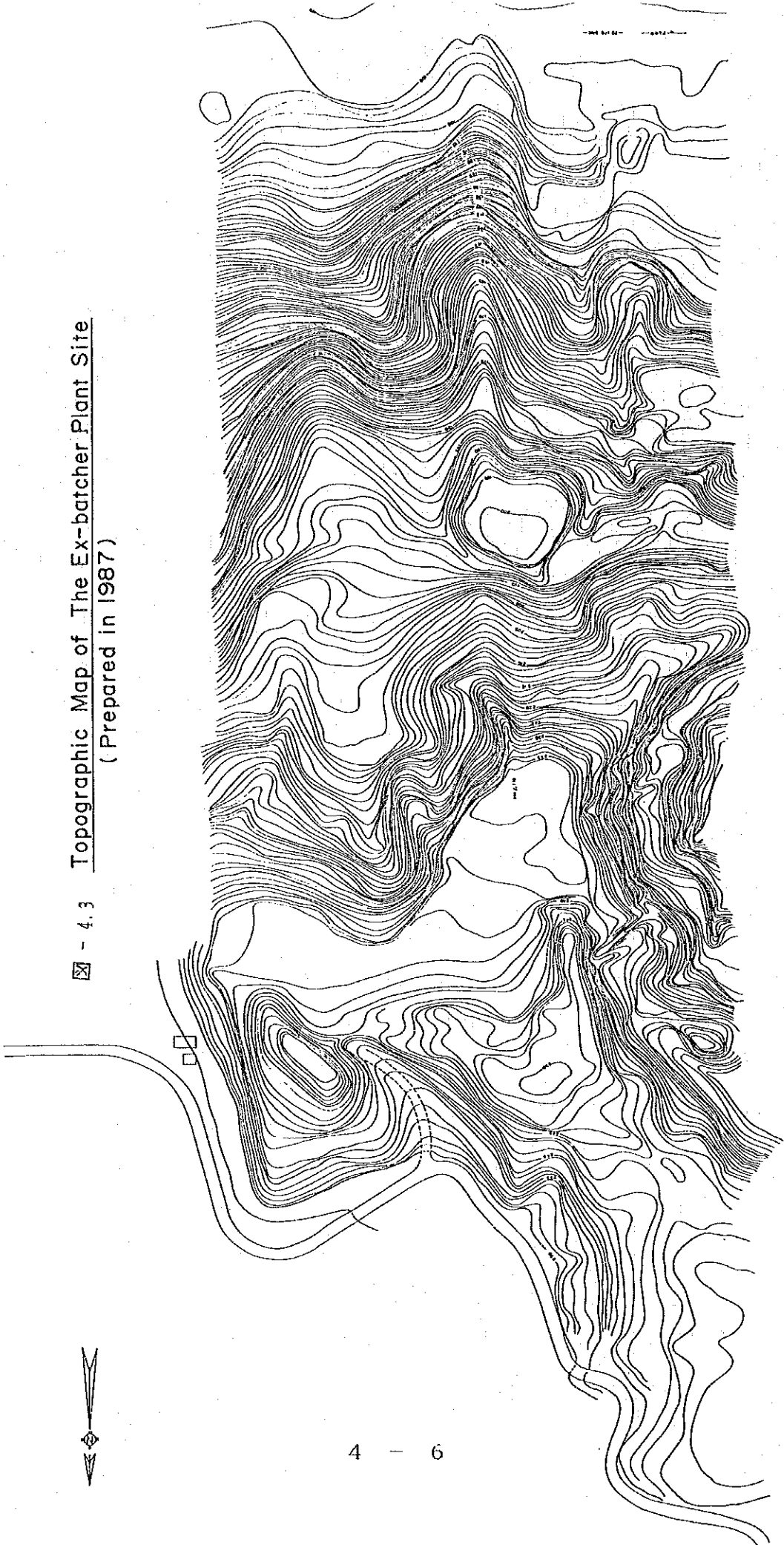
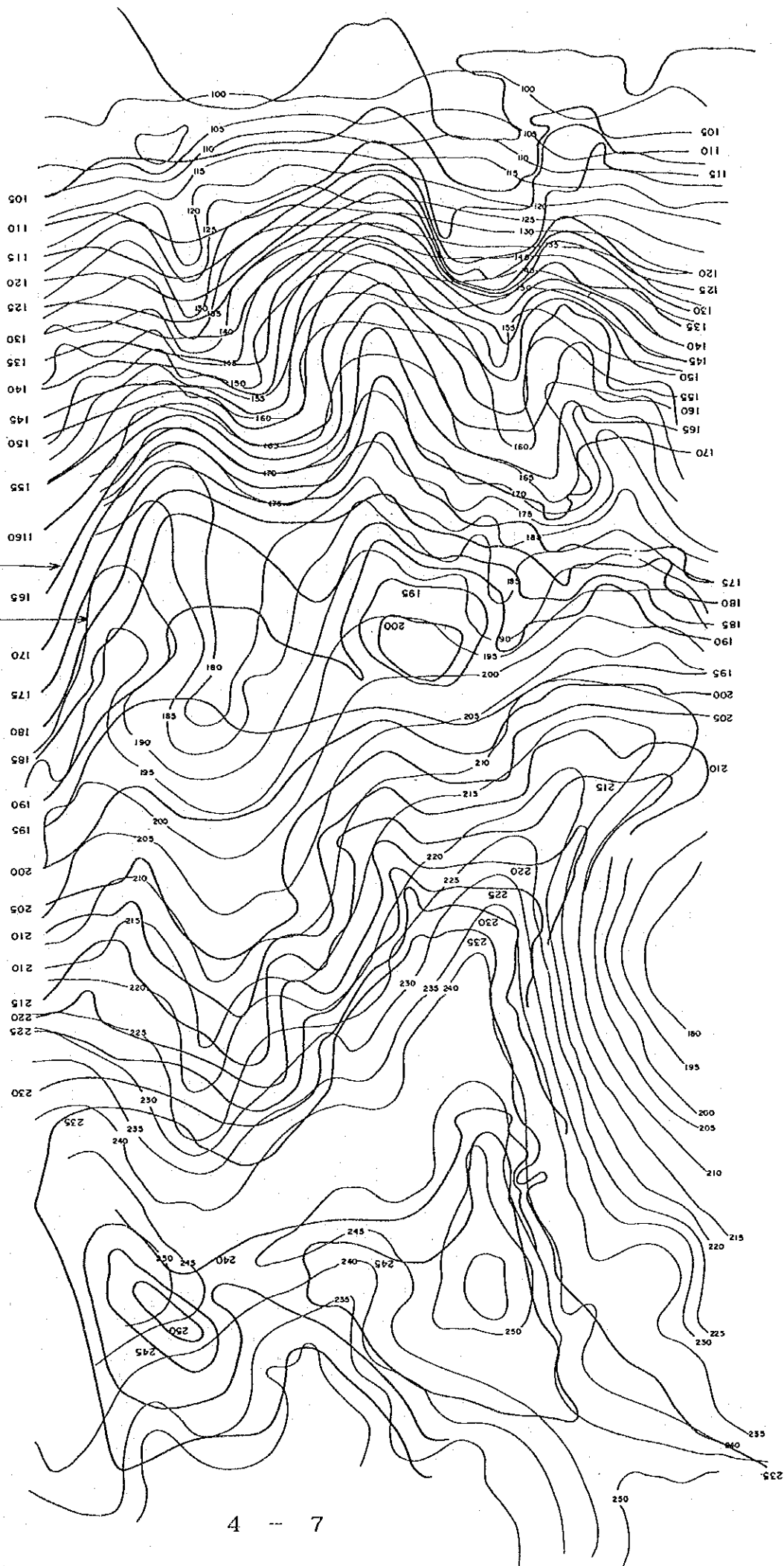


☒ - 4.3 Topographic Map of The Ex-batcher Plant Site
(Prepared in 1987)

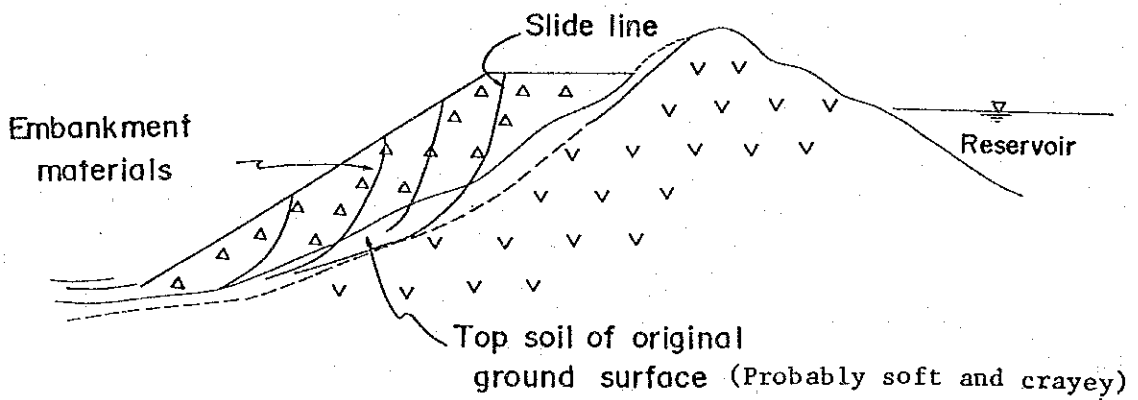
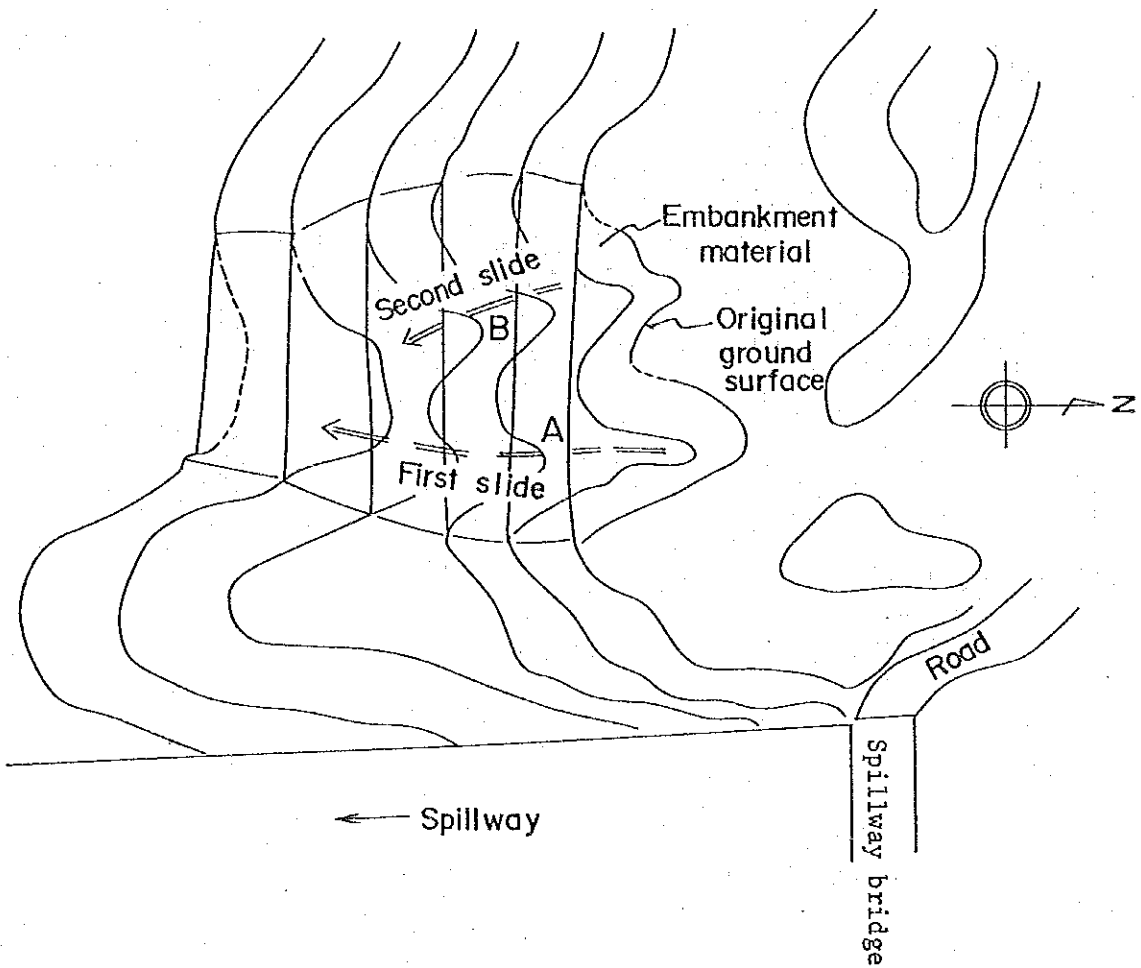


4 - 4.4 PRE- AND POST-SLIDE TOPOGRAPHY OF THE EX-BATCHER PLANT SITE

pre - land slide
post - land slide

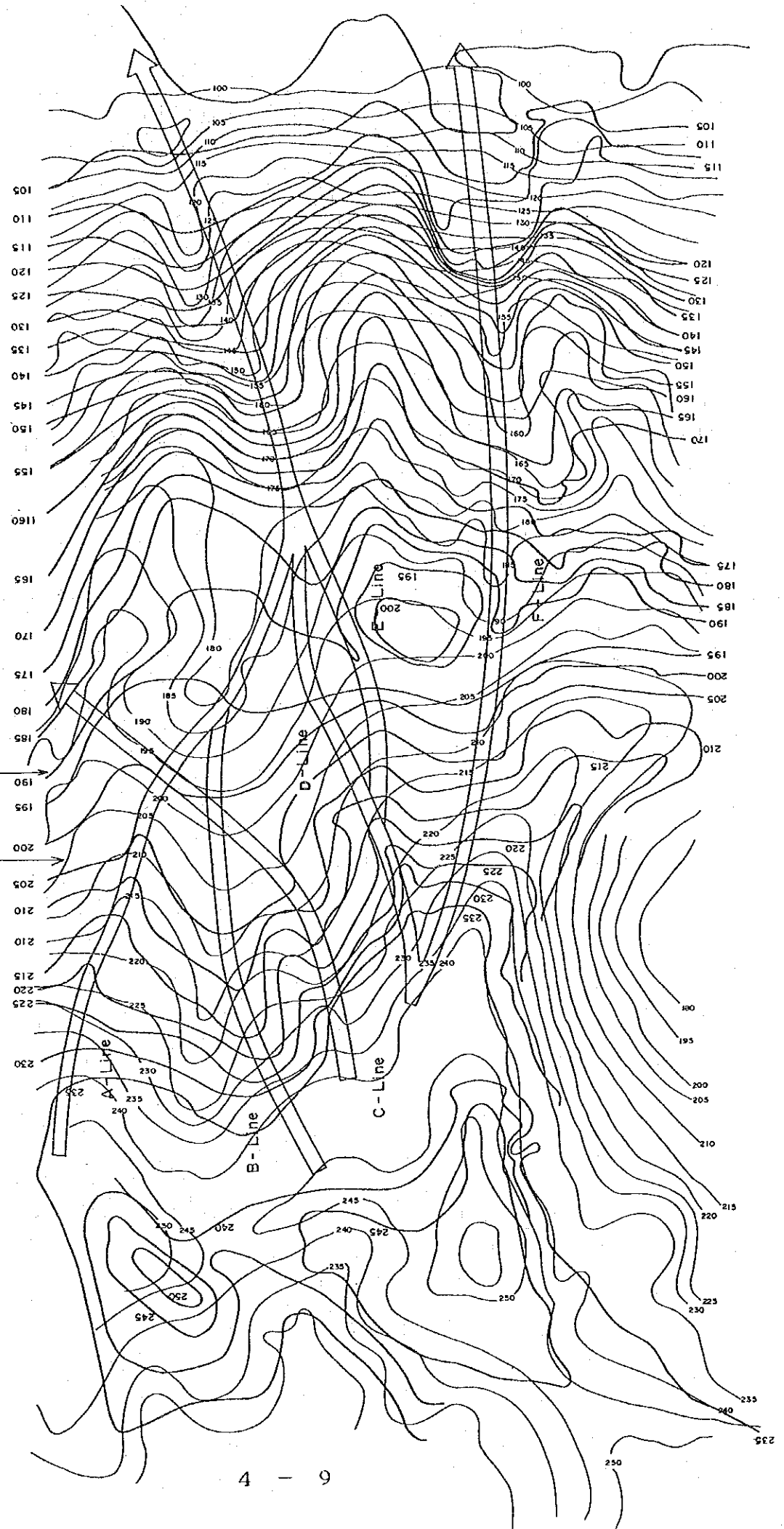


☒-4.5 Movement of Earth at the 1986 Landslide

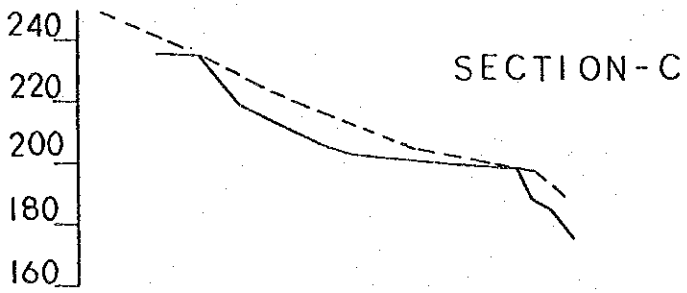
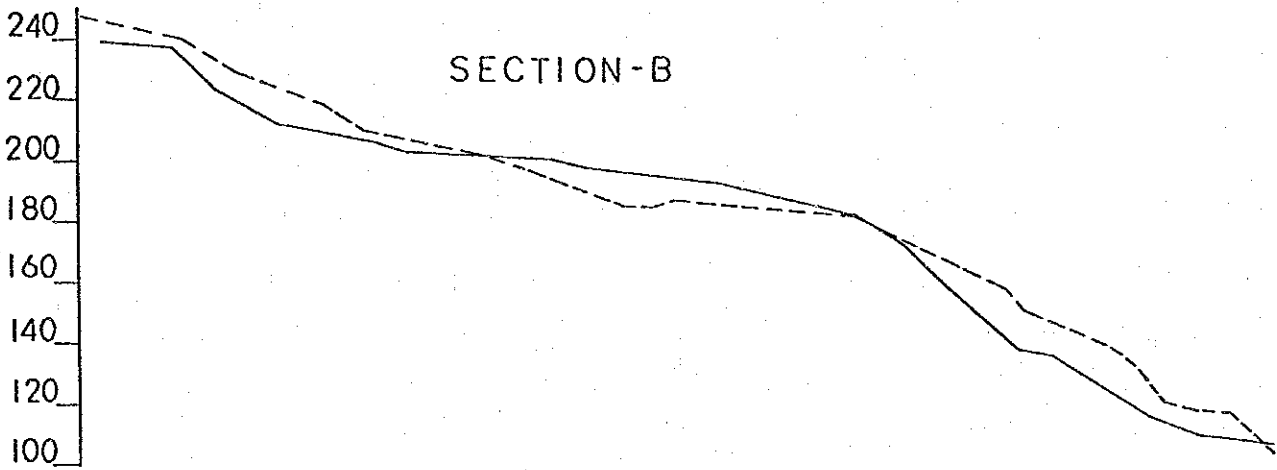
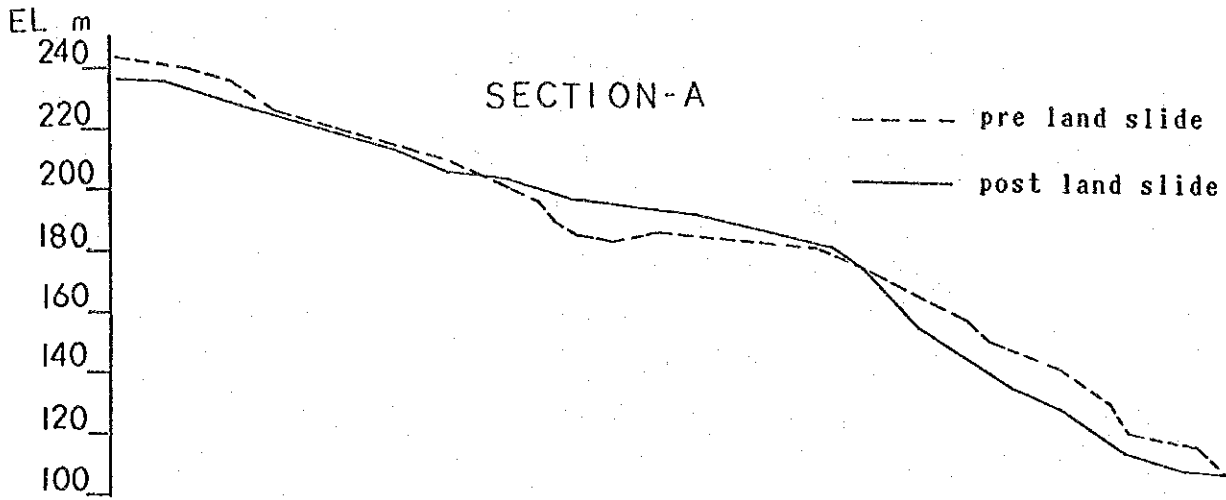


4 - 4.6 ESTIMATED SLIDING DIRECTIONS OF AUG. 1986 LANDSLIDE

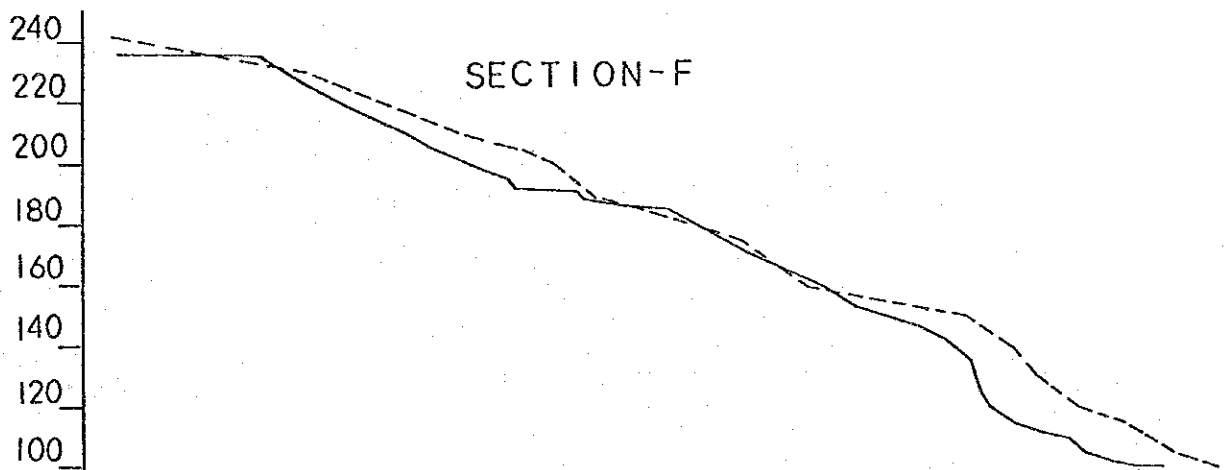
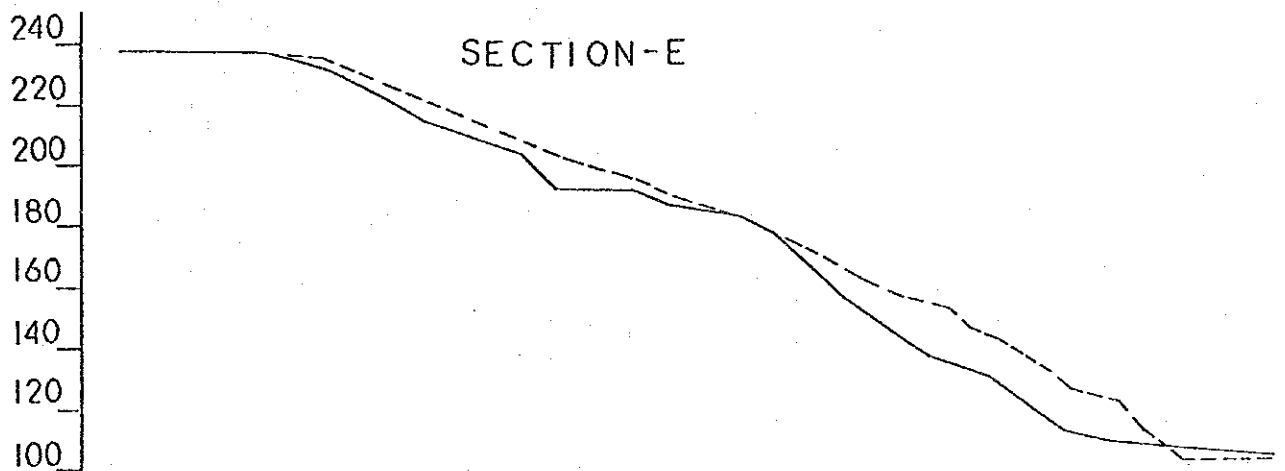
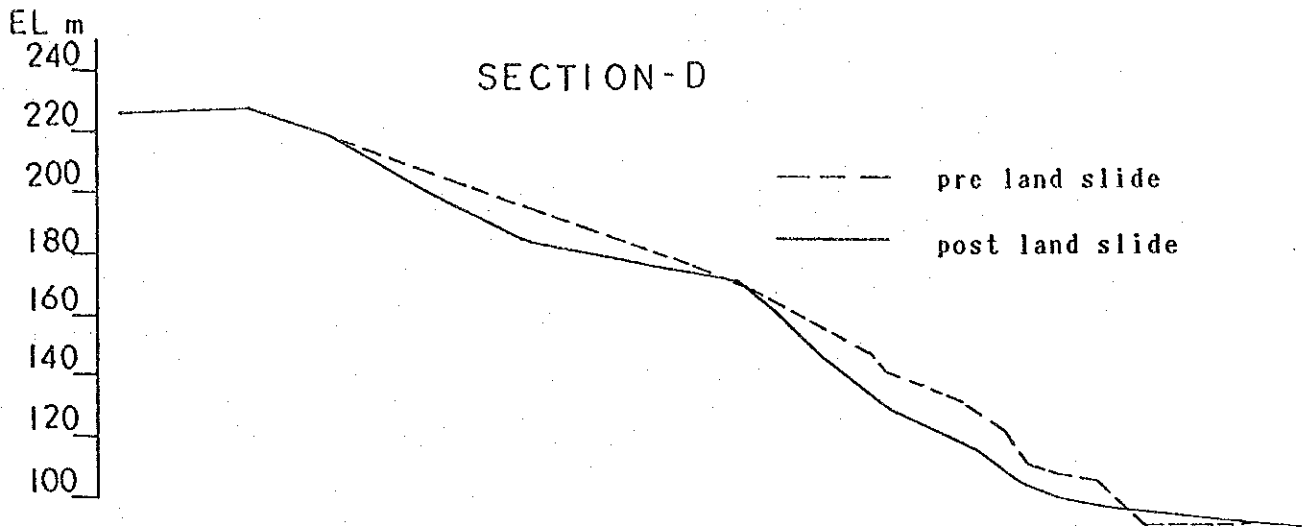
contour line as of construction stage
contour line as of 1987



4.7.1 LONGITUDINAL PROFILES ALONG THE ESTIMATED SLIDING LINES



4.7.2 LONGITUDINAL PROFILES ALONG THE ESTIMATED SLIDING LINES



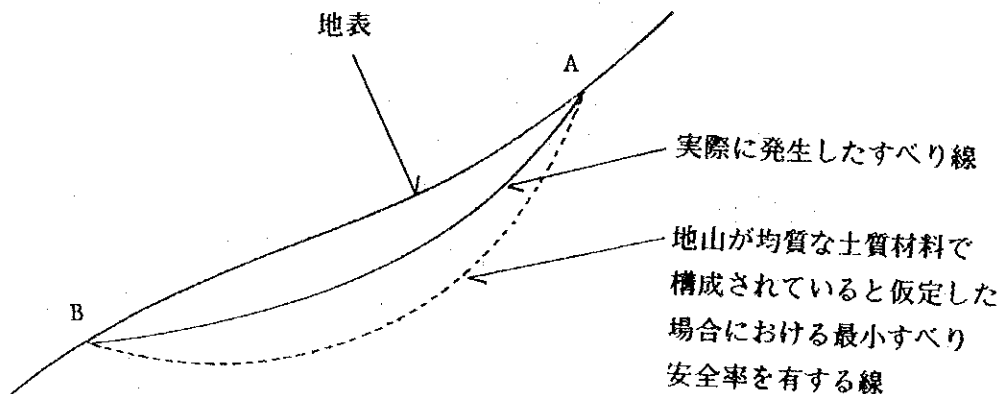
4. 3. 1 すべり線に沿う地山の特性について

図-4.8 は図-4.6 の推定地山のすべり線に沿う全縦断面において、図-4.7 に点線で示した地形が安全率1で地すべりを起して実線のような地形となるための c と ϕ の条件をまとめて図示したものである。この図は地すべりが、地山中に地下水がない状態で発生したと仮定した場合と、地下水位が地表面まで存在していたときに発生したと仮定した場合の二つの場合について表わされている。上記の仮定による逆計算の結果得られた各縦断面図に対応する c 、 ϕ を表-4.1 に表わしたが、これをまとめると表-4.2 のようになる。

4. 3. 2 すべり線より深い部分における物性値

4.3.1 では、現実に発生した地山のすべり線に基づいて地山の物性値を逆算した。しかし地山がこの物性値をもつ均質な材料で出来ていると考えた場合には、必ずしも実際に発生したすべり線が一番小さい安全率を示すとは限らない。

例えば下図のように、実際のすべり線は、地表上にある2点 A、B を通る実線であったとしても全地山均一の物理常数をもつ土砂でできていると仮定してみると、計算上 A、B を通る最小安全率を持つ線が点線のようになるかも知れない。



もし発生したすべり線が実線のようなであったとするとこの理由として

- (I) 降雨による地山への浸透がまだ表面近いところ（上図の実線までの範囲）のみであって、それより深いところまで浸透していなかった。
- (II) 地山の物性値が上図の実線と点線との間で異なり地山の深部へ行く程物性値が良くなっている。

☒ - 4.8 RELATION BETWEEN C AND ϕ VALUES OF THE MOUNTAIN MASS

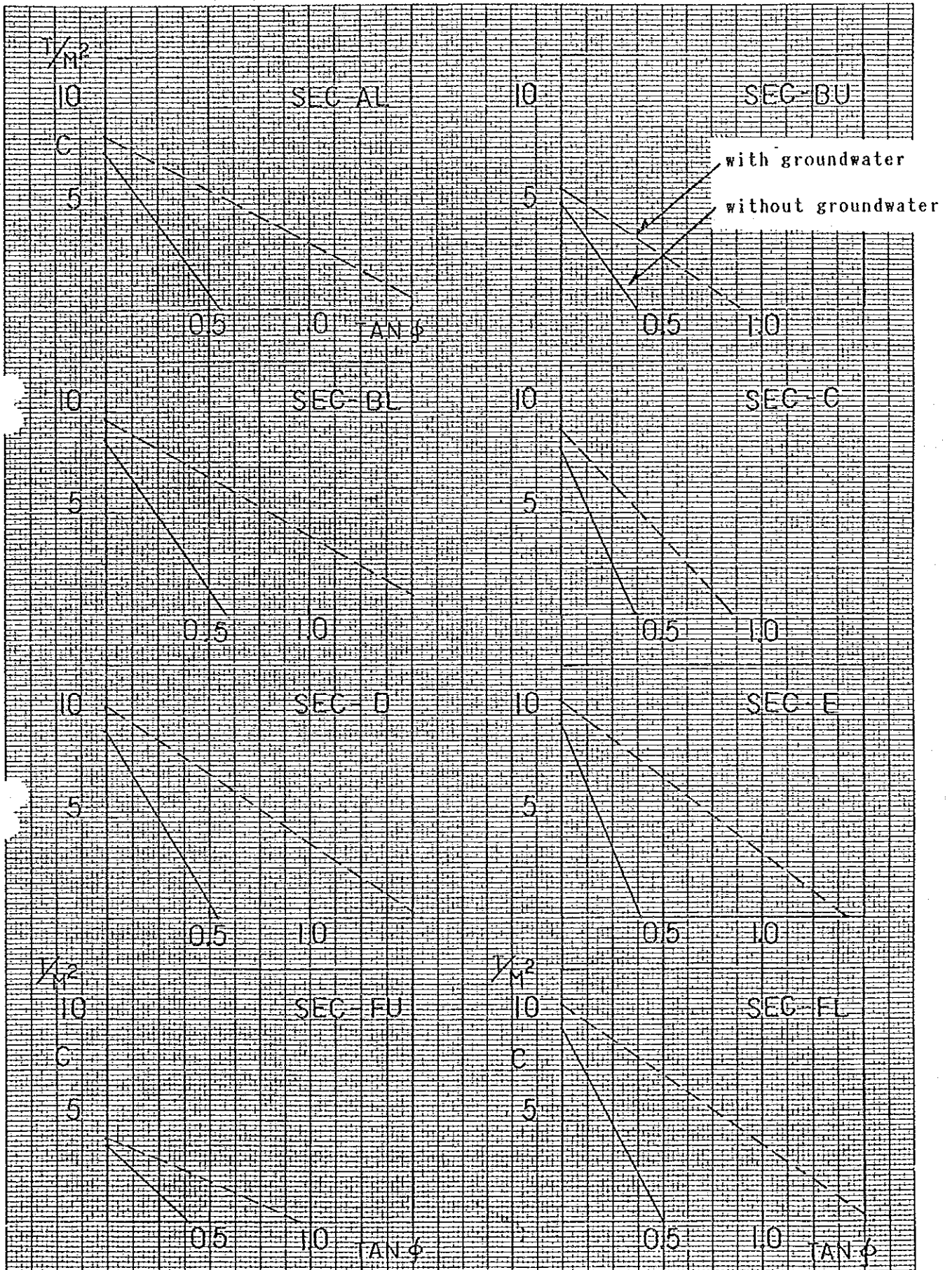


表-4.1 実測された地すべりより逆算された地山のCおよびφ

		円弧状) の半径	地下水なし			地下水あり			
			φ = 0	C = 0		φ = 0	C = 0		
		m	ton/m ²	tan φ	° ' "	ton/m ²	tan φ	° ' "	
U P P E R	Sec-A	73.3	2.849	0.378	20 42 06	3.165	0.863	40 47 15	
	Sec-B	102.20	5.348	0.370	20 17 44	5.952	0.897	41 53 16	
	Sec-C	—							
	Sec-D	325.0	4.785	0.756	37 05 21	4.310	0.336	18 34 20	
			210.0	6.061	0.733	36 13 35	5.345	0.327	18 06 28
	Sec-E	—							
	Sec-F	304.00	3.759	0.398	21 41 57	4.184	0.943	43 18 17	
L O W E R	Sec-A	238.53	7.752	0.555	29 01 39	8.621	1.618	58 17 02	
	Sec-B	223.63	8.696	0.572	29 45 32	9.709	1.701	59 32 40	
	Sec-C	113.66	8.264	0.355	19 31 30	9.174	0.845	40 11 03	
	Sec-D	279.79	9.259	0.542	28 27 29	10.309	1.546	57 05 50	
	Sec-E	247.78	9.709	0.385	39 51 09	10.753	1.422	54 53 34	
	Sec-F	58.26	9.615	0.496	26 21 37	10.753	1.543	37 03 24	

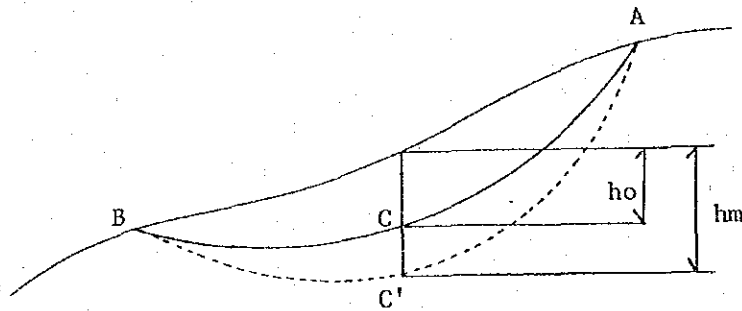
表-4.2 実測された地すべりより逆算された地山のCとφ

(φをパラメータとして)

	上 側		下 側	
	φ	C kg / cm ²	φ	C kg / cm ²
地山に地下水がない 状態ですべりが発生 したと考えた時	10°	0.15 ~ 0.30	10°	0.54 ~ 0.65
	20°	0.02 ~ 0.05	20°	0.08 ~ 0.34
	—	—	30°	0 ~ 0.05
地山の地下水が 地表面まである状態 ですべりが発生した と考えた時	10°	0.25 ~ 0.50	10°	0.77 ~ 0.96
	20°	0.19 ~ 0.36	20°	0.67 ~ 0.84
	30°	0.10 ~ 0.20	30°	0.55 ~ 0.67

以上の(I), (II)のどちらかであると考えられる。

今、地山の物性値が地表からの深さが深くなるにつれて良くなっていると仮定し、実際に発生したすべり線が下図の実線の ACB であり、最も安全率の小さいすべり線が AC'B であったとすると、実際にはこの AC'B の面ですべりが発生していないのであるから、AC'B 沿いのすべりの安全率は 1 より大きくなければならない。



このような考えから C' の点で最小限持たなければならない、C, ϕ を算出すると表 4.3 のようになる。

表-4.3 地山深部の推定物性値

断面	h_m	C (t/m ²)		
		$\phi = 10^\circ$	$\phi = 15^\circ$	$\phi = 20^\circ$
A	13m	11.7	9.4	7.3
B	15	11.8	9.2	7.2
D	7	9.8	7.0	5.3
E	5	12.6	9.8	7.7
F	8	12.4	9.8	7.3
平均	10	12	9	7

- h_0 : 地山が均質な材料で構成されている場合の最小安全率を持つすべり線の
地表からの深さ (m)
- c : 地山の粘着力 (t/m^2)
- ϕ : 地山の内部摩擦角 (度)

4. 4 旧バッチャープラント跡において行われた今までの地質調査

4. 4. 1 標準貫入試験から得られた地山内 N 値

1987年 9月から旧バッチャープラント跡の 12 地点においてボーリングによる地質調査が行われた。ボーリングの位置は図-4.2 に示すとおりであり、その結果による地質状況は、資料編に添付されているとおりである。この中から標準貫入試験値 (N 値) のみを選び出し、表-4.4 に示した。

表中の貫入値は 30 cmの打込みに対する打撃回数値であるが、この中に時々異常に高い数値が表われていることがある。これは多分貫入試験の途上で玉石等に遭遇したためであると考えられるので、このような部分的に高い値を除いて平均した値を (Adjusted value) として表わした。

この表-4.4 に示す Adjusted N値を深さ別にまとめたものが表-4.5 である。

また、N 値 50 以上の深さ (表-4.4 に示す) より深い部分については本表から除いた。これは N 値 50 以上の部分では地山がかなりしっかりしており、すべりを起す可能性はほとんどないものと思われるからである。

なお、表-4.5 中の () 内の数値は、その測定区間前後の N 値に比して異常に高い値を示すものであり、以後の検討から除外した。

表-4.4.1 標準貫入試験値

No.1 貫入値		No.2 貫入値		No.3 貫入値		No.4 貫入値	
深さ	平均	深さ	平均	深さ	平均	深さ	平均
			adjusted		adjusted		adjusted
m						m	
1.05 - 1.50	12	1.05 - 1.50	2.0	1.05 - 1.50	6.0	1.05 - 1.50	18.7
2.55 - 2.93	71	2.55 - 3.00	6.0	2.55 - 3.00	8.7	2.05 - 2.18	> 50
		4.05 - 4.50	6.7	4.05 - 4.50	11.3		
		5.50 - 6.00	16.6	4.90 - 5.05	> 50		
		7.05 - 7.50	19.3				
		8.55 - 9.00	12.7				
		9.70	> 50				

表-4.4.2 標準貫入試験値

No.5 貫入値			No.6 貫入値			No.7 貫入値			No.8 貫入値		
深さ	平均	adjusted	深さ	平均	adjusted	深さ	平均	adjusted	深さ	平均	adjusted
m 1.05 - 1.50	4.7	4.7	m 1.05 - 1.50	4.7	4.7	m 1.05 - 1.50	19.3	15.0	m 1.05 - 1.50	4.0	4.0
2.55 - 3.00	13.3	13.3	2.55 - 3.00	6.0	6.0	2.55 - 3.00	27.3	27.3	2.55 - 3.00	8.0	8.0
4.05 - 4.50	11.3	11.3	4.05 - 4.50	10.0	10.0	4.05 - 4.50	5.3	5.3	4.05 - 4.50	17.3	17.3
5.55 - 6.00	8.0	8.0	5.55 - 6.00	13.3	13.3	5.55 - 6.00	6.7	6.7	5.55 - 6.00	45.3	45.3
7.05 - 7.50	14.0	14.0	7.05 - 7.50	20.7	20.7	7.05 - 7.50	10.0	10.0	7.05 - 7.50	71.3	63.0
8.55 - 9.00	26.0	12.0	8.55 - 9.00	53.3	20.0	8.55 - 9.00	8.0	8.0	8.55 - 9.00	87.0	70.0
10.05 - 10.50	51.3	14.0	9.64	> 50		10.05 - 10.50	8.7	8.7			
11.00 - 11.45	38.6	38.6				11.55 - 12.00	24.7	24.7			
11.75 - 11.90	> 50	> 50				13.05 - 13.50	48.0	32.0			
						13.5 <	> 50				

表-4.4.3 標準貫入試験値

No.9 貫入値			No.10 貫入値			No.11 貫入値			No.12 貫入値		
深さ	平均	adjusted	深さ	平均	adjusted	深さ	平均	adjusted	深さ	平均	adjusted
1.05 - 1.50	4.0	4.0	1.05 - 1.50	3.3	3.3						
2.55 - 3.00	8.0	5.0	2.55 - 2.93	85.0	85.0						

表-4.5 深度別 N 値

深さ m 孔番	1.0	2.5	4.0	5.5	7.0	8.5	10.0	11.5
	1.05~ 1.50	2.55~ 3.00	4.05~ 4.50	5.50~ 6.00	7.05~ 7.50	8.55~ 9.00	10.05~ 10.50	11.75~ 11.9
1	9	(43)	—	—	—	—	—	—
2	2	6	6.7	16.6	19.3	12.7	—	—
3	6	8.7	11.3	—	—	—	—	—
4	14	—	—	—	—	—	—	—
5	4.7	13.3	11.3	8.0	14.0	12.0	14.0	38.6
6	4.7	6	10.0	13.3	20.7	20.0	—	—
7	15	(27.3)	5.3	6.7	10.0	8.0	8.7	24.7
8	4	8	17.3	(45.3)	—	—	—	—
9	4	5	—	—	—	—	—	—
10	3.3	—	—	—	—	—	—	—

表-4.6 は1987年 9月 NAPOCOR によって行われた標準貫入試験のデータから N 値が50 以上である領域の地表面からの深さ、およびその試験が行われた地点における地表面標高、および N 値 50 以上である地盤の標高を示したものである。

この表から判るように、 $N > 50$ の地盤標高は、NO.10 孔を除いて 2つのグループに大別できる。

すなわち、

グループ ① $N > 50$ の境界が EL. 215 付近にあるもの

(No.1, 2, 4, 6, 7 孔)

グループ ② $N > 50$ の境界が EL. 200 付近にあるもの

(No.3, 5, 8 孔)

従って、地盤内における $N > 50$ の境界標高を次のように仮定した。

グループ	①	②
平均地表標高	EL. 224	EL. 216
$N > 50$ の平均 標高	EL. 210	EL. 203

表-4.6 標準貫入試験値 $N > 50$ となる深度

孔 番	$N > 50$ となる 推定深さ EL. (m)	地 表 標 高 EL. (m)	$N > 50$ となる標高 EL. (m)
1	2.5	217.0	214.5
2	9.7	227.1	217.4
3	5.0	208.1	203.1
4	2.0	218.5	216.5
5	11.5	212.3	200.8
6	9.0	223.5	214.5
7	13.5	233.0	219.5
8	6.5	212.0	205.5
9		172.5	
10	2.5	182.5	180.0

一方、No.10 孔では、地表標高 EL. 182.5 で $N > 50$ の標高は EL. 180 であった。

以上を総合して、すべりを評価する場合に安全側となるように旧バッチャー跡付近では EL. 180 以下の標高では $N > 50$ であると考えたこととした。

表-4.5 のデータを用いて地表面が任意の深さにおける N 値の平均およびその標準偏差を計算すると次表のようになる。

表-4.7 深度別 N 値の平均, 標準偏差

深 度	平 均	σ	$N + \sigma$	$N - \sigma$
1.0 m	6.67	4.29	10.96	2.38
2.5	7.83	2.75	10.58	5.08
4.0	10.32	3.85	14.17	6.47
5.5	11.15	4.00	15.15	7.15
7.0	16.00	4.27	20.27	11.73
8.5	13.18	4.33	17.51	8.85
10.0	11.35	2.65	14.00	8.70
11.5	31.65	6.95	38.60	24.70
※ 7.0~10.0	13.94	4.41	18.35	9.53

※ 深さ 7.0 ~ 10.0mの間はほぼ同じ値であるのでこの範囲にある表-4.5 の数値をまとめたもの。

4.4.2 地山における物性値の評価

(1) N値からの物性値の評価

砂質地盤における標準貫入値（N値）と砂質材料の内部摩擦角 ϕ （排水条件下の試験値）との間の関係は、ダンハム、メイヤーホッフ、ベックその他の人達によっていろいろ提案されているが、ここでは日本の建設省で採用されている式

$$\phi = \sqrt{15N} + 15$$

を用いて各深度ごとの ϕ を求めると次表-4.8 のようになる。

表-4.8 N値より換算した ϕ （砂質地盤の場合）

深 度 (m)	N値より計算した ϕ		
	平 均	上 限	下 限
1.0	25°	27.8	21.0
2.5	25.8	27.6	23.7
4.0	27.4	29.6	24.9
5.5	27.9	30.1	25.3
7.0~10	29.5	31.6	27.0
11.5	36.8	39.1	34.2

一方、地盤が全く粘性土であった場合は、N値と粘着力Cとの関係は、日本道路協会ではほぼ

$$C = (0.06 \sim 0.1) N \text{ kg/m}^2$$

であるとしている。今これを平均的な値として

$$C = 0.08 N \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

を採用することになると、任意の深度でのCは次表-4.9 のようになる。

表-4.9 N値より換算したC (粘性土の場合)

深 度 (m)	N値より換算した粘着力 C (t/m ²)		
	平 均	上 限	下 限
1.0	5.3	8.8	1.9
2.5	6.3	8.5	4.1
4.0	8.3	11.3	5.2
5.5	8.9	12.1	5.7
7.0~10	11.2	14.7	7.6
11.5	25.3	30.9	19.8

(2) 地すべり評価のために採用する C, ϕ の値

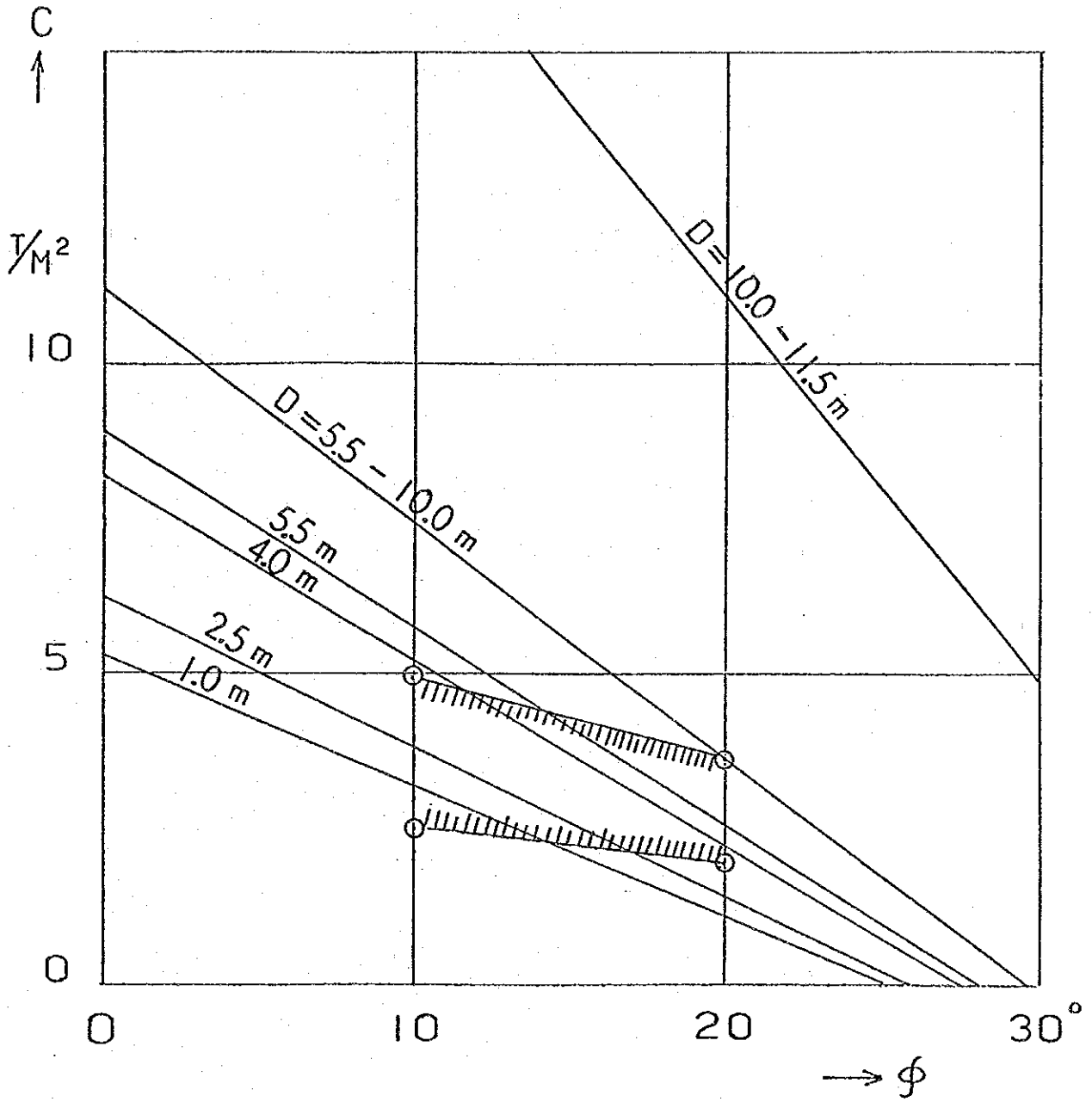
表-4.8, 4.9 に示された各深度における C, ϕ を図-4.9 に表わしたが、これは横軸に平均 N 値から推算された表-4.8 の ϕ と、縦軸に同じく N 値から推算された表-4.9 の C (t/m²) をとって表わしたものである。この図の中には、実際の地すべり形状から逆解析して求めた表-4.2 の値で、 $\phi = 10^\circ$, $\phi = 20^\circ$ とした場合の C の値を○印で記した。

ここで採用しているものは、地下水が地表面まで存在すると仮定したときの値であり、これは実際の地すべりは激しい降雨時において発生したからである。図中の斜線で囲んだ部分は逆解析の結果から求められた物性値の範囲を示している。

実際の地すべりは、それ程深い所で起っているとは考えにくいために、図-4.9 からわかるように、地すべりを発生した地点における ϕ は、それ程高くはないと思われる。図から判断して ϕ は、 $10^\circ \sim 20^\circ$ の範囲であろうと考えられる。

現地調査の結果によると、地すべりは EL. 180 以上で発生しており、それより下部は地山の勾配は急であるが、ここでは 4.4.1 でも示したように地山の C, ϕ が高くてすべりを起こしていないと判断される。従って、将来のすべりの可能性については上部と下部とに分けて考えることとする。

图 - 4.9 Relation Between C and ϕ Values for Analyses on Possibilities of Landsliding



1) 下部 (EL. 180 以下) で最小限保証されうる c および ϕ の値

旧バッチャープラント跡付近の地すべりは、EL. 180 以下の標高ではすべりが発生していない。従って、標高 EL. 180 以下では現状の地形について考えられるどのような仮想すべり面もすべりに対して安全率 1.0 以上あるはずである。もし安全率が 1.0 以下であれば、すでに地すべりが発生していなければならないからである。

現実の地形のすべりに対する安全率は 1 以上であっても幾らであるかは判らないが、もし最悪の場合として地すべりを発生するぎりぎりの状態、つまり安全率が 1.0 の状態であると仮定すれば、これに対応する地山の物性値を逆算することができる。こうして求めた物性値を仮想限界物性値と仮称することにするならば、現実の地山は地すべりを起していないのであるから、この地山の物性値としては最小限仮想限界物性値と同じかあるいはそれを上廻っていることになる。

EL. 180 以下の標高について仮想限界物性値を算出した結果を表-4.10に示す。

表-4.10 仮想限界物性値 (地表迄地下水位がある場合)

内部摩擦角 断面	$\phi = 10^\circ$	$\phi = 20^\circ$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 40^\circ$
A	24.4	14.6	9.9	6.2
B	22.8	14.3	10.5	6.7
D	30.0	20.5	12.3	6.6
E	29.2	19.8	11.8	5.4
F	27.1	17.9	9.5	5.5
f	18.6	12.2	7.8	4.5
g	17.6	11.9	7.0	3.6
平均	24.2	15.9	9.8	5.5
σ	4.5	3.3	1.8	1.1
平均 - σ	19.7	12.6	8.0	4.4
平均 + σ	28.7	19.2	11.6	6.6

単位 (t/m²)

EL. 180 以下は同じ地質であると考え、最もすべりに対して危険な断面は C 断面であって、これから逆算すると、EL. 180 以下にあつては地山物性値は次の条件を満すものでなければならない。

$\phi = 10^\circ$	とすると	$C > 30$	t/m ²
$\phi = 20^\circ$	とすると	$C > 20.5$	t/m ²
$\phi = 30^\circ$	とすると	$C > 12.5$	t/m ²
$\phi = 40^\circ$	とすると	$C > 6.7$	t/m ²

ボーリング調査の結果では、EL. 180 以下にあつては、前に述べたように、 $N > 50$ であると考えられる。今、 $N = 50$ と考えると、地山の粘着力 C が無い場合は $\phi > 42^\circ$ 、逆に ϕ が無いと仮定した場合、 $C > 40$ t/m² となり、この値がまた C 断面におけるすべり安全率が 1 となる物性値の 1 つと対応する。

以上のことを考え合せ EL. 180 以下においては、地山の物性値として ϕ を 30° に選ぶこととし、C についてはやや仮想限界物性値より大き目の $C = 15$ t/m² 以上あるものと想定した。

2) EL. 180 以上の部分について

EL. 180 以上において ϕ として $\phi = 10^\circ$ 、 $\phi = 20^\circ$ の二つの場合を仮定し、それぞれの場合について地表よりの深度別に C を図-4.9 から読みとると下表-4.11 のとおりとなる。

表-4.11 深度別地山物性値 (EL. 180 以上)

地表よりの 深 度 (m)	C (t/m ²)	
	$\phi = 10^\circ$	$\phi = 20^\circ$
1	3.2	1.0
2.5	3.8	1.4
4.0	5.2	2.2
5.5	5.6	2.5
5.5~10	7.3	3.5
11.5	18.0	11.2

検討を進めるにあたって、計算を単純化するため、EL. 180 以上の標高の地山の ϕ を 10° と仮定した場合について、 C は地表で $3t/m^2$ 、深度 $6m$ で $8t/m^2$ 、深度 $10m$ で $12t/m^2$ の値を持つものとし、その他の深度については、上記3点を順次直線で結んだ線上の値をとるものとした。また、 $\phi = 20^\circ$ と仮定した場合には地表で $1t/m^2$ 、深度 $6m$ で $4.0t/m^2$ 、深度 $10m$ で $7t/m^2$ の値を持ち、その他の深度については、 $\phi = 10^\circ$ とした場合と同様3点を順次直線で結んだ線上の値をもつものとした。

表-4.11 では比較的深い $5.5 \sim 10m$ では特に $\phi = 20^\circ$ にあつては C の値は小さいが、深度 $10 \sim 11.5m$ ではかなり高い

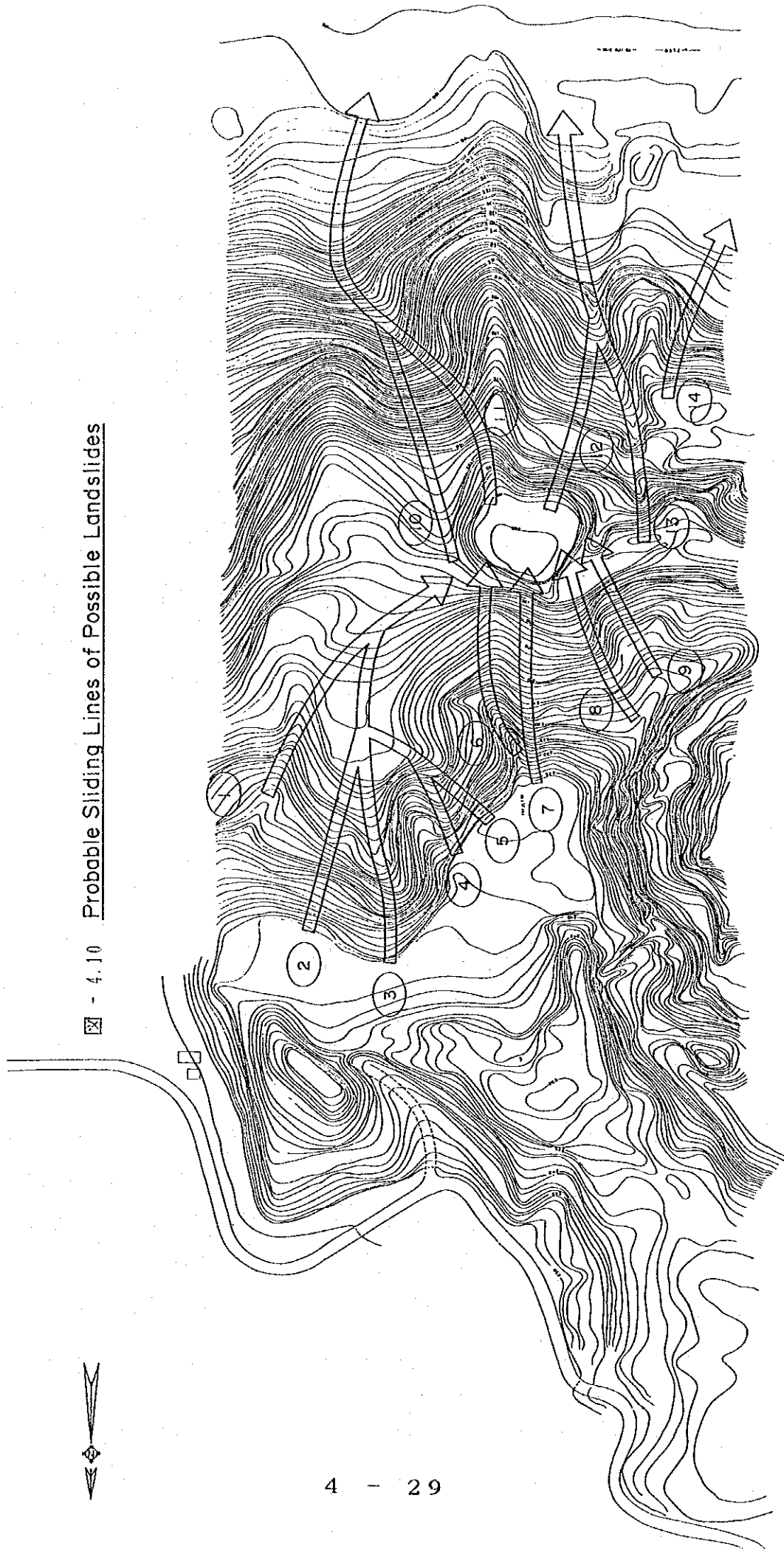
4.5 今後の地すべりの可能性に関する検討

図-4.10 は、今回の調査のために新たに測量された地形図に、将来、地すべりが発生するかも知れないと仮想されるすべり線を書込んだものである。このうちすべり仮想線1~9までは、EL. 180 以上の標高のもので、そこでは地盤がかなり軟弱であり、旧バッチャープラント敷地の盛土部分に相当する所と思われ、過去の地すべりはすべてこの領域内で発生している。仮想線10~14は、EL. 180 以下の標高のものであつて、本来の地山であると推定される部分である。

標高 EL. 180 以下では地表勾配が急になっているが、過去にすべりが発生した跡が見られないし、かつ一部基盤岩が露頭しており、極く表層の風化部に小さなすべりが発生したとしても、今後この部分が大きく地すべりを起すことはないと思われる。

従つて、この部分の測線10~14についてのすべり検討は、将来共地山が安全であるための、地山が持っていなければならない物性値を判断するために行ったものである。

4 - 4.10 Probable Sliding Lines of Possible Landslides



4. 5. 1 仮定された地山の物性値

前節4. 4の所で検討したように、すべりを検討する地山の領域を2つに区分した、すなわち、領域Aは軟弱で地すべりを起す可能性のある領域、Bは本来の地山であってN値が50以上であり、ほとんど地すべりを起すことはないと考えられる領域である。このAの領域とBの領域の境界はEL. 180とした。領域Aのすべり検討は、下表に示す2種の物性値の場合について行った。

計算した2つのケースの物性値

物性値 ケース	ϕ	C (t/m ²)		
		地表	- 6m	- 10m
1	10°	3	8	12
2	20°	1	4	7

4. 5. 2 検討された計算の種類

検討された計算の種類は次のとおりである。

計算で考慮した地下水位、地震力の組合

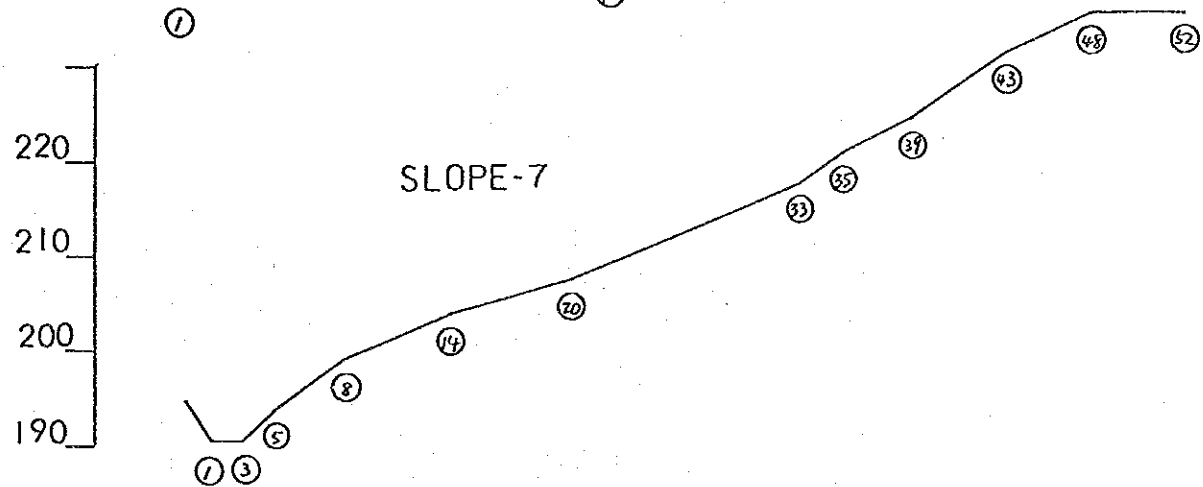
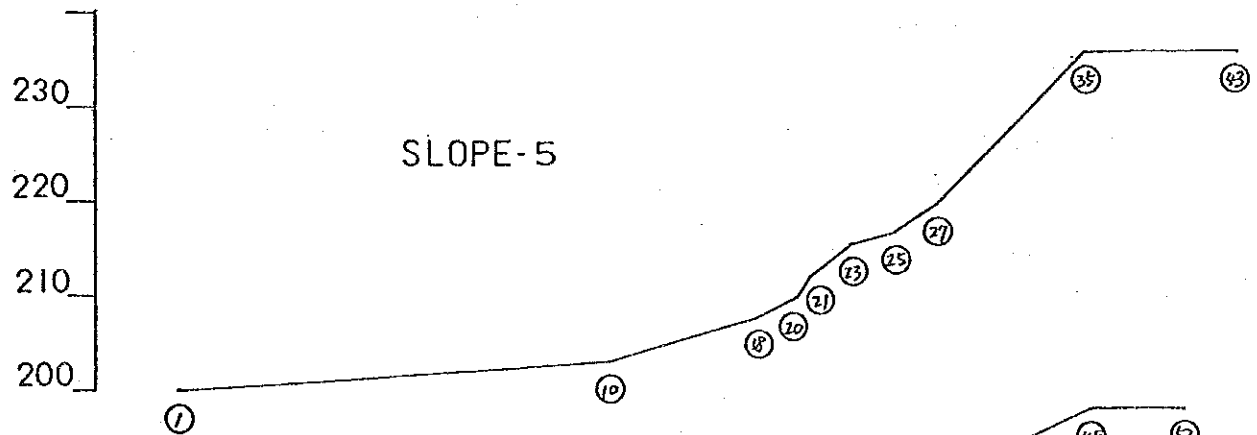
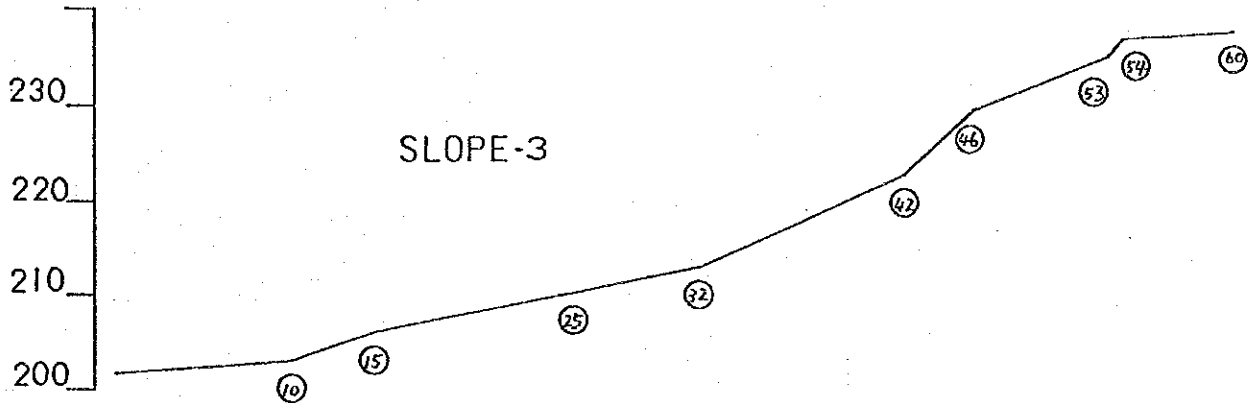
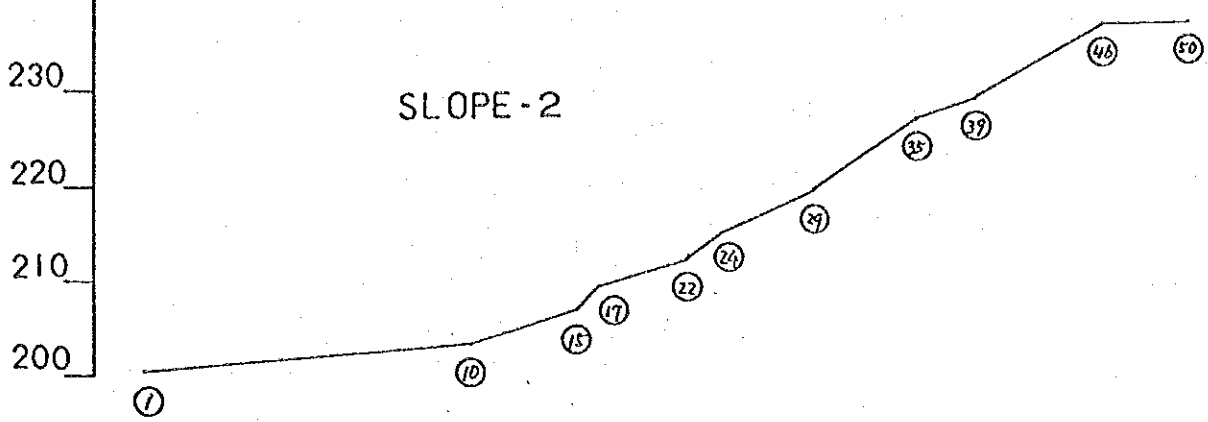
ケース	地山の地下水	地震力
A	地表面まで	0
B	地下水位なし	0.15 g
C	地表面まで	0.15 g

すべり線1～9までのEL. 180以上のすべり可能線、および、10～14までのEL. 180以下のすべり検討線は、それぞれ詳細に見くらべると1～9までの9つのすべり可能線は、2, 3, 5, 7, 9の5つの線に集約され、また、10～14は12, 14に集約されることが判った。

従って、すべりの検討をEL. 180以上の標高に対してはすべり可能線2, 3, 5, 7, 9の5本の線をEL. 180以下に対しては12, 14の2本の線について実施した。図-4.11に上記7本の縦断面を示す。

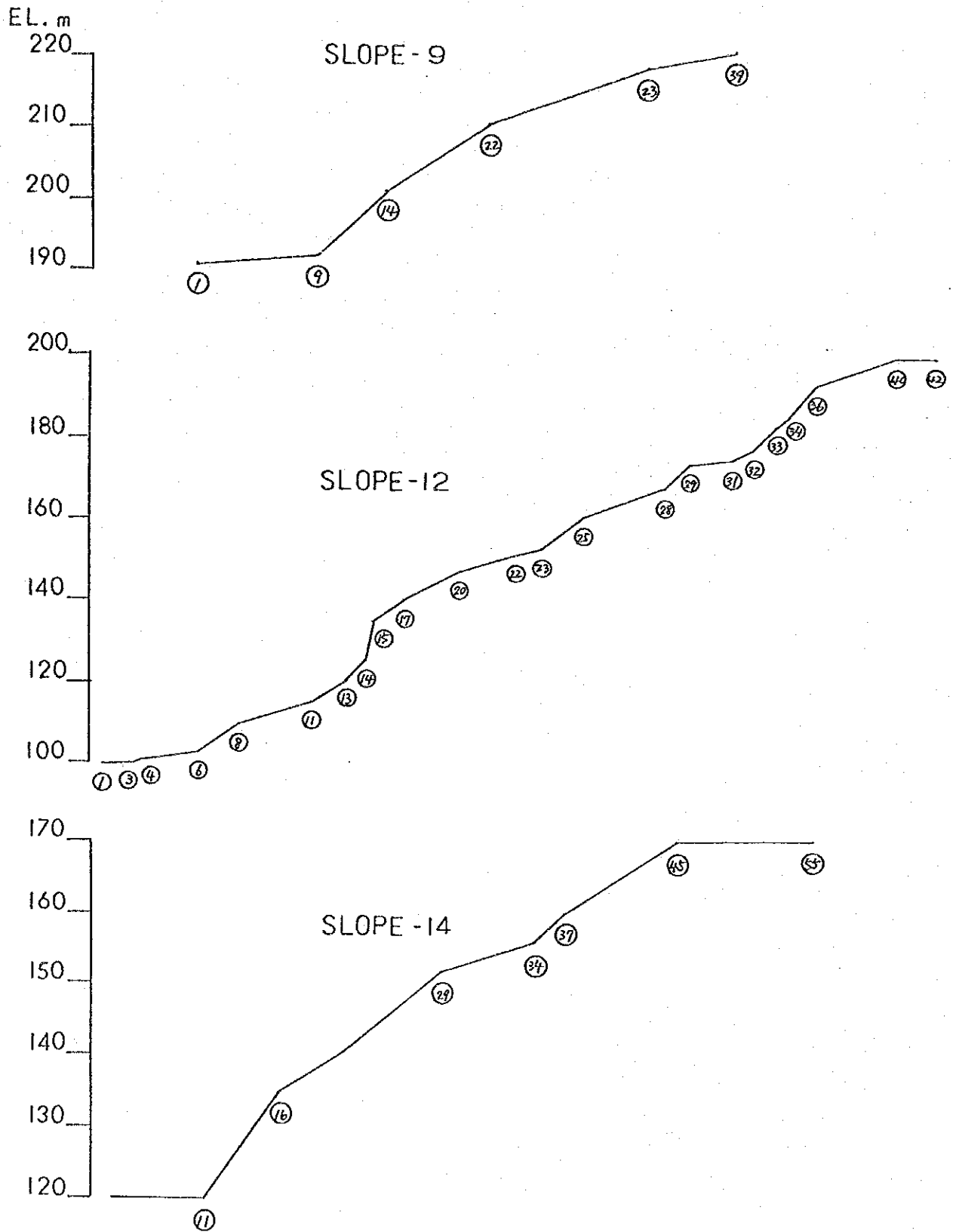
4.11 Longitudinal Profiles of the Probable Sliding Lines

EL.m
240



Profile along Probable Slide Line

Longitudinal Profiles of the Probable Sliding Lines (Fig. 4.11 continued)



Profile along Probable Slide Line

4. 5. 3 計算の方法

計算の方法は通常のすべり計算のとおりであるので本報告書では説明を省略した。

4. 5. 4 計算の結果 (EL. 180 以上)

計算結果は表-4.12 のとおりである。

本表に採用したものは、図-4.11 に示す各点を通る多数のすべり線の中で最少のすべり安全率を示すものである。表中の左端の値はすべり安全率であり、次のすべり始・終点は最少のすべり安全率を示す、すべり線の始点と終点の番地であって、ここに示された数字は図-4.11 に表わしてある。この番地は原則的には、地表面地形の勾配の変わり目と変わり目との間を大体 1 ~ 2mの間隔になるように等分して定めてある。すべり抵抗力はこのすべり最小安全率のすべり線に沿う面のすべり抵抗力であり、すべり力はこのすべり線に沿う滑動力の合計を表わす。最右端の欄に示す不足せん断抵抗力は、このすべり線に沿う不足せん断抵抗力を示す。この値が負であればすべり安全率 1.0 に対してはなお余剰のせん断抵抗力を有していることを示しており、正であれば安全率 1.0 に対してせん断力が不足し、その不足するせん断抵抗力を示している。

図-4.12 の右上に記した安全率の図は、すべり検討に用いた地表面上番地(図-4.11)を始点とするすべりの最小の安全率のすべり始点別の変化を画いたものである。同様に左下に記した安全率の図は、各すべり点を終点とする最小安全率のすべり終点別の変化を画いたものである。

表-4.13 は $\phi = 20^\circ$ と仮定した場合の各ケース(case - A : 地山の地下水が地表まで存在する場合、case - B は地山の地下水位を考慮しないが、地震力を考慮した場合、case - C は地表までの地下水位と地震力を同時に考慮した場合)についての不足せん断抵抗力を示したものである。

表-4.12.1 すべり計算結果 (1)

ケース A 地下水位地表までである場合、地震力を考慮せず

測線	φ = 10°						φ = 20°					
	S.F.	すべりの始・終点	すべり半径	すべり抵抗力	すべり力	不足せん断力	S.F.	すべりの始・終点	すべり半径	すべり抵抗力	すべり力	不足せん断力
2	1.781	48 - 22	67.67	442.17	248.20	-193.96	0.997	48 - 22	67.67	247.43	248.20	+0.77
3	1.748	60 - 32	76.05	517.81	296.24	-221.57	1.003	56 - 33	44.83	251.57	250.73	-0.84
5	1.344	40 - 19	61.92	388.81	289.30	-99.51	0.711	40 - 19	52.36	205.61	289.30	+83.69
7	1.871	53 - 1	72.63	2,684.73	1,434.72	-1,250.02	1.075	49 - 8	143.77	272.60	253.64	-18.95
9	1.866	25 - 9	90.24	212.30	113.77	-98.53	0.846	25 - 9	90.24	96.23	113.77	+17.53
12	1.075	42 - 5	145.49	5,974.05	5,555.86	-418.20	1.073	42 - 5	145.49	5,959.09	5,555.86	-403.24
14	1.454	50 - 6	70.65	2,199.69	1,512.49	-687.20	1.440	50 - 6	70.65	2,178.33	1,512.49	-665.84

表-4. 12. 2 すべり計算結果 (2)

ケース B 地震力のみ考慮

測線	$\phi = 10^\circ$							$\phi = 20^\circ$						
	S.F.	すべりの始・終点	すべり半径	すべり抵抗力	すべり力	不足せん断力	SF	すべりの始・終点	すべり半径	すべり抵抗力	すべり力	不足せん断力		
2	1.680	50 - 22	95.10	514.82	306.46	-208.37	1.154	48 - 22	67.67	329.25	285.23	-44.02		
3	1.624	60 - 32	76.05	566.43	348.76	-217.67	1.160	56 - 33	44.83	335.26	288.90	-46.36		
5	1.366	40 - 19	61.92	429.28	314.19	-115.09	0.920	40 - 19	61.92	289.16	314.19	+25.03		
7	1.750	53 - 12	142.60	765.53	437.45	-328.08	1.206	50 - 4	243.83	463.04	383.84	-79.20		
9	1.824	25 - 9	90.24	228.27	125.14	-103.13	1.032	25 - 9	90.24	129.21	125.14	-4.06		
12	1.432	42 - 5	160.42	8,314.90	5,807.47	-2,507.43	1.429	42 - 5	160.42	8,301.02	5,807.47	-2,493.55		
14	1.754	51 - 11	95.83	2,504.03	1,427.74	-1,076.29	1.744	51 - 11	95.83	2,490.51	1,427.74	-1,602.77		

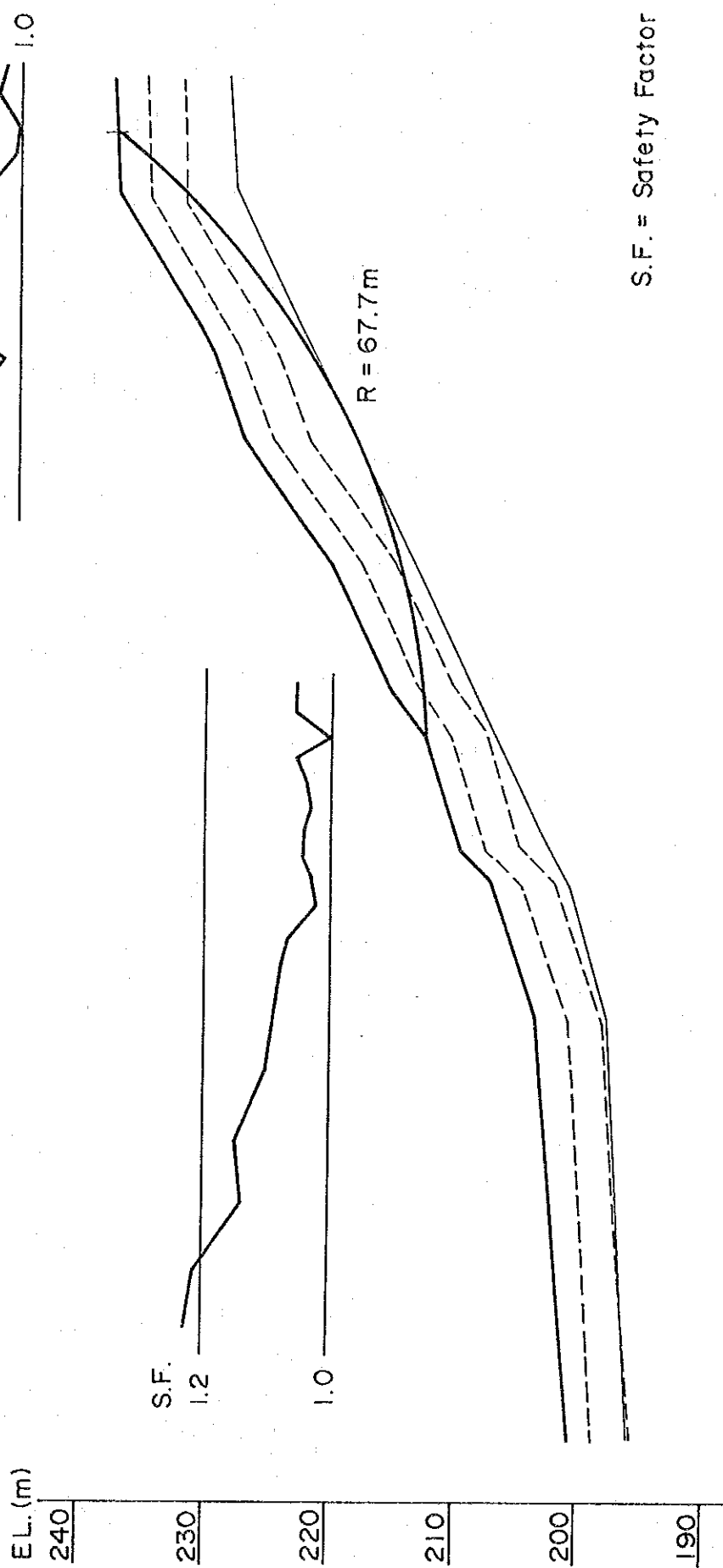
表-4.1.2.3 すべり計算結果(3)

ケース C 地下水位地表迄と地震力を考慮

測線	φ = 10°							φ = 20°						
	S.F.	すべりの始・終点	すべり半径	すべり抵抗カ	すべり力	不足せん断力	S.F.	すべりの始・終点	すべり半径	すべり抵抗カ	すべり力	不足せん断力		
2	1.366	50 - 22	95.10	465.08	340.51	-124.57	0.738	48 - 22	67.67	233.88	316.92	+83.05		
3	1.317	60 - 32	76.05	510.24	387.51	-122.73	0.742	56 - 33	44.83	238.30	321.00	+82.70		
5	1.094	40 - 19	61.92	382.04	349.10	-32.94	0.549	40 - 19	61.92	191.64	349.10	+157.46		
7	1.350	53 - 1	72.63	2,563.62	1,898.63	-664.99	0.774	49 - 8	143.77	258.75	334.44	+75.70		
9	1.505	25 - 9	90.24	209.29	139.05	-70.24	0.647	25 - 9	90.24	90.02	139.05	+49.03		
12	0.803	42 - 4	150.07	5,757.37	7,173.84	+1,416.47	0.800	42 - 4	150.07	5,742.57	7,173.84	+1,431.27		
14	1.113	50 - 7	70.75	2,158.15	1,939.36	-218.78	1.099	51 - 4	82.06	2,008.72	1,828.53	-180.20		

Slope 2

Case A

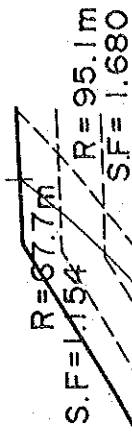
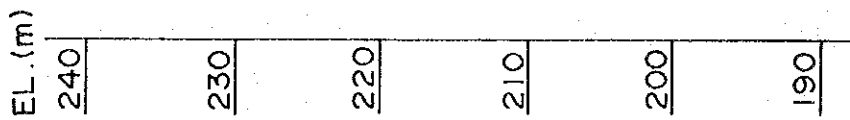
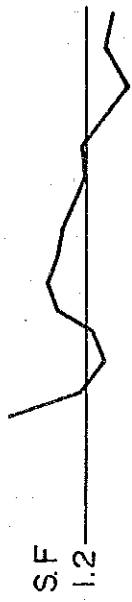


S.F. = Safety Factor

☒ - 4.12.1 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No.2, Case A)

Slope 2

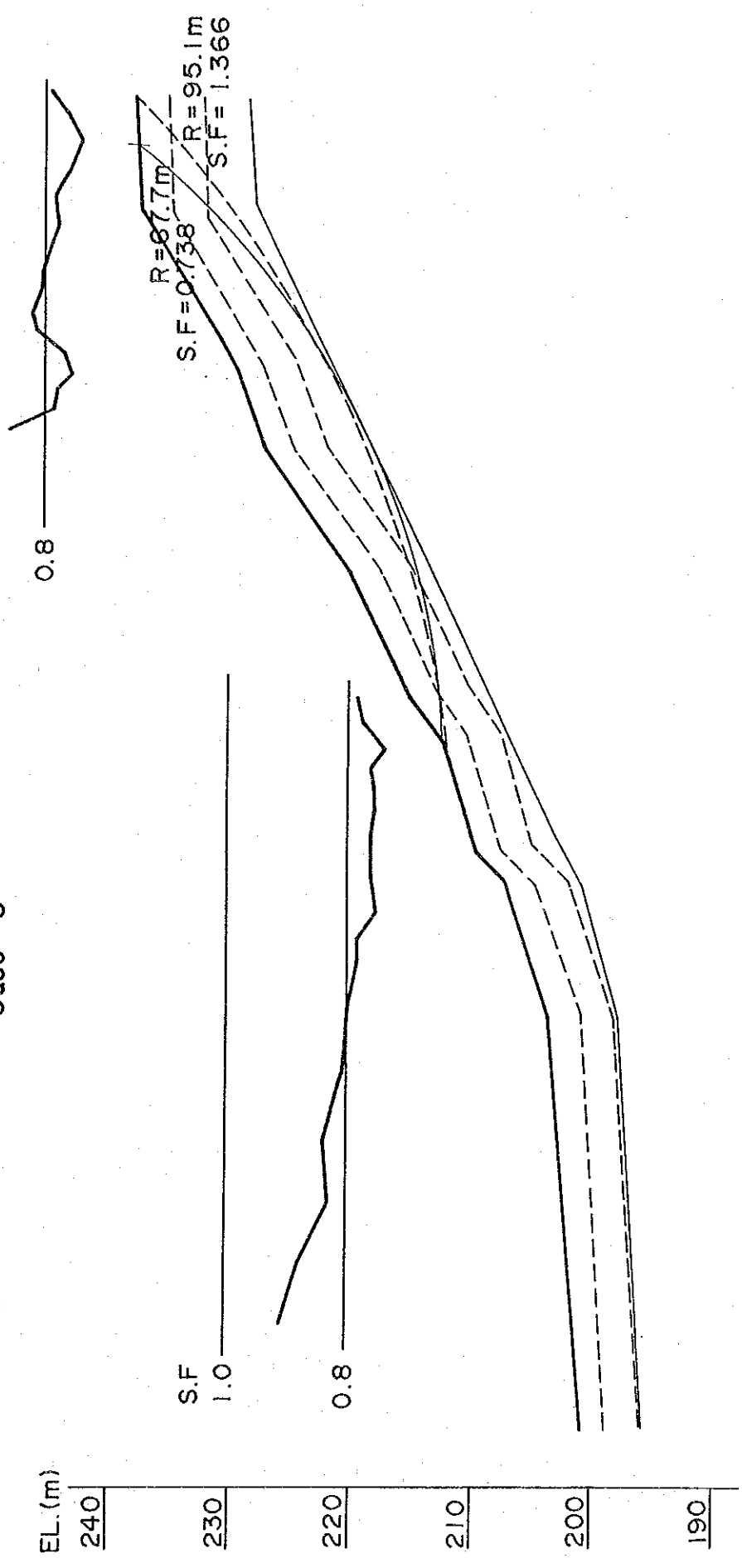
Case B



S.F. 1.0

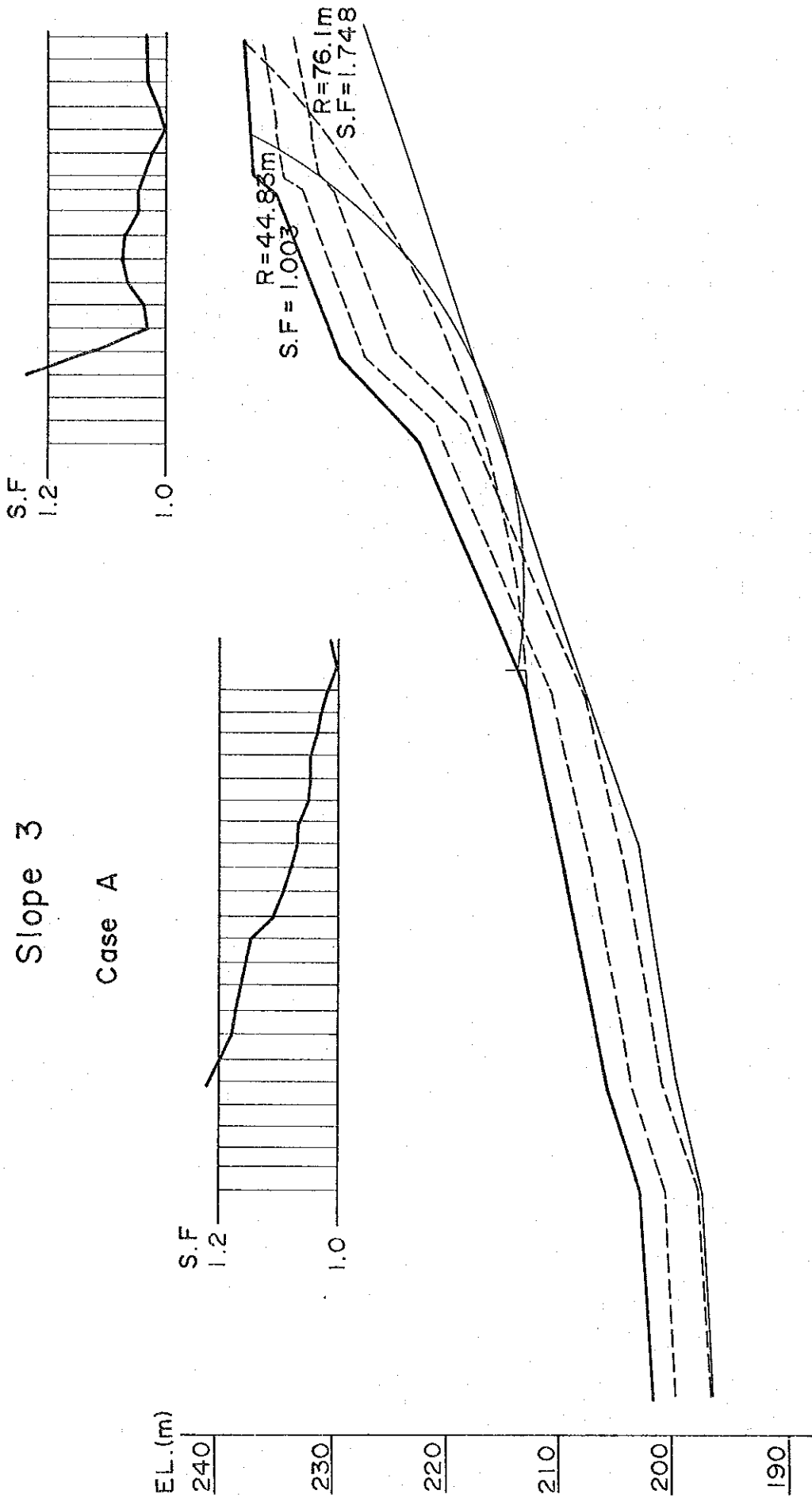
Slope 2

Case C



Slope 3

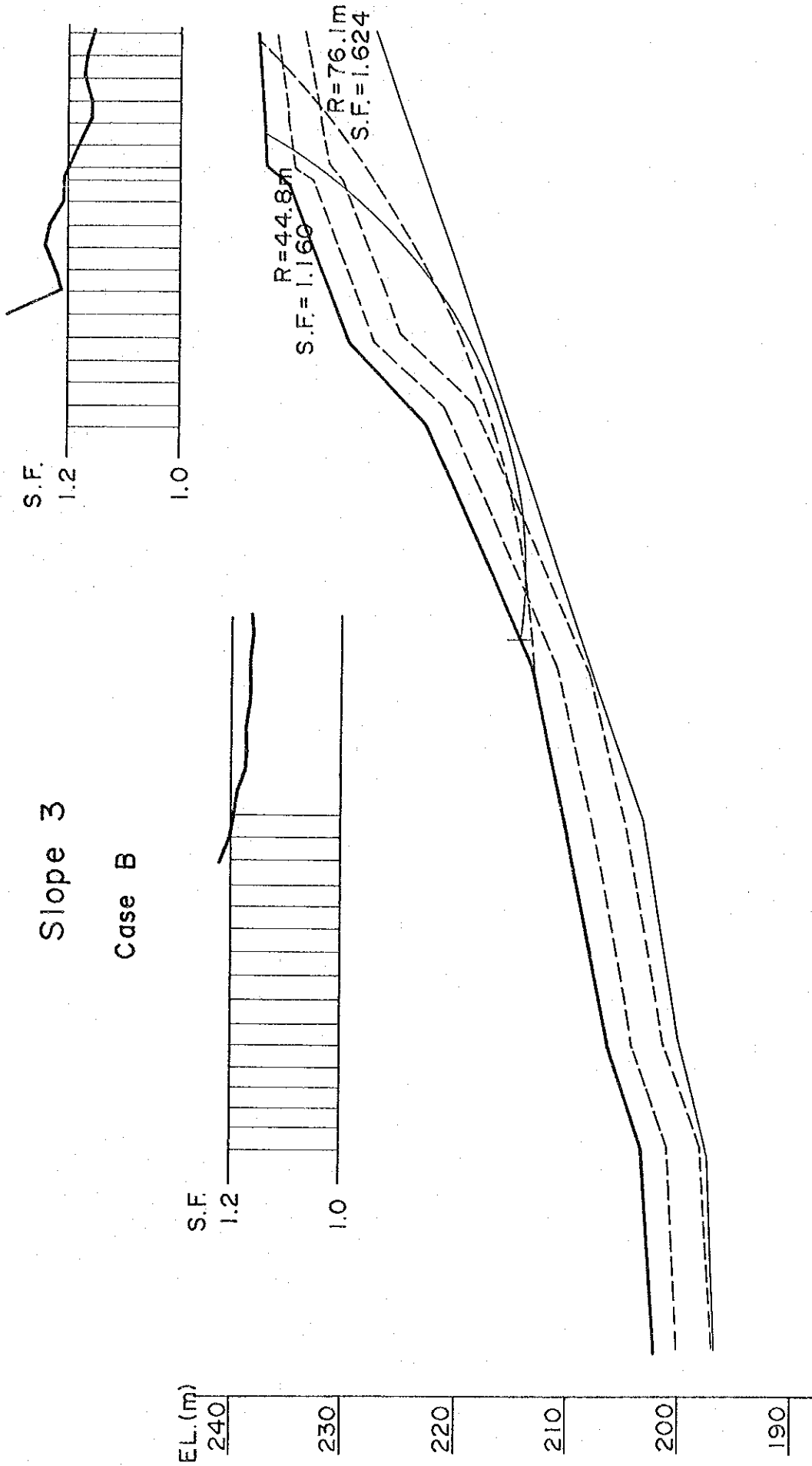
Case A



☒ - 4.12.4 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No.3 Case A)

Slope 3

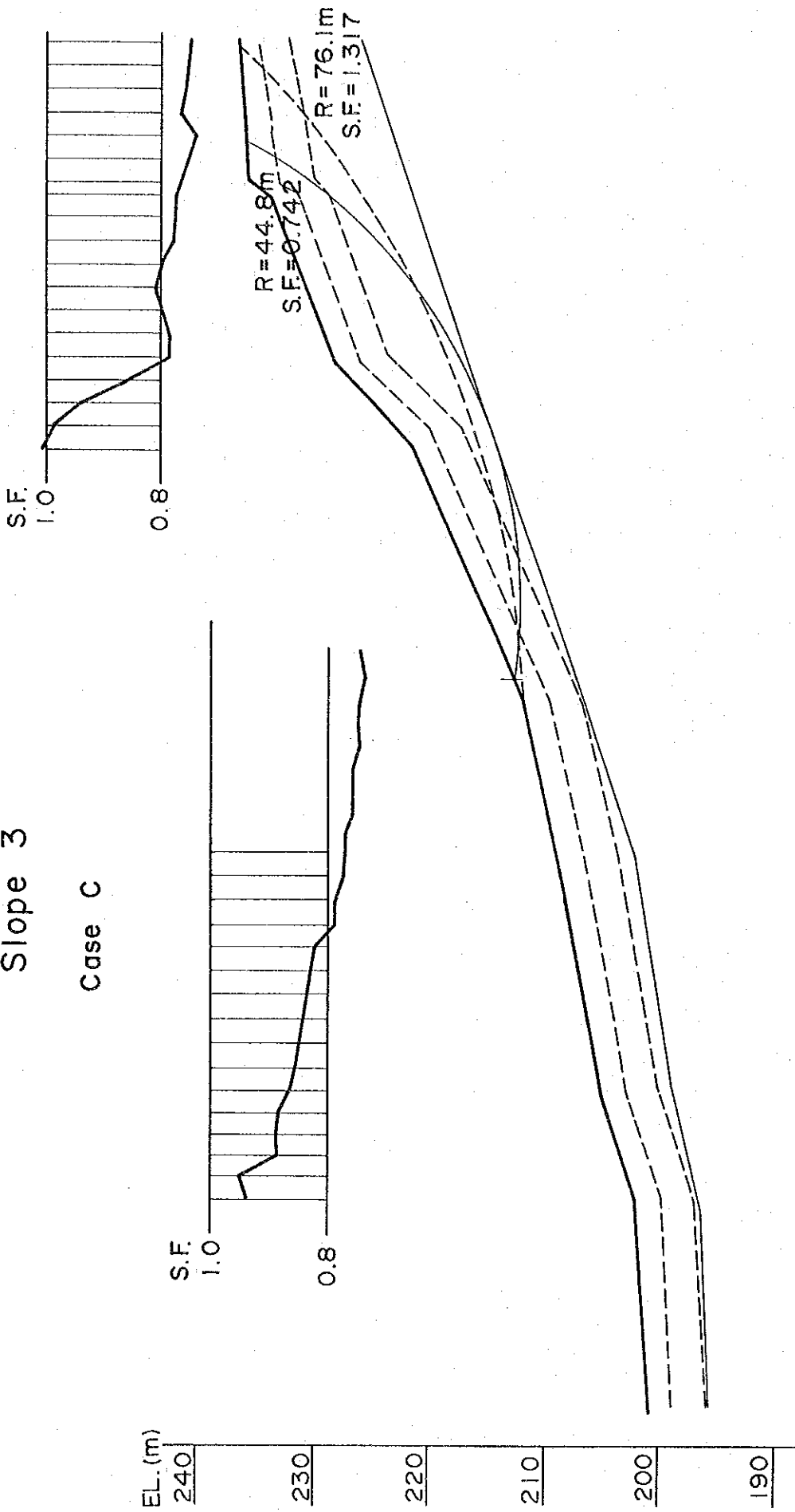
Case B



4 - 4.12.5 Analyses on Possible Sliding Lines
 (Line No.3 Case B)

Slope 3

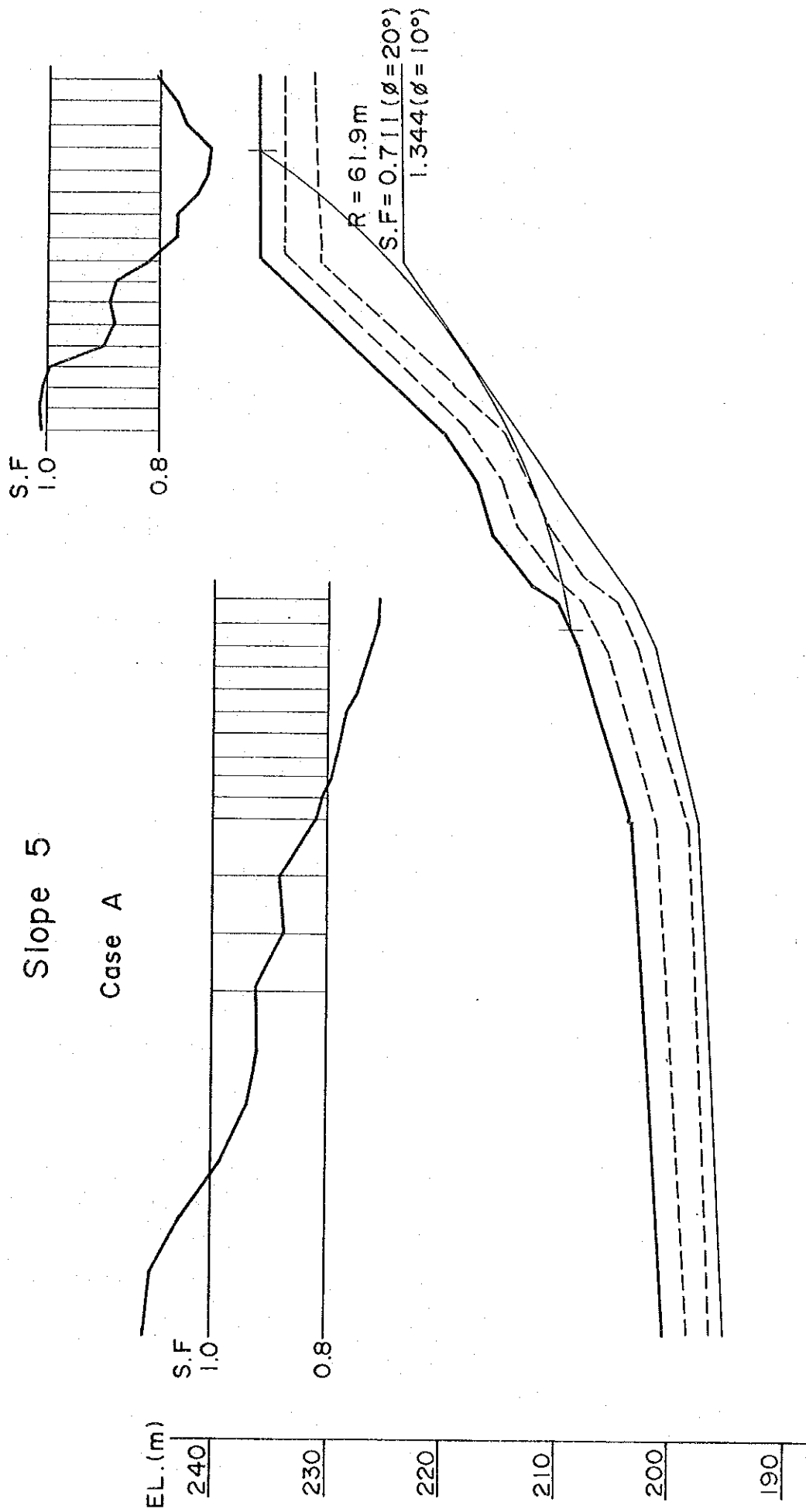
Case C



4 - 4.12.6 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No.3 Case C)

Slope 5

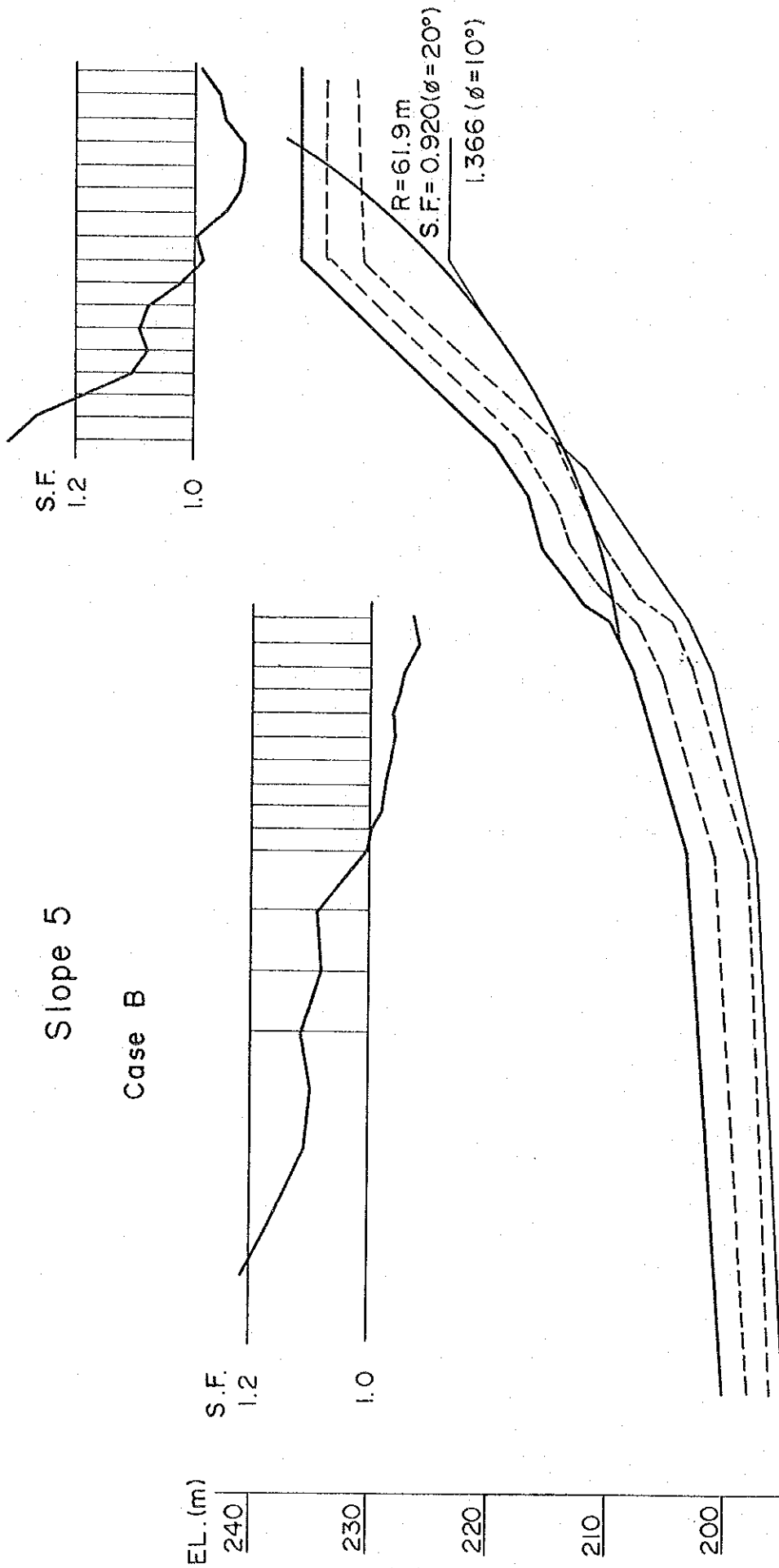
Case A



☒ - 4.12.7 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No 5, Case A)

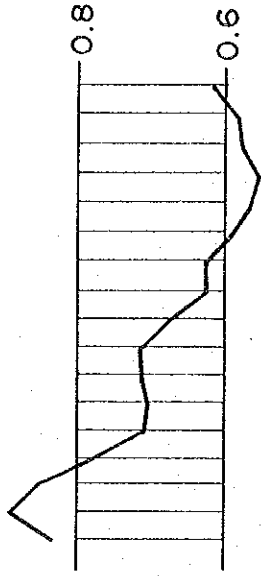
Slope 5

Case B

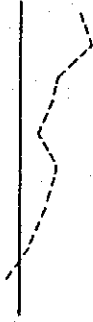


4 - 4.12.8 Analyses on possible sliding Lines
(Line No.5, Case B)

S.F.
1.0



S.F.
1.2

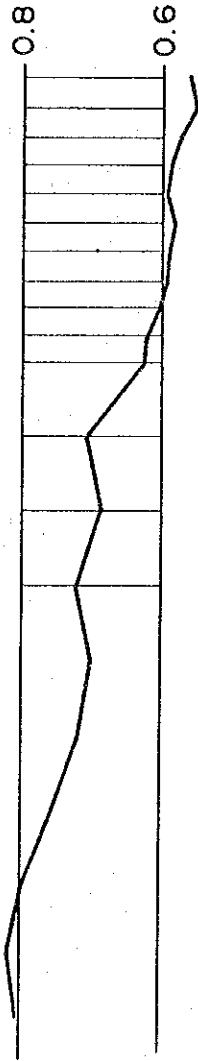


Slope 5

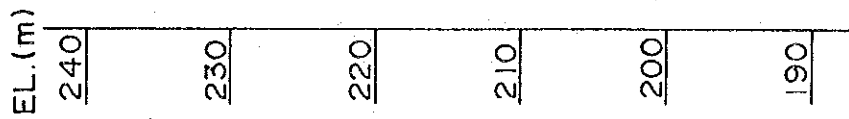
S.F.
1.0



Case C



R = 61.9m
S.F. = 0.549 ($\phi = 20^\circ$)
1.094 ($\phi = 10^\circ$)

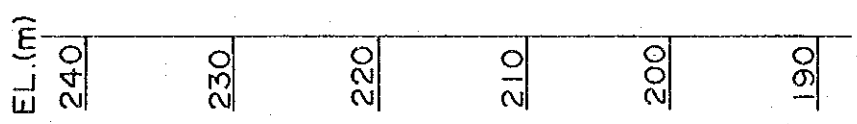
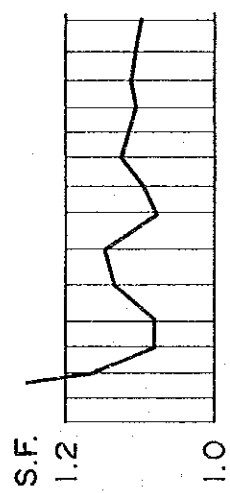
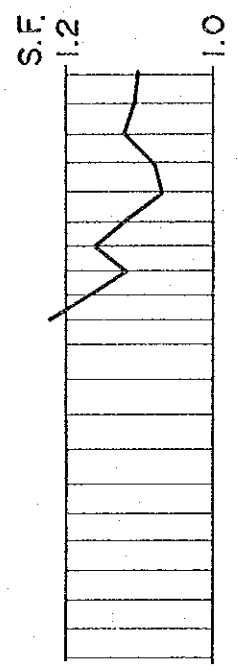


4 1 4 5

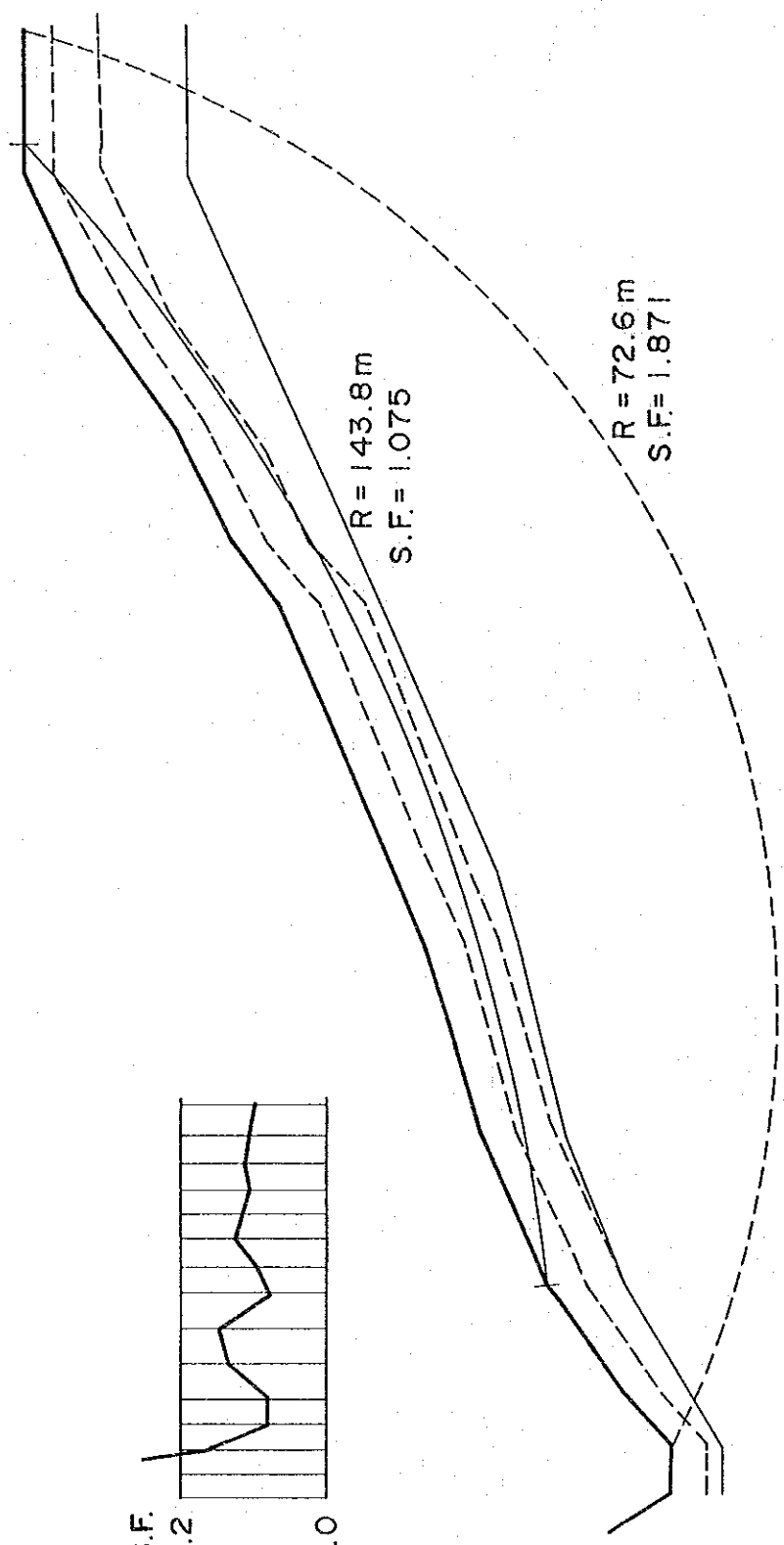
4 - 4.12.9 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No 5, Case C)

Slope 7

Case A



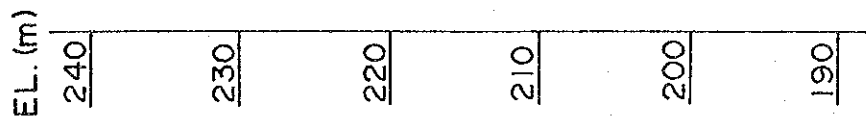
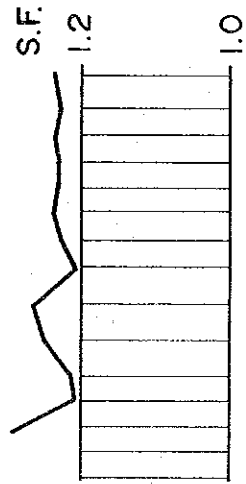
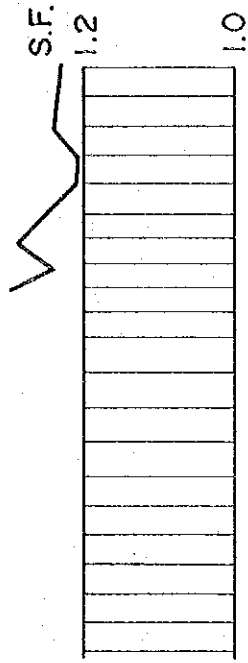
4 - 1 - 46



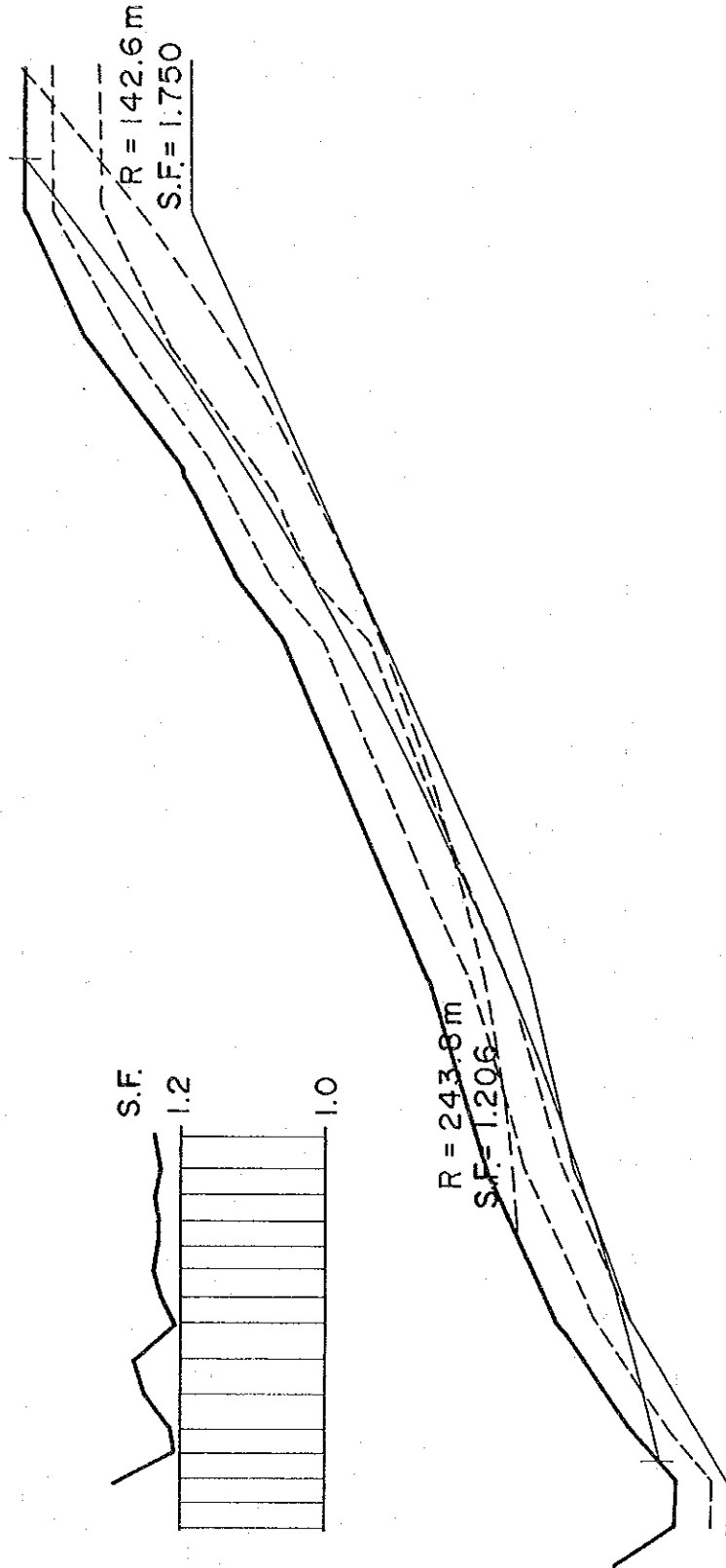
☒ - 4.12.10 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No. 7, Case A)

Slope 7

Case B



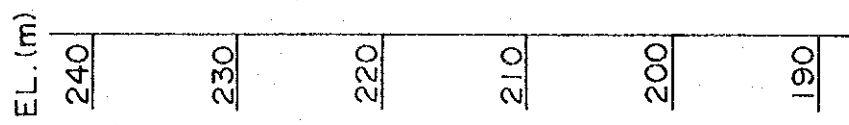
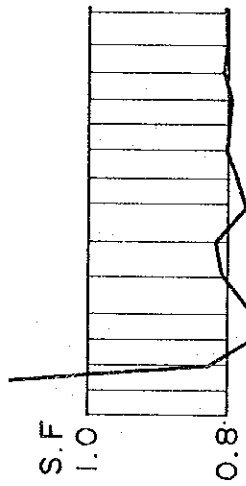
4 - 47



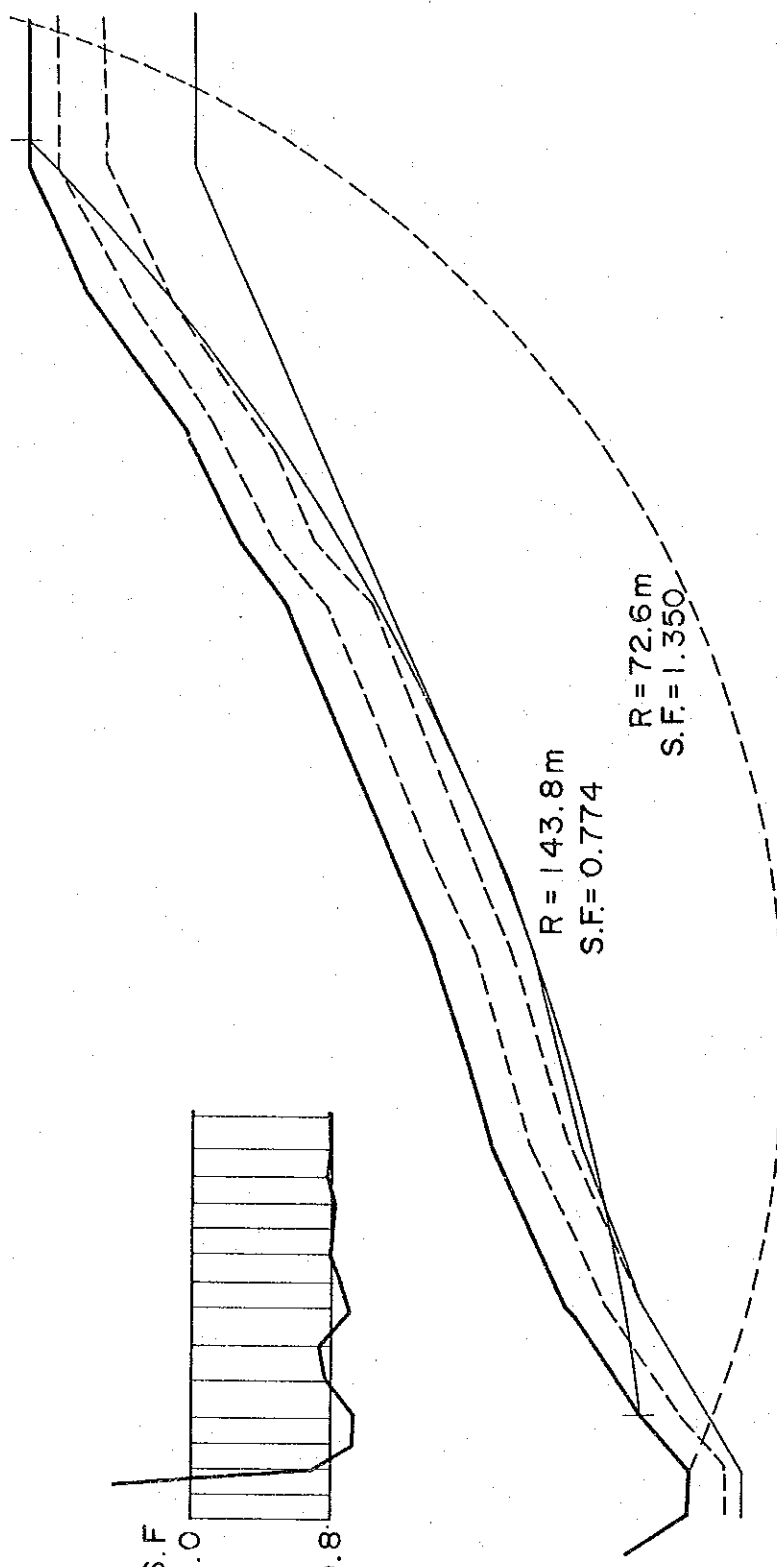
☒ - 4.12.11 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No 7, Case B)

Slope 7

Case C



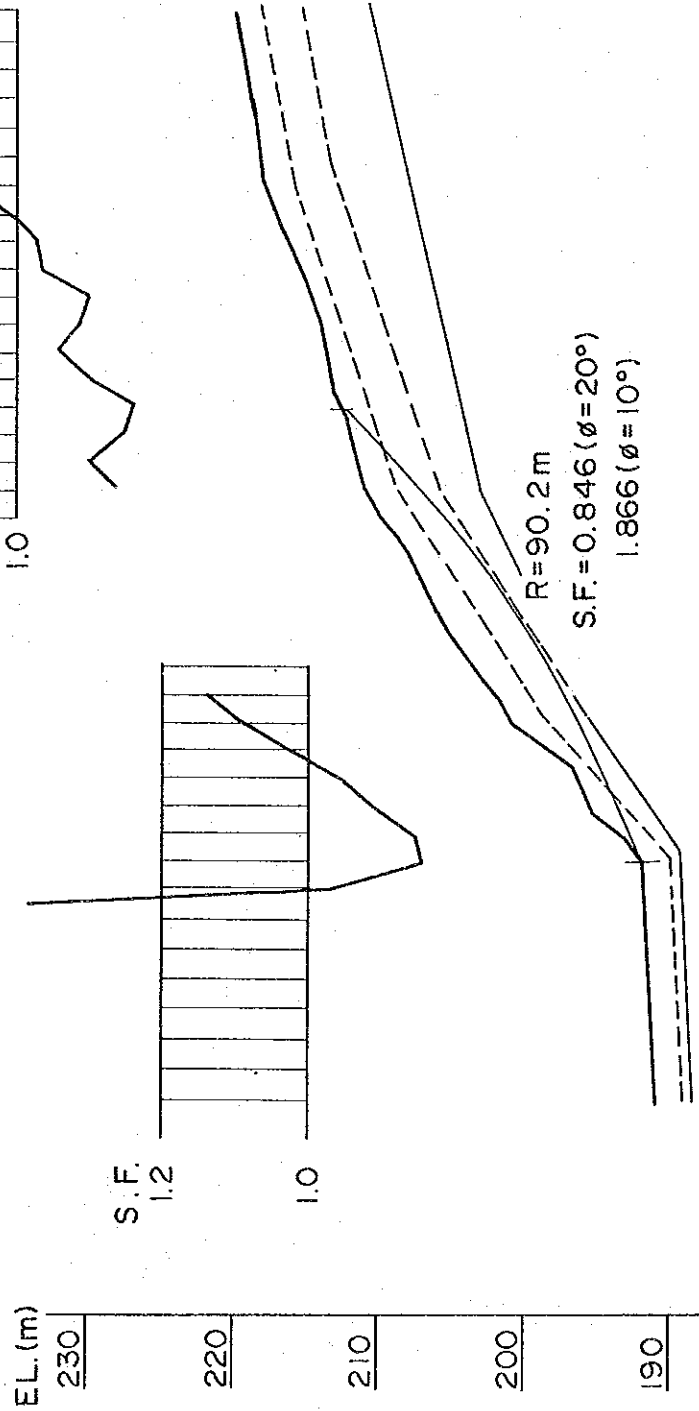
4 - 48



☒ - 4.12.12 Analyses on Possible Sliding Lines
 (Line No.7, Case C)

Slope 9

Case A

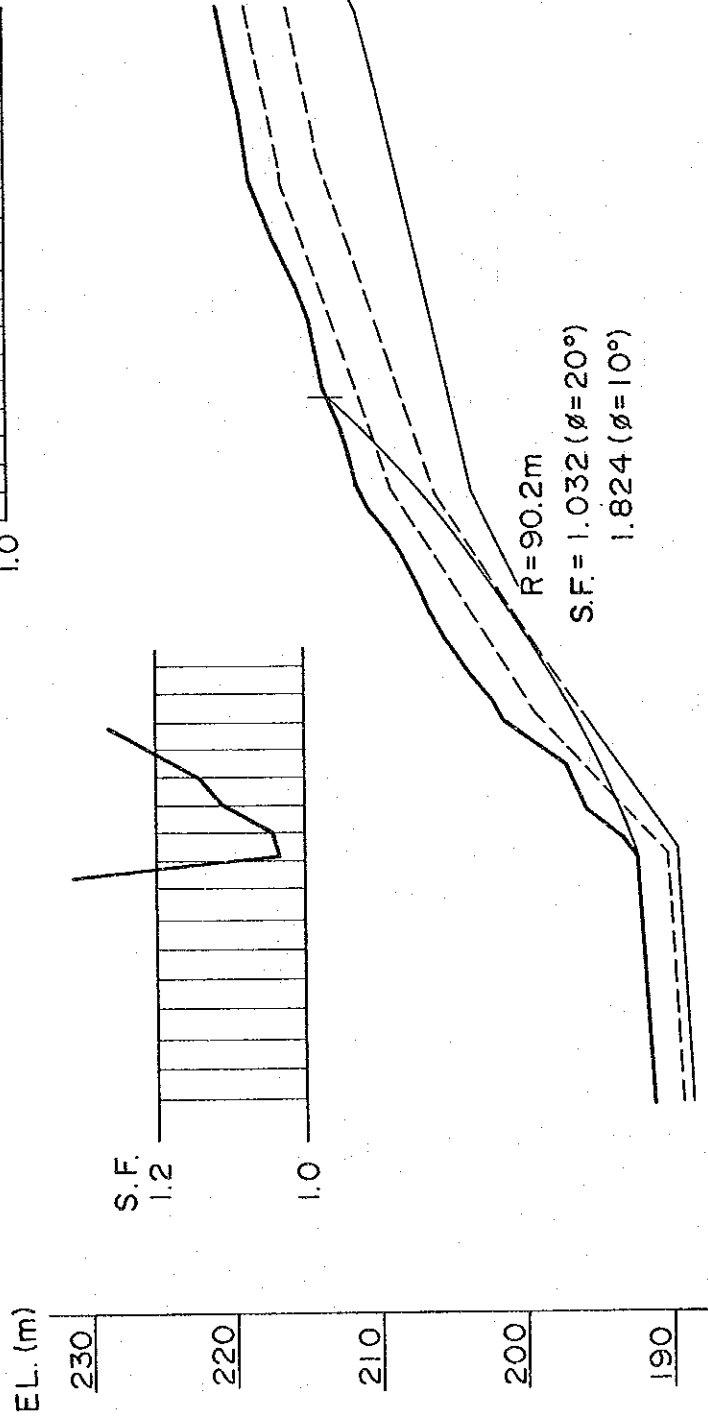


4 - 49

☒ - 4.12.13 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No.9, Case A)

Slope 9

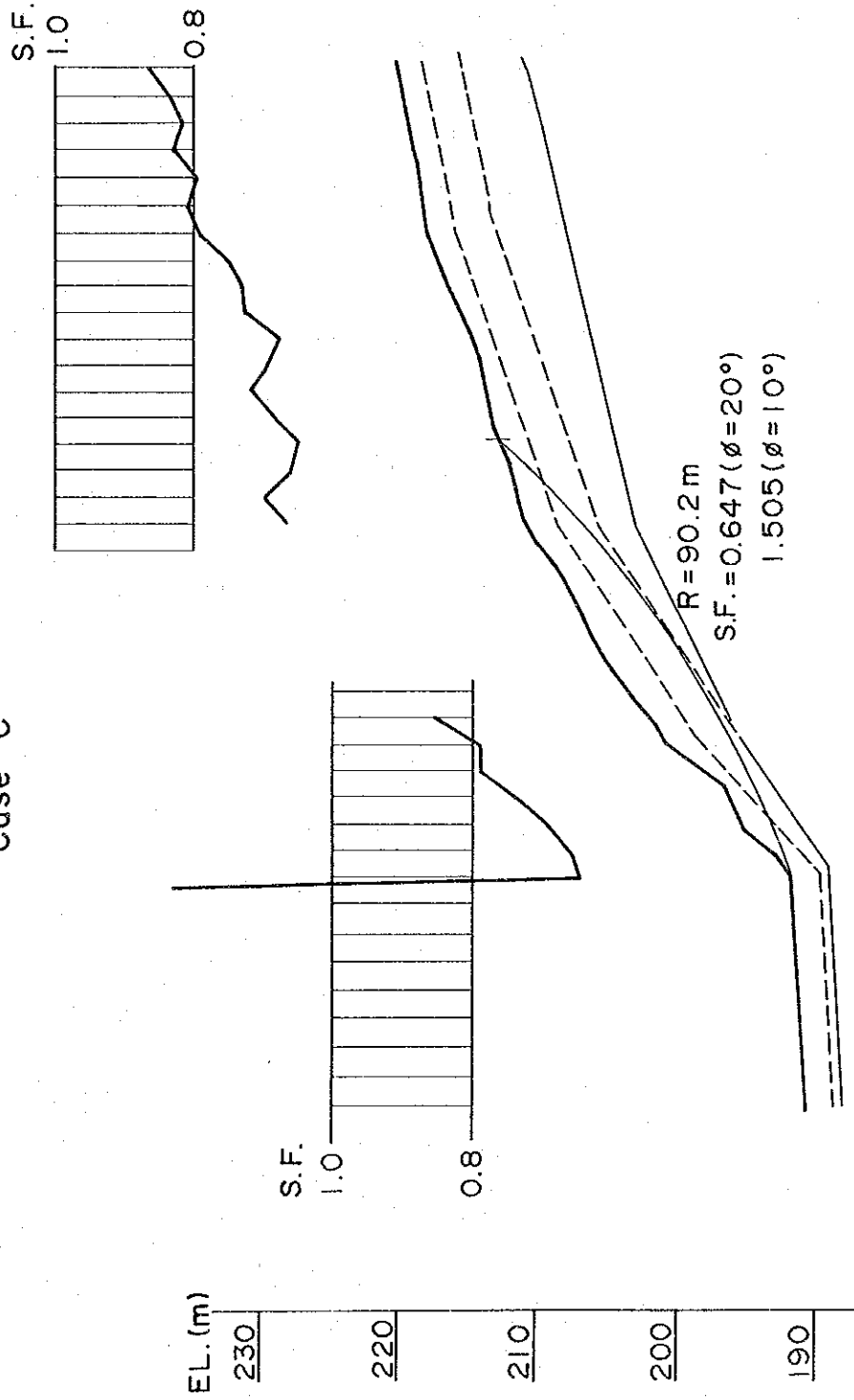
Case B



4 - 4.12.14 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No. 9, Case B)

Slope 9

Case C

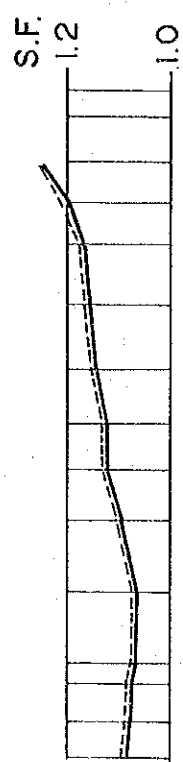
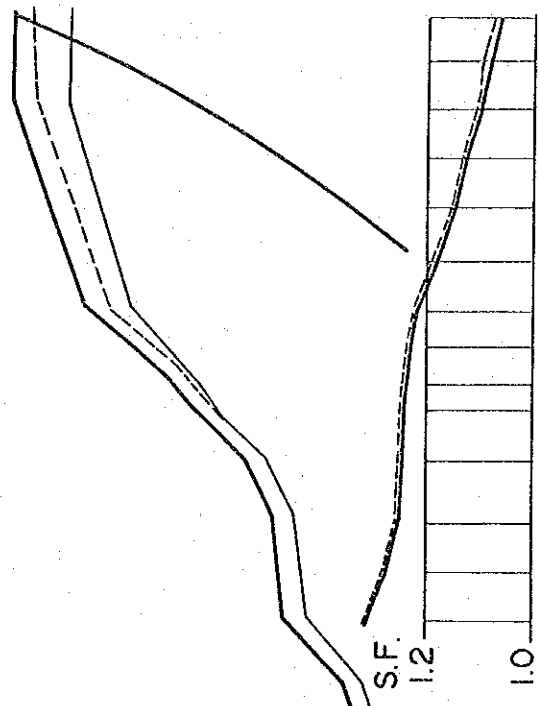
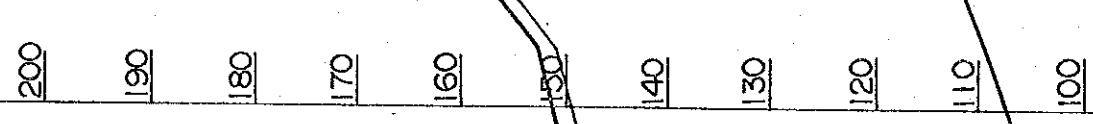


4 - 51

☒ - 4.12.15 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No.9, Case C)

Slope 12 Case A

EL. (m)



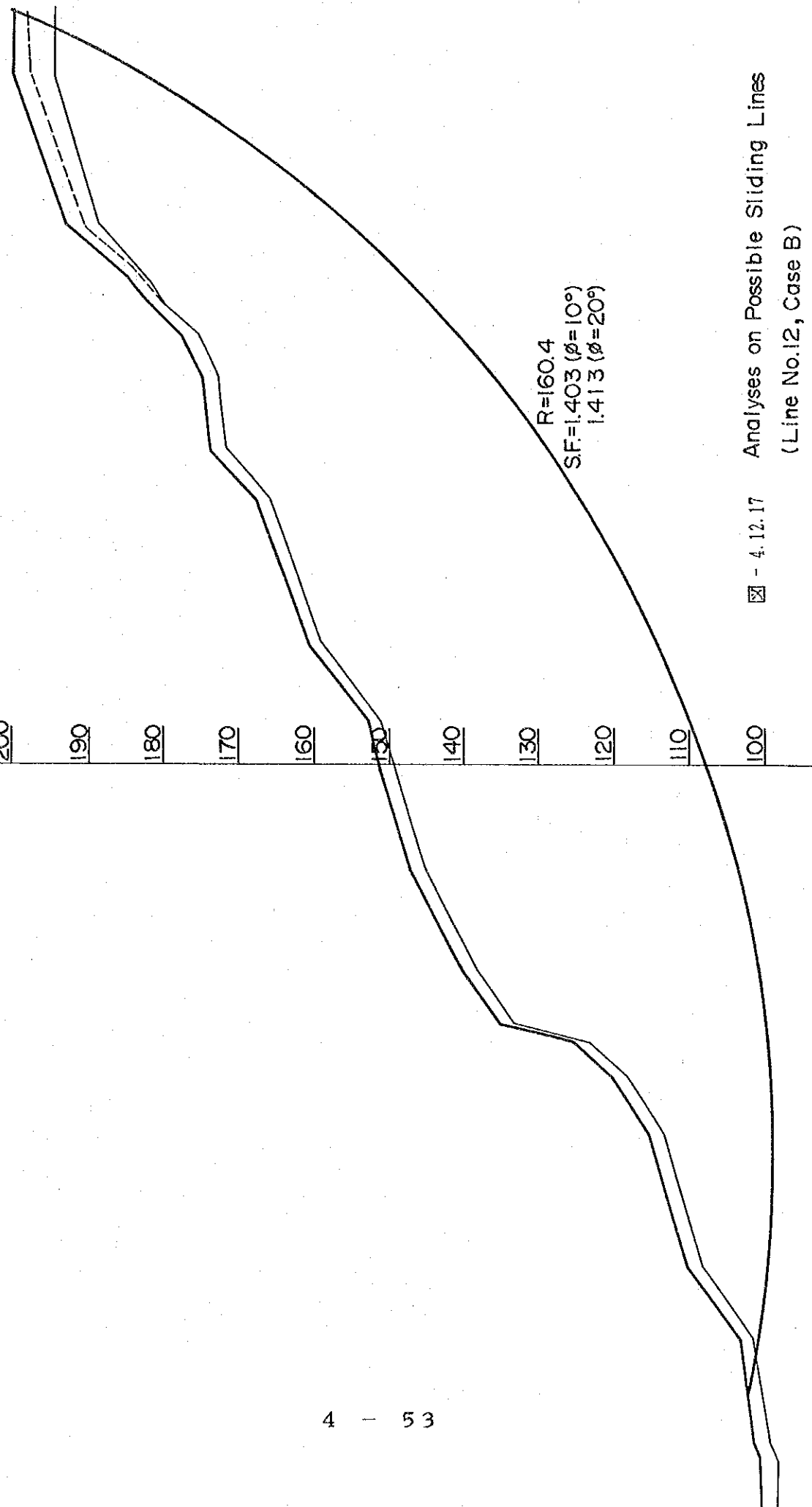
R=160.4m

4 - 4.12.16 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No.12, Case A)

Slope 12 Case B

EL. (m)

200
190
180
170
160
150
140
130
120
110
100



R=160.4
SF=1.403 ($\phi=10^\circ$)
1.413 ($\phi=20^\circ$)

▬ - 4.12.17 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No.12, Case B)

Slope 12 Case C

EL.(m)

200

190

180

170

160

150

140

130

120

110

100

R=160.4m

1.0

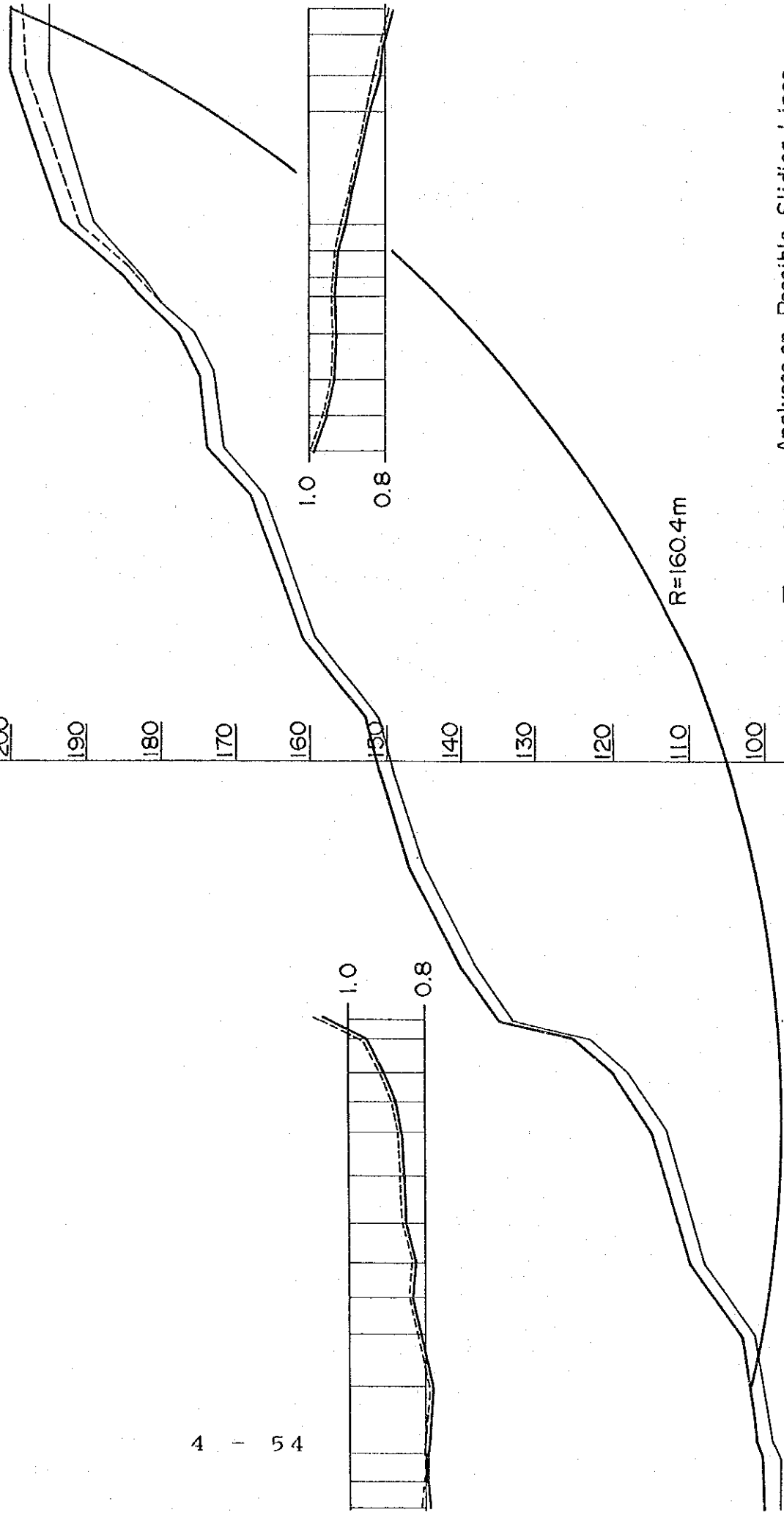
0.8

1.0

0.8

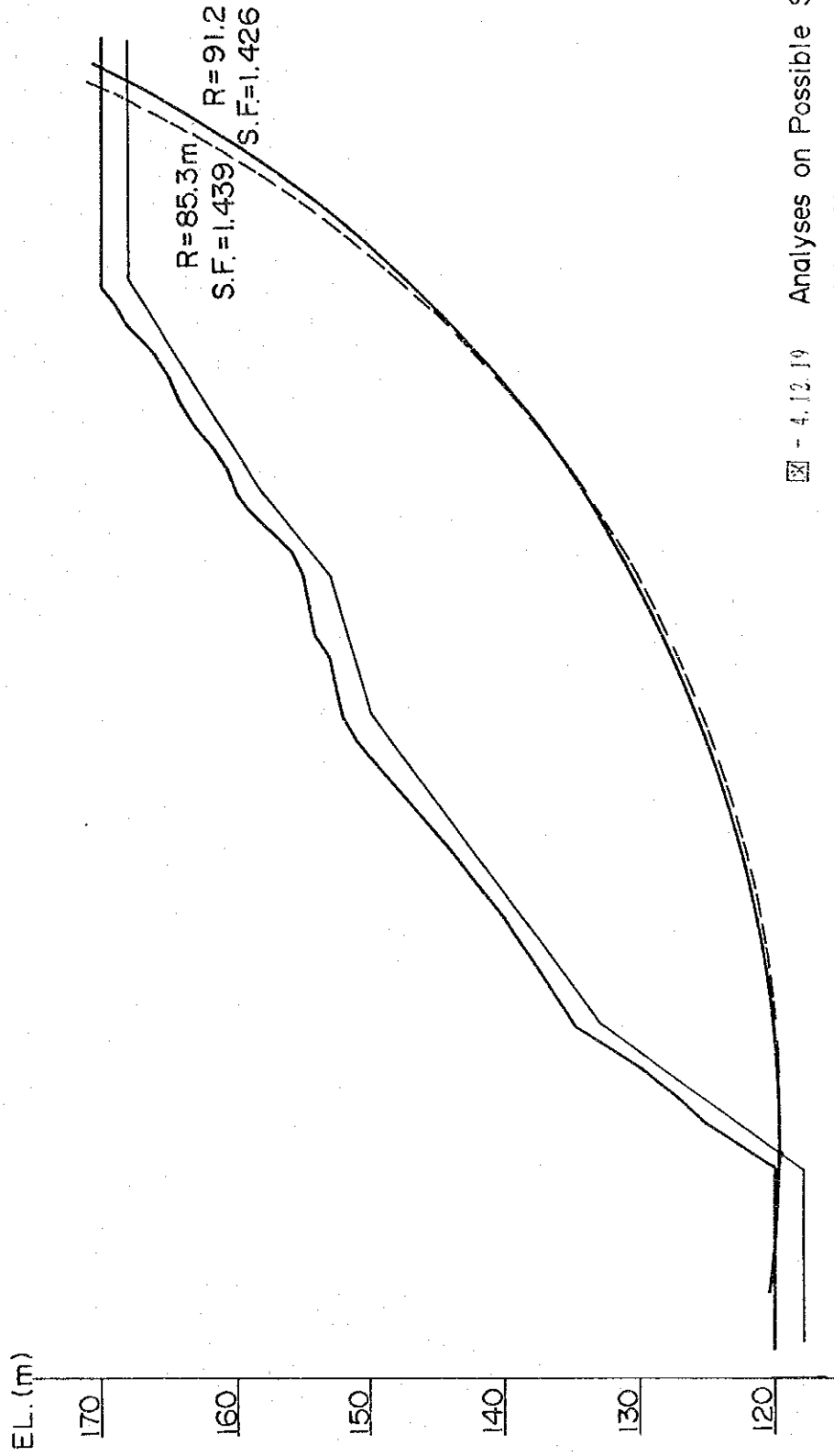
Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No.12, Case C)

4 - 4.12.18



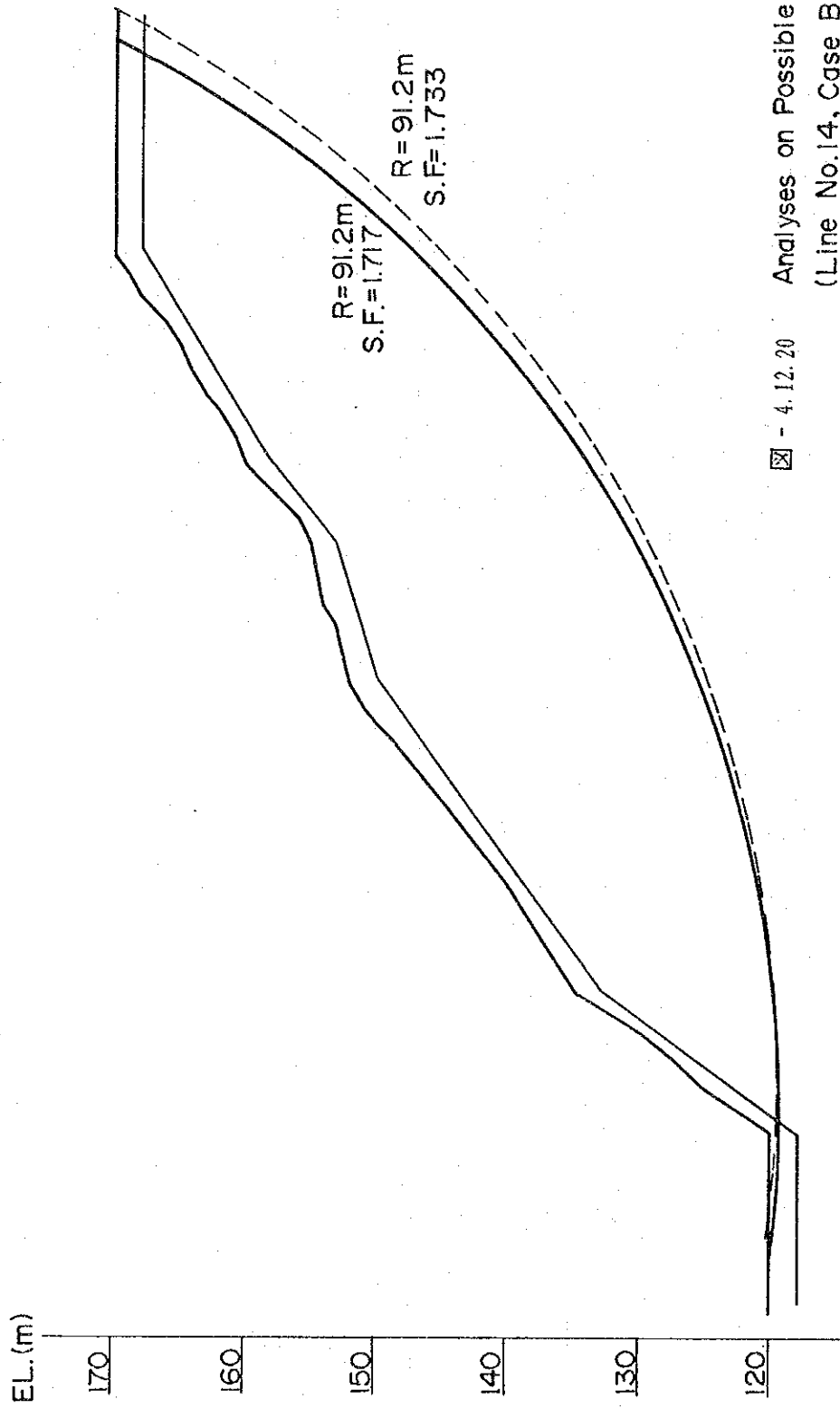
Slope 14

Case A



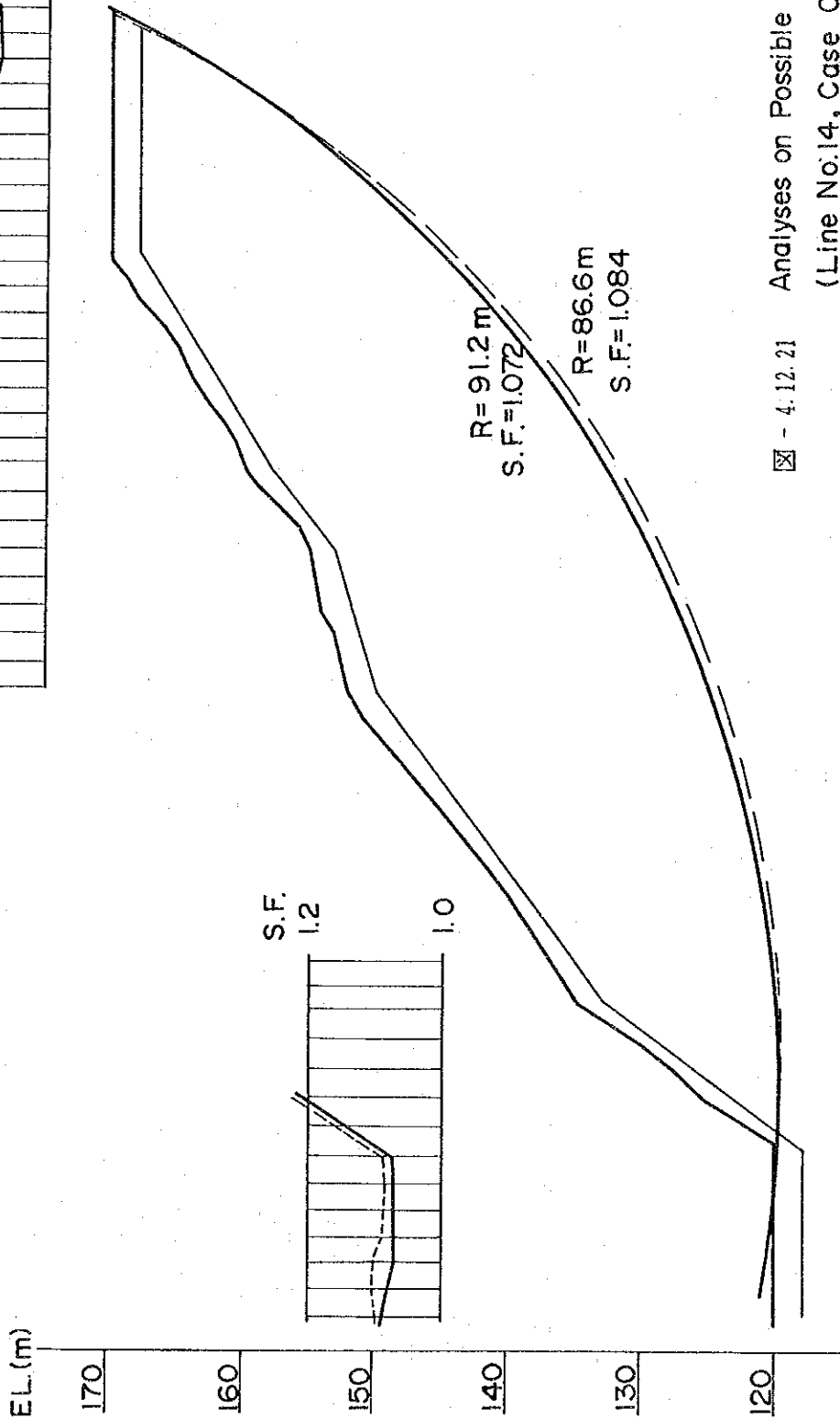
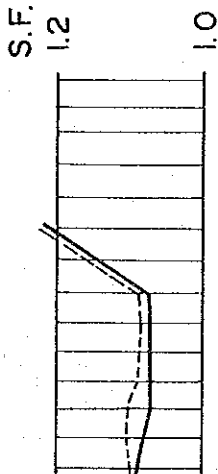
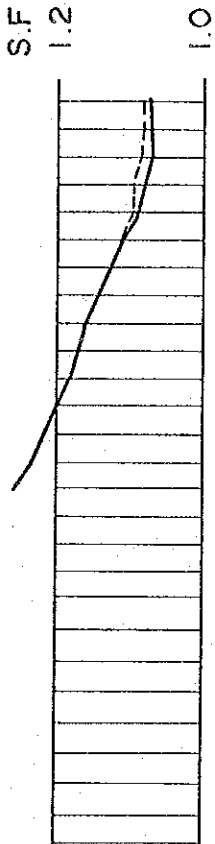
Slope 14

Case B



Slope 14

Case C



☒ - 4.12.21 Analyses on Possible Sliding Lines
(Line No.14, Case C)

表-4.13 $\phi = 20^\circ$ とした時の不足剪断抵抗力

(単位は t/m^2)

	ケース A		ケース B		ケース C	
	不足せん断力 SF=1	不足せん断力 SF=1.2	不足せん断力 SF=1	不足せん断力 SF=1.2	不足せん断力 SF=1	不足せん断力 SF=1.2
2	-0.77	50.4	-44.0	13.0	83.05	146.4
3	-0.84	49.3	-46.4	11.4	82.7	146.9
5	83.69	141.6	25.0	87.9	157.5	227.28
7	-18.95	31.8	-79.2	-2.4	75.7	142.6
9	-17.53	40.3	-4.1	20.9	49.0	76.8
12	-403.24	707.9	-2,493.6	-1,332.0	1,431.3	2,866.0
14	-665.84	-363.3	-1,062.8	-777.2	-180.2	185.5

-の符号は地山のせん断力に関して余裕のあることを示している。

表-4.13 から次のことが判る。

- (I) ϕ を 10° 、 20° と仮定した場合、ケース A、ケース B、ケース C のいかなる場合においても、 $\phi = 20^\circ$ とした場合の方が $\phi = 10^\circ$ の場合よりもすべり安全率 (S.F.) が小さい。
- (II) ϕ を 10° と仮定した場合は、ケース A、ケース B、ともに S.F. > 1.2 であり、ケース C でもすべり線 5 の 1.1 を除いてすべて S.F. > 1.2 である。
- (III) ϕ を 20° と仮定した場合には EL. 180 以上にあつては、ケース A の場合、S.F. は 0.7 ~ 1.1 の範囲にあり、ケース B の場合には 0.9 ~ 1.2、ケース C にあつては 0.5 ~ 0.8 の範囲にある。
- (IV) 以上のことから安全を見込んで $\phi = 20^\circ$ の場合を考えて対策工を検討することにする。ケース A、ケース B の場合については対策後で S.F. ≥ 1.2 を目標とし、ケース C では豪雨と地震が同時に発生すると仮定しているもので、このような場合の出現は、実際には非常にまれであると思われる。そのためケース C では、S.F. ≥ 1.0 を目標とするのが適当であると思われる。
このケース C に対する条件では、すべりに対して最も危険なすべり線は 5 のすべり線であつて、その不足せん断抵抗力は 157.5t/m にもなることが判明した。

地すべり対策工として次の案が考えられる。

- (I) 地すべりが発生する領域における地山の肩の部分 (すべり始点となる範囲) を掘削除去し、すべり滑動力を減少させるとともに、地すべり法尻 (終点) 付近に抑え用盛土を行つて、すべりに対するせん断抵抗力を増大せしめる。
- (II) すべりに対する抵抗力を増加させるために杭打等により、すべり線に沿うせん断抵抗力を増大せしめる。(抑止工)

(Ⅷ) 以上の(Ⅰ), (Ⅱ)の併用を考える。

等の方法が考えられる。

$\phi = 20^\circ$ としたときの計算結果から次のことが判明した。

(Ⅰ) どの仮定されたすべり線にあってもケース B、すなわち、地震力のみを考慮した場合は、すべり線 5 を除いて部分的にすべりの安全率が 1.2 を下廻ることはあっても総体的に 1.2 よりも高く、降雨がない場合には地震に対しては安全である。

すべり線 5 の場合にあっても設計条件として考慮されたケース A の S.F. ≥ 1.2 、ケース B の S.F. ≥ 1.2 、ケース C の S.F. ≥ 1.0 の 3 つの場合を比較するとケース B の場合が最も安全側であることを示している。従って、設計の条件としてはケース A、若しくはケース C を考えればよい。

(Ⅱ) BL. 180 以上でのすべりを対象とする限り、どのようなケース (ケース A, B, C) にあってもすべりの最大深さが 10m を超えるような大きなすべりはないと思われる。すなわち、すべり線が地盤の N 値が 50 を超える地盤内を通ることはなく、ほとんどのもものがそれより地表に近い地質の弱い部分に発生する可能性がある。

(Ⅲ) ケース A、すなわち、降雨により地下水位が地表面まで上昇しているときには、すべりの安全率が 1.0 を下廻るすべり線は 5 および 9 である。

検討を行ったすべり線 2, 3, 5, 7, 9 の 5 測線のうち、最も危険な測線は 5 であり、次に 9 であるが、それ以外の測線にあっては降雨により地下水が地表面まで上昇した場合にあってもすべりの安全率は 1.0、またはそれに近い値であって大きな地すべりは発生し難いようである。

(Ⅳ) ケース C、すなわち、地山の地下水位が地表近くまで存在し、かつ 0.15g の地震力が働いた場合にあっては、すべての検討した測線においてすべりの安全率が 1.0 よりも小さくなり、従って、地震と降雨とが組合さった場合には斜面は不安定となる

ことが判る。すべりの起し易い領域等については、基本的にケース A の場合と大きく相異しないが、すべりに対する安全率はすべり検討線 2, 3, 7 の 3 測線についてはケース A に比して 0.3 程度、すべり線 5, 9 の 2 測線については 0.2 程度下廻っている。

- (V) 以上のことから安定計算にはすべりに対して極めて不利な地山の物性値 $\phi = 20^\circ$ を採用し、また地表面まで地下水位があり、かつ地震を考える等の条件下で計算したため、その結果は極めて厳しいものとなったが、しかし、将来の地山斜面の安定のためにすべりの安全率を高める必要があることが判明した。

4. 5. 5 計算結果 (EL. 180 以下)

EL. 180 以下のすべりに対しては考慮されたすべり線は、12 および 14 の 2 測線である。

測線 14 はかなり深いすべりであるが、地下水位が地表まで存在するケース A にあっては最小すべり安全率は 1.4 であり、地震と地下水位を同時に考慮したケース C の場合にあっても最小安全率は 1.07 であって安全である。

一方、測線 12 はケース A では最小すべり安全率は 1.1 程度で若干 1.2 よりは下廻り、ケース C にあっては 0.8 程度である。しかし、その最小安全率を持つすべり線は地山のかなり深い場所を通るものであり、従って、この地山中における物性値は当初仮定した $\phi = 30^\circ$, $C = 15 \text{ t/m}^2$ よりも大きいものであると推定される。

ケース C においてすべり線 12 の安全率が 1 となるための地山の物性値は、

$$\phi = 45^\circ \text{ のとき} \quad C = 14 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 30^\circ \text{ のとき} \quad C = 21 \text{ t/m}^2$$

となる。

この程度の物性値は、現地調査時の判断から EL. 180 以下の地山には充分期待できる値であり、結論として標高 EL. 180 以下の地山については何等地すべりの懸念はないものと判断される。

4.6 地すべり対策工案

4.6.1 斜面整形による対策

前節で検討したように、現状のままでは、標高 BL. 180 以上の範囲では不安定であるので、斜面上部の一部を掘削し斜面勾配を緩くし、斜面下部を掘削土で盛立てた場合（図-4.13）について安定性を検討した。

この場合盛土部の物性値は第一層と同じと考えた。

安定計算はケース A およびケース C の 2 通りについて実施しているが、これはケース B、すなわち、地震力のみを考えた場合は、ケース A、すなわち、地表まで地下水位がある場合に比してすべりの安全率が高いためである。また、 ϕ についてはすべりに対して危険側である $\phi = 20^\circ$ の場合を採用している。

計算結果は次の表のとおりとなった。

すべり線	すべり 安全率	
	ケース A	ケース C
2	2.1	1.2
3	2.1	1.2
5	1.5	1.0
7	1.6	1.2
9	2.5	1.8

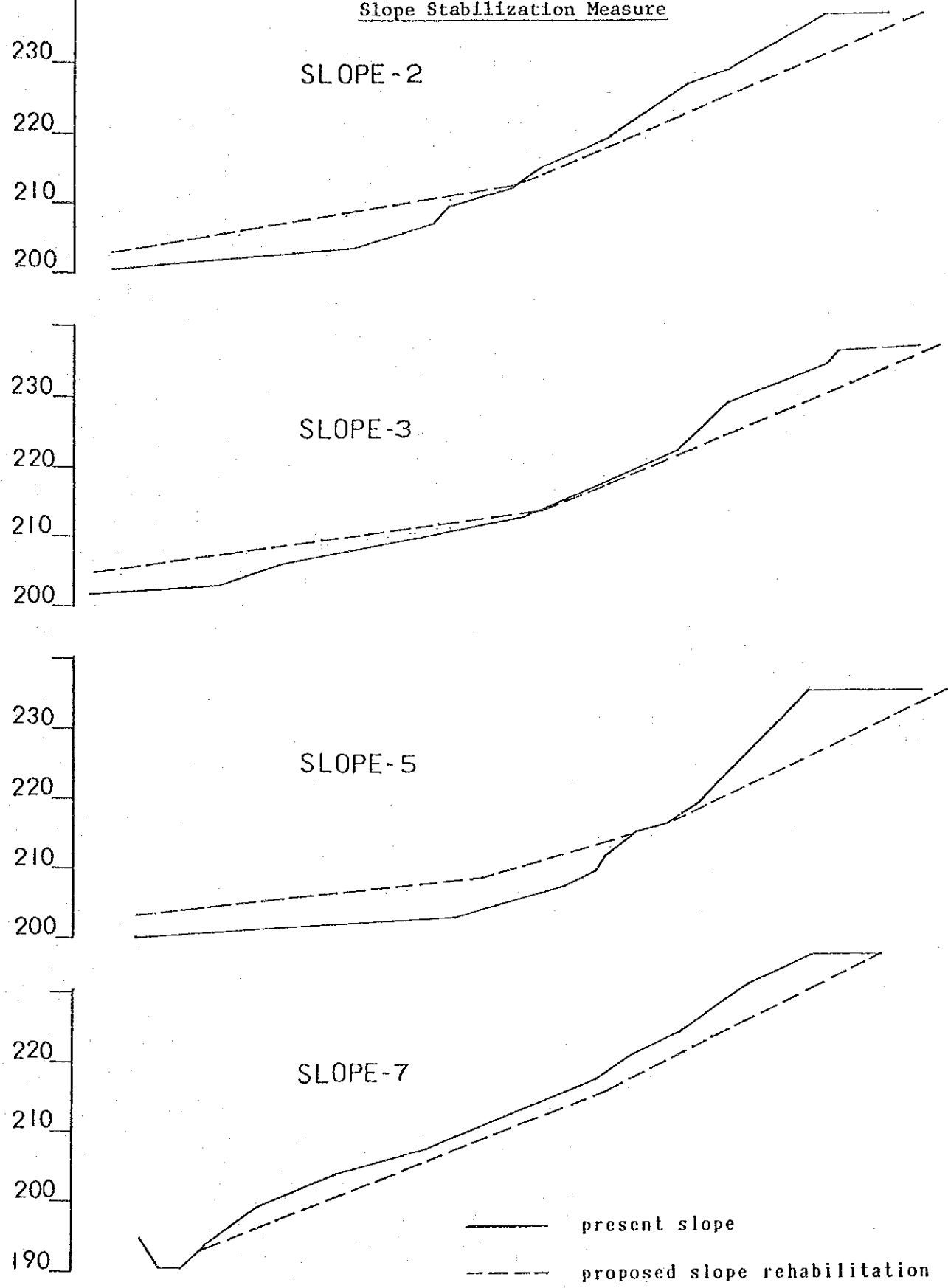
このように地表を整形すれば仮りに地表面まで地下水位があり、かつ、この時点で $k = 0.15g$ に相当する地震が襲来したとしても、斜面に大きなすべりは発生しなく、安全であることを示している。

以上の検討結果をもとに、旧バッチャープラント跡地の地すべり対策案を作成したが、その平面図を図-4.14に示す。

この案では、BL. 215 以上の急斜面を掘削し、その掘削土砂を BL. 215 以下に盛立てたものである。（図-4.15参照）

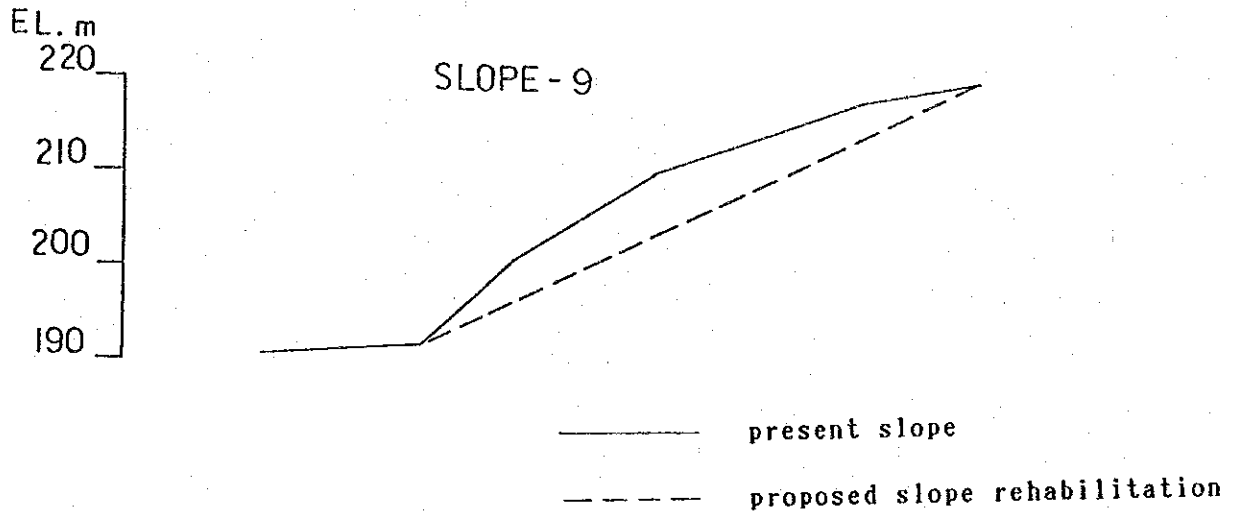
EL. m
240

4.13 Changes in Longitudinal Profiles by the
Slope Stabilization Measure



Profile of Slope Rehabilitation

圖 - 4.13(續) Changes in Longitudinal Profiles by the Slope Stabilization Measure (Fig. 4.13 continued)



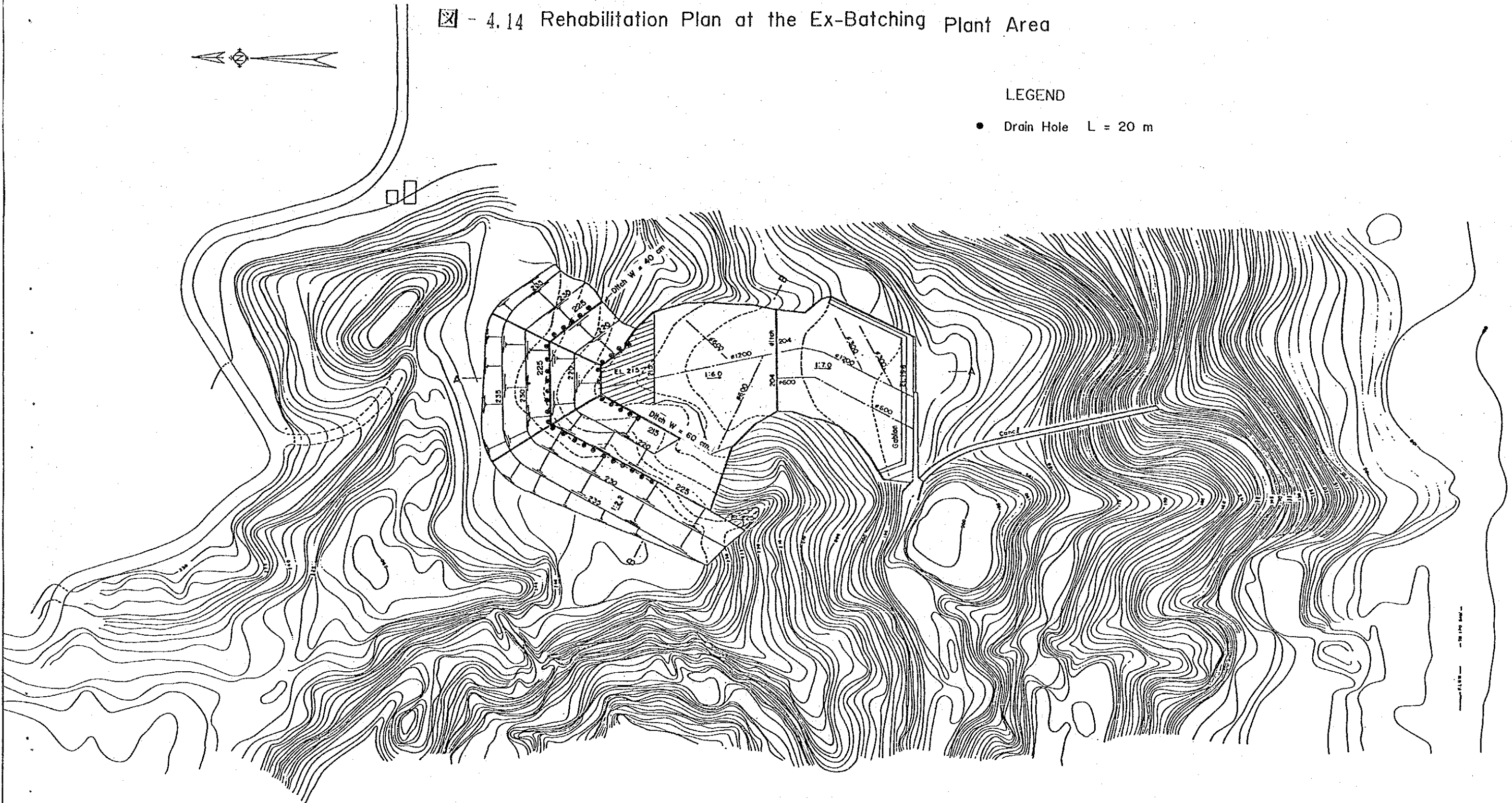
Profile of Slope Rehabilitation

☒ - 4.14 Rehabilitation Plan at the Ex-Batching Plant Area

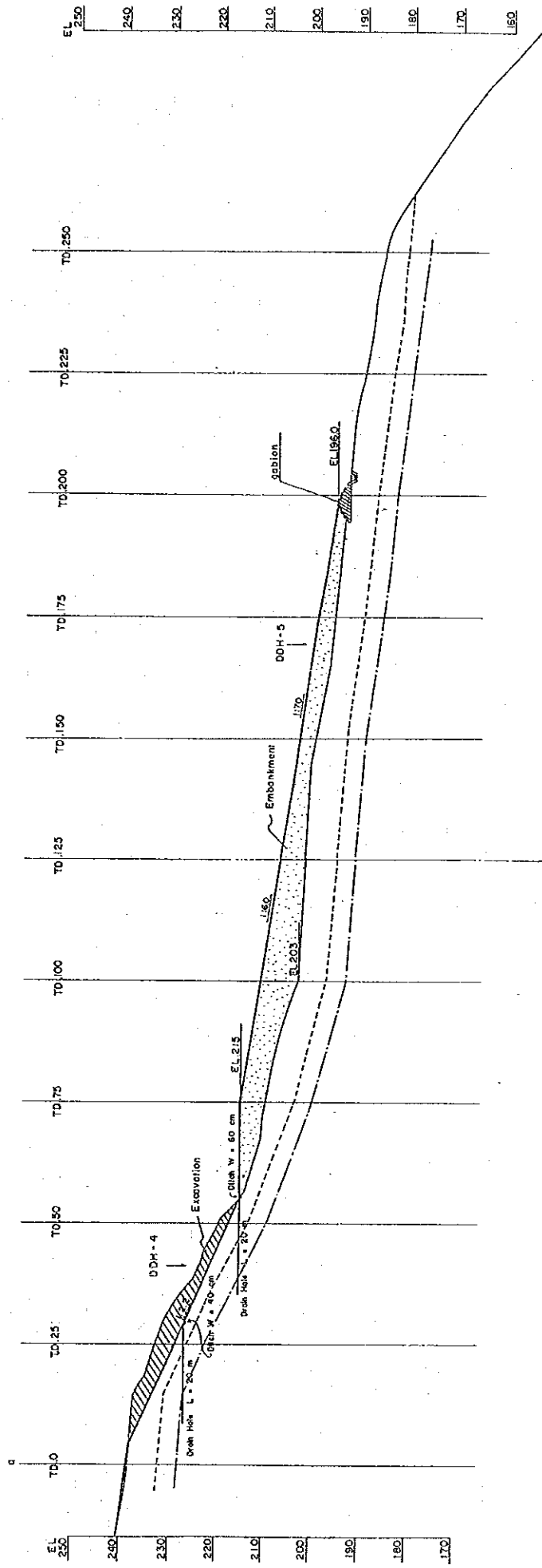


LEGEND

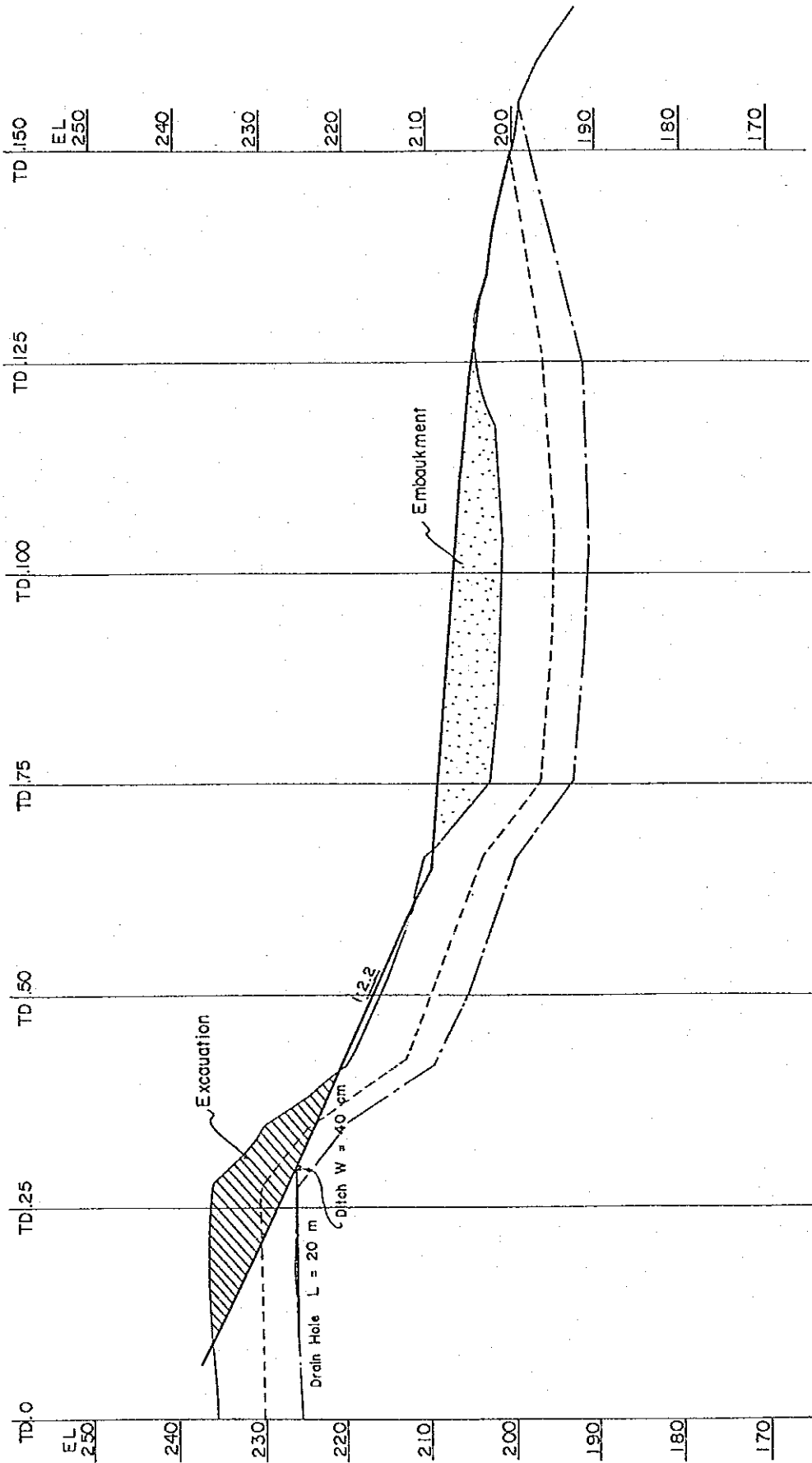
• Drain Hole L = 20 m



4.15.1 Longitudinal Profile after Slope Reformation (Cross Section A-A)



4 - 4.15.2 Longitudinal Profile after Slope Reformation (Cross Section B-B)



4.6.2 水抜きによる安全対策と水抜き孔の配置

4.6.2.1 整形後の斜面における地下水位と安全率の関係

図-4.15.1 および 4.15.2 は整形後における代表的な断面を示す。

この図において、地山内地下水位を変化させてみた場合の斜面のすべり安全率と地下水位の関係は図-4.16 のようになる。

この図から判るように、地下水位が EL. 235 より高い場合に、すべり安全率がわずかに 1.0 を下まわることがある。しかし、これは地下水位が地表まで存在したときに地震があった場合、整形掘削で掘り残された表層部の土砂においてのみ局部的に安全率が 1.0 を下まわるもので、大きな地すべりについては 4.6.1 で述べたように、いかなる場合でも安全である。

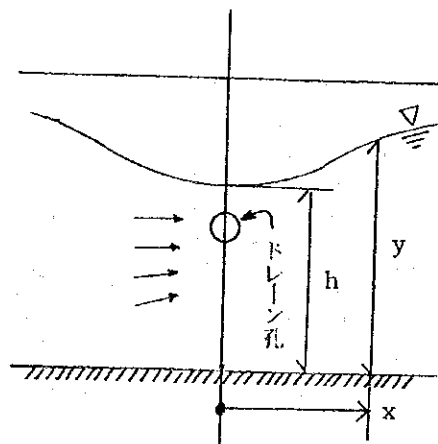
地下水位を EL. 235 以下に低下させ、修復斜面の安定性をより大きくするため、地山にドレーン孔を考えたが、その検討を以下に示す。

4.6.2.2 地山の水抜き孔の配置

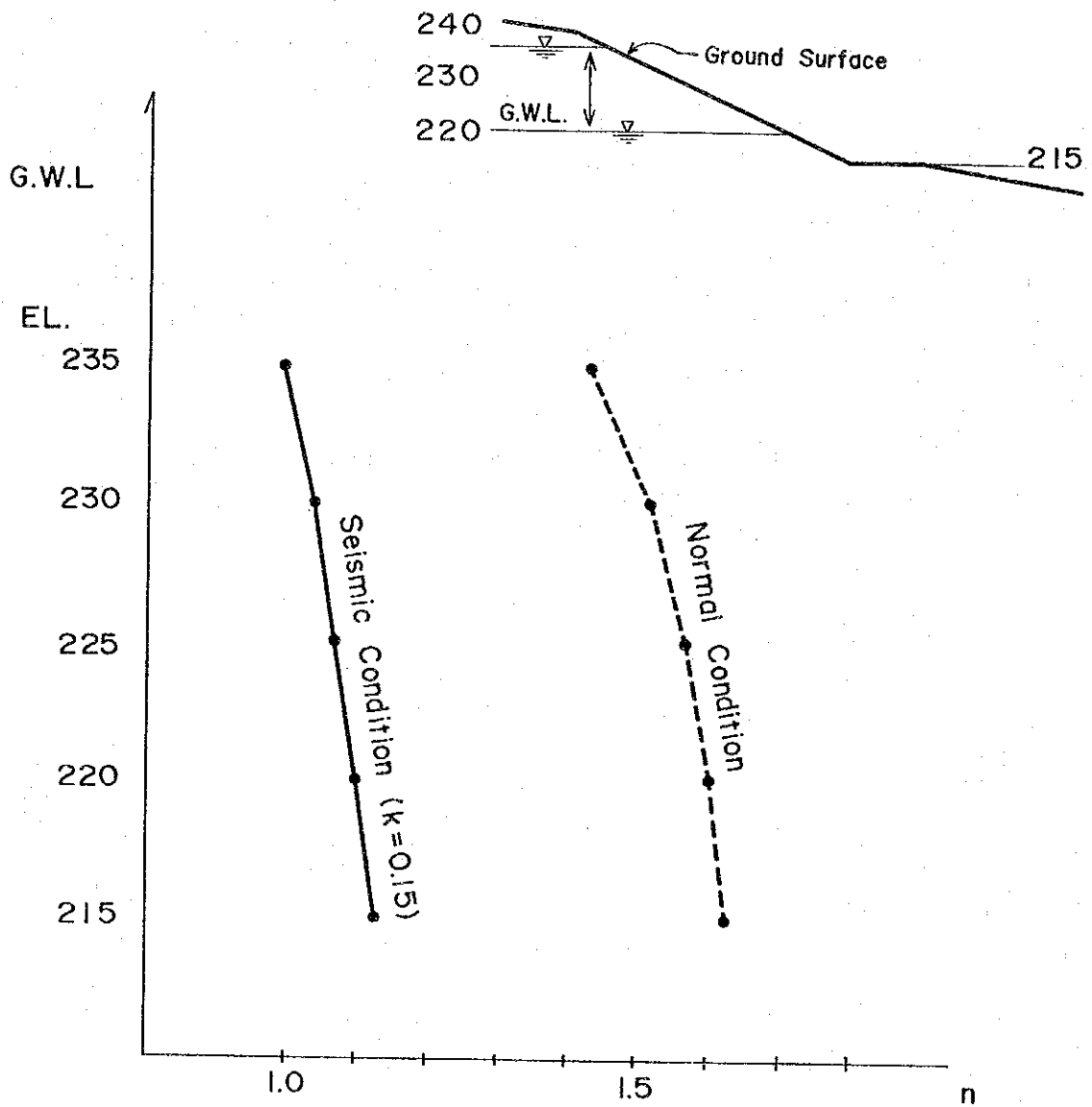
i) 水抜き孔の設置標高

下図に示すように y を水抜き孔より下に存在する不透水層から地下水面までの高さとして

1方向からの流入量 q は $q = k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$ (k は地山の透水係数)



☒ - 4.16 Relation of Ground Water Level and Sliding Safety Factor



前式で $x = 0$ (水抜き孔位置) で $y = h$ である条件のもとで解くと、任意の位置 x での地下水位 y は、

$$y = 2 \frac{q}{k} \cdot x + h^2$$

となる。

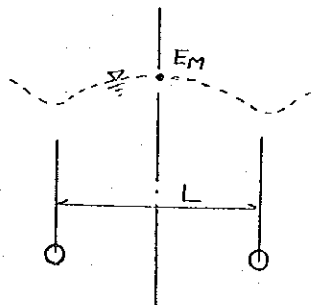
一方、この水抜き孔の影響範囲を R で表わし、 $x = R$ での自由水面の高さを H で表わすと、前式より、

$$q = k \frac{H^2 - h^2}{2R}$$

となる。これと前式より q を消去して次式を得る。

$$y = \sqrt{h^2 + \frac{x}{R} (H^2 - h^2)}$$

今、水抜き孔の中間にあつて、これ以上上昇することが望ましくない地下水位の標高を E_M で表わすと、



水抜き孔の間隔を L とすれば、水抜き孔の中心標高 E_D は少なくとも

$$E_D \leq E_M - \left(\sqrt{h^2 + \frac{L}{2R} (H^2 - h^2)} - h \right)$$

に設定する必要がある。

今、不透水層を N 値 50 以上と推定される $EL. 180$ とし、また、 $x = R$ での水位を現地地形での上部平坦部の標高 $EL. 230$ とする。

R の値はボーリング孔や井戸を用いた過去の実験結果から得られた細粒砂の値 25～500 m を参考とするが、ここでの計算では平均的な値として $R = 250$ m と仮定した。

H および h は不透水層からの高さであるから、

$$H = 230 - 180 = 50 \text{ m}$$

$$h = E_D - 180$$

よって、 E_D は次のようになる。

$$E_D \leq 180 + \sqrt{\frac{n^2 - \frac{L}{2R} H^2}{1 - \frac{L}{2R}}}$$

ここで、 $n = E_M - 180$ である。

$L = 5 \text{ m}, 10 \text{ m}, 20 \text{ m}, 30 \text{ m}$ と仮定すると、

$$L = 5 \text{ m のとき} \quad E_D \leq 180 + 1.005 \sqrt{(E_M - 180)^2 - 25}$$

$$L = 10 \text{ m のとき} \quad E_D \leq 180 + 1.01 \sqrt{(E_M - 180)^2 - 50}$$

$$L = 20 \text{ m のとき} \quad E_D \leq 180 + 1.02 \sqrt{(E_M - 180)^2 - 100}$$

$$L = 30 \text{ m のとき} \quad E_D \leq 180 + 1.03 \sqrt{(E_M - 180)^2 - 150}$$

ii) 実際の配置

図-4.6.2 および4.6.3 に示すとおり、EL. 215 および EL. 225 に 5.0m 間隔に ϕ 75 , 長さ 20m のドレーンを配置する。

これは斜面の掘削整形後においても、表層の土砂が斜面部に残った場合、もし地下水位が表面近くまで上昇しているときに $k = 0.15$ の地震があったときは、この残存表面土砂に局部的なすべりが発生するので、斜面地山の地下水位を低下させるために配置するものである。

なお、今回の調査結果によれば、現状では、洪水吐寄りの尾根筋の地下水位が他の部分に比べて地下水位が高いことが判明しており、ドレーン孔の配置はこの事実を考慮して配置した。

第5章 ダイクからの漏水に関する 調査結果の分析について

第5章 ダイクからの漏水に関する 調査結果の分析について

アングットダム建設直後より、主ダムの左岸側に拡がる副ダム（ダイク）からの漏水があり、その漏水防止のために副ダム下流右側・左岸 EL. 175mに断面巾 1.0m×高さ 1.8m延長それぞれ 290m, 610mのドレーントンネルを掘削し、これより水密グラウトを施工すると同時に、以後のドレーントンネルとしても用いて来ている。

ダイクの平面図および標準断面は図-5.1, 5.2 に示すとおりであり、ダイクの総延長は 475m, 最大高さは 52mである。

記録によれば建設直後、ダイクからの漏水は右岸、左岸および中央部最大高さ付近に出ていたようであるが、その後、右岸側からの漏水はなくなり、現在は、図-5.3 に示すようにダイクの左岸および中央部最大高さ付近で発生している。

建設後の1974年、漏水防止のために、ダイク左岸部で地上よりセメント注入が行われている。注入量はダイクの上部が多いが、報告書によれば、漏水量はセメント注入の前後であまり変化はなかったとのことである。

1987年 9月、JICA 調査団がドレーントンネルに入坑して調査したところによると、この時点では貯水池水位は EL. 187 でありドレーントンネルの標高は EL. 175 であったが、ほとんどドレーントンネル内への漏水はなく、ダムからの滲透水が地山中にあったとしても、ドレーントンネル付近にあっては、その地下水位は EL. 187 よりも低かったと推定することができる。このことについては後記するが、1987年度中に測定したダイクからの漏水量を分析した結果、貯水池から地山への漏出は貯水池水位が EL. 190 ~ 195 以上のときが支配的であると考えられる。JICA 調査団の現地視察時の貯水池水位は EL. 187 であり、このためドレーントンネルへの漏水が認められなかったのであろう。

一方、地表面から地山中にグラウトを行ったにもかかわらず、著しい漏水量の減少がみられなかったことは、あるいは漏水量の根源が貯水池だけでなく、例えば他の原因、すなわち、降雨等によるものであるとすると、仮に、地山中にグラウトを行っても漏水防止に寄与することが少ないであろう。

以上のような観点にもとづいて、今まで行われて来たダイク下流3ヶ所に設けられている測定堰による漏水量測定結果を分析して考察を加えることにする。

図-5.2 ダイク標準断面図

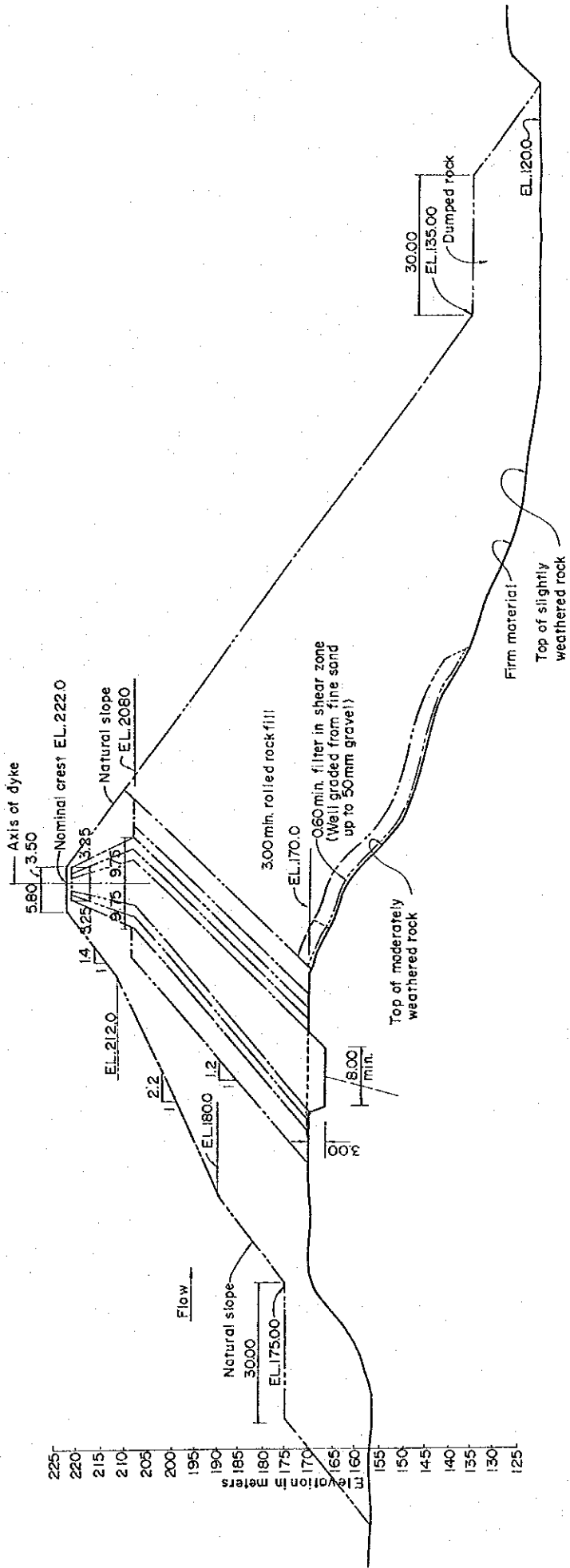
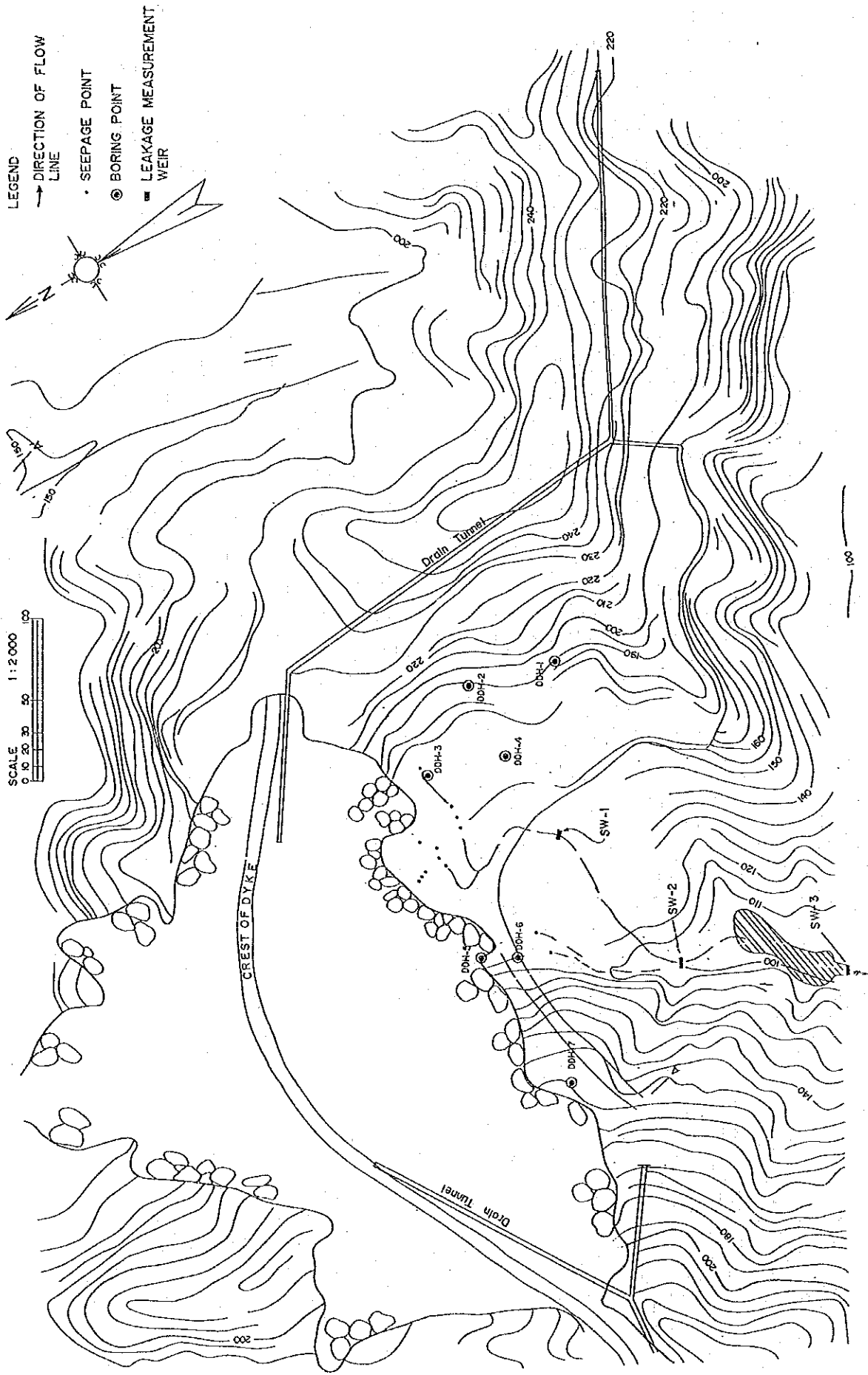


图-5.3 漏水测定位置图

SW - 1, SW - 2, SW - 3



5. 1 今まで継続されて来た漏水量測定結果について

1987年 1月から現在まで約24ヶ月にわたってダイクの下流側に3ヶ所の漏水測定堰を設けて計測が継続されて来ている。

測定堰の位置は図-5.3 に示すとおりである。

SW-1 はダイク左岸側の漏水量測定のために設けられたものであり、標高は EL. 138 である。

SW-2 はダイク中央部最大高さ付近で下流面へ滲出する漏水量測定のためのものであって、標高は EL. 114 である。

SW-3 は SW-2 の位置より下流約 80mの所に設けられており、標高は EL. 110mである。

資料編の表-A. 5. 1. 1 ~ A. 5. 1. 22 は1987年 1月 ~ 1988年10月までの間に計測されたデータであり、この中には計測期間中におけるアンガット地点の日雨量も併記されている。

各測定堰での漏水量については、SW-1, SW-2, SW-3 の測定堰のデータから新たに次の方法、すなわち、

SW-1 に対しては 沼知, 黒川, 淵沢の式を、

SW-2 に対しては Govinda Rao の式を、

SW-3 に対しては $h \geq 7\text{cm}$ に対しては沼知, 黒川, 淵沢の式、 $h < 7\text{cm}$ に対しては実際に測定した結果にもとづく流量係数 C の検定値

を用いて漏水量を求めたものである。

ここで沼知, 黒川, 淵沢の式は直角三角堰に対するもので、三角堰通過流量 Q は次式で表わされる。

$$Q = Ch^{5/3} \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

$$C = 1.354 + \frac{0.004}{h} + (0.14 + \frac{0.2}{\sqrt{D}}) \left(\frac{h}{B} - 0.09 \right)^2$$

ここで、 h は三角堰の越流水深 (m)、 B は水路 (堰) の巾 (m)、 D は三角堰切欠底か

ら水路底までの深さ (m) である。

また、Govinda Rao の式は四角堰に対応するもので次式で表示される。

$$Q = C_1 B h^{3/2} \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

$$C_1 = 1.552 + 0.083(h/L), \quad 0.1 \leq h/L \leq 0.4$$

$$= 1.642(h/L)^{0.022} \quad 0 < h/L \leq 0.1$$

ここでLは四角堰の長さ (m) である。

このようにして求めた SW-1, SW-2, SW-3 での漏水量および降雨が表-A.5.1 に示されている。降雨については、すべてアンガット地点の値であるが、

R_0 : 計測された当日の降雨量 (mm)

R_1 : 前日の降雨量

R_2 : 2日前の日の降雨量

R_3 : 3日前の日の降雨量

R_4 : 4日前の日の降雨量

R_5 : 5日前の日の降雨量

R_{10} : 6日前から10日前までの5日間に降った雨量の合計

R_{20} : 11日前から20日前までの10日間に降った雨量の合計

R_{35} : 21日前から35日前までの15日間に降った雨量の合計

をも併記した。

5. 2 測定結果の評価

5. 2. 1 測定結果の評価方法

SW-1, SW-2, SW-3 での測定流量は、次の3つの成分から成り立っていると思われる。
すなわち、

- 1 : 降雨による表面水または滲出水
- 2 : ダムからの漏水
- 3 : 長期にわたる地山からの滲出水

実測された漏水量を上記の3つの成分別に分離する必要がある。このような分離をするため、ここでは測定されたデータを最小二乗法を用いて分析した。

各測定堰における測定値を Q_j ($j = 1, 2, 3$ で $j = 1$ は SW-1, $j = 2$ は SW-2, $j = 3$ は SW-3 の値) として Q_j は次の式で表わした。

$$\begin{aligned} Q_j = & a_0 \cdot R_0 + a_1 \cdot R_1 + a_2 \cdot R_2 + a_3 \cdot R_3 + a_4 \cdot R_4 + a_5 \cdot R_5 \\ & + a_{6 \sim 10} \cdot R_{6 \sim 10} + a_{11 \sim 20} \cdot R_{11 \sim 20} + a_{21 \sim 35} \cdot R_{21 \sim 35} \\ & + c_1 (RWL - S_1) + c_2 (RWL - S_2) + c_3 (RWL - S_3) \\ & + c_4 (RWL - S_4) + b \end{aligned} \quad \dots\dots (1)$$

Q_j の単位は L/sec , R_i の単位は mm , RWL の単位は m

ここで、 $a_0 R_0 \sim a_{21 \sim 35} R_{21 \sim 35}$ は漏水量におよぼす降雨の影響を表わし、 $a_0, a_1, a_2, \dots, a_{21 \sim 35}$ はそれぞれ $R_0, R_1, R_2, \dots, R_{21 \sim 35}$ で示される降雨の測定漏水量におよぼす影響度を表わす。 c は a_0, a_1, \dots と同じく漏水量に対する係数であって、 $c_i (RWL - S_i)$ はダムからの漏水量を表わし、 RWL は貯水池水位であり、 S の値として $S_1 = 180, S_2 = 185, S_3 = 190, S_4 = 195$ を用いた。 S の意味は、もし S を 190 に選んだ項の係数が 0 でなく正の数値を持つ場合は、ダムからの漏水は貯水池水位 EL. 190 以上の場合に発生することを示している。(以後この S の値を浸入仮定

標高と呼ぶことにする。)

bの値は一定であって定常的な長期滲出水を表わす。この値は定常的なダムからの漏水とも、あるいは定常的な地山からの滲出とも考えられる値である。

5. 2. 2 計算結果

表-5.1 および表-5.2 は SW-1, SW-2, SW-3 それぞれについて計算された $a_0 \sim a_{21} \sim 35$, および c, b の値を示す。(最小二乗法の適用に当っては、まず最初、全係数 $a_0 \sim a_{21} \sim 35$, c, b を考慮して計算を行い、計算の結果、その係数が負の値となればこの係数を 0 とおいて再び最小二乗計算を行い、このような計算を繰り返してすべての係数が 0 または正の値をとるようになるまで計算を続行した。これは係数が負であることは物理的現象に矛盾するからである。)

註：一般に観測された雨量のうち蒸発等による損失雨量を差引いた残りが流出の有効量となるものと考えられるので、ここでは、日雨量から差引く損失雨量の値を 0 mm, 1 mm, 3 mm, 5 mm と変化させて(1)式に現れる係数を求め、実測漏水量と計算漏水量との差違を標準偏差値で表わしてみると下表のようになった。

損失雨量と標準偏差との関係

損失雨量 堰	0 mm	1 mm	3 mm	5 mm
SW-1	1.517	1.517	1.513	1.510
SW-2	1.772	1.775	1.783	1.797
SW-3	3.225	3.233	3.251	3.276

上表から判るように損失雨量を変化しても、偏差がほとんど変わらず、逆に言えば、損失雨量をいくらか変えてみても、(1)式の係数の値はそれなりに変化するが、結果として算出される漏水量の精度はほとんど変わらないので(図-5.4 損失雨量 0 mm, 図-5.5 損失

雨量 5mm参照)、本報告書では損失雨量 0とした場合のものを表示した。

cの計算結果によると SW-1、すなわち、ダイク左岸からの漏水量には EL. 195 以上のダム水位が支配的に関与するようであり、SW-2、すなわち、ダイク中央付近にあっては EL. 190 以上の水位が支配的であり、また、SW-3、すなわち、ダイク下流域にあっては EL. 195 以上の水位が大きく関与するようである。このことからダムからの漏水、あるいはダイクの基盤を通る漏水があるとすれば、それは標高の低い所を通るものではなく、むしろ EL. 190 以上の所からの漏水が支配的ではないかと推定される。上記の結果を基にして、漏水量を降雨によるもの、ダムからの漏水によるもの、および一定の長期流出によるものの3つに分割して、それぞれの影響度を調べることができる。

5. 2. 3 計測漏水量の検討

表-5.1 および表-5.2 は (1)式に従って求めた係数 $a_0, a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6 \sim 10, a_{11} \sim 20, a_{21} \sim 35, c_1, c_2, c_3, c_4$ および b の値を表わしたものである。それぞれの係数は各測定堰について (1)式の係数を変化させ、実測値との差が最小になるようにして決めたものである。

図-5.4 は表-5.1, 5.2 に与えた係数を用いた (1)式による計算値と実測値とを比較したものである。この図からわかるように、SW-3 の一部を除いて、計算漏水量と実測漏水量が比較的良好に一致していることが判る。この図の場合、浸入仮定標高 S の値は SW-1, SW-2, SW-3 についてそれぞれ EL. 195, EL. 190, EL. 195 の値である。

計算の結果は次のとおりである。

- (I) 表-5.3 に1987～1988年に1ヶ年における各測定堰の漏水量の実測値と計算値を示す。計測データが入手された期間内(1987.1～1988.10)において、貯水池から出ていると思われる漏水量の最大は、おおよそ、

SW-1 で、 $1.14 \text{ m}^3/\text{min} = 19 \text{ l} / \text{sec}$

SW-2 で、 $0.66 \text{ m}^3/\text{min} = 11 \text{ l} / \text{sec}$

SW-3 で、 $1.80 \text{ m}^3/\text{min} = 30 \text{ l} / \text{sec}$

程度であった。

(B) 表-5.4 は乾期，雨期および乾期・雨期両方を合せた場合の貯水池水位に支配される漏出量、降雨に支配される漏出量の平均値を示したものである。また、表-5.5 に計測データが入手された期間の漏水量の最大値を示す。

- 乾期にあつては、SW-1，SW-3ともこの点での漏水量はほとんど貯水池水位に影響される。SW-2では全漏出量の約86%が貯水池水位に支配されたものであるが、全体的にみて乾期における漏出は、ほとんどが貯水池の影響を受けているものと見られる。

各観測点における貯水池水位に影響を受ける総漏出量と、降雨によると見られる総漏出量の比率は次表のとおりである。

	貯水池水位に 支配されるもの	降雨に 支配されるもの
SW-1	97 %	3 %
SW-2	86 %	14 %
SW-3	92 %	8 %

ダイクからの漏水量算出式の諸係数一覧表

表-5.1 降雨によるものの係数

係数 地点	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	$a_{6\sim10}$	$a_{11\sim20}$	$a_{21\sim35}$
SW-1	0.018	0.013	0.018	0.016	0.002	0.007	0.003	0	0.001
SW-2	0.02	0.026	0.025	0.026	0.023	0.019	0.013	0.009	0.003
SW-3	0.033	0.019	0.029	0.016	0.016	0.014	0.017	0.003	0.009

表-5.2 貯水池からの漏水に関する係数と定数

係数 地点	c_1	c_2	c_3	c_4	b
SW-1	0	0	0	0.975	0.044
SW-2	0	0	0.424	0	0
SW-3	0	0	0	1.332	1.103

表-5.3 アンガットダイクの漏水(1987~1988)

	S W - 1						S W - 2						S W - 3					
	実測		計 算		実測		計 算		実測		計 算		実測		計 算			
		Total	Rain	Reserv.		Total	Rain	Reserv.		Total	Rain	Reserv.		Total	Rain	Reserv.		
JAN	51,586	50,361	588	49,773	33,818	29,735	2,477	27,258	68,913	74,230	3,440	70,790						
FEB	31,445	35,750	18	35,732	16,870	20,673	64	20,609	60,557	51,498	168	51,330						
MAR	20,990	21,974	41	21,933	14,485	15,290	111	15,179	29,637	32,930	106	32,824						
APR	6,128	5,576	878	4,698	8,891	9,899	2,517	7,382	11,445	11,547	2,426	9,121						
MAY	1,663	691	584	107	2,873	3,388	1,636	1,752	3,747	4,993	2,047	2,946						
JUN	1,218	3,508	3,404	104	2,226	9,680	9,680	0	3,722	12,023	9,172	2,851						
JUL	1,259	2,569	2,462	107	5,123	8,427	8,427	0	9,887	13,341	10,395	2,946						
AUG	3,677	3,961	3,854	107	12,675	11,523	11,523	0	23,764	14,478	11,532	2,946						
SEP	2,970	2,669	2,565	104	9,361	9,236	9,236	0	13,952	13,595	10,744	2,851						
OCT	1,259	1,313	1,206	107	3,187	4,236	4,213	23	6,023	8,076	5,130	2,946						
NOV	6,711	8,810	2,099	6,711	9,562	12,771	5,423	7,348	14,155	17,617	5,749	11,868						
DEC	38,481	41,377	2,286	39,091	30,482	30,817	8,201	22,616	58,049	65,173	8,986	56,187						
Total	167,387	178,559	19,985	158,574	149,553	165,675	63,508	102,167	303,851	319,501	69,895	249,606						

(単位)

アンガットダイク漏水解析 (POINT : SW-1 RAINFALL ADJUST : -0 mm DEV = 2.3)

図-5.4.1

A1.1 1+0.044 x 1
 A1.2 1+0.018 x 100
 A1.3 1+0.013 x 101
 A1.4 1+0.018 x 102
 A1.5 1+0.015 x 103
 A1.6 1+0.032 x 104
 A1.7 1+0.007 x 105
 A1.8 1+0.005 x 106
 A1.9 1+0.006 x 107
 A1.10 1+0.001 x 108
 A1.11 1+0.000 x (R.S.L.-180)
 A1.12 1+0.000 x (R.S.L.-165)
 A1.13 1+0.000 x (R.S.L.-150)
 A1.14 1+0.000 x (R.S.L.-135)

SOLUTION:

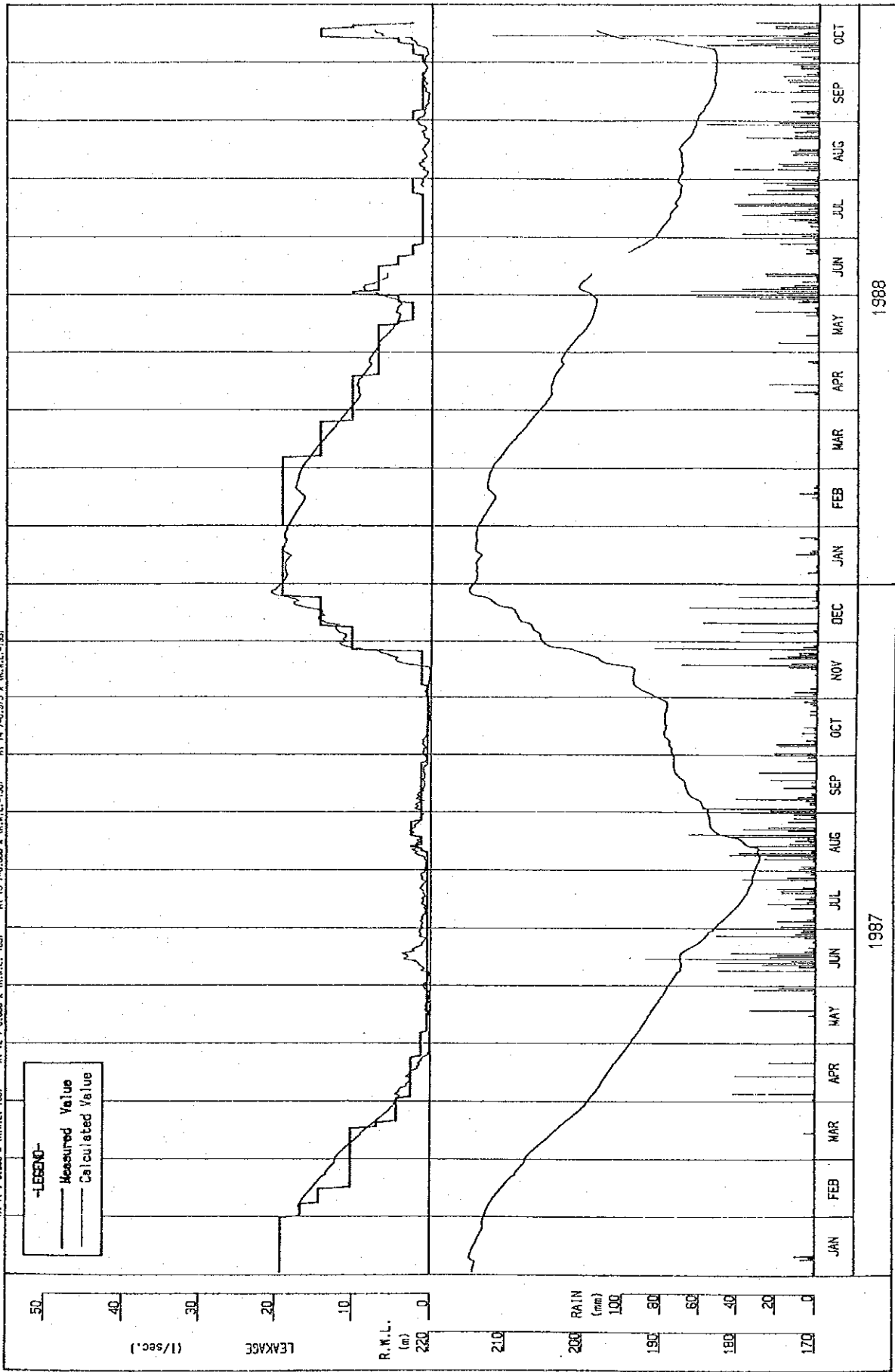
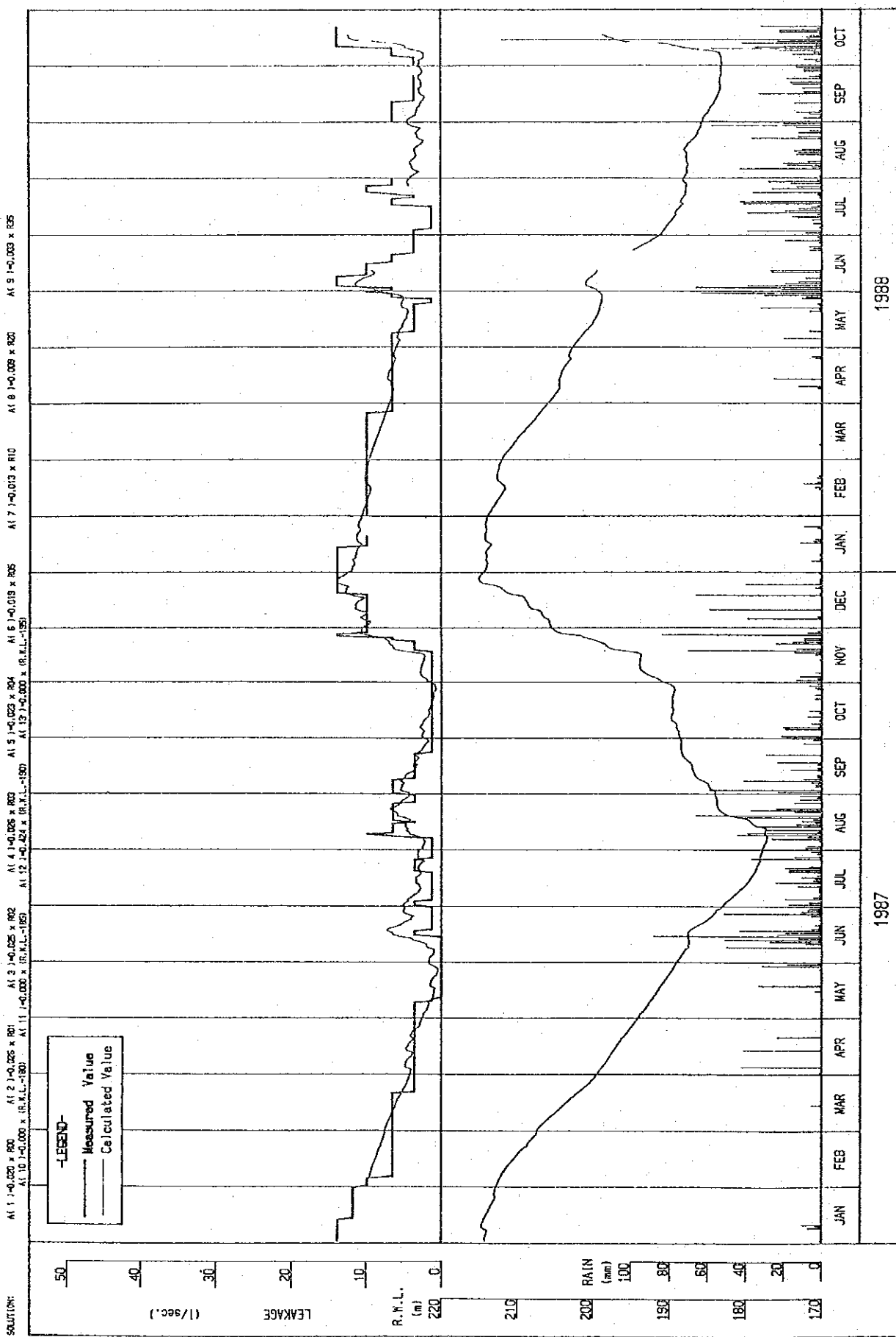
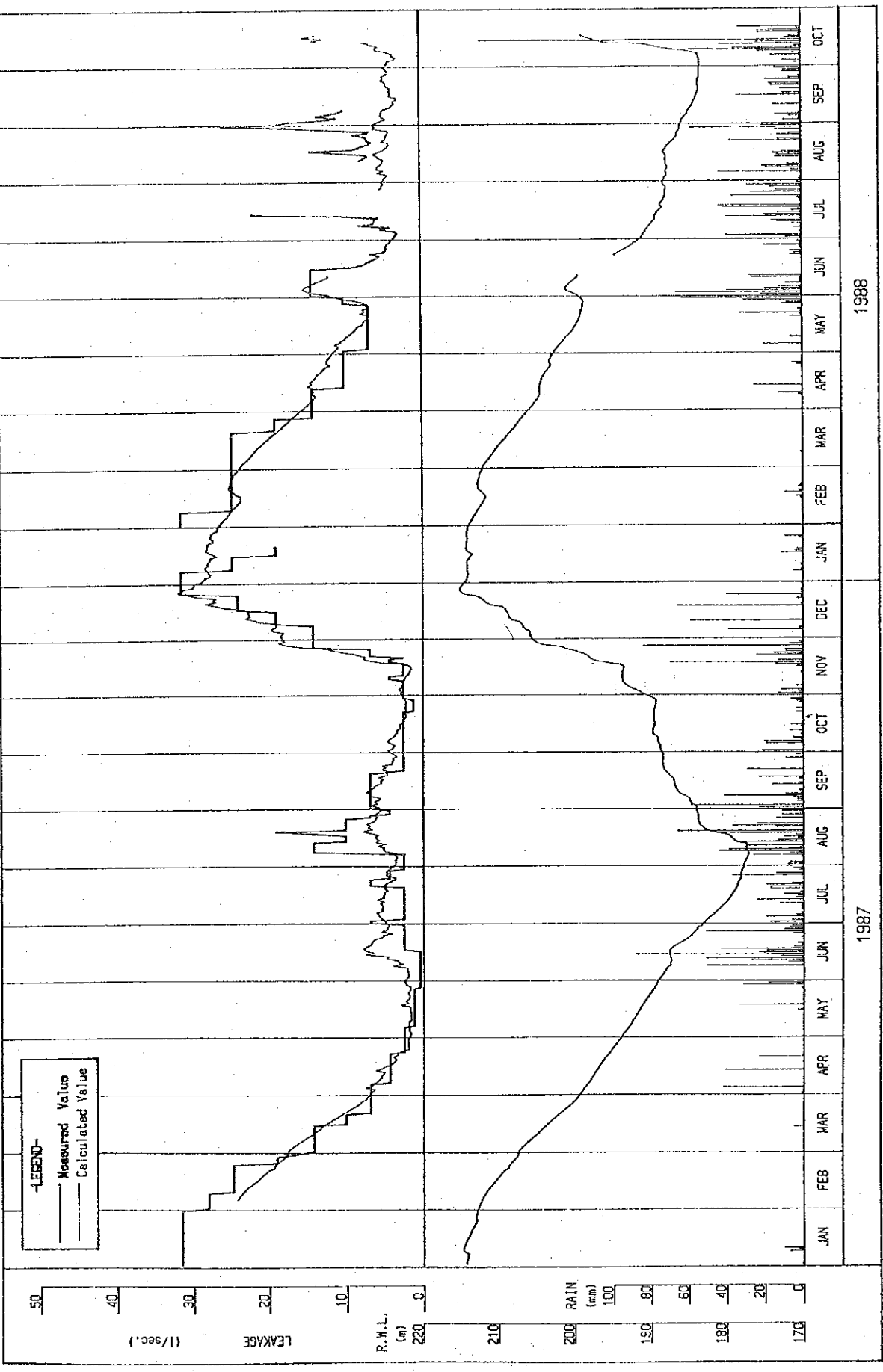


図-5.4.2 アンガットダイク漏水解析 (POINT : SW-2 RAINFALL ADJUST: -0 mm DEV= 3.14)



5.4.3 アンガットダイク漏水解析 (POINT : SW-3 RAINFALL ADJUST : -0 mm DEV = 10.4)

SOLUTIONS: A1 1) 1=1.102 x 1 A1 2) 1=0.000 x 100 A1 3) 1=0.019 x 101 A1 4) 1=0.029 x 102 A1 5) 1=0.016 x 103 A1 6) 1=0.016 x 104 A1 7) 1=0.000 x (R.W.L.-180) A1 8) 1=0.017 x 110 A1 9) 1=0.000 x 120 A1 10) 1=0.000 x 125



1987 1988

図-5.5.1 アンガットダイク漏水解析 (POINT: SW-1 RAINFALL ADJUST: -5 mm DEV= 2.28)

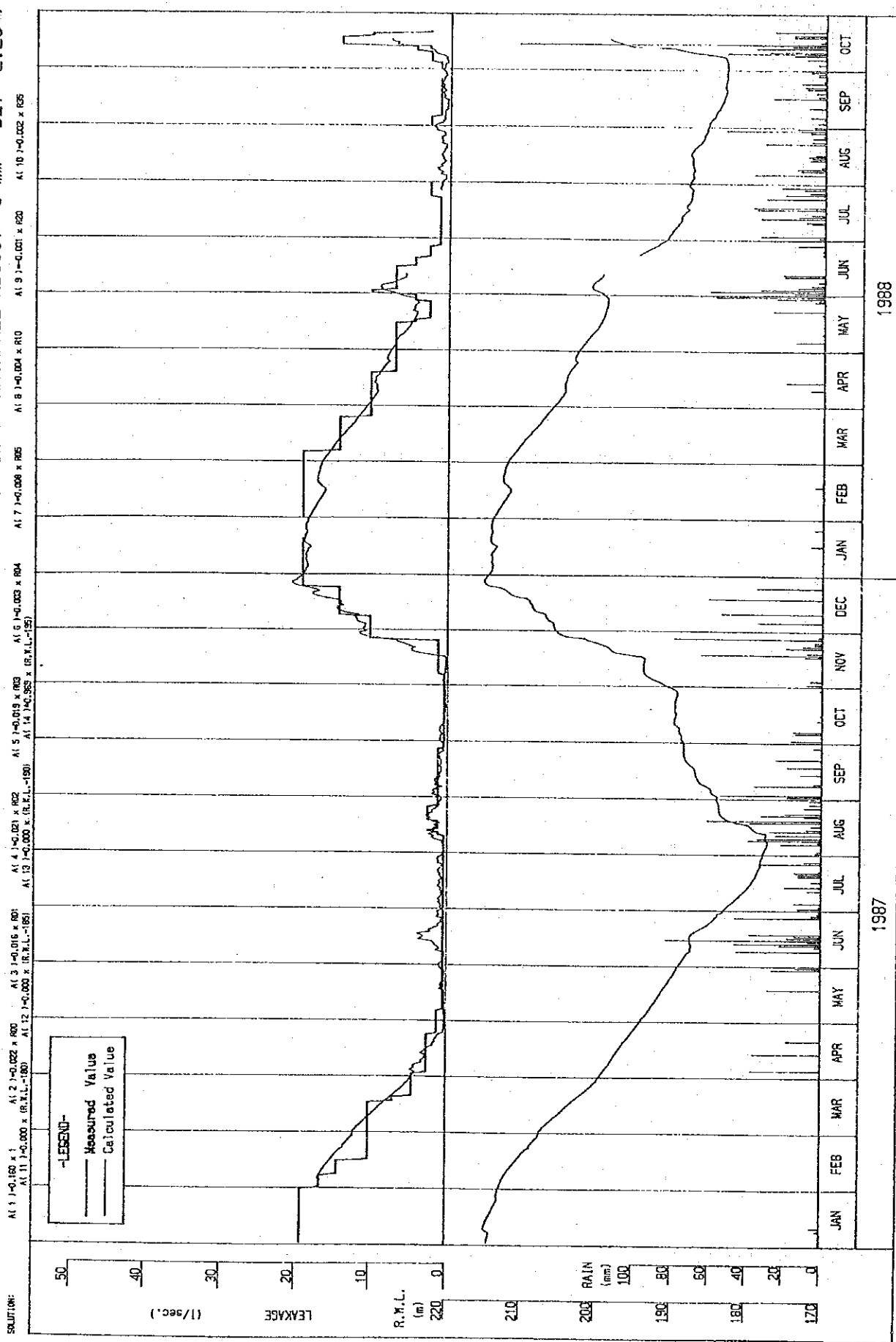


図-5.5.2 アンガットダイク漏水解析 (POINT :SW-2 RAINFALL ADJUST:-5 mm DEV= 3.23)

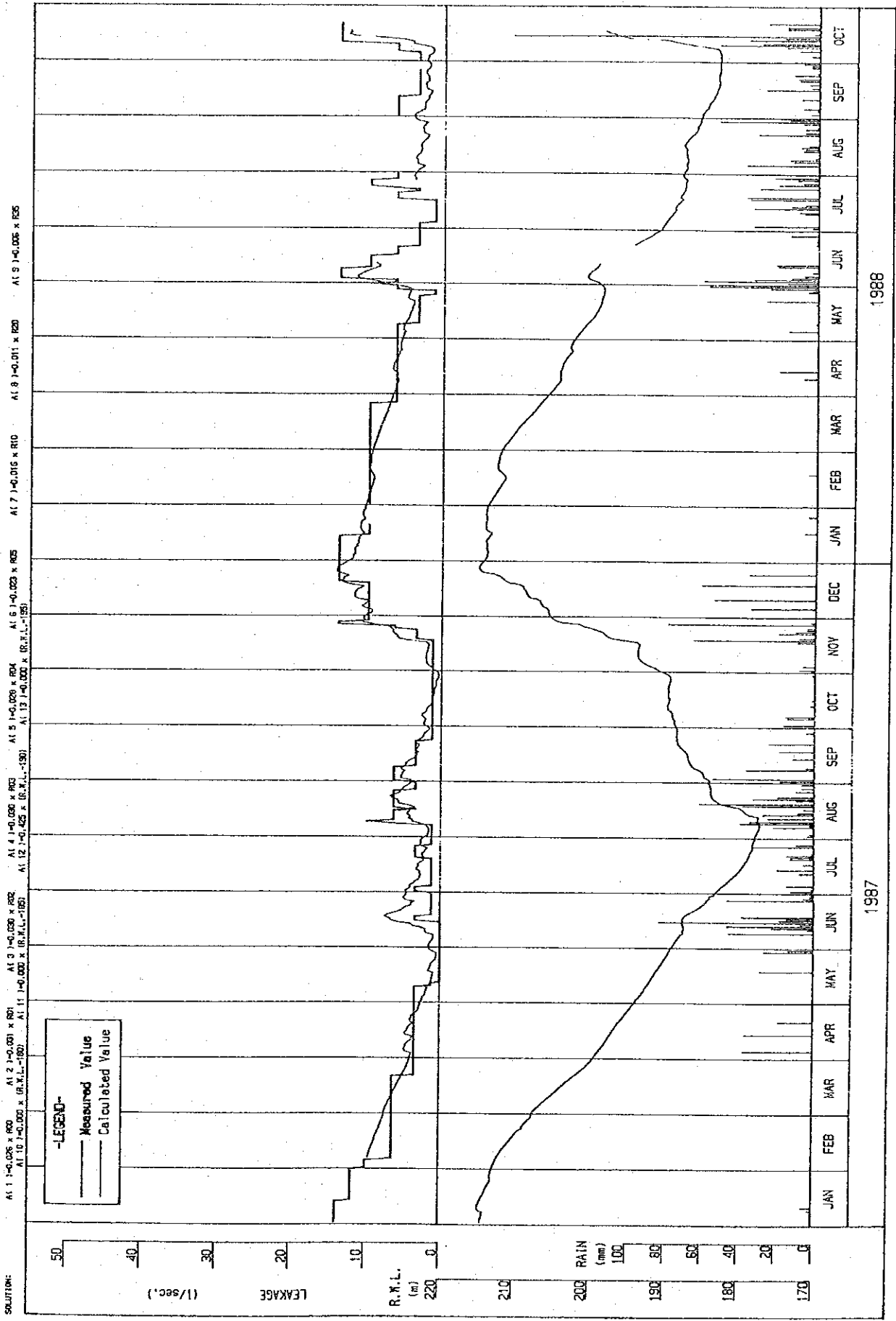


図-5.5.3 アンガットダイク漏水解析 (POINT : SW-3 RAINFALL ADJUST : -5 mm DEV = 10.73)

SOLUTION: A1.1 1-0.000 x 1 A1.2 1-0.000 x R00 A1.3 1-0.000 x R01 A1.4 1-0.004 x R02 A1.5 1-0.010 x R03 A1.6 1-0.010 x R04 A1.7 1-0.010 x R05 A1.8 1-0.004 x R06 A1.9 1-0.000 x R10 A1.10 1-0.010 x R05

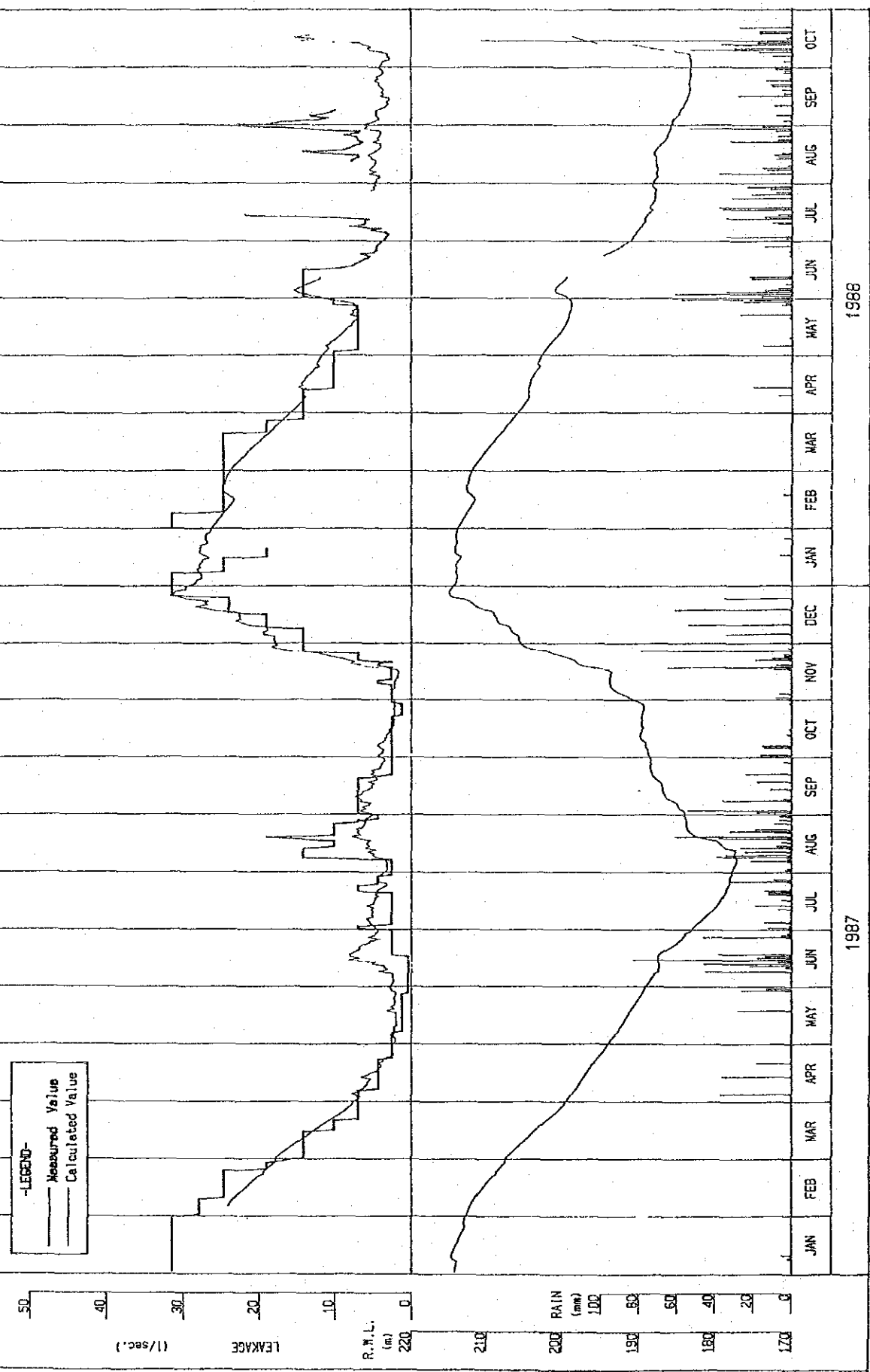


表-5.4 平均漏水量

		貯水池からの漏水 とみられるもの		降雨によると みられる流出量		合計流量 ($\mu\text{l}/\text{min}$)	
乾期 12, 1, 2, 3, 4, 5月	SW-1	97%	0.5759	3%	0.0167	100%	0.5926
	SW-2	86%	0.3608	14%	0.0571	100%	0.4179
	SW-3	92%	0.8493	8%	0.0653	100%	0.9146
雨期 6, 7, 8, 9, 10, 11月	SW-1	32%	0.0275	68%	0.0593	100%	0.0868
	SW-2	13%	0.0280	87%	0.1846	100%	0.2126
	SW-3	33%	0.1005	67%	0.2006	100%	0.3011
全体	SW-1	89%	0.3017	11%	0.0380	100%	0.3397
	SW-2	62%	0.1944	38%	0.1208	100%	0.3152
	SW-3	78%	0.4749	22%	0.1330	100%	0.6079

表-5.5 計測データが入手された期間中における漏水量の最大値

	D (m ³ /min)	T (m ³ /min)
	貯水池からの漏水	貯水池と降雨による漏水
SW-1	1.14	1.24
SW-2	0.66	0.83
SW-3	1.80	1.91

ただし、上表はDの最大日とTの最大日とは必ずしも一致しない。

- 雨期にあつては、この時期における漏出量は主に降雨によるものが支配的である。各測定点における貯水池水位が支配する漏出量と、降雨が支配する漏水量の割合は次表のとおりである。

	貯水池水位に 支配されるもの	降雨に 支配されるもの
SW-1	32 %	68 %
SW-2	13 %	87 %
SW-3	33 %	67 %

- 乾期、雨期を総合した場合

	貯水池水位に 支配されるもの	降雨に 支配されるもの
SW-1	89 %	11 %
SW-2	62 %	38 %
SW-3	78 %	22 %

(㉓) 表-5.4 の合計流量を見てみると、SW-1 と SW-2 を合計した流量 ($0.3397 + 0.3152 = 0.6549 \text{ m}^3/\text{min}$) は SW-3 の $0.6079 \text{ m}^3/\text{min}$ とほぼ等しい。測定位置からみて、SW-3 で測定された流量は、SW-1 (ダイク左岸) および SW-2 (ダイク中央) およびそれ以外の区域からの漏水量の合計であるはずであるが、SW-1 と SW-2 の合計値が SW-3 の値とほぼ等しいことから、ダイクからの漏水は、SW-1、SW-2 に集まってくるもの以外にはほとんどどないものと推定される。

(㉔) 貯水池からの漏水とみられるものの年間での総損失量 (漏水量) は、SW-1、SW-2 でそれぞれ次のようになる。

SW-1	159,000 $\text{m}^3/\text{年}$
SW-2	102,000 $\text{m}^3/\text{年}$
計	261,000 $\text{m}^3/\text{年}$

この漏水量による年間の発電量の損失は、ほぼ、56,100 KWH 程度であるに過ぎない。

(㉕) 漏水量のうち貯水池水位に支配されるものは表-5.2 に示したように、

$$\begin{aligned}
 \text{SW-1 に対しては、} & \quad 0.975 \times (\text{RWL} - 195) + 0.044 \text{ l/sec} \\
 & \quad = 58.5 (\text{RWL} - 195) + 0.003 \text{ m}^3/\text{min} \\
 \text{SW-2 に対しては、} & \quad 0.424 \times (\text{RWL} - 190) \text{ l/sec} \\
 & \quad = 25.44 (\text{RWL} - 190) \text{ m}^3/\text{min} \\
 \text{SW-3 に対しては、} & \quad 1.332 \times (\text{RWL} - 195) + 1.103 \text{ l/sec} \\
 & \quad = 79.92 (\text{RWL} - 195) + 0.066 \text{ m}^3/\text{min}
 \end{aligned}$$

となる。各貯水池水位に対応する漏水量は、それぞれ表-5.6 のようになる。

SW-3 は前の(㉓)の考察により、SW-1 + SW-2 の値をも併記した。

表-5.6 貯水池水位と漏水量

RWL	SW-1 (Q/sec)	SW-2 (Q/sec)	SW-3 (Q/sec)	
			SW-1+SW-2	SW-3
190	0	0	0	0
195	0.04	2.12	2.16	1.10
200	4.92	4.24	9.16	7.76
205	9.79	6.36	16.15	14.42
210	14.67	8.48	23.15	21.08
215	19.54	10.60	30.14	27.74
220	24.42	12.72	37.14	34.40

5. 2. 4 ダイク下流側のボーリング孔内水位と漏水特性

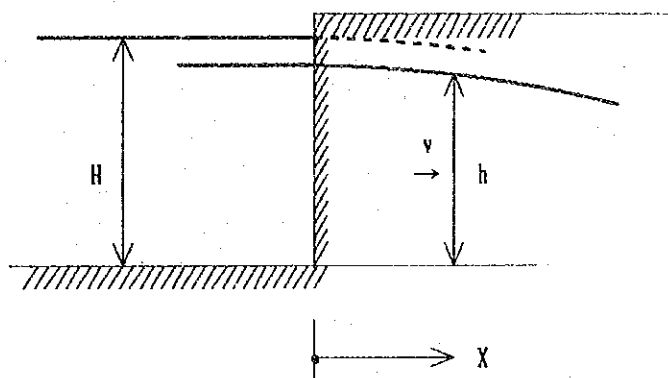
今回の調査でダイク下流側地山に7本の調査ボーリングが実施されたが、その位置は図-5.3 に示すとおりである。表-5.7 はこれらのボーリング孔についての1988年9月~10月における孔内水位実測値を示したものである。

1988年9月はダム水位もほぼ一定しており、ボーリング孔内水位の変化も小さいが、1988年10月には、10月8日から14日までの6日間でダム水位が EL. 183.65 から EL. 193.87、すなわち 10.22mの増加を見せている。また、ボーリング孔内水位もダム水位上昇に応じて上昇していることがわかる。

図-5.3 に示したようにボーリング孔の位置は、No.1 ~ No.4 はダイク下流左岸寄りに、また、No.5, 6はダイクの中央部、No.7 は右岸寄りに位置している。

遺憾ながら、現時点では孔内水位(地下水位)の記録はNo.2, 4, 5, 6の4孔についてのみ得られているが、このデータを用いて、ダイクからの漏水の現状について若干検討を加えた結果を以下に述べる。

基本式の誘導



今、上図に示すようにダム（地山）の上流面から下流へ向けて X 軸をとり任意の位置 X での任意時刻における水位を h 、その点での流速を v とすると、地山の空隙率を λ 、透水係数を k とおいて

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h \cdot v}{\partial X} = 0 \quad \text{----- (連続式)}$$

$$v = -k \frac{\partial h}{\partial X} \quad \text{----- (Darcy, 運動式)}$$

が成り立つ。 h は近似的に $t = 0$ の状態での水位 H とあまり大きな差はないと考え、かつ二次の項を省略すれば上の二式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{kH}{\lambda} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial X^2}$$

となる。今、ダム水位が $x = 0$ において時間とともに上昇してその上昇速度が $Ae^{\mu t}$ で与えられとし、かつ h は $X \rightarrow \infty$ で 0 になると仮定すると上式は容易に一つの特解として、

$$h = Ae^{\mu t} \cdot e^{-\sqrt{\frac{\lambda \mu}{kH}} \cdot X} \quad \text{----- (1)}$$

が得られる。

次に上の式を用いてダイクからの漏水を考える。

t = 0, t = 6 日後における貯水池水位および各水位観測点における水位は次の表のとおりである。

貯水池水位, ダイク下流ボーリング孔内水位の変化

		DDH-2	DDH-4	DDH-5	DDH-6
貯水池水位	t = 0 (8/0ct)	183.65	183.65	183.65	183.65
	t = 6 日 (14/0ct)	193.87	193.87	193.87	193.87
測定点 孔内水位	t = 0	163.384	145.286	120.186	118.509
	t = 6 日	167.456	148.067	120.477	119.234

t = 0, 6 日での貯水池水位をそれぞれ R_0 , R_6 , また t = 0, 6 日での測定点での孔内水位を W_0 , W_6 で表わし、未知数として $x = 0$ で t = 0 での不透水面から貯水池水位 R_0 までの水深 Y を採用すると、

$$Y = A$$

$$Y + (R_6 - R_0) = Ae^{6\mu}$$

$$Y - (R_0 - W_0) = Ae^{-L\sqrt{\frac{\lambda\mu}{kH}}}$$

$$Y - (R_0 - W_6) = Ae^{6\mu} e^{-L\sqrt{\frac{\lambda\mu}{kH}}}$$

である。これから Y , $e^{6\mu}$, $e^{-L\sqrt{\frac{\lambda\mu}{kH}}}$, A を求めると次のようになる。

ボーリング孔	$e^{6\mu}$	$e^{-L\sqrt{\frac{\lambda\mu}{kH}}}$	A
DDH-2	1.3163	0.3906	32.9
DDH-4	1.2015	0.2619	51.7
DDH-5	1.1600	0.0285	65.1
DDH-6	1.1497	0.0669	69.6

Lを150m (DDH-2, 4, 5, 6ともにダイク中心から同程度の距離にあるため、ダイクから測定孔までの距離Lを150mとした)とし、上に求めた $e^{-L\sqrt{\frac{A\lambda}{kH}}}$ 中に含まれる透水係数 k は m/day の単位であるので、これを cm/sec に変換すると地山の空隙率 (porosity) を λ で表わして k/λ を求めると次のようになる。

測定孔	k/λ
DDH-2	0.041 cm/sec
DDH-4	0.0086 "
DDH-5	0.00079 "
DDH-6	0.00119 "

λ の値は一定と見なすと、地山の透水係数、すなわち漏水量に関係するが、ダイクから DDH-2 方向への漏水量が最も多く、次いで DDH-4 へのものが多く、ダイクから DDH-5, 6 へと漏水する量は極めて小さいことが判る。

図-5.3 に示すように DDH-2 はダイクの左岸側であり、DDH-4 はこれよりやや中央寄りであるが、漏水測定堰 SW-1 よりも左岸側に位置する。

DDH-5, 6 は SW-2 に近く、従って、ダイクの中央部付近に位置する。

これらのことを考えると、現在の漏水量はほとんどが測定堰 SW-1 より左側、すなわち、ダイクの左岸側地山からのものであると判断される。

5. 2. 5 ダイク下流側ボーリング孔内水位と貯水池水位、降雨量の関係

5. 2. 1では、漏水測定堰の漏水量は降雨量および貯水池水位を用いて、推定できることを示した。これと同様に、ダイク下流側ボーリング孔内水位も、降雨量および貯水池水位を用いて計算することができる。すなわち、孔内水位 W は、

$$\begin{aligned}
 W = & a_0 \cdot R_0 + a_1 \cdot R_1 + a_2 \cdot R_2 + a_3 \cdot R_3 + a_4 \cdot R_4 + a_5 \cdot R_5 \\
 & + a_{6\sim 10} \cdot R_{6\sim 10} + a_{11\sim 20} \cdot R_{11\sim 20} + a_{21\sim 35} \cdot R_{21\sim 35} \\
 & + c (RWL - BEL) + b
 \end{aligned}$$

で表わすことができる。

ここで W は各ボーリング孔の孔内水位（標高 m ）を示し、 BEL はボーリング孔の孔底標高を意味する。また、式中に表われる a, R, c, RWL, b の意味は 5. 2. 1 で説明したものと同一である。

ここで、 W, R, RWL, BEL は実測によって求められた既知量であり、これら既知量を用いて、5. 2. 1 に述べたものと同様な手法によって式中に表われる各係数を求めることができる。

各ボーリング孔についての計算結果を表-5. 8 にまた実測値と計算値の対比を図-5. 6 に示す。

表-5.7 ダイク孔内水位測定結果

(標高m)

孔番 測定月日	DDH-1	DDH-2	DDH-3	DDH-4	DDH-5	DDH-6	貯水池 水位 WL. (m)
	(190.641)	(184.351)	(177.465)	149.067	(136.379)	(134.682)	
1988. 9月							
2	—	164.451	—	146.497	—	—	186.64
6	—	164.561	—	146.647	—	—	184.87
8	—	164.571	—	146.087	—	—	184.66
10	—	164.621	—	146.097	—	—	184.21
12	—	164.531	—	146.037	—	—	183.98
14	—	164.381	—	145.927	—	—	183.75
23	—	163.751	—	145.267	119.879	—	183.43
25	—	163.731	—	145.322	120.104	118.928	183.30
27	—	163.724	—	145.279	120.094	120.620	183.29
1988. 10月							
3	—	163.351	—	145.224	120.085	118.467	183.28
4	—	163.364	—	145.265	120.100	118.483	183.26
5	—	163.370	—	145.274	120.151	118.491	183.23
6	—	163.379	—	145.281	120.168	118.494	183.40
7	—	163.381	—	145.282	120.178	118.503	183.45
8	—	163.384	—	145.286	120.186	118.509	183.65
9	—	163.39	—	145.288	120.207	118.510	185.39
10	—	163.394	—	145.298	120.191	118.508	187.49
11	—	164.118	—	145.345	120.200	118.631	188.39
12	—	165.303	—	145.688	120.227	119.027	189.00
13	—	166.018	—	145.969	120.765	119.063	189.46
14	—	167.456	—	148.067	120.477	119.234	193.87
15	—	—	—	—	—	—	—

() は孔口標高を示す

表-5.8 ダイク下流側ボーリング孔水位算出式の諸係数一覧表

地点	降雨に関するもの								
	a ₀	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a _{6~10}	a _{11~20}	a _{21~35}
DDH-2	0.011	0.002	0.012	0.020	0.019	0.025	0.018	0.020	0.008
DDH-4	0	0.002	0	0.003	0.012	0.035	0.018	0.014	0.004
DDH-5	0.002	0	0.001	0	0	0	0	0	0
DDH-6	0.001	0	0.003	0.001	0.011	0.001	0	0	0

地点	係数		B E L m
	c	b m	
DDH-2	0	159.729	154.351
DDH-4	0	142.828	119.067
DDH-5	0	120.102	106.379
DDH-6	0	118.424	104.682

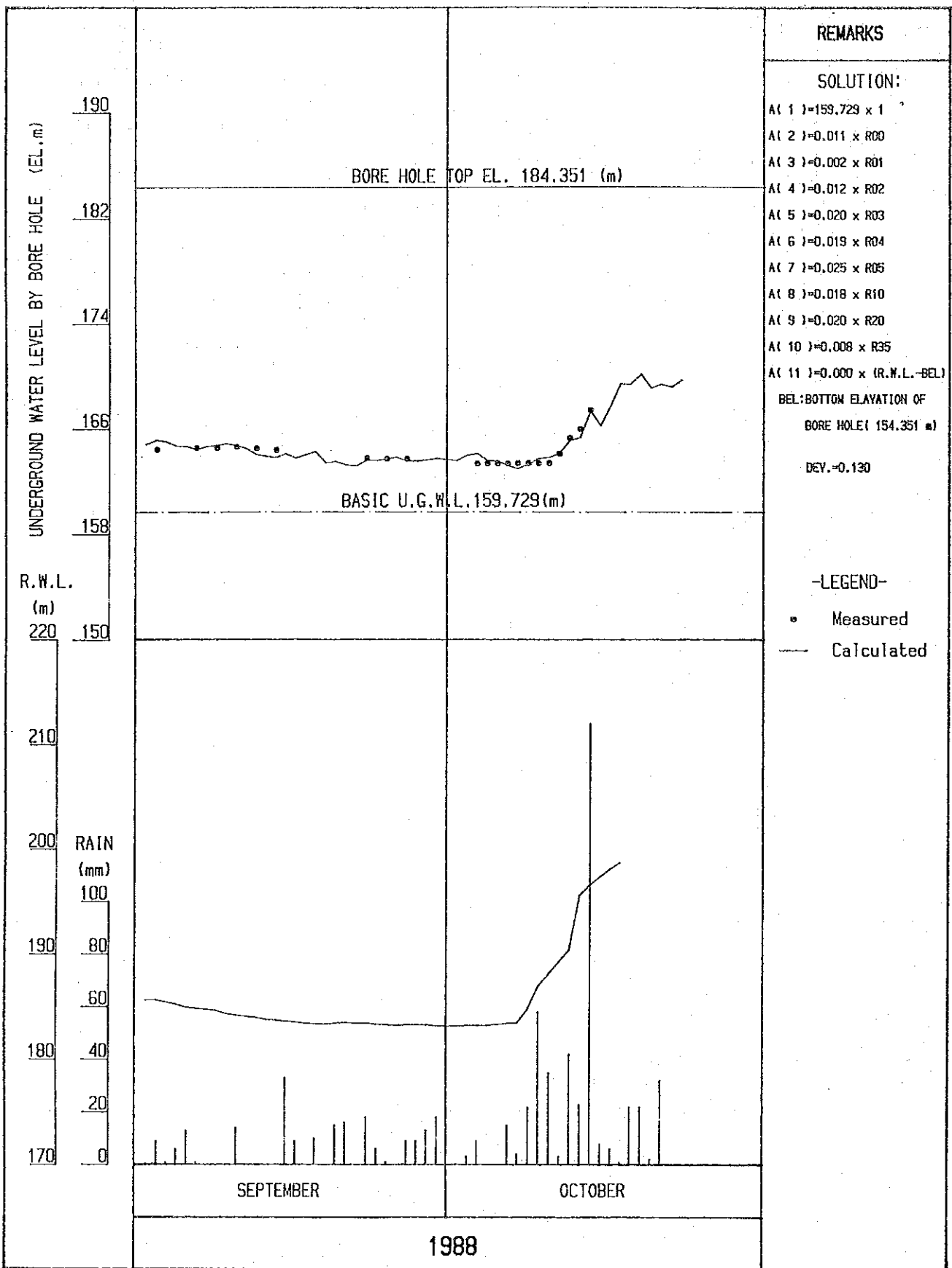
5.2.6 ダイク漏水補修に関する提案

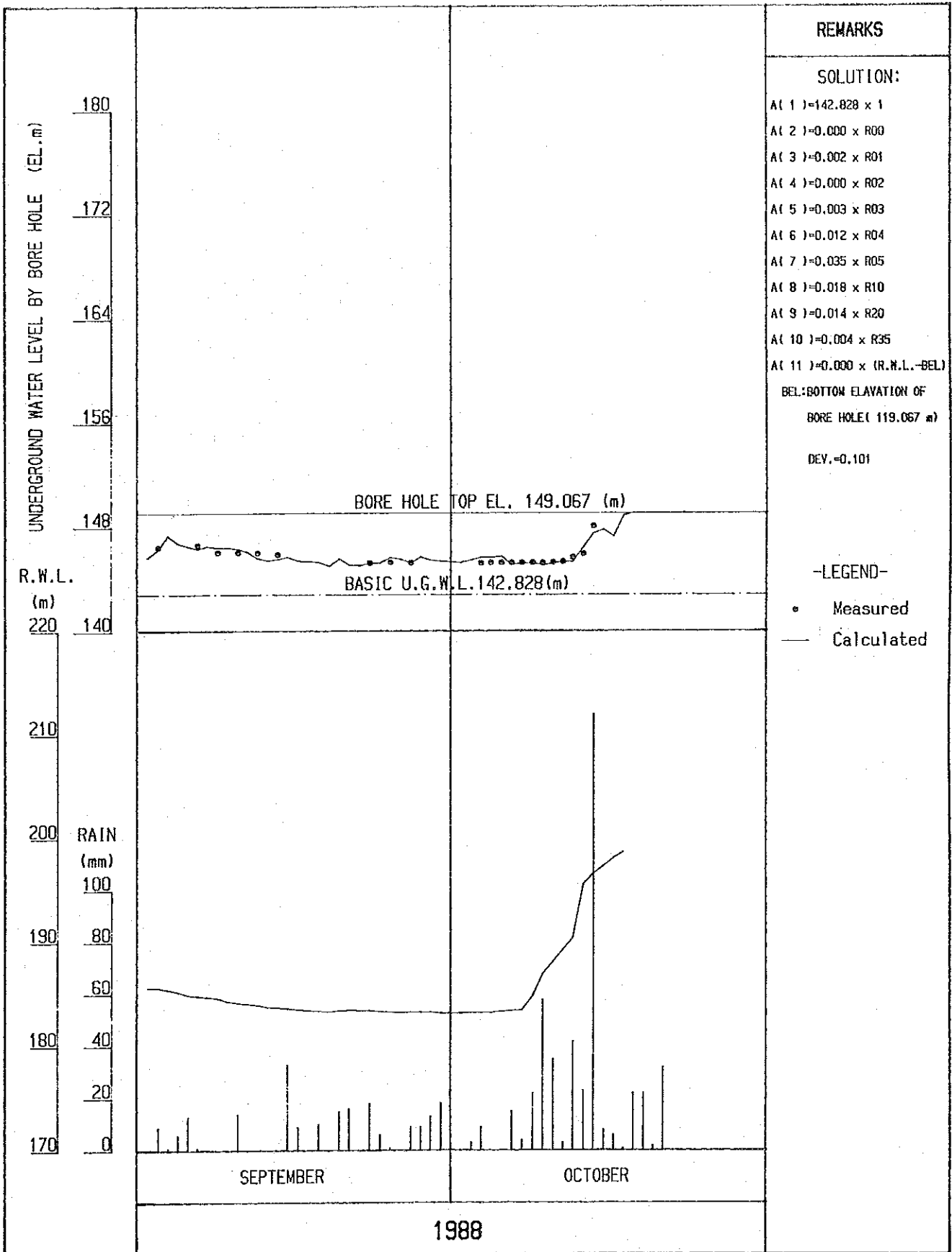
以上5.2.3の(I)～(V)までの結果と5.2.4の結果から、もしグラウト等により漏水量を減らそうと考えるならば、グラウトによる補修は、ダイク左岸から中央にかけて、また処理する区間も EL. 190 ～ EL. 195 以上の範囲で充分であろうと判断される。

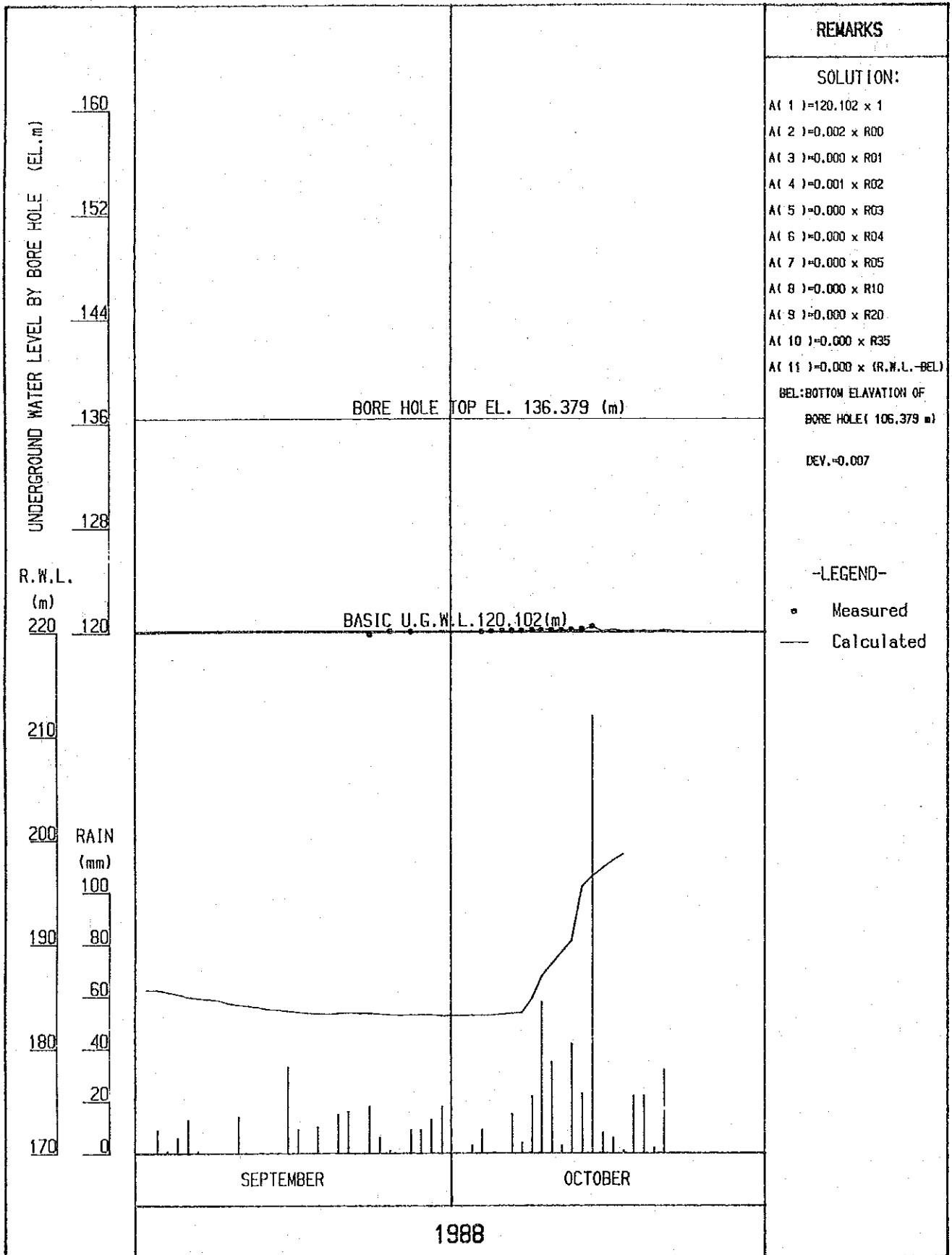
しかし、現状ではダイクからの漏水による損失水量は極めて少ないため、経済的な立場から言って漏水を防止するためのグラウトのメリットは少ないと考えられる。

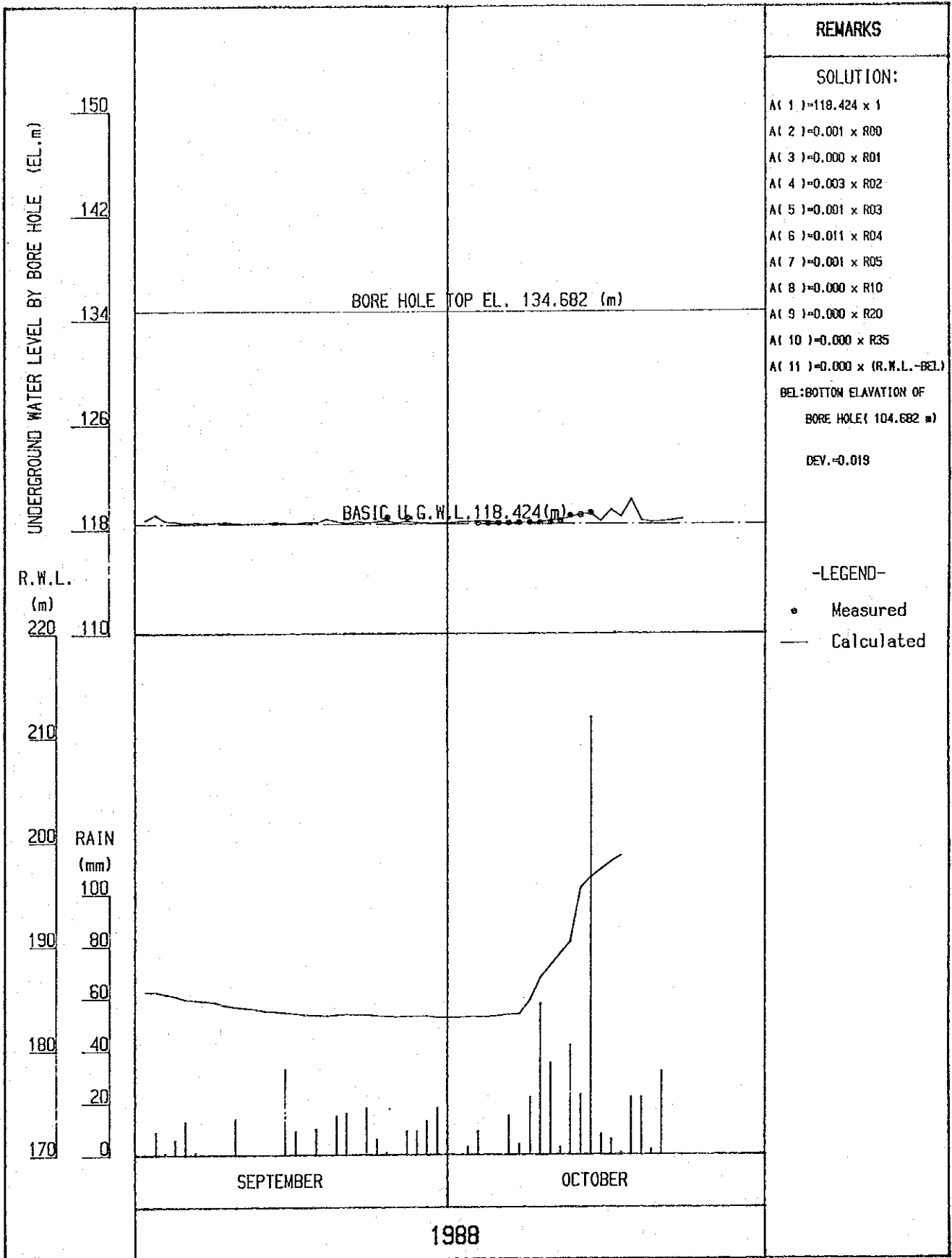
ただ、もし将来漏水量が増加するような傾向があれば、経済的な立場からでなく、ダイクの安全性の立場から漏水を評価する必要がある。

現状では、漏水は落ちついているものと見られ、漏水量が時間と共に増加する傾向は見られない（建設直後は右岸側でも漏水していたが、現在では、もはや止まっていることなどから）ようであるが、あるいは将来地震等の予知できない外力によって平衡状態が崩れて、漏水の増加が発生することもあり得る。よって今直ぐ補修する必要はないが、将来にわたって、長期的に漏水状況を監視し、漏水の変化を把握しておく必要がある。









第6章 修復計画

第6章 修復計画

本修復計画プロジェクトにあって、当初予想された修復必要箇所は、次の項目であった。

- i) ダムの洪水吐容量は十分であるか
- ii) ダムおよびダイク堤体の安定性は安全であるか
- iii) ダイクからの漏水に対して修復する必要があるか
- iv) 旧バッチャープラント跡の地すべりに対して修復する必要があるか
- v) 水圧鉄管からの漏水に対して修復する必要があるか

このうち、i) については、第2章で述べたように、現段階にあっては、洪水吐の容量は十分余裕があるとは言えないが、日本の基準に照らしても満足するものであるため修復計画を樹立する必要はない。

ii) については、第3章で述べたように、現段階にあっては設計条件に相当する 150gal 程度の地震が発生した場合には、ダムのすべり安全率は若干1を割ることになるが、安全率が1を割る部分はダムの表面のみに限られ、水圧によるダムの安定には危険な影響を与えない。

従って、大きな地震が発生し、若干ダムの表面にすべりが発生した時点ではじめて修復計画を樹立すればよく、今、樹立する必要はない。

v) については、第10章に述べるように、修復はすべきであるが、諸般の事情により調査することができなかったため、この修復については今回の修復計画プロジェクトから外されているので、この修復計画は将来行われるべき調査が終了した時点で樹立すべきである。

従って、本章の修復計画については、iii) および iv) についてのみ記述する。

6. 1 ダイクからの漏水

6. 1. 1 概 要

現在ダイクからの漏水量は年間ほぼ 261,000 m³程度と考えられ、これによる電力量の損失はほぼ 56,100 kWh 程度に過ぎない。また、現状ではこの漏水量が増大して行くようには見えない。従って、ダイクからの漏水問題に対しては、

- (i) 現状のままにしておくが、漏水量を継続してモニターし、増加する傾向が現れた時点で処理する。
- (ii) 現況の漏水を減少させるため EL. 190 ~ 195 以上の範囲を、ダイク左岸から中央にかけてグラウトによって処理する。グラウトを行う部分はダイク盛立部でなく地山中である。

この2つの方法が考えられる。グラウトを行う場合は、その一部をダイク左岸の EL. 175 付近に設けられているドレーントンネルを用いて施工するのが有効である。

しかし、現在ダイクで見られるような程度の漏水をグラウトによって処理し、漏水量を減ずることは相当困難であり（現状での地山の透水係数が 10^{-4} m/sec 程度と推定される）また、これを満足の行く程度まで改良するとすれば、著しくコスト高となる。そのため、ここでは i) の方法、すなわち、現況のままとするが、漏水量の継続的監視と水質の定期的調査を行ない、著しい変化が確認された時点で処理を行うのが適切であると考えられる。

6. 1. 2 グラウティングによる修復案

概要で述べたように、ダイクからの漏水に関しては現状で判断する限り、それ程危険とは思われないが、もしグラウティングにより、修復するとした場合について検討を加える。

i) グ라우ティング孔の配置

図-6.1 に示すように、3 m間隔とする。

配置は、ダイク左岸から中央部にかけて行う。

ii) グ라우ティングはダイクドレーンギャラリーから行うこととし、図に示すように、ドレーンギャラリーからダム HWL 218 までの範囲に対して行うこととする。

iii) グ라우ティング孔の径は 46mmであり、グラウティング方法は原則として 5.0mのステージグラウトとする。

iv) グ라우ティング圧力は最大 5.0kg / cm²、注入材料はセメントミルク、濃度開始時セメント 1: 水 2、仕上時 1 : 1 とする。

表-6.1 にこの修復案に関する工事数量と工事費を示す。

6. 2 旧バッチャープラント跡の地すべり

6. 2. 1 概 要

旧バッチャープラント跡の地すべりについては、このまま放置すれば激しい降雨時に再度地すべりの発生が起る可能性があり、また地すべりが発生すればマニラ上水に著しい影響を与えることになる。そのためこのバッチャープラント跡の地すべりの再発は防止しなければならない。

この地すべり防止には、杭打工による方法と、地すべり斜面の上部を掘削し、下部に抑え盛土を行う等の方法があるが、ここでは杭打工法によらず、地すべり可能領域の上部を掘削除去して、地すべりを起させる荷重を軽減し、地すべり可能領域の下部に抑え盛土を行って、すべり抵抗力を増加させる方法が最も経済的ではないかと考えられた。

地すべり防止のための斜面の整形は EL. 215 付近以上の部分は現在の斜面勾配を緩くし、EL. 215 以下 EL. 195 程度までは、すべりを押える盛土を行うことを考慮している。

☒ - 6.1 Grouting for Prevention of
 Seepage Through the Dyke
 (Left Bank Abutment)

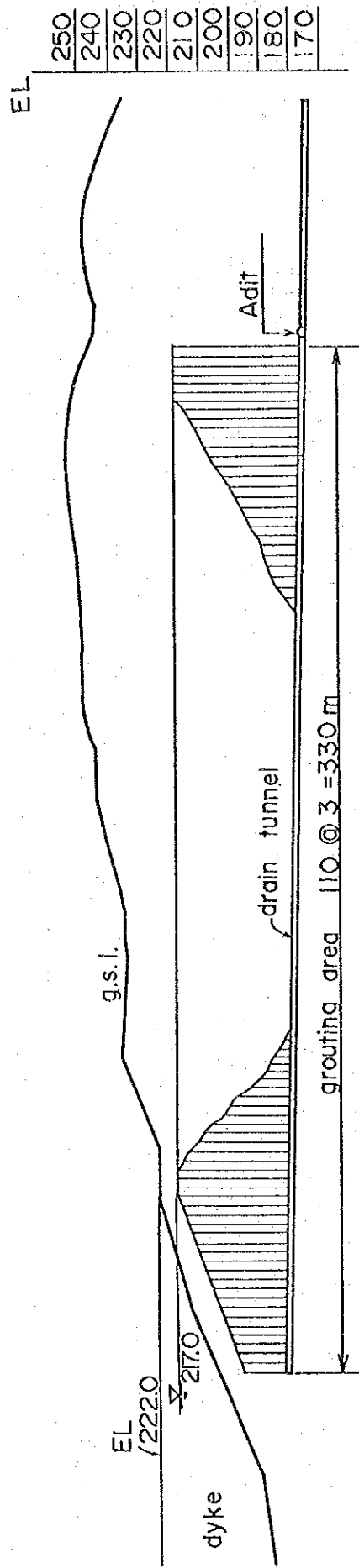


表-6. 1 ダイク左岸グラウト工事費

工 種	仕 様	単 位	数 量	単 価		金 額 (Peso)			備 考
				F.C.	L.C.	F.C.	L.C.	F.C. + L.C.	
1. ボーリング	φ56 ノンコアー	m	2,770	924	726	2,559,480	2,011,020	4,570,500	
2. "	φ56 コアー掘り	m	900	1,188	792	1,069,200	712,800	1,782,000	
3. グラウト注入	セメント	ton	560	350	2,898	196,000	1,622,880	1,818,880	
"	モルタル	m ³	50	674	2,739	33,700	136,950	170,650	
計					Peso	3,858,380	4,483,650	8,342,030	
					US\$(Equiv)	175,381	203,802	379,183	

6. 2. 2 盛り土による修復計画

図-4.15.1, 4.15.2 には 0.15g の地震時、または、地表面まで地下水位が上昇した場合にあっては、すべりの安全率が 1.2 以上、地震と地下水が全く重なった場合にあっても、すべりの安全率が 1.0 以上あるように、整形された最終的にのぞましい地表面の形状を示してある。

図4.14 は、旧バッチャープラント跡に発生した地すべりの修復案を示す平面図である。地すべり跡に残存する急崖部の EL. 215.0 以上を掘削し斜面勾配を緩め、また、掘削土を斜面下部に抑え盛立として利用している。

盛土する範囲では、現状の地表面に沿って有孔コンクリート管を敷設し、盛土中の地下水位上昇を押えている。

また、盛土の法尻は蛇カゴによって囲い、盛土の流出しを押えている。

整形後の地表には、表面排水用の排水溝を配置し、雨水の排水を計っている。特に盛土の周辺は排水溝で囲み、外側の地山斜面から流下してくる地表水が盛土区域に流入することを防いでいる。

また、整形後の地山中の地下水位を下げるため、EL. 215 および EL. 225 に水平ドレーン孔を配置した。これらドレーン孔、暗渠および表面排水溝を通じて流下する水は盛土終端部に設けられた水路に集り、さらに、下流まで水路によって流下させ、表面水位による地表の浸蝕を防止している。

使用する暗渠、表面排水溝、水路等の断面は図6.2, 6.3 に示されている。

このように地表面を整形するために必要な土工量は次のとおりである。

	数 量
掘 削	25,200 m ³
盛 土	19,200 m ³

旧バッチャープラント地すべり跡の修復工事は、全体を1時期に実施するのが望ましいが、場合によっては3段階に分割して施工することも考えられる。分割施工の場合は次の順序に従うのが良い。

1) 地表法勾配の整形（掘削，盛土，暗渠排水）

工事費 199,000 US\$

2) 地山ドレーントンネル孔の設置

工事費 110,000 US\$

3) 地表排水溝，水路工事

工事費 128,152 US\$

以上の修復案に関する工事数量及び工事費は表6.1 および表6.2 に示すとおりである。

表-6.2 地すべり修復工事費 (バッチャープラント跡)

工 種	仕 様	単 位	数 量	単 価		金 額 (Peso)		備 考	
				F.C.	L.C.	F.C.	L.C.		
1. 伐 開		m ²	16,000	32	34	512,000	544,000	1,056,000	
2. 掘 削 - 1	盛土地域へ	m ²	17,600	38	34	668,800	598,400	1,267,200	
3. 掘 削 - 2	土捨場	m ²	2,700	64	63	172,800	170,100	342,900	
4. 盛 土	敷きならし転圧	m ²	19,200	18	11	345,600	211,200	556,800	
5. 床 掘		m ²	4,900	60	61	294,000	298,900	592,900	
6. 蛇 カ		m ²	1,545	68	570	105,060	880,650	985,710	
7. 栗 石		m ²	1,950	68	559	132,600	1,090,050	1,222,650	
8. コンクリート		m ²	710	196	1,629	139,160	1,156,590	1,295,750	
9. 鉄 筋		ton	33	521	24,500	17,193	808,500	825,693	
10. コンクリートパイプ	φ1,200	m	150	200	604	30,000	90,600	120,600	
11. "	φ600	m	150	72	216	10,800	32,400	43,200	
12. "	φ300	m	60	50	154	3,000	9,240	12,240	
13. ボーリング	φ75	m	700	1,000	800	700,000	560,000	1,260,000	
14. P.V.Cパイプ	φ50	m	700	8	43	5,600	30,100	35,700	
計					Peso	3,136,613	6,480,730	9,617,343	
					US\$(Equiv)	142,573	294,579	437,152	

图 - 6.2 Typical Cross Section of Surface Drain Ditch and Subdrain

Surface drain ditch

Subdrain

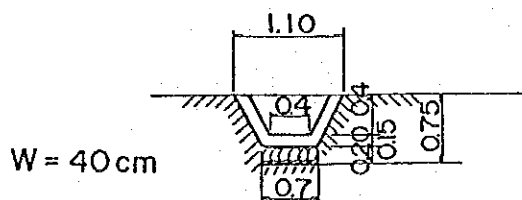
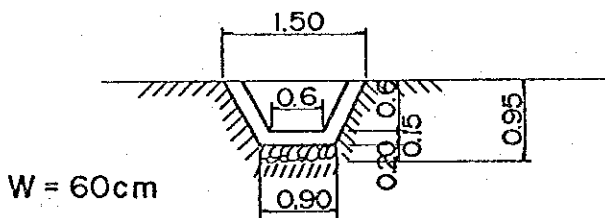
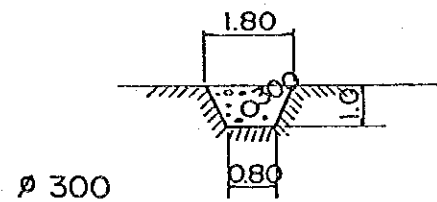
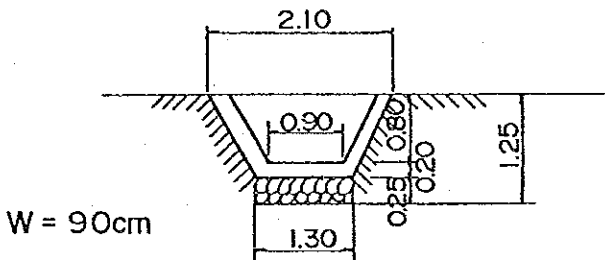
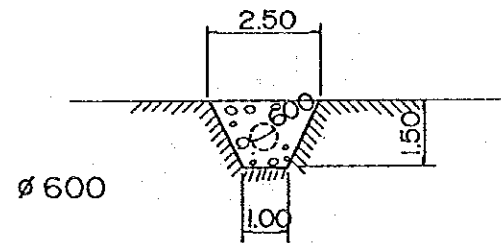
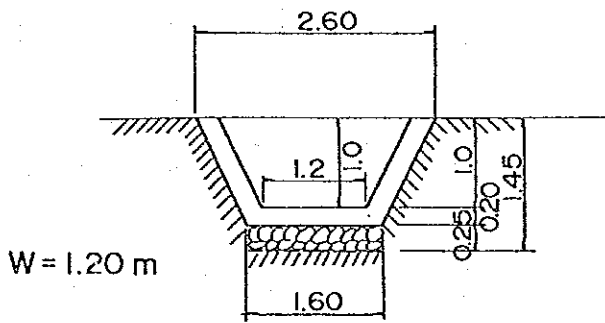
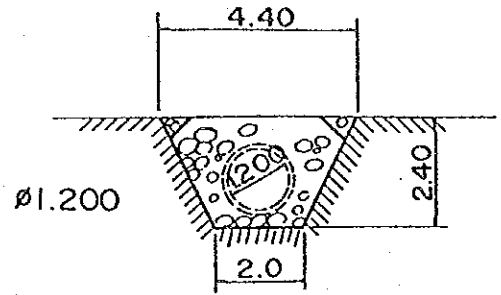
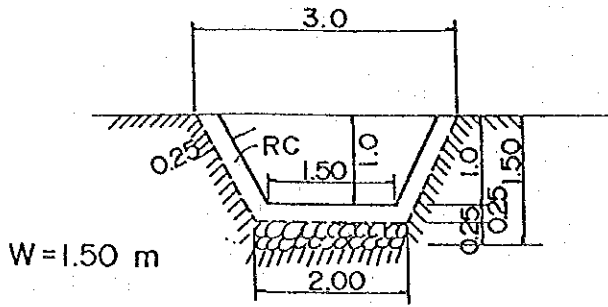


Fig - 6.3 Typical Cross Section of Canal and Gabion

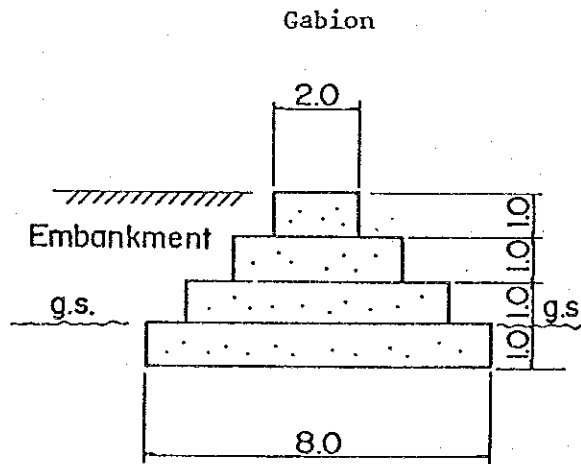
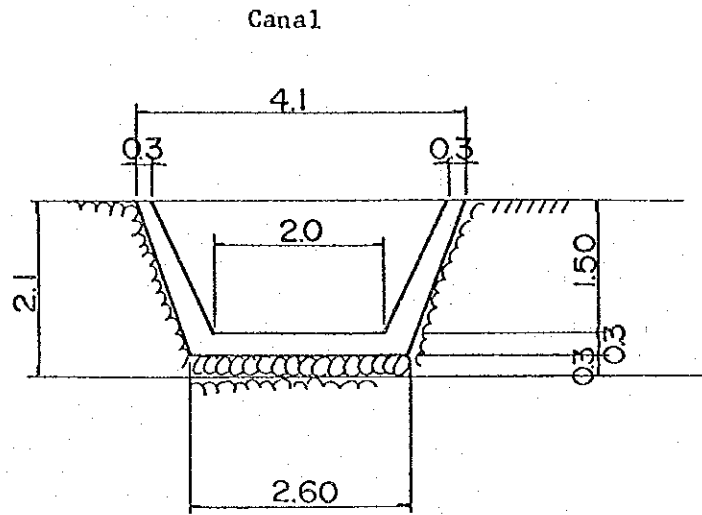


図 - 6.4 アンガットダム修復工事工程表

工 事	工 種	月													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
ダイク左岸グラウト	仮設・準備	—	—												
	ボーリング		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	グラウト			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
パッチャープラント跡 地すべり修復	仮設・準備	—	—												
	伏			—											
	暗				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	掘削盛土				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	蛇				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	カ				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	ゴ				—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
ドレ															
レン															
孔															
表面															
排水															
水															
路															

第7章 経済性の検討

第7章 経済性の検討

7.1 ルソン島における既設発電所設備におけるアンガット発電所の位置づけ

アンガット発電所はルソン島において2つの大きな役目を担っている。すなわち、その1つはルソン島電力系統網への電力供給であり、他の1つは MWSS (マニラ上下水道局) と NIA (灌漑局) への水の供給である。

a) アンガット発電所の基本諸元と特徴

アンガット発電所の発電設備出力は、主発電設備 200MW (50MW x 4台)、補助発電設備 28MW (6MW x 3台、および 10MW x 1台) 合計 228MW である。

1987年における発電実績は、表-7.1 に示したとおりで、年間総発生電力量は 380.689 GWh で、このうち主発電設備 195.988GWh、補助発電設備 184.701GWh となっており、主設備による年間発電量と、補助設備による年間発電量は、ほぼ同程度である。これをプラントファクターで表わすと、補助発電設備のプラントファクターは約 75 % であり、主発電設備のそれは 11 % に過ぎない。

表-7.2 は1987年におけるアンガットダムより下流へ放流された上水、および、灌漑用水の要求量を表わしたものである。補助発電設備を通る水はマニラ上水となり、その量は年間 862.66 MCM であり、また、灌漑用水は主発電設備を通過して下流に放流され、その量は年間 641.18MCM であった。この数字からみても判るように、アンガット貯水池の水は、そのほぼ半分以上は、マニラ上水に使用されており、マニラ上水の水源として決定的な役割を果たしていることがうかがわれる。

b) ルソン島電力系統網におけるアンガット発電所の位置づけ

1986年における電源設備容量、および、発生電力量は、それぞれ表-7.3 のようになっている。1986年時点におけるアンガット発電所の設備出力は 228 MW であり、発電量は年間 561.85 GWh であった。これはアンガット発電所は、ルソン島電力系統出力に対して 5.5 %、発生電力量に対して 3.8 % の割合を占めることになる。

表-7.1 Monthly Generation of Angat Hydroelectric Power Plant
for the Year 1987

Month	Auxiliary Plant (Water Supplied to MWSS)	Main Plant (Water Supplied to NIA)
January	17,229 MWh	33,794 MWh
February	14,815	29,549
March	15,376	24,260
April	13,802	14,710
May	13,743	—
June	12,564	13,258
July	13,529	4,056
August	14,959	—
September	15,068	7,426
October	17,201	4,069
November	17,630	31,170
December	18,785	33,696
Total	184,701	195,988

表-7.2 Monthly Water Requirements for Angat Hydroelectric
Power Plant for the Year 1987

<u>Month</u>	<u>Auxiliary Plant</u>		<u>Main Plant</u>	
January	69.47	108 m ³	104.46	108 m ³
February	62.75		94.35	
March	69.58		80.35	
April	67.23		51.84	
May	70.42		0	
June	70.11		51.84	
July	76.90		16.07	
August	77.25		0	
September	72.63		25.92	
October	76.72		13.39	
November	73.52		98.50	
December	76.08		104.46	
Total	862.66		641.18	

表-7.3 Installed Capacity and Annual Energy Output
of the Luzon Power System (1986)

Type of Power source	Installed Capacity		Annual energy output	
	(MW)	(%)	(GWh)	(%)
Hydro, total	1,226	29.8	2,956	20.0
- Pumped storage	300	7.3	211	1.4
- Reservoir	895	21.8	2,643	17.9
- Run-of-river	31	0.7	102	0.7
Oil-fired	1,925	46.8	6,328	42.9
Coal-fired	300	7.3	1,572	10.7
Geo-thermal	660	16.1	3,900	26.4
Grand Total	4,111	100.0	14,756	100.0

Peak Demand : 2,435 MW

またルソン島電力系統内の水力発電設備として、出力に対しては 18.6 %、発生電力量に対しても 19 % の割合を占めている。

ルソン島電力系統上に占めるアングット発電所の役割は、ほぼビンガ発電所（ルソン島系統総出力に対して 2.4 %、発生電力量に対して 3.4 %）に相当するものであると考えられる。すなわち、アングット発電所はビンガ発電所よりも高い効果をもって、他の水力発電所とともに、ルソン島電力系統のピーク供給力として円滑な需給調整機能を果たし、特に中規模の供給力（石油火力）の安定した運転に寄与するとともにベース供給力（石炭火力、地熱発電所）のアラントファクターを高い値に維持するように稼働している。

このようにアングット発電所はルソン島電力系統における円滑な需給調整と経済的な電源構成に寄与すると同時に、MWSS に水を供給し、マニラ上水を維持する極めて重要な発電所である。

7. 2 修復工事の経済的妥当性の検討方針

修復工事を計画するに当たって、修復工事の必要性についての評価を次の 3 つの種類に区分して考える必要がある。

- 1) 修復工事が必要である。
- 2) 必ずしも修復工事を行う必要はないが、修復工事を行った方が有利である。
- 3) 修復工事を必要としない。

このうち、1) の場合は、構造的に見て非常に危険な状態であり、構造物の危険度が日とともに増大しているか、あるいは、かなり短い確率年の外力で崩壊の危険性があり、経済性というよりもむしろ安全性の立場から評価されるべきものである。

2) の場合は、現在若干の漏水が存在するなどの損失があるが、現状の欠陥が進行するようには見られないような場合であって、この場合は欠陥を修復するための投資 (cost) と、欠陥修復によって得られる便益 (Benefit) との大小関係を検討して、修復工事を樹立すべきものである。このケースには、現在は構造的になん等欠陥はないが、改修することによって出力や、発生電力量の増加が期待できる場合も含まれる。

3) の場合は、なん等修復工事を行う必要がないと判断される場合である。

アンガット修復計画プロジェクトでは、当初の主なる調査項目は、

- i) ダム左岸に存在するダイクからの漏水に関する調査
- ii) 旧バッチャープラント跡の地すべりに関する調査
- iii) 鉄管路からの漏水に関する調査

であり、これ以外にも検討項目として、

- iv) 洪水吐容量に関する検討
- v) ダムの安定解析

であった。

i) については、今のところ、欠陥は進行して行くようには見えないため、2) の必ずしも修復する必要がない場合のものに対応するが、この場合の経済評価としては現在の漏水によって失われた発生電力量と、これを修復するに必要な投資額の差で評価することになる。

便益としては、失われる水量によって減少する発生電力量の売電価格をとって考えるのが適当であろうと考えている。

ダイクからの漏水はイボダムの上流側に流入することになるので、上水取水への影響はない。

ii) の旧バッチャープラント跡の地すべりにについては、アンガットダムはマニラ上水水源として非常に重要であり、再度の地すべりによってアンガット河の流れが閉塞されれば、そのマニラ上水におよぼす影響は非常に大きい。さらに、この崩壊土は、最終的にはイボ

ダムの貯水池を埋めることになるので可能な限りイボダム上流部での崩壊を防ぐことを考慮しなければならない。

また、旧バッチャープラント跡の現地すべり跡は、大雨が襲来した場合、再度地すべりを発生する可能性がある。従って、経済的評価をして修復を決めるよりもむしろ 1) の修復工事が必要であるという範ちゅうに含まれるべきである。

iii) の鉄管路からの漏水に関する検討は、今回は遺憾ながらその内部調査ができなかったが、漏水は進行しているように見られるため、1) の範ちゅうに入るが、具体的な修復計画の策定はできなかった。

iv) の洪水吐容量に関する検討については、本文で示したように、現段階では 3) の修復工事を必要としない項に属する。

7. 3 ダイクからの漏水防止に対する妥当投資額について

7. 3. 1 評価法

表-5.3に示したように、ダイクの漏水測定比を通過する水量は年間 317,000 m³程度と推定されるが、このうちダイクの基盤を通過して漏水していると見られる漏水量は 261,000 m³であると推定される。これによる電力量の損失は年間 56,100 kWh 程度であると考えられる。

今、discount rate を i として、1 年間に失われる電力量の損失を a US\$/year とすると、今後失われるであろう全損失は

$$a \cdot \left[1 + \frac{1}{1+i} + \frac{1}{(1+i)^2} + \dots \right] = a \cdot \frac{1+i}{i}$$

である。

漏水によって失われる電力量の損失は、また、一方、NAPOCOR への料金収入の減少となって表われてくる。山元で発生した電力が消費地で電力料金に変わるためには、当然送電ロス、運転に係る人件費、修繕費と諸費、さらに、送配変電のための関連費等を考えなければならない。

今、送電ロスを 5%、人件費、修繕費、諸費、送配変電費用の合計を 2% 程度であると仮定すると（この値は日本の基準である）、損失電力量 /year を W (KWh)、1 KWh 当りの売電単価を λ US\$/KWh として、

$$a = (1-0.05) \cdot (1-0.02) \cdot W \cdot \lambda = 0.93 \cdot W \cdot \lambda \text{ US\$/year}$$

となる。

一方、グラウトによって完全に洩水をとめることは極めて困難であり、グラウトにより全体の漏水量の $\alpha\%$ のみが止水し得たものと仮定すると、妥当投資額 S は

$$S = 0.93 \frac{(1+i)}{i} W \cdot \lambda \cdot \alpha$$

いま、ディスカウントレイト $i = 14\%$ を採用するとすると

$$S = 7.6 W \cdot \lambda \cdot \alpha \quad (\text{US\$})$$

となる。

7.3.2 評価

年間に失われる電力量 56,100 KWh

1 KWh 当りの売電単価 1 peso/KWh

とすると、妥当投資額 S は

$$S = 0.93 \frac{(1+i)}{i} W \cdot \left(\frac{1}{22}\right) \cdot \alpha \text{ US\$} \quad (\text{ただし、1 US\$ = 22 Peso とした})$$

である。

一方、グラウトによる修繕工事費は 6. 1. 2 によって 380,000 US\$ 必要であると思われるから

これから経済評価のための B/C の値は

$$B/C = 0.93 \left(\frac{1+i}{i} \right) W \cdot \left(\frac{1}{22} \right) \cdot \alpha / 380,000$$

となる。

いま、仮にグラウト効果が十分に期待できて、 $\alpha = 1$ として考えられるとし、かつディスカウントレイトとして 14 % を採用するとすると $B/C = 0.05$ となり、経済性が高いとは思われない。

もし、上記条件の下で $B/C = 1$ となるためのディスカウントレイトを逆算すると、 $i = 0.63\%$ にしか相当しない。

従って、単に洩れを防止するためだけの目的でグラウトを行うことは経済的ではない。しかし、今後長期にわたる漏水計測の結果、もし将来漏水が増加するようなことが認識されれば、経済性とは切り離して地山処理を行うべきである。

第8章 ダム構造物管理基準

第8章 ダム構造物管理基準

水力設備の安全管理は、極めて広範囲におよぶものであり、ダム（構造物のみならず、貯水池内の堆砂問題も含めて）、取水口、圧力トンネル、水圧鉄管路、機器関係も含めた発電所、放水路を含む水力発電本体のみならず、これらに付帯する斜面の安定維持等も含まれるものである。

1987年10月に行われた現地調査の結果から、本アングットプロジェクトは、特に、ダム、ダイク、水圧鉄管、および旧バッチャープラント跡の地すべりに問題があることが判明したため、主にダム構造の管理については、とくに留意して保守管理をする必要がある。

8.1. モニタリング

安全管理のためのモニタリングは、常に恒常的に継続していなければならない。モニタリングを将来継続して行うべき項目は次のとおりである。

8.1.1 ダムおよびダイクの視準測量

ダムとダイクに、本調査工事時点に放置した標点を用いて、定期的にダム、ダイクの変形を測定し、その値を記録し水圧によるダムの変位に変化があるか否かの監視を続行する必要がある。

視準測量の回数は月に1回とし、変位量とダム水位との関連を常に把握し、同一水位に対して変位がどのように変化するかを調査することが必要である。

特に、ダム付近に据付けられた地震計の最大加速度が70 gal以上であるような地震が発生した時には、ダム、またはダイクの表面のすべりに対する安全率が1を下廻る可能性があるため、地震発生後に視準測量を行うと同時に、ダム前面、および背面の測量を行い、ダムの表面に地震による損傷が発生したか否かを調査し、もし被害が発生しておれば、この修復を早期に行なうようにしなければならない。

8. 1. 2 ダイクからの漏水調査

ダイクからの漏水は現地点にあっては、定常化しているように見受けられるが、将来これが増加するか、あるいは収束して行く方向に向うかを判断するためには、継続的なモニタリングが必要である。継続的なモニタリング項目としては、

- i) SW-1, SW-2, SW-3 の各漏水測定堰における流量測定
- ii) アンガットダム地点における降雨測定

である。

SW-1, SW-2, SW-3 で計測された流量は降雨によるものと、ダムからの漏水との和であるため、ダムからの漏水と降雨によるものとの分離が必要である。

表-5.2 は各測定堰における測定流量のうち、ダムによる流量を求めるための各係数を示したものである。

$$\alpha = \{ Q_0 - (a_0 \cdot R_0 + a_1 \cdot R_1 + a_2 \cdot R_2 + a_3 \cdot R_3 + a_4 \cdot R_4 + a_5 \cdot R_5 + a_{6\sim 10} \cdot R_{6\sim 10} + a_{11\sim 20} \cdot R_{11\sim 20} + a_{21\sim 35} \cdot R_{21\sim 35} + b) \} / (R_{WL} - 195)$$

ここで、 a_0 a_1 a_2 … は、表-5.1 のとおりであり

R_0 は測定当日の降雨

R_1 は測定前日の降雨

R_2 は測定 2日前の降雨

R_3 は測定 3日前の降雨

R_4 は測定 4日前の降雨

R_5 は測定 5日前の降雨

$R_{6\sim 10}$ は測定 6日前から10日前までの合計の降雨

$R_{11\sim 20}$ は測定11日前から20日前までの合計の降雨

$R_{21\sim 35}$ は測定21日前から35日前までの合計の降雨

であり、上式の適用範囲は貯水池水位 $WL > 195$ の時にのみ成立する

上式によって求めた α の値が時間とともに増加するか否かを検討する必要がある。

計測は毎日実施するが計算は定期的に行うべきであり、月に1回として、漏水量を定常的に評価しなければならない。

特に、地震等が発生すれば、モニタリング間隔を短かくして地震による影響がどのように表われているかを評価する必要がある。

8. 1. 3 旧バッチャープラント跡の地すべり調査

旧バッチャープラント跡については、地表面の整形を行い、再度の地すべりを起さないように処理されるはずであるから、なお地表面整形後も当分の間、地山が安定していることを確認する意味で現在設けてある。インクリノメーター用の堅穴を用いて地山内のすべりの可能性を判断し続ける必要がある。

測定頻度は、地山の整形を完了するまでは、月1回とし、地山整形後2年の間は2ヶ月に1回、その後は年3回の割でモニタリングを行うことが望ましい。

8. 1. 4 水圧鉄管路からの漏水量に対するモニタリング

本報告書にあっては、水圧鉄管路からの漏水、およびそれに対する評価は十分にはなし得なかったが、いずれ近いうちに、水圧鉄管路の修復は必ず必要となって来ると思われる。従って、その修復時期を決めるために、常に水圧鉄管からの漏水量の変化をモニタリングしておく必要がある。

モニタリングの項目としては、発電所付近に設けられた2ヶ所の流量測定堰における流量であって、常にこの測定流量と、ダム水位の関連を評価し、同じダム水位に対して測定流量がどのように変化して行くかを常時把握しておかなければならない。

測定間隔は週に1回とするのが望ましい。

8. 1. 5 水質調査

ダイクからの漏水、または、水圧鉄管路からの漏水は、その量的変化を把握するのはもちろんのことであるが、その水質の変化からも調べておくのがよい。

そのために、

- i) ダム取水口付近における水質
- ii) ダイク、SW-1、SW-2、SW-3 付近における漏水の水質
- iii) 水圧鉄管路からの漏水測定堰における水質

を記録し、水質分析の結果にどのような変化が表われるかを把握しておく必要がある。

測定頻度は月1回程度が適当と思われる。

8. 2. 詳細調査および補修工事

8. 1に述べたモニタリングの結果、あるいは地震、洪水、降雨など異常に大きい外力が作用した場合には、その直後において特別に点検を行い、工作物に異常が発見されたときには、さらに、その工作物に対して詳細な調査を実施しなければならない。この詳細な調査、検討の結果、工作物の安全性が危惧されたり、損傷が著しい場合には、早急に補修工事が実施されなければならない。