平均は、100年確率が70 gal、1,000年確率が158 galを示している。

地震危険度解析には、このような不確実性があることから、ここでは安全サイドの評価としてS.Okamoto式を含めた平均値をダム地点での想定最大加速度として考えることとする。すなわち、ダム地点については158 galを、地震時に想定される地盤震動の最大加速度とする。なお、同加速度は概ね1,000年の再来周期に対応する。

Maximum Accelerations expected at the Punatsangchhu Damsite

(Gal)

Attenuation Equation	Return Period (Year)				
	50	100	200	500	1,000
Oliveira's Eq.	10	12	13	14	14
McGuire's Eq.	44	47	49	51	52
Esteva & Rosenblueth Eq.	8	9	9	9	9
Katayama's Eq.	23	25	27	28	29
Okamoto's Eq.	166	259	374	548	688
Average	50	70	94	130	158
Probability	0.98	0.99	0.995	0.998	0.999

8.3.4 耐震設計に用いる設計水平震度

(1) 計画地点における地盤の設計水平震度

地震動の水平最大加速度と設計水平震度との関係については、一般に次式が成り立つ。

$$Kh = R \cdot \frac{Amax}{980} \quad \cdots\cdots ⑥$$

ここに　Kh：　設計水平震度

R：　変換係数

Amax：　地震動の水平最大加速度　(gal)

上式の設計水平震度は、実効震度あるいは等価震度と呼ばれるもので、日本における研究では、つぎのような提案がなされている。

1　Kh＝(0.35～0.42) Amax / 980　(正常正弦波の実効値) ……⑦

2　Kh＝ 0.33 (Amax / 980) $^{1/3}$　(野田[5] 1975) ……⑧

3　Kh＝ 0.072＋0.332 (Amax / 980)　(松尾[6] 1984) ……⑨

4　Kh＝(0.13～0.34) Amax / 980　(伯野[7] 1984) ……⑩

5　Kh＝(0.50～0.60) Amax/ 980　(渡辺[8] 1984) ……⑪

1987年に公表された原子力発電所耐震設計技術指針[9]では、これらの研究事例を踏まえた上で、総括的な評価考察を加えた結果として、次式が提案されている。

$$Kh = (0.40 \sim 0.60) \quad Amax/980 \quad \cdots\cdots ⑫$$

実効震度（等価震度）という概念は、地震動によって励起される地盤・構造物内の応力の大きさが、動的な取扱い（地震動入力による動的解析）をした場合と静的な取扱い（設

計震度を用いた静的解析）をした場合で等価になるようにするために考案されたものである。実効震度（等価震度）を算出するために必要となる変換係数は、入力地震動の周波数特性に大きく依存するものである。すなわち、長周期成分が卓越する地震動に対しては、変換係数の値は大きく（例えば0.6）とるべきであり、また、短周期成分が卓越する地震動に対しては変換係数の値は小さく（例えば0.4）することができる。

⑫式をダム地点に適用してみると、計画地点において想定される地盤の最大加速度が158galであることから、地盤の設計水平震度はそれぞれKh＝0.06～0.10 となる。

現時点では、地震時に想定される地震動の周波数特性が必ずしも明確には推定できないことから、安全側の評価として、計画地点における地盤の設計水平震度は0.15とするのが妥当であると判断される。

(2) ダムの設計水平震度

ダムの設計水平震度については、下表に示したように、フィルダム、重力式ダムに関しては地盤の設計水平震度と同じ値を採用する。アーチダムに対しては地盤の設計水平震度の２倍の値を採用する。

Design Horizontal Seismic Coefficient for Dam

ダム型式	ダムの設計水平震度
フィルダム	0.15
コンクリート重力式ダム	0.15
アーチダム	0.30

(3) あとがき

ダムの最適形状・最適断面の決定、および、ダムの地震時安定性に関する基本的評価検討は、通常、震度法により実施される。震度法で用いるべき設計震度は、前述のように、計画地点で想定される地震動の最大加速度に変換係数を考慮して評価する。しかし、変換係数の大きさは、想定される地震動の周波数特性、耐震設計の対象となる地盤およびダムの動的特性に依存するため、詳細設計のステップで、動的解析によるダムの耐震安定性の確認を実施することが望まれる。すなわち動的解析と静的解析の比較により、設計震度の妥当性について検証することが望まれる。

参考文献

1) Oliveira, C. ; Seismic Risk Analysis, EERC 74-1, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (1974). 1-102.

2) McGuire, R.K. ; Seismic Structural Response Risk Analysis incorporating Peak Response Regressions on Earthquake Magnitude and Distance, Mass. Inst. Tech. Dep. Civ. Eng., R74-51 (1974)

3) Esteva, L. and Rosenblueth, E. ; Espectos de Temblores a Distancias Moderadas y Grandes, Proc. Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering, vol. 1, University of Chile (1963).

4) Katayama, T. ; Fundamentals of Probabilistic Evaluation of Seismic Activity and Seismic Risk (in Japanese), SEISAN-KENKYU (Monthly Journal of Institute of Industrial Science, University of Tokyo), 27-5 (1975). 1-11.

5) 野田節雄、上部達生、千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度、港湾技術研究所報告 VOL.14, №4 pp.67～111. 1975

6) 松尾稔、板橋一雄：斜面および土構造物の耐震性評価に関する研究、土木学会論文報告集、第352 号, III-2, 1984.12

7) 伯野元彦、森川修：地震加速度と構造物破壊の関係についての一つのシミュレーション、土木学会論文報告集、№344, I-1, pp.299～302, 1984.4

8) Watanabe H., Sato S. and Murakami S : Evaluation of Earthquake-Induced Sliding in Rockfill Dams, Soil and Foundation. VOL. 24, №. 3 pp. 1～14 Sept. 1984

9) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針：1987

Table 8.1 Distribution of Magnitude and Epicentral Distance of Seismicity Data

	0<=D<50	<100	<200	<300	<400	<500	<600	<700	<800	<1000	1000<=	Total
0<M<3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<3.5	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	2
<4.0	0	0	0	0	1	2	5	5	0	6	0	19
<4.5	1	0	3	13	9	13	30	37	29	54	0	189
<5.0	0	1	13	40	35	32	176	124	87	123	0	631
<5.5	3	1	8	25	13	13	47	67	33	85	0	295
<6.0	0	1	4	8	7	7	16	20	8	15	0	86
<6.5	1	1	7	8	10	14	14	34	12	46	0	147
<7.0	0	0	1	10	3	6	7	14	9	24	0	74
<7.5	0	0	0	0	9	3	0	4	7	4	0	27
<8.0	0	0	0	0	2	1	0	1	0	0	0	4
8.0<=	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	2
Unknown	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total	5	4	37	104	89	91	295	308	185	358	0	1476

D: Epicentral Distance (km)

M: Magnitude

Table 8.2 Number of Earthquakes for the Punatsangchhu Damsite in a Year during the period from 1897 to 1987

Year	N	Sum of N	Year	N	Sum of N
1897	1	1	1943	2	111
1898	0	1	1944	5	116
1899	0	1	1945	0	116
1900	0	1	1946	5	121
1901	0	1	1947	4	125
1902	0	1	1948	1	126
1903	0	1	1949	0	126
1904	0	1	1950	28	154
1905	0	1	1951	13	167
1906	2	3	1952	4	171
1907	0	3	1953	6	177
1908	2	5	1954	5	182
1909	0	5	1955	17	199
1910	0	5	1956	11	210
1911	0	5	1957	4	214
1912	0	5	1958	4	218
1913	5	10	1959	8	226
1914	2	12	1960	5	231
1915	4	16	1961	11	242
1916	1	17	1962	1	243
1917	0	17	1963	20	263
1918	3	20	1964	34	297
1919	0	20	1965	40	337
1920	2	22	1966	42	379
1921	1	23	1967	33	412
1922	0	23	1968	34	446
1923	3	26	1969	22	468
1924	3	29	1970	23	491
1925	0	29	1971	35	526
1926	3	32	1972	27	553
1927	2	34	1973	37	590
1928	0	34	1974	34	624
1929	2	36	1975	49	673
1930	8	44	1976	69	742
1931	7	51	1977	54	796
1932	7	58	1978	59	855
1933	5	63	1979	58	913
1934	10	73	1980	83	996
1935	7	80	1981	57	1053
1936	5	85	1982	72	1125
1937	0	85	1983	48	1173
1938	9	94	1984	70	1243
1939	2	96	1985	79	1322
1940	5	101	1986	82	1404
1941	8	109	1987	72	1476
1942	0	109			

Table 8.3 Maximum Accelerations of the Year at the Punatsangchhu Damsite during the period from 1897 to 1987 (1/2)

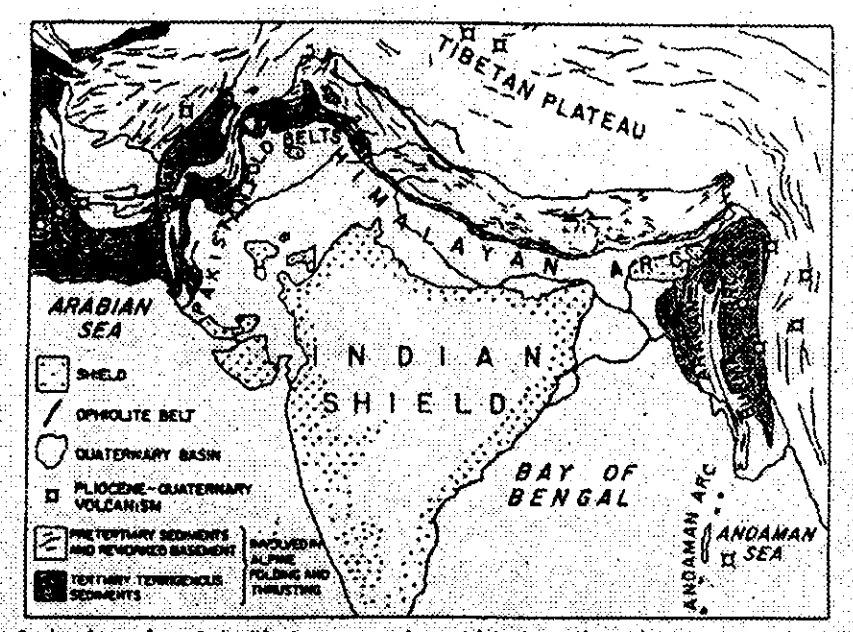
(gal)

Year	Attenuation Equation				
	Oliveira's Eq. ACC.	McGuire's Eq. ACC.	Esteva & Rosenblueth's Eq. ACC.	Katayama's Eq. ACC.	Okamoto's Eq. ACC.
1897	15.56	71.87	14.52	56.43	63.50
1898	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1899	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1900	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1901	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1902	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1903	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1904	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1905	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1906	0.57	7.32	0.75	2.81	0.01
1907	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1908	1.04	10.85	1.24	4.60	0.18
1909	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1910	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1911	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1912	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1913	0.62	7.94	0.83	3.20	0.02
1914	0.31	4.87	0.45	1.68	0.00
1915	3.30	23.20	3.35	11.93	6.67
1916	0.49	7.05	0.71	2.86	0.01
1917	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1918	3.13	23.32	3.32	12.62	5.92
1919	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1920	0.28	4.36	0.39	1.37	0.00
1921	1.41	12.52	1.52	5.12	0.42
1922	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1923	3.89	25.84	3.87	13.64	9.58
1924	2.40	18.06	2.45	8.27	2.43
1925	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1926	0.38	5.30	0.50	1.75	0.00
1927	0.58	7.20	0.74	2.63	0.01
1928	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1929	0.58	6.70	0.68	2.21	0.01
1930	5.76	33.34	5.48	18.68	18.51
1931	0.75	9.23	1.00	3.97	0.05
1932	2.31	16.44	2.24	6.74	1.54
1933	4.11	23.91	3.76	10.69	6.58
1934	4.34	30.60	4.64	19.07	10.30
1935	3.71	23.51	3.54	11.17	16.17
1936	1.50	12.42	1.53	4.76	0.41
1937	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1938	1.46	12.09	1.48	4.56	0.33
1939	0.89	9.66	1.07	3.89	0.10
1940	1.29	11.57	1.38	4.53	0.26
1941	4.02	25.71	3.90	13.10	15.15
1942	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Table 8.3 Maximum Accelerations of the Year at the Punatsangchhu Damsite during the period from 1897 to 1987 (2/2)

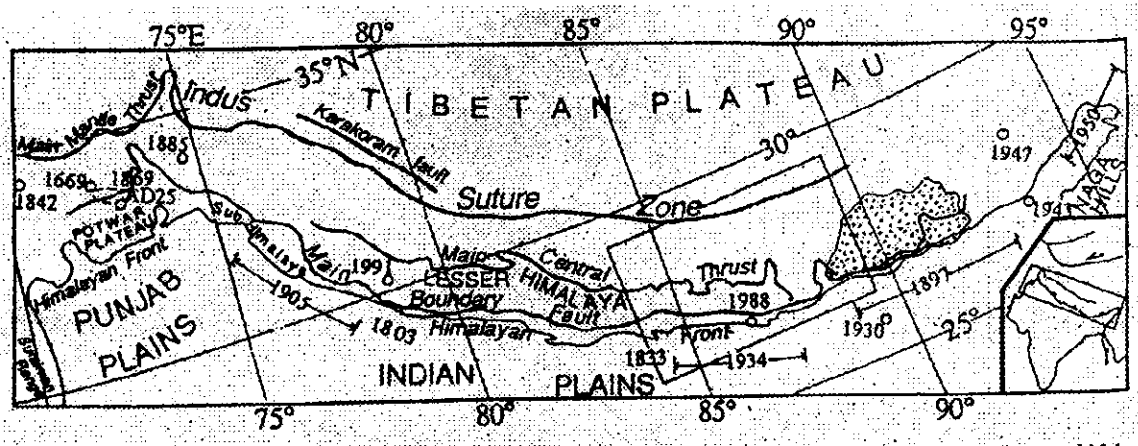
(gal)

Year	Attenuation Equation				
	Oliveira's Eq. ACC.	McGuire's Eq. ACC.	Esteva & Rosenblueth's Eq. ACC.	Katayama's Eq. ACC.	Okamoto's Eq. ACC.
1943	2.50	19.53	2.66	9.74	3.28
1944	0.43	6.00	0.58	2.14	0.00
1945	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1946	0.74	9.24	1.00	4.03	0.05
1947	2.56	20.59	2.81	10.91	3.66
1948	0.21	3.68	0.32	1.11	0.00
1949	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1950	1.54	15.96	1.99	8.72	0.54
1951	3.24	24.40	3.49	13.73	6.29
1952	2.43	19.62	2.65	10.09	3.19
1953	0.53	6.63	0.67	2.32	0.00
1954	8.00	36.85	7.06	18.12	22.90
1955	46.08	115.86	51.05	71.50	191.86
1956	1.17	10.30	1.21	3.65	0.12
1957	0.56	6.73	0.68	2.40	0.01
1958	2.63	17.74	2.50	7.33	2.13
1959	2.08	15.47	2.05	6.31	1.17
1960	7.05	33.70	6.23	16.09	18.18
1961	0.42	5.42	0.52	1.71	0.00
1962	0.34	4.89	0.45	1.55	0.00
1963	0.99	9.31	1.05	3.27	0.07
1964	20.24	69.66	18.17	40.93	83.38
1965	3.41	21.34	3.19	9.40	4.35
1966	1.48	10.49	1.35	3.33	0.17
1967	2.59	17.22	2.43	6.88	2.16
1968	3.37	19.01	3.00	7.05	2.85
1969	12.68	43.94	12.35	18.59	28.78
1970	1.16	9.80	1.13	3.72	0.09
1971	1.42	10.07	1.29	2.94	0.14
1972	2.32	14.23	2.07	4.63	0.87
1973	0.98	8.54	0.97	2.64	0.04
1974	0.91	7.63	0.87	2.40	0.02
1975	1.55	10.94	1.42	3.36	0.21
1976	1.06	9.29	1.07	3.07	0.09
1977	1.08	8.63	1.02	2.51	0.05
1978	0.67	6.39	0.67	1.76	0.00
1979	1.21	9.32	1.13	2.76	0.08
1980	7.61	35.56	6.72	17.26	19.66
1981	12.21	43.41	11.62	18.68	39.97
1982	4.53	21.44	4.03	7.89	11.91
1983	0.90	7.75	0.87	2.23	0.02
1984	1.05	8.89	1.03	2.77	0.05
1985	5.82	24.64	5.38	8.37	17.47
1986	1.61	11.48	1.49	3.68	0.40
1987	1.05	8.26	0.98	2.31	0.05



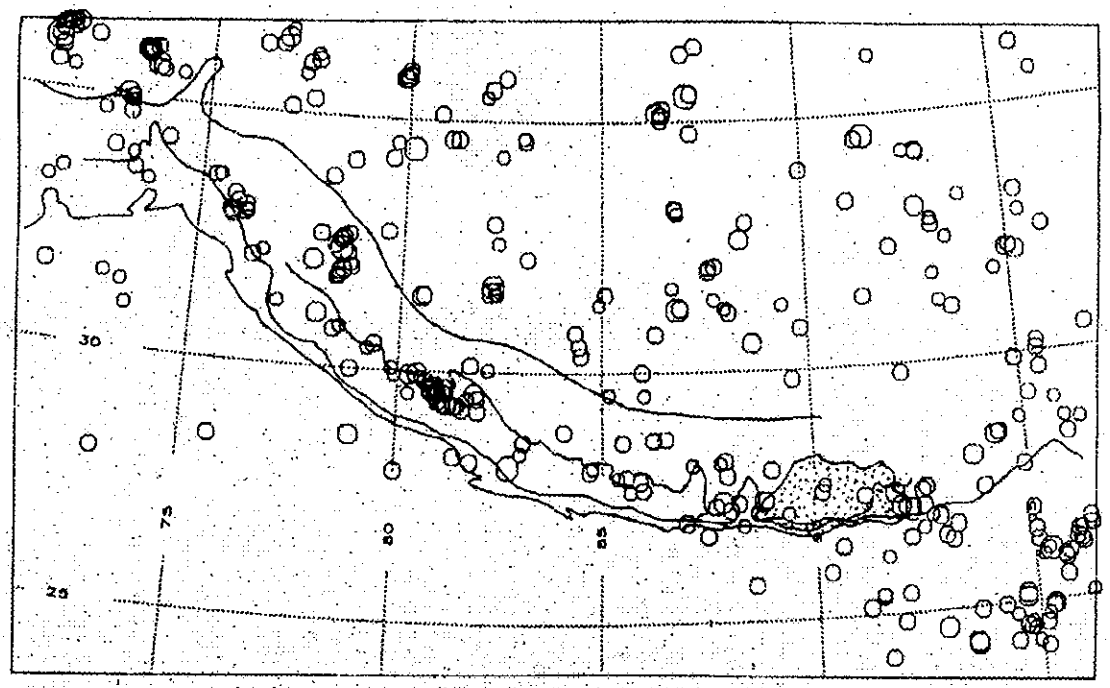
Regional setting of the Himalayan arc, along which the Indian shield is subducting northward. Tectonic features based on Gansser (1964, plate I); recent volcanic centers according to Katsui (1971).

Fig. 8.1 Regional Setting of the Himalayan Arc



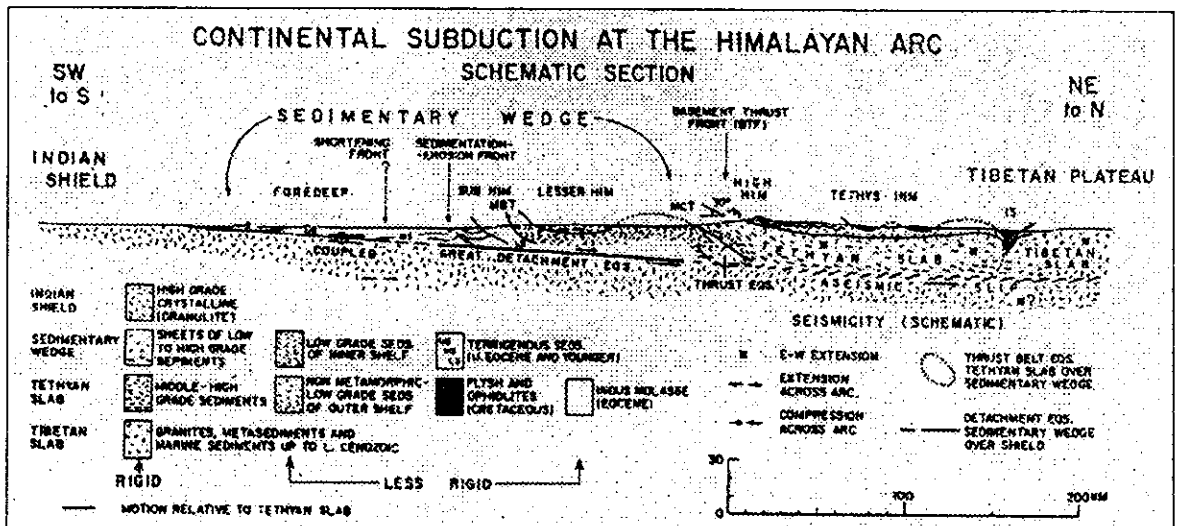
Major subdivisions of the Himalaya. Tethyan Himalaya and High Himalaya lie between Indus Suture Zone and Main Central thrust. Dates identify large earthquakes that have affected the Himalayan foothills. The earthquakes of 1897, 1905, 1934, and 1950 were M>8. Based on earthquakes of the last two centuries, seismic gaps occur between the 1803 and 1833 earthquakes, between the 1869 and 1905 earthquakes, and possibly between the 1934 and 1897 events and between the 1897 and 1950 events.

Fig. 8.2 Major Subdivisions and Earthquakes of the Himalaya



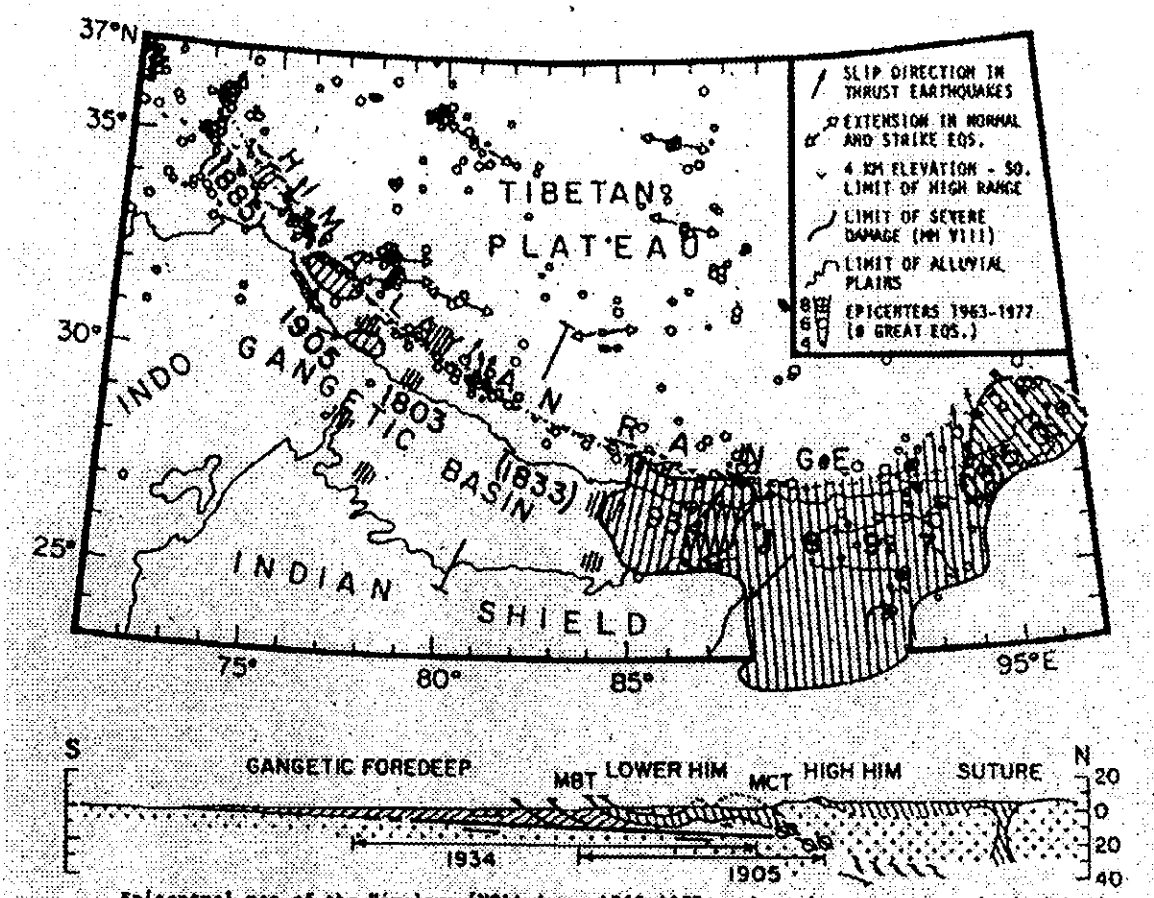
Seismicity (m≥5) of the Himalaya from January, 1964 to September, 1986 from ISC and USGS-PDE catalogues. Smallest octagon m=3; largest octagon m=7. Lines mark major subdivision boundaries. Seismicity map prepared by John Nabelek, Oregon State University.

Fig. 8.3 Seismicity of the Himalaya from 1964 to 1986



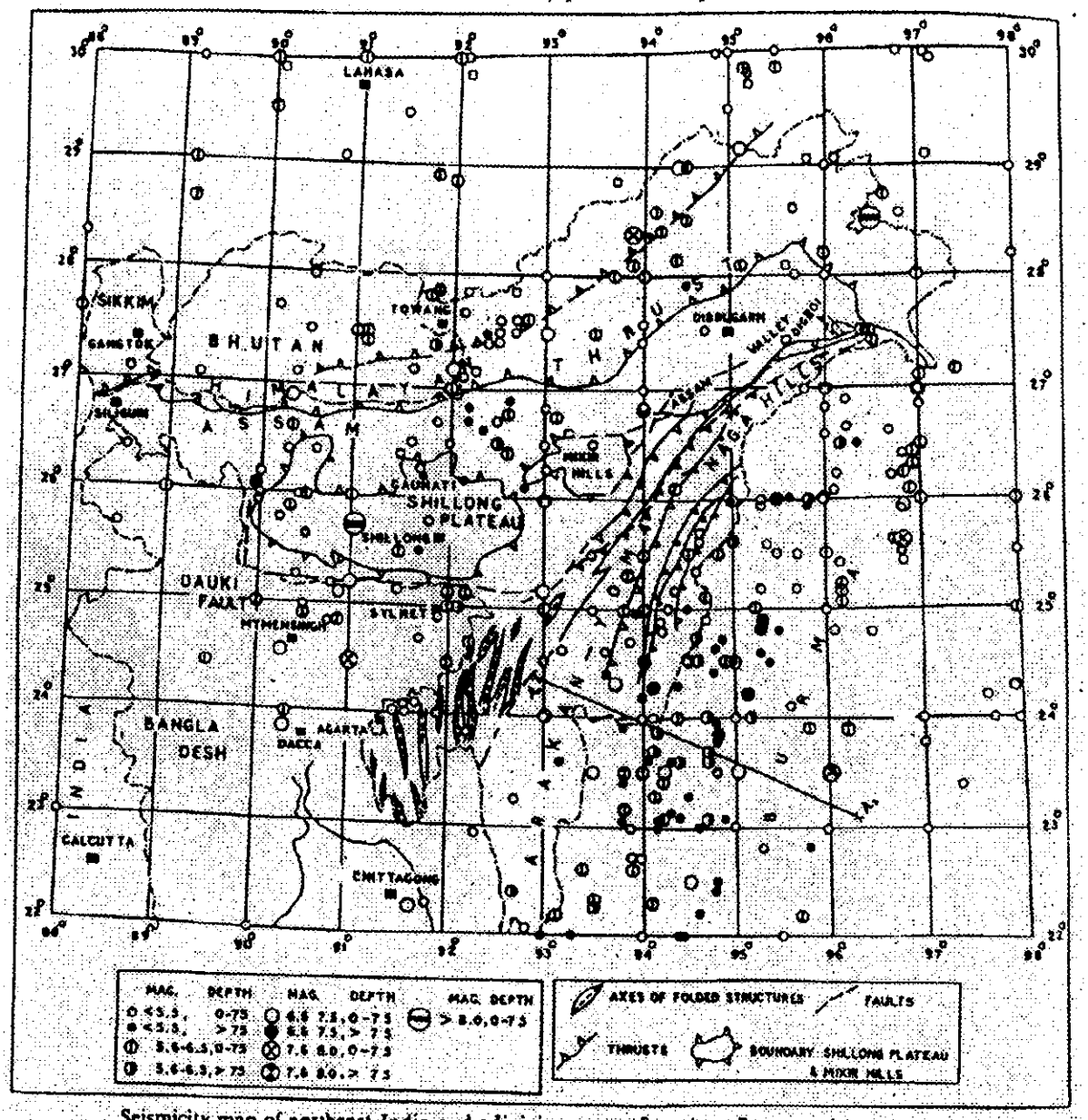
Model (to scale) of continental subduction in the central portion of the Himalayan arc. A subhorizontal shear zone of interplate convergence below the Tibetan Plateau merges updip into a detachment that slips by great earthquakes and a steeper dipping thrust the "MCT" ... which slips by intermediate and smaller magnitude earthquakes. The transition from seismic to aseismic slip occurs at the basement thrust front (BTF) and corresponds with a sharp topographic front along a small circle ... The detachment and the "MCT" bound on either side a sedimentary wedge of terrigenous sediments as well as pre-orogenic metasediments. This wedge is less rigid than the converging slabs and is shortened by pervasive deformation. In an earlier version of this model ... the belt of intermediate magnitude thrust earthquakes is associated with a steeper portion of the basement thrust.

Fig. 8.4 Model of Continental Subduction of the Himalayan Arc



Epicentral map of the Himalaya (NOAA data, 1963-1977; only epicenters determined with 20 or more P arrival-times; size of circle proportional to magnitude) and intensity VIII contours of possible great Himalayan earthquakes (intensity ≥ VIII for each earthquake is shaded with lines perpendicular to the arc, pre 1897 shaded areas may be intensity < VIII). Representative fault plane solutions [Molnar et al., 1977] are indicated by arrows, single arrows = slip direction of thrusting events, pairs of arrows = tension axes of normal faulting events. The sharp topographic front of the High Himalaya (thresholds of 4 km elevation) correlates with the belt of moderate magnitude thrust earthquakes. This morphotectonic feature (BTF , fits precisely a small circle (dotted line) over the central 2/3 of the Himalayan arc. The cross section (below) is for the central portion of the arc (location is indicated on map) and contains the hypocenters (projected along the arc) and fault dip (northward component only) of the three earthquakes near 81°E and the earthquake near 88°E for which depth and fault plane solution are well-constrained by body-wave modelling. Depth and slip direction of well-constrained earthquakes at the eastern and western terminus of the arc fit the same pattern.

Fig. 8.5 Epicentral Map of the Himalaya and Large Earthquake



Seismicity map of northeast India and adjoining areas of northern Burma and Bangla Desh for the period 1890–1970.

Fig. 8.6 Seismicity Map of Northeastern India and adjoining Areas of Burma and Bangla Desh

KINGDOM OF BHUTAN

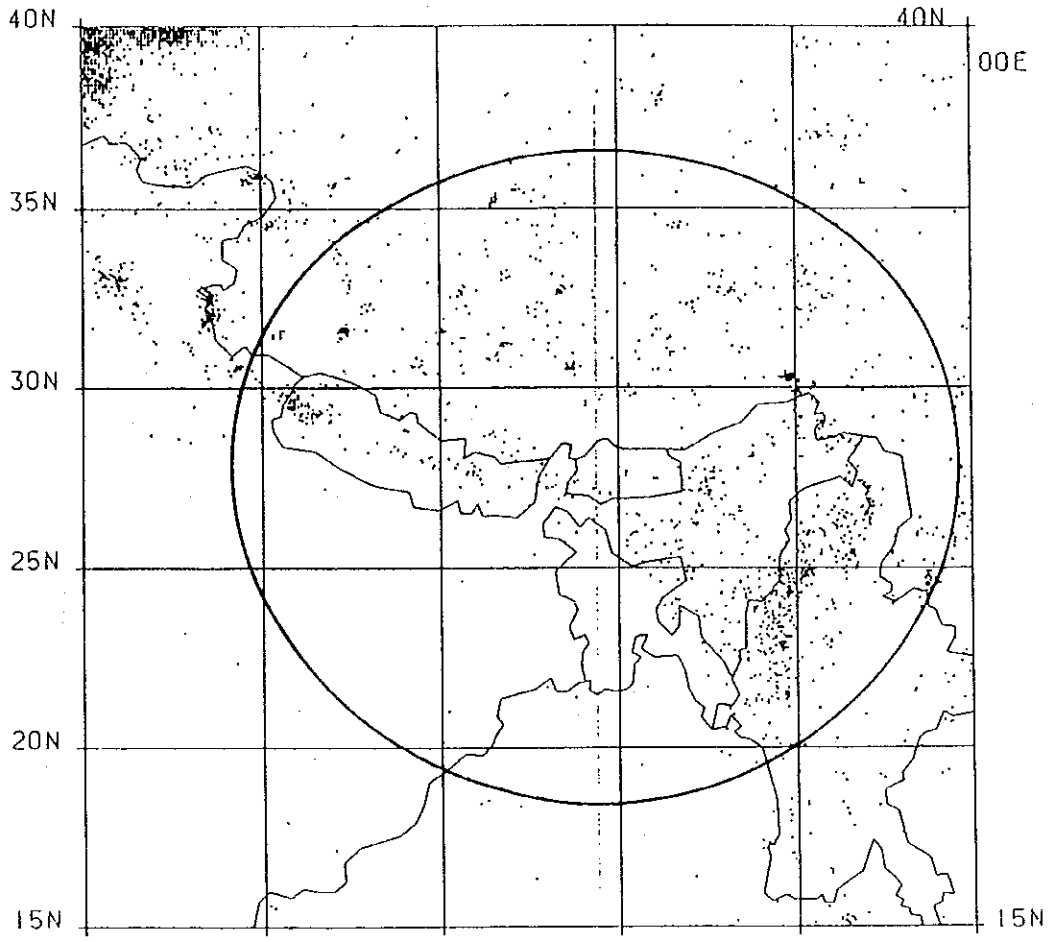


Fig. 8.7 Data for Seismicity Analysis (1897-1987)

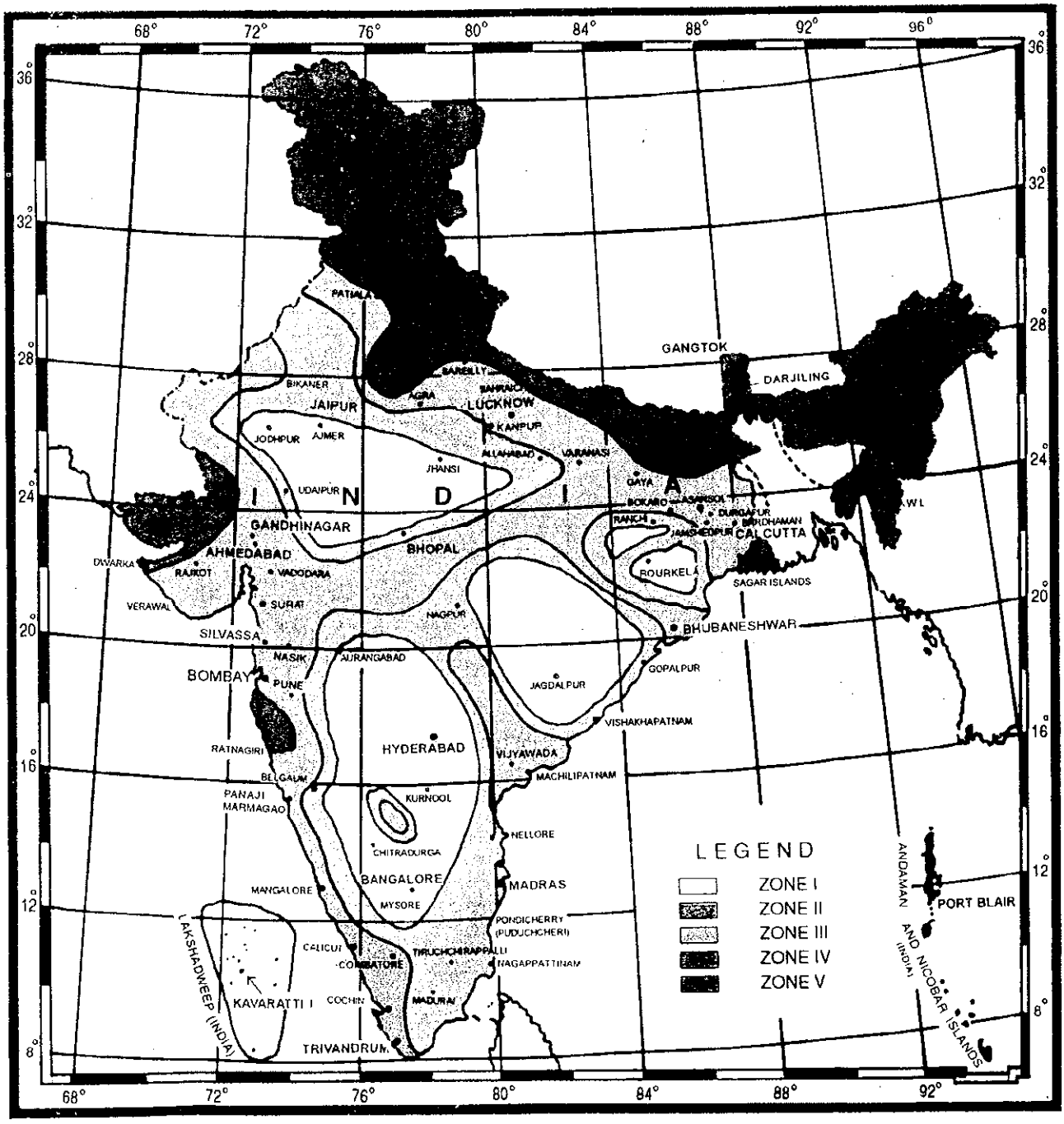
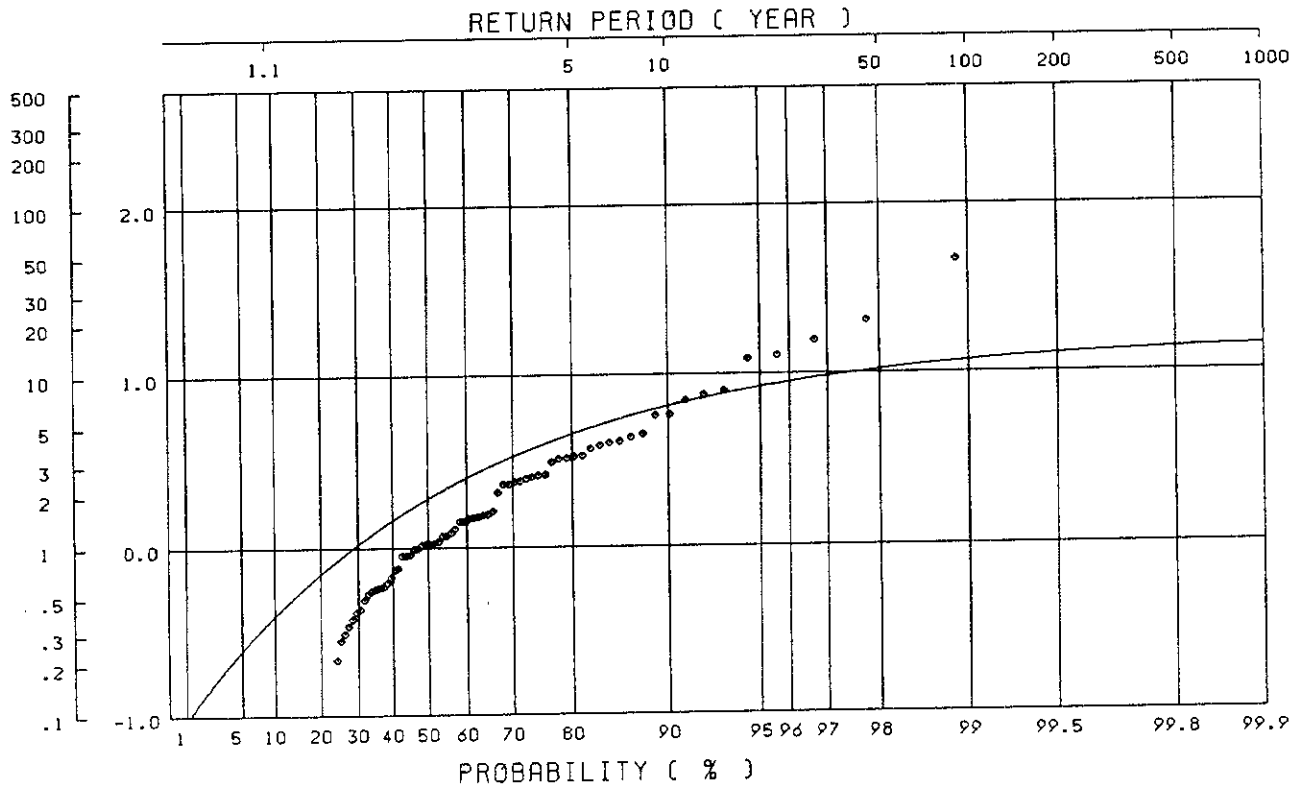


Fig. 8.8 Seismic Risk Map for India (1986)

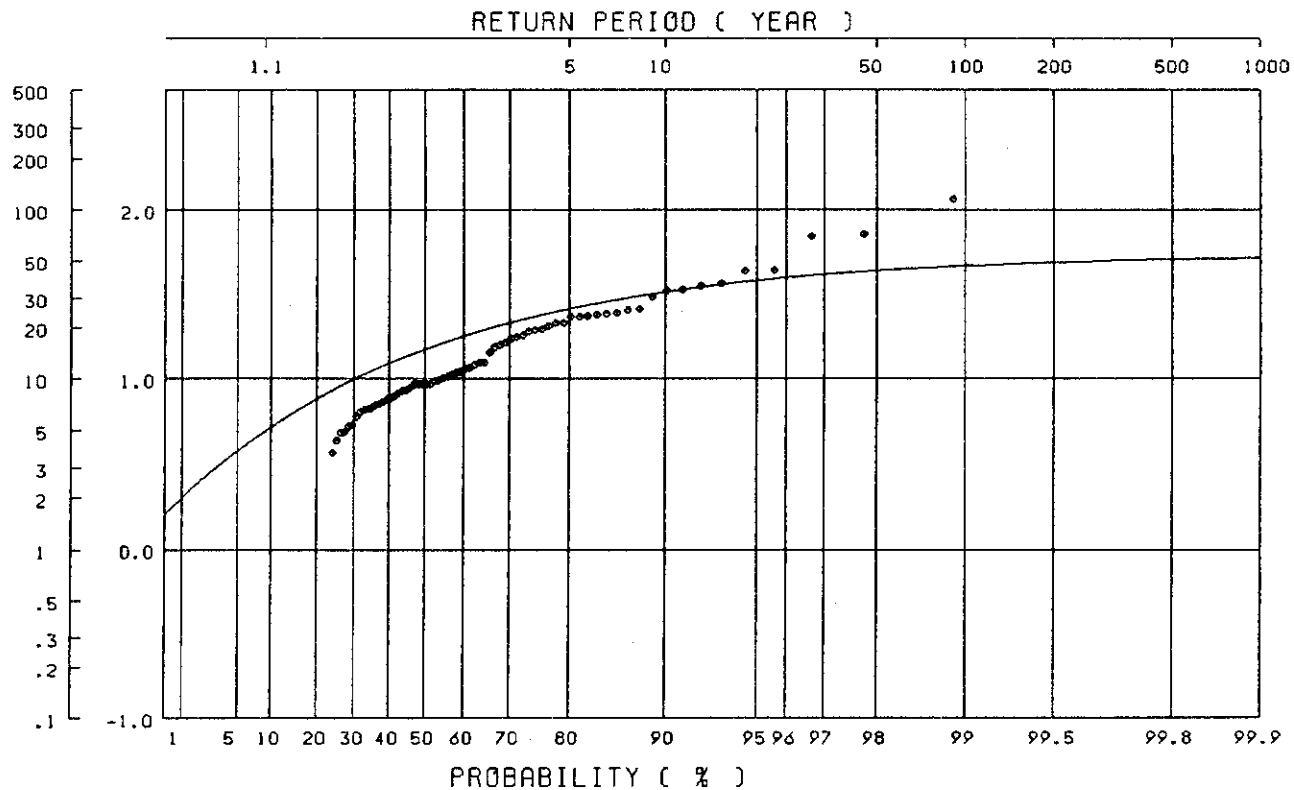
KINGDOM OF BHUTAN



1: LOG A=3.09+0.347M-2LOG(R+25) (C.OLIVEIRA)

Fig. 8.9 Maximum Acceleration for Return Period at the Punatsangchhu Damsite estimated by C.Olivera's Equation

KINGDOM OF BHUTAN

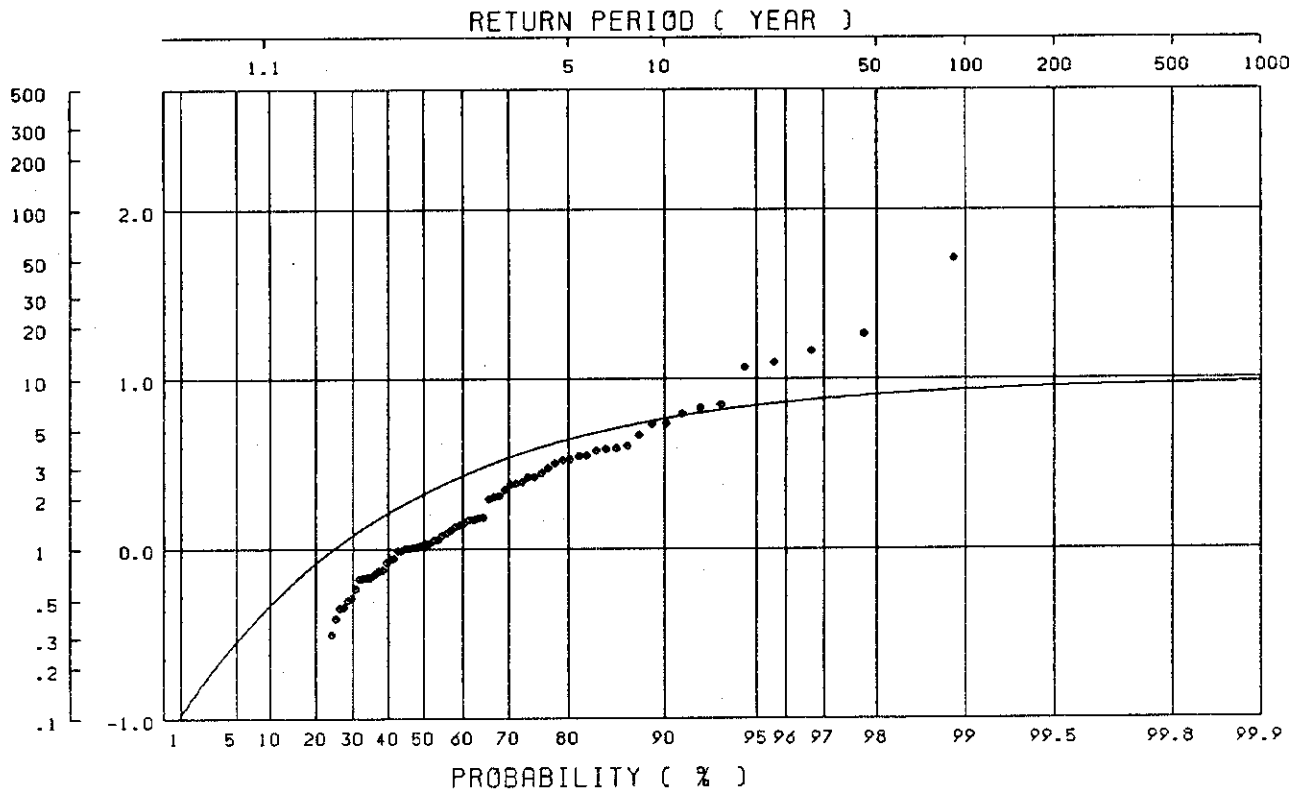


2: LOG A=2.674+0.278M-1.301LOG(R+25)

(R.K.MCGUIRE)

Fig. 8.10 Maximum Acceleration for Return Period at the Punatsangchhu Damsite estimated by R.K.McGuire's Equation

KINGDOM OF BHUTAN

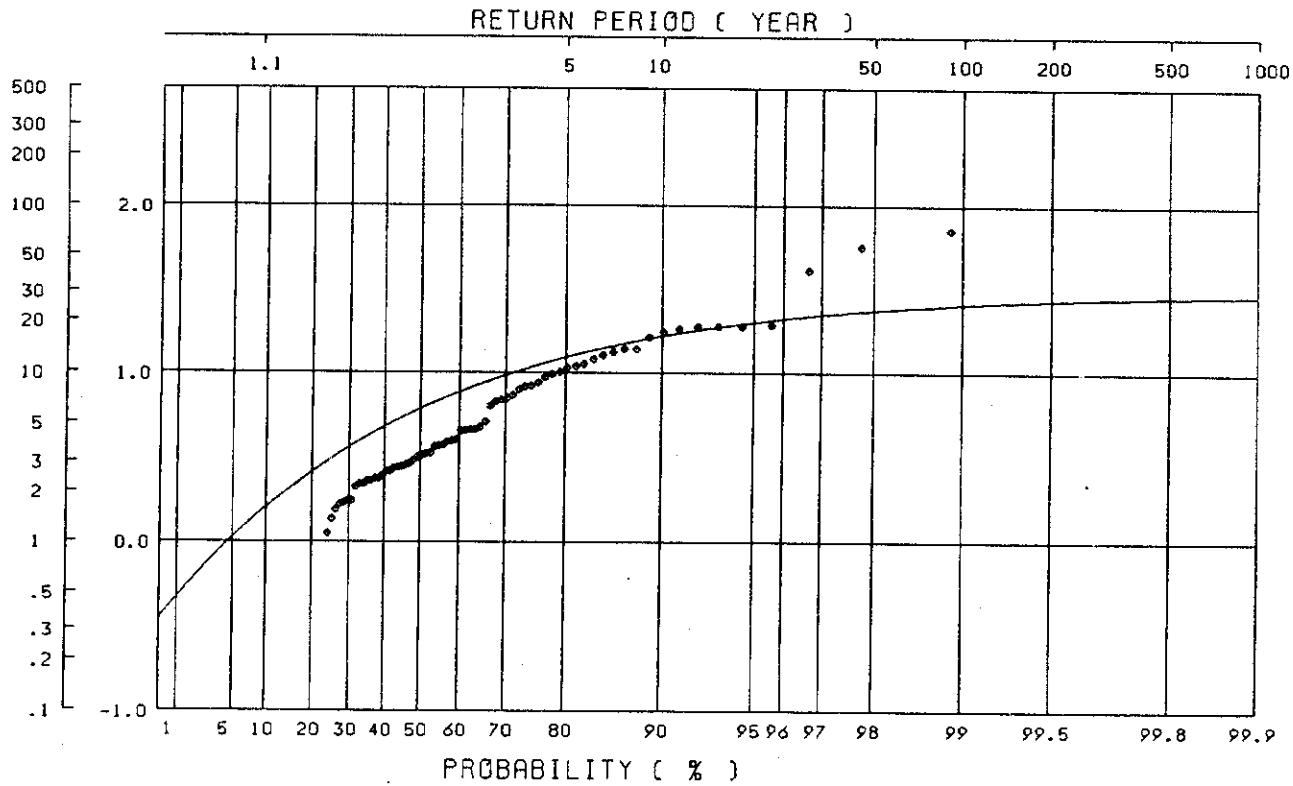


3: LOG A=2.041+0.347M-1.6LOG(R)

(L.ESTEVA & E.ROSENBLUETH)

Fig. 8.11 Maximum Acceleration for Return Period at the Punatsangchhu Damsite estimated by L.Esteva & Rosenblueth's Equation

KINGDOM OF BHUTAN

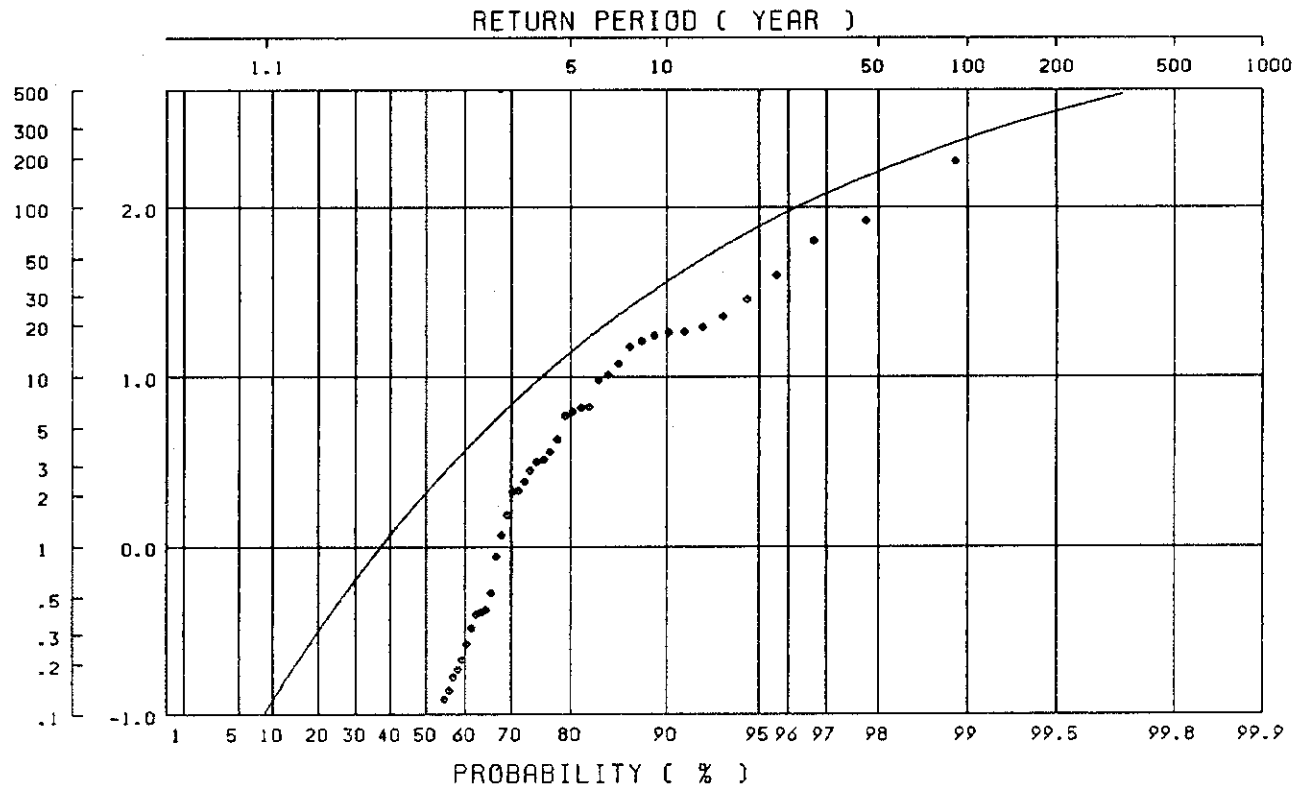


4: LOG A=2.308+0.411M-1.637LOG(R+30)

(T.KATAYAMA)

Fig. 8.12 Maximum Acceleration for Return Period at the Punatsangchhu Damsite estimated by Katayama's Equation

KINGDOM OF BHUTAN



5: LOG(A/640)=(D+40)(-7.6+1.724M-0.1036M**2)/100

(S.OKAMOTO)

Fig. 8.13 Maximum Acceleration for Return Period at the Punatsangchhu Damsite estimated by S.Okamoto's Equation

第9章　開発計画

目　次

頁

第9章　開発計画 9-1

9.1　既存開発計画のレビュー 9-1

9.1.1　電力システムマスタープランおよびPre-F/S 9-1

9.1.2　プナチャンチュ水力発電計画 9-1

9.1.3　既存開発計画のレビュー 9-2

9.2　代替案開発計画の比較検討 9-3

9.2.1　開発計画検討上の基本的考え方 9-3

9.2.2　基本事項 9-4

9.2.3　比較検討方法 9-5

9.2.4　代替案開発計画の比較検討 9-9

9.3　最適発電計画 9-11

第9章　開発計画

9.1　既存開発計画のレビュー

9.1.1　電力システムマスタープランおよびPre-F/S

1990年から93年にかけてUNDPおよびNORADの資金協力によってブータン全国の電力システムマスタープラン（Power System Master Plan：以下「マスタープラン」という）が策定されている。このマスタープランではブータン全国25地点の開発計画を策定し、それらのうち、本計画（Project 3.120）およびProject 3.230Bを含む下記に示す有望な４地点については、マスタープランの一部としてPre-F/Sが実施されている。（Fig. 9.1参照）

① プナチャンチュ Project stage 1（760 MW Project 3.120）
② プナチャンチュ Project stage 2（650 MW Project 3.230B）
③ Mangdechhu Project（265 MW Project 4.020）
④ Kholongchhu Project（290 MW Project 5.150B）

9.1.2　プナチャンチュ水力発電計画

Punatsangchhuは、ヒマラヤ山脈に源を発してブータン中西部を南下し、インドにおいてBramaphtra河に合流する延長320 kmの河川である。その上流部は、Mochhu、Phochhuが標高1,200 m地点のPunakha付近で合流している。同河川にはマスタープランで７地点（計1,894 MW）、その後に行われたPre-F/Sで本計画Project 3.120（760 MW）およびProject 3.230B（650 MW）の発電計画が検討されている。

両計画地点ともPunatsangchhuの中流部の発電計画であり、本計画のダム地点は合流地点下流部のWangdue Phodrangから約10km、発電所地点はさらに約8km下流に位置し、Project 3.230Bのダム、発電所はさらにその下流に位置しており、それぞれダム水路式にて階段式の開発が計画されている。

計画地域周辺の気候は一般的に雨期（6～9月）と乾期（10～5月）にはっきり分かれているが、同地域の年間降雨量は約700～900 mm、年間平均流量290 m^3/s（Wangdi Rapids GS:1992-1999年）と多く、乾期の最も流量の少ない時期でも60 m^3/s程度の流量が期待できる非常に水資源に恵まれた地域である。河川勾配は計画地点が位置する中流部は特に大きく、平均勾配1/20～1/30程度となっている。

Table 9.1およびFig. 9.2にPunatsangchhu流域での上記２地点の発電計画概要を示す。

9.1.3 既存開発計画のレビュー

Project 3.120およびProject 3.230Bが計画されているPunatsangchhu中流部は、比較的河川勾配が大きい箇所で、ちょうど本計画（Project 3.120）のダム地点付近が勾配の変化点となっており、ダムは調整池を持ち、下流部の水路により発電落差を得るいわゆるダム水路式の発電計画に適した地形条件になっている。

本計画水路ルートは、河川の平面的な曲がりを考慮して左岸側を通過し、ダム下流8 kmの位置で左岸から流入する比較的大きな支流Pazachhu直上流部の山体に位置する地下発電所まで延長約6.4 kmの導水路トンネルで導水される。従って、同支流が発電所位置の下流限界を示しており、言い換えれば、本計画は河川勾配変化点から左岸支流部までの最大落差を利用した発電計画であると言える。

一方、Project 3.230Bは本計画に連続する形で階段状に計画されており、同部での河川の平面的曲がりを考慮し、右岸部に水路ルートが設定され、延長約11.5 kmの導水路トンネルでダム下流約14 kmに位置する地下発電所に導水される。

従って、両プロジェクト共、中流部の河川勾配の大きい箇所で得られる落差を有効に利用し階段上に計画しており、落差利用の観点からの計画レイアウトは妥当であると言える。また、河川流量利用の観点からは渇水期の河川流量を日間調整できる程度の小容量調整池を計画しており、妥当であると考えられる。

さらに、日間調整を行うことにより負荷変動に対応したピーク発電が可能になっており、これによる便益の増大は輸出用電力として備えるべき発電所の機能に沿うものであり、運用上も妥当であると言える。

9.2　代替案開発計画の比較検討

Pre F/S段階における本計画（Project 3.120）の発電計画検討は、1992～93年にかけてUNDPおよびNORADの資金協力の基で、ノルウエーのコンサルタントによって行われた。前述のTable 9.1は、Pre F/S段階での計画内容を示す。

一方、F/S段階での調査は1998年12月の第１次現地調査以降、第６次現地調査まで調査が継続されている。これらの現地調査によって、関連資料の収集、現地踏査および再委託調査による地形・地質・立地環境等現場状況の確認が行われ、発電計画に必要な調査は終了している。

これら基礎データに基づき、発電レイアウト、発電諸元等、計画内容の検討を行い発電計画を作成した。以下に代替案を含めた計画内容検討結果について述べる。

9.2.1　開発計画検討上の基本的考え方

開発計画を検討する上での最大のポイントは経済性であり、できる限りのコストダウンを図ることが電力輸出の絶対条件であると思われる。特に、両プロジェクトとも導水路トンネル延長が長く（Project 3.120：L=約6.4 km、Project 3.230B：L=約11.5 km）、トンネル建設費をいかに削減できるかがポイントになると思われる。したがって、この意味ではプロジェクトのトンネル延長がキーになり、これから計画レイアウト、すなわち各土木構造物の位置が決まってくると思われる。

F/S検討による本計画のレイアウト変更がある場合、発電所直下流部左岸のPazachhu支流の存在により、現発電所位置より下流に移動することは考えられず、Project 3.230Bの現計画レイアウトに影響を及ぼすことはない。しかしながら、発電所位置が現位置より上流に移動する場合には、各代替レイアウトに対する経済性、所要資金規模等の比較によりこれを検討することになると思われる。

一方、左岸支流Pazachhuの流域面積は大きく、Project 3.230Bの取水域として無視できないことから、ダム位置を同支流の上流部に位置させることは無いと思われる。従って、仮に本計画の発電所位置が上流にシフトされ、両計画の間に多少の遊休落差を残した場合でも、Project 3.230Bの現計画レイアウトが変更することは無いと思われる。

以上から、本計画に対するF/S検討はPre F/S時の計画内容を踏襲することを基本としながらも、あくまで経済性の追求のためには計画レイアウトおよび発電規模の変更も考慮して検討を行うことにする。また、検討においては下流計画とは切り離して独立に行うこととする。

9.2.2 基本事項

(1) 地形図

PreF/S段階では、ダムおよび発電所地点を除いて1/50,000図（1964年作成）が使用されたが、ダム・発電所設置位置等部分的に1/2,000および1/2,500図が作成され、発電計画検討が行われた。

一方、本調査では1998年12月に行われた第１次現地調査時に、新しい1/50,000図（1997年作成）が収集され、また1999年3月に旧航空写真による1/10,000図、2000年1月に新たに撮影した航空写真に基づく1/5,000図がそれぞれ調査団により作成されており、地形図の精度向上に合わせて計画検討の見直しが行われてきている。

また2000年3月にダム地点、発電所・放水口地点での1/1,000図（河川縦横断測量含む）の地形図作成も終了しており、最適計画案に対するフィージビリティ設計に使用された。

(2) 貯水容量曲線

2000年1月に作成された1/5,000図を用いて作成した、調整池貯水容量曲線図をFig. 9.3に示す。なお、ダム設計では越流頂部のゲート操作により堆積土砂をフラッシングする排砂処理方式を基本とし、ゲート敷高までの堆砂を考慮して、調整池の発電運用に必要な発電容量（有効容量）は堆砂標高以上の部分に確保されねばならないことから、推定堆砂面を設定し、堆砂容量分を考慮した修正貯水容量曲線図を合わせて作成し、発電計画検討に使用した。

(3) 流量資料

1) 低水流量

ダム地点流量の基になる河川流量はWangdi Rapids測水所で測水されており、本調査では1992～99年の８年間分のデータに基づいてダム地点の保証流量を求めた。

保証流量　：日流量からパラレル平均法により流況を作成し、その95 %保証確率（347日）相当の流量を算定し、保証流量を$Qf = 64.0\ m^3/s$とした。

2) 洪水流量

低水流量と同様に、上記測水所で観測された高水流量を基に、確率洪水量の計算（Gumbel法）を行い、ダム河流処理対象流量を５年確率洪水量$QF=1,470\ m^3/s$とした。なお、ダム洪水吐設計洪水量の算定は、GLOFおよびPMFに対する解析結果から、PMF洪水量、$QF = 13,900\ m^3/s$をダム設計洪水量とした。

(4) 調整池運用計画

発電方式は、日負荷の形態に対応してピーク発電が可能なものにするため、日間調整池式とした。以下、調整池運用計画に関連する発電諸元の設定方法は以下の通りとした。

必要ピーク時間	：	需給バランスにおいて、電力需要ピーク時に水力に要求される運転時間数であり、同じ日間調整池式の既設Chhukha発電所の渇水期の運転実績から４時間とした。（Fig. 9.4参照）
最大使用水量 Qmax	：	必要ピーク時間を４時間とし、保証流量を必要ピーク時間内にピーク化した流量を基に設定した。 （Qmax=Qf×24 hr／4 hr）
保証尖頭出力 Pfp	：	事故の場合を除き、当該発電所に要求される必要ピーク時間に使用しうる出力とし、年間の95％保証値とした。
基準取水位 NWL	：	最大出力時の基準となる取水位と定義し、調整池利用水深の中間水位を基準取水位とした。 NWL＝（HWL+LWL）／2
一・二次電力量 Ef・Es	：	一次電力量は必要ピーク時間内に発生する電力量とし、それ以外は二次電力量とした。

9.2.3 比較検討方法

(1) 比較検討方法

開発計画最適化のための代替案の作成は、下記に示す検討方法に基づいて行った。Fig.9.5に検討フローを示す。

1) 発電方式・レイアウトの検討

- 調整池を持つダム水路式発電方式は、河川特性に見合ったものであり、他発電方式は基本的に検討する必要が無いと考えられる。
- 調整池を持たない、いわゆる完全流込み式の発電方式の場合は、出力が河川流量に制約されることから、渇水期には、保証出力は渇水量に相当する出力まで低下してしまう。すなわち出力が最大出力の約1/6程度に低下し、kW価値減に伴い、発電計画の経済性が大幅に小さくなる。
- 従って、輸出用電力として競争力を持つ発電計画とするためには、調整池を持たない発電方式の検討は不要と考えられる。
- 本発電計画におけるダム地点は、地形、地質的にほぼ妥当であり、ダム軸を大幅に変更する必要が無いと考えられたことから、比較検討段階ではこれを固定し、フィジビリテイ設計段階で、詳細なダム軸の比較検討を行った。

- 一方、発電所については、Pazachhuの存在から同位置が最下流位置であり、代替サイトを求める場合は、同位置から上流左岸に現計画案と同じく地下発電所として計画することが適当と考えられる。
- 特に、本計画では導水路延長（約6.4 km）が長く、水路工事費の総工事費に占める割合が高いと思われることから、発電所位置を上流側に移設し、水路工事費を低減した場合の検討が必要であると考えられる。

2) 発電規模の検討

- 発電計画検討における最大使用水量は、需給上求められる必要ピーク時間を4時間とし、保証流量を必要時間内にピーク化した流量を基に設定した。しかしながら、発電計画の経済性向上の観点から、最大使用水量を変更した場合の検討を行う。
- 一方、ダム高はピーク発電に必要な調整池有効容量を確保できる、最低限のダム高として設定し、堆砂を考慮した貯水容量曲線から、河床から約70 m以上のダム高とした。したがって発電落差については、急河川勾配を利用し、水路により十分落差を得ることができることから、さらにダム高を高くすることによってさらに落差を得る比較案は行わない。

(2) 年経費法による経済比較

計画代替案における経済性評価は、便益・費用法（Benefit Cost Method : BC Method）により行うこととした。すなわち、主たる売電予定先と想定されるインド東部地域において、プナチャンチュ水力発電計画が無い場合に建設されるであろう標準的な代替火力発電所を代替施設と考え、その費用をもって便益と見なし、水力の年経費との比較で経済性を評価する手法を用いた。

代替火力としては、ガスタービンと石炭火力のコンバインド火力を考え、水力設備のプロジェクトライフ（50年）の均等化年経費（C）と、それと等価の能力を有する代替火力の均等化年経費（B）とから求まる年間超過便益（B－C）を基本的な指標とした。

また、本計画による発生電力の殆どが輸出されることになるため、既設発電所の売電単価（1999年現在、1.5 Nu／kWh）も一つの指標として用いた。比較のための代替火力発電所の発電諸元をTable. 9.2に示す。

1) 年経費（C）

プナチャンチュ水力発電計画の均等化年経費（C）は、減価償却、金利および運転維持費の合計とし、建設費に年経費率を乗じて得ることとした。

年経費（C）＝減価償却費＋金利＋運転維持費＝年経費率×建設費

減価償却費＋金利＝建設費×資本回収係数

資本回収係数＝$i(1+i)^n / ((1+i)^n-1)$ ＝0.10

n：耐用年数　50年

i：割引率　10%

運転維持費（建設費に対する比率）：2％

年経費率＝0.10+0.02=0.12（12％）

従って、年経費（C）=12%×建設費

2) 便益（B）

本計画の便益（B）は代替火力発電所の固定費（総工事費に対する金利、減価償却、運転維持費）と可変費（燃料費および運転維持費）の合計とし、Table. 9.2に示すkW価値、kWh価値として算出した。

便益計算に用いる出力および電力量は以下に示す条件で求め、各々有効出力、有効電力量と定義した。

有効出力　：保証尖頭出力から所内率0.3％、事故率0.3％、補修率2.0％および送電ロス率3.0％を差し引いたものとした。
有効出力＝（1-0.003）×（1-0.003）×（1-0.02）×（1-0.03）×保証尖頭出力

有効電力量　：平均年間発生電力量から所内率0.3％、事故率0.3%、補修率2.0％、送電ロス率2.0%を差し引いたものとした。
有効電力量＝（1-0.003）×（1-0.003）×（1-0.02）×（1-0.02）×平均年間発生電力量

従って、水力の便益（B）は次のように表される。

B＝有効出力×kW価値＋有効電力量（一次）×一次kWh価値＋有効電力量（二次）×二次kWh価値

＝有効出力×147.45 $/kW＋有効電力量（一次）×0.017 $/kWh＋有効電力量（二次）×0.014 $/kWh

(3) 工事費算定

各構造物の概算工事費を算定するための前提条件を記載する。

- 発電所建設工事費（Investment cost）は、準備工事費（既設国道付替、アクセス道路、キャンプ設備）、土木工事費、水力機器工事費、電気機器工事費、送電線設備工事費、

予備費、管理費・エンジニアリングサービス費、補償費、建設中利子からなる構成とした。

- 土木工事・水力機器単価および電気機器工事費は、ブータン国で収集した類似計画の資料および日本を含む外国における類似工事費を参考に算定した。（工事費算定ベース2000年）
- 予備費率は、準備工事・土木工事に対して20%、水門機器・電気機器・送電線設備に対して10％とした。
- 管理費・エンジニアリングサービス費率は、準備工事・土木工事に対して15％、水門機器・電気機器・送電線設備に対して10％とした。
- 開発計画検討段階の工事費として、補償費、建設中利子の算定を省略するとともに、内貨・外貨の区別をせず、全て外貨とした。
- なお、この工事費は代替案比較検討のためのものであり、最適案に対する工事費は「**第12章　工事計画および工事費の積算**」にて、最終的に算定される。

(4)　電力量計算

調整池運用方法は８年間の日流量データに対して、年間で少なくとも95％の発生が見込まれる流量（保証流量）に基づき確保された調整池有効容量を使用して、必要ピーク時間にわたって日間調整運転するものである。電力量計算は下記に示す計算条件に対して、日単位の計算を行った。

1)　計算条件

① ダム地点流量　：$Qdam = QGS \times 5{,}796\ km^2 / 5{,}640\ km^2$（1992~1999年・日流量）

② 河川維持流量　：$Qm = 6.0\ m^3/s$（通年）

③ 必要ピーク時間　：$Tp = 4\ hr$

④ 最大使用水量　：$Qmax$

⑤ 有効落差　：He ＝基準取水位−放水位−損失水頭

$= NWL - TWL - hl$

$= (HWL + LWL) / 2 - TWL - hl$

⑥ 最大出力　：$Pmax = 9.8 \times Qmax \times He \times \eta TG$

$= 9.8 \times Qmax \times He \times 89\%$

2) 電力量計算

① 発電使用水量（一次電力量）　：Qpf＝(Qdam－6)×24／Tp（上限Qmax）
② 発電使用水量（二次電力量）　：Qps＝((Qdam－6)×24－Qpf×Tp)／(24－Tp)（上限Qmax）
③ ダム溢水量　：Qo＝((Qdam－6)×24－Qpf×Tp－Qps×(24－Tp))／24
④ 出力　：P＝9.8×Qpf (or Qps)×He×ηTG
⑤ 電力量（一次電力量）　：Ef＝P×Tf＝P×4hr (Tf＝Tp)
⑥ 電力量（二次電力量）　：Es＝P×Ts＝P×(24－4) hr
⑦ 保証尖頭出力　：Pfp（必要ピーク時間に発生する出力の95%保証値）

9.2.4 代替案開発計画の比較検討

(1) 発電規模、レイアウトの比較検討

発電規模、レイアウトの比較検討に対する計画代替案については、「**9.2.3 比較検討方法**」に基づいて代替案の作成を行った。下表は比較検討ケースの一覧表である。また、Fig. 9.6に各ケースのレイアウト図を示す。

全てのケースに対して発電方式はダム水路式（Tail type）とし、ダム軸位置・ダム高、必要ピーク時間（4 hr）は固定し共通な条件とした。一方、発電所位置は原計画位置を含めて計３地点（発電所位置：up stream, middle stream, down stream）、更にそれぞれのケースに対して最大使用水量を200～375 m^3/s（５ケース）を変化させて比較検討を行った。

比較検討ケース表

	HWL (Elm)	Qmax (m^3/s)	発電所位置
Case 1~5	1,161	375	Down stream
		348	
		300	
		250	
		200	
Case 6~10	1,161	375	Middle stream
		348	
		300	
		250	
		200	
Case 11~15	1,161	375	Up stream
		348	
		300	
		250	
		200	

比較検討結果をTable 9.3およびFig. 9.7に示す。これらによれば、比較検討を行った全てのケースについて、比較的経済性の良い結果（B－C : 9.36～71.94×10^6\$、B / C : 1.13～1.64、kWh当り単価 1.06～1.35 Nu / kWh）になっている。比較検討結果をまとめると下記に示すとおりである。

- 発電所位置については、発電所を下流に設置したケース（Case 1～5 : downstream P/S）が、経済性が良く有利である。したがって、発電レイアウトとしては落差を最大限に利用したレイアウトを選定することとする。
- 最大使用水量についてはB－C、B/Cから、最大使用水量を大きくした方が経済性の面で有利な傾向になっている。しかしながら、ピーク継続時間を渇水期においても最低４時間確保することを前提としており、Qmax＝348 m^3/s（Case 2）より大きいケースは、河川流量が小さい時期にはピーク継続時間内に保証される保証尖頭出力が低下し、kW価値としての便益が低減する。

(2) 必要ピーク時間の検討

上記比較検討は、全てのケースにおいて必要ピーク時間を４時間と仮定して行った。ここでは、最適案として選択されたケース（Case 2）を含む３ケース（Case 1～3）の発電諸元に対して必要ピーク時間を変化させ（3～9 hr）、発電運用の相違による経済性の比較検討を行った。（Fig. 9.8参照）

これによれば、一般的にピーク時間が小さい程、渇水期に必要ピーク時間内に利用できる発電使用水量が大きくなることから、kW価値が増大し経済性が良くなる。しかしながら、既設Chhukha発電所の渇水期の運転実績が4～5時間となっていることから、上記比較検討で想定した必要ピーク時間４時間は妥当な値であると思われる。

9.3 最適発電計画

上記比較検討結果から、最適発電計画（Case 2：Qmax＝348 m^3/s、Pmax＝884 MW）を選択した。下表に発電諸元を示す。

ブナチャンチュ水力発電計画概要

貯水池および構造物	
貯水池有効容量	$4.24 \times 10^6 m^3$
湛水面積	0.53 km^2
ダム高（基礎からの高さ）	140 m
ダム体積	924,000 m^3
導水路トンネル長さ	6,860 m × 2
トンネル内径	7.40 m
地下発電所（幅、高、長さ）	20 m × 38 m × 114 m
発電計画諸元	
最大使用水量	348 m^3 / s
有効落差	291.3 m
最大出力	884 MW (147 MW × 6)
年間発生電力量	4,395 GWh

Table 9.1 Power System Master Plan (Pre F/s)

Item	Unit	Project3.120	Project3.230B
Reservoir			
Catchment area	km^2	5797	6199
Annual mean inflow aveQdam	m^3/s	253.8	272.7
HWL	m	1110	823
LWL	m	1093	811
Available drawdown depth hd	m	17	12
Gross storage capacity Vg	10^6m^3	4.55	4.90
Effective storage capcity Ve	10^6m^3	2.80	3.00
Dam			
Type		Concrete Gravity	Concrete Gravity
Crest length Bcrest	m	160	200
Dam height from thalweg hdam	m	40	42
Dam height from foundation Hdam	m	58	54
Dam volume Vdam	m^3	84000	147000
Spillway			
Type of gate		Radial gate	Radial gate
Number of gate		3(high level) ,1(low level)	2(high level) ,4(low level)
Size of gate	m	B9.5×H9.5 , B12×H12.5	B10.5×H14 , B10.1×H8
Intake			
Type		Horizontal	Horizontal
Number of intake		3	3
Settling basin			
Type		Underground	Underground
Number of Settling basin		9	9
Headrace tunnel			
Type & Shape		Dtype/pressure	Dtype/pressure
Number of tunnel		1	1
D×L	m	B11.5×H16.2×L6400	B11.5×H16.2×L11500
Surge tank			
Type & Shape		Chamber type	Chamber type
Number of surge tank		1	1
Penstock			
Type & Shape		Embedded type	Embedded type
Number of penstock		5	5
D×L	m	D3.5×L390	D3.5×L365
Powerhouse			
Type & Shape		Underground	Underground
Number of unit		5	5
Size of powerhouse	m	B13×H32×L95	B13×H32×L95
Tailrace tunnel			
Type & Shape		Dtype/pressure	Dtype/pressure
Number of tunnel		1	1
D×L	m	B11.5×H16.2×L250	B11.5×H16.2×L350
Outlet			
Type		Horizontal	Horizontal
Number of outlet		1	1
Development plan		dam & waterway	dam & waterway
NWL	m	1110	823
TWL	m	830	563
Gross head Hg	m	280	260
Effective head He	m	270	252
Peaking time Tp	hr	4	4
Maximum discharge Qmax	m^3/s	324	325
Installed capacity Pmax	MW	760	690
Turbine type		Francis	Francis
Firm output Pf(continuous)	MW	125	135
Firm energy Ef	GWH	1125	1120
Secondary energy Es	GWH	2180	2100
Total energy Etotal	GWH	3305	3220
Construction period	year	7	9
Project cost(including transmission)	$10^6$$	506.3	573.8
Cost per KWH(at delivery point)	Usc/kwh	2.17	2.65

Table. 9.2 Alternative Thermal Power Plant for Comparison Study

Item	Unit	Coal Fired		Gas Turbine	
Installed Capacity	MW	900		100	
Annual Usage	hr	4900 (pf=56.0%)		2000 (pf=22.8%)	
Capital Cost	$/kW	900		380	
Service Life	Year	25		15	
Construction Period	Year	5		2	
Capital Recovery Factor		0.1102		0.1315	
Coal Consumption	kg/kWh	0.54		–	
Coal Cost	$/t	22.5		–	
Fuel Consumption	MJ/kWh	–		11	
Fuel Cost	$/GJ	–		6.4	
Discount Rate	%	10		10	
Annual Cost		Fixed Cost	Variable Cost	Fixed Cost	Variable Cost
Capital Recovery	$10^6$$	89.26 (*1)	0	5.00 (*5)	0
O&M・Administration Cost	$10^6$$	32.40 (*2)	8.10 (*3)	0.91 (*6)	0.23 (*7)
Fuel Cost	$10^6$$	0	53.58 (*4)	0	14.08 (*8)
Total	$10^6$$	121.66	61.68	5.91	14.31

Annual Cost at Receiving End		
kW Cost	$/kW	147.45 (*9)
Firm kWh Cost	$/kWh	0.017 (*10)
Secondary kWh Cost	$/kWh	0.014 (*11)

Adjustment Factor for kW & kWh

		Thermal Power Plant				Hydro Power Plant	
		Coal		Gas			
		kW	kWh	kW	kWh	kW	kWh
Transmission Loss Rate	%	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	2.0
Station Service Rate	%	8.0	9.0	5.0	5.0	0.3	0.3
Forced Outage Rate	%	3.0	–	10.0	–	0.3	0.3
Scheduled Outage Rate	%	8.0	–	8.0	–	2.0	2.0

kW adjustment factor (for Coal) = (1−0.03)x(1−0.003)x(1−0.003)x(1−0.02)/((1−0.08)x(1−0.03)x(1−0.08))
= 1.151

kW adjustment factor (for Gas) = (1−0.03)x(1−0.003)x(1−0.003)x(1−0.02)/((1−0.05)x(1−0.1)x(1−0.08))
= 1.201

kWh adjustment factor (for Coal) = (1−0.02)x(1−0.003)x(1−0.003)x(1−0.02)/(1−0.09)
= 1.049

kWh adjustment factor (for Gas) = (1−0.02)x(1−0.003)x(1−0.003)x(1−0.02)/(1−0.05)
= 1.005

(*1) : 900000x900x0.1102 = $89.26x10^6$

(*2) : 900000x900x0.05x0.8 = $32.40x10^6$

(*3) : 900000x900x0.05x0.2 = $8.10x10^6$

(*4) : 900000x4900x0.54x22.5/1000 = $53.58x10^6$

(*5) : 100000x380x0.1315 = $5.00x10^6$

(*6) : 100000x380x0.03x0.8 = $0.91x10^6$

(*7) : 100000x380x0.03x0.2 = $0.23x10^6$

(*8) : 100000x2000x11x6.4/1000 = $14.08x10^6$

(*9) : ($121.66x10^6$+$5.91x10^6$)/(900000/1.151+100000/1.201) = 147.45 $/kW (2000 base)

(*10) : ($61.68x10^6$+$14.31x10^6$)/(900000x4900/1.049+100000x2000/1.005) = 0.017 $/kWh (2000 base)

(*11) : ($61.68x10^6$)/(900000x4900/1.049) = 0.014 $/kWh (2000 base)

Table.9.3 Comparison Table for Alternative Development Plan

Item	Unit	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8	Case9	Case10	Case11	Case12	Case13	Case14	Case15
Reservoir																
HWL	ELm	1,161	1,161	1,161	1,161	1,161	1,161	1,161	1,161	1,161	1,161	1,161	1,161	1,161	1,161	1,161
LWL	ELm	1,147	1,147	1,151	1,153	1,153	1,147	1,147	1,151	1,153	1,153	1,147	1,147	1,151	1,153	1,153
Available drawdown depth hd	m	14	14	10	8	8	14	14	10	8	8	14	14	10	8	8
Sedimentation level SWL	ELm	1,142	1,142	1,142	1,142	1,142	1,142	1,142	1,142	1,142	1,142	1,142	1,142	1,142	1,142	1,142
Gross storage capacity Vg	10^6m^3	12.59	12.59	12.59	12.59	12.59	12.59	12.59	12.59	12.59	12.59	12.59	12.59	12.59	12.59	12.59
Effective storage capcity Ve	10^6m^3	4.24	4.24	3.46	2.91	2.91	4.24	4.24	3.46	2.91	2.91	4.24	4.24	3.46	2.91	2.91
Dam																
Type	-	C.G	C.G	C.G	C.G	C.G	C.G	C.G	C.G	C.G	C.G	C.G	C.G	C.G	C.G	C.G
Crest length Bcrest	m	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260
Dam height from thalweg hdam	m	74	74	74	74	74	74	74	74	74	74	74	74	74	74	74
Dam height from foundation Hdam	m	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
Dam volume Vdam	10^3m^3	924	924	924	924	924	924	924	924	924	924	924	924	924	924	924
Headrace																
Type	-	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular
Inner diameter D(v=4m/s)	m	7.7	7.4	6.9	5.6 , 6.9	5.6	7.7	7.4	6.2 , 7.6	6.3	4.6 , 6.5	6.9 , 8.5	6.7 , 8.2	6.9	6.3	4.6 , 6.5
Tunnel length L	m	2x6840	2x6860	2x6900	2x6950	2x7110	2x6100	2x6120	2x6160	2x6190	2x6410	2x3870	2x3860	2x3920	2x3960	2x4150
Penstock(main part)																
Type	-	shaft	shaft	shaft	shaft	shaft	shaft	shaft	shaft	shaft	shaft	shaft	shaft	shaft	shaft	shaft
Inner diameter D(v=7m/s)	m	5.8	5.6	5.2	4.2 , 5.2	4.2	5.8	5.6	4.6 , 5.7	4.7	3.4 , 4.9	5.2 , 6.3	5.0 , 6.1	5.2	4.7	3.4 , 4.9
Penstock length L	m	2x451	2x453	2x459	2x455	2x452	2x389	2x391	2x399	2x385	2x398	2x350	2x350	2x359	2x363	2x366
Power house																
Position	-	downstream	downstream	downstream	downstream	downstream	middle	middle	middle	middle	middle	upstream	upstream	upstream	upstream	upstream
Number of unit	unit	6	6	6	5	4	6	6	5	4	3	5	5	4	4	3
Tailrace(main part)																
Type	-	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular	circular
Inner diameter D(v=4m/s)	m	7.7	7.4	6.9	5.6 , 6.9	5.6	7.7	7.4	6.2 , 7.6	6.3	4.6 , 6.5	6.9 , 8.5	6.7 , 8.2	6.9	6.3	4.6 , 6.5
Tunnel length L	m	2x381	2x381	2x381	2x361	2x342	2x224	2x224	2x204	2x184	2x182	2x717	2x717	2x698	2x698	2x695
Development plan																
NWL	ELm	1,154	1,154	1,156	1,157	1,157	1,154	1,154	1,156	1,157	1,157	1,154	1,154	1,156	1,157	1,157
TWL	ELm	845	845	845	845	845	890	890	890	890	890	935	935	935	935	935
Gross head Hg	m	309	309	311	312	312	264	264	266	267	267	219	219	221	222	222
Effective head He	m	291.8	291.3	292.6	292.4	290.3	248.7	248.3	249.6	249.5	247.6	207.7	207.4	209.0	209.3	208.0
Loss of head hl	m	17.2	17.7	18.4	19.6	21.7	15.3	15.7	16.4	17.5	19.4	11.3	11.6	12.0	12.7	14.0
Peaking time Tp	hr	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
Maximum discharge Qmax	m^3/s	375	348	300	250	200	375	348	300	250	200	375	348	300	250	200
Installed capacity Pmax	MW	954	884	766	638	506	813	754	653	544	432	679	630	547	456	363
Firm peak output Pf	MW	887	871	766	638	506	756	743	653	544	432	631	620	547	456	363
Firm energy Ef	Gwh	1,383	1,288	1,118	931	739	1,179	1,098	954	794	631	984	917	798	666	530
Secondary energy Es	Gwh	3,201	3,107	2,951	2,731	2,441	2,728	2,648	2,517	2,330	2,082	2,278	2,212	2,108	1,955	1,749
Total energy Etotal	Gwh	4,584	4,395	4,069	3,662	3,180	3,907	3,746	3,471	3,124	2,713	3,262	3,129	2,906	2,621	2,279
Economic evaluation																
Project cost (price in 2000 year)	10^6\$	974	932	858	777	705	897	864	795	726	659	804	779	723	666	610
Unit construction cost per kw (*1)	\$/kw	1,021	1,054	1,120	1,219	1,393	1,103	1,146	1,218	1,334	1,525	1,184	1,236	1,322	1,461	1,680
	Nu/kw	40,843	42,171	44,802	48,741	55,706	44,114	45,822	48,724	53,350	61,007	47,375	49,453	52,867	58,425	67,208
Unit construction cost per kwh (*2)	\$/kwh	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	Nu/kwh	1.07	1.07	1.06	1.07	1.11	1.15	1.16	1.15	1.17	1.22	1.24	1.25	1.25	1.28	1.35
B1(kw value)	10^6\$	123.58	121.35	106.72	88.89	70.50	105.33	103.52	90.98	75.79	60.19	87.91	86.38	76.21	63.53	50.58
B2(kwh value)	10^6\$	65.23	62.43	57.58	51.61	44.62	55.59	53.21	49.12	44.03	38.07	46.41	44.45	41.12	36.94	31.98
B/C	-	1.62	1.64	1.60	1.51	1.36	1.50	1.51	1.47	1.38	1.24	1.39	1.40	1.35	1.26	1.13
B-C	10^6\$	71.92	71.94	61.35	47.21	30.56	53.33	53.08	44.65	32.75	19.19	37.83	37.36	30.58	20.54	9.36

*1: Unit construction cost per kw = Project cost/Pmax

*2: Unit construction cost per kwh = Project cost*Annual cost ratio / (Effective annual average energy)

= Project cost * 12% / (Annual average energy *(1-0.02)*(1-0.003)*(1-0.003)*(1-0.02))